T2R2 東京工業大学リサーチリポジトリ
Tokyo Tech Research Repository

論文 / 著書情報
Article / Book Information

題目(和文)	鋼製橋脚の弾塑性挙動と脆性破壊防止に関する研究
Title(English)	
著者(和文)	佐々木栄一
Author(English)	EIICHI SASAKI
出典(和文)	学位:博士（工学）, 学位授与機関:東京工業大学, 報告番号:乙第3646号, 授与年月日:2003年2月28日, 学位の種別:論文博士, 審査員:
Citation(English)	Degree:Doctor of Engineering, Conferring organization: Tokyo Institute of Technology, Report number:乙第3646号, Conferred date:2003/2/28, Degree Type:Thesis doctor, Examiner:
学位種別(和文)	博士論文
Type(English)	Doctoral Thesis

Powered by T2R2 (Tokyo Institute Research Repository)

G2002
So

学位論文

鋼製橋脚の弾塑性挙動と脆性破壊防止に関する研究

佐々木　栄一

東京工業大学

2002年

目　次

第1章　序論	Page
1-1 背景	1
1-2 本研究の目的	4
1-3 既往の研究	5
1-4 論文の構成	22
参考文献	
図表	
第2章　鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動	
2-1 はじめに	44
2-2 対象橋脚	45
2-3 橋脚のモデル化と解析条件	45
2-3-1 解析コード	45
2-3-2 橋脚のモデル化	45
2-3-3 材料定数および材料構成則	45
2-3-4 境界条件	45
2-3-5 減衰定数	45
2-3-6 入力地震波	46
2-4 解析結果	46
2-4-1 固有振動解析	46
2-4-2 地震動的解析	46
2-5 考察	48
2-6 まとめ	50
参考文献	
図表	
第3章　鋼製ラーメン橋脚隅角部の補剛設計法の提案と弾塑性挙動	
3-1 はじめに	79
3-2 隅角部モデル供試体の正負交番載荷実験計画	80
3-2-1 供試体の設計	80
3-2-2 使用鋼材	81
3-2-3 実験装置および載荷方法	81
3-2-4 測定項目および測定方法	82
3-3 実験結果	82

3-3-1 供試体の損傷形式の分類 82
3-3-2 損傷の進行状況 83
3-3-3 耐荷力および変形性能に関する検討 84
3-3-4 発生ひずみに関する検討 85
3-4 解析による実験結果の評価と構造が及ぼす影響に関する検討 86
3-4-1 供試体のモデル化および解析条件 86
3-4-2 解析による実験結果の再現性 87
3-4-3 パラメータを変化させた場合の損傷形式, 耐荷力および変形性能に及ぼす補剛構造の影響 88
3-5 新設ラーメン橋脚の補剛設計法の提案と弾塑性挙動 90
3-5-1 新しい補剛設計法の提案 90
3-5-2 実橋脚への適用例とその大規模地震時挙動 91
3-6 まとめ 93
参考文献
図表

第4章 鋼製橋脚における地震時脆性破壊の特徴と発生シナリオ
4-1 はじめに 124
4-2 兵庫県南部地震で発生した脆性破壊の特徴 125
4-3 脆性破壊防止のための対策と課題 127
4-4 鋼製橋脚におけるひずみ履歴の特徴 128
4-5 起点となるき裂 128
4-6 鋼製橋脚における地震時脆性破壊の発生シナリオ 130
4-7 まとめ 131
参考文献
図表

第5章 低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊
5-1 はじめに 141
5-2 溶接継手試験体の曲げ低サイクル疲労実験 142
5-2-1 実験方法および実験条件 142
5-2-2 き裂発生状況 143
5-2-3 き裂先端形状の観察および開口変位の測定 144
5-2-4 脆性破壊の再現と破壊靭性値の影響 145
5-3 低サイクル疲労き裂先端形状の変化挙動の把握 146
5-3-1 実験方法 146
5-3-2 実験結果 146

5-4 低サイクル疲労き裂を起点とした脆性破壊の発生シナリオ 147
5-5 鈍い先端を有する低サイクル疲労き裂からの脆性破壊の可能性 148
5-5-1 実験方法 148
5-5-2 実験結果および考察 149
5-6 まとめ 150
参考文献
図表

第6章 鋼製橋脚の地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性レベル
6-1 はじめに 180
6-2 考慮すべきひずみ履歴パターン 180
6-3 対象鋼材 181
6-4 実験方法 181
6-4-1 塑性ひずみ導入実験 181
6-4-2 引張試験 181
6-4-3 CTOD 試験 182
6-5 実験結果 182
6-5-1 引張試験結果 182
6-5-2 CTOD 試験結果 182
6-5-3 鋼種およびひずみ履歴による差違の要因 184
6-6 鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性レベルの提案 185
6-7 まとめ 186
参考文献
図表

第7章 結論
7-1 本研究の結論 199
7-2 今後の課題 203
参考文献
図表

謝辞

第１章

序論

1-1 背景

1995年1月17日に発生した兵庫県南部地震は，橋梁や建築物等の多くの構造物に甚大なる被害をもたらした．鋼製橋脚においても，角溶接部の割れによる倒壊，局部座屈，脆性破壊といったそれまで経験したことのない形式の損傷が発生した[14)-16)]．

兵庫県南部地震以降，既設橋脚に対して，各種の補強方法が提案され[2)]，その効果について検証されている[68)-70)]ほか，新設構造物については，優れた変形性能を期待した設計法の構築を目標に，単柱橋脚を主な対象として，繰返し大変形下の耐力および変形性能の評価を重要な課題ととらえ，多くの研究がなされてきた[6),17)-24)]．その成果に基づき，新設構造物を対象とした，大規模地震に対する新たな設計コンセプトとして，角溶接割れを防止するために溶接方法を改善する[2)]とともに，局部座屈に対して補剛板の厚肉化および補剛材の高剛度化を図ることにより，ダクティリティーを向上させるという方針が打ち出された[11)]．そこでは，変形性能の要求レベルは，最大耐力となる変位（δ max）と最大耐力となる変位を超え耐力がその95%に低下した変位（δ 95）を基準として設定することが提案されている[50)]．これを受けて，鉄道橋の設計基準[4)]では，弾性域での座屈発生を防止し安定した耐荷力および変形性能を保証する目的で，幅厚比[8)]等のパラメータ制限[50)]を導入する考えが示されており，道路橋の設計基準では，変形性能が要求される部位に用いられる補剛板について座屈パラメータに関する規定[1)]が追加された[2)]．また，大規模地震下の鋼製橋脚の挙動を把握する目的で，新設構造物を想定したハイブリッド実験が実施され，そのような幅厚比等のパラメータ制限による有効性が確認されている[51),59),60)]．

兵庫県南部地震では，鋼製ラーメン橋脚においても，多くの被害が発生した．そのため，単柱形式橋脚と同様，ラーメン橋脚に対しても，大規模地震を想定した場合，構造全体系として安定した耐荷力および変形性能を保証し，しかも脆性破壊が生じないような弾塑性設計法を構築する必要がある．しかし，これまでラーメン橋脚に対する耐震設計の考え方は必ずしも確立されているとはいい難い．特に，ラーメン橋脚の柱とはりとの接合部（隅角部）については，現行設計法そのものに問題があり，未だに奥村らの式[72)]により算出した局所的なピーク応力に基づき弾性設計が実施されており，それに起因して，隅角部付近が一般部と比べて板厚が厚くなっているため，状況によっては，製作，輸送，架設が難しくなるといった問題も生じている．兵庫県南部地震以降，設計に用いる地震動が従来のものよりもかなり大きなレベルのものに変

わっており，今後このような大規模地震動に対して，同様の設計法で対処しようとすると隅角部の板厚はさらに大きくなると考えられることから，事実上設計が困難となる場合が生じてくるなど，より厳しい状況になると予想される．加えて，このような隅角部の高重量およびそれに伴う隅角部近傍での板厚の急変は，ラーメン橋脚の損傷形式・地震時挙動に影響を与えると予想される．このようなことから，隅角部の設計法を見直し，隅角部を含めたラーメン橋脚の弾塑性挙動を明確にした上で，それを考慮した新しい設計法を確立することが求められている．これまでもラーメン橋脚および隅角部の耐荷力および変形性能については，様々な研究がなされている[71),77),80)-101)]が，大規模地震に対する照査方法の観点からは，検討すべき点が多々残されている．

一方，兵庫県南部地震において鋼製橋脚に発生した脆性破壊は，それまで経験がなく，またそれまで考えられていたような，交通荷重等の活荷重により発生した疲労き裂を起点とし比較的低応力領域で発生する脆性破壊とは特徴を異にし，起点が明確ではないこと，大きな塑性ひずみが作用する状況の中で発生したことなどから，その発生要因には不明な点が多い．しかしながら，脆性破壊の防止は，上述のような大規模地震下の鋼製橋脚の変形性能を保証するための絶対的な前提条件であり，必ず対策を講じなければならない重要な課題である．

地震時脆性破壊防止のためには，まずその発生要因を解明することが不可欠であると考えられ，兵庫県南部地震以降，被災した鋼製橋脚に関して原因調査[25)-28)]が行われた．その結果，脆性破壊の支配的な発生要因は，想定以上の大きさの地震動が作用し，部材が大規模塑性変形するのに伴って鋼材に導入された大きな塑性ひずみによって鋼材靭性が劣化したことであると考えられている．そのため，脆性破壊の防止のためには，脆性破壊が懸念される領域を特定し，その領域に発生するひずみレベルを低減させることと，その領域にひずみの影響を受けた後も十分に靭性が残存している鋼材を適用することが重要であると考えられる．先のノースリッジ地震では，建築鉄骨構造物の柱はり接合部において脆性破断する事例が多く報告されており，米国では，その防止策として，脆性破壊を生じさせるような大ひずみが発生しにくいように構造ディテールを工夫する構造的な対策（例えば，はりフランジをドッグボーン化することによって，柱はり接合部の変形を避けるなど）と，脆性破壊発生が懸念される領域の鋼材の靭性をあるレベル以上に保証するという材料的な対策が提案され基準化されている[178),179),182)]．我が国においても，兵庫県南部地震において建築鉄骨構造物に多くの脆性破壊が発生した[29)-31)]ことから，日本溶接協会 APD 委員会が中心となって，建

築構造物における地震時脆性破壊防止のために鋼材に必要とされる靭性値のレベルについて検討され，多くの重要な知見が得られている[137),138)]．しかしながら，鋼製橋脚に関しては，脆性破壊防止対策はこれまで殆ど検討されていないのが現状である．これまで検討例の多い建築鉄骨構造物と比較すると，部材数が大きく異なりリダンダンシーに大きな差があり，地震時の弾塑性挙動や発生ひずみの特性が異なる可能性があるほか，兵庫県南部地震では鋼製橋脚においては様々な部位で脆性破壊が生じており，異なったシナリオで脆性破壊が発生した可能性があることなどから，建築鉄骨構造物に関する対応案をそのまま鋼製橋脚に適用するのは妥当ではない．すなわち，鋼製橋脚の特徴を踏まえた上で，脆性破壊防止法を構築する必要がある．その際，破壊力学的な観点では，脆性破壊の発生は最終的には鋼材の破壊靭性に支配されると考えられることから，脆性破壊防止対策を講じる上では，特に鋼材特性面からの検討が必要不可欠である．

これまでのところ，鋼製橋脚における脆性破壊については，起点となるき裂のタイプを全て特定できているとは言い難く，脆性破壊がどのような部位で発生し得るのか，鋼材が地震時にどのようなひずみ履歴を受けているのかといったことが明確ではないため，それらを基に構成される脆性破壊のシナリオが想定できていないこと，また塑性ひずみ履歴によって各種鋼材がどの程度脆化するのか等の基礎的な知見が欠乏していることなどから，材料面から脆性破壊防止法を構築するために明確にすべき点が数多く残されている．また，兵庫県南部地震で，鋼製橋脚基部の補強用三角リブ溶接止端部において発生が報告されたような，繰返し塑性ひずみにより発生した疲労き裂（本研究では，以下，低サイクル疲労き裂と呼ぶ．）を起点とした脆性破壊については，これまで検討例もなく発生メカニズム自体に不明な点を抱えており，防止法を講じるには，基礎的な材料実験を実施しその特徴を見出すことが必要となる．

なお，前述した新設鋼製橋脚に対する変形性能を保証するための構造パラメータ制限[49)]は，もともと脆性破壊防止のために発生ひずみを低下させることを積極的なあるいは直接的な目的としていないが，構造パラメータ制限に伴う，補剛板の厚肉化と補剛材の高剛度化は，結果的に地震時の発生ひずみを変化させている可能性がある．新設鋼製橋脚の脆性破壊防止の観点からは，構造パラメータ制限を適用した場合，どの程度のひずみが発生し得るのかを把握することが極めて重要であるが，このような観点からの検討はこれまで皆無である．

1-2 本研究の目的

本研究では，鋼製橋脚の大規模地震に対する耐震設計法の確立を目標とし，そのために不可欠と考えられる，鋼製橋脚，特に鋼製ラーメン橋脚の新しい補剛設計法の提案とその弾塑性挙動の評価，および材料面からの地震時脆性破壊防止法の提案を目的とし，以下のような検討を行う．

1．従来の設計法により設計された一般的な形状・寸法を有する鋼製ラーメン橋脚を対象として，動的弾塑性有限要素解析を実施することにより，損傷部位，損傷形式など，大規模地震時挙動に見られる特徴を明確にすることにより，耐震性の面から従来設計法の見直すべき点を指摘する．

2．鋼製ラーメン橋脚の変形性能を活用するための弾塑性設計法のひとつとして，構造パラメータ制限を考慮した，隅角部の新しい補剛設計法を提案する．さらに，提案した設計法の有効性について，モデル供試体の正負交番載荷実験による弾塑性挙動特性の把握およびその有限要素解析による再現性の観点から検討する．

3．2．の結果および実橋スケールの鋼製ラーメン橋脚の動的弾塑性有限要素解析により，大規模地震下の鋼製橋脚におけるひずみ履歴特性（ひずみ履歴パターン，ひずみレベル）を明確にする．その上で，低サイクル疲労き裂を含む脆性破壊の起点となり得る全てのタイプのき裂を考慮し，脆性破壊発生のシナリオを提示する．さらに，そのシナリオに基づき，脆性破壊の材料面からの防止法の確立に必要な検討項目を指摘する．

4．3．で提示する脆性破壊のシナリオのうち，発生メカニズムに多くの不明な点が残されている低サイクル疲労き裂からの脆性破壊の可能性について，鋼種および鋼材の破壊靭性値に着目して基礎的な研究を行うことにより，その発生メカニズム，防止法，および発生の評価方法について考察する．

5．3．で提示した脆性破壊のシナリオから，脆性破壊防止のために考慮すべきひずみ履歴を考え，その塑性ひずみ履歴による各種鋼材の破壊靭性劣化の程度を実験的に明らかにする．その上で，4．の検討成果も踏まえ，地震時にどの程度の鋼材の靭性劣化を想定すべきかという観点から，鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止のために必要な鋼材の破壊靭性レベルを提案する．

なお，本研究では，設計時の変形性能の要求レベルとして，最大耐力となる変位（δmax）を超え耐力がその95%に低下する変位（δ95）（**図 1-1**）[50]が，降伏変位（δy）の4倍から5倍以上となることを考えることとし，変形レベルδ95まで脆性破壊を防止しなければならないことを基本とし，検討を行う．

1-3 既往の研究

ここでは，本研究の遂行上，参考にした既往の研究について整理するとともに，本研究の位置付けを示す．

(1) 兵庫県南部地震での鋼製橋脚の被害

兵庫県南部地震によって，鋼構造物にも大きな被害が生じ，そのうち，鋼橋に関しては，支承の損傷が多く発生したほか，鋼製橋脚には，局部座屈などの損傷が見られた[14),15)]．鋼製橋脚は，地震によって最も影響を受ける構造物の筆頭とされ[16)]，実験などで予測されていたものの，史上初めて実際に被害を経験した．渡邊ら[16)]は，鋼製橋脚に見られた被害例を，(a) 座屈破壊，(b) 脆性破壊，(c) 低サイクル疲労破壊に分類している．そのほか，鋼製橋脚には，角溶接に割れが生じ，橋脚が押しつぶされたように脆性的に倒壊する例もあった．この損傷も重大な損傷として考えられるべきである．したがって，本研究では，先の地震における被害例を，(a) 角溶接割れ，(b)座屈破壊，(c) 低サイクル疲労破壊，(d) 脆性破壊と分類する．このように分類した最大の理由は，それらの損傷に対する防止法が互いに異なるアプローチを必要とするためである．(c)低サイクル疲労破壊，および，(d)脆性破壊については，**第 4 章**で原因などより詳細に検討しているが，以下に，それらも含めて，それぞれの被害形式の特徴を簡潔に述べておくこととする．

まず，(a) 角溶接割れについて，これは，急激に橋脚の載荷能力を奪い，上部工の落下など致命的な損傷をもたらした（**写真 1-1**）．これは，溶接の溶け込みが足りないなど溶接手法自体に問題があると考えられ，鋼製橋脚の優れた変形性能を期待した場合，発生してはならない当然防止されるべき損傷形式である．これに対しては，兵庫県南部地震以降，角溶接を完全溶け込み溶接とするようにする，角補強材を導入するなどの未然防止策が提案されている[2)]．

(b) 座屈については，薄肉補剛中空断面で構成される鋼製橋脚の宿命的な損傷とも

いえるが，兵庫県南部地震では，多く局部座屈の事例が見られた．特に，単柱形式の橋脚に大きな局部座屈が発生したと報告されている．**写真 1-2** は，矩形断面の局部座屈事例を示す．座屈箇所では塗料が剥がれ，局面上に凸凹ができるためすぐに発生個所を判別できる．このような矩形断面での局部座屈は幅厚比や補剛材の剛度等の構造パラメータの影響を受けることが知られており，急激な耐力低下をもたらすような局部座屈を防止しなければならないが，そのためには，構造パラメータの影響度を明らかにし，鋼製橋脚の要求性能に応じて，それらの適用範囲を既定する必要がある．後述のように，地震以降，この観点から，各研究機関で活発な研究が行われてきている．**写真 1-3** は円形断面橋脚の局部座屈の状況を示す．橋脚の基部，板厚変化部，マンホール孔周辺など最弱部で生じる可能性がある．また，後出の**写真 4-3** のように，円形断面の1周ぐるりと輪のようにはらみ出す，いわゆる，エレファントフット座屈が生じたケースもある．中には，座屈部の数サイクルの繰返し曲げにより割れが生じた場合もある（(c)低サイクル疲労破壊）．このような円形断面橋脚についても，径厚比パラメータなどの構造パラメータの影響に着目した多くの検討がなされており[61)-67)]，上記のような損傷を制御するための構造パラメータ範囲の提案[4),11)]などがなされている．

(c) 低サイクル疲労破壊の例としては，上記の円形断面の局部座屈部での割れのほか，鋼製橋脚基部に設置された補強用三角リブ溶接止端部に沿って生じたき裂がある（後出の**写真 4-4**）．しかし，これは，そのき裂が起点となって脆性破壊へ移行して，周辺の複数の三角リブ溶接止端部がつながり，大きな割れへと拡大した．写真には，応急処置のためのリブが見られる．なお，先ほどの円形断面の局部座屈部での割れについては，圧縮予荷重によって発生した微小き裂[134),203)-209)]との見方もでき，また，割れが全周にわたっており最終的には脆性破壊に移行したものと考えられる．また，実際の地震による被害例ではないが，鋼製橋脚の静的な繰返し載荷実験では，低サイクル疲労き裂と見られるき裂が多く発生している．鋼製橋脚のハイブリッド実験では，低サイクル疲労き裂の発生の有無を確認するなど，耐震性能のひとつの評価項目となっている[55), 56), 195)]．後にまとめるように，鋼製橋脚に発生する低サイクル疲労き裂については，モデル供試体を用いて既に多くの実験的検討がなされている[194)-202)]．**第4章**でも述べるが，一般に，低サイクル疲労は，材料非依存の現象[183)]とされ，基本的にはひずみ範囲と繰返し数によって支配されるため，それを防ぐためには，ひずみ集中を低減するなどしてひずみ範囲を小さく抑えることが最も有効と考えられる．すなわち，低サイクル疲労に対しては，適用する鋼材を変えて材料面から防止法を検討す

るというよりは，ひずみ集中を避ける，座屈等で大きな塑性ひずみが生じないように構造ディテールを改善するなど，構造的な対策が必要となる．

兵庫県南部地震で発生した(d) 脆性破壊について，神戸ハーバーハイウェーP75 橋脚隅角部に発生した事例を，後出の**写真 4-1** に示す．ノースリッジ地震の際に，建築鉄骨構造物の柱はり溶接接合部に発生した例もあるが，鋼製橋脚ではかつて経験がなかった．ほかに，阪神高速道路神戸線の脇浜区で同様の脆性破壊の発生が報告されている．鉄道橋橋脚では，鋳造鋼を用いた柱とはりの接合部で脆性破壊が生じている（後出の**写真 4-2**）が，これは材料が著しく脆く一般的な鋼材の場合とは区別すべき特殊な事例であろう．地震時の脆性破壊は，部材の大規模塑性変形を伴い，鋼材が大きな塑性ひずみ履歴を受けて発生したと見られ，従来考えられてきた交通荷重等の活荷重により発生する疲労き裂を起点とした比較的低応力下での脆性破壊とは特徴が異なり，起点となるき裂など，その支配的な要因については不明な点が多い．上記のように，低サイクル疲労き裂を起点として，脆性破壊へ移行した例も初めて報告されている．なお，最近，都市内高速道路を支える鋼製ラーメン橋脚の隅角部には，多くの疲労き裂が発見され問題となっている[55]が，兵庫県南部地震では，このような疲労き裂を起点として発生した脆性破壊は報告されていない．ただ，今後，大規模地震が発生した際に脆性破壊の防止対策を講じる上で，脆性破壊の起点のひとつとして，疲労き裂は無視できないと考えるべきであろう．

以上のように，鋼製橋脚の被害を分類し，それぞれに対応する防止対策を講じることが重要となる．本研究では，そのうち，(b) 座屈の制御について，鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象に検討するほか，(c)，(d)について，脆性破壊の材料面からの防止の見地から検討するが，これまで，その高い重要性にもかかわらず，殆ど検討されていないため，本研究の着目点そのものが研究としては特徴的である．

(2) 鋼製橋脚の弾塑性挙動・変形性能に関する研究

＜単柱形式鋼製橋脚関連＞

上記のように，兵庫県南部地震では，鋼製橋脚に多くの局部座屈の発生が報告されている．鋼製橋脚はこれまで許容応力度設計法により弾性設計されている[1]が，一方でその弾塑性挙動について，兵庫県南部地震以前から研究が行われており，鋼材が延性に富む材料であることから，鋼製橋脚は優れた変形性能を有する耐震性の高い構造物であると考えられていた[12]．しかしながら，兵庫県南部地震で大きな被害を被った

ことから，既設橋脚の補強方法について幾つかの検討がなされている[68)-71)]ほか，新設構造物についても，地震以降，鋼製橋脚の安定した弾塑性挙動・優れた変形性能の保証が重要な課題とされ，単柱形式の橋脚を主な対象として，実験的な研究が多く行われてきた[17)-24)]．

そのうち，土木研究所[18)]では，100体を超える鋼製橋脚モデル供試体に対して，細長比や幅厚比パラメータといった各種構造パラメータや繰り返し回数や軸力比などの影響を実験的に検証し，変形性能をそれらのパラメータから推定する式を提案している．土木研究所[51)]では，数多くの鋼製橋脚に対して，ハイブリッド実験によりその地震時挙動の評価も行っている．

宇佐美らも，土木研究所同様に単柱形式の橋脚について，各種パラメータの影響を実験的に調査しているが，その中では，コンクリート無充填の矩形断面橋脚[32),33),35),36)]のほか，コンクリートを基部に充填した矩形断面橋脚[45),47),49),50)]，さらには，コンクリートを充填していない円形断面橋脚[61),62)]など様々な形式の橋脚を対象に検討を行っている．宇佐美らは，実験結果をもとに，鋼製橋脚の変形性能を評価指標として，繰返し載荷時の荷重－変位関係の包絡線上で，最大耐力時に達した変位（δ max）と，最大耐力を超え次第に耐力が低下するが，そのうち最大耐力の95%まで低下した変位（δ95）を提案し[50)]，上述の様々な形式に対して，橋脚の変形性能を推定する式を提案している[37)]．さらに，宇佐美らは，これらの成果をもとに，安定した弾塑性挙動と優れた変形性能を保証するために，幅厚比パラメータなどの構造パラメータ範囲を制限する方針を提案した[11),48)]．宇佐美らは，この提案に関して，独自に開発・適用してきたハイブリッド実験を行い，その妥当性の検証を行っている[59),60)]．宇佐美らの行ったハイブリッド実験[52)-58)]では，このほか，橋脚基部へのコンクリート充填の効果が確認されている[54),55)]とともに，鋼製橋脚に大きな損傷を与える影響のある地震波[58)]や低サイクル疲労き裂の発生挙動[55)]など貴重な知見が得られている．なお，宇佐美らは，鋼製橋脚の繰返し載荷実験結果から，鋼製橋脚の局部座屈を考慮した2パラメータの復元力モデルを提案し，それを用いた弾塑性地震応答解析も試みている[41)]．鋼箱断面部材の復元力モデルは，崎元ら[42)]や池田ら[43)]によっても提案されている．そのほか，中井ら[46)]が，コンクリート充填した箱型断面柱の耐荷力について検討を行っているほか，薄肉箱型断面を有する単柱形式の鋼製橋脚の耐震性能向上法[40)]として，幅厚比を小さくする方法，コンクリートを部分的に充填する方法，基部を三角リブで補強する方法を考え，それらの方法によりどの程度耐震性能を向上させることができるかに着

目した実験的な検討を行い，構成板要素の幅厚比を低くする方法とコンクリートを部分的に充填する方法が有効であることを述べるとともに，三角リブを基部に設置した場合には，比較的早期に低サイクル疲労き裂が発生する可能性があることを指摘している．渡邊ら[34]は，各断面形状の主な断面諸量を一定とすることにより，断面変形自身の違いによる鋼製橋脚の耐荷力・変形特性の比較検討を行って，箱型断面のコーナー部を曲面にすることにより，ダクティリティーを向上できることなどを明らかにしている．また，安波ら[40),39)]は，厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚について検討し，その変形性能を評価するとともに，ハイブリッド実験を行って，構造パラメータを制限した鋼製橋脚では，低サイクル疲労き裂が発生しにくいことを示している[195)]．

なお，本研究では対象としないが，円形断面を有する鋼製橋脚の耐荷力および変形性能についても，宇佐美ら[61),62)]のほか，安波ら[64)]が径厚比パラメータの影響に着目した実験的検討を行っているほか，井浦ら[63)]が内部に補剛材を有する円形断面柱の耐荷力について検討し，有効な補剛材配置について言及している．また，三木ら[65)]は，断面変化部を有する供試体に対する実験により，兵庫県南部地震で見られた局部座屈の発生を再現している．また，葛ら[44),48),66)]は，後述のように構成則として，修正2曲面モデルを用いた解析的な検討により，円形断面橋脚の変形性能の評価を行っている．渡邊ら[67)]は，ひずみ効果を考慮した簡易な解析手法を提案し，円形断面橋脚の変形性能の定量的な評価を試みている．

＜鋼製ラーメン橋脚関連＞

以上に示したように，単柱形式の鋼製橋脚については，これまで多く研究がなされているが，以下に示すように，本研究で弾塑性挙動の検討を行う対象としている鋼製ラーメン橋脚や隅角部の弾塑性挙動に関する研究も，これまでも少なからず行われている．

奥村ら[72)]は，薄肉断面鋼製ラーメン橋脚隅角部の応力状態について，せん断遅れによる付加応力を評価する算定式を提案した．この式は，後述するように，実際に現在も隅角部設計に用いられる応力度の算定に用いられている[3)]．FEM解析との比較から，この式による局所応力の評価は妥当とする見解もある[73)]．

中井ら[74),75)]は，今後設計規準が限界状態設計法に移行する可能性を踏まえ，既設および架設予定の鋼製ラーメン橋脚についての耐荷力などに関するパラメータの分布範囲のデータを集めている．中井ら[80)]は限界状態設計法の導入のためには，隅角部の耐荷力を正しく評価しておくことが必要であることから，隅角部に発生するせん断遅

れ現象による応力をより簡便に算定する方法を提案し，さらにせん断遅れ現象と耐荷力との相関性についての検討を行っている．その結果，終局限界状態の設計にはせん断遅れを考慮しない全塑性強度に対して，使用限界状態の設計にはせん断遅れを考慮した応力度に対して照査を行うのが良いとしている．また中井ら[77]は文献80)をもとに，隅角部及び隅角部近傍のはり・柱の使用限界状態における応力照査法，終局強度照査法および局部座屈や全体座屈の照査法を提案している．さらに中井ら[78]は文献77)のL型隅角部における照査法をT型隅角部にまで拡張した．ここでは，局部座屈および全体座屈の照査を詳細に示すとともに，実橋の数値計算例をつけることで，照査結果がどのような値になるのかを示している．現在，これらの研究の成果をもとに終局強度設計法がまとめられている[9]．

酒造ら[81]は，隅角部の終局状態時の崩壊形式と耐荷力及び変形性能の関係に着目した実験を行い，隅角部ウェブのせん断変形が卓越する隅角部では最大耐荷力が過ぎた後の耐荷力低下が緩やかで，変形性状は比較的安定していることを，部材一般部の局部座屈が卓越する場合は隅角部ウェブのせん断変形はほぼ一定値に留まり，その後の荷重－変位曲線では耐力低下が大きく現れることを示している．

これまでの研究は，主に崩壊のメカニズムや隅角部パネル近傍のせん断遅れ現象に着目していた．黄ら[82]は，隅角部パネルの強度・変形能に着目し，幅厚比や断面積比が大きくなるほど強度上昇率と変形能は低下する傾向にあり，補剛材の剛度比の差による影響はほとんどないことを明らかにしている．また，パネル幅厚比パラメータが0.4 以下にある隅角部では，ほぼ純せん断状態のパネル塑性変形が進行し，極限状態に達するまで安定的な挙動特性を示す一方で，断面積比が0.8 を超える隅角部では，部材一般部フランジ板の局部たわみが卓越する崩壊形式となり，強度・変形能の両面から一番不利な崩壊形式であるとしている．黄ら[83]は，実験と数値解析を用いて，断面積比やパネル幅厚比パラメータの影響による降伏強度の低下特性を明らかにするとともに，その影響を考慮した鋼製ラーメン隅角部のパネル降伏強度および変形能の評価式を提案している．

山田ら[84]，青木ら[85]は，断面性能のほぼ等しい矩形，円形および八角形断面を有するラーメン隅角部の単調および繰り返し載荷実験を行っている．繰り返し載荷の場合，円形断面柱の繰り返しによる耐力低下は矩形断面柱部材より小さく，粘り強い変形特性が見られ，累積吸収エネルギーや1サイクルあたりのエネルギー吸収率においても円形断面の方が大きいことから，円形断面柱を用いた構造物のほうが優れた耐震性を

持っているとしている．

池田ら[86]は，一般はり・柱部までを含めた曲線構造の隅角部の交番載荷実験を行い，損傷は隅角部近傍の一般部の柱およびはり部材に見られ，隅角部には載荷最終段階においても外観上の損傷は見られないことを明らかにし，また塑性域までを許容する場合の隅角部設計ではせん断遅れの影響を考慮しなくとも十分な耐力が確保できることを実証している．またハンチプレートを取り付けた隅角部は耐力が増加し，隅角部コーナー部のひずみ集中を緩和するとしている．渡邊ら[87]は，コーナー部に丸み（R）を持たせた補剛はり－柱部材について実験的な検討を実施し，コーナー部にRを持たせることによりダクティリティーが向上することを示している．また，井浦ら[88]は，円弧状のハンチを有する隅角部の耐荷力について，T型の供試体に対する実験的な検討を行い，ハンチをつけた方が最大耐力が大きくなる場合があることを示している．山口ら[89]は，繰り返し荷重を受ける一般はり・柱部までを含めた隅角部について有限要素法による解析を行い，ハンチの取り付けにより剛性及び耐力は増加するが，変形能やエネルギー吸収能については必ずしも改善されないことを示し，また平均応力により隅角部を設計しても，ハンチを取り付けることで局部座屈は一般はり・柱部に集中して起こることを示している．

以上のような，隅角部を取りだし，その挙動に着目した検討のほか，鋼製ラーメン橋脚の強度[90]および設計式[91]について検討がなされている上，ラーメン橋脚全体から隅角部の挙動について検討した研究がこれまで幾つか行われている．宇佐美ら[92]は，鋼製門形ラーメン橋脚を想定した補剛箱形断面フレーム供試体に対して，一定鉛直荷重の下に水平繰り返し載荷実験を行った．その結果，柱基部と隅角部の吸収エネルギーが全吸収エネルギーに対する割合の大半を占め，特に隅角部の平均せん断応力―せん断ひずみ履歴は非常に安定したループを描いていることから，この部分でかなりのエネルギー吸収・消散を期待できることを示している．池田ら[93]，山田ら[95]は，鋼製ラーメン橋脚の交番載荷実験およびハイブリッド実験を行い，損傷は一般柱部材に集中し，載荷最終段階まではりや隅角部には外観上の損傷は見られないことを示している．西川ら[94]は，鋼製ラーメン橋脚の繰返し載荷実験を行い，最大耐力時は柱基部で軽微な局部座屈，柱上部では塑性状態に達しており，耐力低下は柱基部でパネルの全体座屈，柱上部では軽微な局部座屈が発生した時点で起きることを，またエネルギー吸収能力は最大耐力より低下した後においても十分あることを示している．

酒造ら[96]は，鋼変断面門型ラーメン橋脚の骨組みモデルの非弾性地震応答解析を行

い，抵抗断面力の大きな柱基部と隅角部ウェブで塑性変形が進行する崩壊モードが耐震上優れていること，はり中央ウェブの塑性化は隅角部も含めた柱上部の塑性変形を抑える効果は大きいが，はり中央ウェブはせん断耐力が小さいため大きな損傷が避けられないことを示している．また，特にはり中間部に鉛直荷重が作用している時にはり中間ウェブに塑性変形が起きると，はりの曲げ振動が増幅され，はりの鉛直変位応答や鉛直復元力が大きくなることより，はり中央部に鉛直荷重が作用する場合ははり中央ウェブでの塑性せん断変形は好ましくないとしている[97]．さらに，1層目のはり中央ウェブにおいて塑性せん断変形が起こる2層門型ラーメン橋脚の骨組みモデルの非弾性地震応答解析を行い，1層目のはり中央ウェブの塑性せん断変形は1層目の隅角部ウェブを弾性範囲内にし，柱基部の塑性変形を小さくする効果がある一方で，2層目の柱の塑性変形性状に与える影響は小さいことを明らかにしている[98]．また，はり中央部で塑性せん断変形し，部分テーパー断面で塑性曲げ変形するはり崩壊型門形ラーメンの非弾性応答解析により，このような門形ラーメンの場合には，隅角部ウェブが塑性化するメカニズムの早期発生を抑制できることなどを示している[99]．

また，鋼製ラーメン橋脚の地震時最大変位応答の推定法に関して，宇佐美ら[100]が，これまで耐震照査法が確立されていない，2層以上のラーメン橋脚について，Pushover解析の結果を利用した等価1自由度系に置き換えて，最大変位等を推定する方法を提案しているほか，中島ら[101]は，鋼製ラーメン橋脚の弾塑性最大変位推定について，エネルギー一定則を適用すると，幾何学的非線形性および材料非線形性を考慮した弾塑性地震応答解析法により得た最大応答変位と比較して，かなり安全側の評価となることを指摘している．

このように，これまで多くの検討がなされているが，鋼製ラーメン橋脚隅角部について，その変形性能を活用し，安定した弾塑性挙動を保証するための設計法の構築には，補剛構造の影響など支配的な影響を及ぼす因子について検討が十分とはいえない．そこで，本研究では，**第3章**でこの点について検討することとした．

(3) 鋼製橋脚の弾塑性有限要素解析と材料構成則

上記のように，鋼製橋脚の弾塑性挙動について検討する際には，以上のような実験的な手法のほか，解析的なアプローチも重要である[7]と考えられ，FEM解析を用いた解析的な検討も行われてきた．解析的手法では，それによりどの程度実験における鋼製橋脚の挙動をトレースできるかを検証する必要があるが，一旦手法が確立されれば，

実験には特別な設備と多額の費用が必要でもあり，実験で検証しきれないパラメータ範囲をカバーするなど，解析的なアプローチに負うところは大きい．

このような，鋼製橋脚の弾塑性挙動に対する解析的アプローチの妥当性に，最も支配的な影響を与えているのが，それに適用される材料構成則[102)-109)]である．従来から最も一般に適用されていたのは，等方硬化則あるいは移動硬化則であり，汎用有限要素解析ソフトウェアで容易に適用できる[114),115)]．これらを用いた実験の再現性の検討や兵庫県南部地震での鋼製橋脚の応答挙動シミュレーションなどが試みられ[110)-116)]，一定の成果が得られている．等方硬化則あるいは移動硬化則は，1自由度系など単純化した解析モデルにも用いられ，1自由度系の質点ーバネモデルによって，鋼製橋脚の地震時挙動を高い精度で推定できることが示されている[65),117),118)]．一方，鋼製橋脚の弾塑性挙動を定量的に評価する上で，より精度の良い材料構成則，特に，繰返し弾塑性挙動を評価できる材料構成則のモデル化が必要と考えられ，幾つかの研究が行われている．宇佐美ら[102),103),105)]は，修正2局面モデルを開発し，ABAQUSのユーザーサブルーチンに開発したプログラムを組みこみ，それにより矩形断面橋脚のみならず，円形断面橋脚[66)]においてもその繰返し弾塑性挙動を精度良く再現できることを示した上で，既にそれを用いて多くの解析的研究を進めている[44),48)]．また，後藤ら[106),107)]は，3曲面モデルを提案し，ABAQUSにユーザーサブルーチンを組みこんだプログラムを独自に開発し，その適用性を検証した．3曲面モデルは，修正2局面モデルと同様に高精度の解析手法として，鉄道橋耐震設計標準[4)]等に引用されるなど，広く受け入れられつつある．西村ら[104)]，奈良ら[108)]は，構成則に用いるパラメータの取得を簡略化できることを利点として，鋼材の引張試験の単調載荷曲線を基にしたパラメータ設定による繰返し構成則を提案している．小野ら[109)]は，様々な強度・種類の鋼材を対象として，それら全ての鋼材の繰返し構成則を累積塑性吸収エネルギーなるものを定義して提案し，実験値と良く一致することを示している．

以上のような，鋼材料構成則のほか，座屈解析の手法自体を改善して，被災した円形断面橋脚の損傷シミュレーションを行った例もある．中村[119)]は，座屈波形をFourier級数展開により表示し，解析精度および解析効率を高めた．

本研究では，**第2章**および**第3章**において，すべての部材をシェル要素でモデル化した，一般的な形状・寸法を有する鋼製ラーメン橋脚に対して，動的弾塑性有限要素解析を実施して，その大規模地震時挙動について検討している．このような詳細なモデルでの動的解析は，コンピュータの性能的な制約を主な理由としてこれまで殆ど実

施されていない．また，**第3章**では，鋼製橋脚の弾塑性挙動の評価のため，上記のような様々の解析手法とは異なる手法を適用してその検証を行っている．本研究で用いる手法は，鋼材の繰返し硬化・軟化特性に着目し，それを等価塑性ひずみに基づく単純なモデル化により表現可能であると考えた点が特徴的である．

(4) 鋼製ラーメン橋脚隅角部の設計法

都市高速道路の高架橋に数多く用いられている鋼製ラーメン橋脚は，薄肉補剛断面で構成されており，ラーメン橋脚のはり部材と柱部材との接合部（隅角部）では，隅角部には著しいせん断遅れ現象が発生し，その部分を構成するフランジの垂直応力度やウェブのせん断応力度は，初等はり理論による応力度とはかなり異なる．このせん断遅れ現象による応力集中に関しては，奥村・石沢[72]によって応力度算定式が提案されており，隅角部設計の応力算出の際には，この算定式に基づいて計算するように規定されている[3]．なお，道路橋示方書[1]には，隅角部について「隅角部における断面は，横ばりの断面力を柱に円滑に伝達できるように設計しなければならない．」と記述されるに留まっているが，実際には上記と同様に設計が行われている．すなわち，隅角部は，局所的なピーク応力度をもとに弾性設計されている．その結果，隅角部は，ラーメン橋脚の柱や梁の一般部に比べて非常に板厚が大きくなっており，製作，輸送，架設において問題が生じている．

石橋[76]らは，上記のような，現在の隅角部設計法の問題点として，奥村による隅角部応力の算定式は作用断面力が面内方向に限られたものであり，面外力に対する設計法に統一的な方法が無いことを指摘しており，また，このような問題に対して，小林ら[79]は，隅角部への面外断面力を断面に作用する集中力に置き換える簡易計算方法を提案し，面外荷重を受ける隅角部の有限要素解析によりその計算方法の妥当性を確認している．また，先述のように，中井らは，隅角部の限界状態設計法の提案を行っている[77]．

一方，鋼製ラーメン橋脚隅角部の構造において，特徴的なことのひとつとして，構造形式に様々なタイプがあることが挙げられる．鋼構造接合資料集成[10]によると，ラーメン橋脚隅角部の構造形式は以下の4種類に概ね分類できるとしている．

①箱形断面柱と箱形断面梁の直線形隅角部

②円形断面柱と箱形断面梁の直線形隅角部

③曲線ハンチ付隅角部

④遠心力鋳鋼管の隅角部

このうち，①，②は都市内高速道路の高架構造に多く見られるタイプである．①は剛性が大きく，面内，面外の変形に対して有利であり，またウェブが連続しているため力の伝達もスムーズであるが，方向性をもつため柱・梁が任意の方向で交差する場合は適さない．②は方向性が無く，河川内の脚や斜方向の梁を有する柱には適しているが，柱と梁のウェブが連続していないため，力の伝達の点からも，また取り合い部の構造も①に比べると繁雑となる．③は疲労が問題となる鉄道橋の橋脚に多く使用されており，道路橋では比較的古い橋脚に使用例がある．この形式は①とほぼ同様の特徴を有するとともに，隅角部の応力集中を緩和することができる．④の形式は鉄道駅舎の高架構造に多く使用されている．この形式は方向性が無く，また補強の必要が無いなど，施工性もよく，特に十字交差する立体ラーメンなどに適しているが，大きな反力を受ける橋脚の下部工としての実施例はほとんど見られない．

また，**第3章**にも述べるが，首都高速道路の鋼製橋脚の横河ブリッジ㈱施工分を調査した名取によると（私信），隅角部の設計および構造形式は以下のように変遷しているとしている．

昭和 40 年代前半：現在のせん断遅れ現象を考慮した隅角部の設計手法が，まだ十分に固まっていない時期であり，隅角部の内側には大きなR（R=800～1000mm）をつけるような構造（構造形式③）を採用していた．

昭和 40 年代後半：この時期になるとせん断遅れ現象を考慮した設計方法も確立され，隅角部の内側は直角な構造（構造形式①）となってきている．リブは隅角部においてフランジ板を介して連続させ隅角部パネルに力を伝達させるような構造となっていた．

昭和 50 年代前半：上記の構造となっている．

昭和 50 年代後半：リブの構造が隅角部において断続された構造となっている．以降，この構造が現在まで使われている．

上記の 4 つの構造形式にはそれぞれの長所・短所があるが，構造形式②や③には施工面に問題が多く，また首都高速道路で使われている構造形式からも，構造形式①の隅角部が一般的なタイプであるとされている．

(5) 鋼部材の低サイクル疲労試験・脆性破壊の再現実験

鋼素材の低サイクル疲労特性については，三木ら [183]をはじめ，飯田ら [184),185)]，小

茂鳥ら[186]，森野ら[187),189)]，桑村ら[188]，中島ら[190]，小野ら[192)]によるものなど，多くの研究がなされており，また，溶接継手部については検討例が少ないものの，田沼ら[191)]や瀬戸ら[193)]が検討を行っている．また，建築鉄骨構造物の柱および柱はり接合部を対象としては，正負交番載荷実験が多く実施されるなど，破断性状に関する幾つかの検討がなされている．中込ら[166]は，鋼素材の特性と破壊性状の関係について検討し，シャルピー吸収エネルギーが0℃で50Jを下回った場合，脆性破壊になりやすいことを指摘しているほか，柱軸力の影響についても検討している[167]．寺田ら[168]は，兵庫県南部地震で被災した鉄骨建築物を対象に，解析的な検討を行い，はり端変位角の大きさと被害の可能性について関連性を議論している．桑村らは，材料靭性と板厚の影響[171]，溶接入熱の影響[173]，繰返し変位振幅の影響[175]に着目して，鉄骨構造物の破断性状を実験的に確認し，特に，材料靭性については，シャルピー吸収エネルギーが0℃で40Jと135Jという2つの異なる靭性レベルを有する鋼材について比較して，高い靭性の場合には，低い場合の5倍以上の変形性能があることなどを示している．また桑村ら[174]は，シャルピー衝撃試験片と実大破壊部材の破面の相関性について破面解析により検討し，その寸法や載荷速度，破壊起点となる切欠き形状が異なるにもかかわらず，極めて類似した破面形態を呈するとしている．さらに，桑村らは，低降伏比で，優れた延性，切欠き靭性を有する鋼材を用いて，適切な溶接施工を行えば，十分な塑性変形能力を保証できることを実大実験で確認している[169]．一方，秋山ら[170]は，温度を変化させて，実大柱はり接合部の載荷実験を行い，実大レベルでの延性破壊－脆性破壊遷移を再現しているほか，森田ら[176]は，靭性の異なる2種類のH型鋼を用いた柱はり接合部について，載荷実験によりノースリッジ地震および兵庫県南部地震での破断性状を再現した．加藤[172]および内田ら[177]は，それぞれ，柱はり接合部の応力伝達機構とひずみ累積に着目して，柱はり接合部の破断予測法を提案している．我が国でもこのように検討がなされているが，米国でも，ノースリッジ以降の検討成果を受けて，既存および新設鉄骨構造物の耐震設計基準[179)-182)]が制定された[178]．

しかしながら，これまでのところ，鋼製橋脚を対象とした低サイクル疲労試験・脆性破壊再現実験の例は少ない．坂野ら[196]は，鋼製橋脚基部を模した試験体に対する低サイクル疲労試験により，き裂の発生挙動，進展特性，発生寿命等について検討し，き裂の発生は鋼素材の塑性ひずみ－き裂発生寿命曲線[183]により精度よく評価できると述べ，繰り返し回数10回以下でき裂が発生する際にはき裂発生部で10%以上のひずみが発生している必要があるとしている．また，坂野ら[200]は，補強用リブの設置

により橋脚基部のき裂発生寿命はほぼ半減するとも指摘している．このほか，坂野らは，上記同様に，鋼製ラーメン橋脚隅角部を模した試験体についても検討を行っており[194),197)]，使用鋼材の繰返しひずみ履歴の安定した部分の応力－ひずみ関係を用いたFEM 解析により得た局所ひずみを用いて，き裂の発生寿命が評価できることを示しており，コーナー部にRをつけた場合についても検討している[198)]．

また，三木ら[201)]は，兵庫県南部地震において脆性破壊の発生が確認された神戸ハーバーハイウェイ P75 橋脚を模した鋼製ラーメン橋脚隅角部モデル供試体に対して，正負交番載荷実験を行い，隅角部角部の溶接ビード交差部に低サイクル疲労が発生し，それが起点となって脆性破壊へ移行する可能性があることを示している．鋼製橋脚基部においても，渡邊ら[202)]が，同様の現象を確認している．先にも述べたように，冨永ら[195)]は，構造パラメータ制限を適用した場合，厚肉少補剛鋼製橋脚について，ハイブリッド実験を行い，低サイクル疲労き裂が発生しにくいことを確認している．

(6) 脆性破壊の発生評価と影響因子

脆性破壊の発生評価については，金沢ら[147)-149)]，酒井ら[146)]，宮田ら[150),151)]，豊田ら[154),155)]が，CODによる評価の妥当性について検証しており，島貫ら[162)]は，WES2805[225)]に用いられているCTOD設計曲線の妥当性の検証を行っている．最近では，南ら[163),164)]，中込ら[165)]により，ローカルアプローチコンセプトとして，等価CTOD値による評価が試みられている．

また，脆性破壊の発生は，破壊力学的な観点からは，最終的には，上記のようなCOD などで表現される鋼材の破壊靭性に依存するが，それは温度やひずみ速度，塑性拘束の程度の影響を受けることが知られている．また，破壊の起点となるき裂あるいは切欠きの形状の重要な影響因子である．

温度とひずみ速度に関連しては，Barsom[223)]が，広く靭性の評価に適用されているシャルピー衝撃試験と破壊靭性試験とでは，ひずみ速度に差があり，それぞれの試験により得られた遷移曲線には，温度シフトが存在するため，橋梁に用いる鋼材について，その使用温度とひずみ速度を考慮して，脆性破壊防止に必要な靭性値を規定している．また，豊貞ら[156)]は，ひずみ速度が破壊靭性に与える影響について検討するとともに，任意の負荷速度下の破壊靭性値を推定する方法を提案した[159)]．これに関連して，豊貞らはまた，ひずみ速度，温度を考慮した鋼材構成則の簡易推定法を提案している[160)]．さらに，豊貞らは，ひずみ速度を考慮した熱弾塑性有限要素解析[157)]を実

施して，高速負荷時には，き裂先端近傍には局部的に温度上昇が生じる可能性があることを示し[158]，脆性破壊の発生可能性に影響を及ぼす可能性を示唆した．

南ら[164]は，小型CTOD試験片と実大平板での破壊には，塑性拘束の程度が大きく異なり，小型CTOD試験片で破壊発生を評価すると，極めて安全側であるとして，β値と称する塑性拘束の程度の違いを補正する係数を導入し，精度よく破壊発生を評価する手法の提案を試みている．この考え方は，日本溶接協会APD委員会の提唱する地震時の脆性破壊発生評価法の根幹をなすものとなっている．また，南ら[161]は，鋼材の加工硬化特性が脆性破壊発生に及ぼす影響について検討を行っている．

金沢ら[145]は，鋼材の脆性破壊発生に対してその起点として疲労き裂および機械切欠きを考え，機械切欠きの場合を素材の靭性値として考え，高サイクル疲労き裂の場合には，脆性破壊強度（脆性破壊が発生する応力）は，素材の靭性とほぼ同様であり，低サイクル疲労き裂の場合には，脆性破壊強度が比較的大きくなる傾向があることを示している．また，豊貞[153]は，曲げCOD試験片での破壊の起点とする切欠きの先端の鋭さに着目し，き裂が鈍い場合には，Available CODという疲労き裂相当の鋭さを有する場合のCODに変換し評価することを提案している．また，脆性破壊の起点ということに関連して，近年では，建築鉄骨構造物などで，地震時には，延性き裂を起点とした脆性破壊が生じる可能性があるとして，起点となる延性き裂の発生挙動を評価する研究が活発に行われている[210)-215)]．

また，宮田ら[152]は，予荷重によりき裂先端に生じた塑性ひずみにより，き裂先端の鋼材がひずみ時効脆化する影響について検討している．このように，鋼材の靭性が塑性ひずみを受けて素材の場合よりも低下する現象は，本研究で検討の対象としている鋼製橋脚の地震時脆性破壊では，部材の大規模塑性変形を伴うことから，考慮すべき重要な要因である．そのため，この点については，以下に別途まとめることとする．

(7) 塑性ひずみ履歴による鋼材の破壊靭性劣化

兵庫県南部地震における脆性破壊は，鋼材が塑性ひずみを受けて脆化したことが発生の主要因であったとされる．塑性ひずみを受けると，鋼材がひずみ時効により脆化することは，従来からよく知られている現象であり，その脆化の程度は，受けた塑性ひずみが大きくなるとともに大きくなるとされる．そのため，鋼構造物を製作する際に，一般的に行われる鋼板の冷間曲げ加工には，導入される塑性ひずみの量を抑制する目的で，曲げ半径を制限する規定が設けられている[1)]．以前の道路橋示方書では，

冷間加工における曲げ半径は，板厚の 15 倍以上とすることが規定されていた．堀川[128]は，研究当時供給されていた各種鋼材に対して，引張試験により一定の塑性ひずみ量を導入後，時効処理をし，靭性の劣化の程度をシャルピー試験によって確認し，道路橋示方書の「曲げ半径は，板厚の 15 倍以上」という規定は妥当であるという考えを述べている．その後，本間ら[132]が，最近の鋼材の品質は，堀川の研究当時よりも著しく向上していることを示した上で，堀川と同様に，シャルピー試験により実験的な検討を行い，冷間曲げ半径は，鋼板がもともと有している靭性レベルに応じて，上記規定よりも緩和できる可能性を示唆した．この成果を受けて，現行の道路橋示方書[1]では，「主要部材において冷間曲げ加工を行う場合，内側半径は板厚の 15 倍以上とすることを原則とする」とした上で，シャルピー吸収エネルギーが 0℃で 150J 以上，200J 以上を満たす鋼板に対しては，それぞれ板厚の 7 倍以上，5 倍以上を冷間曲げ加工半径として許容することを明示している．また，このほか，三木ら[129),130)]は，シャルピー試験および CTOD 試験により，冷間加工を受けた鋼板の靭性劣化の評価に CTOD 試験の方が有効であること，破壊力学に則って，許容き裂長をもとに検討し，道路橋示方書の「曲げ半径は，板厚の 15 倍以上」は緩和可能であることを述べている．西川ら[131]も同様に，従来の圧延鋼材（SM490YB 材）および同じ強度レベルの TMCP（Thermo Mechanical Control Process）鋼材を対象に，塑性変形を与え時効処理後，シャルピー試験および CTOD 試験を行い，現行の道路橋示方書に規定された半径より小さな曲げ半径でも部材の安全性が確保できることを明らかにし，TMCP 鋼については，塑性変形を受けた後も靭性劣化の程度が小さいと述べている．Homma, et al.[133]は，溶接部を含む領域に曲げ半径が適用される場合を想定して，塑性変形を与えた鋼板に溶接の熱履歴を模擬した熱処理を行い，時効処理後 CTOD 試験により HAZ の靭性について検討を行っている．

造船分野では，海難事故により船体が座屈し，その部位で脆性的な破断が生じた例が多くあることから，井上ら[134]は，一様圧縮および曲げの 2 つの方法により，座屈時に発生すると考えられる最大 80%程度以上の圧縮の塑性ひずみを鋼材に導入し，時効処理後，試験片を採取して，シャルピー試験および CT 試験片を用いた破壊靭性試験により鋼材の靭性劣化について検討している．その結果，予ひずみレベルが上昇するにつれて，ほぼ線形的にシャルピー試験および CT 試験によって得た遷移曲線は上昇し，CT 試験結果は，より予ひずみに対して敏感であり，母材の降伏点レベルで脆性破壊する温度で見た場合，3.5～4.1℃上昇したとしている．

また，橋本ら[135]は，冷間成形角形鋼管のコーナーR 部への仮付け溶接による遅れ割れ現象を対象として，種々の圧縮予歪みを与えた，SS400 材と SM490A 材について，小入熱ビードを置き，シャルピー試験により検討を行った．その結果，小入熱ビードを置いたものは，予ひずみ量が 10%を超えても直線的に遷移温度が上昇するが，ビードを置かない場合には，10%を超えると上昇率は低下する傾向があることなど示している．

大倉ら[136]は，繰返し塑性ひずみを導入するために桁試験体を用意し，その繰返し曲げ載荷により最大 1.0%程度の繰返しひずみを導入して，繰返し数やひずみ時効の影響について検討した．その結果，初期の繰返しの影響が靭性劣化には大きい影響を及ぼしていること，繰返しひずみの場合には，単調載荷の場合よりもひずみ時効脆化の程度が大きいことを示している．また，大倉ら[139]は，繰返し塑性ひずみによる鋼材の脆化の程度を等価塑性ひずみという指標により評価するモデルを提案するとともに，日本溶接協会 APD 委員会が提案した N スケルトンひずみによる靭性劣化の評価[137]は妥当ではないことを指摘している．田川ら[140]は，予ひずみによる鋼材の破壊靭性の低下の程度について，降伏比の影響を考慮して，定量的に評価する推定式を提案している．

日本溶接協会 APD 委員会[137]は，中込ら[141]によれば，繰返し塑性ひずみによる鋼材の靭性劣化の程度は，N スケルトンひずみと呼ばれる様々なひずみ履歴を統一的に評価する量で評価でき，N スケルトンひずみと破壊靭性試験の遷移温度の上昇の関係で表わすことができるとし，温度上昇量は 40℃で頭打ちになるように評価することを提案している．また，その後組織された APDII 委員会[138]では，上記 N スケルトンひずみでは，地震時の動的な効果が考慮されていないが，塑性ひずみによる遷移温度の上昇量と，動的効果による上昇量を別々に評価し足し合わせると，明らかに過大評価となるとして，その両方を同時に評価する方法として，流動応力の変化に着目して，それと遷移温度の上昇量の関係を用いることを提案した．ここでも，温度上昇量は最大 40℃と頭打ちにすることになっている．

小野ら[142]は，鋼材の窒素含有量および Ti などの化学成分に着目し，窒素含有量の異なる鋼材に引張予歪みを与え，シャルピー衝撃試験により，ひずみ時効に窒素含有量が与える影響について考察している．

また，中島ら[143]は，それまで 5%以上の塑性ひずみレベルで繰返しひずみの影響が明らかとなっていなかったことから，ひずみ導入法として，厚板曲げを適用して，シ

ャルピー試験により，様々なひずみ履歴を与えた効果について検討した．その結果，圧縮あるいは最後に圧縮を受けるひずみ履歴の場合には，流動応力上昇が少なく，靭性低下も小さい傾向があることを示した．

森ら[144]は，鋼材への塑性ひずみ導入の方向と切欠きの方向との関係に着目して，シャルピー試験により検討している．その結果，圧延方向にひずみを導入した場合，圧延直角方向へ切欠きを入れて靭性劣化を評価すると，圧延方向に切欠きがある場合の靭性値を過大に評価する可能性があることを指摘した．

(8) 鋼材の必要靭性値

鋼構造物に用いられる鋼材には，脆性破壊防止の観点から，構造物の使用環境，特に，使用温度に応じて，最低必要とされる靭性値（必要靭性値）が規定されている場合がある．わが国では，JIS 規格として，溶接構造用圧延鋼材の一部に，シャルピー吸収エネルギーが，0℃（あるいは，-5℃）27J 以上（あるいは，47J 以上）であることを保証している．鋼鉄道橋の保守管理上の限界き裂長[5]は，この保証をもとに設定されている．このような溶接継手部における許容き裂寸法の算出法のひとつとしては，日本溶接協会の WES2805 がある[225]．これは，限界 CTOD 値をベースにしており，き裂形状と作用ひずみから算出される破壊パラメータと鋼材の破壊靭性値（限界 CTOD 値）との比較で脆性破壊の発生を評価するものである．多くの場合，経済的にも時間的にも，また，設備的にも，限界 CTOD 値を求めることは容易ではないため，WES2805 では，シャルピー衝撃試験結果から，限界 CTOD 値を推定する方法で限界 CTOD 値を算出してもよいことにしている．シャルピー衝撃試験結果ら，限界 CTOD 値を推定する際には，様々なばらつき要因[219]があり，各種の推定式が提案されている[137), 138), 216)-222)]．また，わが国では，用途に応じた様々な種類の高性能鋼材が開発され，供給されている[120)-127)]が，それらのうち，特に，液化天然ガスの貯蔵タンクに用いられる低温用鋼材では，厳しい靭性レベルに対する要求が設定されている[226]．

米国では，道路橋に用いる鋼材について，AASHTO の LRFD Bridge Design Specifications[224] の中で必要靭性値を規定している．そこでは，全米を年間最低気温を基に 3 つの地域（Zone I から III）にわけ，それぞれの地域ごとに，鋼材の強度レベルおよび主要部材と 2 次部材の別を考慮して，試験温度およびその温度での最低保証されるべきシャルピー吸収エネルギーという形式で，様々なレベルの必要靭性値が表記されている．なお，これらは，前述の Barsom[223]の研究に基づいて規定されたもの

である．ちなみに，わが国の構造物使用温度については，久保ら[227), 228)]が検討しており，本州の平均的な地域で，-10℃，北海道などの寒冷地帯で，-35℃であることが示されている．

以上は，基本的には，上部工での活荷重などにより発生する疲労き裂を起点として通常供用時に脆性破壊が発生しないようにするための必要靭性値の規定といえる．本研究で対象としている鋼製橋脚の地震時脆性破壊を防止するためには，地震時に受ける塑性ひずみ履歴による脆化の程度などを想定し，その際の破壊靭性値の劣化分を見積もった上で，素材に対する必要靭性値という形で表現する必要がある．日本溶接協会 APD 委員会[137)]，APDII 委員会[138)]は，この考え方をもとに，WES2805 の手法[225)]をベースとして，①地震時に塑性ひずみを受けて脆化する程度，それと同時に，高いひずみ速度下にあるために靭性値が低下する程度を素材の有する破壊靭性値の遷移曲線の高温側へのシフト分として評価することと，②小型 CTOD 試験片で限界 CTOD 値を評価すると，実部材では塑性拘束の程度が異なるため，きわめて安全側で精度が悪いということから塑性拘束の程度で限界CTOD値を補正することの2つを組み込んで，建築鉄骨構造における地震時脆性破壊防止に必要な靭性値の決定のためのシステムを構築している．しかしながら，この考え方をそのまま鋼製橋脚に適用するには，橋梁に使用される各種鋼材が塑性ひずみによってどの程度脆化するのかを明らかにする必要があるほか，起点となるき裂が通常 CTOD 試験で導入する疲労き裂とは特徴が異なる可能性がないのか，ある場合には，その影響をどう評価するのかといった点を明確にしなければならない．その上で，鋼製橋脚の地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性値を示し，それを満足する鋼材を開発し，脆性破壊の発生の懸念される箇所に適用することが，本研究で提案されるコンセプトとなる．

1-4 本論文の構成

本論文は，全7章から構成されている．**図 1-2** に研究のフローおよび各章間の関係を示す．以下に，各章の内容について概説する．

「**第1章 序論**」では，本研究の背景および目的を示した上で，本論文に関連する既往の研究を整理するとともに，本論文の構成を示している．

「**第2章 鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動**」では，従来設計法で設計された一般的な形状・寸法を有する既設鋼製ラーメン橋脚を対象に，動的弾塑性有限要素解

析を実施し，その大規模地震時挙動を明らかにし，従来設計法の見直すべき点を述べるとともに，弾塑性挙動および脆性破壊防止を考慮した新しい設計法への移行の必要性を指摘している．

「**第3章　鋼製ラーメン橋脚隅角部の補剛設計法の提案と弾塑性挙動**」では，隅角部の変形性能を活用した鋼製ラーメン橋脚の新しい補剛設計法の提案を行い，その有効性について，隅角部のモデル供試体を用いた正負交番載荷実験による弾塑性挙動の評価および実験結果の弾塑性有限要素解析による再現性の面から検討する．その上で，新しい補剛構造を有する鋼製ラーメン橋脚の全体としての弾塑性挙動を，実橋サイズの橋脚を対象とした弾塑性動的有限要素解析により明確にする．また，ここでは，実験および解析の両面から，鋼製橋脚に発生するひずみ履歴の特性を把握する．

「**第4章　鋼製橋脚における地震時脆性破壊の特徴と発生シナリオ**」では，兵庫県南部地震における被害をもとに，鋼製橋脚における地震時脆性破壊の特徴を述べ，その防止のための方策と課題について述べるとともに，**第3章**の成果を踏まえて，鋼製橋脚におけるひずみ履歴特性および起点となるき裂を考慮して，鋼製橋脚における地震時脆性破壊の発生シナリオを提示する．

「**第5章　低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊**」では，脆性破壊の起点となる可能性のある低サイクル疲労き裂について，その先端形状に着目してその特徴を調査し，それを起点する脆性破壊の発生可能性を実験的に検証する．その際には，鋼種および鋼材の破壊靭性がその発生にどのような影響を及ぼすかを明確にし，低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊が材料面から防止できる可能性があることを明らかにする．その上で，低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊の発生を評価する方法について検討する．

「**第6章　鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性レベル**」では，**第4章**で提示したひずみ履歴特性を基に，対象とする塑性ひずみ履歴を考え，塑性ひずみ履歴による各種鋼材の靭性劣化の程度を明らかにする．その上で，**第5章**の成果も踏まえて，地震時にどの程度のひずみ履歴を受け，鋼材がどの程度脆化することを想定するべきかという観点から，鋼製橋脚の地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性レベルを提案する．

「**第7章　結論**」では，本研究の結論として，本研究の成果を総括し，鋼製橋脚の新しい設計法の提案を行うとともに，今後取り組むべき課題を示す．

参考文献【第１章】

【設計基準，指針等】

1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説・Ⅰ共通編Ⅱ鋼橋編，1996.12.

2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説・Ⅴ耐震設計編，1996.12.

3) 首都高速道路：鋼構造物設計基準，1981.

4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説・耐震設計，丸善株式会社，1999.3.

5) 鉄道総合技術研究所：建造物保守管理の標準・同解説（鋼構造物），1987.

6) 土木学会鋼構造新技術小委員会耐震設計研究 WG:鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，1996.7.

7) 土木学会土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震設計法等に関する第３次提言と解説，2000.6.

8) 土木学会：座屈設計ガイドライン，1987.10.

9) 土木学会：鋼構造物の終局強度と設計，技報堂出版，1995.

10) 日本鋼構造協会接合小委員会，鋼材倶楽部編：鋼構造接合資料集成（３）溶接接合（鋼橋），技報堂出版，1983.

11) 宇佐美勉：ハイダクティリティー鋼製橋脚，橋梁と基礎，pp.30-36，1997.6.

12) 土木学会鋼構造委員会鋼構造動的極限性状研究小委員会：鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法，土木学会論文集，No.489/I-27，pp.1-16，1994.4.

13) 西川和廣，村越潤，上仙靖，高橋実：鋼製橋脚の耐震設計の一手法について，第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.401-406，1997.1.

【兵庫県南部地震被害調査】

14) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物の安全性の調査報告，1995.7.

15) 鉄道総合技術研究所：兵庫県南部地震鉄道被害調査報告，1996.3.

16) 渡邊英一，前川義男，杉浦邦征，北根安雄：鋼橋の被害と耐震性，土木学会誌，Vol.80，pp.54-62，1995.7.

【耐震設計研究報告書】

17) 土木学会鋼構造新技術小委員会最終報告書（耐震設計研究），1996.5.

18) 建設省土木研究所：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（Ⅰ～Ⅷ），（総括編），共同報告書第 178～184，212，219 号，1997.4-9.，1998.10.，1999.3.

19) 阪神高速道路管理技術センター，日本鋼構造協会：鋼製橋脚の塑性時の変形性能に関する研究業務報告書，1995.3.

【兵庫県南部地震・耐震設計に関する論文集】

20) 土木学会：阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1996.1.

21) 土木学会：第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，1997.1.

22) 土木学会構造工学委員会構造工学震災調査特別小委員会：鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，1997.5.

23) 土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会：第 2 回鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，1998.11.

24) 土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会：第 3 回鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，2000.1.

【兵庫県南部地震で被災した橋脚・建築物の調査・材料試験】

25) 岡下勝彦，大南亮一，道場康二，山本晃久，冨松実，丹治康行，三木千壽：兵庫県南部地震による神戸港港湾幹線道路 P75 橋脚隅角部におけるき裂損傷の原因調査・検討，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.243-261，1998.4.

26) 栄藤修，三原孝夫，三木千壽：兵庫県南部地震により鋳鋼菅ラーメン橋脚に生じた脆性破壊の原因調査，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.263-272，1998.4.

27) 大倉一郎，田原潤，安田修，広野正彦：阪神･淡路大震災で被災した鋼製円形橋脚の破壊靭性，鋼構造論文集，第 5 巻第 19 号，pp.29-37，1998.9.

28) 三木千壽，休場裕子，沖中知雄：阪神大震災により円形断面鋼製橋脚に生じた脆性破壊の材料特性からの検討，土木学会論文集，No.612/I-46，pp.45-53，1999.1.

29) 杉本浩一，高橋秦彦：阪神・淡路大震災で破断した柱梁仕口部近傍と破面調査－き裂発生の検証と材質変化の分析－，JSSC 鋼構造論文集，第 3 号第 10 号，pp.1-6，1996.6.

30) 寺岡勝，島貫広志，森田耕次，薦野和彦，岡田忠義：1995 年兵庫県南部地震による 9 階建鉄骨建物の被害調査と検討，JSSC 鋼構造論文集，第 3 巻第 11 号，pp.21-34，1996.9.

31) 中込忠男，青木博文，杉本浩一，大林郁良：兵庫県南部地震の被災建築物における柱梁部材の材質変化に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 511 号，pp.141-147，1998.9.

【箱型断面橋脚モデルの繰返し弾塑性挙動】

32) 宇佐美勉，今井康幸，青木徹彦，伊藤義人：繰り返し荷重を受ける鋼圧縮部材の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，pp.93-106，1991.3.

33) 宇佐美勉，水谷慎吾，青木徹彦，伊藤義人，安波博道：補剛箱断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，pp.105-117，1992.3.

34) 渡邊英一，杉浦邦征，播本章一，長谷川敏之：ダクティリティに基づく鋼製橋脚の有効な断

面形状に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.38A，pp.133-142，1992.3.

35) 宇佐美勉，坂野茂，是津文章，青木徹彦：鋼製橋脚モデルの繰り返し弾塑性挙動におよぼす荷重履歴の影響，構造工学論文集，Vol.39A，pp.235-247，1993.3.

36) 鈴木森晶，宇佐美勉，竹本潔史：鋼製橋脚モデルの静的および準静的挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.507/I-30，pp.99-108，1995.1.

37) 鈴木森晶，宇佐美勉：繰り返し荷重下における鋼製橋脚モデルの強度と変形能の推定式に関する研究，土木学会論文集，No.519/I-32，pp.115-125，1995.7.

38) 冨永知徳，安波博道：厚肉少補剛断面を有する鋼製橋脚の変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.189-200，1994.3.

39) 中村聖三，安波博道，小林洋一，中川知和，水谷慎吾：少補剛コンパクト断面鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，pp.331-338，1997.5.

40) 北田俊行，中井博，中西克佳：鋼製箱断面を有する橋脚柱の耐震性向上法に関する実験的研究，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.219-232，1998.4.

41) 鈴木森晶，宇佐美勉，寺田昌弘，伊藤努，才塚邦宏：鋼製箱型断面橋脚の復元力モデルと弾塑性地震応答解析，土木学会論文集，No.549/I-37，pp.191-204，1996.10.

42) 崎元達郎，渡辺浩，中島黄太：局部座屈を考慮した鋼箱形断面部材の復元力モデル，土木学会論文集，No. 647/I-51，pp.343-355，2000.4.

43) 池田学，市川篤司，山田正人，平　暁，安原正人：鋼部材の変形性能と復元力モデル，鉄道総研報告，第13巻，第4号，pp.53-58，1999.4.

44) 葛漢彬，宇佐美勉，高聖彬：鋼製補剛箱型断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.109-118，2000.3.

【コンクリート部分充填箱型断面柱の耐力・変形能】

45) 葛漢彬，宇佐美勉，水谷慎吾：コンクリートを部分的に充填した無補剛箱形鋼柱の繰り返し弾塑性挙動，構造工学論文集，Vol.39A，pp.249-262，1993.3.

46) 中井博，北田俊行，吉川紀：コンクリートを充填した長方形箱形断面柱の耐荷力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.39A，pp.1347-1360，1993.3.

47) 葛漢彬，宇佐美勉，戸谷和彦：繰り返し荷重を受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp.163-176，1994.3.

48) 葛漢彬，宇佐美勉：コンクリートを部分的に充填した鋼箱型断面柱の終局強度と変形能に関する解析的検討，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.77-88，1995.4.

49) 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraj H. P. Mamaghani，葛漢彬：コンクリートを部分充填した鋼製橋脚の地震時水平保有耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.69-82，1995.10.

50) 才塚邦宏，宇佐美勉：コンクリート部分充填鋼製橋脚の終局耐震設計法と耐震実験による検証，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.287-296，1997.7.

【鋼製橋脚モデルのハイブリッド実験】

51) 建設省土木研究所：鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，土木研究所資料，3583 号，1999.3.

52) 才塚邦宏，伊藤義人，木曽英滋，宇佐美勉：相似則を考慮したハイブリッド地震応答実験に関する考察，土木学会論文集，No.507/I-30，pp.179-190，1995.1.

53) 宇佐美勉，才塚邦宏，木曽英滋，伊藤義人：ハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の強震時挙動，土木学会論文集，No.519/I-32，pp.101-113，1995.7.

54) 才塚邦宏，宇佐美勉，木曽英滋，伊藤義人：コンクリートを部分的に充填した鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，構造工学論文集，Vol.41A，pp.227-288，1995.3.

55) 宇佐美勉，鈴木俊光，伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.55-67，1995.10.

56) 鈴木俊光，宇佐美勉，伊藤義人，豊島径：細長比パラメータの大きなコンクリート部分充填柱の強震時挙動，土木学会論文集，No.527/I-35，pp.77-88，1996.4.

57) 才塚邦宏，宇佐美勉，芳崎一也，鈴木森晶：兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.551-558，1996.1.

58) 才塚邦宏，宇佐美勉，芳崎一也，鈴木森晶：兵庫県南部地震観測地震波を用いたハイブリッド地震応答実験による鋼製橋脚の激震時挙動，土木学会論文集，No.556/I-38，pp.107-118，1997.1.

59) 渡辺孝一，宇佐美勉，金田一智章，鈴木森晶，岡本隆，池田茂：ハイダクティリティー鋼製橋脚の提案～ハイブリッド地震応答実験による検証～，第 2 回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.361-368，1997.1.

60) 宇佐美勉，渡辺孝一，金田一智章，岡本隆，池田茂：ハイダクティリティー鋼製橋脚の耐震性能に関する実験的研究，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.207-218，1998.4.

【鋼管柱の耐荷力・繰返し弾塑性挙動】

61) 宇佐美勉，青木徹彦，加藤正宏，和田匡央：鋼管単柱の圧縮および曲げ耐荷力実験，土木学会論文報告集，No.416/I-13，pp.255-264，1990.

62) 水谷慎吾，宇佐美勉，青木徹彦，伊藤義人，岡本隆：パイプ断面鋼圧縮部材の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.105-114，1996.3.

63) 井浦雅司，熊谷洋司，小牧理：横力と一定軸力を受ける円筒シェルの終局状態に関する研究，土木学会論文集，No.556/I-38，pp.107-118，1997.1.

64) 安波博道，寺田昌弘，青木徹彦，山田将樹：高張力鋼（SM570Q）鋼管柱の繰り返し弾塑性挙動に関する実験的研究，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.233-242，1998.4.

65) 三木千寿，Jorge Muller，佐々木哲也：断面変化部を有する円形断面鋼橋脚の地震時保有水平耐力，土木学会論文集，No.605/I-45，pp.117-127，1998.10.

66) 葛漢彬，高聖彬，宇佐美勉，松村寿男：鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究，土木学会論文集，No.577/I-41，pp.181-190，1997.10.

67) 陵城成樹，堀江佳平，加賀山泰一，新名勉，内田諭，渡邊英一：円形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動と耐震設計法に関する研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.815-820，2000.3.

【鋼製橋脚の補強とその効果】

68) 西川和廣，山本悟司，上仙靖，安波博道，名取暢：鋼製橋脚の耐震補強に関する実験，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.583-590，1996.1.

69) 西川和廣，山本悟司，名取暢，寺尾圭史，安波博道，寺田昌弘：既設鋼製橋脚の耐震性能改善方法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp.975-986，1996.3.

70) 北田俊行，中井博，松村政秀，加賀山泰一：繰返し漸増水平変位載荷による既設鋼製橋脚の補剛板の耐震補強法に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.127-134，2000.3.

71) 鈴木森晶，青木徹彦，野村和弘：簡易補修後鋼製ラーメン橋脚の耐震性能に関する実験的検討，構造工学論文集，Vol.46A，pp.135-142，2000.3.

【鋼製ラーメン橋脚隅角部の設計法】

72) 奥村敏恵，石沢成夫：薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について，土木学会論文集，第153号，pp.1-18，1968.5.

73) 岡本舜三編：鋼構造の研究，1977.

74) 中井博，河井章好，吉川紀，北田俊行，酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（上），橋梁と基礎，Vol.16，No.6，pp.35-40，1982.6.

75) 中井博，河井章好，吉川紀，北田俊行，酒造敏廣：鋼製ラーメン橋脚の実績調査（下），橋梁と基礎，Vol.16，No.7，pp.43-49，1982.7.

76) 石橋和美，小林徳寿，森本千秋，依田照彦：鋼製橋脚隅角部の設計上の諸問題と一考察，橋梁と基礎，pp.21-27，1990.4.

77) 中井博，酒造敏廣，橋本良之：せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について，土木学会論文集，No.455/I-21，pp.95-104，1992.10.

78) 中井博，橋本良之，酒造敏廣，祝賢治：鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法とその数値計算例，橋梁と基礎，pp.43-52. 1993.1.

79) 小林茂，井上雅夫，前野裕文，坂本敏彦，西澤正博：鋼製橋脚立体隅角部の設計法に関する考察，橋梁と基礎，pp.33-38，1994.2.

【鋼製ラーメン橋脚隅角部の耐荷力・弾塑性挙動】

80) 中井博，福岡悟，酒造敏廣，明橋克良：鋼製ラーメン隅角部の Shearlag と耐荷力に関する実験的研究：構造工学論文集，Vol.33A，pp.193-206，1987.4.

81) 酒造敏廣，事口寿男：鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.37A，pp.121-134，1991.3.

82) 黄元燮，西村宣男，高津秀俊: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp. 201-214, 1994.3.

83) 黄元燮，西村宣男，西野滋博: 鋼製ラーメン橋脚隅角部パネルの強度および変形能の評価法，構造工学論文集，Vol.40A，pp. 215-226, 1994.3.

84) 山田尚之，青木徹彦: 鋼製八角形断面柱を有するラーメン隅角部の静的および繰り返し強度特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp. 197-205, 1996.3.

85) 青木徹彦，長谷川桂，山田将樹: 鋼製ラーメン橋脚隅角部モデルの曲げおよび繰り返し強度特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.43A，pp. 177-186, 1997.3.

86) 池田学，市川篤司，山田正人，安原正人：鋼製ラーメン隅角部の交番載荷実験，鉄道総研報告，第 13 巻，第 4 号，pp.41-46，1999.4.

87) 渡邊英一，杉浦邦征，森忠彦，鈴木巌：補剛 R 付き箱形断面短はり－柱の強度と変形性能，構造工学論文集，Vol.38A，pp.143-154，1992.3.

88) 大島要一，井浦雅司：円弧ハンチ付ラーメン隅角部の耐荷力に関する実験的研究，第 3 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.77-82，2000.1.

89) 山口栄輝，仰木芽久美，南野能克，久保智徳，久保喜延：ハンチ付き鋼製ラーメン隅角部の変形挙動に関する解析的研究，応用力学論文集，Vol.3，pp. 119-125，2000.3.

【鋼製ラーメン橋脚の耐荷力・弾塑性挙動】

90) 中井博，酒造敏廣，大垣賀津雄：鋼薄肉ラーメン構造物の限界強度の近似計算法：土木学会論文集，No.380/I-7，pp.263-272，1987.4.

91) 宇佐美勉，垣内辰雄，水野克彦：鋼ラーメン構造物の合理的設計式の一提案，土木学会論文集，No.404/I-11，pp.331-340，1989.4.

92) 宇佐美勉，戸谷和彦，鈴木森晶，是津文章: 繰り返し荷重を受ける鋼製門形ラーメンの強度と

変形能に関するパイロット実験，構造工学論文集，Vol.41A，pp. 289-300, 1995.3.

93) 池田学，山田正人，市川篤司，安原真人，冨永知徳，寺田昌弘：鉄道鋼ラーメン橋脚の耐震性能に関する検討，第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.143-150，1998.11.

94) 西川和廣，村越潤，高橋実，岡本隆，池田茂，森下泰光：鋼製ラーメン橋脚の耐荷力と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.43A，pp.205-216，1999.3.

95) 山田正人，市川篤司，池田学，安原正人：鋼製ラーメン橋脚の耐震性能評価実験，鉄道総研報告，第 13 巻，第 4 号，pp.47-52，1999.4.

96) 酒造敏廣，事口寿男，長田好夫：鋼変断面ラーメンの非弾性地震応答性状と崩壊モードに関する研究，構造工学論文集，Vol.43A，pp.205-216，1997.3.

97) 酒造敏廣：せん断崩壊型はり部材を有する鋼門形ラーメンの非弾性地震応答性状に関する研究，構造工学論文集，Vol.44A，pp.169-178，1998.3.

98) 酒造敏廣，山田宰：せん断崩壊型はり部材を有する鋼 2 層門形ラーメンの非弾性地震応答解析，構造工学論文集，Vol.45A，pp.227-234，1999.3.

99) 酒造敏廣，山田宰：はり崩壊型門形ラーメンの崩壊メカニズムと非弾性地震応答性状に関する研究，構造工学論文集，Vol.46A，pp.663-673，2000.3.

100) 宇佐見勉，鄭沂，葛漢彬：Pushover 解析と等価 1 自由度モデルによる鋼製ラーメン橋脚の耐震照査法，第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.49-56，1998.11.

101) 中島章典，小野寺理：鋼製門型ラーメン橋脚の大地震時弾塑性挙動と耐震設計法におけるエネルギー一定則の適用性について，第 2 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.135-142，1998.11.

【構成則】

102) Chi SHEN, Eiji MIZUNO, and Tsutomu USAMI：A Generalized Two-Surface Model For Structural Steels under Cyclic Loading, Proceedings of JSCE, No.471/I-24, pp. 23-33, 1993.7.

103) 水野英二，宇佐美勉：鋼材素材に対する修正二曲面モデルの一般定式化，構造工学論文集，Vol.40A，pp.235-248，1994.3.

104) 西村宣男，小野潔，池内智行：単調載荷曲線を基にした繰り返し塑性履歴を受ける鋼材の構成式，土木学会論文集，No.513/I-31，pp.27-38，1995.4.

105) 坂野茂，宇佐美勉，水野英二：修正二曲面モデルによる板要素の繰り返し圧縮・引張弾塑性有限変位解析，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.1-15，1995.10.

106) 王慶雲，後藤芳顯，高橋宣男，小畑誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析について，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.369-376，1997.1.

107) 後藤芳顯，王慶雲，高橋宣男，小畑誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.189-206，1998.4.

108) 奈良敬，村上茂之，小西隆史：引張試験に基づく材料定数をパラメータとする鋼材の繰り返し構成則，第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.105-120，2000.1.

109) 小野徹郎，佐藤篤司：金属系素材の応力－歪度関係の定式化，日本建築学会構造系論文集，第532号，pp.177-184，2000.6.

【鋼製橋脚の非線形解析】

110) 安波博道，寺田昌弘，名取暢，寺尾圭史，西川和廣：弾塑性FEMによる鋼管柱載荷実験のシミュレーション解析，JSSC鋼構造論文集，第3巻第9号，pp.1-10，1993.3.

111) 中川知和，安波博道，小林洋一，橋本修身，水谷慎吾，森脇清明：弾塑性有限変位解析による箱型鋼製橋脚の耐荷力と変形能の評価，阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.599-604，1996.1.

112) 王慶雲，後藤芳顯，高橋宣男，小畑誠：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析について，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.369-376，1997.1.

113) 池内智行，谷口直子，西村宣男，中川知和：兵庫県南部地震における鋼管橋脚の数値シミュレーション，JSSC鋼構造論文集，第4巻第14号，pp.29-38，1997.6.

114) 太田孝二，中川友和，中村聖三，水谷慎吾，小林洋一，野中哲也：鋼製橋脚の耐震設計に対する構造解析ソフトウェアの適用性，橋梁と基礎，pp.33-39，1997.12.

115) 中村聖三，冨永知徳，水谷慎吾，小林洋一，中川知和，野中哲也：複数の非線形数値解析による鋼製ラーメン橋脚実験のシミュレーション，第3回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.165-172，2000.1.

116) 松尾礼子，依田照彦，石川雅美：簡易非線形動的応答解析による鋼製橋脚の数値シミュレーション，第2回阪神・淡路大震災に関する学術講演会論文集，pp.235-242，1997.1.

117) 中島章典，深山大介，大塚久哲，鈴木基行，佐藤貴志：実験と解析による鋼製橋脚の繰り返し弾塑性挙動の比較検討，土木学会年次学術講演会講演概要集，Vol.50A，pp. 48-49，1995.

118) 中島章典，深山大介，大塚久哲，佐藤貴志，鈴木基行：鋼製橋脚の弾塑性最大応答変位推定法について，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.297-304，1997.7.

119) 中村秀治：鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析，土木学会論文集，No.549/I-37，pp. 205-219，

1996.10.

【鋼材】

120) 深沢誠，大田孝二：機能鋼材，橋梁と基礎，pp.39-46，1995.12.

121) 大田孝二，深沢誠：これからの鋼材，橋梁と基礎，pp.45-48，1996.9.

122) 楠隆：新しい鋼材，橋梁と基礎，pp.117-129，1997.8.

123) 高梨晃一，福田俊文，岡田忠義：60キロ級高性能鋼の利用技術開発，鋼構造論文集，Vol.1，No.1，pp.1-12，1994.3.

124) 坂井藤一：土木構造物における高張力鋼利用の現状，鋼構造論文集，Vol.1，No.1，pp.13-24，1994.3.

125) 作本好文，千々岩力雄：建築構造用耐火鋼（FR鋼）の開発と実用化，鋼構造論文集，Vol.1，No.1，pp.25-40，1994.3.

126) 上田修三：最近の建築・土木用高機能鋼材，鋼構造論文集，Vol.1，No.1，pp.127-142，1994.3.

127) 村越潤，名取暢：耐候性鋼材，橋梁と基礎，pp.51-56，1994.1.

【塑性ひずみ履歴による鋼材の靭性劣化】

128) 堀川浩甫：冷間塑性加工に伴う構造用鋼材のひずみ時効脆化，土木学会論文報告集，No.300，pp.12-20，1980.

129) 森好生，塩崎正孝，三木千壽，栗原正好：歪時効による鋼材の靭性変化の評価，構造工学論文集，Vol.36A，pp.389-397，1990.3.

130) 三木千壽，舘石和雄，船見純一：冷間加工を受けた構造用鋼材の破壊じん性に関する研究，土木学会第49回年次学術講演会講概集，pp.586-587，1994.

131) 西川和廣，寺田和己，木村貞夫，中西保正，飯田寛之，後藤邦昭：橋梁用鋼材の冷間曲げ加工と要求じん性に関する検討，橋梁と基礎，pp.31-36，1996.11.

132) 本間宏二，三木千壽，征矢勇夫，笹尾英弥，奥村健人，原修一：冷間加工を受けた構造用鋼材の歪み時効と冷間曲げ加工の許容値に関する研究，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.153-162，1997.7.

133) Koji Homma, Chitoshi Miki, Hang Yang: Fracture Toughness of Cold Worked and Simulated Heat Affected Structural Steel, Engineering Fracture Mechanics, Vol. 59, No. 1, pp. 17-28, 1998.

134) 井上肇，前中浩，佐久間正明：圧縮予歪みが破壊靭性に及ぼす影響，日本造船学会論文集，第160号，pp.450-460，1986.12.

135) 橋本篤秀，山田丈富，三武弘和，堂塚嘉久，森松信雄：構造用鋼材のシャルピー衝撃特性に与える圧縮予ひずみおよび小入熱ビードの影響，日本建築学会構造系論文集，第468号，

pp.147-154，1995.2.

136) 大倉一郎，田原潤，西岡敬治，安田修：繰返し予歪みが鋼材の破壊靭性に与える影響，鋼構造論文集，第3巻，第11号，pp.1-11，1996.9.

137) 日本溶接協会鉄鋼部会APD委員会：繰返し大変形を受ける建築鉄骨溶接接合部の強度と破壊靭性（中間報告書III），1996.7.

138) 日本溶接協会鉄鋼部会APDII委員会：建築鉄骨での脆性的破壊と鋼材破壊靭性セミナー（第13回溶接構造用鋼材に関する研究発表会），1999.12.

139) 大倉一郎，田原潤，安田修，広野正彦：繰返し塑性歪みによる鋼材の破壊靭性低下を評価するためのモデル，構造工学論文集，Vol. 45A，pp.347-356，1999.3.

140) 田川哲哉，伊藤敦史，宮田隆司：予歪みによる鋼材の破壊靭性低下量の定量的予測と降伏比の影響，溶接学会論文集，第14巻第2号，pp.429-434，1996.

141) 中込忠男，山田丈富，日高新悟，大林郁良：繰返し歪みを受けるSM490A材の材質劣化に関する実験，日本建築学会構造系論文集，第489号，pp.87-94，1996.11.

142) 小野哲郎，村山敬司，増田克敏，佐藤篤司，横川貴之：予歪を受けた建築構造用鋼板の靭性に及ぼす微量元素の影響，日本建築学会構造系論文集，第536号，pp.157-162，2000.10.

143) 中島清孝，粟飯原周二，島貫広志：塑性予歪による構造用鋼の靭性低下に関する一考察，材料とプロセス，Vol.13，No.3，pp.431-433，2000.

144) 森猛，田中雅人，山田祐三，入部孝夫，山田浩二：鋼材の破壊靭性値に対する塑性変形と切欠き方向の影響，土木学会第56回年次学術講演会，I-B054，2001.10.（CD-ROM）

【脆性破壊の評価基準および影響因子】

145) 金沢武，町田進，矢島浩，青木満，川辺智信：鋼材の脆性破壊発生特性におよぼす疲労の影響，日本造船学会論文集，第126号，pp.397-410，1969.

146) 酒井啓一，飯野暢：きれつの変位挙動と脆性破壊の発生，日本造船学会論文集，第127号，pp.227-237，1970.

147) 金沢武，三村宏，町田進，宮田隆司，萩原行人：脆性破壊発生のクライテリアに関する考察，日本造船学会論文集，第129号，pp.237-246，1971.

148) 金沢武，町田進，糸賀興右，土屋秀典：COD仮説による脆性破壊発生特性の研究，日本造船学会論文集，第131号，pp.345-354，1972.

149) 金沢武，町田進，萩原行人：工業的試験法としての曲げCTOD試験について，日本造船学会論文集，第132号，pp.361-370，1972.

150) 大塚昭夫，宮田隆司，西村誠二，大橋真，柏木陽一郎：鋼の破壊様式の遷移とCOD説につ

いて，日本造船学会論文集，第135号，pp.307-317，1974.

151) 大塚昭夫，宮田隆司，西村誠二，柏木陽一郎，笠井登：切欠部からの破壊発生に関するCOD－クライテリオンとストレッチド・ゾーン，日本造船学会論文集，第136号，pp.249-257，1974.

152) 大塚昭夫，西村誠二，宮田隆司，笠井登：予き裂端からの破壊発生におよぼすひずみ時効の影響，日本造船学会論文集，第139号，pp.265-273，1976.

153) 豊貞雅宏：曲げCOD試験片におけるNotch Acuity効果の定量化に関する一提案，日本造船学会論文集，第143号，pp.427，1978.

154) 佐藤邦彦，豊田政男，南二三吉，有持和茂，中西睦夫，佐藤進：新しい局部COD仮説の提案とその溶接部への適用，溶接学会論文集，第2巻，第3号，pp.447-454，1984.

155) 貝原正一郎，村山武弘，河野武亮，南二三吉，豊田政男，佐藤邦彦：低温用鋼溶接継手の破壊強度評価への曲げ限界COD値の意義について，溶接学会論文集，第4巻，第1号，pp.176-181，1986.

156) 豊貞雅宏，藤井英輔，野原和宏，川口喜昭：破壊靭性に及ぼすひずみ速度の影響，日本造船学会論文集，第161号，pp.367-380，1987.

157) 河野，後藤浩二，豊貞雅宏：ひずみ速度を考慮した熱弾塑性有限要素解析，日本造船学会論文集，第169号，pp.383-389，1991.

158) 豊貞雅宏，後藤浩二：高速負荷時におけるき裂先端近傍の局部温度上昇について，日本造船学会論文集，第170号，pp.651-663，1991.

159) 豊貞雅宏，後藤浩二：任意負荷速度下における破壊靭性値推定法について，日本造船学会論文集，第172号，pp.663-674，1992.

160) 豊貞雅宏，平澤宏章，後藤浩二：ひずみ速度，温度を考慮した構造用鋼構成方程式の簡易推定法，日本造船学会論文集，第176号，pp.501-507，1994.

161) 豊田政男，南二三吉，藤田明男，萩原行人，井上健裕，島貫広志：脆性破壊抵抗に及ぼす加工硬化特性の影響，溶接学会論文集，第11巻，第4号，pp.570-575，1993.

162) 島貫広志，萩原行人，吉成仁志，町田進：破壊強度評価法の検討（第3報）－CTOD評価曲線の適用性の検討－，日本造船学会論文集，第176号，pp.509-516，1994.

163) 南二三吉，大畑充，豊田政男，有持和茂：破壊靭性試験の構造性能評価へのTransferabilityを考慮した破壊靭性要求，日本造船学会論文集，第182号，pp.647-657，1997.

164) 南二三吉，加藤孝憲，中村哲也，有持和茂：等価CTOD概念による破壊靭性要求と諸因子の影響，日本造船学会論文集，第185号，pp.293-307，1999.

165) 中込忠男，見波進，白崎博史，新井聡：塑性履歴を受けた鋼材の脆性破壊におけるローカ

ルクライテリアの適用，日本建築学会構造系論文集，第536号，pp.151-156，2000.10.

【建築鉄骨の柱および柱梁接合部の破断】

166) 藤本盛久，青木博文，中込忠男，西澤淳：電炉広幅平鋼および電炉厚鋼板（SM490A）を用いた柱・梁接合部の破壊性状と素材特性の関係，鋼構造論文集，第1巻，第4号，pp.143-157，1994.12.

167) 中込忠男，見波進，深沢隆，新井聡，大野京子：梁柱接合部の脆性破壊に及ぼす柱軸力の影響に関する破壊力学的検討，日本建築学会構造系論文集，第486号，pp.125-132，1996.8.

168) 寺田岳彦，矢部喜堂，真瀬伸治，坂本真一：1995年兵庫県南部地震における被災鉄骨造建物の地震時挙動と梁端の損傷，日本建築学会構造系論文集，第492号，pp.139-147，1997.2.

169) 桑村仁，伊山潤，横山幸夫：高層建築における柱－梁溶接仕口の脆性破壊，鋼構造論文集，第4巻，第16号，pp.1-16，1997.12.

170) 秋山宏，山田哲，松本由香，松岡三郎，大竹章夫，杉本浩一：実大柱はり接合部の試験温度による延性破壊－脆性破壊遷移，日本建築学会構造系論文集，第522号，pp.105-112，1999.8.

171) 桑村仁，伊山潤，松井康治：鉄骨の脆性破断に及ぼす材料靭性と板厚の影響－鉄骨破断に関する研究その1－，日本建築学会構造系論文集，第525号，pp.109-116，1999.11.

172) 加藤勉：柱・梁接合部の破断危険度予測，日本建築学会構造系論文集，第527号，pp.155-160，2000.1.

173) 桑村仁，高木直人，松井康治：鉄骨の脆性破断に及ぼす溶接入熱の影響－鉄骨破断に関する研究その2－，日本建築学会構造系論文集，第531号，pp.157-164，2000.5.

174) 桑村仁，伊山潤：シャルピー衝撃試験片と実大破壊部材の破面相関，日本建築学会構造系論文集，第508号，pp.127-133，2000.9.

175) 一戸康生，桑村仁：鉄骨の脆性破断に及ぼす繰返し変位振幅の影響－鉄骨破断に関する研究その3－，日本建築学会構造系論文集，第534号，pp.145-151，2000.8.

176) 原田幸博，森田耕次，山口大助，石井匠：鋼構造柱梁接合部の脆性破壊に関する研究－接合ディテール及び材料特性の影響－，日本建築学会構造系論文集，第535号，pp.141-148，2000.9.

177) 内田保博，吉冨喜伸：累積ひずみによる鋼柱の脆性破壊の予測，日本建築学会構造系論文集，第527号，pp.147-154，2000.1.

178) 笠井和彦：ノースリッジ地震前後における米国の鉄骨耐震設計の動き：SACジョイントベンチャー，鉄鋼技術（STRUTEC），pp.49-52，2002.1.

179) FEMA (Federal Emergency Management Agency): Recommended Seismic Design Criteria for Steel Moment-Frame Buildings, FEMA350, 2000.7.

180) FEMA: Recommended Seismic Evaluation and Update Criteria for Existing Welded Steel Moment-Frame Buildings, FEMA351, 2000.7.

181) FEMA: Recommended Post-earthquake Evaluation and Repair Criteria for Welded Steel Moment-Frame Buildings, FEMA352, 2000.7.

182) FEMA: Recommended Specifications and Quality Assurance Guidelines for Steel Moment-Frame Construction for Seismic Applications, FEMA353, 2000.7.

【鋼材の低サイクル疲労】

183) 西村俊夫，三木千寿：構造用鋼材のひずみ制御低サイクル疲れ特性，土木学会論文報告集，第279号，pp.29-44，1978.

184) 飯田国広，井上肇，小林佑規：歪制御低サイクル疲労における累積被害（第2報），日本造船学会論文集，第123号，pp.287-296，1968.

185) 飯田国広，鈴木英之：引張および圧縮予歪が極低サイクル疲労寿命に及ぼす影響，日本造船学会論文集，第156号，pp.485-492，1984.

186) 小茂鳥潤，清水真佐男，：予ひずみ材による破断延性値の低下機構，日本機械学会論文集（A編），59巻567号，pp.2540-2545，1993.

187) 森野数博，西谷弘信，西村太志，別府忠：予ひずみ材による破断延性値の低下機構，日本機械学会論文集（A編），59巻567号，pp.2540-2545，1993.

188) 桑村仁：繰返し塑性ひずみを受ける構造用鋼材の疲労－延性破壊遷移，日本建築学会構造系論文集，第461号，pp.123-131，1994.7.

189) 森野数博，西村太志，西谷弘信：低サイクル疲労における疲労損傷の検討，日本機械学会論文集（A編），65巻633号，pp.1087-1092，1999.5.

190) 中島伸幸，山田稔：構造用鋼の超低サイクル疲労破壊に関するエネルギー的考察，累積損傷エネルギーと大予ひずみの効果，日本建築学会構造系論文集，第534号，pp.9-16，2000.8.

191) 田沼良一，深沢隆，小林英男：高強度鋼材を用いた十字溶接継手の疲労特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第531号，pp.149-156，2000.5.

192) 小野徹郎，佐藤篤司：金属系素材の低サイクル疲労特性に関する研究，日本建築学会構造系論文集，第532号，pp.193-199，2000.6.

193) 瀬戸厚司，増田智紀，町田進，三木千壽：溶接きずを有する継手の極低サイクル疲労特性，溶接学会論文集，第17巻，第1号，pp.130-138，1999.

【橋脚モデルの低サイクル疲労・脆性破壊実験】

194) 坂野昌弘，三上市蔵，光本栄一，西村剛，西村寧人：過大な繰返し荷重を受ける鋼製ラー

メン隅角部の寿命評価, 構造工学における数値解析法シンポジウム論文集, 第17巻, pp.357-362, 1993.7.

195) 冨永知徳, 安波博道：鋼製橋脚の低サイクル疲労に関する一考察, 土木学会第49回年次学術講演会, I-837, pp.1670-1671, 1994.9.

196) 坂野昌弘, 三上市蔵, 村山弘, 三住泰久：鋼製橋脚基部の超低サイクル破壊挙動, JSSC鋼構造論文集, 第2巻第8号, pp.73-82, 1995.12.

197) 坂野昌弘, 三上市蔵, 鷹羽新二：鋼製橋脚隅角部の低サイクル疲労挙動, 土木学会論文集, No.563/I-39, pp.1281-1288, 1997.4.

198) 小野剛史, 坂野昌弘, 岸上信彦：鋼製橋脚隅角部の亀裂発生に及ぼすウェブコーナー部のRの影響, 土木学会第52回年次学術講演会, I-A240, pp.478-479, 1997.9.

199) 坂野昌弘, 岸上信彦, 小野剛史, 三上市蔵：鋼製ラーメン橋脚柱梁接合部の超低サイクル疲労破壊挙動, JSSC鋼構造論文集, 第4巻第16号, pp.17-26, 1997.12.

200) 坂野昌弘, 岸上信彦, 小野剛史, 森川友記, 三上市蔵：三角リブ付き鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労挙動, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1281-1288, 1998.3.

201) 三木千寿, 四十沢利康, 穴見健吾：鋼製門型ラーメン橋脚隅角部の地震時脆性破壊, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.273-281, 1998.4.

202) 陸城成樹, 足立幸郎, 猪瀬幸太郎, 杉浦邦征, 渡邊英一：鋼製橋脚基部の地震時低サイクル疲労挙動に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.48B, pp.649-656, 2002.4.

【鋼管柱の局部座屈部に発生するき裂関連】

203) 穂積秀雄, 浅野和宏, 花井厚周, 牧野行伸, 平野道勝：繰返し力を受ける鋼部材の局部座屈断面に生じるき裂発生に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第466号, pp.135-144, 1994.12.

204) 河野昭彦, 松井千秋, 木村俊行, 田中幸仁：実大コンクリート充填鋼管の繰返し局部座屈破断に関する実験的検討, 日本建築学会構造系論文集, 第536号, pp.163-167, 2000.10.

205) 最相元雄, 松山輝雄：コンクリート充填鋼管柱の鋼管亀裂と累積塑性変形能力に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第528号, pp.167-174, 2000.2.

206) 藤田譲, 野本敏治, 弓削和徳：圧縮および引張荷重を受ける構造要素の変形挙動―（第一報）繰返し荷重を受ける柱の変形挙動―, 日本造船学会論文集, 第156号, pp.346-354, 1984.11.

207) 山本元道, 東田幸四郎, 藤久保昌彦, 矢尾哲也, 矢島浩：座屈により大きな圧縮歪を受けた鋼構造部材の亀裂強度に関する研究（その1）, 日本造船学会論文集, 第178号, pp.565-573, 1995.11.

208) 山本元道，矢島浩，栗原正好，守田聡：座屈により大きな圧縮歪を受けた鋼構造部材の亀裂強度に関する研究（その2），日本造船学会論文集，第182号，pp.659-665，1997.11.

209) 阪野賢治：圧縮予荷重により発生する亀裂を用いた破壊靭性評価法に関する研究，日本造船学会論文集，第141号，pp.282-289，1977.5.

【延性亀裂】

210) 桑村仁，山本恵市：三軸応力状態における構造用鋼材の延性き裂発生条件，日本建築学会構造系論文集，第477号，pp.129-135，1995.11.

211) 道場康二，平松秀基，長谷川壽男，松村裕之，豊田政男：延性き裂進展中のき裂先端ひずみに及ぼす塑性拘束の影響，溶接学会論文集，第14巻第2号，pp.414-421，1996.

212) 稲葉雄一郎，桑村仁：切欠き付き鋼板の応力－ひずみ解析における有限要素法の適用性と延性亀裂発生条件（鉄骨接合部の応力・ひずみ状態　その2），日本建築学会構造系論文集，第534号，pp.137-144，2000.8.

213) 山田丈富，中込忠男，橋本篤秀，藤本盛久：鋼材の繰返し塑性域における初期延性亀裂進展に対するJ積分の有効性の検討，繰返し力を受ける鋼構造溶接接合部の破壊挙動に関する研究第2報，日本建築学会構造系論文集，第534号，pp.161-166，2000.8.

214) 吉成仁志，榎並啓太郎，今井拓水，小関正，島貫広志，井上健裕，粟飯原周二：圧縮予ひずみを受けた鋼材からの延性き裂発生挙動，日本造船学会論文集，第188号，pp.691-705，2000.11.

215) 大畑充，南二三吉，藤田周亮，橋本昌明，豊田政男：繰返し荷重下における構造用鋼の延性き裂進展特性，日本造船学会論文集，第188号，pp.679-689，2000.11.

【シャルピーとCODの相関】

216) 萩原行人，征矢勇夫，三波健市，佐藤光雄：V シャルピー衝撃特性からの脆性破壊発生特性の評価法，溶接学会誌，Vo.45，No.8，pp.627-633，1976.

217) 松岡雅典，笠松裕：2V シャルピ衝撃試験の破面遷移温度と COD 試験による脆性破壊発生温度との相関，Vo.46，No.10，pp.761-768，1977.

218) 松岡雅典，笠松裕：2V シャルピ衝撃試験の破面遷移温度と COD 試験による破壊靭性値との相関，Vo.46，No.11，pp.831-839，1977.

219) 金沢武，町田進，吉成仁志：限界 COD 値評価の信頼性工学的検討，日本造船学会論文集，第150号，pp.532-540，1981.

220) 矢島浩，多田益男，中島光明，渡辺昌健，今井純一郎：鋼材の破壊靭性値とV シャルピー吸収エネルギーとの相関についての検討，日本造船学会誌，第633号，pp.142-150，1982.

221) 木内晃，青木満：バラツキを考慮した限界 COD 値と V シャルピ破面遷移温度の相関，溶接学会論文集，第 1 巻第 2 号，pp.261-267，1983.

222) 小田勇：シャルピー吸収エネルギと限界 COD の関係，溶接学会論文集，第 4 巻第 2 号，pp.453-458，1986.

【脆性破壊防止のための鋼材の所要靭性値】

223) Barsom J.M. and Rolfe T.R.: Fracture and Fatigue Control in Structures, Applications and Fracture Mechanics, Prentice-Hall Inc., Englewood Cliffs, New Jersey, 1987.

224) AASHTO：LRFD Bridge Design Specifications Second Edition，1998.

225) 日本溶接協会：溶接継手の脆性破壊発生及び疲労き裂進展に対する欠陥の評価方法 (WES2805-1997)，1997.

226) 日本溶接協会：低温用圧延鋼板判定基準（WES3003-1995)，1995.

227) 石田良三，久保雅邦，北沢正彦，堀江佳平：気温の統計分析と鋼製橋脚の構造物温度の推定，第 40 回土木学会年次学術講演会概要集，I-157，pp.313-314，1986.

228) 久保雅邦，石田良三，北沢正彦，川北司郎：気温と構造物温度の実態調査による温度荷重の検討，第 41 回土木学会年次学術講演会概要集，I-170，pp.339-340，1987.

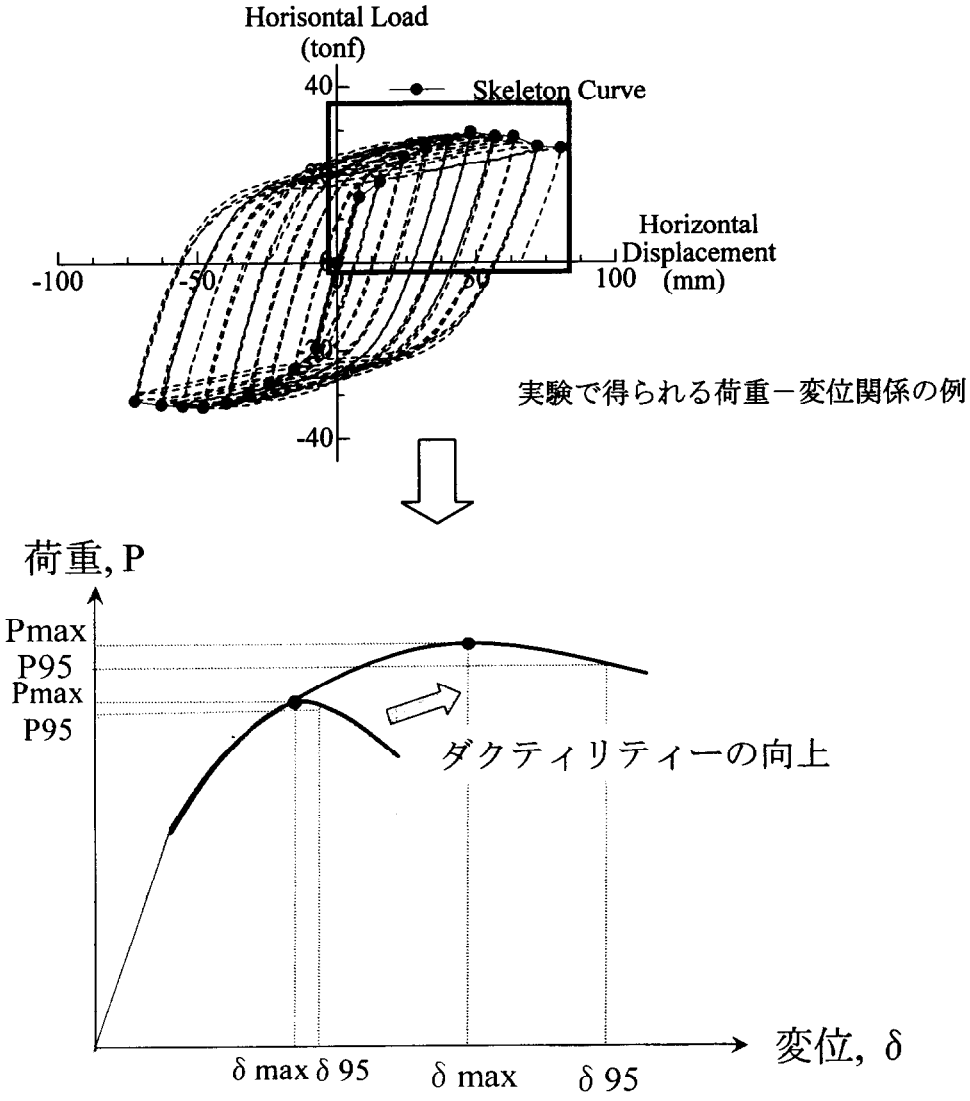


図 1-1　変形性能の評価基準の定義（δ max,　δ 95）

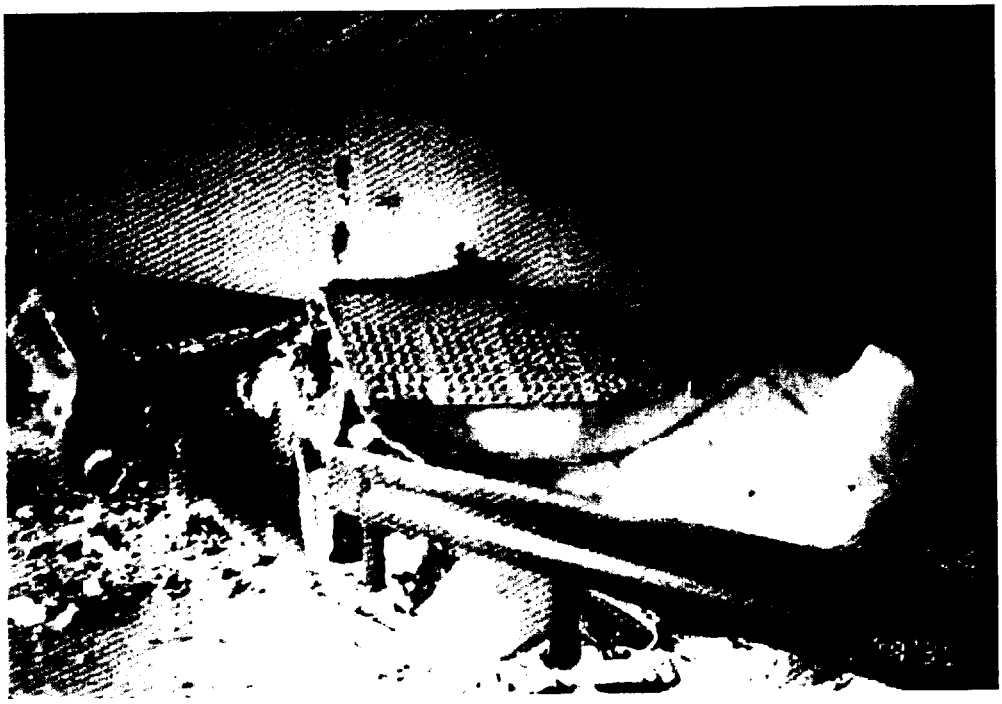


写真 1-1　兵庫県南部地震での被害例
（矩形断面橋脚の角溶接割れ）

写真 1-2　兵庫県南部地震での被害例
（矩形断面橋脚の局部座屈）

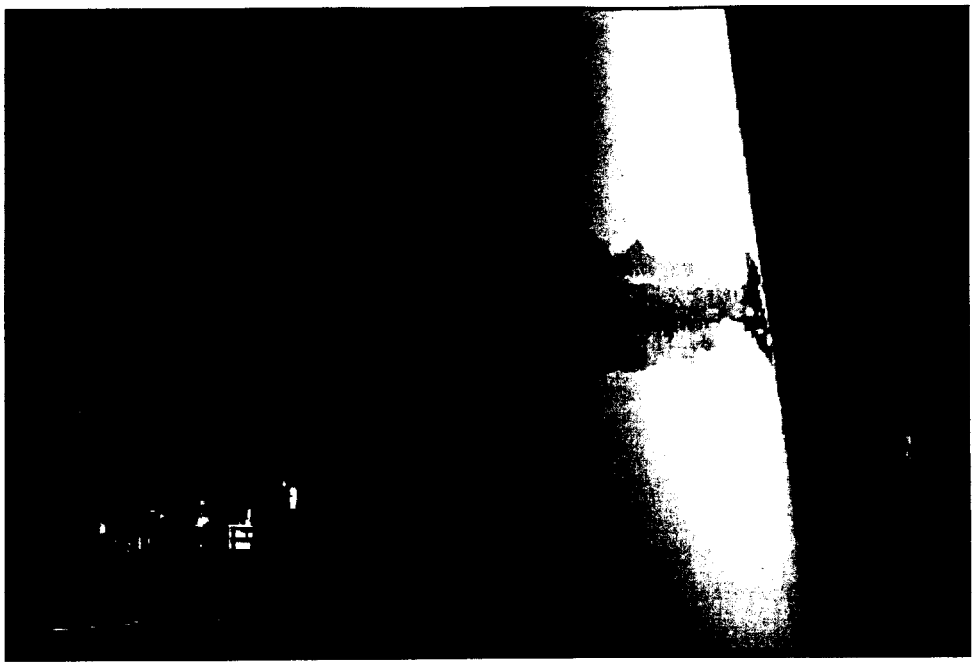


写真 1-3　兵庫県南部地震での被害例
（円形断面橋脚の局部座屈）

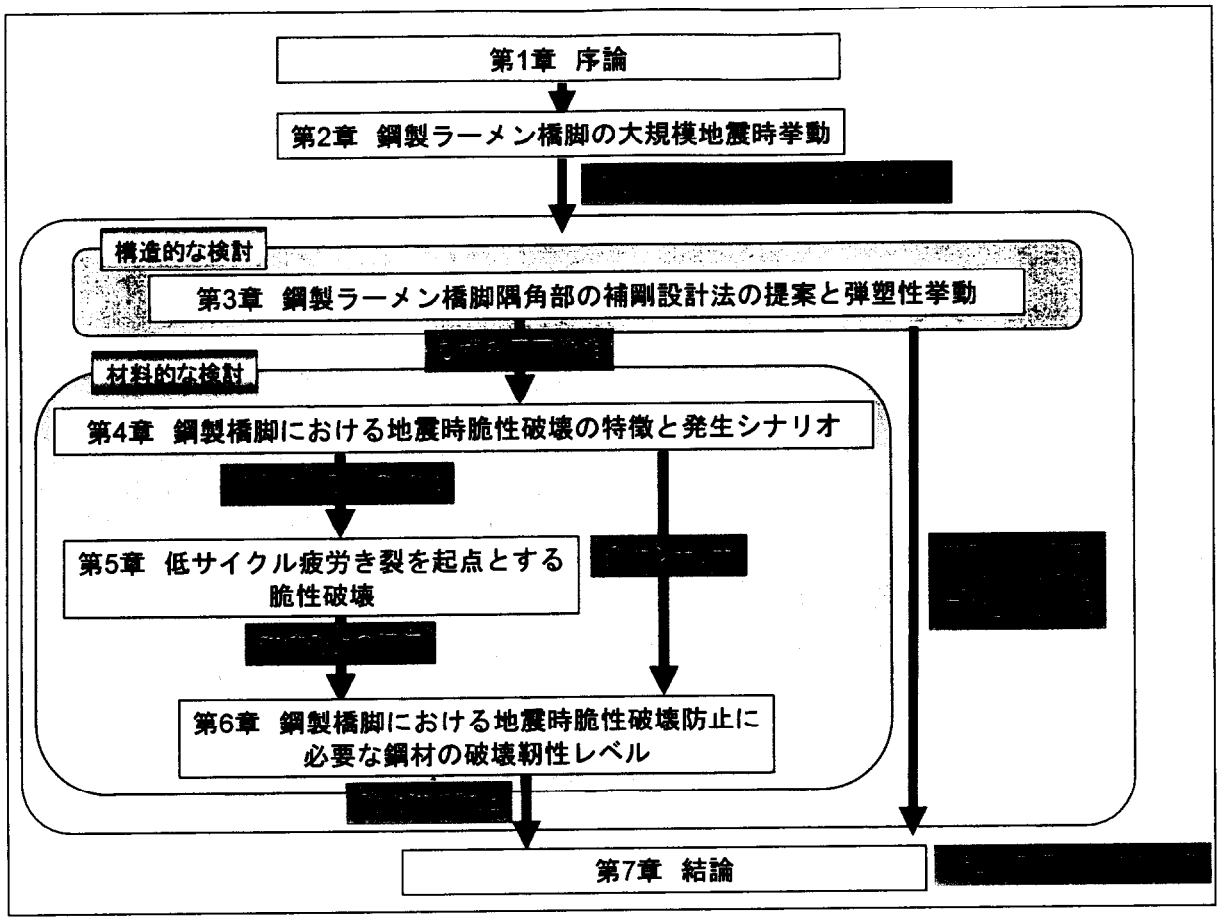

第1章　序論
第2章　鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動
構造的な検討
第3章　鋼製ラーメン橋脚隅角部の補剛設計法の提案と弾塑性挙動
材料的な検討
第4章　鋼製橋脚における地震時脆性破壊の特徴と発生シナリオ
第5章　低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊
第6章　鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性レベル
第7章　結論

図 1-2　本研究のフロー

第２章

鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動

2-1 はじめに

都市高速道路の高架橋等には，鋼製ラーメン橋脚が数多く建設されている．これらのラーメン橋脚は薄肉補剛箱型断面により構成されている[1]．現在，鋼製ラーメン橋脚の設計では，地震による慣性力を，橋脚の死荷重や活荷重と同様に橋脚に静的に作用させ，弾性骨組解析により算出された各断面の応力度に対して，許容応力度以下に抑える許容応力度設計法が行われている[2]．この設計法では，鋼製ラーメン橋脚に想定以上の地震力が作用した場合に，ラーメン橋脚がどのような挙動を示すのかは想定されていない．そこで，兵庫県南部地震以降，震度法あるいは地震時保有水平耐力法によって耐震設計された橋脚のうち，地震時に複雑な挙動を示すことが予想される橋脚に対して，動的応答解析を用い，構造物に地震力が作用した時にどのような挙動を示すのかを調べることにより橋の安全性を照査する方法が採られている[3]．その際，解析モデルとしては，主に，簡易化した１自由度系のばね－質点系モデル，あるいは，はり要素を用いた骨組モデルが用いられる．補剛板の局部座屈等を考慮した骨組モデルによる簡易な解析方法の提案も行われている[4) 5)]が，局部座屈の発生位置や発生ひずみ等の鋼製橋脚における大規模地震時挙動をより正確に把握するには，より実物に近い解析モデルを用いた動的弾塑性有限要素解析が必要となる．特に，鋼製ラーメン橋脚では，その柱とはりの接合部（隅角部）が，せん断遅れ[6]を考慮した設計となっており，結果的に一般部と比べて，板厚が厚くなっていることから，重量が大きくなっていること，またそれに伴って，隅角部と一般部との間に急激な板厚変化部が存在することにより，複雑な地震時挙動を呈する可能性がある．

兵庫県南部地震以降，局部座屈発生などの鋼製橋脚の大規模地震下の挙動を把握するため，シェル要素を用いた弾塑性有限要素解析による繰返し弾塑性挙動に着目した静的な解析による検討がなされるようになった[7)-9)]．しかしながら，動的解析となると，これまでは，比較的容易にモデル化できる円形断面を有する単柱橋脚が対象になっている[10)]ほかは，あまり検討されていない．特に，多くの補剛材・ダイヤフラムを有する鋼製ラーメン橋脚については，計算機の能力およびメッシングの難しさ等の理由で殆ど検討されていないのが現状である．

本章では，現行設計法により設計された一般的な形状・寸法を有する既設鋼製ラーメン橋脚を対象に，実スケールで，全ての構造部材をシェル要素でモデル化した解析モデルを用い，動的弾塑性有限要素解析を実施することにより，大規模地震時の鋼製ラーメン橋脚の挙動を明らかにする．特に，ここでは，隅角部付近の板厚が周りと比べ厚くなっていることの影響に着目して，局部座屈の発生や塑性ひずみの集中箇所などの面から検討する．その結果から，最後に，現行設計法の見直すべき点を指摘し，新しい設計法への移行の必要性を示す．

2-2 対象橋脚

本研究では，実際に都市内高架橋を支えている実在橋脚の中から，一般的な形状および寸法[11),12)]を有する３つの橋脚を選定し，解析対象とした．それらをそれぞれ橋脚A，橋脚B，橋脚Cと称する．３つの橋脚の一般図を，**図2-1**から**図2-3**に，形状および寸法等の諸元を，**図2-4**から**図2-6**にそれぞれ示す．３つの橋脚は，これらの図に示すように，はりの張り出し長さおよび橋脚の高さの点で，互いに異なる形状および寸法を有している．

2-3 橋脚のモデル化と解析条件

2-3-1 解析コード

解析には，汎用有限要素解析プログラムABAQUS[13)]を用いた．

2-3-2 橋脚のモデル化

図2-7から**図2-9**に，解析対象とする３つの鋼製ラーメン橋脚の解析モデルを示す．橋脚は，面内変形を解析対象としているため，鉛直面に対称として，２分の１モデルとなっている．本研究では，通常面内フランジと呼ぶ板を単にフランジ，通常面外フランジと呼ぶ板をウェブと呼ぶこととし，橋脚のフランジ，ウェブ，補剛材，ダイヤフラム等の全ての構成部材を３節点あるいは４節点のシェル要素を用いてモデル化した．最小メッシュサイズは，板厚程度となっている．なお，本解析では，橋脚を構成する板パネル等の初期不整，および，基部に車両衝突対策として注入されているコンクリートは考慮していない．上部工については，上部工死荷重反力作用点に節点を設け，その節点に集中質量として上部工死荷重反力分の質量を与えることによりモデル化した．

2-3-3 材料定数および材料構成則

使用鋼材は，橋脚AおよびBではSS400とSM490Y，橋脚CではSS400である．弾性係数には200GPaを用い，応力－ひずみ関係は**図2-10**に示す曲線を用いた．材料構成則としては，多直線近似の移動硬化則を適用した．

2-3-4 境界条件

境界条件については，ラーメン橋脚基部は完全固定とし，対称鉛直面には対称条件を適用した．

2-3-5 減衰定数

動的解析は，直接積分法を用いて行った．その中で，減衰マトリックス$[C]$は，式(2.1)に示すように，質量マトリックス$[M]$と剛性マトリックス$[K]$の線形和で表現される．動的解析に際しては，各マトリックスの係数（α, β）を予め設定しておく必要がある．本研究においても，通常行われているように，橋脚の固有振動解析を予め実施し，それにより得られた１次の固有円振動数ω_1および２次の固有円振動数ω_2から，式(2.2)により係数を求めることとした．式中の各振動モードに対する減衰定数h_i $(i=1, 2)$としては，通常鋼構造物に用いられる 0.02 を統一的に用いることとした．

$$[C]=\alpha[M]+\beta[K] \tag{2.1}$$

$$\alpha=\frac{2\omega_1\omega_2(h_1\omega_2-h_2\omega_1)}{\omega_2^2-\omega_1^2},\quad \beta=\frac{2(h_2\omega_2-h_1\omega_1)}{\omega_2^2-\omega_1^2} \tag{2.2}$$

2-3-6 入力地震動

本解析では，大規模地震を想定し，道路橋示方書・同解説[3)]でタイプⅡの入力地震波として推奨されている兵庫県南部地震時に神戸海洋気象台で測定された地震波と，同じく兵庫県南部地震時に JR 西日本鷹取駅で測定された地震波を用いた．その際，地震加速度の東西・上下の２成分を用い，東西方向成分は面内水平方向（Z 方向）に，上下方向成分は鉛直方向（Y 方向）に１０秒間入力し，この加速度を慣性力として構造系全体にかけた．入力した東西・上下の２成分の神戸海洋気象台と JR 鷹取駅の地震波形をそれぞれ**図 2-11** に示す．

2-4 解析結果

2-4-1　固有振動解析

各橋脚について固有値解析を行った．解析の結果得られた各橋脚の１次および２次の固有振動モード形を固有周期，固有振動数とともにそれぞれ**図 2-12** から**図 2-14** に示す．また，各橋脚の１次および２次の固有周期と入力地震波の応答加速度スペクトルとの関係を**図 2-15** から**図 2-17** に示す．各橋脚の１次固有周期の範囲では，入力地震波の応答加速度はいずれも 1000gal を超えており，非常に大きい値を示している．

2-4-2　地震動的解析

以下に各橋脚の地震動的解析の結果について述べる．

a) 橋脚Ａの解析結果

①神戸海洋気象台で測定された地震波による解析結果

図 2-18(a)に，はり中央部上フランジ幅方向中央点における，面内水平方向変位の

時刻歴を示す．最大応答変位（4.6575sec）時の変形図および相当塑性ひずみ分布図を図 2-18(b)に示す．図から，柱基部の両側と，隅角部から外れたはりの断面変化部に座屈が生じており，ひずみは塑性域にまで達していることがわかる．また，隅角部の角部では局所的に大きなひずみが生じている．図 2-18(c)には，左側隅角部角部と，最大応答変位時に左側の隅角部から外れたはり断面変化部においてひずみが最大であった要素中央点での相当塑性ひずみの時刻歴を示す．ひずみの大きさは，メッシュサイズに依存すると考えられるが，参考までに示すと，本モデルでは，解析を行った10secの中で，隅角部角部では3.2%程度，断面変化部での最大ひずみは11.0%程度の相当塑性ひずみが発生している．

②鷹取駅で観測された地震波による解析結果

図 2-19(a)に，はり中央部上フランジ幅方向中央点における，面内水平方向変位の時刻歴を示す．また最大応答変位（5.8725sec）時の変形図および相当塑性ひずみ分布図を図 2-19(b)に示す．①の場合と同様，図から，柱基部の両側と，隅角部から外れたはりの断面変化部に座屈が生じており，ひずみは塑性域にまで達していることがわかる．また隅角部の角部では局所的に大きなひずみが生じている．図 2-19(c)に，隅角部角部と最大応答変位時に左側隅角部から外れた位置にある断面変化部においてひずみが最大であった要素中央点での相当塑性ひずみを示す．参考までに，解析を行った10secの中で，隅角部角部は，3.0%程度，断面変化部でのひずみ最大点では2.0%の相当塑性ひずみが生じている．

b) 橋脚Bの解析結果

①神戸海洋気象台で測定された地震波による解析結果

図 2-20(a)に，はり中央部上フランジ幅方向中央点における，面内水平方向変位の時刻歴を示す．最大応答変位（4.6735sec）時の変形図および相当塑性ひずみ分布図を図 2-20(b)に示す．図から，柱基部の両側と，隅角部から外れた断面変化部において局部座屈が生じ，ひずみが塑性域にまで達していることがわかる．また隅角部の角部では，橋脚Aでの結果で見られたように，局所的に大きなひずみが発生している．左側隅角部角部と，最大応答変位時に左側隅角部から外れた位置にある断面変化部においてひずみが最大であった要素中央点での相当塑性ひずみの時刻歴を図 2-20(c)に示す．参考までに，本モデルでは，解析を行った10secの中で，隅角部角部では，40%程度と非常に大きな相当塑性ひずみが生じており，また断面変化部での最大であった要素では，2.0%程度相当塑性ひずみが発生している．

②鷹取駅で観測された地震波による解析結果

図 2-21(a)に，はり中央部上フランジ幅方向中央点における，面内水平方向変位の時刻歴を示す．最大応答変位（7.3943sec）時の変形図および相当塑性ひずみ分布図を図 2-21(b)に示す．柱基部と，はりと隅角部の両側の断面変化部に座屈が生じており，ひずみは塑性域にまで達していることがわかる．また隅角部角部では局所的に大きな

ひずみが生じていた．左側隅角部角部のひずみの時刻歴と，最大応答変位時にはりと隅角部の左側断面変化部においてひずみが最大であった要素中央点での相当塑性ひずみの時刻歴を**図 2-21(c)**に示す．なお，①の場合と同様，解析を行った10secの中で，隅角部では40%程度と非常に大きな相当塑性ひずみが生じており，また断面変化部での最大であった要素では，1.2%程度相当塑性ひずみが発生している．

c) 橋脚Cの解析結果

①神戸海洋気象台で測定された地震波による解析結果

図 2-22(a)に，はり中央部上フランジ幅方向中央点における，面内水平方向変位の時刻歴を示す．最大応答変位（4.4625sec）時の変形図および相当塑性ひずみ分布図を**図 2-22(b)**に，はり中央部上フランジ幅方向中央点における，面内水平方向変位の時刻歴を示す．図から柱基部の両側に座屈が生じており，ひずみは塑性域にまで達していることがわかる．隅角部の角部では局所的に大きなひずみが生じている．はりと隅角部の断面変化部では，ひずみは塑性域にまで達していない．今回隅角部の断面変化部で塑性化が生じなかった要因のひとつとしては，**図 2-14** より橋脚Cの1次固有周期時の応答加速度が他橋脚に比べて比較的小さかったことが考えられる．左側隅角部角部の相当塑性ひずみの時刻歴を**図 2-22(c)**に示す．隅角部では，参考までに，解析を行った10secの中で，17%と大きな相当塑性ひずみが生じている．

②鷹取駅で観測された地震波による解析結果

図 2-23(a)に，はり中央部上フランジ幅方向中央点における，面内水平方向変位の時刻歴を示す．最大応答変位（7.35sec）時の変形図および相当塑性ひずみ分布図を**図 2-23(b)**に示す．図から柱基部の両側に座屈が生じており，ひずみは塑性域にまで達している．隅角部の角部では局所的に大きなひずみが生じている．①の場合と同様に，はりと隅角部の断面変化部では，ひずみは塑性域にまで達していない．左側隅角部角部での相当塑性ひずみの時刻歴を**図 2-23(c)**に示す．隅角部では，参考までに，解析を行った10secの中で，12%と大きな相当塑性ひずみが生じている．

2-5 考察

以上，一般的な形状寸法を有する鋼製門型ラーメン橋脚3橋について，弾塑性地震動的応答解析を行った．そこで見られた損傷を整理すると，橋脚Aと橋脚Bについては，神戸海洋気象台の地震波と鷹取駅の地震波の2種類とも，柱基部に加えて，隅角部とはりの断面変化部においても，ひずみが塑性域に達し，座屈も生じていた．一方，橋脚Cについては，柱基部のみが塑性域に達し，座屈が生じていた．すなわち，隅角部は角部に塑性ひずみが発生したほかは，座屈等の発生もみられない．兵庫県南部地震においても，隅角部での座屈の発生は報告されていない[14]．ここで，上記の解析において，このような隅角部の挙動の要因を把握するひとつの方法として，各橋脚

の左側隅角部に着目して，ある時刻の柱上とはり上にある節点間の距離の変化を見て見ることにすると，時々刻々の距離を変形前の距離で割って無次元化したものの変化は**図 2-24** に示すようになっている．**図 2-24** のすべてのケースにおいて，この断面変化部を境に隅角部より遠い側どうしの節点間の距離はかなり大きく変化するのに対して，隅角部よりの節点間の距離は比較的変化なく，橋脚 C のように隅角部近傍の断面変化部において塑性化していないケースについても，隅角部近傍にある節点間の距離が大きく変化していないことを考慮すると，隅角部の板厚がかなり厚く，剛性がかなり大きく，すなわち，当然ともいえるが断面に余裕があることが局部座屈を起こしにくい最大の原因であると言える．一方，上記の多くの解析ケースで，隅角部から外れた断面変化部において集中的に塑性化しており，終局的な破壊状態は隅角部の外で生じている．すなわち，隅角部がせん断遅れを考慮して局所的に板厚が大きくなっていることは，もともと重量が重く輸送等の問題があるほか，全体構造系としてのラーメン橋脚の耐震性能の面から考えると，隅角部に周りと比べて相対的に余裕のある断面性能を与えている上，その直近の断面変化部を弱点となし，損傷が生じやすい状況を生み出しているといえる．

これらのことを考慮して新設構造物に対して対処するためには，より板厚・重量を抑えつつも大規模地震に対して変形性能に優れるような補剛設計法の確立が重要となると考えられる．なお，**図 2-24** からは，隅角部近傍の節点間の距離比は変形前の距離を中心に変化していることから，隅角部はいわば正負交番載荷の状態にあることもわかり，このことは，次節のように，新しい設計法を施した隅角部の性能や挙動を供試体の載荷実験により評価する際，載荷条件としては，両側に変位を振る正負交番載荷が適切であることを示唆するものと考えられる．

最後に，隅角部の角部での発生ひずみについて，より詳細に検討するため，橋脚 C を例として取り上げて，メッシュサイズをより小さくし，板厚の 3 分の 1 程度となる 6mm を最小メッシュサイズとした FEM モデルに作成し直して実施した解析結果を示す．解析には，鷹取駅で観測された地震波形を用いた．解析の結果得られたひずみの時刻歴を，塑性ひずみの発生した隅角部角部および基部について，**図 2-25** から**図 2-28** に示す．ここでは，隅角部付近の要素中心での部材軸方向ひずみを示している．これらの図からわかるように，地震時には，隅角部角部に大きな塑性ひずみが生じる可能性がある．次章でも述べるように，塑性ひずみの値を定量的に評価するのは容易ではないが，参考までに示すと，この結果では，10%を超えるような大きな塑性ひずみが発生している．また，ひずみ履歴としては，圧縮あるいは引張に偏る傾向があるほか，振幅を持った繰返しひずみ履歴になっているのも特徴と言えよう．このような塑性ひずみの発生は，鋼材を急激に脆化させ，脆性破壊の可能性を増大させる [15),16)]．このように，塑性ひずみが集中的に隅角部角部に発生することは，注意すべき既設鋼製ラーメン橋脚の特徴であるといえる．さらに，上記のように，変形特性を考慮した設計法

への移行の際には，隅角部角部での塑性ひずみの発生を低減するなど，脆性破壊の防止を考慮することが不可欠であると考えられる．

2-6 まとめ

本章では，現行設計法により設計された一般的な形状・寸法を有する鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動について，動的弾塑性有限要素解析を実施し，損傷箇所や損傷形式などの特徴について検討したうえで，現行設計法の見直しの必要性について考察した．本章での知見をまとめると以下のようになる．

1) 現行設計法では，隅角部は，せん断遅れの影響を考慮した局所的なピーク応力に基づいて弾性設計されているため，周りと比べて板厚が厚くなっているが，そのことが鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動に大きな影響を与えている．すなわち，隅角部は断面に余裕があり，局部座屈や塑性変形が生じにくく，結果的に，隅角部から外れて急激に板厚変化する断面変化部あるいは橋脚基部に集中的に変形が生じ，耐震上の弱点となっている．
2) 大規模地震時には，隅角部角部には，局所的に大きなひずみ集中が生じるため，脆性破壊の可能性がある．

以上のことから，局所的に隅角部の板厚を上げずに，その変形性能を活用し，ラーメン鋼脚全体の安定性を確保するとともに，発生ひずみを低減するなど脆性破壊防止を考慮した耐震設計法への移行が必要である．

参考文献【第2章】

1) 首都高速道路公団: 鋼構造物設計基準, 1981.
2) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説・Ⅰ共通編Ⅱ鋼橋編, 1996.12.
3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説・Ⅴ耐震設計編, 1996.12.
4) 宇佐美勉, 寺尾圭史:局部座屈を考慮した箱断面鋼骨組構造物の強度, 土木学会論文集, No.398, pp.197-206, 1985.10.
5) 崎元達郎, 渡辺浩, 土田信二, 三輪清貴：局部座屈を考慮した鋼骨組の終局挙動の簡易解析法, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.195-204, 1997.3.
6) 奥村敏恵, 石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について,土木学会論文集, No.153 , pp. 1-18, 1968.5.
7) 土木学会構造工学委員会構造工学震災調査特別小委員会：鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 1997.5.
8) 土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会：第2回鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 1998.11.
9) 土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会：第3回鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集, 2000.1.
10) 中村秀治：鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析, 土木学会論文集, No.549/I-37, pp. 205-219, 1996.10.
11) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏広: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査（上), 橋梁と基礎, pp. 35-40, 1982.6.
12) 中井博, 河井章好, 吉川紀, 北田俊行, 酒造敏広: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査（下), 橋梁と基礎, pp. 43-49, 1982.7.
13) ABAQUS/Standard User's Manual,Ver.5.8, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., 1998.
14) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物の安全性の調査報告, 1995.7.
15) 岡下勝彦, 大南亮一, 道場康二, 山本晃久, 冨松実, 丹治康行, 三木千壽：兵庫県南部地震による神戸港港湾幹線道路P75橋脚隅角部におけるき裂損傷の原因調査・検討, 土木学会論文集, No.591/I-43, pp.243-261, 1998.4.
16) 三木千壽, 休場裕子, 沖中知雄：阪神大震災により円形断面鋼製橋脚に生じた脆性破壊の材料特性からの検討, 土木学会論文集, No.612/I-46, pp.45-53, 1999.1.

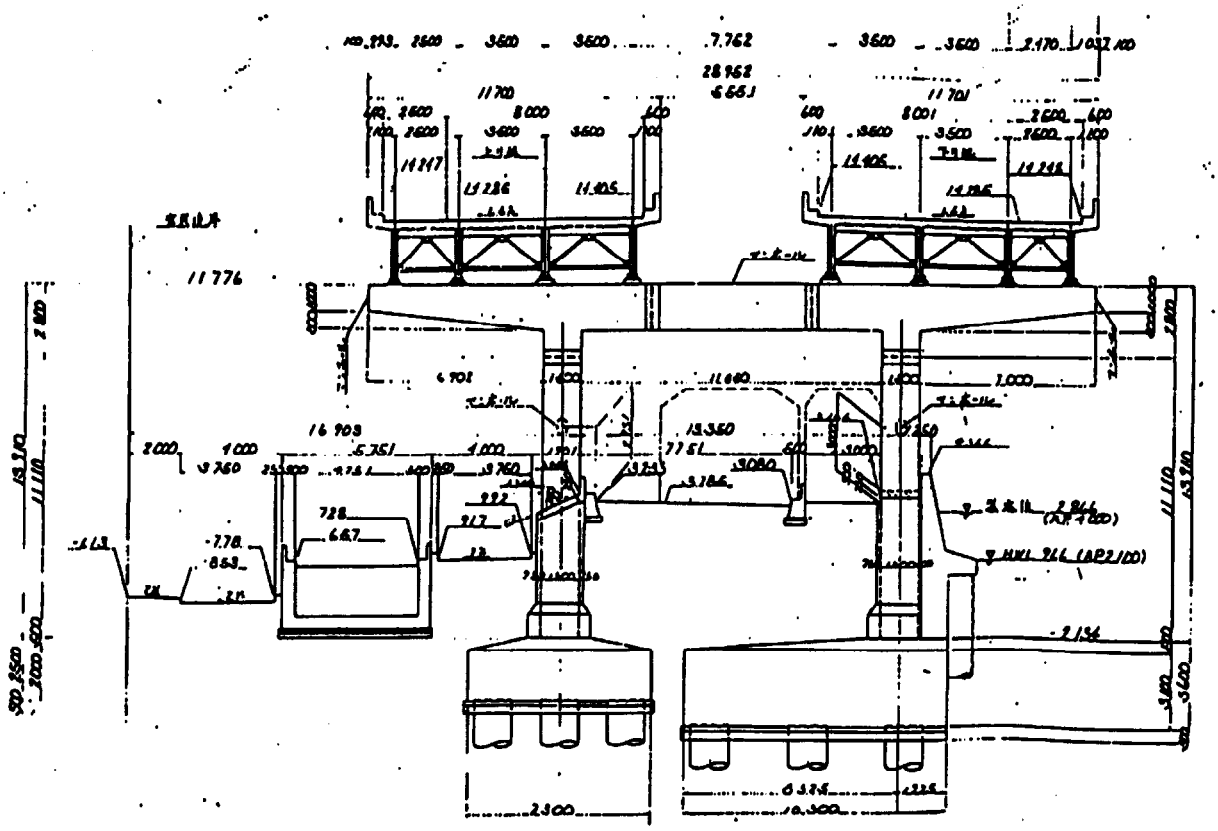


図 2-1　橋脚 A の一般図

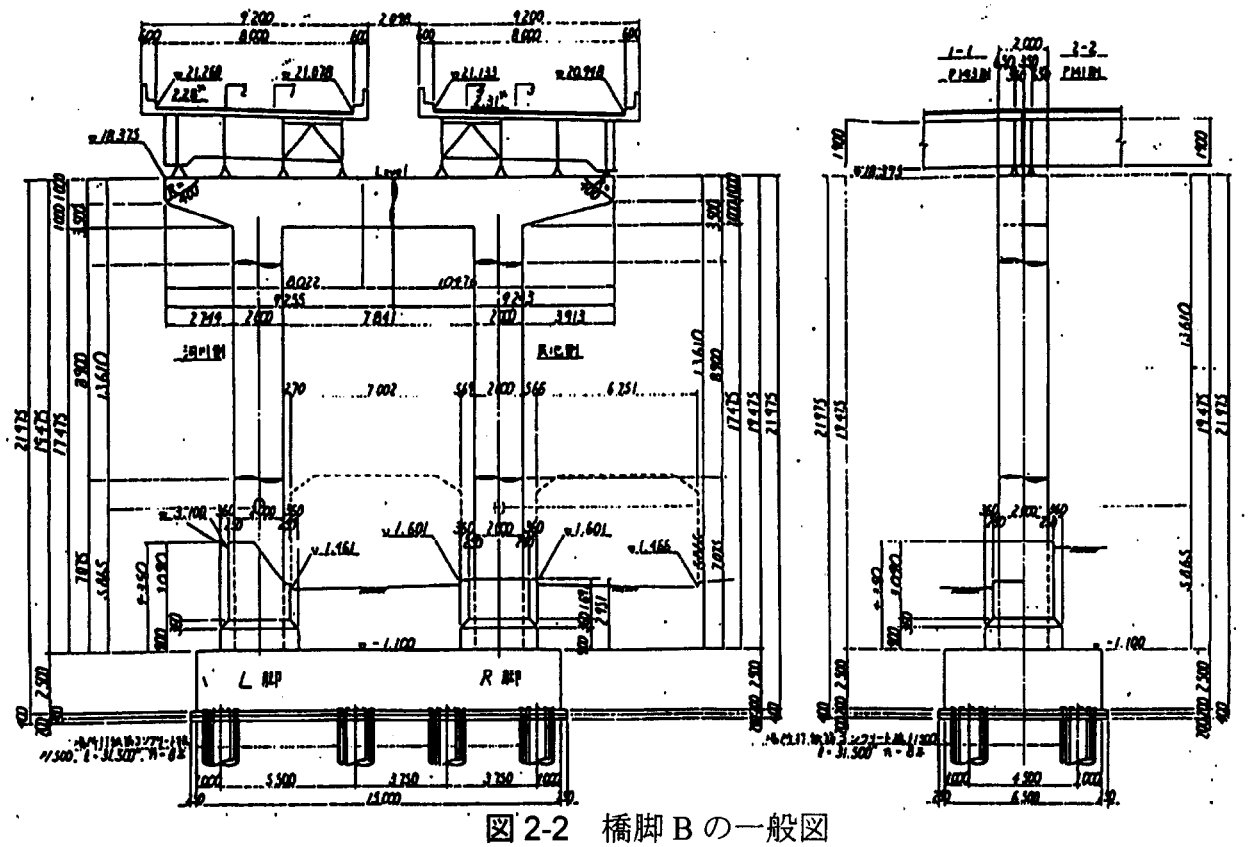


図 2-2　橋脚 B の一般図

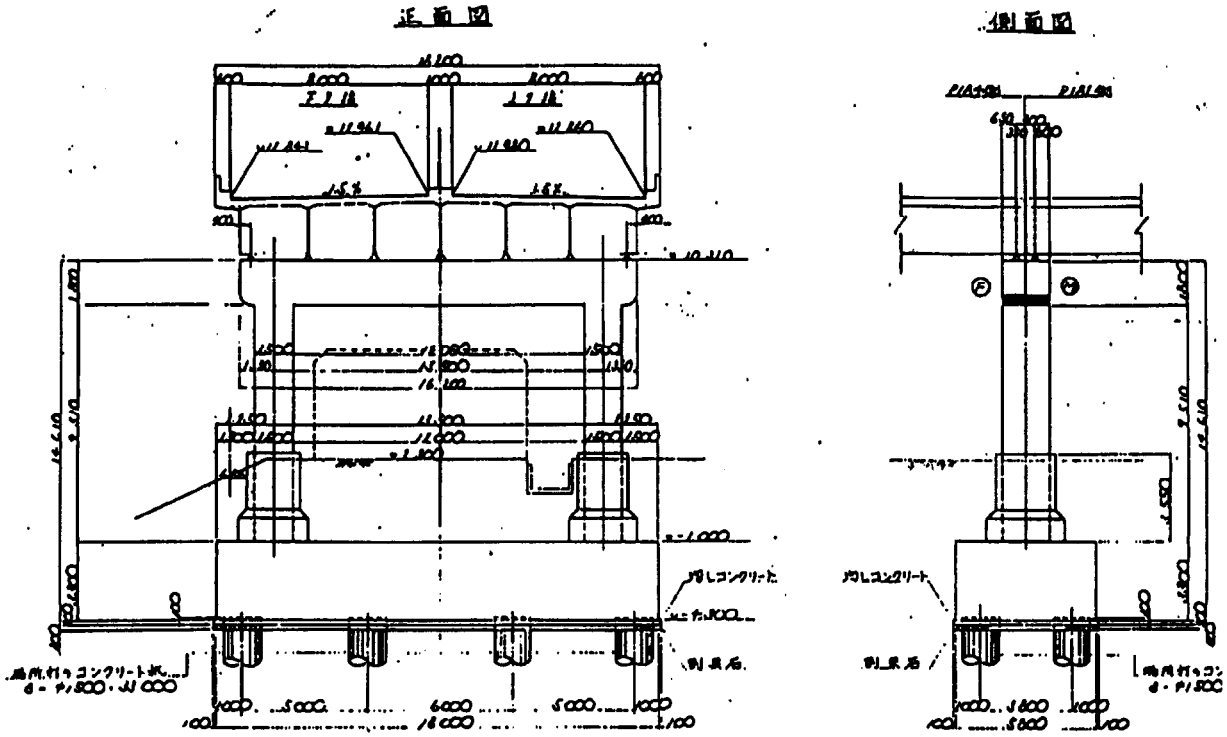
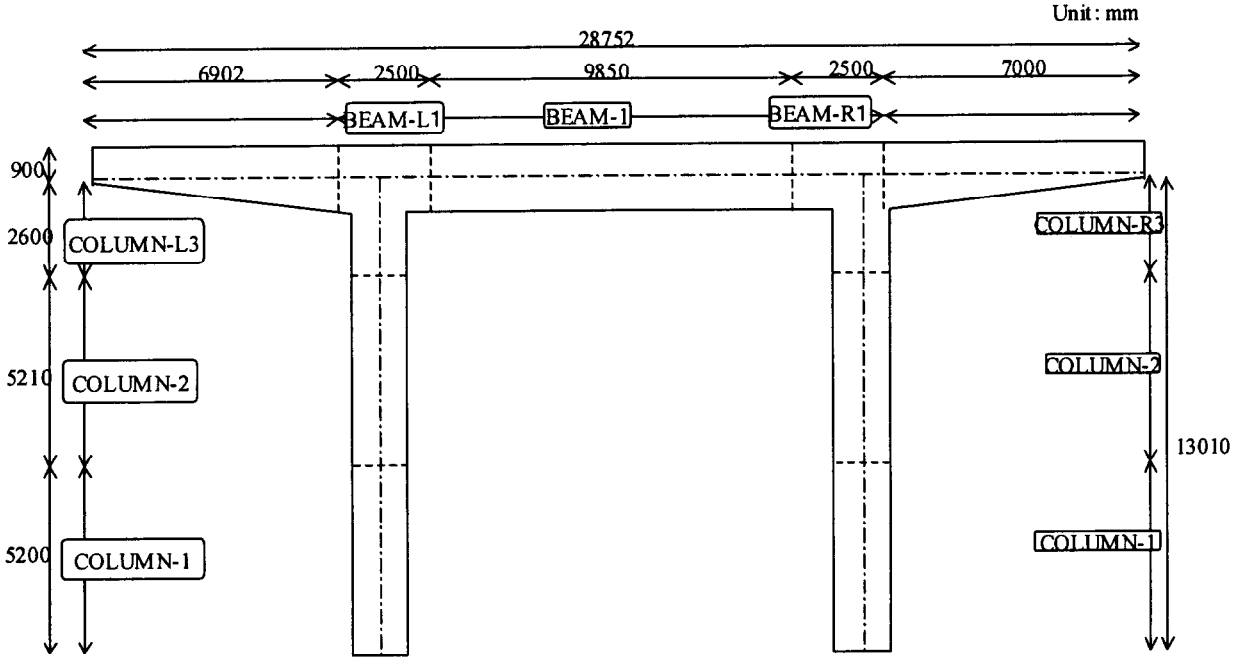


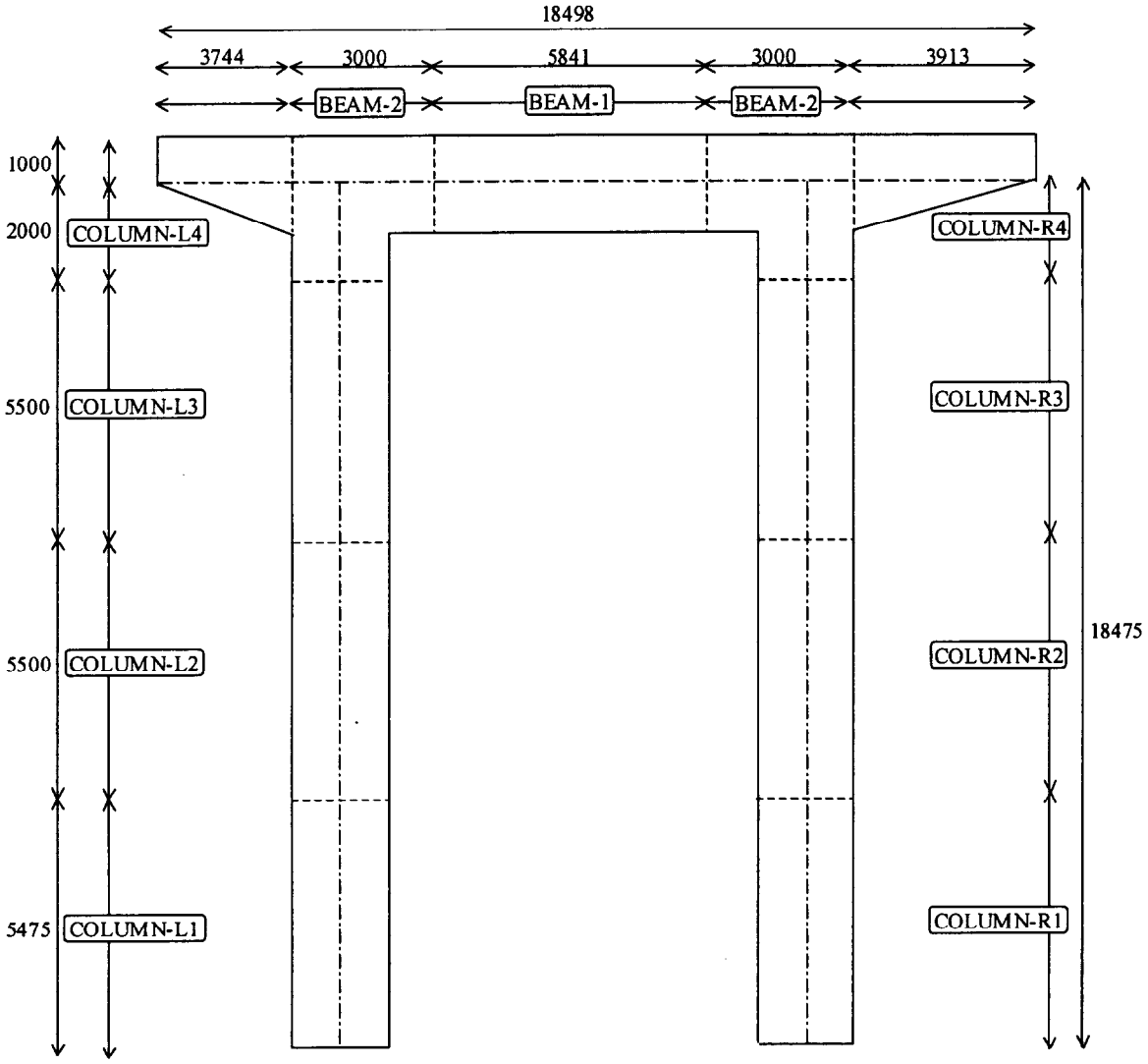
図 2-3　橋脚 C の一般図



SECTION	ウェブ幅	ウェブ厚	フランジ幅	フランジ厚	リブ幅	リブ厚	リブ本数	使用鋼材
COLUMN-1	1500	22	2000	13	140	14	4-3	SM490YB(ウェブ) SM490YA(フランジ)
COLUMN-2	1500	12	2000	13	140	14	4-3	SS490YA
COLUMN-L3	1500	25	2000	28	140	14	4-3	SS490YB
COLUMN-R3	1500	25	2000	25	140	14	4-3	SS490YB
BEAM-1	1800	14	2000	14	140	14	4-0	SS400
BEAM-L1	1800	25	2000	28	140	14	4-0	SS490YB
BEAM-R1	1800	25	2000	25	140	14	4-0	SS490YB

＊フランジ本数－ウエブ本数

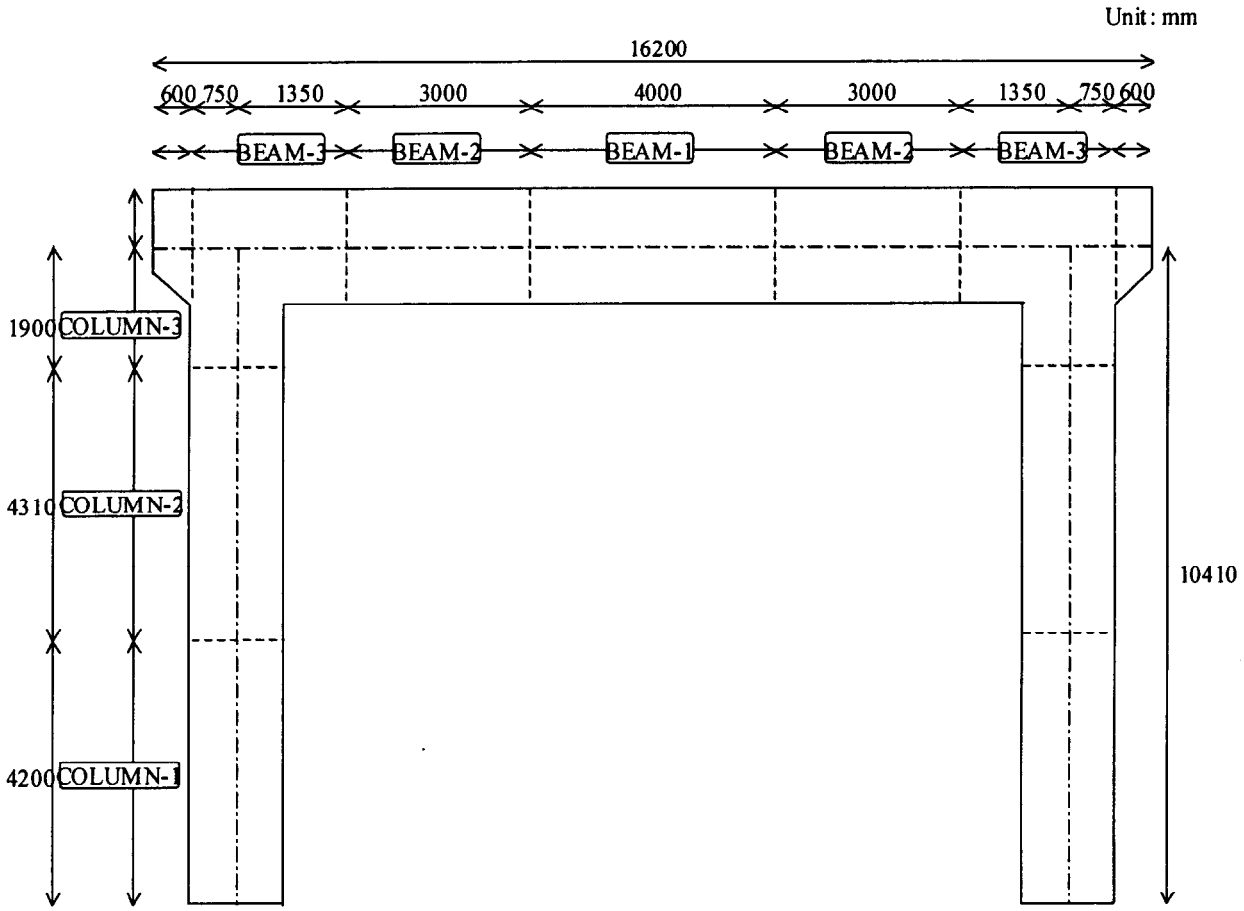
図 2-4　橋脚 A の諸元



SECTION	ウェブ幅	ウェブ厚	フランジ幅	フランジ厚	リブ幅＊	リブ厚＊	リブ本数＊	使用鋼材
COLUMN-L1	2000	18	2000	15	150	14	3-3	SM490Y
COLUMN-L2	2000	16	2000	14	150	14	3-3	SS400
COLUMN-L3	2000	13	2000	11	150	14	3-3	SS400
COLUMN-L4	2000	18	2000	18	150	14	3-3	SS400
COLUMN-R1	2000	18	2000	16	150	14	3-3	SM490Y
COLUMN-R2	2000	17	2000	15	150	14	3-3	SS400
COLUMN-R3	2000	13	2000	12	150	14	3-3	SS400
COLUMN-R4	2000	18	2000	18	150	14	3-3	SS400
BEAM-1	2000	10	2000	12	150-130	14-10	3-0	SS400
BEAM-2	2000	18	2000	18	150	14	3-4	SS400

＊フランジーウエブ

図 2-5　橋脚 B の諸元



SECTION	ウェブ幅	ウェブ厚	フランジ幅	フランジ厚	リブ幅	リブ厚	リブ本数	使用鋼材
COLUMN-1	1500	19	2000	16	150	12	4-3	SS400
COLUMN-2	1500	13	2000	13	150	12	4-3	SS400
COLUMN-3	1500	19	2000	19	150	12	4-3	SS400
BEAM-1	1800	12	2000	14	132	10	4-0	SS400
BEAM-2	1800	12	2000	12	132	10	4-0	SS400
BEAM-3	1800	19	2000	19	132	10	4-0	SS400

＊フランジ本数－ウエブ本数

図 2-6　橋脚 C の諸元

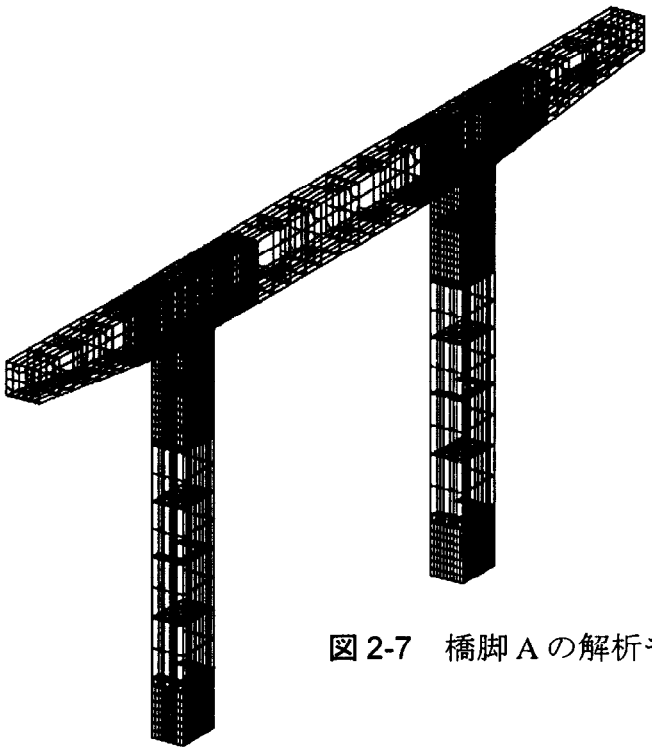


図 2-7　橋脚 A の解析モデル

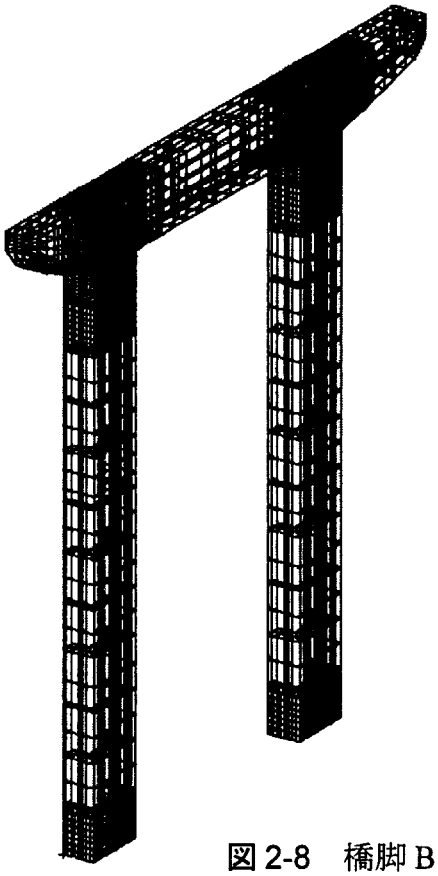


図 2-8　橋脚 B の解析モデル

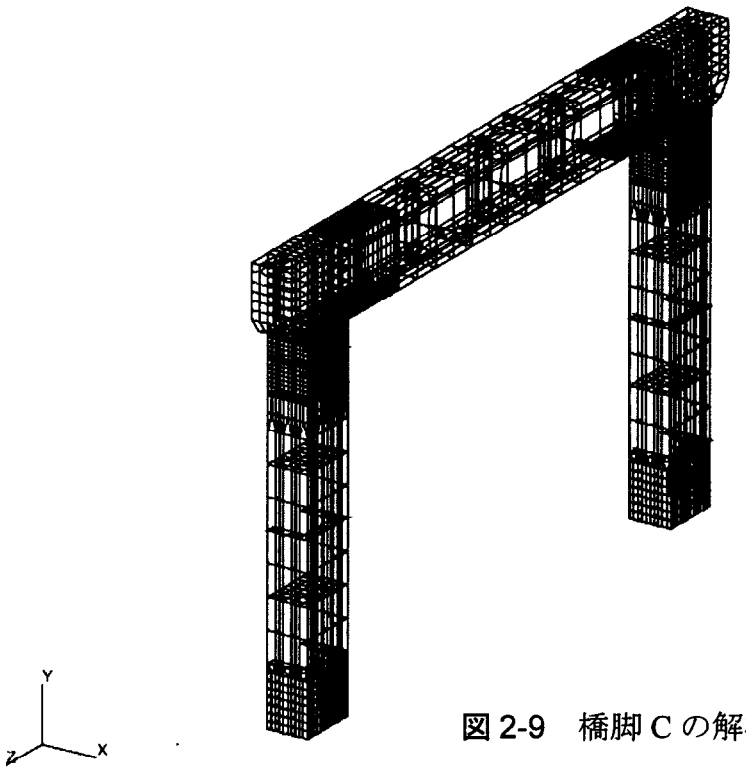


図 2-9　橋脚 C の解析モデル

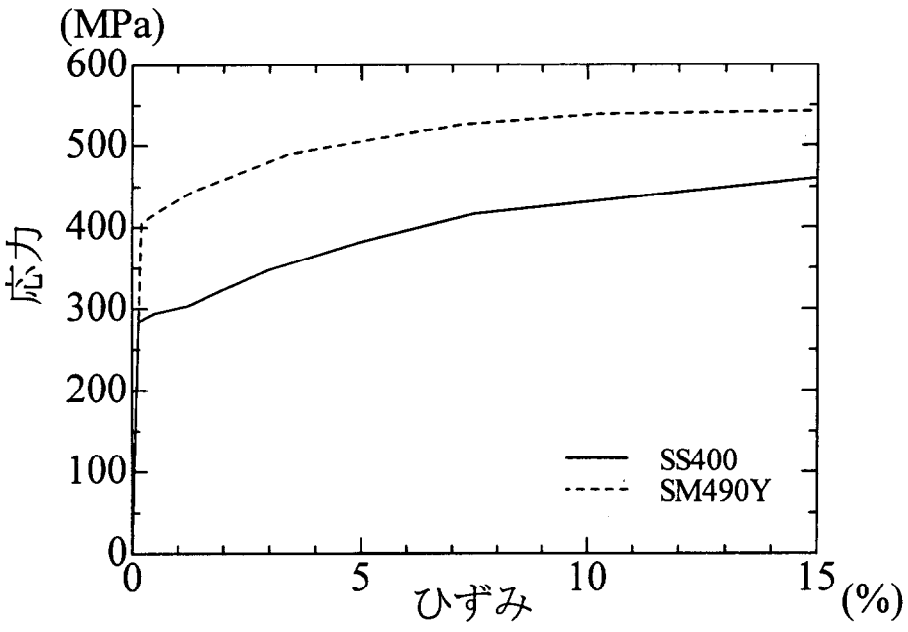
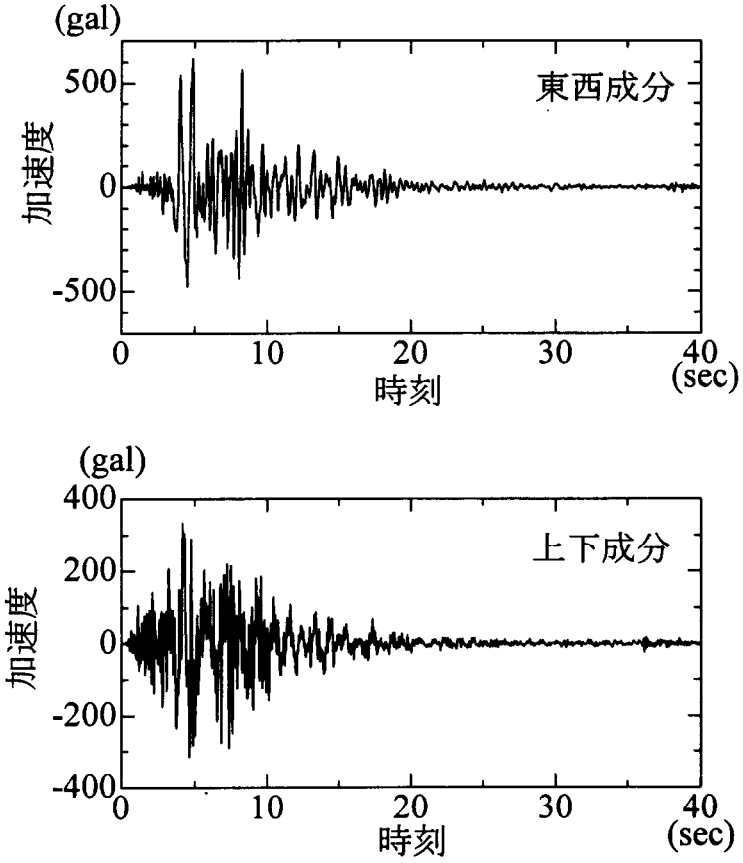
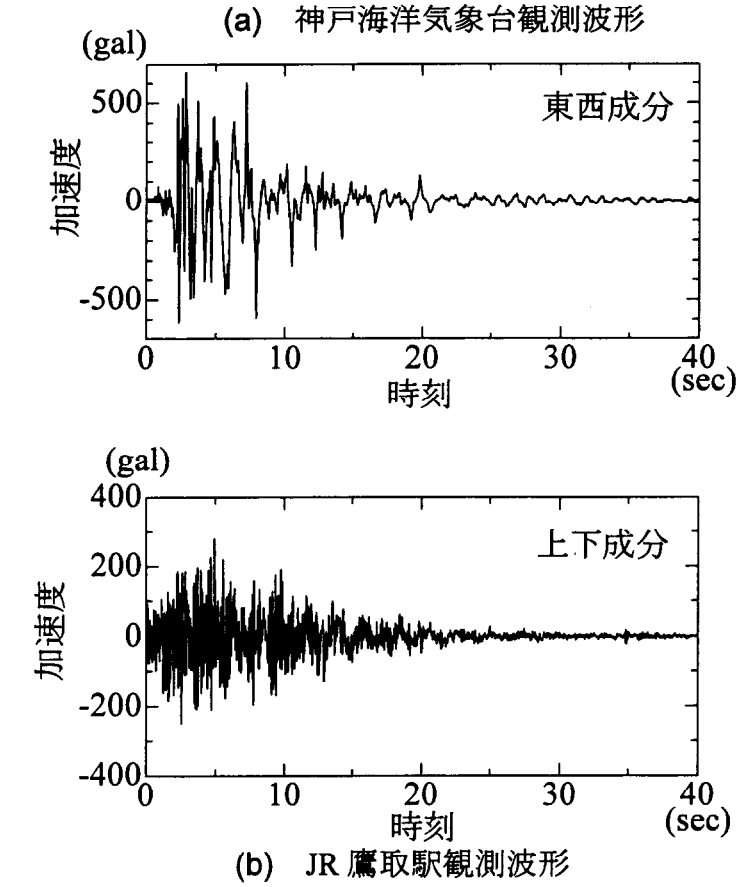


図 2-10　解析に用いた使用鋼材の応力－ひずみ関係

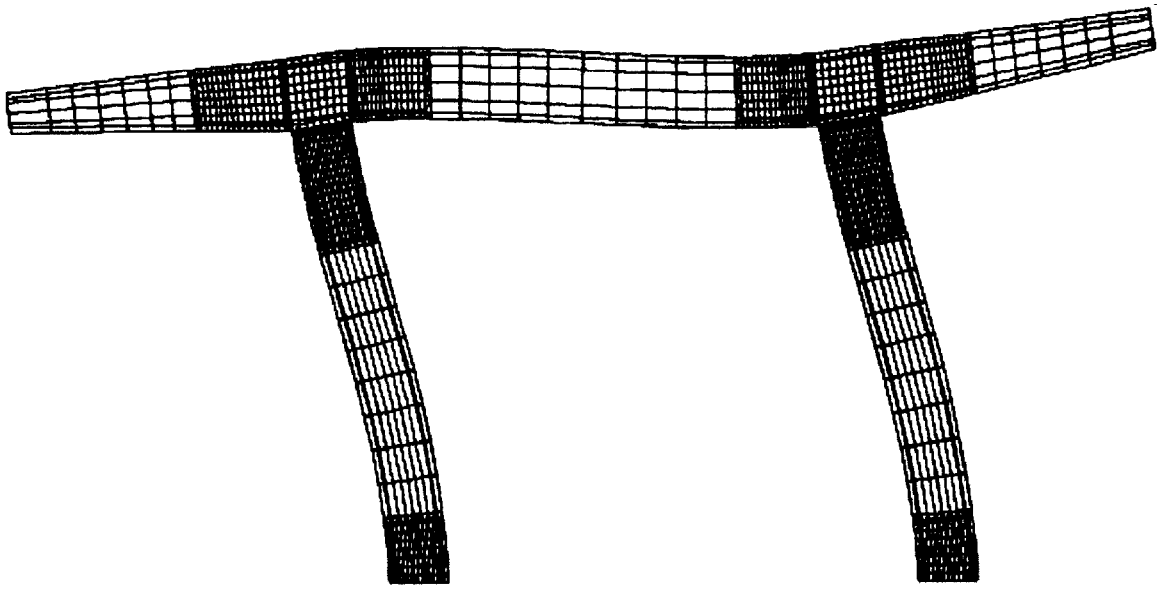


(a)　神戸海洋気象台観測波形

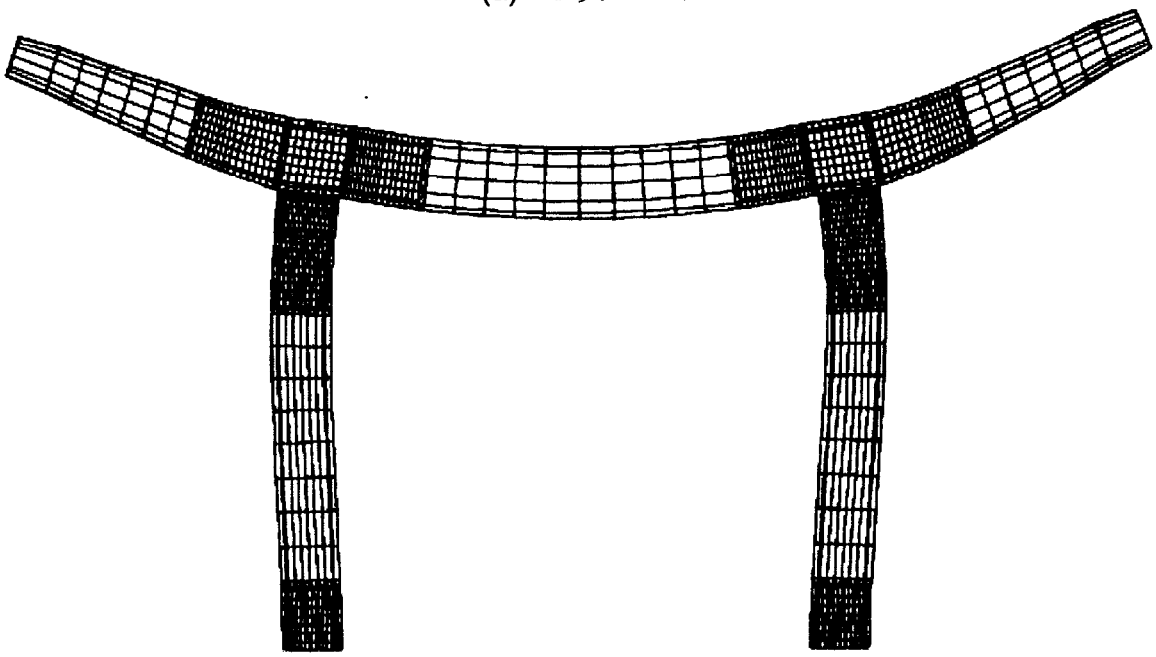


(b)　JR 鷹取駅観測波形

図 2-11　解析に用いた地震加速度波形

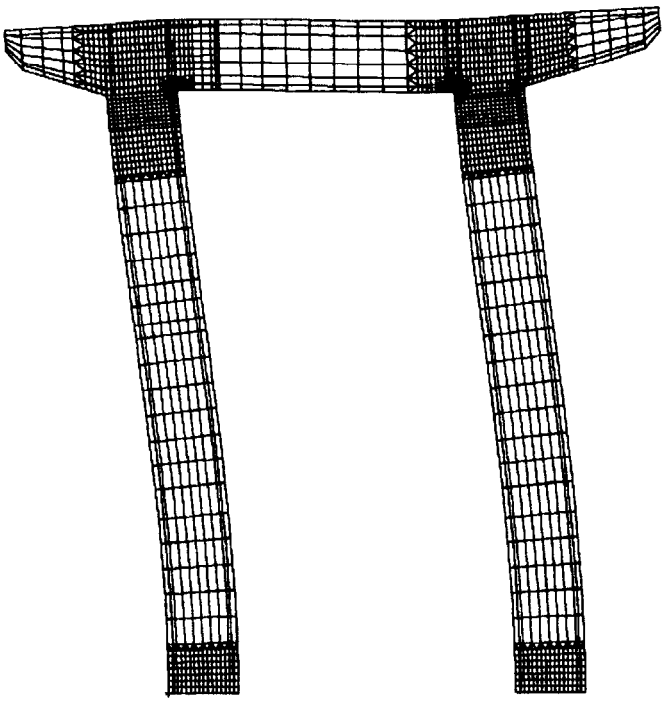


(a)　１次モード

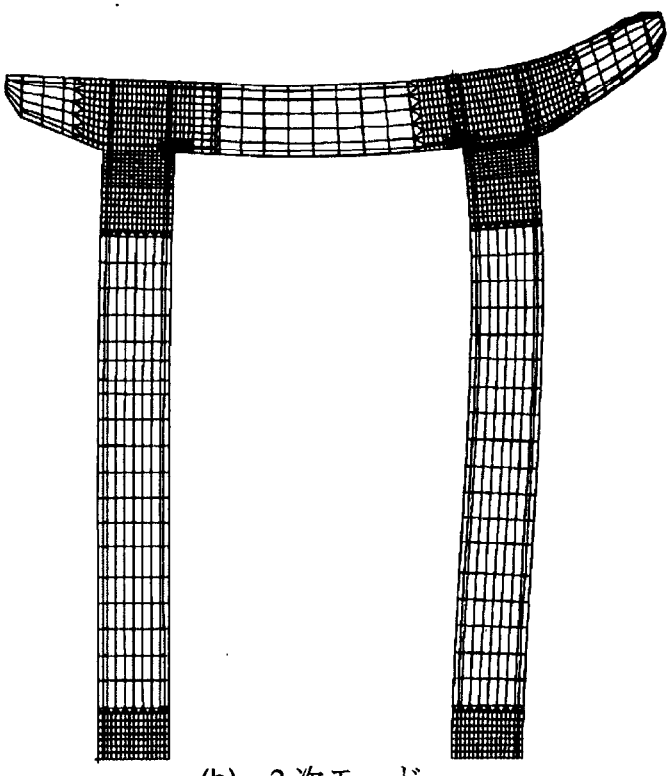


(b)　２次モード

図 2-12　橋脚 A の固有振動モード形

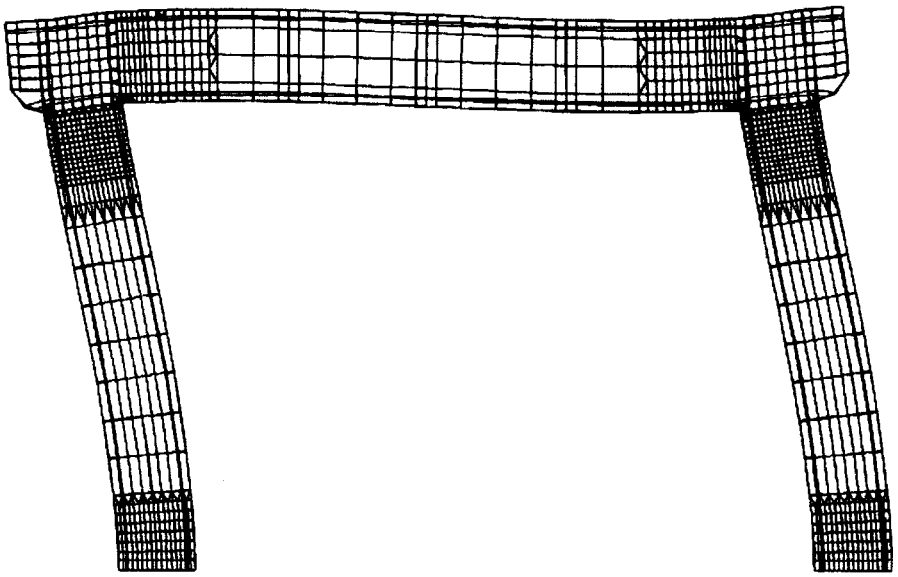


(a)　1次モード

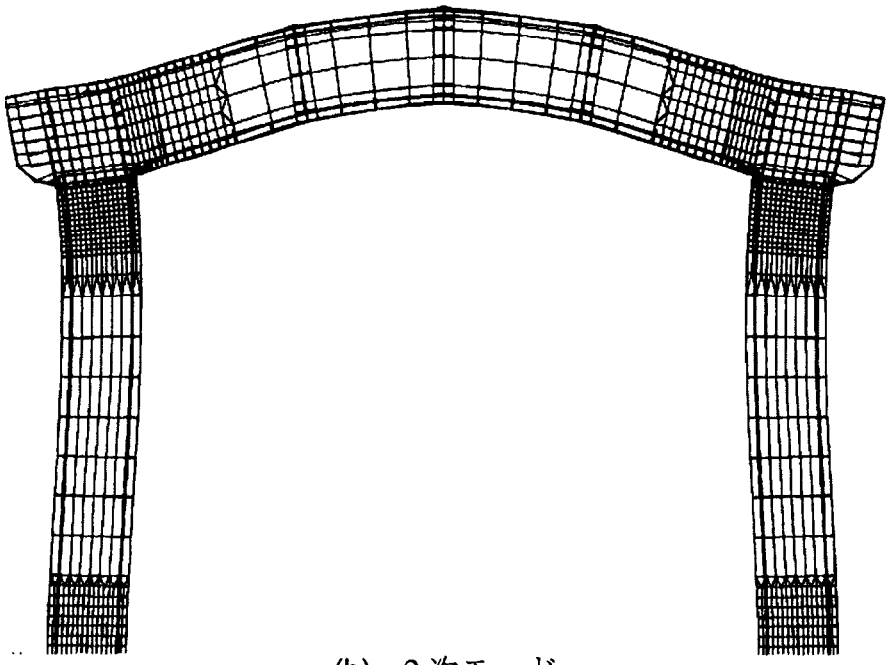


(b)　2次モード

図 2-13　橋脚 B の固有振動モード形

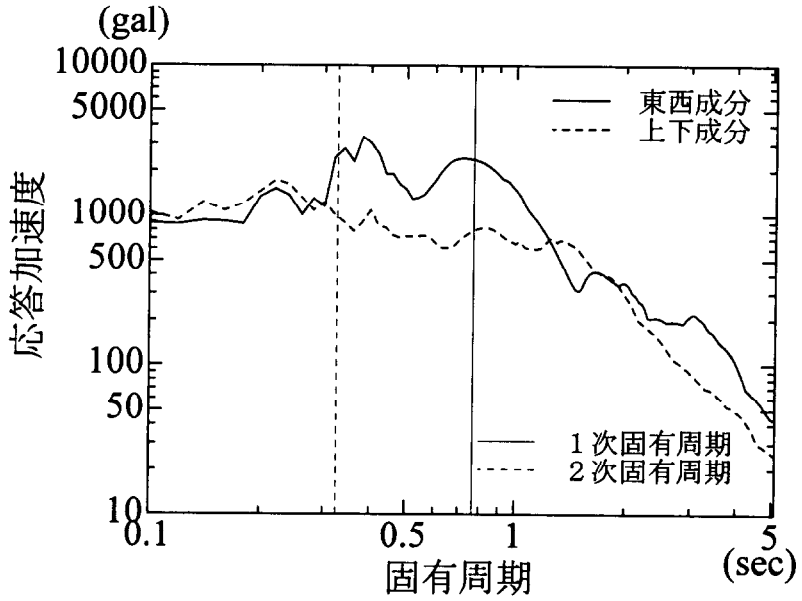


(a)　1 次モード

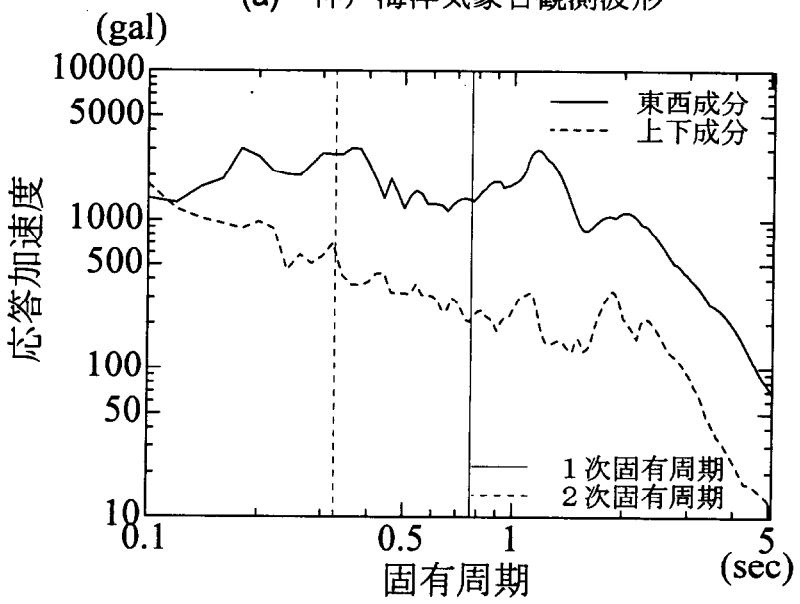


(b)　2 次モード

図 2-14　橋脚 C の固有振動モード形

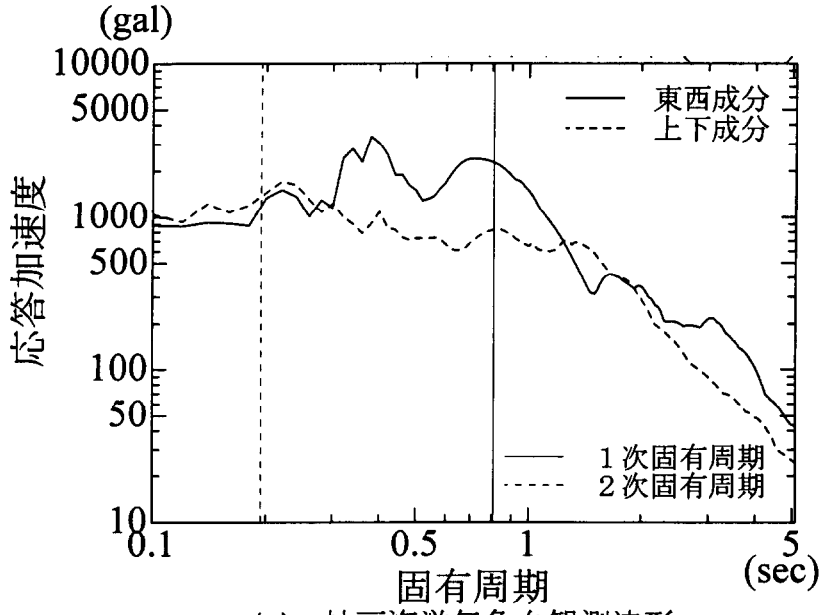


(a)　神戸海洋気象台観測波形

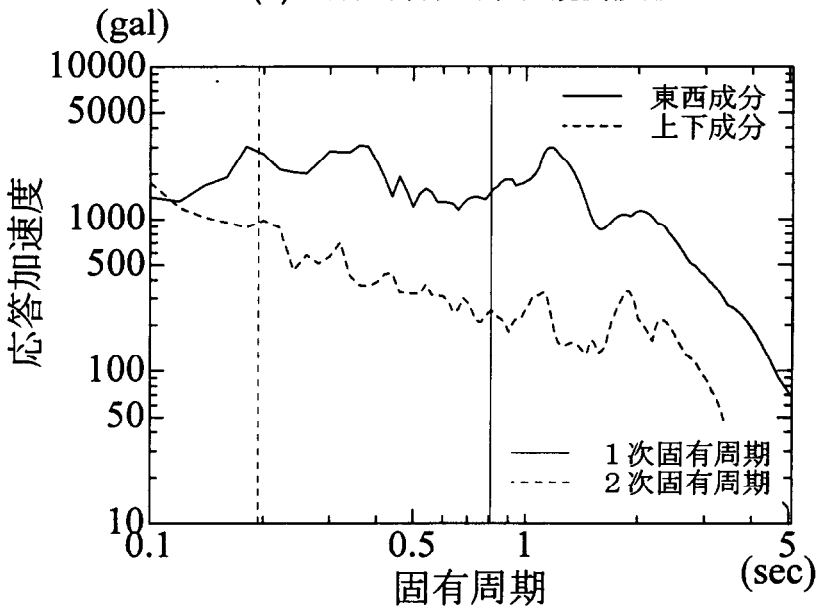


(b)　JR 鷹取駅観測波形

図 2-15　橋脚 A の固有周期と応答加速度スペクトルとの関係

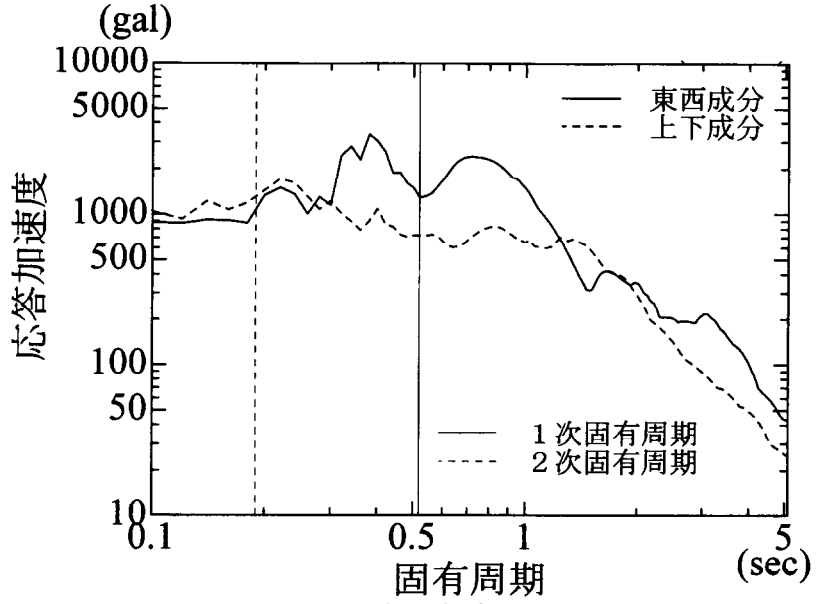


(a)　神戸海洋気象台観測波形

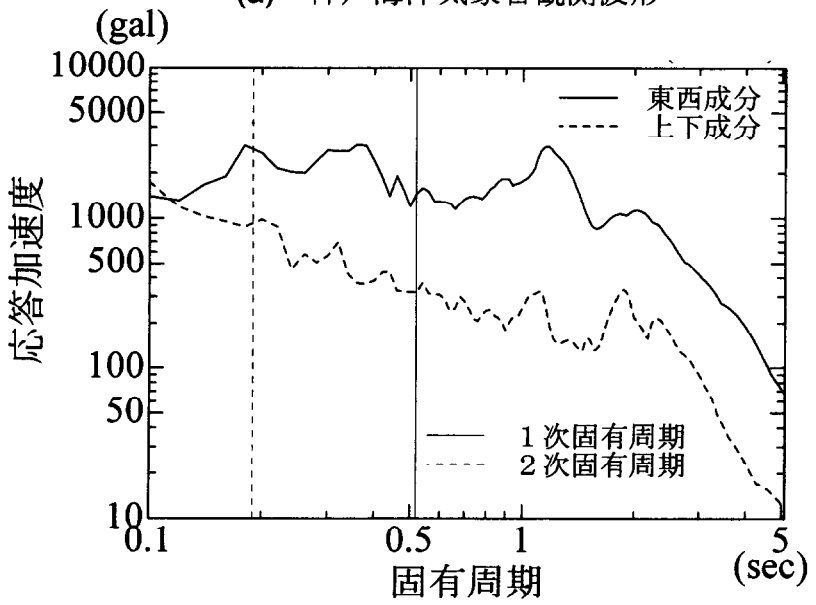


(b)　JR 鷹取駅観測波形

図 2-16　橋脚 B の固有周期と応答加速度スペクトルとの関係



(a)　神戸海洋気象台観測波形



(b)　JR 鷹取駅観測波形

図 2-17　橋脚 C の固有周期と応答加速度スペクトルとの関係

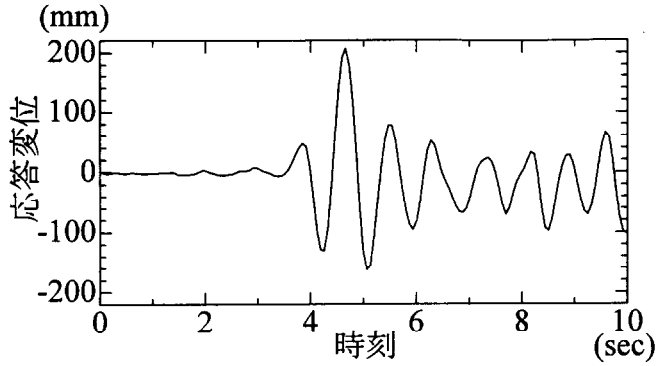


図 2-18(a)　水平方向応答変位の時刻歴
（橋脚 A，神戸気象台観測波形）

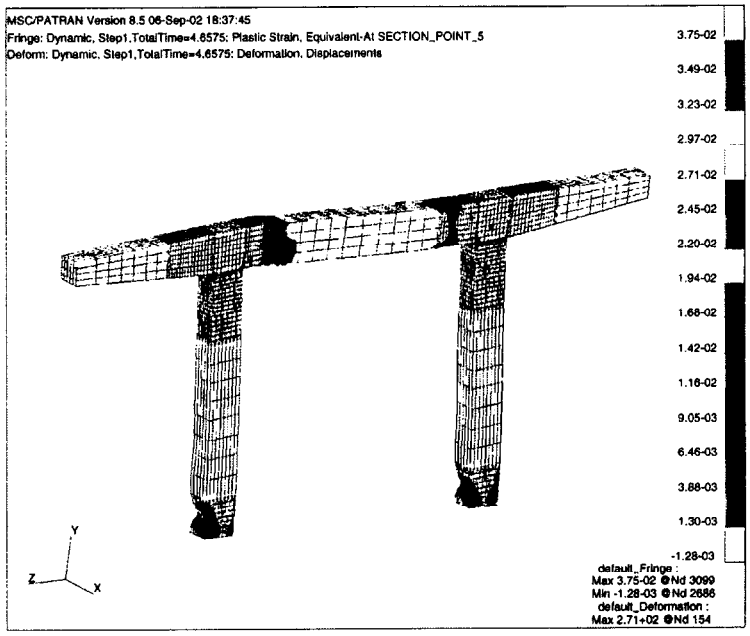


図 2-18(b)　最大変位時の変形および相当塑性ひずみ分布図
（橋脚 A，神戸気象台観測波形）

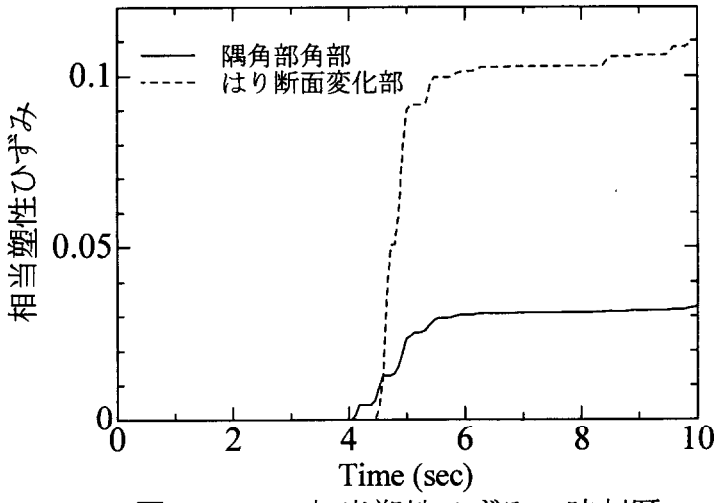


図 2-18(c)　相当塑性ひずみの時刻歴
（橋脚 A，神戸気象台観測波形）

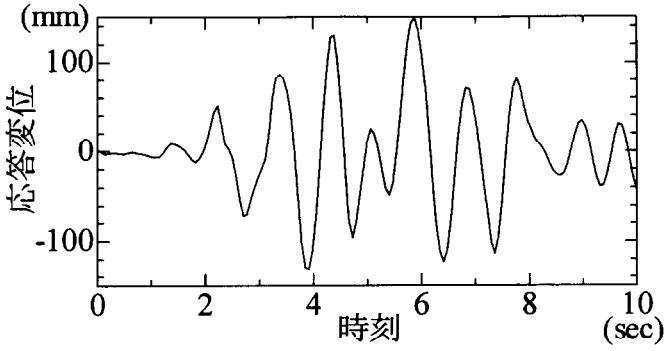


図 2-19(a)　水平方向応答変位の時刻歴
（橋脚 A，JR 鷹取駅観測波形）

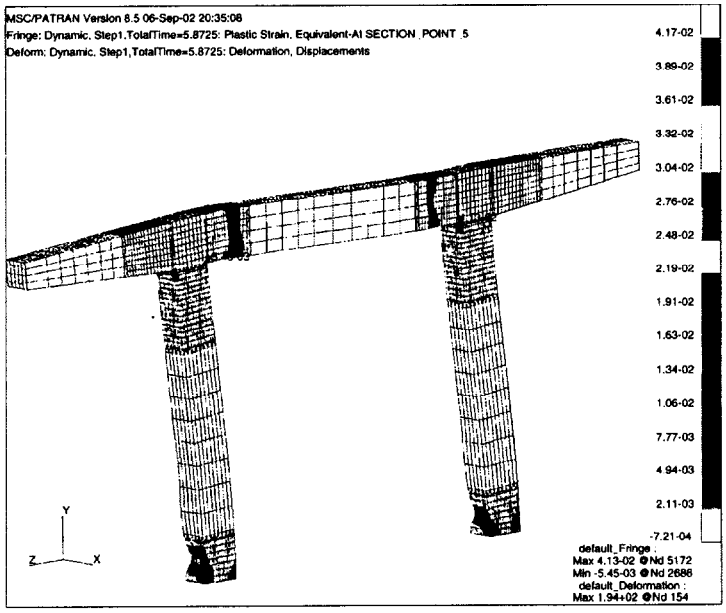


図 2-19(b)　最大変位時の変形および相当塑性ひずみ分布図
（橋脚 A，JR 鷹取駅観測波形）

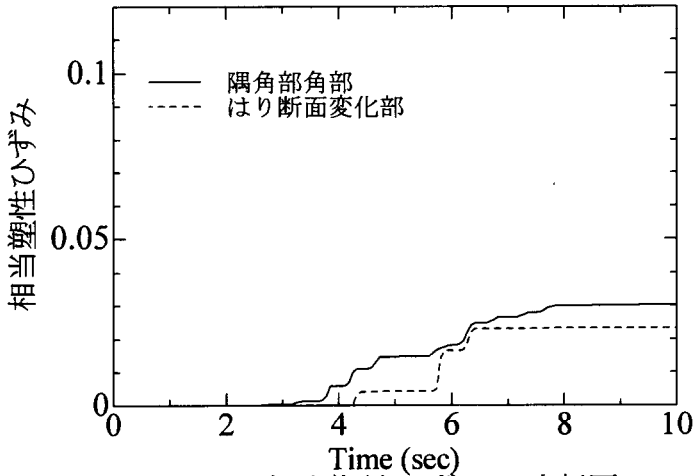


図 2-19(c)　相当塑性ひずみの時刻歴
（橋脚 A，JR 鷹取駅観測波形）

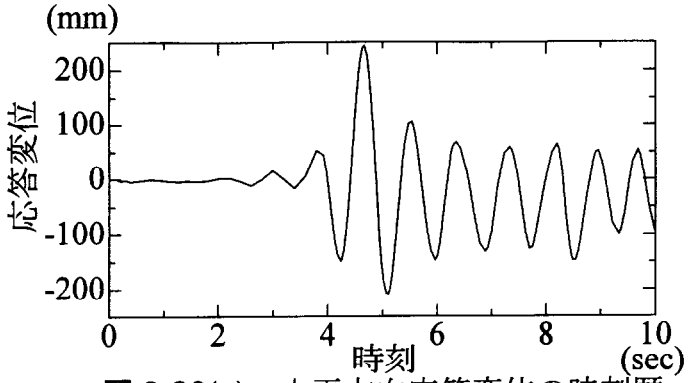


図 2-20(a)　水平方向応答変位の時刻歴
（橋脚 B，神戸気象台観測波形）

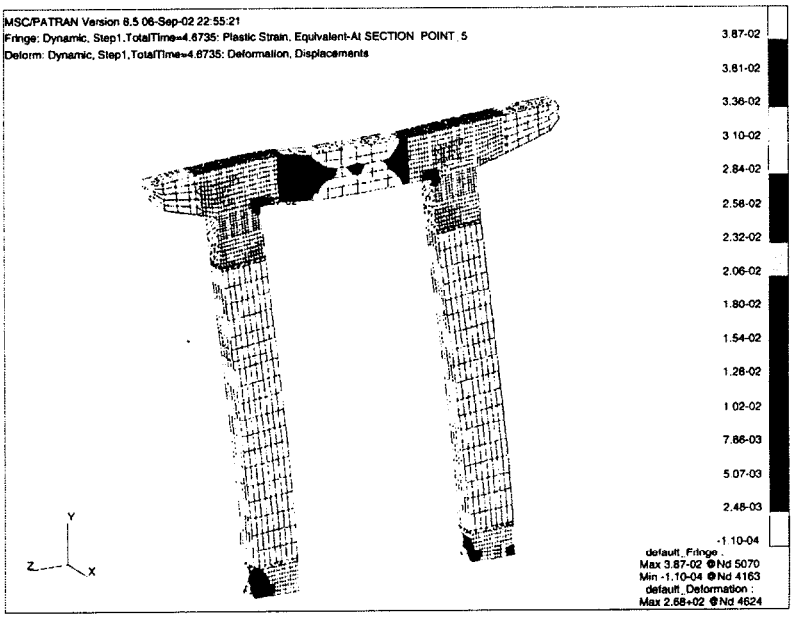


図 2-20(b)　最大変位時の変形および相当塑性ひずみ分布図
（橋脚 B，神戸気象台観測波形）

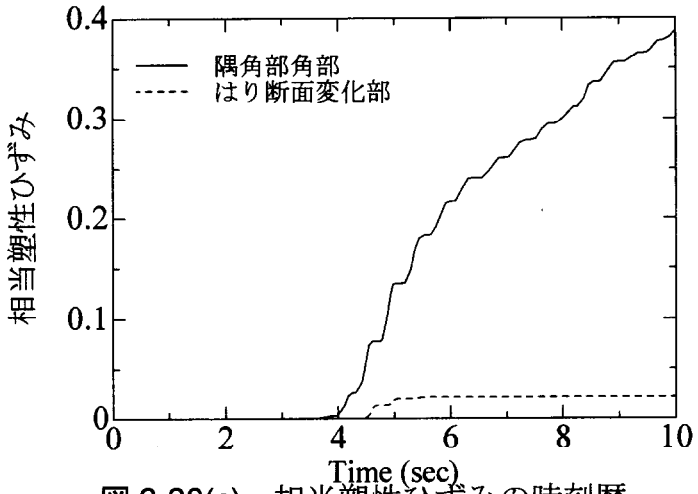


図 2-20(c)　相当塑性ひずみの時刻歴
（橋脚 B，神戸気象台観測波形）

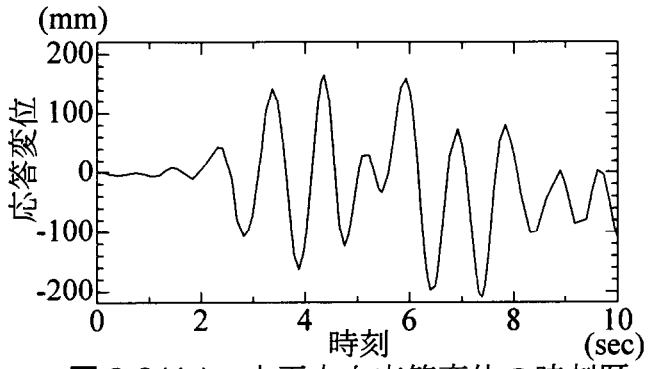


図 2-21(a)　水平方向応答変位の時刻歴
（橋脚 B，JR 鷹取駅観測波形）

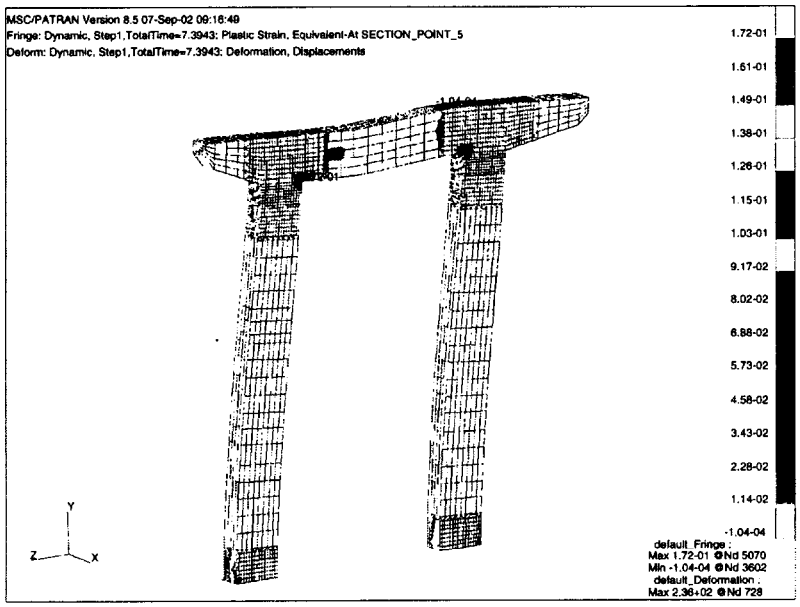


図 2-21(b)　最大変位時の変形および相当塑性ひずみ分布図
（橋脚 B，JR 鷹取駅観測波形）

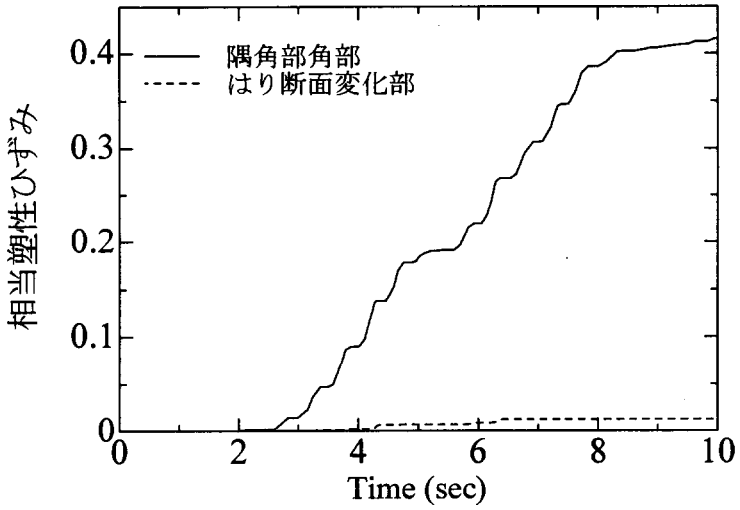


図 2-21 (c)　相当塑性ひずみの時刻歴
（橋脚 B，JR 鷹取駅観測波形）

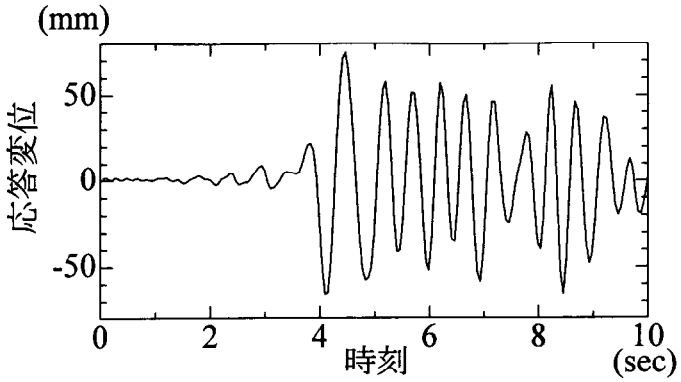


図 2-22(a)　水平方向応答変位の時刻歴
（橋脚 C，神戸気象台観測波形）

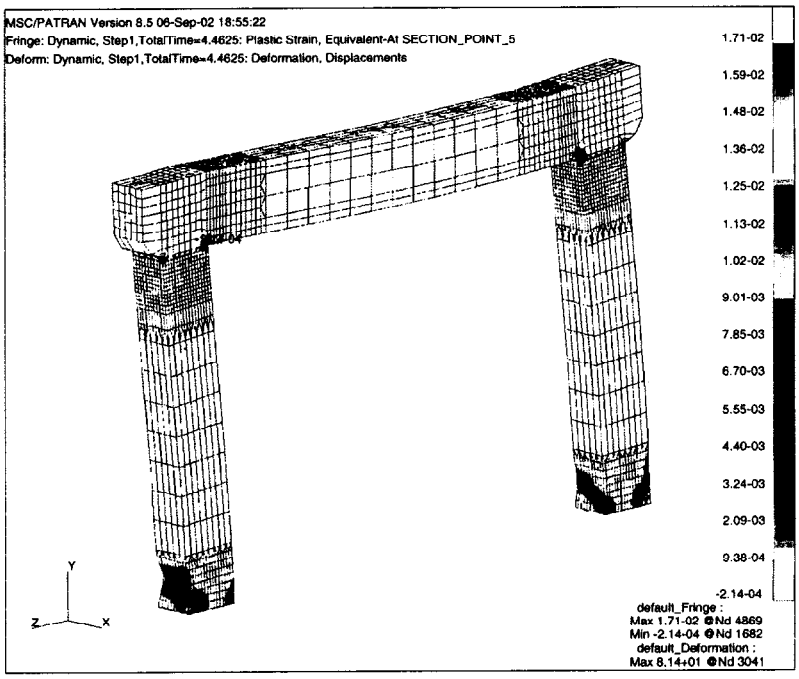


図 2-22(b)　最大変位時の変形および相当塑性ひずみ分布図
（橋脚 C，神戸気象台観測波形）

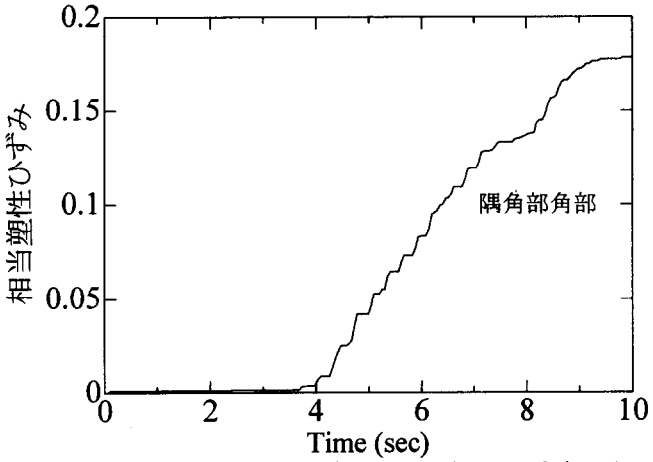


図 2-22(c)　相当塑性ひずみの時刻歴
（橋脚 C，神戸気象台観測波形）

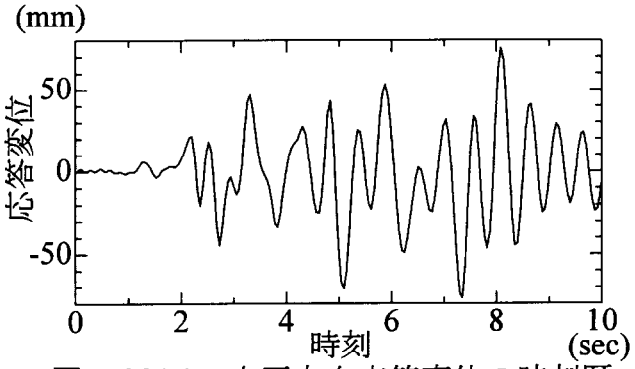


図 2-23(a)　水平方向応答変位の時刻歴
（橋脚 C，JR 鷹取駅観測波形）

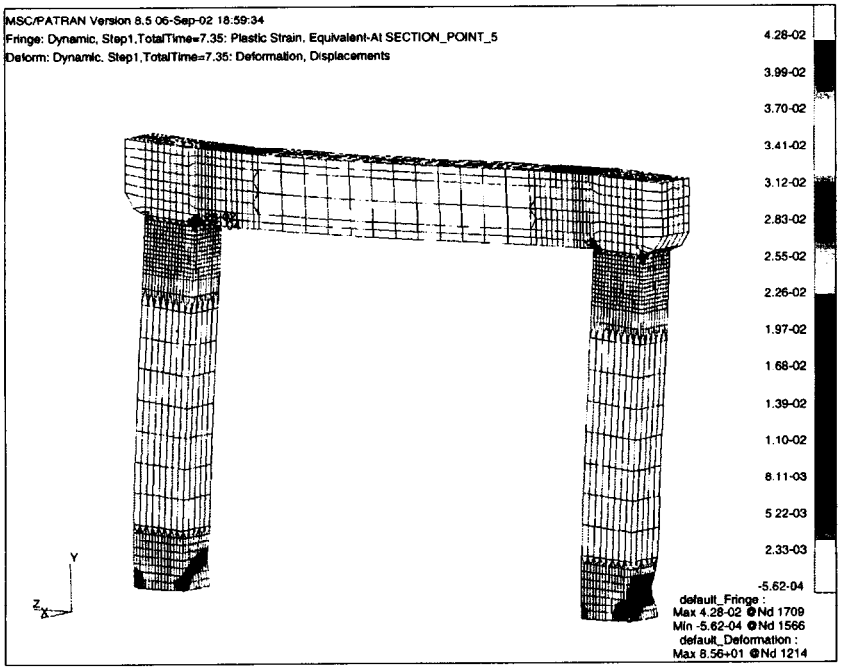


図 2-23(b)　最大変位時の変形および相当塑性ひずみ分布図
（橋脚 C，JR 鷹取駅観測波形）

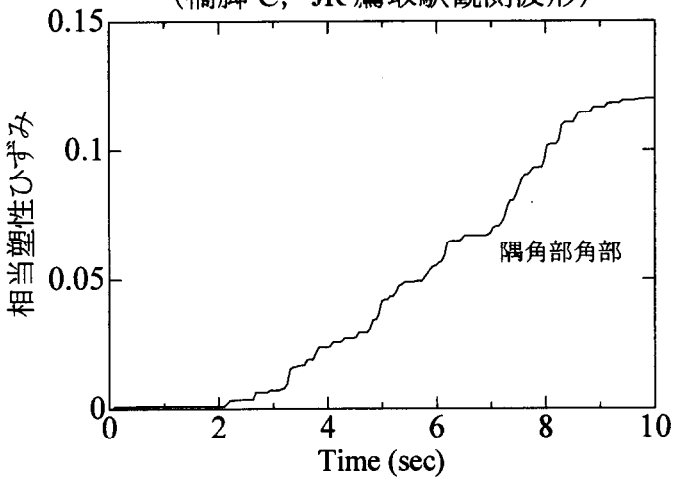
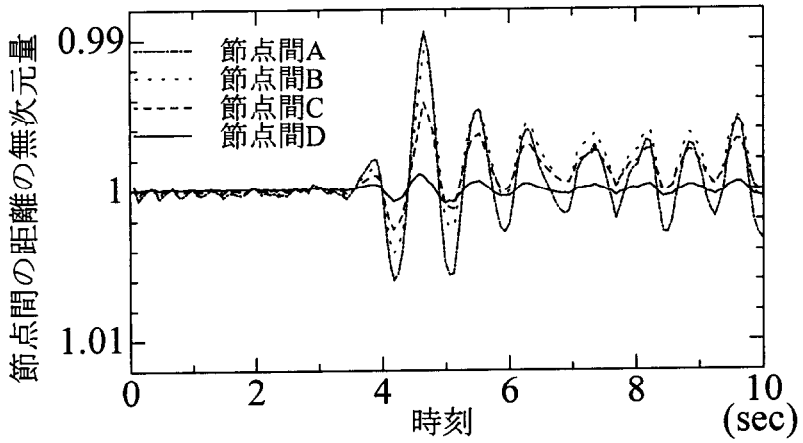
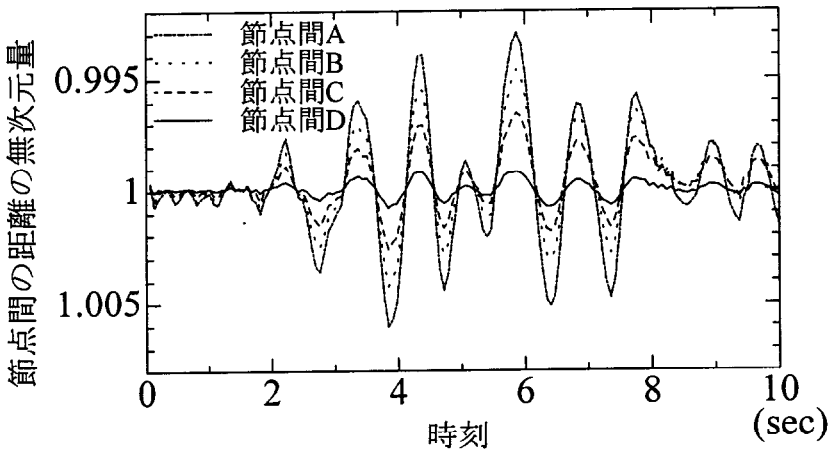


図 2-23 (c)　相当塑性ひずみの時刻歴
（橋脚 C，JR 鷹取駅観測波形）



(1)　神戸気象台観測波形



(2)　JR 鷹取駅観測波形

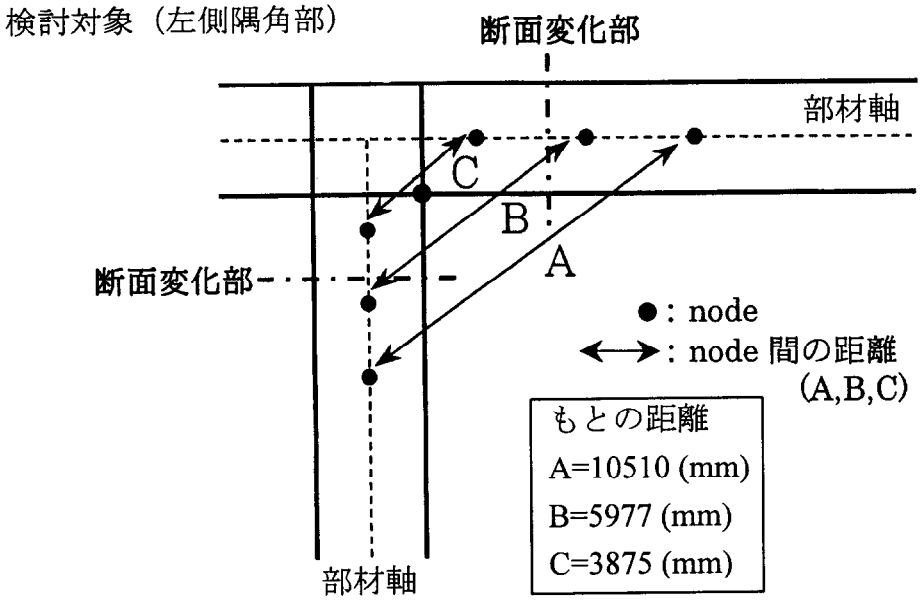
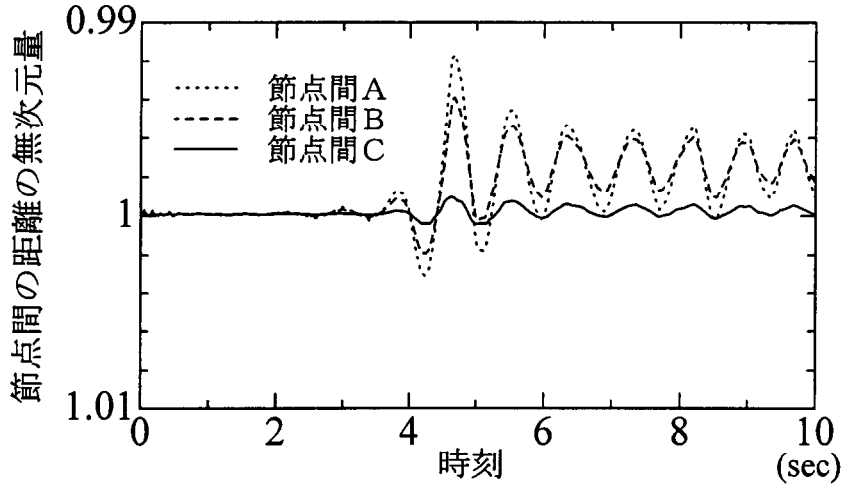
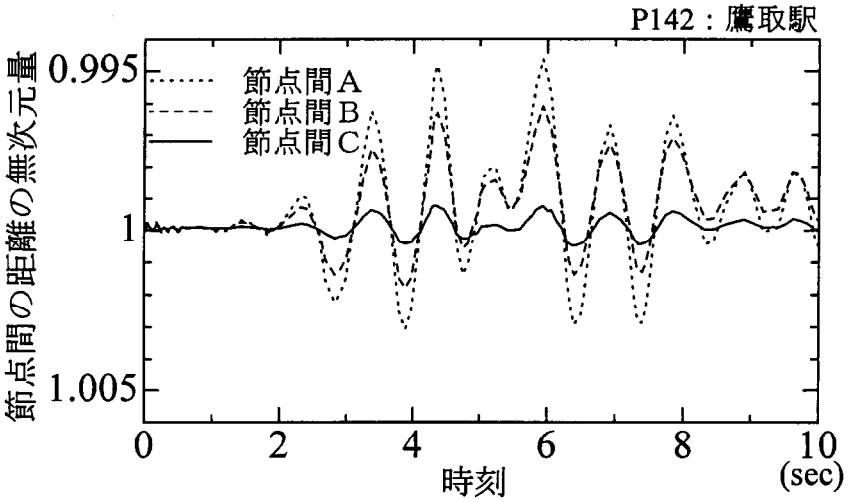


図 2-24 (a)　隅角部付近の節点間の距離の変化
（橋脚 A）



(1)　神戸気象台観測波形



(2)　JR 鷹取駅観測波形

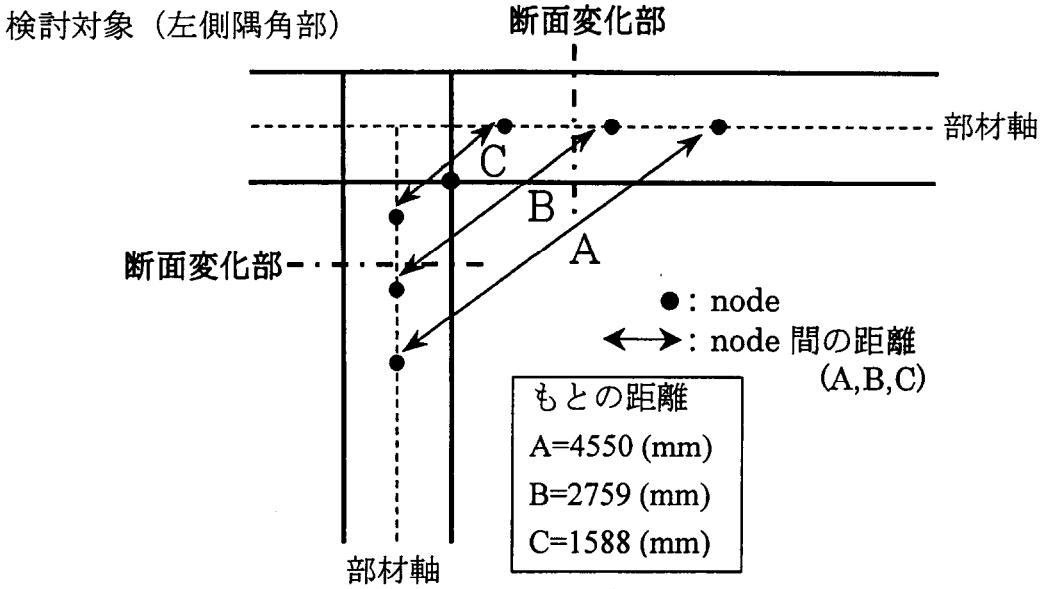
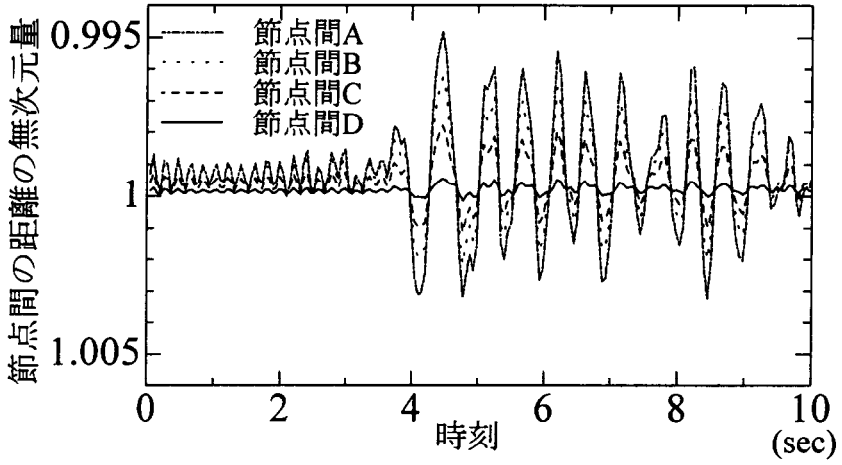
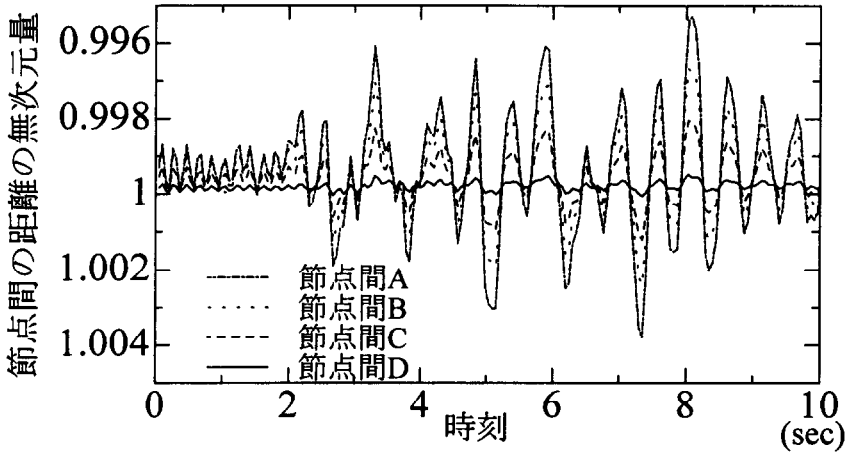


図 2-24 (b)　隅角部付近の節点間の距離の変化
（橋脚 B）



(1)　神戸気象台観測波形



(2)　JR 鷹取駅観測波形

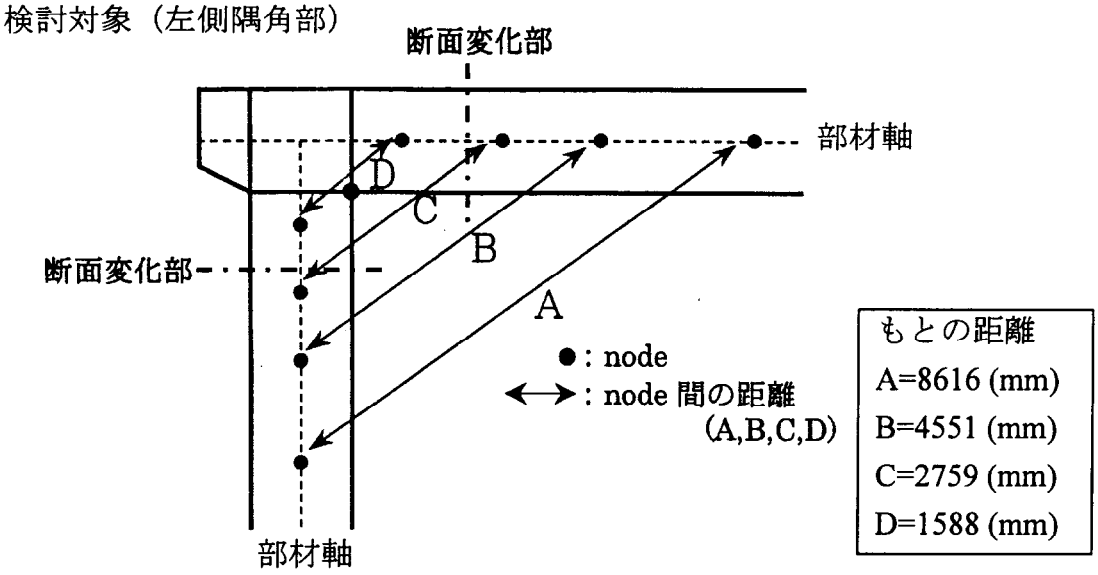
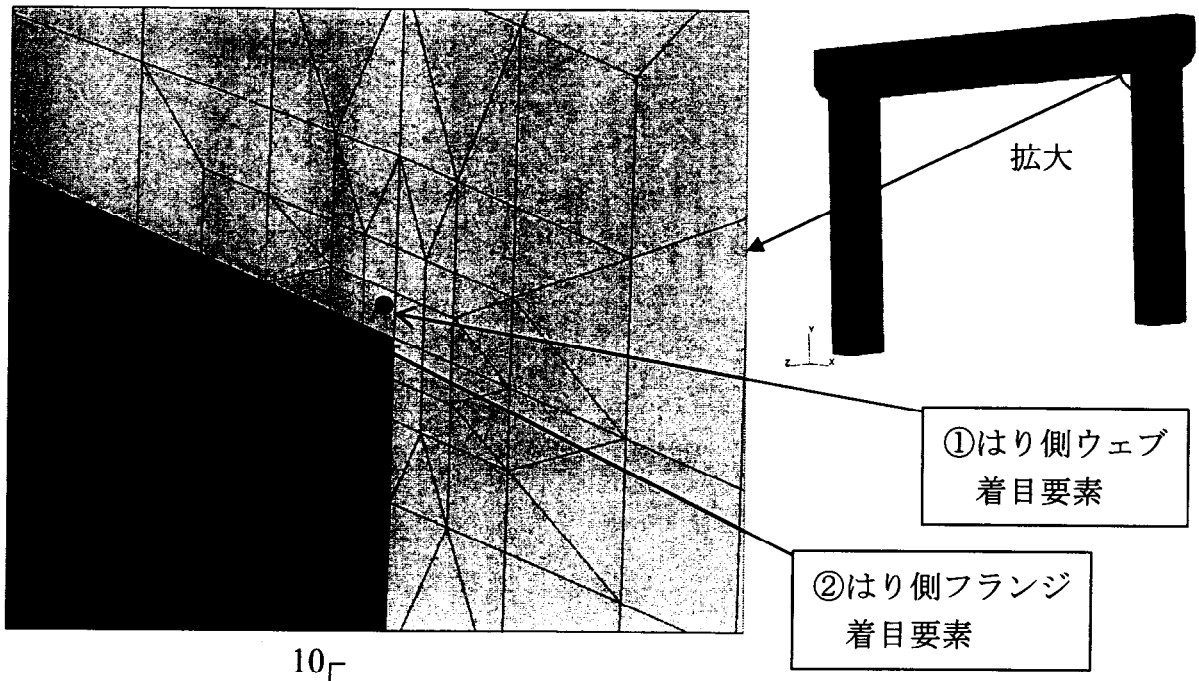
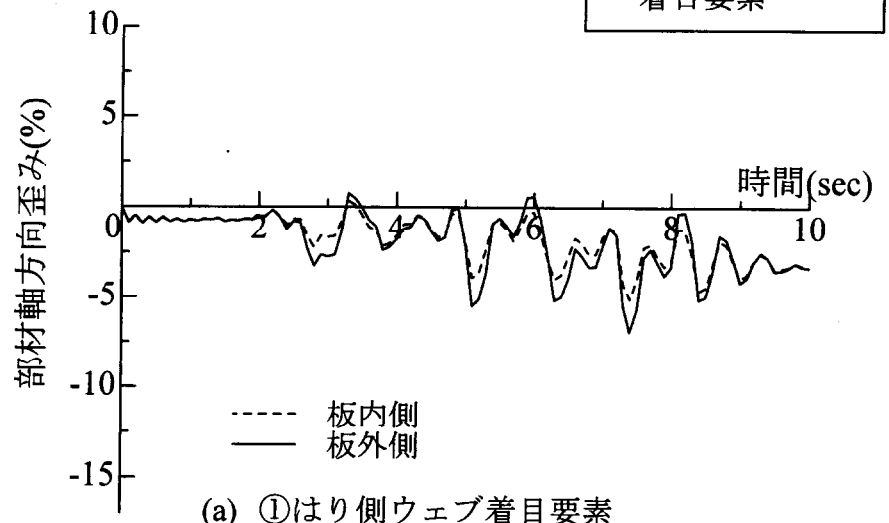
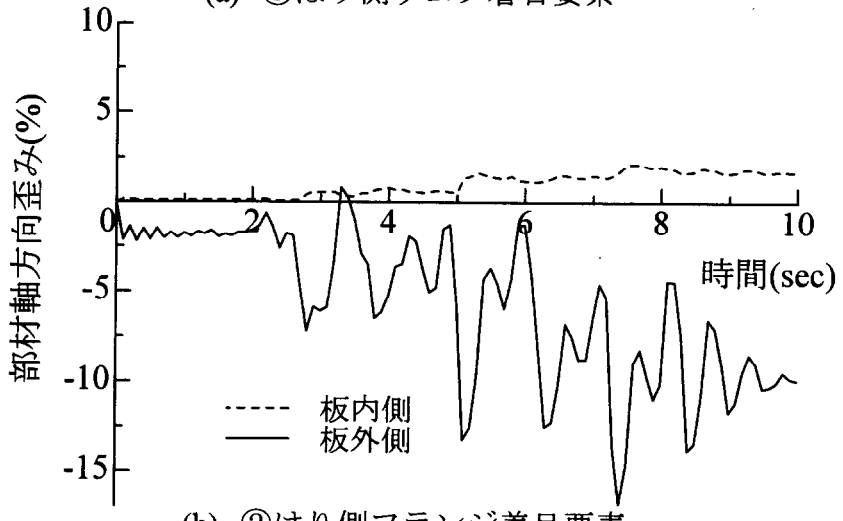


図 2-24 (c)　隅角部付近の節点間の距離の変化
（橋脚 C）



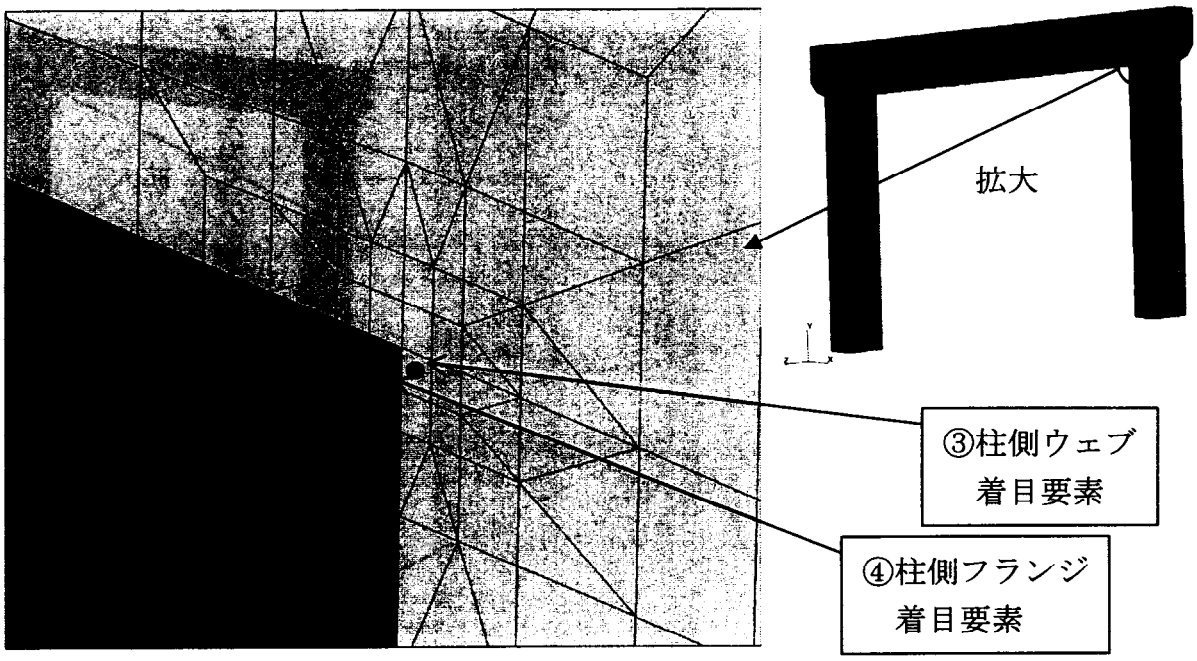


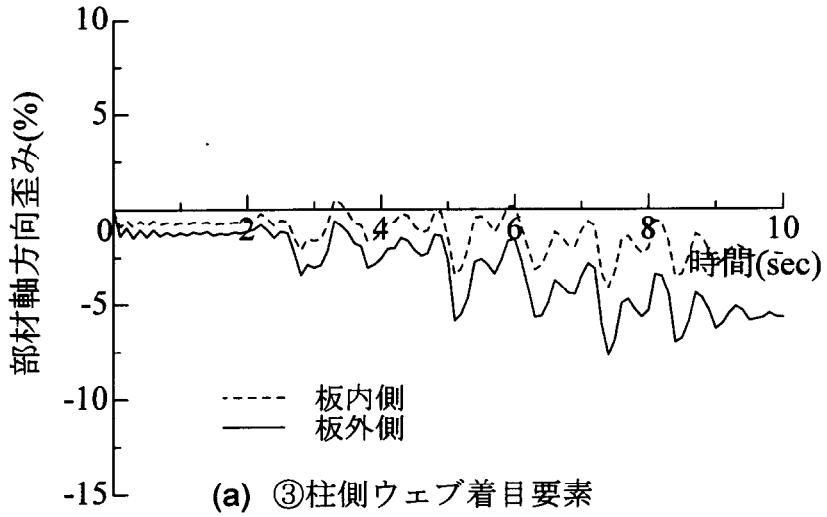
(a) ①はり側ウェブ着目要素



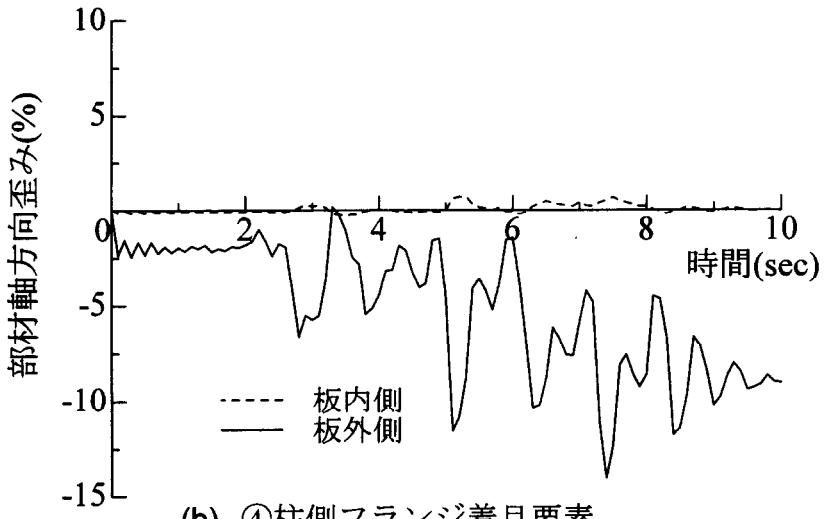
(b) ②はり側フランジ着目要素

図2-25　既設ラーメン橋脚の動的解析結果
(JR鷹取駅観測波形入力，隅角部近傍のひずみの変化－はり側要素)





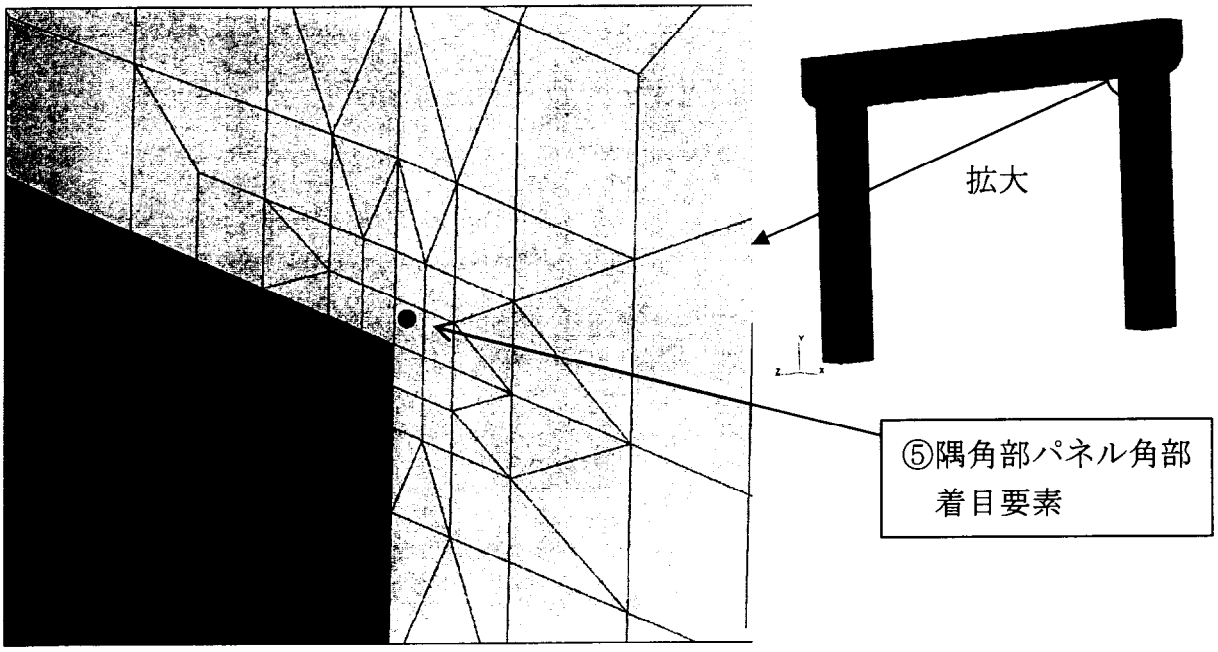
(a) ③柱側ウェブ着目要素

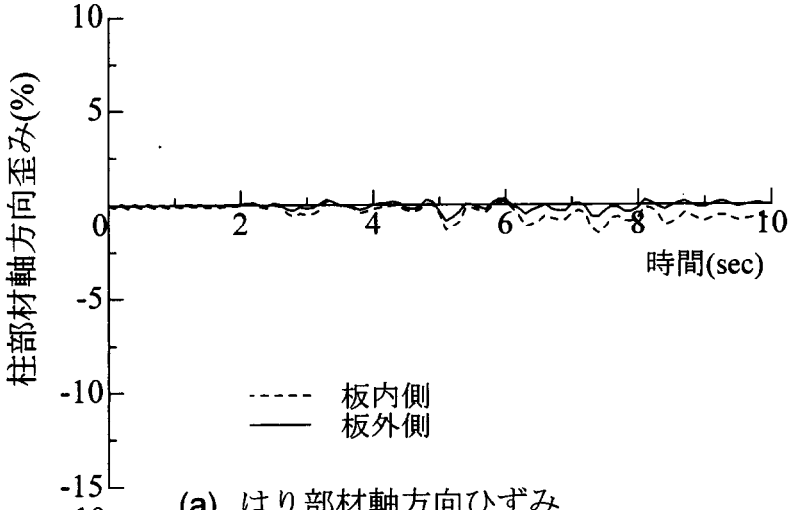


(b) ④柱側フランジ着目要素

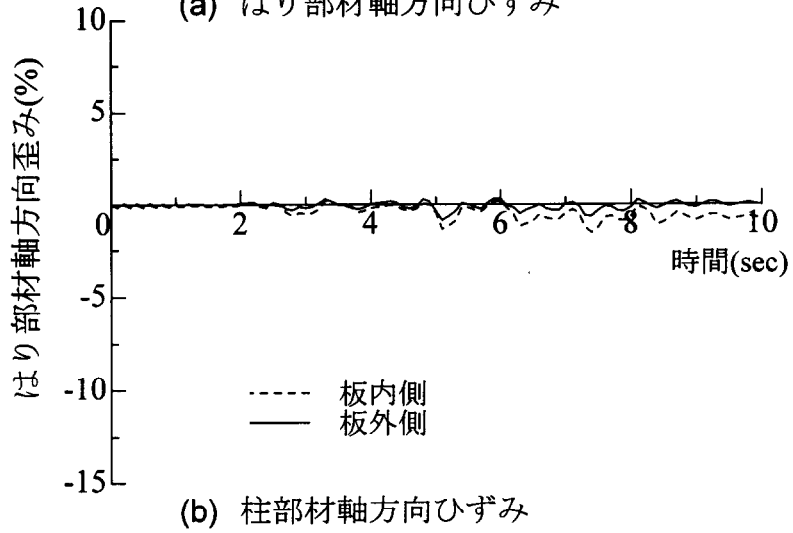
図2-26　既設ラーメン橋脚の動的解析結果

(JR鷹取駅観測波形入力，隅角部近傍のひずみの変化－柱側要素)



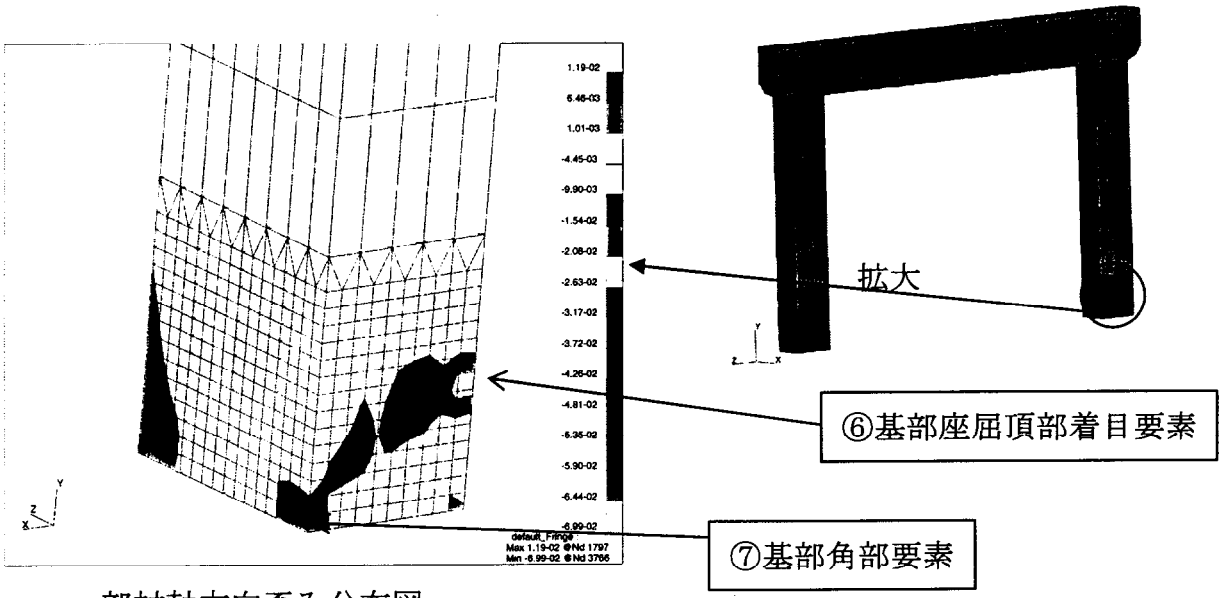


(a) はり部材軸方向ひずみ



(b) 柱部材軸方向ひずみ

図2-27　既設ラーメン橋脚の動的解析結果
(JR鷹取駅観測波形入力，隅角部近傍のひずみの変化－ ⑤隅角部パネル角部要素)



部材軸方向歪み分布図

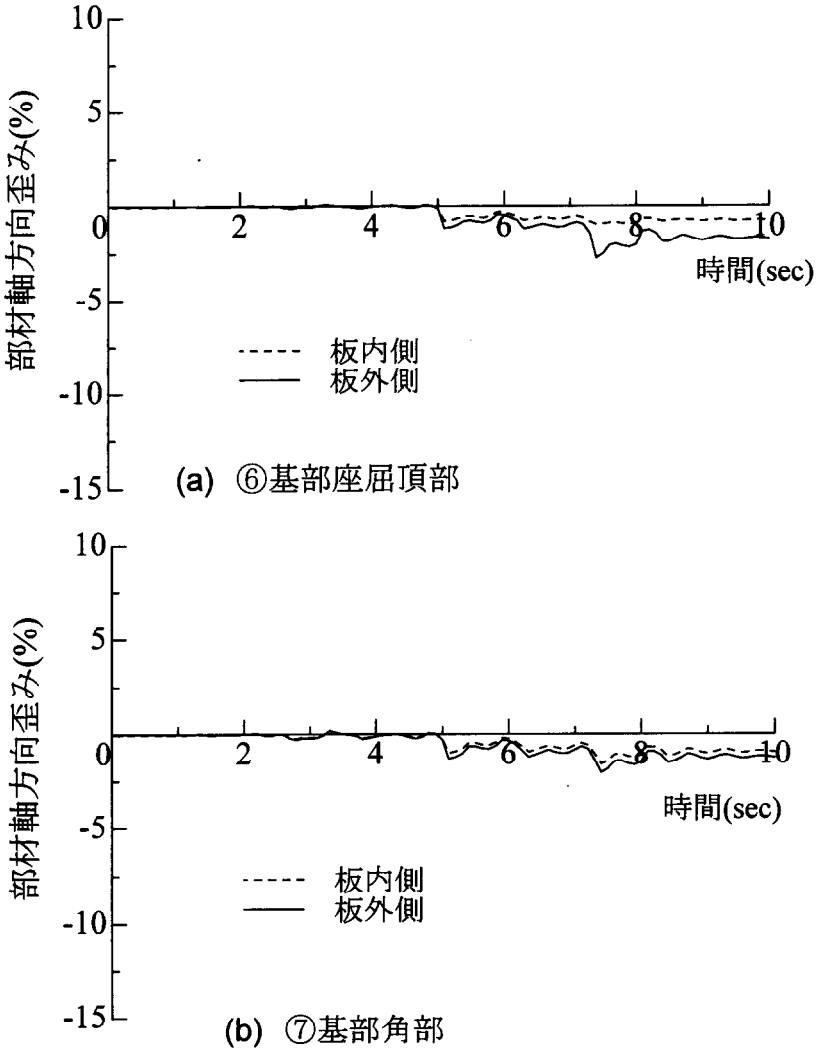


図2-28　既設ラーメン橋脚モデルの動的解析結果
(JR鷹取駅観測波形入力，隅角部近傍のひずみの変化－ 基部要素)

第３章

鋼製ラーメン橋脚隅角部の補剛設計法の提案と弾塑性挙動

3-1 はじめに

鋼製ラーメン橋脚隅角部は，現在，このせん断遅れにより生じる付加的な応力を加味した局所的なピーク応力に基づいて弾性設計されている[1),2)]．その際，ピーク応力の算定には，奥村らの研究で提案されている算定式[3)]が採用されている．その結果，隅角部は一般部に比べて板厚が厚くなり，場合によっては，製作，輸送，架設が難しい状況となる．また隅角部からはずれた断面に急激な板厚変化部が存在し，耐震上の弱点となっている可能性があるなど，鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動に影響を及ぼしていることが，**第2章**の検討で示されている．さらに，先の兵庫県南部地震以降，設計に用いる地震動は，従来よりかなり大きなレベルのものに変わっている．従って，そのような大きな地震動に対してこれまでと同様の設計法で対処しようとすると，隅角部の板厚はさらに大きくなり，状況はより厳しくなると予想される．そのため，鋼製ラーメン橋脚隅角部については，大規模地震を想定した場合に，隅角部の変形性能を十分に活用し，構造全体系として安定した耐荷力および変形性能を保証し，しかも脆性破壊が生じないような弾塑性設計法を構築する必要があると考えられている．

これまで，鋼製橋脚に対して，変形性能を期待した設計法の構築を目標に検討がなされ，繰返し大変形下の耐力および変形性能の評価を重要な課題として，単柱橋脚を主な対象に多くの研究がなされてきた[4)-8)]．それらの成果を受けて，大規模地震に対する新たな設計法として，弾性域での座屈発生を防止し安定した耐荷力および変形性能を保証する目的で，幅厚比等のパラメータ制限を導入する方針が示されており[9)]，道路橋の設計基準では，変形性能の要求される部位に用いられる補剛板について座屈パラメータに関する規定[2)]が追加された[10)]．隅角部についても，これまで隅角部の耐力および変形性能に関しては，様々な研究がなされている[10)-20)]が，大規模地震に対する照査方法の観点からは，まだ検討すべき点が多々残されている．

本章では，新設のラーメン橋脚の隅角部を想定し，構造パラメータ制限[25)]を導入した新しい隅角部の補剛設計法を提案し，その適用性に関して実験的な検討を行った．その中では，特に，隅角部パネルの補剛構造および断面算定時のせん断遅れによる応力集中の考慮の有無による板厚差が隅角部の弾塑性挙動に与える影響に着目して検討を行った．具体的には，宇佐美らが橋脚に対して提案する構造パラメータの制限を満たし，補剛構造，補剛板の板厚の異なる隅角部モデル供試体を作製し，その交番載荷実験を行うことにより，耐力，変形性能および損傷形式等の比較検討を行った．また，実験では，供試体のパラメータの範囲が限定されることから，より広いパラメータ範囲での検討を行うため，繰返し硬化による材料特性の変化を考慮した FEM 解析を行った．最後に，これらの成果をもとに，新設ラーメン橋脚の補剛設計法の提案を行い，それを適用した橋脚の大規模地震時挙動，特に，発生するひずみ履歴特性について考察した．

3-2 隅角部モデル供試体の交番載荷実験計画

以上のようなことからも，鋼製ラーメン橋脚では，隅角部の変形性能を活用した新しい設計法の確立が望まれる．ここでは，新設のラーメン橋脚の隅角部を想定し，新しい隅角部の補剛設計法を提案し，その有効性に関して実験的な検討を行った．特に，隅角部パネルの補剛構造および従来の設計法に基づく断面算定時のせん断遅れによる応力集中の考慮の有無による板厚差が隅角部の弾塑性挙動に与える影響に着目して検討を行った．また，実験では，供試体のパラメータの範囲が限定されることから，より広いパラメータ範囲での検討を行うため，繰返し硬化による材料特性の変化を考慮したFEM解析を行った．

3-2-1　供試体の設計

供試体は，隅角部に曲げモーメントと軸力が作用するように，T 字形を採用した．実験に用いた供試体は4体である．以下に，供試体の設計の考え方を示す．

① 大規模地震に対して，構造物の耐震設計を行う場合，ある荷重の組合せによる設計荷重に対して弾性設計を行うことにより断面を定め，そのように決定された断面に対して大規模地震に対する照査を行うことになると考えられる．そこで，本研究でも，供試体の設計に際し，最初に部材の断面を定めるための荷重（以下，断面設計荷重）を設定し，断面設計荷重が作用したときに部材のある断面が降伏点に達するように断面を定めることとした．設定した荷重は，水平荷重 25tonf（245kN），鉛直荷重 30tonf（294kN）である．なお，鉛直荷重は，載荷装置の容量を勘案し，軸力比が10%程度となるように設定した．

② このとき，せん断遅れによる応力集中を考慮した供試体および考慮しない供試体を製作する．

③ 本研究では，新設の構造物を対象としていることから，全ての供試体は，宇佐美らの提案[25]に従い，幅厚比パラメータ（R）が 0.5 以下に，またフランジの補剛材剛比と必要剛比との比（γ/γ^*）を 3 以上になるように設計する．なお，本研究では隅角部にも宇佐美らが鋼製橋脚に対して提案しているパラメータを適用することを考えた．すなわち，材料・施工面の連続性を考慮し，隅角部を柱の一部と考え，隅角部パネルに宇佐美らの提案に基づいて設計された柱部ウェブと同様の鋼板を適用し，補剛材を設ける場合についても，その配置および剛度を柱部と同様にする構造とした．

④ 本研究で用いる供試体は，設計事例の多い柱部が貫通する構造とする．このとき，はり部の上側のフランジは隅角部で柱部のフランジ板に外部と内側から溶接により接合する（**図 3-1** の C 部参照）．

⑤ 隅角部における補剛構造の違いが，その耐力や変形性能に与える影響を検討する

目的で，補剛リブの構造を変化させる（**図 3-1** のE部参照）．

上記の方針に基づいて設計した各供試体の特徴を以下に述べる（**図 3-1**, **表 3-1**）．

i）　供試体 No.1 は，隅角部パネルにリブを設置しない構造で，断面設計荷重作用時に，せん断遅れによる付加応力を考慮しない曲げ応力（σ_M）と軸応力（σ_N）のみの垂直応力度が最も大きくなる断面（以下，設計断面）で降伏点に達するように設計した．なお，設計断面は，柱と隅角部とが交差する位置である．

ii）　供試体 No.2 は，隅角部パネルにリブを設置しない構造で，せん断遅れによる付加応力を考慮し[3]，曲げ応力と軸応力にその応力（σ_S）を加えた垂直応力度が，断面設計荷重時に降伏点に達するように設計した．設計断面は供試体 No.1 と同じ位置である．**表 3-1** に供試体設計時に算出した設計断面における応力度を示す．すなわち，供試体 No.2 では，現在の隅角部の設計法同様，せん断遅れを考慮して局所的なピーク応力に対して設計されており，供試体 No.1 に比べて板厚が厚くなっている．

iii）　供試体 No.3 は，供試体 No.1 の隅角部パネル上に，柱部のウェブ上のリブと連結しない，独立したリブを設置した構造とした．これは，現在，道路橋では，隅角部の補剛構造として一般的に用いられている形式である．

iv）　供試体 No.4 は，供試体 No.1 と同様に，隅角部パネル上にリブを設置し，そのリブを十字溶接継手により連続化したもので，隅角部パネルに柱部からの力がリブを介して伝達される構造となっている．この補剛構造は，道路橋では，昭和 50 年代前半より以前の隅角部の設計では一般的であったが，施工性等の理由により，現在では，供試体 No.3 のような隅角部付近でリブを断続させる補剛構造が採用されている．なお，鉄道橋では，現在もこのような構造ディテールが採用されている．

本研究で用いた供試体の大きさは，一般的な鋼製ラーメン橋脚隅角部[22),23)]の約 1/6 のスケールである．実際の鋼製ラーメン橋脚ではダイアフラムは箱型断面の内側に配置されているが，本研究で用いた供試体は断面が小さいことから外側にダイアフラムを配置する形式とした（**写真 3-1**）．また支持条件は，供試体の実験中の安定性を考慮して，一方のはり部の端部を完全固定，他方の端部をピン固定とした．なお，このような条件で行った実験供試体の断面力は，連続ラーメン橋脚の中間柱近傍に近いものとなっている．

3-2-2　使用鋼材

供試体の使用鋼材は全て SS400 である．供試体に使用された全ての鋼板に対して，JIS1 号 1A 型の引張試験片を用いて引張試験を行った．その結果を，**図 3-2** および**表 3-2** に示す．

3-2-3　実験装置および載荷方法

水平荷重は載荷能力 50tonf（490kN）水平ジャッキにより変位制御で与えた．鉛

直荷重は水平方向にスムースに動くスライダーに取り付けたジャッキにより，供試体の水平方向変位に追従して，30tonf（294kN）の一定荷重を与えた．

載荷パターンは，**図 3-3** に示すように，繰返し数3回の漸増変位正負交番載荷とした．なお，正負交番載荷の基本降伏変位（1 δy）は，隅角部付近の柱部のフランジにおけるひずみ（後述する**図 3-8** 中のaおよびeのゲージにより測定）が降伏ひずみに達した時の変位とした．

3-2-4　測定項目および測定方法

実験では，各載荷段階毎に損傷の発生状況等を目視により注意深く観察するとともに，柱頂部の変位，はりおよび柱各部のひずみを塑性ひずみゲージで測定した．

3-3 実験結果

最近の耐震設計法では，耐震性能を明確にして，地震時にその性能を確保する設計法に移行しつつある．このとき，耐震性能のひとつとして，復旧の容易さ，すなわち，補修・補強の容易さが指標の1つになる[9),24)]．その意味で，どの段階でどのような損傷が発生したかを明確にすることは重要である．このようなことから，ここでは，損傷形式，耐荷力および変形性能について整理した．また，発生ひずみについても考察する．

なお，実験の結果得られた水平荷重－水平変位関係の履歴曲線およびその包絡線をそれぞれ**図 3-4**，**図 3-6** に示す．**図 3-4** には，各供試体の損傷の発生状況を併せて示した．また，**表 3-3** には，損傷形式，降伏荷重，最大水平耐力等の実験結果を示す．なお，正負方向で最大耐力が若干異なるが，ここでは，そのうちより小さい方（正方向の最大水平耐力）を最大水平耐力として示した．

3-3-1　供試体の損傷形式の分類

実験では，隅角部付近の最終的な損傷形式として，**図 3-5** に示す2つのタイプが観察された．本研究では，それらを，せん断座屈先行型と曲げ座屈卓越型と呼ぶことにする．

せん断座屈先行型は，隅角部パネルに顕著なせん断座屈変形が先行し，最大耐荷力に達する付近で柱部フランジ上に曲げによる座屈変形が現れ，耐力低下に至るタイプである．隅角部パネルにリブを設置していない供試体No.1およびNo.2がこのタイプに属する．

一方，曲げ座屈卓越型は，隅角部パネルにおけるせん断座屈変形は殆ど見られず，柱部のフランジに局部座屈が発生し，最大耐力に達する付近でそれが顕著となり耐力が低下するタイプである．このタイプには，隅角部パネル上にリブを設置した供試体

No.3 および No.4 が属する.

隅角部パネルにリブがない供試体では，隅角部パネルのせん断座屈耐力が柱およびはりの曲げ耐力より小さいためにせん断座屈先行型を示したのに対し，隅角部パネルにリブがある供試体では，せん断座屈耐力が相対的に大きいために，曲げ座屈卓越型に移行したものと考えられる．大規模地震を想定した場合，例えば，鉄道橋の設計基準[11]で柱部の塑性ヒンジ化を想定しているように，隅角部近傍（隅角部パネル，あるいは，はり・柱部）を塑性ヒンジ化させることが考えられる．本研究で行った実験のパラメータは限られているが，その結果は，リブによる補剛によって隅角部近傍の損傷形式を制御することの可能性を示すものと考えられる（**2-4-4** 参照）.

3-3-2　損傷の進行状況

a)　降伏領域の進展

供試体の各部に貼り付けたひずみゲージにより測定したひずみの変化に基づき，隅角部付近の降伏領域の進展状況について述べる.

各供試体とも，基本降伏変位（$1\delta_y$）レベルでは，供試体断面算定の際に想定したように，最初に圧縮を受ける側のコーナー部付近の柱部フランジが降伏した．また，それとほぼ同時に，その近傍のはりフランジおよびウェブで降伏に至った．載荷変位が $2\delta_y$ になると，はりおよび柱のフランジが全幅にわたって降伏し，隅角部パネルにおいてもコーナー部近傍で降伏に至った．さらに，$3\delta_y$ になると，隅角部の全面にわたって降伏した．なお，供試体によって，降伏領域の広がり方に大きな差違が見られなかった.

b)　損傷状況の変化

各供試体に発生した損傷の状況を**図 3-4** の水平荷重－水平変位曲線に示す．各供試体とも，$3\delta_y$ までは塑性化した領域の黒皮が剥がれる様子が観察され，また隅角部パネルでは $2\delta_y$ 時には供試体内部方向へわずかにはらみ出す変形が見られた.

供試体 No.1 および No.2 のせん断座屈先行型では，$5\delta_y$ 時に急激に隅角部パネルのはらみ出しが進行し，目視でも観察できるようになった．これらの供試体では，その後最大耐力に達する付近で柱およびはりのフランジにも局部座屈および全体座屈が連成した形ではらみ出しが認められるようになり，その後両者はともに変形が進行していった．一方，供試体 No.3 および No.4 の曲げ座屈卓越型では，$2\delta_y$ 以降，隅角部パネルのはらみ出しは最後まで進行することなく，柱およびはりのフランジの座屈が $7\delta_y$ 以降急激に進行した.

また，いずれの供試体も $5\delta_y$ 付近で隅角部コーナー部の溶接ビード止端部にき裂が発生し，サイクル数の増加とともに進展していった．特に，$8\delta_y$ 以降き裂は急速に進展し，最終的にはフランジの破断とともに耐荷力が低下し，実験を終了した.

なお，実際のラーメン橋脚が上記のような損傷を受けた場合には補修が必要になる

が，どの供試体も隅角部が3δ_y付近までは，補修を必要とするような外見上の変形は認められなかった．但し，この付近では，隅角部が全面的に降伏しており，ひずみ履歴の観点から，補修の必要性について検討が必要と考えられる．

3-3-3　耐荷力および変形性能に関する検討

最大耐力H_{max}は，**図3-6**および**表3-3**に示すように，板厚の厚い供試体No.2およびリブを連続させた供試体No.4は，それぞれ供試体No.1に比べて，29%および22%大きい．また，変形性能を示す，δ_{95}/δ_y（δ_{95}：宇佐美らが終局限界状態として提案する[21]最大耐力を過ぎ95%に低下する点での変位）は，**表3-3**に示すように，どのタイプでもほとんど差違は無いが，せん断座屈先行型（供試体No.1およびNo.2）は，曲げ座屈卓越型（供試体No.3およびNo.4）に比べて，最大耐力に達した後の荷重の低下が緩やかな履歴を示した．

以下に，各供試体の実験結果を比較し，隅角部の構造が耐力および変形性能に及ぼす影響について検討する．

a)　せん断遅れによる応力集中の考慮による板厚差の影響

部材断面の決定の際に，せん断遅れによる応力集中を考慮したかどうかにより板厚が異なる供試体No.1と供試体No.2を比較すると，損傷形式はいずれもせん断座屈先行型であり，各荷重段階での損傷状況にも差違は見られない．耐力は，板厚が大きい供試体No.2の方が大きくなっているが，いずれの供試体も安定した水平変位—水平荷重関係を示しており，δ_{max}/δ_yが6以上と優れた変形性能を発揮した．降伏荷重および降伏変位で無次元化した水平変位—水平荷重関係の包絡線（**図3-7**）で比べると，両者の曲線はほぼ一致し，同様の挙動を呈していることがわかる．すなわち，せん断遅れによる応力集中の考慮の有無による板厚差は，隅角部の耐力に差をもたらすものの，その変形性能には影響していない．

b)　隅角部パネルのリブの有無の影響

前述のように．隅角部パネルにリブのない供試体 No.1 とそれにリブを設置しただけの供試体 No.3 を比較すると，損傷形式は，前者がせん断座屈先行型で後者が曲げ座屈卓越型であった．両者の耐力および変形性能を比較すると，いずれも最大耐力に達するまで安定した水平変位ー水平荷重関係を示しているが，供試体 No.3 の方が最大耐力が若干大きく，最大耐力時の変位も供試体 No.3 の方が大きい．このように，隅角部パネルのリブの有無は，隅角部の損傷形式に影響を与え，さらに，耐力および変形性能にも影響を与える．

c)　隅角部パネルにおけるリブの連続性の影響

リブの連続性の影響について検討するため，リブを連続させた供試体 No.4 とリブを連続させていない供試体 No.3 とを比較する．これらはいずれも，曲げ座屈卓越型の損傷形式を示し，損傷形式には差違は認められない．また，変形性能については，

いずれの供試体も δ_{max}/δ_y が 8 以上と優れた変形性能を発揮し，大きな塑性変形領域まで安定した水平変位—水平荷重関係を示しており，変形性能に大きな差違は見られない．しかし，耐力面では，**図 3-6** からわかるように，リブを連続させた供試体 No.4 で約 10%の向上が見られ，明らかな差違が認められた．また，**図 3-7** から，リブを連続させた供試体 No.4 では，降伏荷重に対する最大耐力の増加比率も，供試体 No.3 に比べて向上していることがわかる．このように，隅角部パネルのリブの連続化は，変形性能には影響しないが，耐力には影響を及ぼすものと考えられる．

3-3-4　発生ひずみに関する検討

a)　ひずみ履歴

図 3-9 および**図 3-10** に，**図 3-8** に示す位置の板表面に貼り付けたゲージにより測定された柱部フランジおよび隅角部パネルのコーナー部近傍のひずみ履歴を示す．**図 3-9** および**図 3-10** には，最大耐力に至った時点のひずみを◇印で示しており，**表 3-4(a)** には最大耐力到達付近でのひずみ量として，最大耐力到達時とその直後の逆方向への載荷時のひずみを数値で示した．**表 3-4(b)**は，耐力が最大耐力を過ぎその 95%に低下した時点でのひずみ量を示す．**図 3-9** から，いずれの供試体においても，最大耐力以降，柱部フランジのひずみが圧縮側に偏っていくことがわかる．これは，最大耐力以降，フランジにおける供試体内部方向への座屈が急速に進展したためである．隅角部パネルのコーナー部付近のひずみについても，**図 3-10** に示すように，最終的に一方へ偏る（引張側）傾向が見られる．また，**表 3-4(b)**に示すように，せん断座屈先行型（供試体 No.1 No.2）では，曲げ座屈卓越型（供試体 No.3 および No.4）に比べて，隅角部パネルのコーナー部付近で，比較的大きな塑性ひずみが発生している．特に，リブを連続させた供試体 No.4 では，他の供試体と比べてひずみが小さい．このように，隅角部パネルに，リブを設置すると，コーナー部付近でのひずみの発生は小さくなり，リブを連続化するとさらに小さくなる．

b)　柱部フランジ上のひずみの変化

図 3-11 は，フランジに発生するひずみを載荷段階毎に示したものである．**図 3-11 (a)** は，特に弾性域に着目して，フランジにおける発生ひずみを，実験結果，後述する FEM 解析結果，ひずみ計測位置における曲げモーメントと軸力のみによるひずみ算定値，および，それにさらに奥村らの提案式により算出したせん断遅れによるひずみを加えたフランジ端部のひずみの算定値と比較したものである．供試体の種類により，ひずみ分布の傾向に大きな差違は認められなかったことから，ここでは，供試体 No.1 についてのみ示す．**図 3-11 (a)**は，弾性域として，水平荷重 (H) が降伏水平荷重 (Hy) の 0.6 倍および 1.0 倍に達する時点を示す．図から，弾性域では，フランジ端部近傍でひずみが大きくなり，せん断遅れの影響が明瞭に顕れている．フランジプレート端部では，奥村らの提案式によるせん断遅れを考慮したものと比較的近い値となってお

り，弾性域においては，奥村らの提案式は降伏水平荷重に到るまで，妥当な評価を与えることがわかる．

一方，**図 3-11 (b)**は，$1\delta_y$以降$3\delta_y$までの塑性領域でのフランジでのひずみの変化を，後述するFEM解析結果とともに示したものである．この図から，塑性域では，$2\delta_y$到達以降，弾性域の応力分布と特徴を異にしており，プレート端部近傍のみに集中して高いひずみが発生するという傾向は見られないことがわかる．すなわち，弾性域で見られるせん断遅れによるフランジ端部における局所的なひずみ集中は，変形の進行とともに見られなくなる．**図 3-11 (c)**は，$3\delta_y$以降のより大きな変位レベルでのフランジでのひずみの変化を示したものである．この図にも，FEM 解析結果を併せて示した．$5\delta_y$，$8\delta_y$と変位が大きくなっても，測定したひずみは**図 3-11 (b)**と同様の傾向を示している．従って，弾性域で考慮するせん断遅れによるひずみ集中は，変形性能に影響を及ぼすものではないと考えられる．

3-4 解析による実験結果の評価と構造が及ぼす影響に関する検討

本研究では，実験のほか，今後，解析的なアプローチが重要となると考えられることから，隅角部の挙動を解析的にどの程度トレースできるかを検証する目的で，FEMによる解析を行った．また，今回行った実験は，宇佐美らが鋼製橋脚に対して提案するパラメータ範囲[25]内にあるものの，比較的厚肉構造になる狭い範囲でしか実施していない．そこで，パラメータ解析を実施し，**3-3 節(3)**に述べたリブの有無や連続性の影響を調査した．

3-4-1　供試体のモデル化および解析条件

a)　供試体のモデル化

供試体は，全ての部材をシェル要素によりモデル化した．柱およびはりの端部は載荷点あるいは支点となっており剛な治具が取付けてあるため，その部分の要素は剛体として扱った．本研究では，文献 26)に示された方法により，溶接ビードによる板厚変化を考慮した．これは，柱と隅角部との交差部に溶接ビード分の板厚増加を無視して解析を行うと，応力集中の影響が大きく現れるためである．ギャップ部のない供試体 No.4 については，溶接ビードの影響を考慮していない．いずれの供試体も最小メッシュサイズは，隅角部コーナー部付近の 5mm であり，節点数および要素数は，それぞれ約9000および約8400である．供試体No.1の解析モデルのメッシュ図を**図 3-12**に示す．

b)　解析条件

解析は，汎用有限要素解析プログラム ABAQUS により行った．材料特性は，全ての使用鋼板それぞれに対して定義することとし，引張試験より得られた応力—ひずみ

関係（**図 3-2** および**表 3-2** 参照）を多直線近似し，多直線近似の移動硬化則に，さらに，繰返しひずみによる降伏曲面の大きさの変化を考慮した構成則 [29] を用いて表現した．ここで，繰返しひずみによる降伏曲面の大きさの変化を考慮したのは，使用材料である SS400 材が，顕著な繰返し硬化を呈する材料であり，本実験のように供試体が繰返し載荷を受ける場合には，繰返し硬化による降伏曲面の大きさの変化を考慮する必要があると考えたためである．本研究では，繰返しによる降伏曲面の大きさの変化を，簡便な等価塑性ひずみ [28] の関数 [27] として表現することとした．関数に用いる定数は，一定ひずみ振幅の繰返し載荷試験により得た繰返しの応力—ひずみ関係から，各サイクルの引張最大応力に達した時点から圧縮側に戻る際の降伏曲面の大きさ σ_i^0 と，最大引張応力に達した時点での等価塑性ひずみ $\overline{\varepsilon_i^{pl}}$ の関係を**図 3-13** のように求め，そのデータから最小二乗法により決定した．すなわち，**図 3-14** に示した丸棒試験片に対して，ひずみ振幅 6%（±3%）の繰返し載荷試験を行い，その結果得られた**図 3-15** のような応力—ひずみ関係から，**表 3-5** のような値を求め，入力値とした．この際，ひずみ振幅は，実験の結果得られた供試体のフランジおよび隅角部パネルのひずみ履歴（**図 3-9, 図 3-10 参照**）から，最大耐力時の発生ひずみレベルを考慮して選定した．**表 3-5** の値については，**表 3-2** に示した全ての鋼板に関して同様であるとし同じ値を用いた．このような手法の適用を確認するため，**図 3-14** で示した丸棒試験体について繰返し載荷の FEM 解析を行った．解析は，ひずみ制御での解析は容易ではないため，中央部のひずみが 3%程度となるような変位を決定した後，それ振幅として低変位振幅の繰返し載荷とした．解析には，**図 3-16(a)**に示すようなソリッド要素でモデル化した解析モデルを用いた．解析結果得られた応力－ひずみ関係を**図 3-16(b)**に示す．**図 3-16(b)**には，参考のため，**図 3-15** にも示したひずみ制御で実施した実験結果も併せて示した．図から，繰返し載荷によって硬化し，それが徐々に安定したループになっていく状況がよく再現できている．

なお，本研究では，供試体の解析にあたって，残留応力および初期不整の影響は考慮していない．

3-4-2　解析による実験結果の再現性

a)　損傷形式および損傷の状況

せん断座屈先行型の損傷形式を呈した供試体No.1について，損傷状況を比較する．解析の結果得られた変形・ひずみ分布図（**図3-17**）を見ると，$-5\delta_y1$回目でせん断座屈が見られるようになり，$-7\delta_y1$回目の時点ではフランジの変形が顕著になっている様子が見られる．ここで，変形・ひずみ分布図は，載荷面について対称として，その片側のみを示した．このように解析結果は，実験のせん断座屈先行型の損傷形式およ

び損傷状況を再現できている．供試体No.2についても，同様であった．

曲げ座屈卓越型の損傷形式を呈した供試体No.3について，例として，-7 δ_y1回目の時点での解析の結果得られた変形・ひずみ分布図（**図3-18**）を見ると，隅角部パネルの座屈変形が抑えられ，フランジ上に，実験と同様な位置に座屈による変形が集中している様子が見られる．この場合にも，実験時における損傷状況と同様であった．供試体No.4も，供試体No.3同様であった．

b)　耐荷力および変形性能

図 3-19 に全ての供試体について水平荷重—水平変位関係とその包絡線の比較を示す．いずれの供試体についても，解析結果は実験結果とほぼ一致している．曲げ座屈卓越型を呈した供試体 No.3 および No.4 では，負方向載荷で最大耐力到達以降，実験結果との差違が見られるが，最大耐力と最大耐力付近までの挙動は精度良く評価されていると考えられる．**図 3-20** は供試体 No.2 を例にとり，塑性変形に伴う降伏曲面の大きさの変化による影響を考慮しない場合の解析結果を示したものであるが，この場合には耐力を過小評価していることがわかる．このように，本研究で用いた SS400 材のように，明瞭な繰返し硬化を呈する鋼材を使用した場合，解析において繰返し硬化の影響を考慮することが重要と考えられる．

c)　発生ひずみ

図3-11に，**図3-8**に示す柱部ゲージ貼付位置でのひずみ分布を示す．**図3-11(a)**に示すように，弾性域においては，解析結果は，実験値と傾向，大きさとも良く一致していることがわかる．なお，奥村らの提案式によるせん断遅れを考慮したフランジプレート端部でのひずみは，既往の研究[29]で示されているように，シェル要素を用いた本研究の解析結果と良く一致する．

一方，**図 3-11 (b)**に示すように，塑性変形領域に入ると，解析結果は，変形が大きくなるにつれて，実験値とのかい離が大きくなる．これは，解析結果では，実験における局所的な繰返し塑性変形を完全には再現できていないためと考えられる．このように，本解析手法では，具体的にある着目点でのひずみの絶対値による定量的な評価は，塑性域では困難であるが，解析結果も次第に圧縮側へひずみが偏る傾向を示しており，解析的にはひずみ履歴の定性的な傾向を見出すことはできるのではないかと思われる．筆者らは，鋼製ラーメン橋脚に対する弾塑性挙動に関する検討の中で，同様の解析手法で，**図 3-9** および**図 3-10** に見られる傾向が，解析的にも見られることを示している[30]．

3-4-3　パラメータを変化させた場合の損傷形式，耐荷力および変形性能に及ぼす補剛構造の影響

3-4-2 に述べたように，本研究の解析法では，損傷形式，耐力および変形性能については，実験を比較的精度良くトレースできると考えられた．そこで，ここでは，実験

で行ったより広範囲のパラメータ範囲について，隅角部パネルのリブの有無，リブの連続性が耐力および変形性能に与える影響について検討した．すなわち，隅角部の補剛構造のみが異なる供試体 No.1，No.3，No.4 を基本モデルとして，その縦補剛材剛比および幅厚比を変化させた解析モデルを対象に検討を行った．対象とした解析モデルの諸元を**表 3-6** に示す．また，**表 3-7** は，それらの解析結果をまとめて示したものである．以下に，各パラメータを変化させた場合の隅角部パネルの補剛構造の違いによる損傷形式，耐荷力および変形性能への影響について述べる．なお，ここでは，パラメータの変化による諸元の変化を考慮して，無次元化した量を用いて検討を行った．

a)　縦補剛材剛比のみを変化させた場合

実験条件と比べて，フランジのγ/γ^*を，宇佐美らの提案[25]における要求範囲の限界である，3.0 にほぼ等しくなるように低下させた場合（No1-st, No3-st, No4-st）について検討した．**表 3-7** に示すように，この場合にも，実験と同様，隅角部パネルにリブのない No1-st はせん断座屈先行型を示し，リブを設置した No3-st，No4-st では曲げ座屈卓越型を示し，隅角部パネルのリブの有無によってその損傷形式が変化することがわかる．また，**図 3-21** に示すように，解析結果得られた水平変位－水平荷重関係の包絡線について，No1-st と No3-st の比較から，隅角部パネルのリブの有無は，耐力および変形性能に影響を殆ど及ぼさないこと，また，No3-st と No4-st の比較から，やはり実験と同様，リブの連続性は変形性能に殆ど影響を与えないが耐力を大きくする効果（No4-st では No3-st と比べ約 9%の上昇）があることがわかる．

このように，隅角部パネルの補剛構造の違いによる損傷形式，耐力，および変形性能への影響については，フランジの縦補剛材剛比をγ/γ^*でほぼ 3.0 まで低下させた場合も，実験と同様の傾向を示した．

b)　縦補剛材剛比および幅厚比パラメータを変化させた場合

フランジおよびウェブのγ/γ^*を 3.0 とほぼ等しくなるようにし，さらに，幅厚比パラメータ R を新設構造物に対するパラメータ制限範囲[25]から，0.4（No1-R04, No3-R04，No4-R04）と 0.5（No1-R05，No3-R05，No4-R05）の 2 つのレベルに変化させた場合について考える．**表 3-7** からわかるように，損傷形式については，幅厚比パラメータ R が 0.4，0.5 と変化しても，実験と同様に，隅角部パネルにリブのない場合（No1-R04, No1-R05）には，せん断座屈先行型を示し，リブを設置した場合（No3-R04, No4-R04，No3-R05，No4-R05）には曲げ座屈卓越型を示した．また，**図 3-22** は，幅厚比パラメータ R を 0.4 と 0.5 とした場合それぞれについて，解析の結果得られた水平変位－水平荷重関係の包絡線を比較したものである．図からわかるように，幅厚比パラメータが大きくなると，降伏荷重に対する最大耐力の増加比率が低下し，**表 3-7** に示すように柱部のフランジにおける局部座屈の発生が比較的小さな変位段階で発生するため，最大耐力へ至るまでの変形性能も低下する．また，その後の耐力の低下も大きい．しかし，隅角部パネルの補剛構造の違いの影響については，実験と同様の

傾向が見られる．すなわち，幅厚比パラメータRが0.4，0.5と変化しても，隅角部パネルにリブが無い場合と，リブが断続に設置されている場合とでは，耐力および変形性能に殆ど差違は見られず，また，同図および**表3-7**からわかるように，リブを連続させた場合には，降伏荷重に対する最大荷重の増加比率が上昇する傾向が見られる．ただし，上昇の割合は幅厚比パラメータRが大きくなるにつれて小さくなり，従って実験で確認されたものに比べて小さい．

このように，隅角部パネルの補剛構造の違いによる損傷形式，耐力，および変形性能への影響については，幅厚比パラメータRを0.4，0.5に変化させた場合にも，実験と同様の傾向を示していることが確認される．

3-5 新設鋼製ラーメン橋脚の補剛設計法の提案と弾塑性挙動

ここでは，既往の研究と本研究での成果を踏まえ，鋼製ラーメン橋脚の新たな補剛設計法を提案する．また，提案した補剛設計法の適用性を検証するため，第2章で解析対象とした橋脚に対して，提案した補剛設計法を適用し，断面構成を変更した鋼製ラーメン橋脚の大規模地震挙動について考察する．

3-5-1 新しい補剛設計法の提案

鋼製ラーメン橋脚は，基本的に，柱，はり，および，その接合部である隅角部という3つの部分から構成されている．これまで，新設橋脚の設計法は，未だ完全に確立したとはいい難いが，単柱橋脚に対する多くの研究の成果を受けて，柱部については，宇佐美らの提案に基づき，鉄道橋の耐震設計指針[9]では，幅厚比や補剛材剛比等の構造パラメータを制限し要求した性能を保証するという方針が示されている．隅角部については，本章で，宇佐美らの提案[25]に基づいた補剛構造の適用性の検討を行い，その有効性を示した．しかしながら，これまでのところ，はり部については，幾つかの検討[31),32)]がなされているものの，未だに具体的に補剛設計法が提案される段階には至っていない．本研究では，このような状況を踏まえて，鋼製ラーメン橋脚の新しい補剛設計法として，以下のような考え方を提案する．

① 柱部およびはり部については，宇佐美らの提案に従って，構造パラメータの範囲を制限する．

② 隅角部については，本研究の成果を基に，材料および施工上の連続性を考慮し，宇佐美らの提案に従って補剛設計した柱およびはりをそのまま交差させる形式を採用する．この際，隅角部パネルのリブは，耐荷力向上および隅角部パネルの角部付近でのひずみ低減を目的として，リブを柱部より連続化させた構造とする．

ここで，宇佐美らが提案する構造パラメータの制限を改めて示すと，具体的には，以下のようである．

幅厚比パラメータ $R_r = \frac{b}{t}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}\sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \leq 0.5$，

細長比パラメータ $\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi}\sqrt{\frac{\sigma_y}{E}}\frac{l}{r} \leq 0.5$，

縦補剛材剛比 γ と線形座屈理論から求められる最適剛比 γ^* との比

$$\gamma / \gamma^* \leq 3.0$$

3-5-2 実橋脚への適用例とその大規模地震時挙動

ここでは，実際に，上記提案の補剛設計法を一般的なスケールの実橋脚に適用した例を示し，その大規模地震時挙動について弾塑性動的解析により検討し，ひずみ履歴などからその特徴，問題点について検討する．

(1) 対象橋脚

検討対象とする新設鋼製ラーメン橋脚は，実存する橋脚の中から一般的な形状および寸法を有するものとして選定し，その既設橋脚の設計（ここでは，例として，前出の橋脚 C を取上げてみる）を基として，先に提案した新しい補剛設計法を導入して，補剛板の板厚および補剛材の剛度を修正したものである． その形状および寸法を**図 3-23** に示す．

(2) モデル化および解析条件

橋脚のモデル化は，基本的に，**第 2 章**と同様に行った．ラーメン橋脚のモデル図を**図 3-24** に示す．なお，本解析では，ひずみ履歴についても検討するため，構造的なひずみ集中部であるラーメン橋脚隅角部の角部については，**第 2 章**での検討よりも，メッシュサイズを小さくし，板厚の 3 分の 1 程度となる 6mm を最小メッシュサイズとした．

使用鋼材は，SS400 材であり，応力－ひずみ曲線については，**図 2-10** に示した曲線を用いた．構成則は，本章でその有効性を示した，繰返し硬化の影響を考慮した多直線近似の移動硬化則を適用した．

境界条件は，基部は完全固定であるとし，対称鉛直面は対称条件とした．

入力地震波としては，道路橋示方書・同解説でタイプⅡの入力地震波として推奨されている兵庫県南部地震において JR 鷹取駅で観測された地震波を用いた．その際，地震波の加速度の東西方向と上下方向の 2 成分を，東西方向成分は面内水平方向（Z

方向）に，上下方向成分は鉛直方向（Y方向）に入力し，この加速度を慣性力として構造系全体にかけた．入力した東西・上下の2成分の地震波形は，**図 2-11** に示している．なお，減衰定数の値は，0.02を用いた．

(3) 固有値解析結果

固有値解析の結果得られた1次および2次の固有振動数と固有振動モード形を**図 3-25** に示す．

(4) 地震応答解析結果

解析の結果得られたはりスパン中央での水平方向応答変位の時刻歴を**図 3-26** に示す．また最大応答変位時の変形・相当塑性ひずみ分布図を**図 3-27** に示す．**第2章**で示した既設橋脚の場合と同様に，今回のケースでは，基部に局部座屈が発生し，塑性ひずみは，基部および隅角部角部に発生している．断面変化部には，塑性ひずみの発生は認められなかった．塑性ひずみの発生した隅角部角部および基部について，**図 3-28** から**図 3-31** にひずみの時刻歴を示す．ここで評価に用いたひずみは，シェル要素の要素中心での値とした．以下に，各部位のひずみ履歴の特徴について述べる．

隅角部角部近傍では，**図 3-28(b)**および**図 3-29(b)**からわかるように，はりあるいは柱のフランジにおいて，板外側で最大10%程度の圧縮ひずみが発生している．ひずみ履歴はその後圧縮側へ偏り，3回程度7～8%程度の振幅で変動しているが，圧縮ひずみの領域で変化している．また**図 3-28(b)**からわかるように，はり部フランジの板内側では，2%程度の引張ひずみが発生して引張側へ偏る傾向がある．それ以外の部位では，引張側のひずみは小さい範囲におさまっており，0%近傍を微小な振幅で変動している．**図 3-28(a)**および**図 3-29(a)**からわかるように，はりあるいは柱のウェブでは，フランジに比べて小さいものの板外側で最大5%程度の圧縮ひずみが発生している．ひずみ履歴はフランジと同様にその後圧縮側へ偏り，3回程度数%程度の振幅で変動しており，圧縮ひずみの領域で変化している．またウェブの場合には，板の内側にも圧縮のひずみが発生し，ひずみは板の外側と比べて小さいものの，同様の傾向を呈している．次に，**図 3-30** において，隅角部パネルの角部のひずみを見てみると，発生しているひずみが最大2%程度と小さいが，圧縮側へ偏る傾向を呈していると言える．隅角部パネル角部のひずみが小さいのは，**図 3-29(b)**の隅角部近傍の相当塑性ひずみの分布を見ても，ひずみは隅角部パネルに比べてはり側あるいは柱側にひずみが集中していることからも把握できる．最後に，**図 3-31** において，基部付近の発生ひずみ履歴を見ると，座屈頂部についても角部についても，ひずみのレベルは2%程度となっており，隅角部近傍と同様に，圧縮側へ偏り圧縮ひずみの範囲で変動している．

このように，変形性能を高める目的で新しい補剛設計法を適用した新設橋脚におい

ても，隅角部角部および基部には塑性化が進行し，塑性ひずみが集中的に発生する可能性がある．そのため，低サイクル疲労や脆性破壊の防止の観点からは，課題が残されていると考えられる．低サイクル疲労や脆性破壊の発生については，次章でも触れるように，発生するひずみのレベルや履歴特性が重要な因子となることを念頭に起き，上記のように，本解析では，隅角部角部などで発生するひずみの履歴特性について重点的に述べた．なお，先に述べたように，新設橋脚は，既設の設計（橋脚C）を基に，板厚および補剛材剛比を修正したものであるが，**図 2-25** から**図 2-28** に示した，同程度のメッシュサイズを有する既設橋脚 C の解析結果で得られたひずみ履歴と比較すると，新設橋脚では，全体的に発生ひずみが小さくなる傾向が認められた．

3-6 まとめ

本章では，新設の鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象に，宇佐美らが橋脚に対して提案しているパラメータ範囲を隅角部にも適用するという，新しい隅角部の補剛設計法を提案し，実験的に，その有効性，特に，隅角部の補剛構造等が損傷形式,耐力および変形性能に及ぼす影響に着目して検討することを目的に，その構造を変化させたモデル供試体に対し，正負交番載荷実験を行った．その結果および FEM 弾塑性解析に基づき，隅角部の構造がその弾塑性挙動に及ぼす影響について考察した．最後に，これらの成果をまとめて，鋼製ラーメン橋脚の新しい補剛設計法を提案した．以下に，本章で得られた知見をまとめる．

1) 隅角部の補剛構造の違いがその弾塑性挙動へ与える影響として，隅角部パネルにリブがない構造では，せん断座屈先行型を示し，リブを設けると曲げ座屈卓越型を示す．このように，隅角部の損傷形式はせん断座屈先行型と曲げ座屈卓越型とに分類でき，それらは隅角部パネルの補剛構造の違いにより制御できる可能性がある．
2) 隅角部でのリブの連続化により，耐力の向上および隅角部コーナー部付近のひずみ低減を図ることが可能である．
3) 本実験で対象としたパラメータ範囲では，断面算定時にせん断遅れによる応力集中を考慮するかどうかによる板厚差は，耐力に差違をもたらすが，変形性能には殆ど影響を及ぼさない．
4) 弾性域では，せん断遅れによる応力集中が明瞭に見られるが，塑性変形が進むにつれて，せん断遅れによる局所的なひずみ集中は見られなくなる．従って，現在の設計法で考慮している弾性域でのせん断遅れによるひずみ集中は，変形性能に影響を及ぼすものではないと考えられる．
5) 載荷実験で測定したひずみから，引張あるいは特に圧縮に偏った履歴特性があること，最大耐力を示す変位レベルでは5%以下程度，最大耐力を超え耐力

がその 95%に低下した変位レベルでは，10%以下程度の塑性ひずみが発生する可能性がある．

6) 繰返し硬化による材料特性の変化を考慮した FEM 解析により，隅角部の耐荷力，変形性能および損傷形式を，少なくとも最大耐力付近まで良好にトレースすることができる．ただし，ある着目点でのひずみについては，塑性域に入ると，実験での局所的な繰返し塑性変形を完全には再現できていないと考えられ，変形が進むにつれて絶対値での定量的な評価は困難であり，定性的な傾向をトレースするに留まる．

7) 以上の成果を基に，鋼製ラーメン橋脚の新しい補剛設計法を提案し，それを実際に適用した新設ラーメン橋脚の大規模地震時挙動を，FEM 弾塑性動的解析により明らかにした．その結果，実験で確認したように，大規模地震時には，引張あるいは圧縮側へ偏るというひずみ履歴特性を示すこと，さらに，新しい補剛設計を適用した場合にも，隅角部角部などに大きな塑性ひずみが発生する可能性があり，低サイクル疲労および脆性破壊の発生が懸念され，これらについて対応策を講じる必要がある．

参考文献【第3章】

1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説・Ⅰ共通編Ⅱ鋼橋編，1996.12.
2) 首都高速道路公団: 鋼構造物設計基準，1981.
3) 奥村敏恵，石沢成夫: 薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について,土木学会論文集, No.153 , pp. 1-18, 1968.5.
4) 土木学会鋼構造新技術小委員会最終報告書（耐震設計研究），1996.5.
5) 建設省土木研究所：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書（Ⅰ～Ⅷ），（総括編），共同報告書第178～184，212，219号，1997.4-9.，1998.10.，1999.3.
6) 土木学会構造工学委員会構造工学震災調査特別小委員会：鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，1997.5.
7) 土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会：第2回鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，1998.11.
8) 土木学会鋼構造委員会鋼構造物の耐震検討小委員会：第3回鋼製橋脚の非線形数値解析と耐震設計に関する論文集，2000.1.
9) 鉄道総合技術研究所編: 鉄道構造物等設計標準・同解説・耐震設計，丸善，1999.3.
10) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説・Ⅴ耐震設計編，1996.12.
11) 中井博，福岡悟，酒造敏広，明橋克良: 鋼製ラーメン隅角部のShear lag と耐荷力に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.33A，pp. 193-206, 1987.3.
12) 酒造敏広，事口寿男: 鋼製ラーメン隅角部の崩壊性状と変形性能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol37A，pp. 121-134, 1991.3.
13) 中井博，酒造敏廣，橋本良之：せん断遅れ現象を考慮した鋼製ラーメン隅角部の限界状態設計法について，土木学会論文集，No.455/I-21，pp.95-104，1992.10.
14) 黄元燮，西村宣男，高津秀俊: 鋼製ラーメン橋脚隅角部の強度と変形能に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.40A，pp. 201-214, 1994.3.
15) 黄元燮，西村宣男，西野滋博: 鋼製ラーメン橋脚隅角部パネルの強度および変形能の評価法，構造工学論文集，Vol.40A，pp. 215-226, 1994.3.
16) 宇佐美勉，戸谷和彦，鈴木森晶，是津文章: 繰り返し荷重を受ける鋼製門形ラーメンの強度と変形能に関するパイロット実験，構造工学論文集，Vol.41A，pp. 289-300, 1995.3.
17) 山田尚之，青木徹彦: 鋼製八角形断面柱を有するラーメン隅角部の静的および繰り返し強度特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.42A，pp. 197-205, 1996.3.
18) 青木徹彦，長谷川桂，山田将樹: 鋼製ラーメン橋脚隅角部モデルの曲げおよび繰り返し強度特性に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.43A，pp. 177-186, 1997.3.
19) 酒造敏広，事口寿男，長田好生: 鋼変断面門型ラーメンの非弾性地震応答性状と崩壊モードに関する研究，構造工学論文集，Vol.43A，pp. 205-216, 1997.3.
20) 池田学，市川篤司，山田正人，安原正人：鋼製ラーメン隅角部の交番載荷実験，鉄道総研報告，第13巻，第4号，1999.4.

21) 宇佐美勉，鈴木森晶，Iraj H. P. Mamaghani，葛漢彬：コンクリートを部分充填した鋼製橋脚の地震時水平保有耐力照査法の提案，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.69-82，1995.10.
22) 中井博，河井章好，吉川紀，北田俊行，酒造敏広: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査（上），橋梁と基礎，pp. 35-40, 1982.6.
23) 中井博，河井章好，吉川紀，北田俊行，酒造敏広: 鋼製ラーメン橋脚の実績調査（下），橋梁と基礎，pp. 43-49, 1982.7.
24) 土木学会土木構造物の耐震設計法に関する特別委員会：土木構造物の耐震設計法等に関する第３次提言と解説，2000.6.
25) 才塚邦宏，宇佐美勉：コンクリート部分充填鋼製橋脚の終局耐震設計法と耐震実験による検証，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.287-296，1997.7.
26) 塩崎匡克：箱断面補剛桁のダイアフラム—縦リブ交差部の構造疲労に関する研究，東京工業大学卒業論文，1993.2.
27) ABAQUS/Standard User's Manual,Ver.5.8, Hibbitt, Karlsson & Sorensen, Inc., 1998.
28) 大倉一郎，田原潤，安田修，広野正彦：繰返し塑性ひずみによる鋼材の破壊靭性低下を評価するためのモデル，構造工学論文集，Vol.45A，pp.347-356，1999.3.
29) 岡本舜三編：鋼構造の研究，1977.
30) Chitoshi MIKI and Eiichi SASAKI: Required Fracture Toughness of Steel to Prevent Brittle Fracture during Earthquake in Steel Bridge Piers, Japan Welding Society, Seventh International Welding Symposium, pp.13-18, 2001.11.
31) 葛西昭，渡辺智彦，天野麻衣，宇佐美勉：繰り返しせん断力を受ける補剛板の強度と変形能の評価，構造工学論文集，Vol.47A，pp.761-770，2001.3.
32) Praween CHUSILP，葛漢彬，宇佐美勉：せん断力を受ける補剛箱形断面鋼部材の強度と変形能に関する解析的研究，構造工学論文集，Vol.48A，pp.657-666，2002.3.

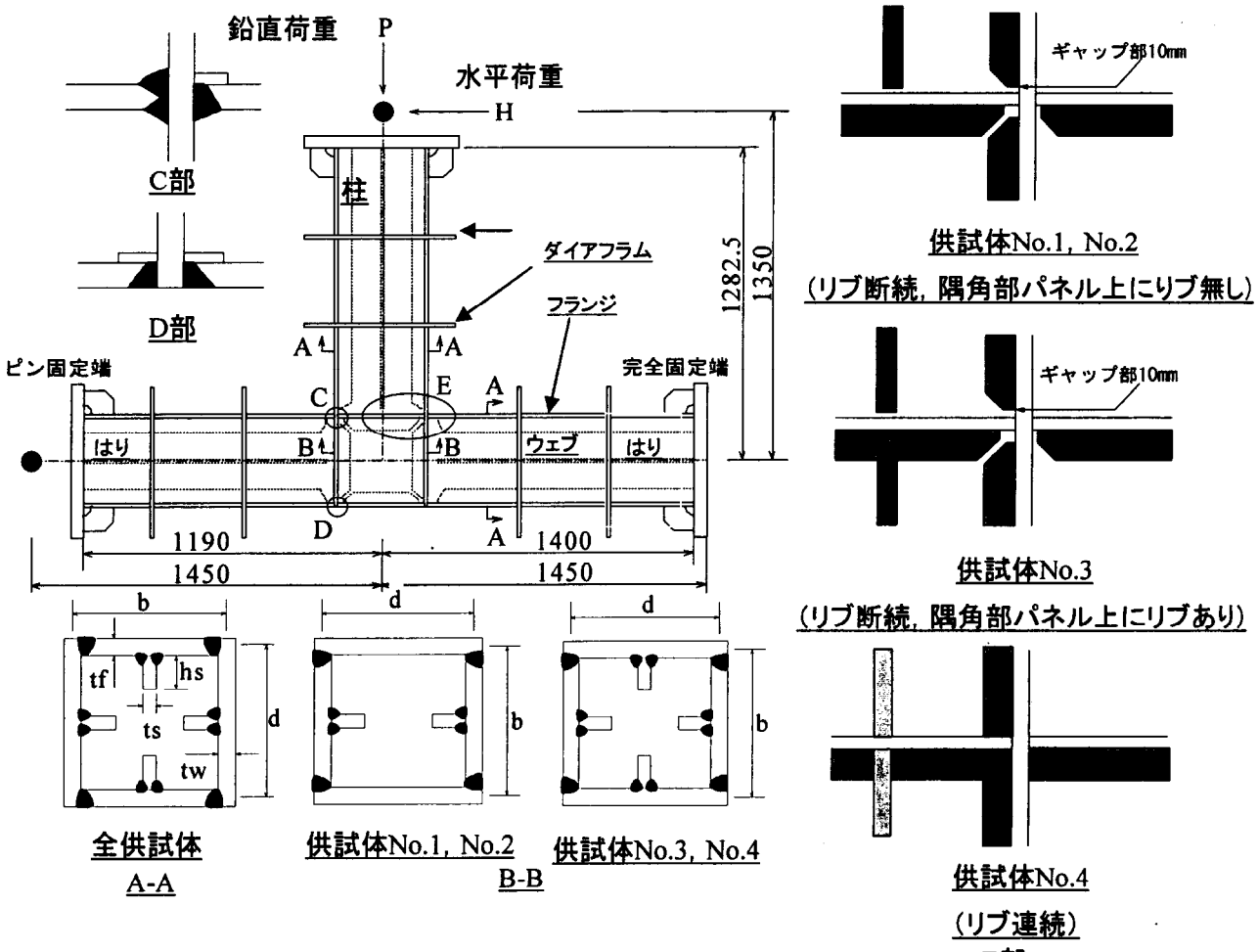


図 3-1　供試体の形状寸法
(Unit: mm)

表 3-1　供試体の諸元および設計条件

供試体		No.1	No.2	No.3	No.4
隅角部パネル上のリブの設置		無し	無し	有り（断続）	有り（連続）
せん断遅れの影響考慮の有無		無し	有り	無し	無し
フランジ幅（ウェブ中心間隔）b(mm)		312	311	312	312
ウェブ高さ　d (mm)		309	310	309	309
補剛材の自由突出幅　hs (mm)		80	80	80	80
板厚 (mm)	フランジ tf	9	12	9	9
	ウェブ tw	8	9	8	8
	リブ ts	10	19	10	10
幅厚比パラメータ R	フランジ	0.336	0.250	0.336	0.336
	ウェブ	0.373	0.329	0.373	0.373
	パネル	0.382	0.340	0.191	0.191
	リブ	0.485	0.255	0.485	0.485
γ / γ^*	フランジ	4.65	5.24	4.65	4.65
	ウェブ	6.16	10.3	6.16	6.16
軸力比　P/Py**　(%)		9.0	7.5	9.0	9.0
断面算定時に用いた断面設計荷重作用時の柱断面のフランジ応力度(MPa)***	$\sigma = \sigma_N + \sigma_M$	**-295**	-232	**-295**	**-295**
	$\sigma = \sigma_N + \sigma_M + \sigma_S$	-361	**-287**	-361	-361

**$P_y = \sigma_y A$，Aは柱部の断面積
***四角で囲んだ方の数字は供試体設計に用いた応力を表す.

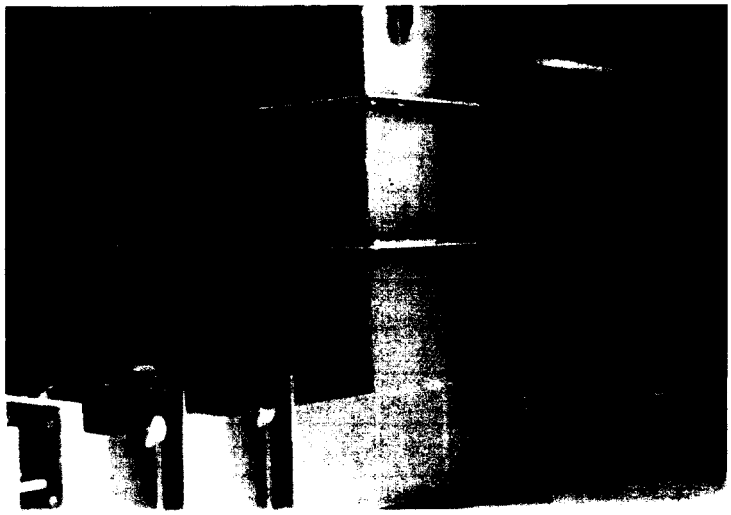


写真 3-1 供試体の外観

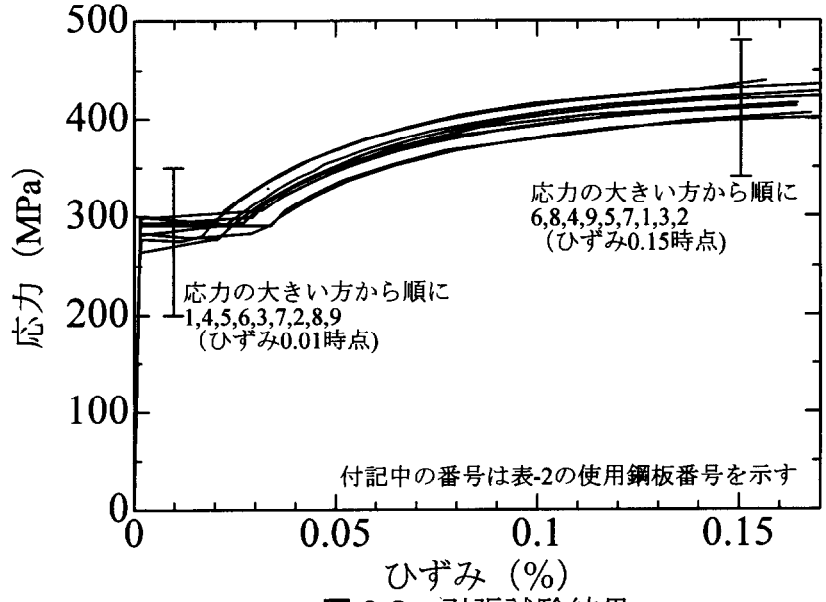


図 3-2　引張試験結果

表 3-2 使用鋼材の引張試験結果と使用箇所

使用鋼板	板厚 (mm)	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	使用箇所
1	8	299	413	供試体No. 1ウェブ
2	8	283	406	供試体No. 3ウェブ
3	8	291	406	供試体No. 4ウェブ
4	9	293	428	供試体No. 1フランジ，ダイアフラム 供試体No. 2ウェブ，ダイアフラム
5	9	299	408	供試体No. 3フランジ，ダイアフラム 供試体No. 4フランジ，ダイアフラム
6	10	288	436	供試体No. 1リブ
7	10	282	417	供試体No. 3リブ，供試体No. 4リブ
8	12	276	439	供試体No. 2フランジ
9	19	264	426	供試体No. 2リブ

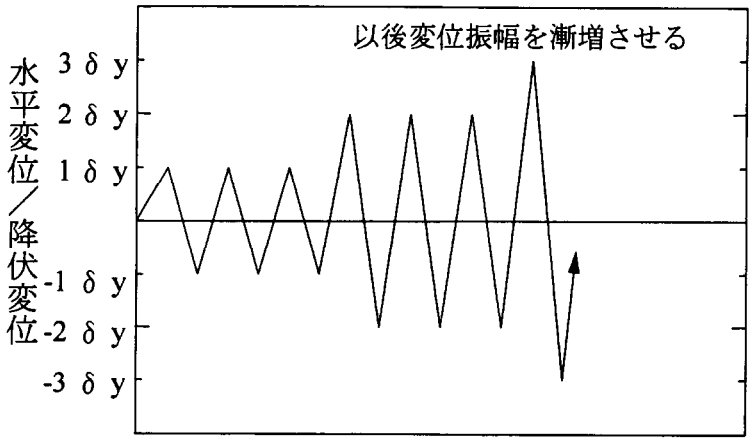
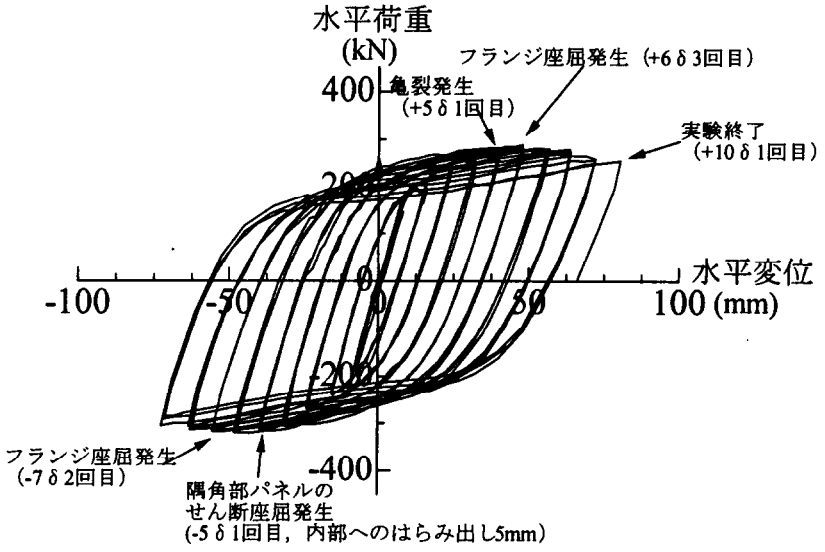
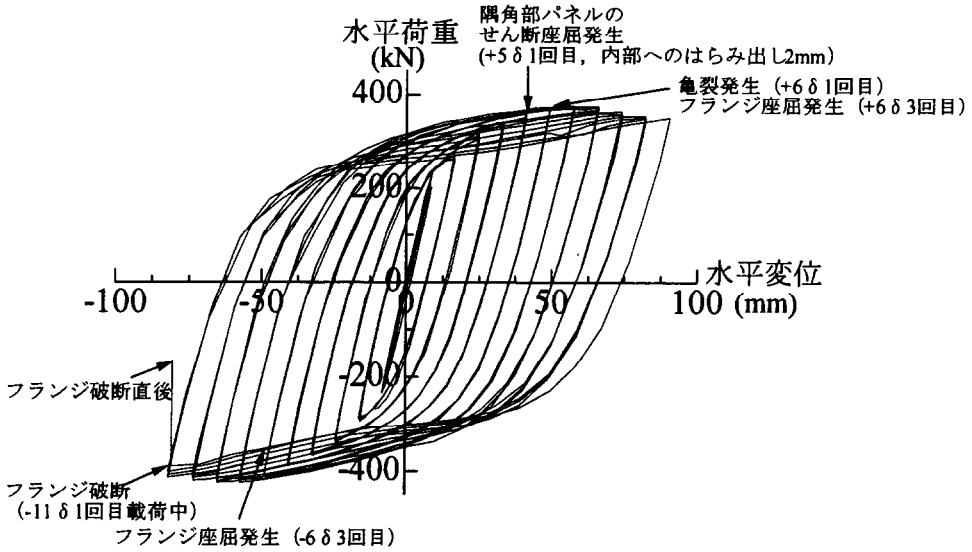


図 3-3 載荷パターン

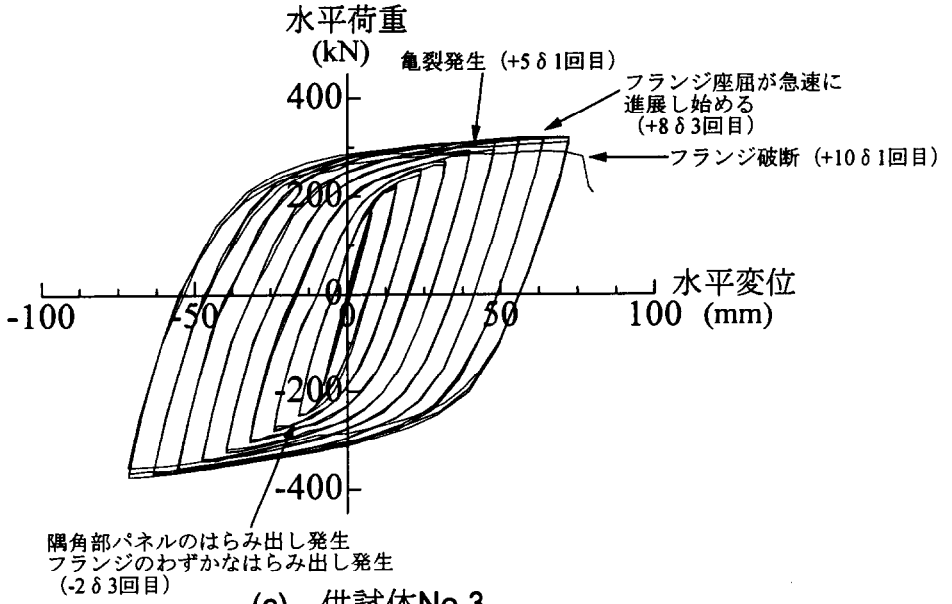


(a)　供試体No.1

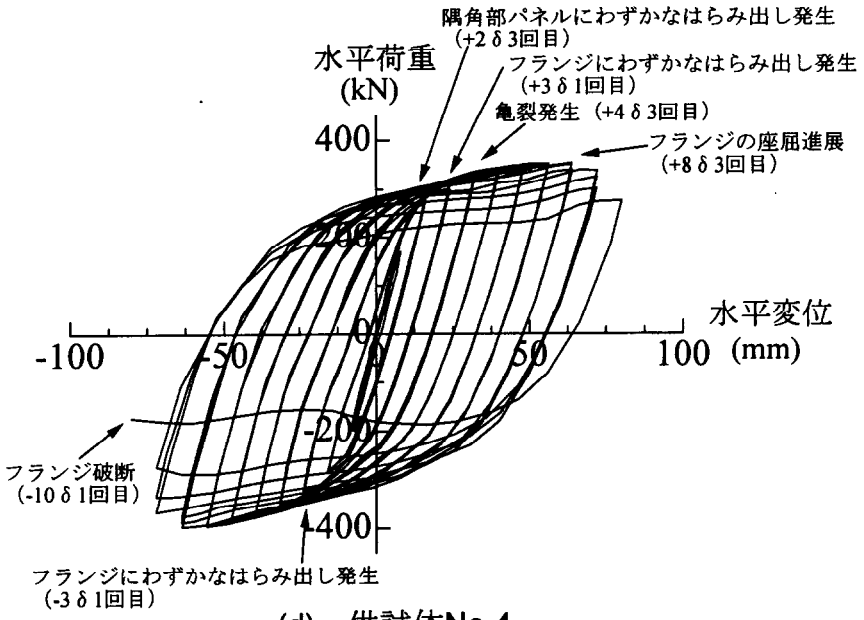


(b)　供試体No.2

図 3-4 水平荷重－水平変位履歴曲線



(c)　供試体No.3



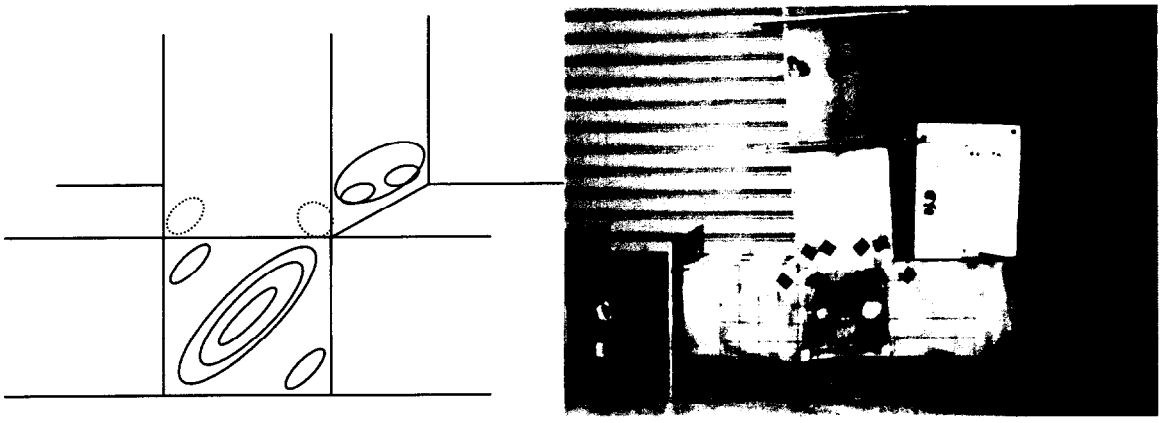
(d)　供試体No.4

図 3-4 水平荷重－水平変位履歴曲線（つづき）

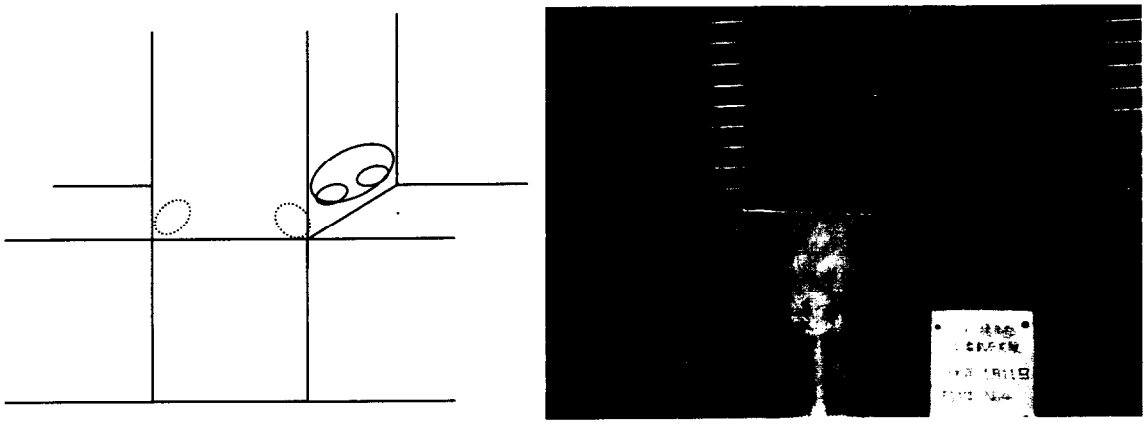
表 3-3 実験結果

供試体	損傷形式	Hy (kN)	Hmax (kN)	δy (mm)	Hmax/Hy	δmax/δy	δ95/δy
No. 1	せん断座屈先行型	147	289	8.0	1.97	6.0	8.26
No. 2	せん断座屈先行型	202	374	8.2	1.85	7.0	9.39
No. 3	曲げ座屈卓越型	168	320	8.0	1.91	9.0	9.16
No. 4	曲げ座屈卓越型	170	354	8.0	2.09	8.0	9.06

H_y：降伏水平荷重，H_{max}：最大水平耐力，δ_y：降伏変位，δ_{max}：最大耐力時の変位，
δ_{95}：最大耐力を過ぎ耐力が95%に低下した時点での変位（包絡線上）



(a) せん断座屈先行型



(b) 曲げ座屈卓越型

図 3-5 損傷形式の分類

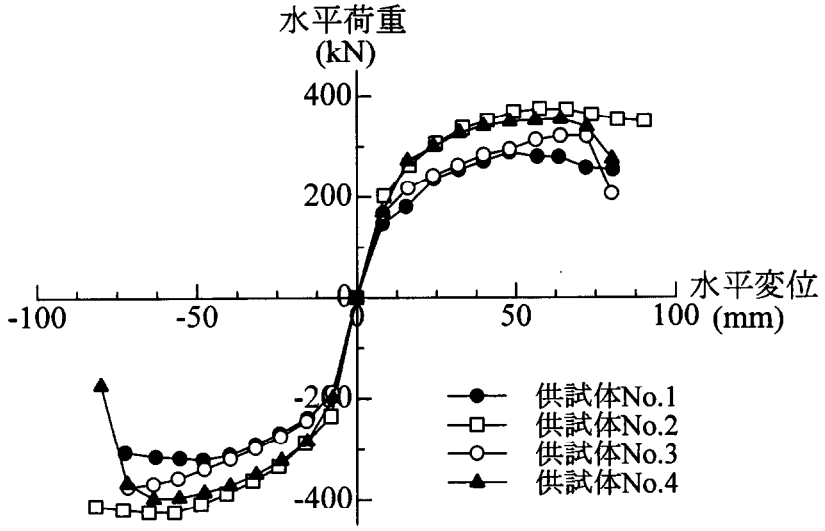


図 3-6 荷重変位曲線の包絡線

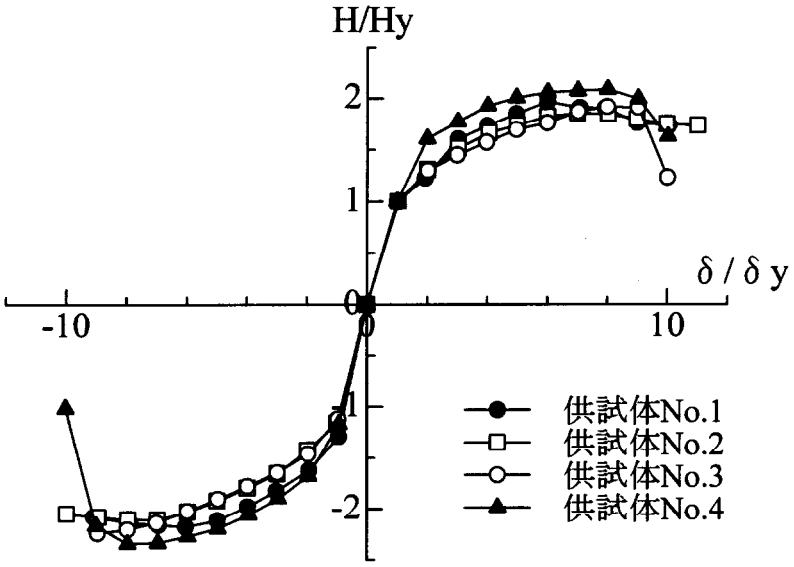


図 3-7 無次元化した包絡線の比較

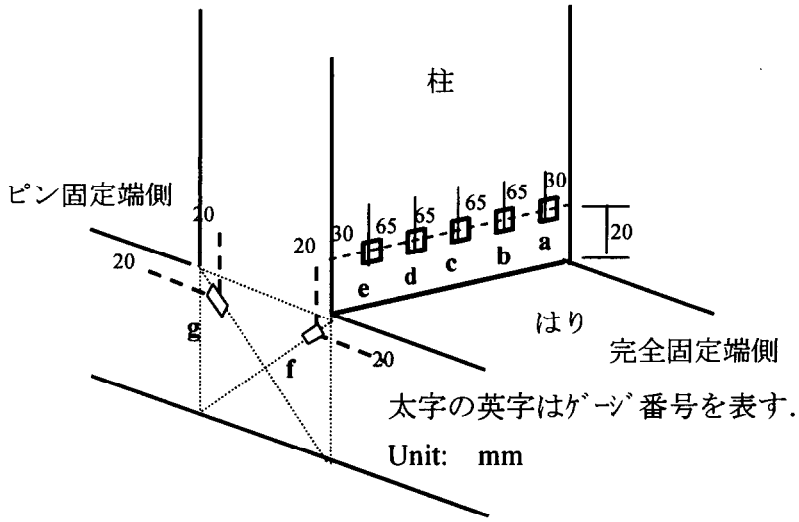
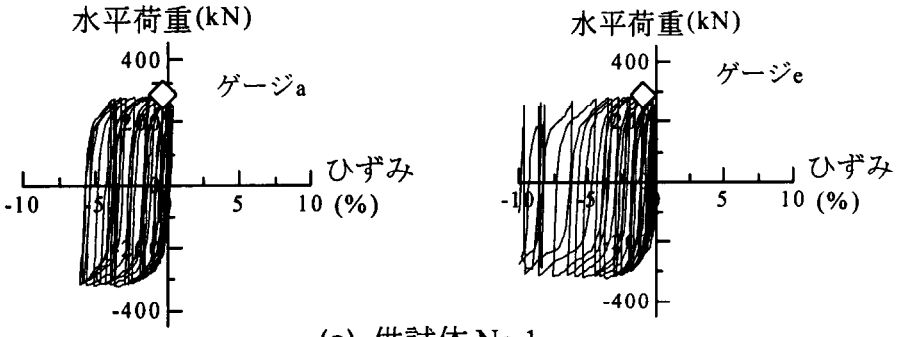
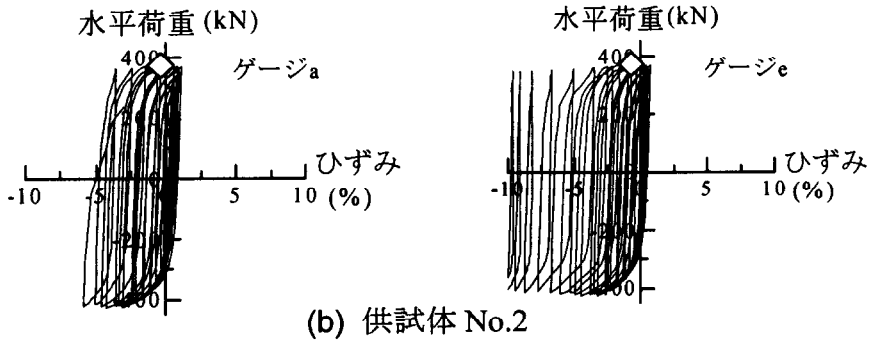


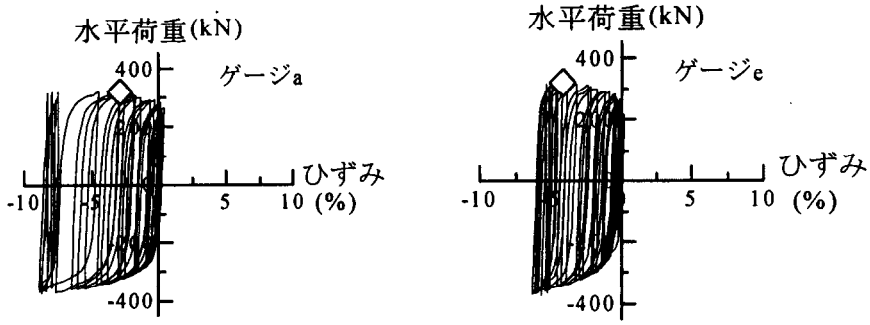
図 3-8 ひずみゲージの設置位置



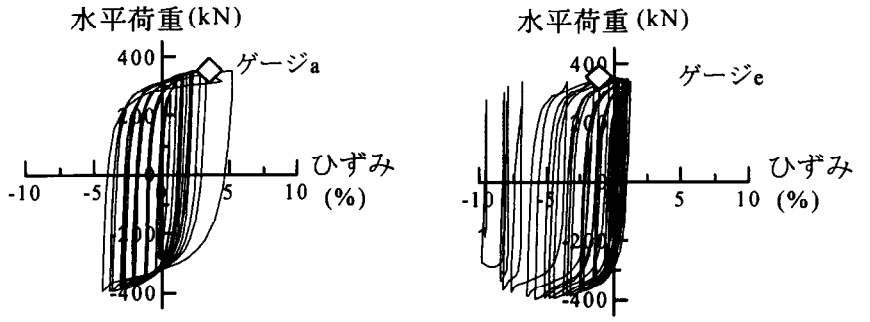
(a) 供試体 No.1



(b) 供試体 No.2

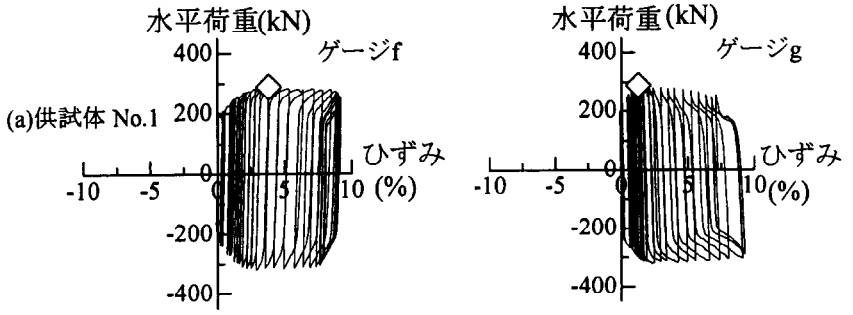


(c) 供試体 No.3

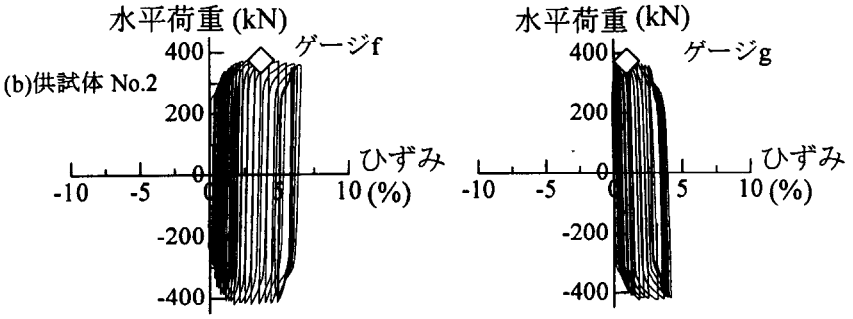


(d) 供試体 No.4

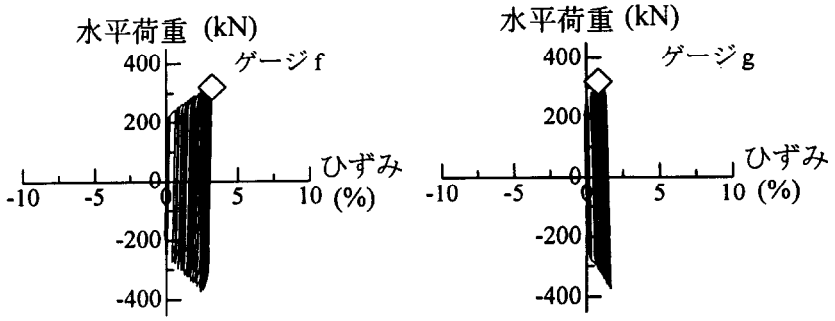
図 3-9 柱部フランジ端部付近のひずみ履歴
（◇は，最大耐力 H_{max} 時）



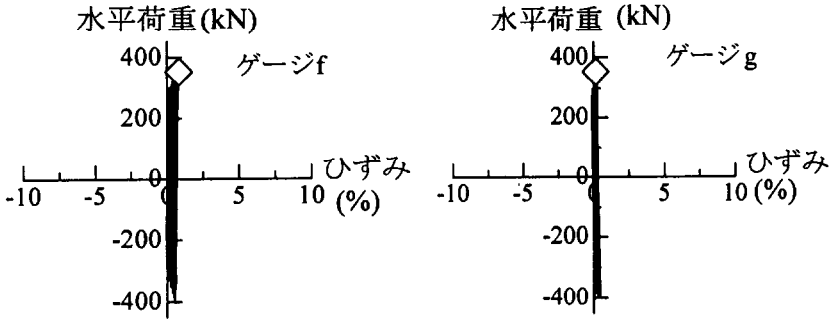
(a) 供試体 No.1



(b) 供試体 No.2



(c) 供試体 No.3



(d) 供試体 No.4

図 3-10 隅角部パネル上のコーナー部付近のひずみ履歴
（◇は，最大耐力 H_{max} 時）

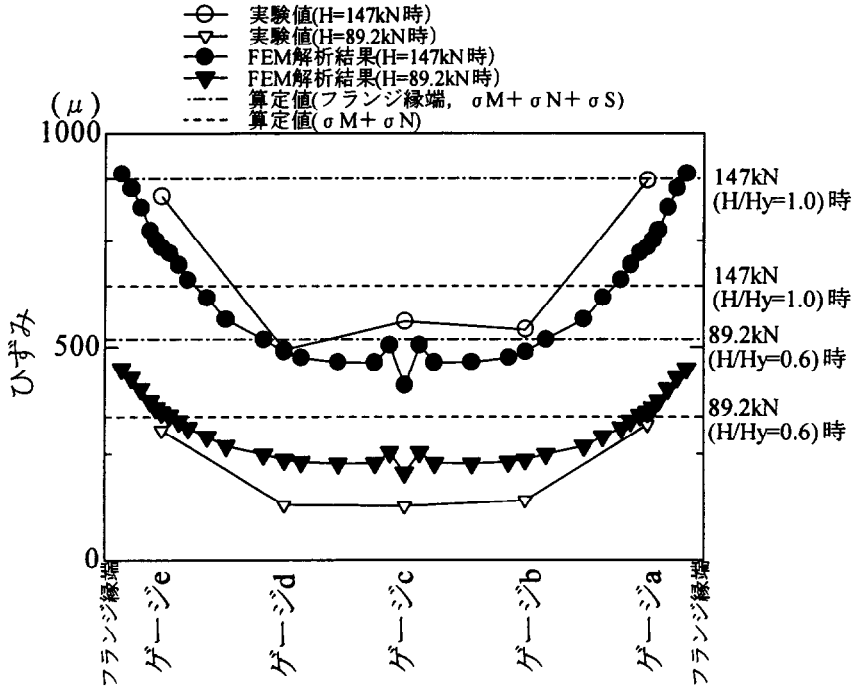
表 3-4(a) 最大耐力到達時のひずみ測定値

供試体	H_{max}到達時の載荷段階	ひずみ(%)				
		載荷段階	gauge a	gauge e	gauge f	gauge g
No. 1	+6δy1回目	+6δy1回目	-0.33	-0.90	3.82	1.29
		−6δy1回目	-3.63	-3.78	2.88	2.50
No. 2	+7δy3回目	+7δy3回目	-3.87	-0.72	3.72	0.98
		−7δy3回目	-3.61	-3.83	2.51	2.53
No. 3	+8δy1回目	+8δy1回目	-2.90	-4.15	3.22	0.82
		−8δy1回目	-7.60	-6.32	2.53	1.61
No. 4	+8δy1回目	+8δy1回目	3.51	-1.11	0.83	0.17
		−8δy1回目	-1.11	-5.89	0.54	0.31

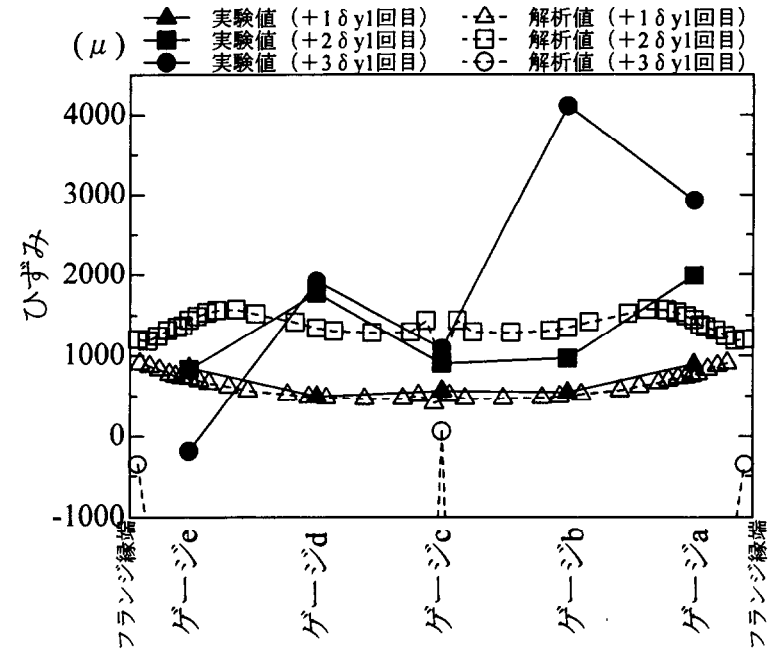
表 3-4(b) H_{95} 到達時のひずみ測定値

供試体	H_{95}到達時の載荷段階	H_{95}/H_{max}	ひずみ(%)				
			載荷段階	gauge a	gauge e	gauge f	gauge g
No. 1	+8δy2回目	0.953	+8δy2回目	-3.68	-4.38	8.84	4.61
			−8δy2回目	-5.75	-8.56	7.35	7.41
No. 2	+9δy3回目	0.950	+9δy3回目	**	-5.08	6.33	2.64
			−9δy3回目	**	-7.79	4.89	3.81
No. 3	+9δy3回目	0.968	+9δy3回目	-7.86	-5.12	2.42	0.83
			−9δy3回目	-7.91	-5.12	2.34	1.39
No. 4	+9δy1回目	0.956	+9δy1回目	**	-6.88	0.53	0.20
			−9δy1回目	**	-8.25	0.59	0.25

**は，ゲージが剥がれた為計測不能であったことを示す.

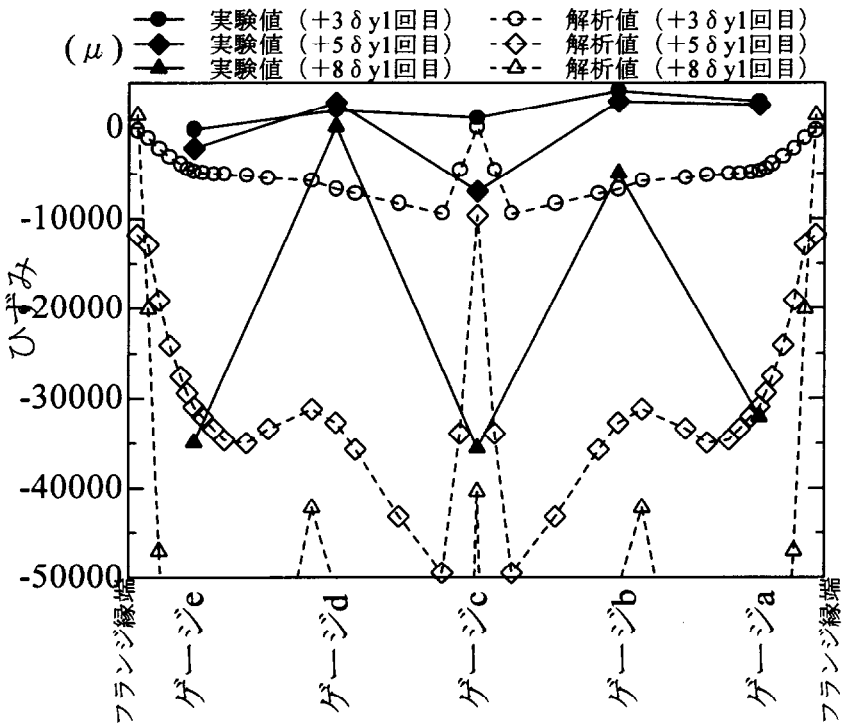


(a) 弾性域でのひずみ分布



(b) 塑性域でのひずみ分布

図 3-11 隅角部近傍の柱フランジでのひずみ分布
(供試体 No.1)



(c) 塑性域でのひずみ分布（3δy 以降）

図 3-11 隅角部近傍の柱フランジでのひずみ分布 (供試体 No.1)（つづき）

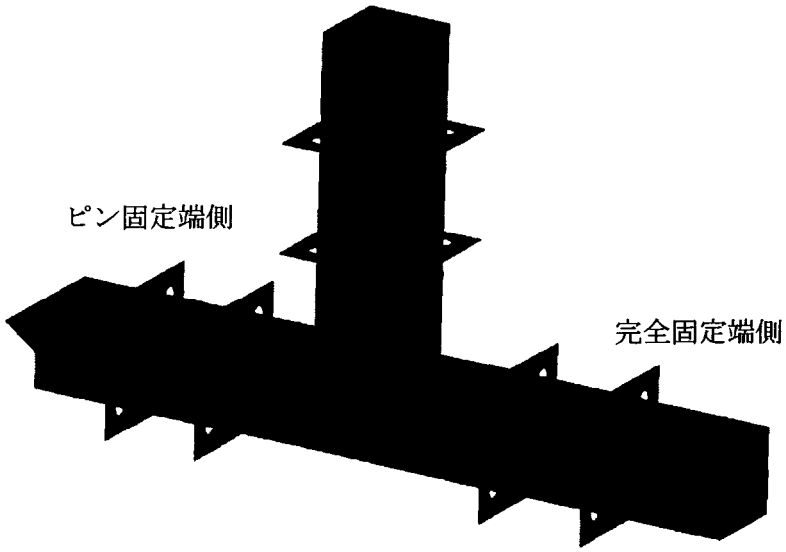


図 3-12 解析モデルのメッシュ図（供試体 No.1）

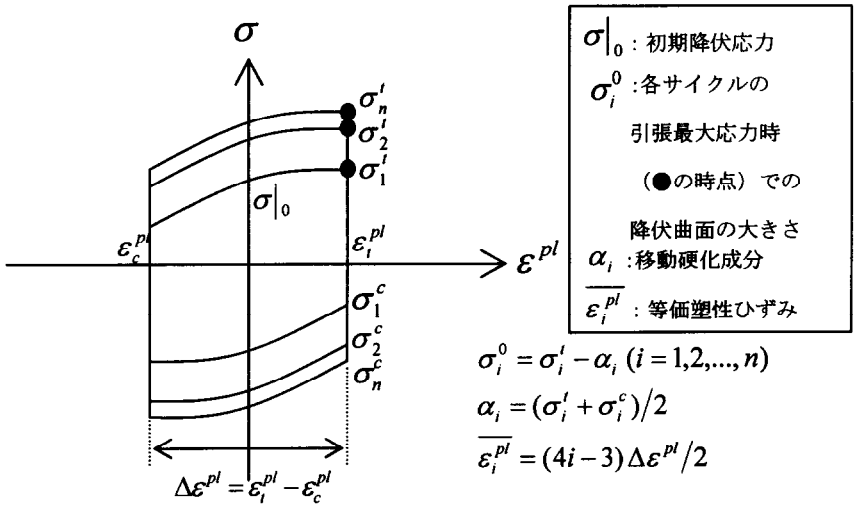


図 3-13 降伏曲面の大きさと等価塑性ひずみ

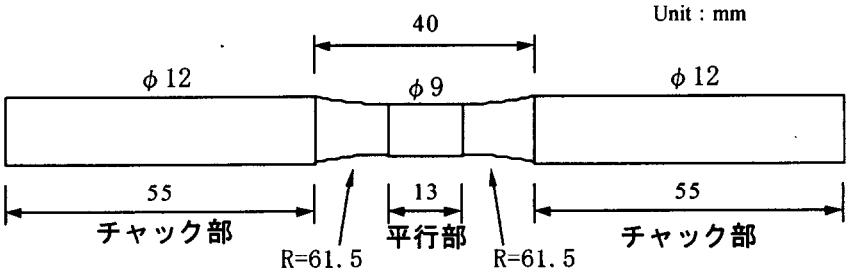


図 3-14 丸棒試験片の形状および寸法

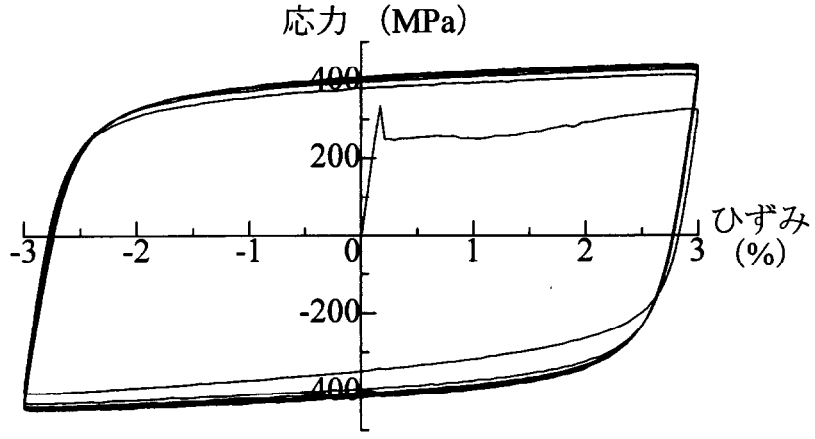
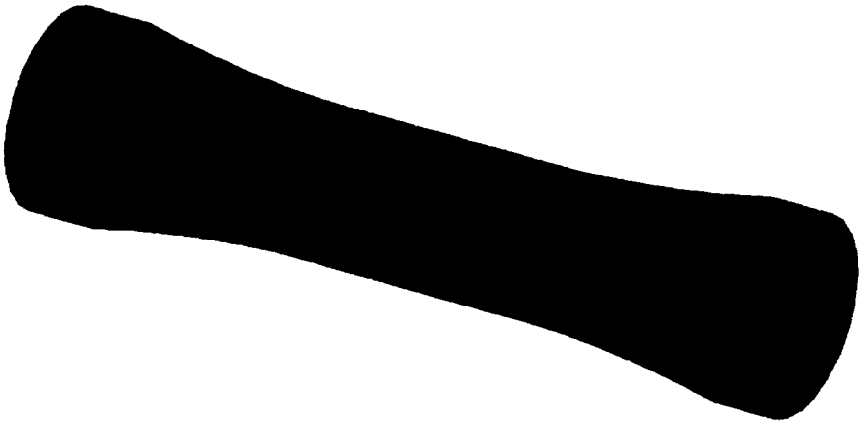


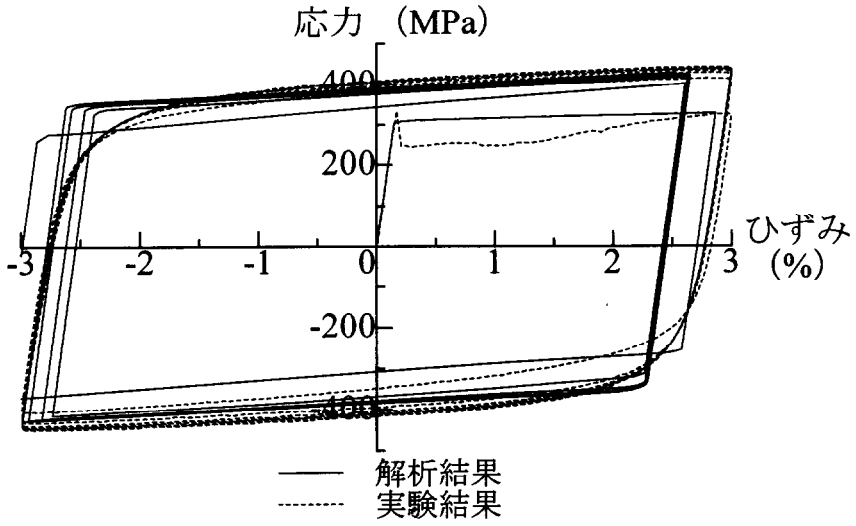
図 3-15 使用鋼材の繰返し応力—ひずみ関係

表 3-5　降伏曲面の大きさの変化の定義に用いた値

サイクル	等価塑性ひずみ $\overline{\varepsilon_i^{pl}}$	降伏曲面の大きさ σ_i^0 (MPa)
1	0.03	287.4
2	0.15	362.6
3	0.27	374.6
4	0.39	377.6
5	0.51	382.3



(a)　丸棒試験片の FEM モデル



(b)　解析結果得られた応力―ひずみ関係

図 3-16　丸棒試験片の FEM 解析

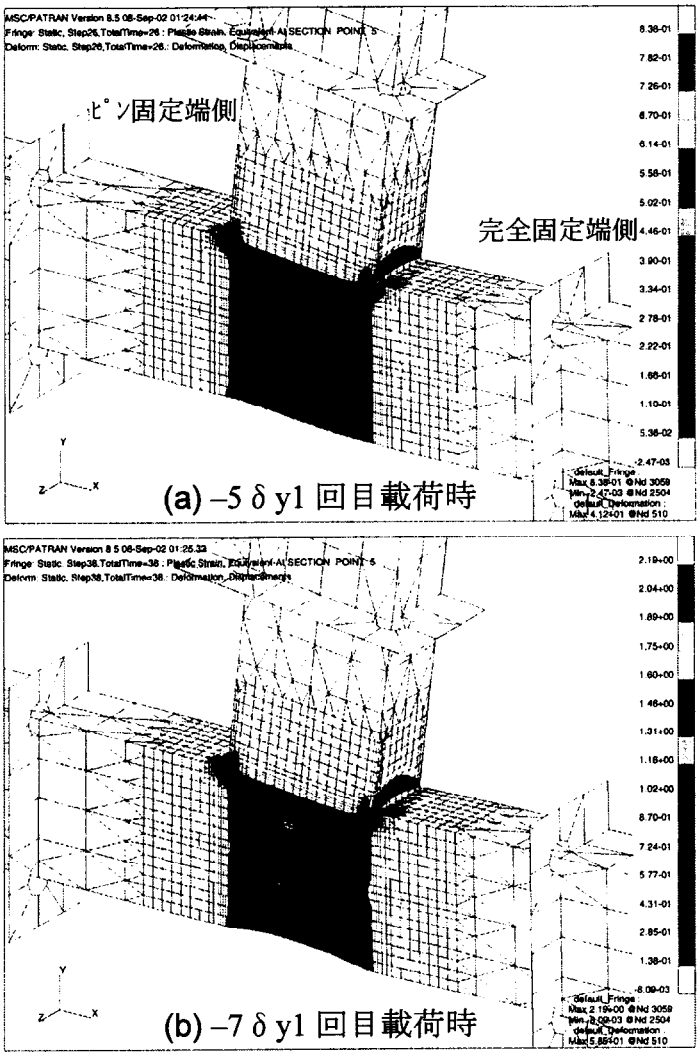


図 3-17 変形・ひずみ分布図（供試体 No.1，相当塑性ひずみ）

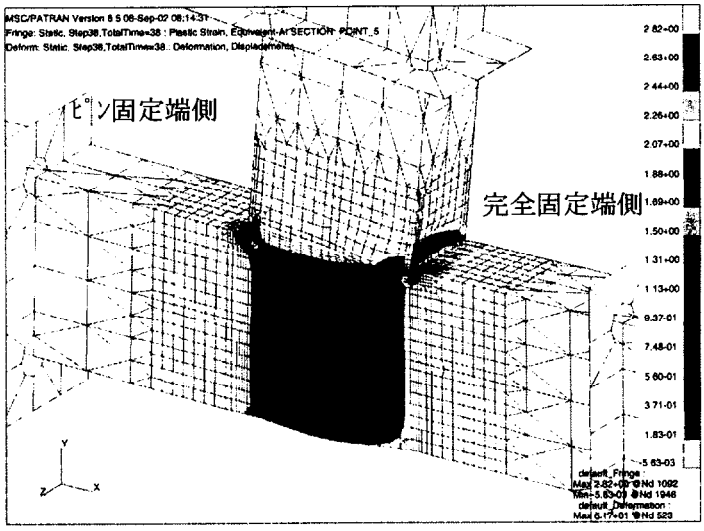
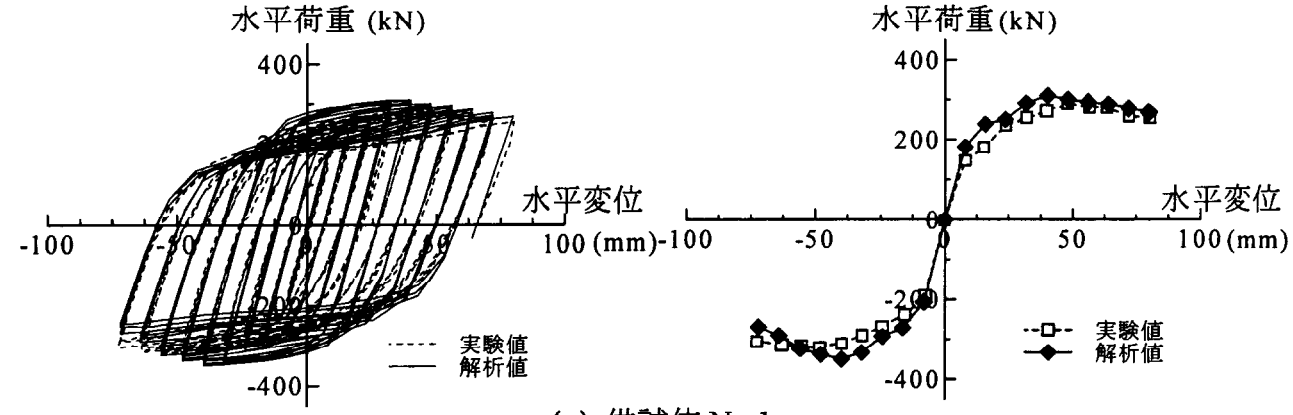
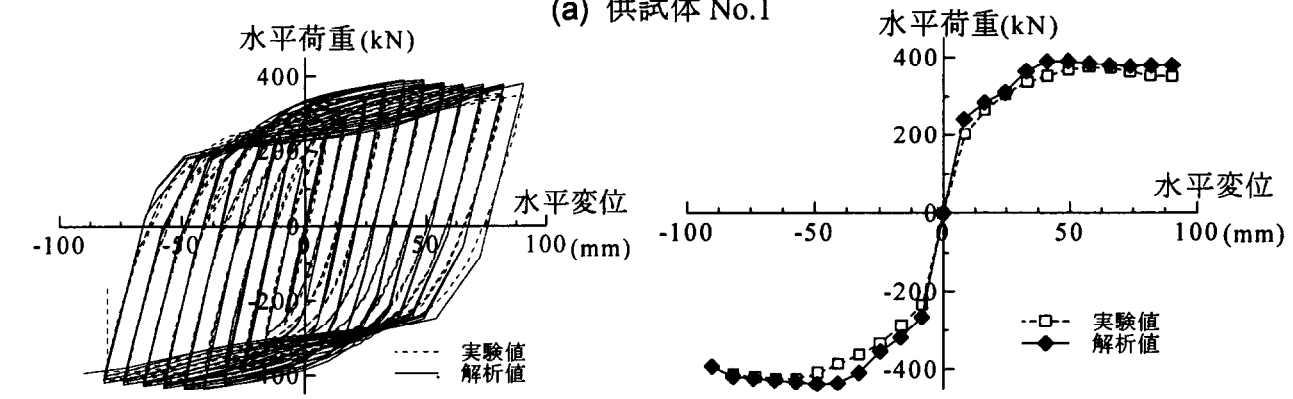


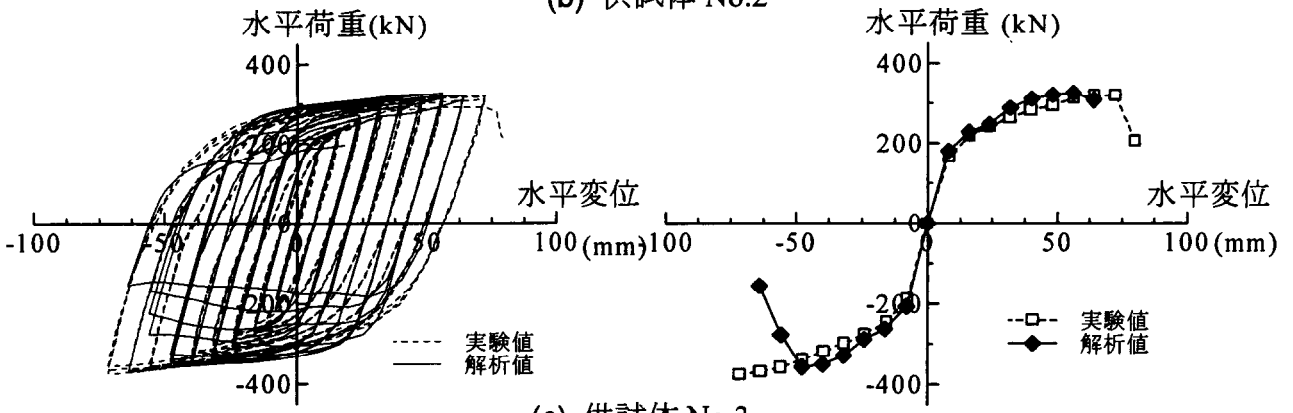
図 3-18 変形・ひずみ分布図（供試体 No.3，-7 δ 1 回目）



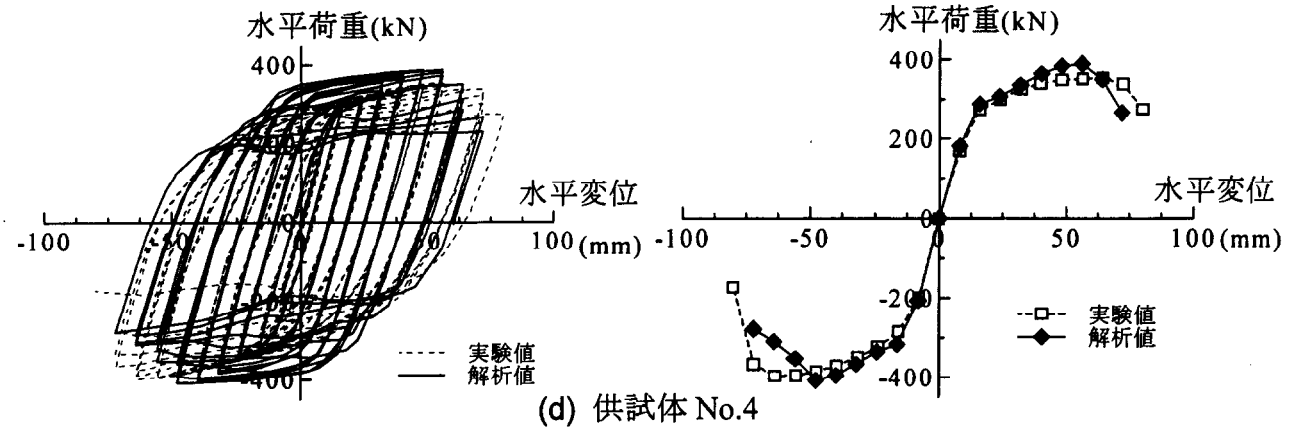
(a) 供試体 No.1



(b) 供試体 No.2



(c) 供試体 No.3



(d) 供試体 No.4

図 3-19 実験結果と解析結果との比較

(左：水平荷重-水平変位関係，右：包絡線)

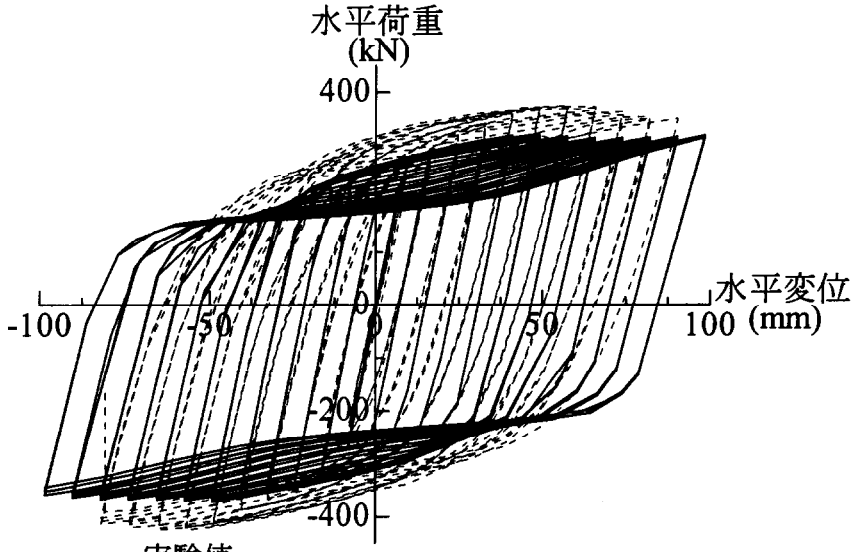


図 3-20 降伏曲面の大きさの変化の考慮の影響
(供試体 No.2)

表 3-6 解析モデルの諸元

モデル	Rf	Rw	(γ/γ*)f	(γ/γ*)w	P/Py	備考
No1	0.336	0.373	4.65	6.16	0.09	実験条件
No1-st	0.336	0.373	2.99	4.05	0.09	縦補剛材剛比の影響
No1-R04	0.391	0.401	3.10	3.05	0.09	幅厚比の影響
No1-R05	0.488	0.501	3.01	2.96	0.09	幅厚比の影響
No3	0.336	0.373	4.65	6.16	0.09	実験条件
No3-st	0.336	0.373	2.99	4.05	0.09	縦補剛材剛比の影響
No3-R04	0.391	0.401	3.10	3.05	0.09	幅厚比の影響
No3-R05	0.488	0.501	3.01	2.96	0.09	幅厚比の影響
No4	0.336	0.373	4.65	6.16	0.09	実験条件
No4-st	0.336	0.373	2.99	4.05	0.09	縦補剛材剛比の影響
No4-R04	0.391	0.401	3.10	3.05	0.09	幅厚比の影響
No4-R05	0.488	0.501	3.01	2.96	0.09	幅厚比の影響
添字のfはフランジ，wはウェブを表す.						

表 3-7 解析結果のまとめ

モデル	H_{max}/H_y	δ_{max}/δ_y	パネルせん断座屈発生時期	柱フランジ座屈発生時期	損傷形式
No1	1.71	5.0	+2δy3回目	-5δy1回目	せん断座屈先行型
No3	1.80	7.0	発生せず	-5δy1回目	曲げ座屈卓越型
No4	2.15	7.0	発生せず	-5δy2回目	曲げ座屈卓越型
No1-st	1.78	5.0	+2δy2回目	-5δy1回目	せん断座屈先行型
No3-st	1.83	7.0	発生せず	-5δy1回目	曲げ座屈卓越型
No4-st	1.99	7.0	発生せず	-5δy1回目	曲げ座屈卓越型
No1-R04	1.57	4.0	+3δy1回目	-3δy3回目	せん断座屈先行型
No3-R04	1.55	4.0	発生せず	-3δy2回目	曲げ座屈卓越型
No4-R04	1.76	5.0	発生せず	-4δy1回目	曲げ座屈卓越型
No1-R05	1.41	3.0	+2δy2回目	-3δy1回目	せん断座屈先行型
No3-R05	1.50	3.0	発生せず	-3δy2回目	曲げ座屈卓越型
No4-R05	1.55	3.0	発生せず	-3δy2回目	曲げ座屈卓越型

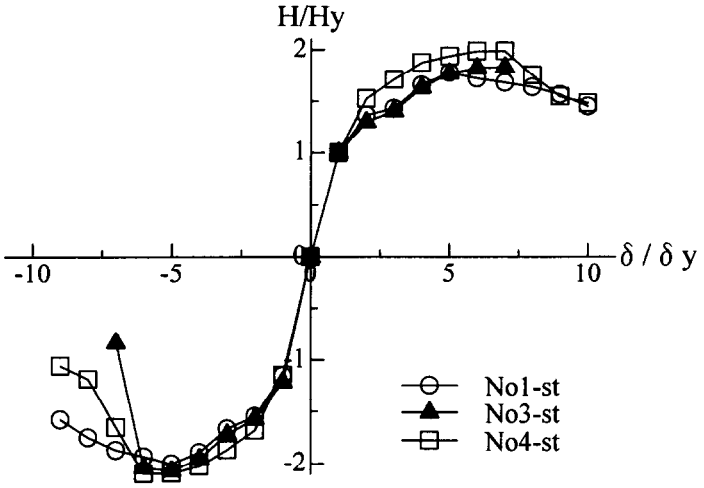
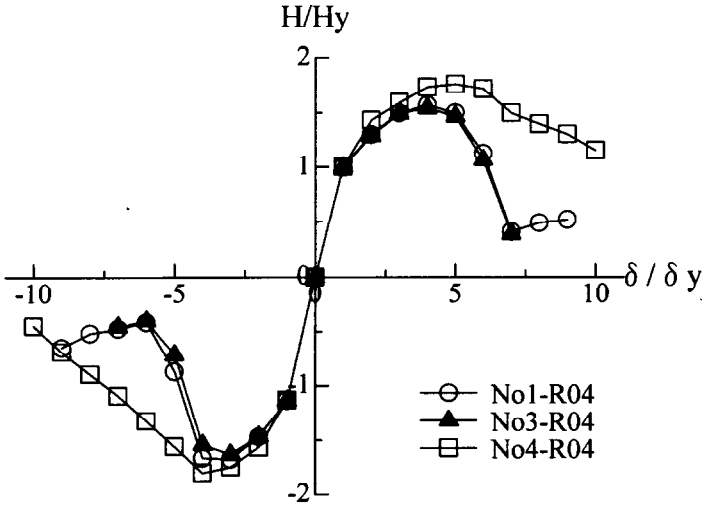
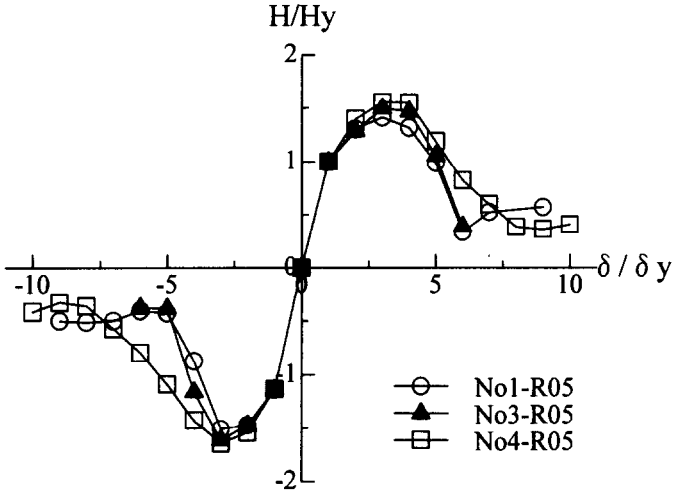


図 3-21 縦補剛材剛比を変化させた場合の隅角部パネルのリブ構造の違いの影響

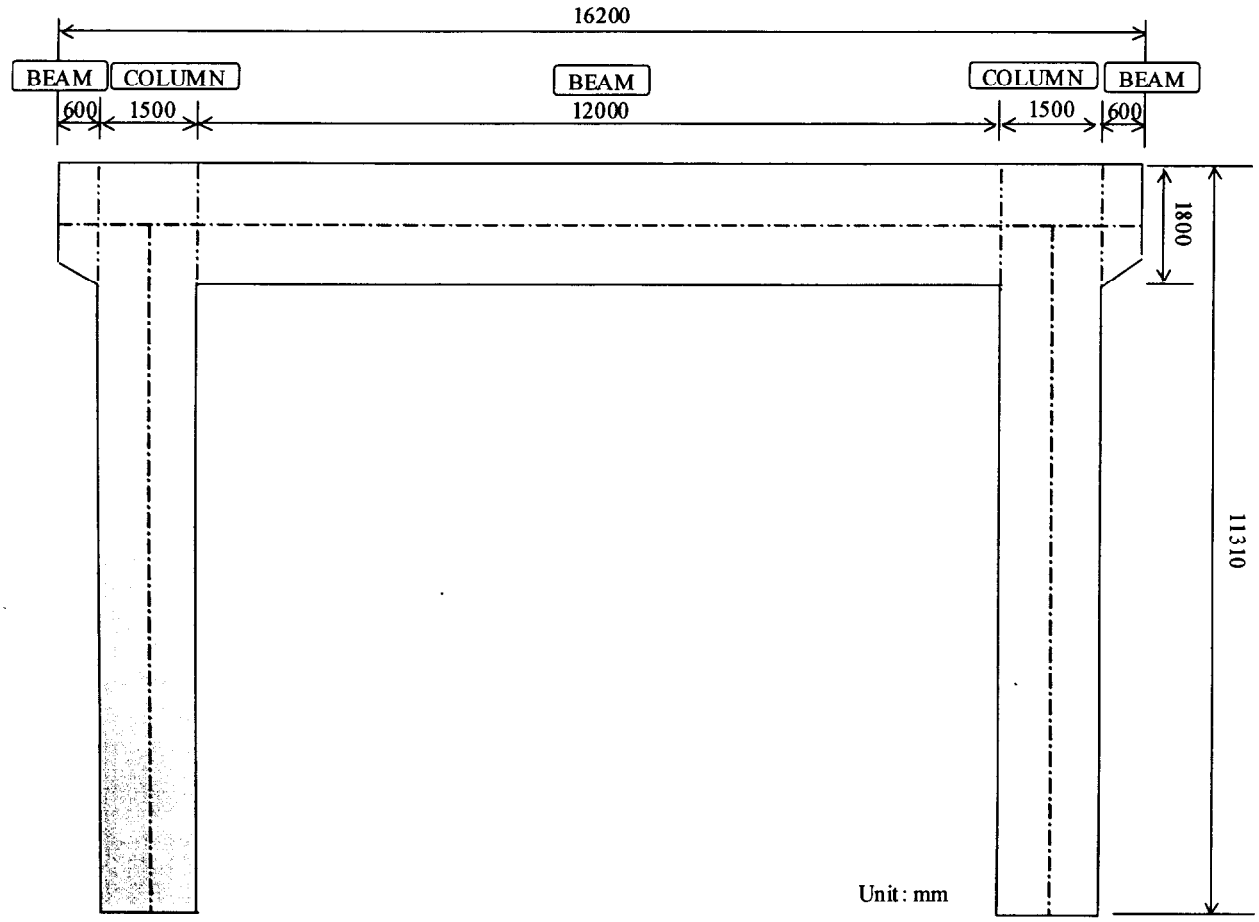


(a) 幅厚比パラメータＲを 0.4 とした場合



(b) 幅厚比パラメータＲを 0.5 とした場

図 3-22 幅厚比を変化させた場合の隅角部パネルのリブ構造の違いの影響



SECTION	着目板	幅	板厚	リブ本数	リブ突出幅	リブ厚	幅厚比R	γ / γ＊	使用鋼材
COLUMN	フランジ	2000	16	4	180	20	0.488	3.01	SS400
COLUMN	ウェブ	1500	15	3	175	20	0.488	3.02	SS400
COLUMN	ダイヤフラム	-	20	-	-	-	-	-	SS400
BEAM	フランジ	2000	16	4	182	16	0.488	3.07	SS400
BEAM	ウェブ	1800	12	2	122	12	-	3.01	SS400
BEAM	ダイヤフラム	-	16	-	-	-	-	-	SS400

図 3-23　新設ラーメン橋脚の形状および寸法

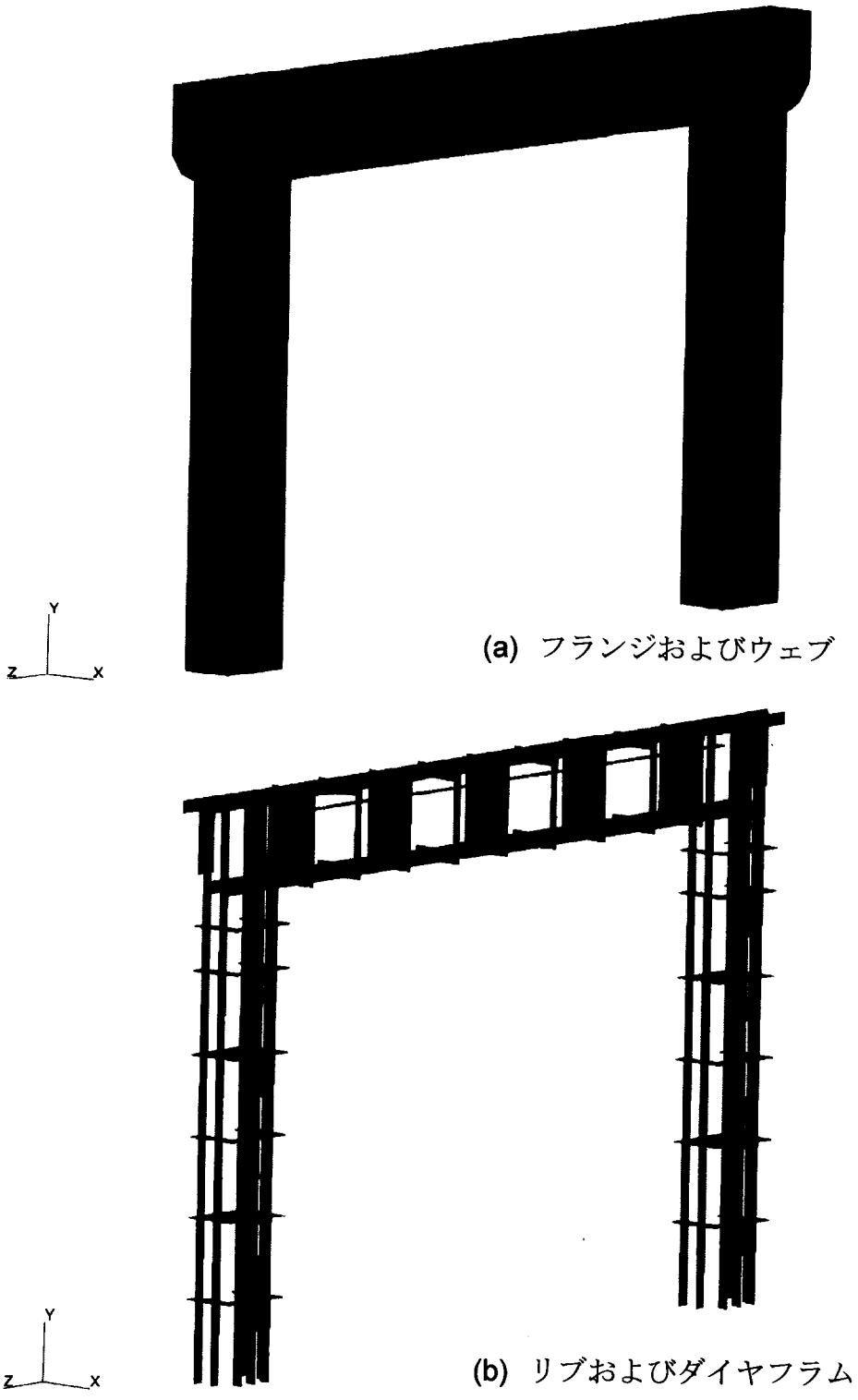
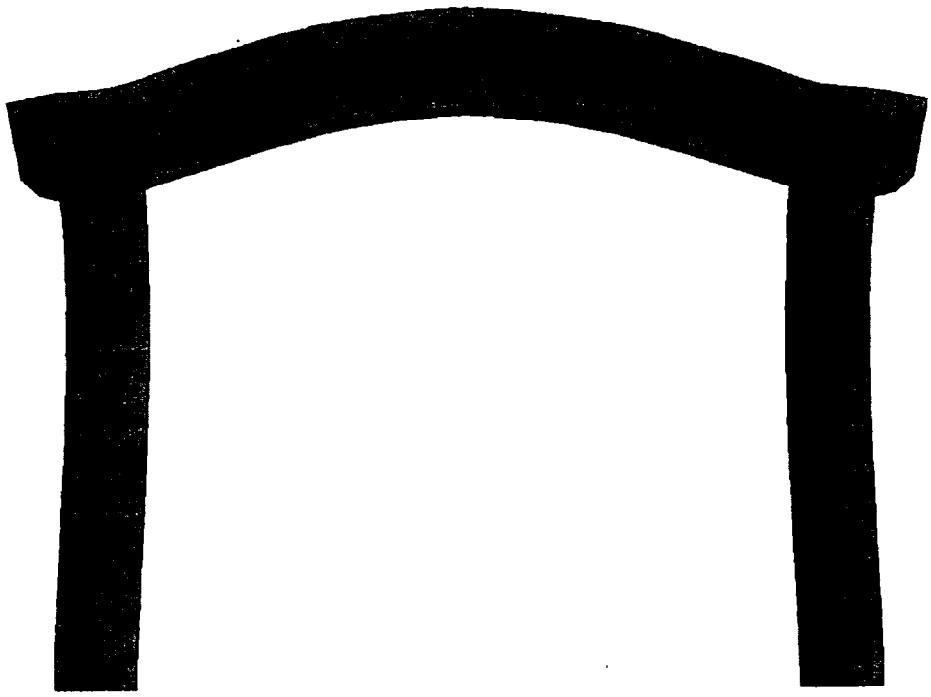


図 3-24　新設ラーメン橋脚の解析モデル

(a) 1次モード(固有振動数f_1=1.6750Hz)



(b) 2次モード(固有振動数f_2=4.7077Hz)

図 3-25　新設ラーメン橋脚の解析モデル

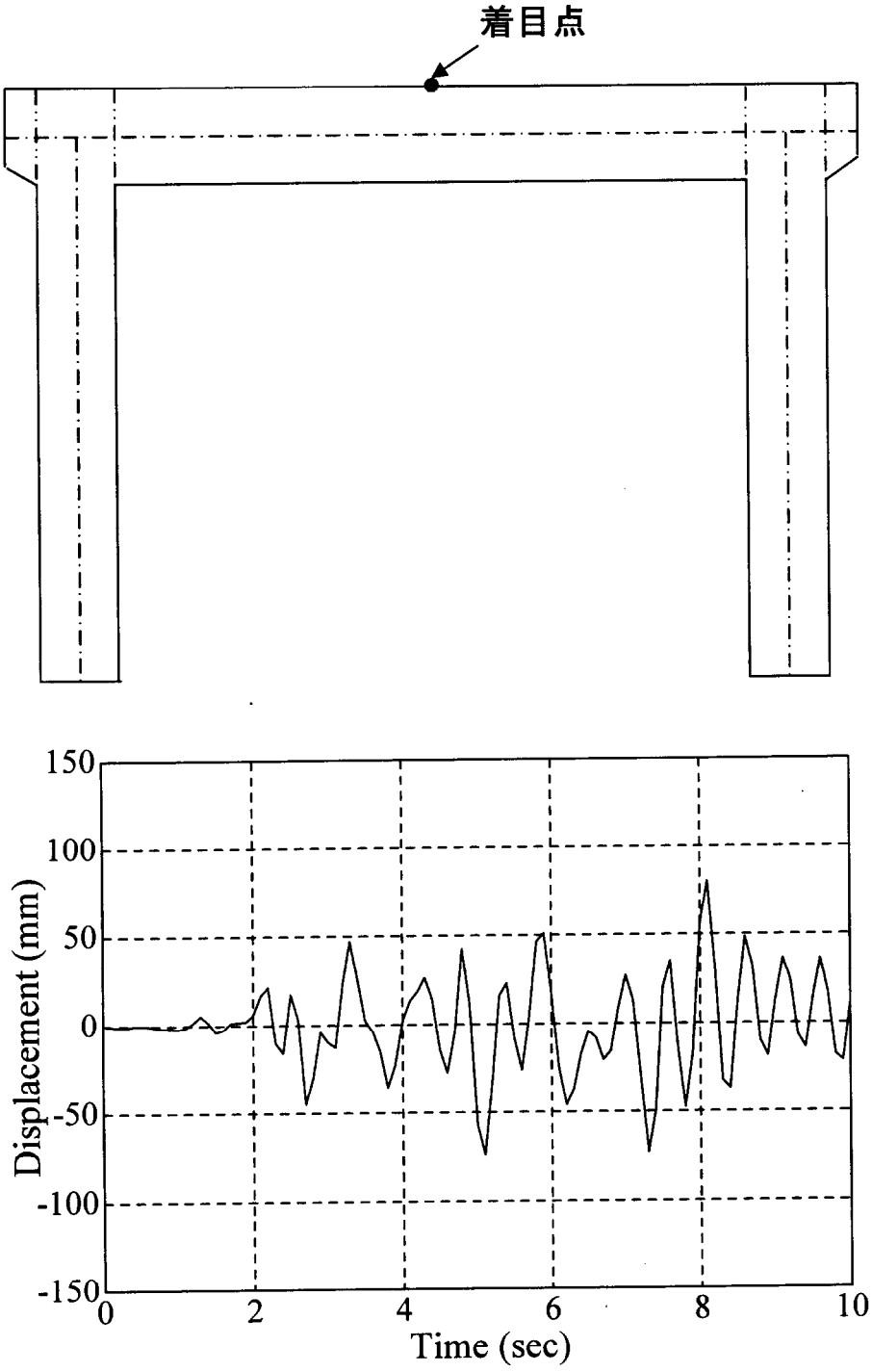
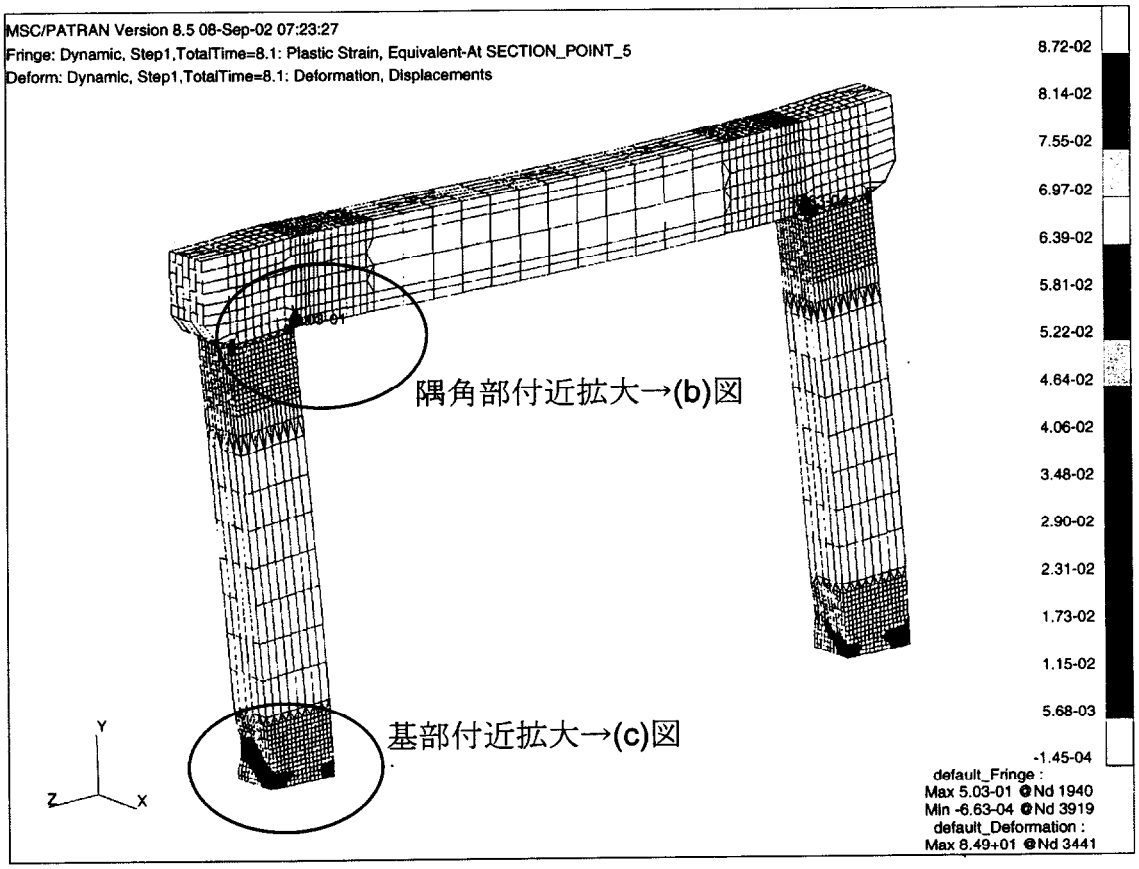
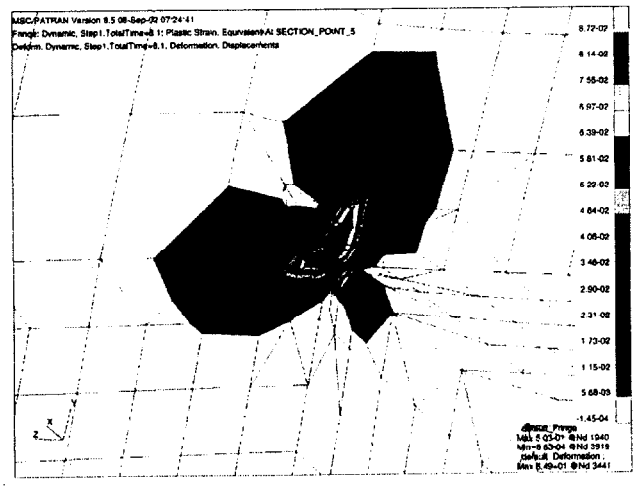


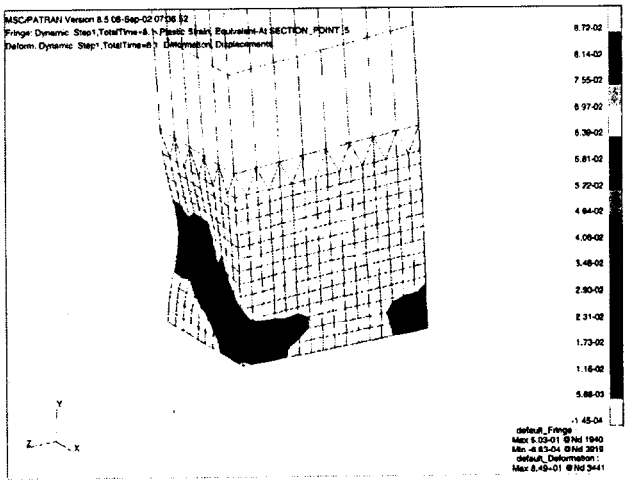
図3-26　新設ラーメン橋脚の応答変位時刻歴
（JR鷹取駅観測加速度波形入力）



(a) 全体図

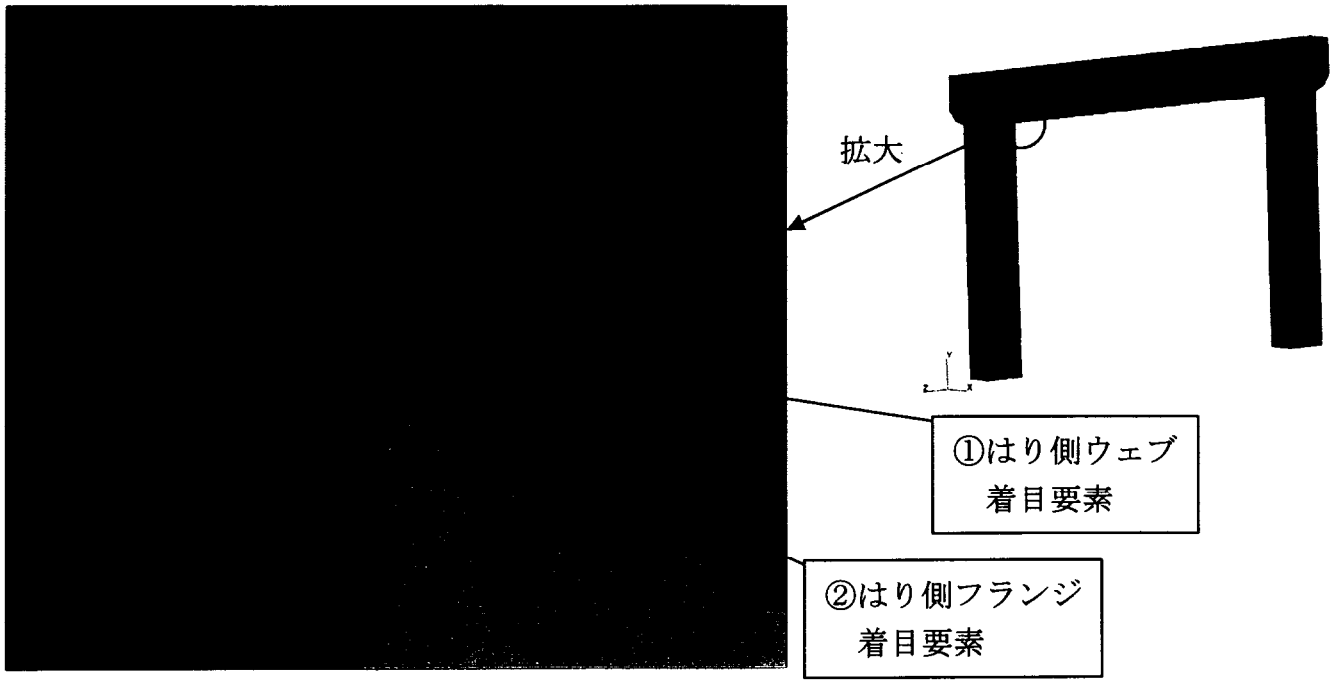


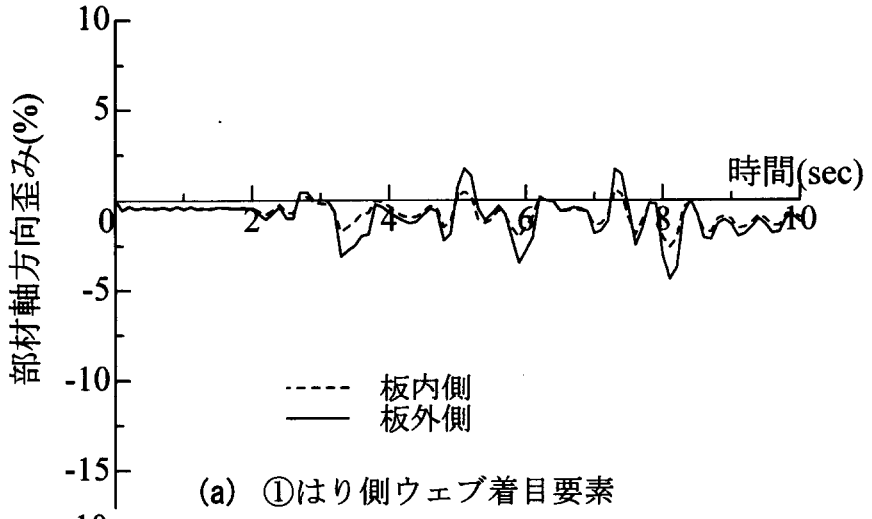
(b) 隅角部付近拡大図



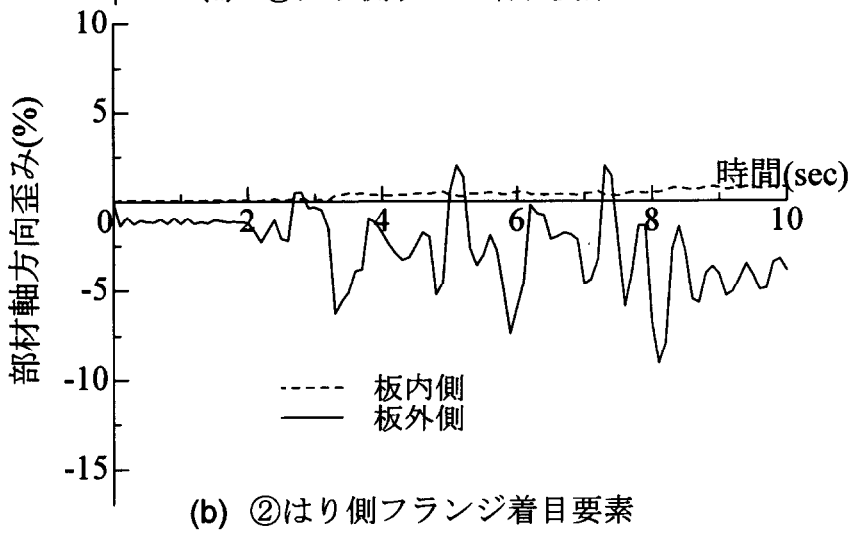
(c) 基部付近拡大図

図3-27 新設ラーメン橋脚の変形・相当塑性ひずみ分布図
(JR鷹取駅の地震波形入力，最大変位8.1sec時)





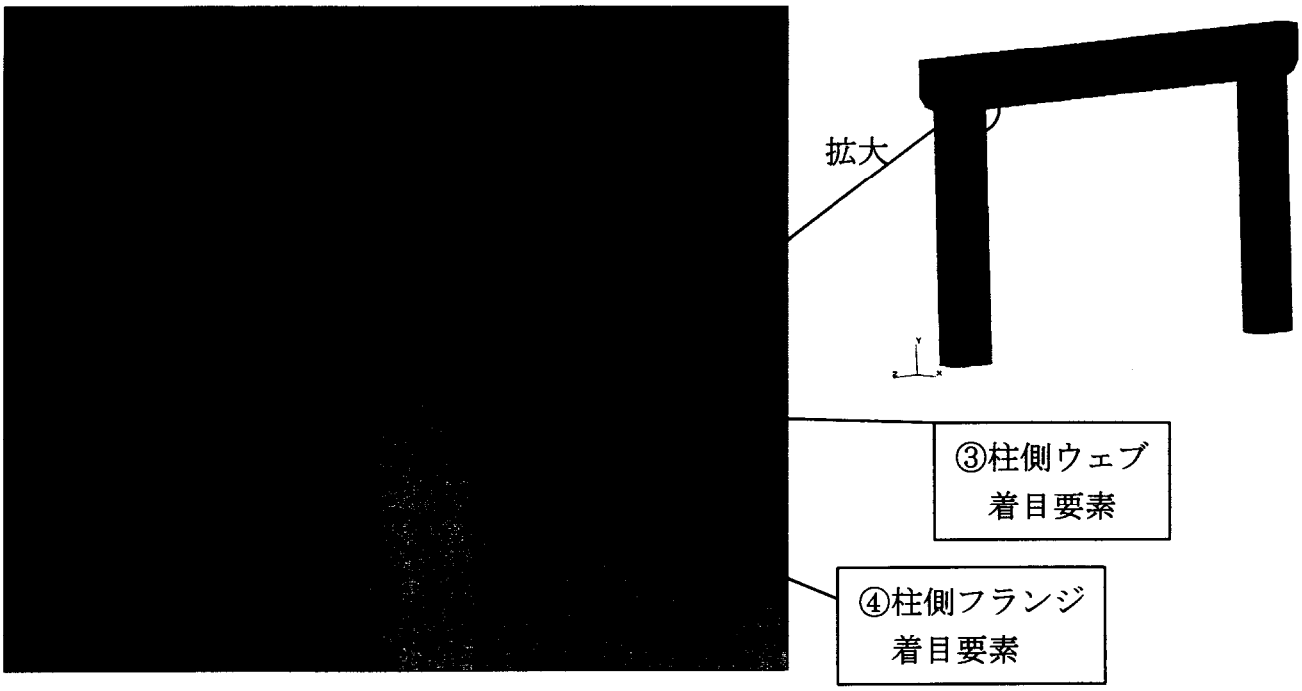
(a)　①はり側ウェブ着目要素

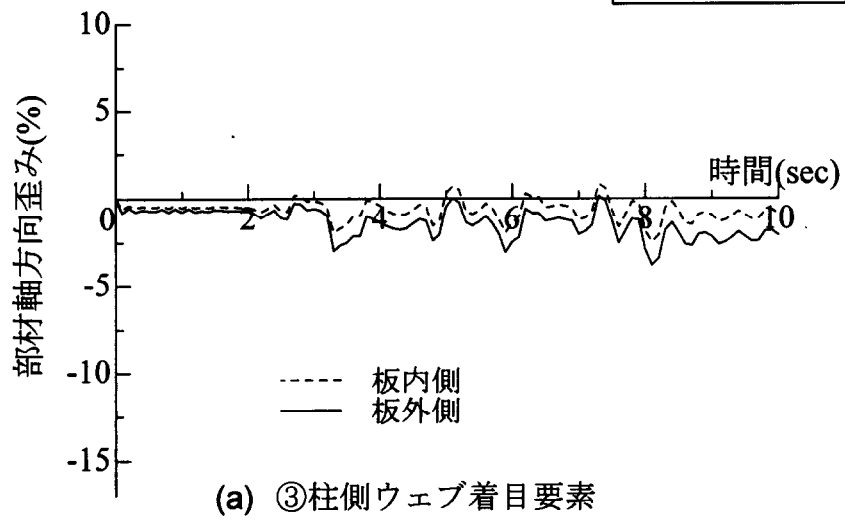


(b)　②はり側フランジ着目要素

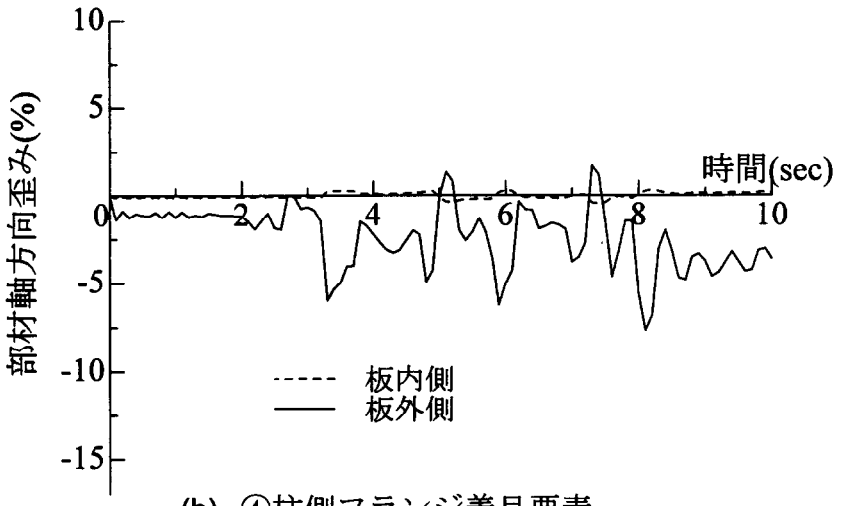
図3-28　新設ラーメン橋脚の動的解析結果

(JR鷹取駅観測波形入力，隅角部近傍のひずみの変化－はり側要素)



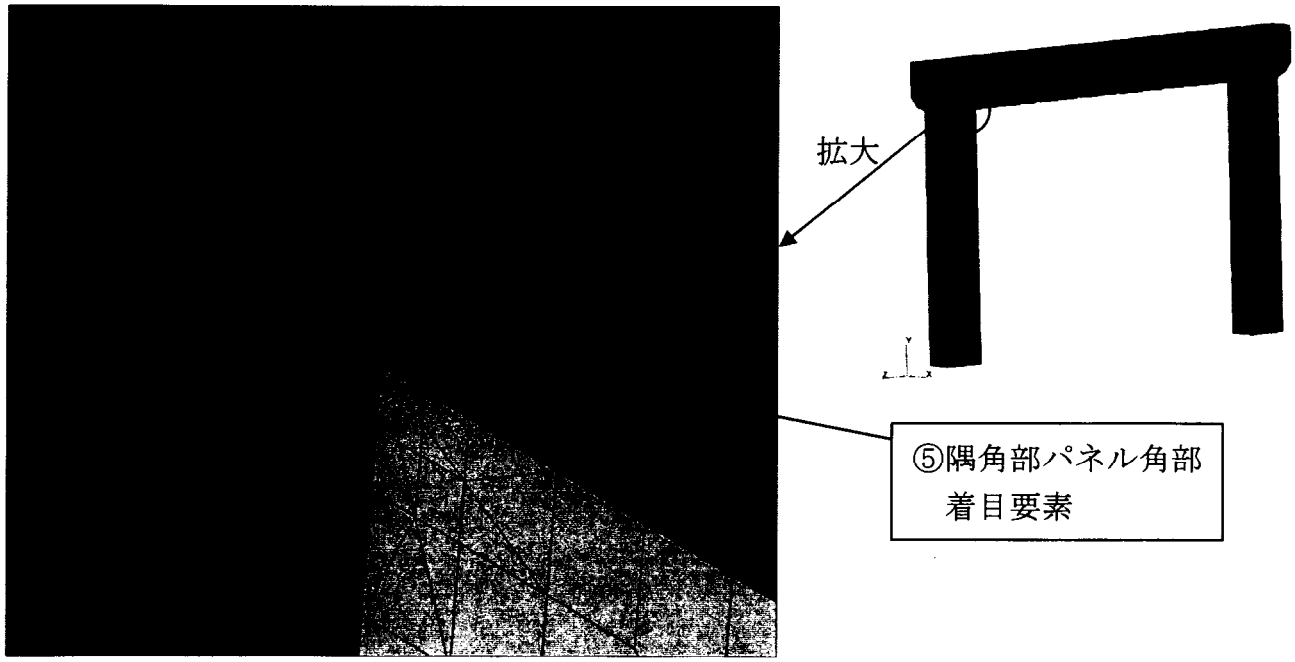


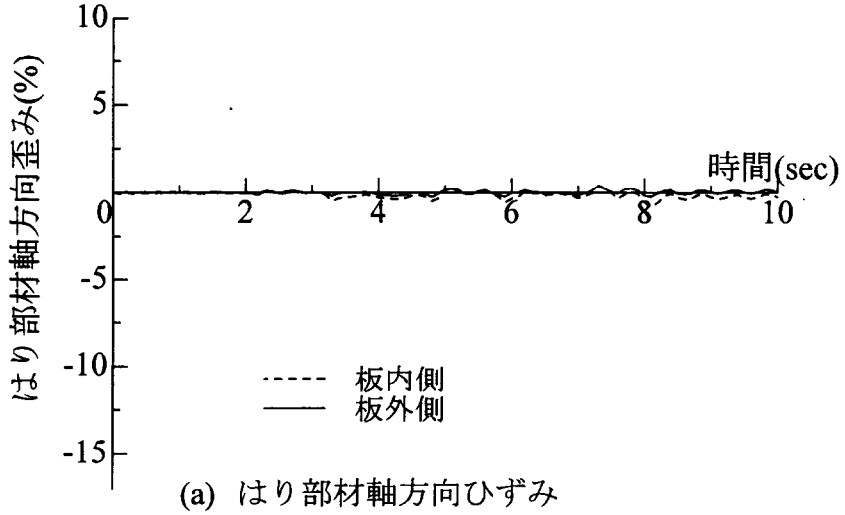
(a) ③柱側ウェブ着目要素



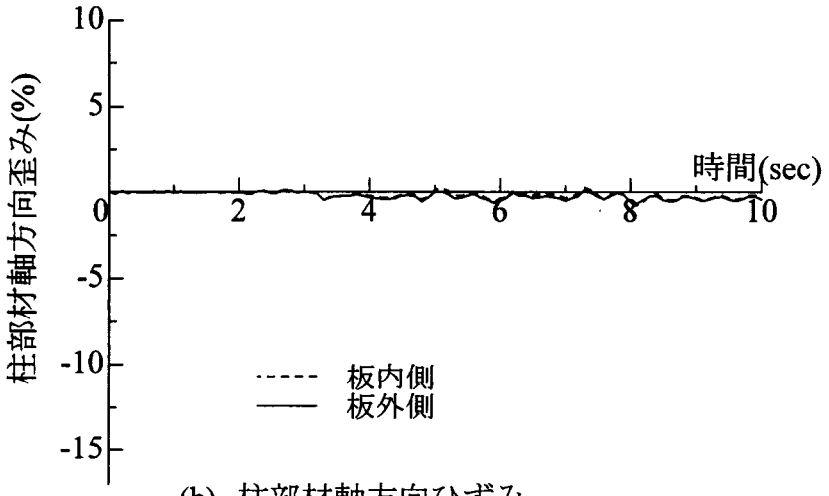
(b) ④柱側フランジ着目要素

図3-29　新設ラーメン橋脚の動的解析結果
(JR鷹取駅観測波形入力，隅角部近傍のひずみの変化－柱側要素)





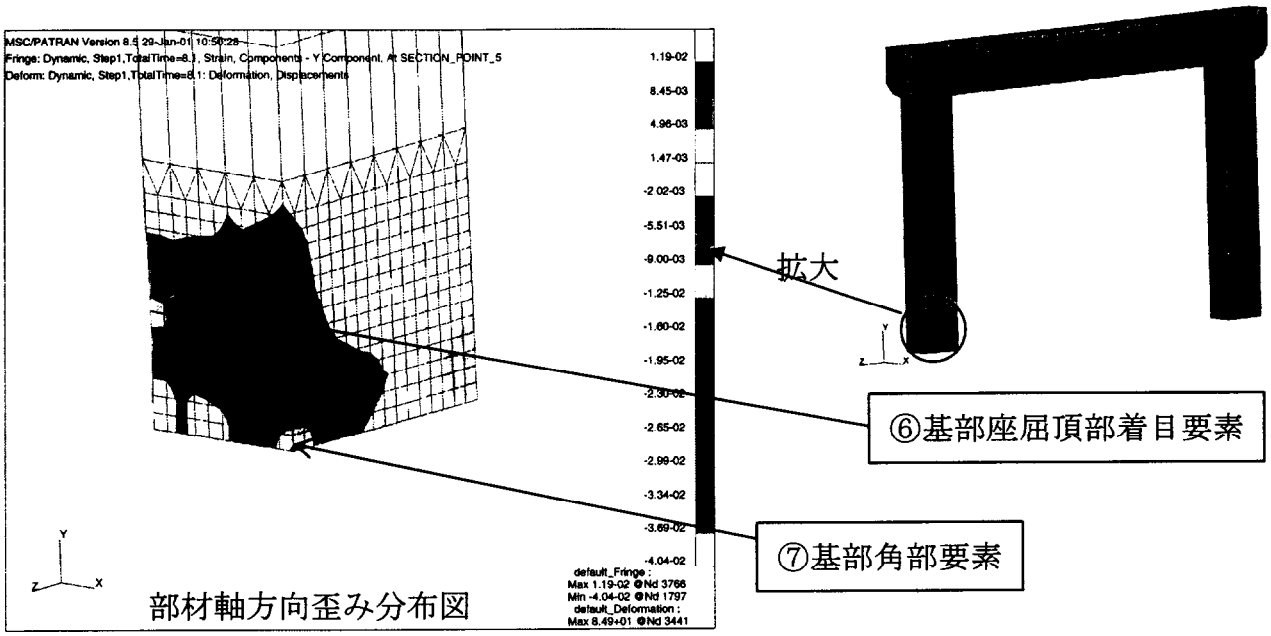
(a) はり部材軸方向ひずみ

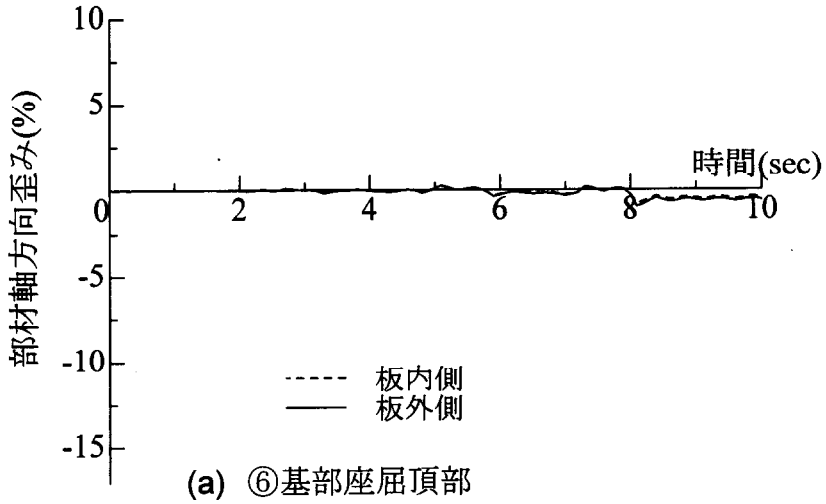


(b) 柱部材軸方向ひずみ

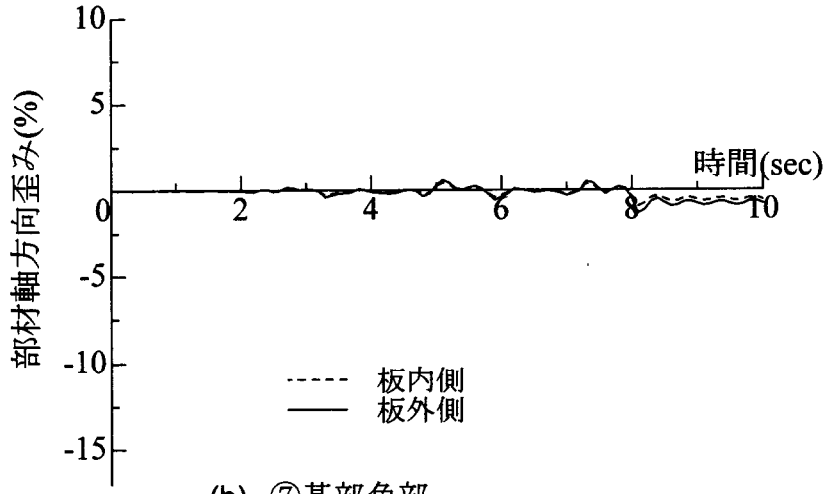
図3-30　新設ラーメン橋脚の動的解析結果

(JR鷹取駅観測波形入力，隅角部近傍のひずみの変化－ ⑤隅角部パネル角部要素)





(a) ⑥基部座屈頂部



(b) ⑦基部角部

図3-31　新設ラーメン橋脚の動的解析結果
(JR鷹取駅観測波形入力，隅角部近傍のひずみの変化－ 基部要素)

第４章

鋼製橋脚における地震時脆性破壊の特徴と発生シナリオ

4-1 はじめに

第 3 章では，鋼製橋脚のうち，ラーメン形式の鋼製橋脚を対象として，その隅角部の変形性能を活用した良好な弾塑性挙動を保証するための補剛設計法について述べた．その中で，新設構造物を想定した場合にも，大規模地震時には，隅角部角部などに塑性ひずみが発生する可能性があることを示し，低サイクル疲労および脆性破壊の発生が懸念されることを述べた．特に，脆性破壊は構造物の耐力を急激に奪う極めて危険な破壊形式であり，変形性能を活用することを目的とした設計法においては，変形性能を保証すべき変位レベル以下では，脆性破壊を防止することが絶対的な前提条件である．すなわち，鋼製橋脚の大規模地震に対する耐震設計法の確立を目指す上で，**第 3 章**で述べたような鋼製橋脚の弾塑性挙動に着目した構造的なアプローチによる検討のほか，脆性破壊防止について検討することが極めて重要である．その際，脆性破壊の発生が最終的には鋼材の破壊靭性に依存する[1]ことから，特に，鋼材靭性に着目した材料的な検討が不可欠であると考えられる．

本研究では，本章以降，3 つの章にわたって，鋼製橋脚の地震時脆性破壊の防止を保証するための方法を，主に，材料的なアプローチにより検討する．そのうち，本章では，兵庫県南部地震での被害調査[2)-6)]から，鋼製橋脚における地震時脆性破壊の特徴を示し，それを踏まえて，脆性破壊の防止のための課題を述べる．そこで，脆性破壊防止のためには，材料的な検討が不可欠であることを指摘し，鋼材靭性面から明確化が必要な，起点となるき裂とその特徴，および，鋼製橋脚におけるひずみ履歴特性について，き裂損傷に関する既往の研究成果[7)-17)]等から検討し，それに基づいて，防止対策を講じるために必要な検討項目および脆性破壊の発生シナリオを示す．

なお，低サイクル疲労については，本研究では以下のような扱いをする．低サイクル疲労については，き裂発生によって構造物の挙動や耐力に急激な変化がもたらされることはない[16)]が，地震後の補修・復旧の観点からは，防止することが望ましい．ただ，低サイクル疲労の防止対策としては，低サイクル疲労が材料非依存の現象である[18)]ことから，材料的な対策ではなく，ひずみ集中を低減することを目的とした構造的なディテールの改善が主な対応策となる[14)]が，そのような構造的な対策では限界があるとの指摘もある[19)]．これらを踏まえて，本研究では，低サイクル疲労き裂について，き裂そのものの防止を考えることより，兵庫県南部地震でも見られた[2)]ような，き裂が発生してそれを起点として脆性破壊へ移行することを最も避けなければならない現象と捉え，その防止法について検討する，すなわち，脆性破壊の起点のひとつとして考えることとする．

4-2 兵庫県南部地震で発生した脆性破壊の特徴

ここでは，兵庫県南部地震で鋼製橋脚において発生した脆性破壊の被害例およびその原因調査[2)-6)]をもとに，脆性破壊発生部位ごとに，その特徴を述べる．兵庫県南部地震での鋼製橋脚における脆性破壊は，発生部位により分類すると，以下のようになる。

a) 箱型断面鋼製ラーメン橋脚隅角部角部（神戸ハーバーハイウェイ P75 橋脚，阪神高速道路脇浜地区橋脚）
b) 円形断面単柱橋脚における基部の局部座屈部
c) 円形断面単柱橋脚における柱中間断面変化部の局部座屈部（阪神高速道路３号神戸線 P584）
d) 橋脚基部の補強用三角リブ溶接止端部（阪神高速道路脇浜地区橋脚）

以下に，各部位で発生した脆性破壊の特徴を述べる．

a) 箱型断面鋼製ラーメン橋脚隅角部角部

神戸ハーバーハイウェイ P75 橋脚（**写真 4-1**）では，隅角部角部付近に大きな塑性ひずみが導入され鋼材が脆化していた上，高いひずみ速度の影響で脆性破壊が発生しやすい状況となっていたとされている[3)]．ただ，その際，鋼材の破壊靭性の変化については，10%を超える大ひずみを受けたこと自体による影響の方が，高いひずみ速度の影響よりも大きいことが確かめられている．**第２章**にも述べたように，隅角部角部には大規模地震時には大きな塑性ひずみが導入される可能性が高い．また，原因調査の中で，破面調査を実施し，脆性破壊の起点の特定が試みられた結果，２つの起点があり，その一方には，延性き裂が起点付近にあるとしているほか，もう一方には特に起点となったと見られるき裂の発生は確認されなかったと報告されている[3)]．ここで特に注意すべきは，少なくとも地震発生以前には，疲労き裂のような，起点となるようなものがなかったことである．ただ，最近の研究で，隅角部には溶接部に大きな不溶着部が存在することが指摘されており[13)]，不溶着部をき裂とみなして溶接継手の脆性破壊強度を評価した例[20)]もあり，P75 橋脚についても破面写真からは不溶着部と見られる領域を見ることができ，不溶着部が起点となった可能性もある．なお，**写真 4-2** に示すような鋳鋼管柱を有するラーメン橋脚隅角部での脆性破壊[4)]については，材料の靭性が本研究で考えている通常圧延鋼材とは著しく異なると考えられ，条件が違い過ぎるため，ここでは引用を避ける．

b) 円形断面単柱橋脚における基部の局部座屈部

c) 円形断面単柱橋脚における柱中間断面変化部の局部座屈部（写真 4-3）

b)と c)については，発生場所が異なるが，発生状況はほぼ同様と考えることができる．これらの部位で発生したき裂は，局部座屈に伴う大きな塑性ひずみを繰返し受けることにより発生した低サイクル疲労き裂であるとする報告[21]もあるが，き裂が円形断面のほぼ全円周にわたって発生していることから，低サイクル疲労き裂が発生した後脆性破壊へ移行したと推測される．しかしながら，局部座屈頂部内側のように大きく圧縮塑性ひずみが導入される場合には，その圧縮塑性ひずみ導入の際に微小な鋭いき裂が発生する可能性があり[7)-11)]，大きな圧縮塑性ひずみの導入により鋼材が著しく脆化していると考えられることも鑑みると，既往の実験でも除荷時に脆性破壊が生じた例[9)-10)]があるなど，脆性破壊の起点については，低サイクル疲労き裂のほか，このような圧縮塑性ひずみを受けて発生するき裂である可能性も否定できない．このように，起点については不明瞭であるが，これら b)と c)については，三木らが，脆性破壊が生じた橋脚に隣接する同様の構造形式を有する橋脚から採取したサンプルに基づき，局部座屈部では鋼材が 10%を超える塑性ひずみを受けて著しく脆化していたために脆性破壊へ移行しやすくなっていたことを指摘しており[6)]，塑性ひずみ履歴による鋼材の靭性劣化が脆性破壊発生の主要因であることは間違いないと考えられる．

d) 橋脚基部の補強用三角リブ溶接止端部（写真 4-4）

鋼製橋脚基部には，補強用として三角リブが溶接により設置されている場合が多い．鋼製橋脚において大規模塑性変形が繰返し発生した場合には，その溶接止端部に繰返し塑性ひずみが導入され低サイクル疲労き裂が発生する可能性があることは，既往の実験[15)-17), 22)]からもよく知られている．兵庫県南部地震でみられた**写真 4-3** に示したき裂損傷は，橋脚基部の補強用の三角リブ溶接止端部に沿って箱型断面全周にわたって発生しており，これは，それぞれの三角リブ溶接止端部に発生した低サイクル疲労き裂を起点として脆性破壊が生じ，互いにつながったものと推測される．ただ，この部位でも，鋼製橋脚が弾塑性挙動を呈する中で，基部三角リブ溶接止端部に，上述のような，圧縮塑性ひずみにより発生するき裂が発生する可能性も否定はできないが，実験での低サイクル疲労き裂の発生と兵庫県南部地震以降に行われた鋼製橋脚[23)]や隅角部[24)]の低サイクル疲労試験でも脆性破壊が確認されていることから，低サイクル疲労き裂が起点となって発生したものと考えられる．この場合にも，地震時の 10 回以下の繰返しひずみで低サイクル疲労き裂が発生したことを考えると，大きな塑性ひずみが鋼材に導入されていることは間違いなく，鋼材靭性の劣化が生じていたものと考えられる．

以上のように，鋼製橋脚に地震時に発生した脆性破壊は，ラーメン橋脚隅角部角部，橋脚基部，断面変化部という，いずれも地震時に局所的に大きな塑性ひずみが発生し，使用鋼材が塑性ひずみの影響により劣化が生じる可能性のある部位において，局所限

定的に発生すると考えられる．そのため，それらは，従来考えられてきたような交通荷重等の活荷重により発生した疲労き裂を起点とした比較的低応力下で発生する脆性破壊とは特徴を異にし，塑性変形を伴って大きな塑性ひずみ作用下で発生したという特徴がある．さらに，後述のように，起点となる可能性のあるき裂にも幾つかの種類があると考えられることも重要な特徴である．そこでは，塑性ひずみ履歴による鋼材の脆化[25)-34)]が主要因であると考えられる一方，起点となるき裂およびその先端形状[35)]などの特徴も影響を与えている可能性がある．

4-3 脆性破壊防止のための対策と課題

上記のように，これまでの兵庫県南部地震での被害調査[2)-6)]から，鋼製橋脚における地震時脆性破壊発生の主要因は，地震時の塑性ひずみ履歴による鋼材の靭性劣化であると考えられる．したがって，鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止のためには，基本的には，構造的に塑性ひずみを低減することと，材料的な対策として塑性ひずみを受けたあとも十分な破壊靭性を有している鋼材を適用することが必要となると考えられる．本研究では，新設構造物を対象としているが，**第３章**で提案したように，変形性能を活用できるような比較的厚肉化された新しい補剛構造を有する場合にも，最大耐力時で5%以下程度，最大耐力を超えその95%に低下した時点で10%以下程度に達する大きな塑性ひずみの発生が予想され，構造的な対策には自ずと限界がある．そのため，優れた鋼材靭性を保証した材料的な対策が不可欠となる．

鋼材特性面から，塑性ひずみを受けたあとも十分な破壊靭性を有している鋼材を適用するという対策を考える際には，塑性ひずみの履歴の種類やひずみレベルによって鋼材の靭性劣化の程度は異なることから，どのような塑性ひずみ履歴を考慮すべきか，それによってどの程度鋼材は劣化すると想定すればよいのかということを決定して，どの程度の破壊靭性レベルであれば脆性破壊を防止できるのか定義する必要がある．しかしながら，そのためには，鋼製橋脚にどのようなき裂が発生し得るのか，また，脆性破壊の起点となり得るき裂の種類とそのき裂先端形状などの特徴はどのようであるのかを明確化し，それぞれのき裂の種類に対して，脆性破壊の発生挙動を評価するための発生シナリオを設定することが重要である．

そこで，本章では，以下，鋼製橋脚における地震時のひずみ履歴特性をまとめるとともに，鋼製橋脚に発生し地震時に脆性破壊の起点となり得るき裂について，既往のき裂損傷に関する研究成果をもとに，タイプ分けし，その特徴を述べることとする．最後にそれをもとに，脆性破壊の発生シナリオを示す．

なお，脆性破壊防止には，構造的な対策により，起点となるき裂そのものの発生を防止するという考え方も重要であるが，低サイクル疲労について，先に述べたように，基本的にはいずれの対応策も限界があり，鋼材靭性面から対応する必要があると考え

られる．

4-4 鋼製橋脚におけるひずみ履歴の特徴

鋼製橋脚における地震時脆性破壊の発生には，地震時に鋼材が塑性ひずみを受けてどの程度脆化しているのかが支配的な影響を有している．その際，鋼材がどの程度脆化したのかを知るためには，鋼材がどのような塑性ひずみ履歴を受ける可能性があるのかを想定しなければならない．**第３章**では，実験および解析により，鋼製橋脚における塑性ひずみ履歴の特徴として，引張あるいは圧縮の一方へ偏ってその領域で変動する，いわゆる，片振りひずみ履歴となる傾向があることが明らかにしており，同様の傾向が既往の実験[36)-37)]および解析的な検討[38)-41)]で確認されている．

また，ひずみレベルとしては，**第３章**での新設構造物の鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象とした実験的検討から，その最大耐力時に5%以下程度，最大耐力を超えその95%に低下した時点で10%以下程度に達する可能性があることが明らかになっている．

4-5 起点となるき裂

ここでは，兵庫県南部地震における脆性破壊被害の原因調査[2)-6)]のほか，き裂損傷に関する既往の研究[7)-17)]を調査し，その結果から，鋼製橋脚に発生し脆性破壊の起点となる可能性のあるき裂として，以下の３つのタイプのき裂を考慮することとした．

タイプ１：地震時に受ける塑性ひずみ履歴により発生する低サイクル疲労き裂[14)-17)]
タイプ２：地震以前に交通荷重等の活荷重により発生していた疲労き裂[12),13)]
タイプ３：地震時に圧縮塑性ひずみを受けて発生する微小なき裂[7)-11)]

以下および**表 4-1** に，各き裂タイプの特徴を述べる．

a) タイプ１のき裂

鋼製橋脚に地震時に発生する 10 回以下の繰返し塑性ひずみにより，ひずみ集中部で発生する可能性があり，兵庫県南部地震では，円形断面橋脚の局部座屈部や橋脚基部の補強用三角リブ溶接止端部で発生した[1),21)]ほか，鋼製橋脚のハイブリッド実験では，三角リブの設置していない鋼製橋脚基部でも発生している[22)]．また，ラーメン橋脚隅角部角部にも発生する可能性があり，脆性破壊の起点となり得ることが示されている[14)]．

低サイクル疲労き裂は，上記タイプ２およびタイプ３とは異なり，その発生・進展において，塑性ひずみを繰返し受けていることから，き裂先端が塑性変形により鈍くなっている可能性がある．また，繰返しひずみの中でき裂先端形状は時々刻々変化し

ている可能性もある．このようなき裂先端形状の変化は，脆性破壊に支配的な影響を与えると考えられるうえ，タイプ２とタイプ３のように，比較的鋭い先端を有するき裂には，従来の破壊力学的な脆性破壊評価がそのまま適用可能と考えられるが，タイプ３のき裂については，き裂の先端形状の変化や鈍いき裂からの脆性破壊の発生挙動の評価について，基礎的な研究を行って特徴を把握する必要があると考えられる．これまで，低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊については，兵庫県南部地震以前には，実被害例がなかったこともあり鋼材特性面からの検討例が殆どない．

なお，建築鉄骨構造物の柱はり接合部では延性き裂を起点として脆性破壊が発生したとされ[42]，延性き裂と低サイクル疲労き裂は破面状況が異なっているとして区別できるとの指摘[43]もあるが，本研究では，延性き裂と低サイクル疲労き裂を特に区別しない．

b) タイプ２のき裂

最近，定期点検の中で，鋼製ラーメン橋脚隅角部には多数の疲労き裂が発見され，火急の対策が求められており，応急的な処置も行われている[12]．従来は，鋼製橋脚にはこのような疲労き裂の発生は想定されておらず，疲労設計も行われていなかったことから，原因究明が急がれている．これらの疲労き裂は，100mm 以上のオーダーと大きい場合もあり，通常供用時にも脆性破壊の発生が懸念されるうえ，兵庫県南部地震では発生が報告されていないものの，地震時には，大きな塑性ひずみが作用し，鋼材の靭性劣化の可能性があるなど脆性破壊の起点となる可能性がある．また，先に述べた隅角部溶接部の不溶着部については，活荷重による疲労き裂の発生要因ともなっている[13]．ただし，本研究で対象とするような新設構造物では，完全溶け込み溶接とするのが前提であるためここでは考慮しない．なお，このタイプのき裂は，地震以前から鋼製橋脚に存在するものと考えられる．

c) タイプ３のき裂

船舶分野での海難座礁事故で船体に座屈が生じた場合に多くの割れが生じやすいとされ，座屈部の圧縮塑性ひずみを受ける部分を対象に研究[7)-11)]がなされ，圧縮塑性ひずみを受けることにより，0.1mm オーダーの微小なき裂が発生し，それが割れの起点となっていることが示されている．また，その微小なき裂は，擬似脆性破面[8)]を呈しており，極めて鋭いき裂であることが示されている．鋼板の曲げ載荷実験では，局部座屈を模した曲げ変形をさせた後，除荷しただけで脆性破壊が生じる場合があることが確かめられている[9),10)]．

鋼製鋼脚では，大規模地震時には，局部座屈部のみならず，隅角部角部，基部においても圧縮の塑性ひずみが発生する可能性があることを**第３章**で示している．すなわち，脆性破壊の懸念される橋脚部位では，いずれも，このタイプのき裂が発生する可能性がある．このき裂は，地震時以前には存在せず，地震時の１回の圧縮塑性ひずみで発生するものと考えられる．このタイプのき裂を防止する方法は，著しい局部座屈

変形を防止するなど，構造的な対策により，圧縮塑性ひずみの大きさを低減させることであるが，**第3章**の結果からわかるように容易ではない．

以上のような3つのタイプのき裂を，本研究では，鋼製橋脚における地震時脆性破壊の起点となり得ると考え考慮する．そのうち，タイプ2およびタイプ3については，き裂先端が比較的鋭く，従来の破壊力学的な脆性破壊の評価が可能と考えられる．この場合には，き裂先端形状の影響よりも，ひずみ履歴による鋼材靭性劣化の程度を把握することが，脆性破壊防止の観点からは重要であり，どのようなひずみ履歴を想定するべきかに着目し，脆性破壊への移行過程をシナリオを考える必要がある．一方，タイプ1については，ひずみ履歴とともにき裂先端の形状が変化し，場合によっては鈍くなっている可能性があるなどき裂先端形状が不明瞭であるため，その特徴を把握した上で，どのような過程で脆性破壊へ移行するのかという発生シナリオを考慮し，その脆性破壊の評価に関する基礎的研究を行う必要がある．

なお，本研究では，き裂先端の開口変位に着目し，それが鋼材のミクロ組織のサイズに満たないオーダー（1000分の1mmオーダー）にある場合，そのき裂を鋭いき裂，それ以上のオーダーの場合には，鈍いき裂と区別して呼び分けることとする．

このようなことから，タイプ1については，上記内容の検討を，次章に譲ることとし，本章では，タイプ2とタイプ3のき裂を対象とし，脆性破壊への移行過程でどのような塑性ひずみ履歴を考慮すべきかという観点から，脆性破壊の発生シナリオについて検討する．その後，**第5章**において，その考慮すべき塑性ひずみ履歴による鋼材の靭性劣化の程度を明確化し，タイプ1に関する次章の成果と組み合わせて，最終的に，鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性レベルを提案する．それでは，以下，鋼製橋脚における地震時脆性破壊の発生シナリオについて述べる．

4-6 鋼製橋脚における地震時脆性破壊の発生シナリオ

ここでは，タイプ2およびタイプ3のき裂を対象として考え，鋼製橋脚におけるひずみ履歴特性を踏まえて，鋼材の靭性劣化を評価する際に考慮すべきひずみ履歴パターンを考えるため，鋼製橋脚における脆性破壊発生のシナリオを設定する．**図4-1**は，シナリオを説明するために，鋼製ラーメン橋脚隅角部を例に取り模式的に表したものである．

a) タイプ2のき裂を起点とする場合

以下のような，2つのシナリオが考えられる．1つは，**図4-1(a)**に示すように，最初の引張ひずみで脆性破壊が発生する場合（シナリオⅠ）であり，この場合は，塑性

ひずみ履歴による破壊靭性劣化ではなく，鋼素材そのものの破壊靭性が問題となる．もう１つは，**図 4-1(b)**に示すように，最初に圧縮ひずみを受けて，その後の引張ひずみにより脆性破壊が発生する場合（シナリオⅡ）である．この場合には，最初の圧縮ひずみを鋼材の受ける塑性ひずみ履歴として考える．

b) タイプ３のき裂を起点とする場合

タイプ３のき裂を起点とする場合についても，２つのシナリオを考える．１つは，**図 4-1(c)**に示すように，最初に圧縮塑性ひずみを受け，微視的に塑性変形に伴ったすべり面が形成されることにより，き裂が発生し，その後の引張ひずみにより脆性破壊が発生する場合（シナリオⅢ）であり，この場合は，最初の圧縮ひずみを，鋼材が受けた塑性ひずみ履歴と考える．もう１つは，**図 4-1(d)**に示すように，最初に引張塑性ひずみを受け，その後の圧縮塑性ひずみを受けた際に，き裂が生じ，その後の引張ひずみで脆性破壊が発生する場合（シナリオⅣ）である．この場合には，引張から圧縮という繰返しの塑性ひずみ履歴を受けることになる．

以上に示した塑性ひずみ履歴を，鋼製橋脚における地震時脆性破壊の発生において考慮すべき履歴パターンとして考えることとする．また，対象とする塑性ひずみレベルとしては，材料特性の変化から，兵庫県南部地震で被災した橋脚には，10%以上の塑性ひずみが導入されたと考えられること[3),6)]，さらに，**第３章**での新設構造物の鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象とした実験的検討から，その最大耐力時に 5%以下程度，最大耐力を超えその 95%に低下した時点で 10%以下程度に達する可能性があることが明らかになっていることから，10%を基本とし，5%の場合を含めて考えることとする．

4-7 まとめ

本章では，兵庫県南部地震での被害やき裂損傷に関する既往の研究成果を踏まえて，鋼製橋脚における地震時脆性破壊の特徴として，起点となるき裂の特徴，ひずみ履歴特性に着目して脆性破壊防止対策と課題について述べ，材料面からの検討が不可欠であることを指摘したうえで，材料面からの脆性破壊の検討のために必要な検討項目を示し，最後に，脆性破壊の発生シナリオについて検討した．以下に，本章の要点をまとめる．

1) 兵庫県南部地震における損傷事例から，鋼製橋脚における脆性破壊は，ラーメン橋脚隅角部角部，橋脚基部，柱断面変化部という地震時に大きな塑性ひずみが発生する可能性のある部位における局所的な現象であると考えられる．
2) 脆性破壊の起点となる可能性があるき裂を，以下の 3 つのタイプに分類し，き裂のタイプによって，脆性破壊の発生シナリオを設定すべきであることを

述べた上で，タイプ２とタイプ３のき裂は，比較的先端形状の鋭いき裂であるのに対して，タイプ１のき裂は，その発生および進展の過程で大きな塑性ひずみを受けており，鈍いき裂になっており，脆性破壊の発生シナリオが異なる可能性があることを指摘した．

タイプ１：地震時に受ける塑性ひずみ履歴により発生する低サイクル疲労き裂

タイプ２：地震以前に交通荷重等の活荷重により発生していた疲労き裂

タイプ３：地震時に圧縮塑性ひずみを受けて発生する微小なき裂

3) タイプ１については，ひずみ履歴を受ける中でき裂の先端がどのように変化するのか不明瞭であるため，その明確化とシナリオの設定を**第５章**に譲り，タイプ２とタイプ３という鋭い先端を有するき裂を対象に，き裂のタイプごとに，鋼製橋脚のひずみ履歴特性を考慮した脆性破壊の発生シナリオを示し，脆性破壊防止のために，地震時の塑性ひずみ履歴による鋼材の劣化の程度を評価するためのひずみ履歴パターンとして，３つのパターンを考慮すべきであることを示した．

参考文献【第4章】

1) 小林英男：破壊力学，共立出版，1993.
2) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物の安全性の調査報告，1995.7.
3) 岡下勝彦，大南亮一，道場康二，山本晃久，冨松実，丹治康行，三木千壽：兵庫県南部地震による神戸港港湾幹線道路P75橋脚隅角部におけるき裂損傷の原因調査・検討，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.243-261，1998.4.
4) 栄藤修，三原孝夫，三木千壽：兵庫県南部地震により鋳鋼菅ラーメン橋脚に生じた脆性破壊の原因調査，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.263-272，1998.4.
5) 大倉一郎，田原潤，安田修，広野正彦：阪神・淡路大震災で被災した鋼製円形橋脚の破壊靭性，鋼構造論文集，第5巻第19号，pp.29-37，1998.9.
6) 三木千壽，休場裕子，沖中知雄：阪神大震災により円形断面鋼製橋脚に生じた脆性破壊の材料特性からの検討，土木学会論文集，No.612/I-46，pp.45-53，1999.1.
7) 阪野賢治：圧縮予荷重により発生する亀裂を用いた破壊靭性評価法に関する研究，日本造船学会論文集，第141号，pp.282-289，1977.5.
8) 井上肇，前中浩，佐久間正明：圧縮予ひずみが破壊靭性に及ぼす影響，日本造船学会論文集，第160号，pp.450-460，1986.11.
9) 山本元道，東田幸四郎，藤久保昌彦，矢尾哲也，矢島浩：座屈により大きな圧縮歪を受けた鋼構造部材の亀裂強度に関する研究（その１），日本造船学会論文集，第178号，pp.565-573，1995.11.
10) 山本元道，矢島浩，栗原正好，守田聡：座屈により大きな圧縮歪を受けた鋼構造部材の亀裂強度に関する研究（その２），日本造船学会論文集，第182号，pp.659-665，1997.11.
11) 吉成仁志，榎並啓太郎，今井拓水，小関正，島貫広志，井上健裕，粟飯原周二：圧縮予ひずみを受けた鋼材からの延性き裂発生挙動，日本造船学会論文集，第188号，pp.691-705，2000.11.
12) 森河久，下里哲弘，三木千壽，市川篤司：箱断面柱を有する鋼製橋脚に発生した疲労損傷の調査と応急対策，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.177-183，2002.4.
13) 三木千壽，市川篤司，坂本拓也，田邊篤司，時田英夫，下里哲弘：鋼箱型断面ラーメン橋脚隅角部の疲労特性，土木学会論文集，No.710/I-60，pp.361-371，2002.7.
14) 三木千寿，四十沢利康，穴見健吾：鋼製門型ラーメン橋脚隅角部の地震時脆性破壊，土木学会論文集，No.591，pp.273-281，1998.4.
15) 坂野昌弘，岸上信彦，小野剛史，三上市蔵：鋼製ラーメン橋脚柱梁接合部の超低サイクル疲労破壊挙動，鋼構造論文集，第4巻，第16号，pp.17-26，1997.12.
16) 坂野昌弘，三上市蔵，村山弘，三住泰久：鋼製橋脚基部の超低サイクル破壊挙動，鋼構造論文集，第2巻，第8号，pp.73-82，1995.12.
17) 坂野昌弘，岸上信彦，小野剛史，森川友記，三上市蔵：三角リブ付き鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労挙動，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1281-1288.，1998.3.
18) 西村俊夫，三木千寿：構造用鋼材のひずみ制御低サイクル疲れ特性，土木学会論文報告集，

第279号，pp.29-44，1978.
19) 佐々木栄一，臼井節，三木千壽：鋼製門型ラーメン橋脚隅角部の耐震要求性能，第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.157-164，1998.11.
20) 青木満，小林真人：不溶着部を有するすみ肉溶接継手の脆性破壊強度，溶接学会論文集，第1巻，第1号，pp.63-70，1983.
21) 渡邊英一，前川義男，杉浦邦征，北根安雄：鋼橋の被害と耐震性，土木学会誌，Vol.80，pp.54-62，1995.7.
22) 宇佐美勉，鈴木俊光，伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.55-67，1995.10.
23) 陸城成樹，足立幸郎，猪瀬幸太郎，杉浦邦征，渡邊英一：鋼製橋脚基部の地震時低サイクル疲労挙動に関する実験的研究，構造工学論文集，Vol.48B，pp.649-656，2002.4.
24) 三木千寿，四十沢利康，穴見健吾：鋼製門型ラーメン橋脚隅角部の地震時脆性破壊，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.273-281，1998.4.
25) 豊貞雅宏：曲げCOD試験片におけるNotch Acuity効果の定量化に関する一提案，日本造船学会論文集，第143号，pp.427，1978.
26) 三木千壽，佐々木栄一，休場裕子，竹之井勇：引張および圧縮の塑性ひずみ履歴による鋼材の破壊靭性劣化，土木学会論文集，No.640/I-50，pp.165-175，2000.1.
27) 大倉一郎，田原潤，西岡敬治，安田修：繰返し予歪みが鋼材の破壊靭性に与える影響，鋼構造論文集，第3巻，第11号，pp.1-11，1996.9.
28) 日本溶接協会鉄鋼部会APD委員会：繰返し大変形を受ける建築鉄骨溶接接合部の強度と破壊靭性（中間報告書III），1996.7.
29) 日本溶接協会鉄鋼部会APDⅡ委員会：建築鉄骨での脆性的破壊と鋼材破壊靭性セミナー（第13回溶接構造用鋼材に関する研究発表会），1999.12.
30) 大倉一郎，田原潤，安田修，広野正彦：繰返し塑性歪みによる鋼材の破壊靭性低下を評価するためのモデル，構造工学論文集，Vol. 45A，pp.347-356，1999.3.
31) 田川哲哉，伊藤敦史，宮田隆司：予歪みによる鋼材の破壊靭性低下量の定量的予測と降伏比の影響，溶接学会論文集，第14巻第2号，pp.429-434，1996.
32) 中込忠男，山田丈富，日高新悟，大林郁良：繰返し歪みを受けるSM490A材の材質劣化に関する実験，日本建築学会構造系論文集，第489号，pp.87-94，1996.11.
33) 小野哲郎，村山敬司，増田克敏，佐藤篤司，横川貴之：予歪を受けた建築構造用鋼板の靭性に及ぼす微量元素の影響，日本建築学会構造系論文集，第536号，pp.157-162，2000.10.
34) 中島清孝，粟飯原周二，島貫広志：塑性予歪による構造用鋼の靭性低下に関する一考察，材料とプロセス，Vol.13，No.3，pp.431-433，2000.
35) 森猛，田中雅人，山田祐三，入部孝夫，山田浩二：鋼材の破壊靭性値に対する塑性変形と切欠き方向の影響，土木学会第56回年次学術講演会，I-B054，2001.10.（CD-ROM）
36) 建設省土木研究所：鋼製橋脚のハイブリッド地震応答実験，土木研究所資料，第3583号，1999.3.

37) 三木千寿，Jorge Muller，佐々木哲也：断面変化部を有する円形断面鋼製橋脚の耐震性能の検討，土木学会論文集，No.605/I-45，pp.117-127，1998.10.
38) 石澤俊希，井浦雅司：円形鋼製橋脚の最高荷重および劣化特性に関する研究，第2回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集，pp.115-120，1998.11.
39) 葛漢彬，高聖彬，宇佐美勉，松村寿男：鋼製パイプ断面橋脚の繰り返し弾塑性挙動に関する数値解析的研究，土木学会論文集，No.577/I-41，pp.181-190，1997.10.
40) Shengbin GAO, Tsutomu USAMI, Hanbin Ge: Numerical Study on Seismic Performance Evaluation of Steel Structures, Nagoya University Report, No.9801, 1998.
41) 中村秀治：鋼製円筒橋脚の動的弾塑性座屈解析，土木学会論文集，No.549/I-37，pp.205-219，1996.10.
42) 日本溶接協会鉄鋼部会APDⅡ委員会：建築鉄骨での脆性的破壊と鋼材破壊靭性セミナー（第13回溶接構造用鋼材に関する研究発表会），1999.12.
43) 桑村仁：繰返し塑性ひずみを受ける構造用鋼材の疲労－延性破壊遷移，日本建築学会構造系論文集，第461号，pp.123-131，1994.7.

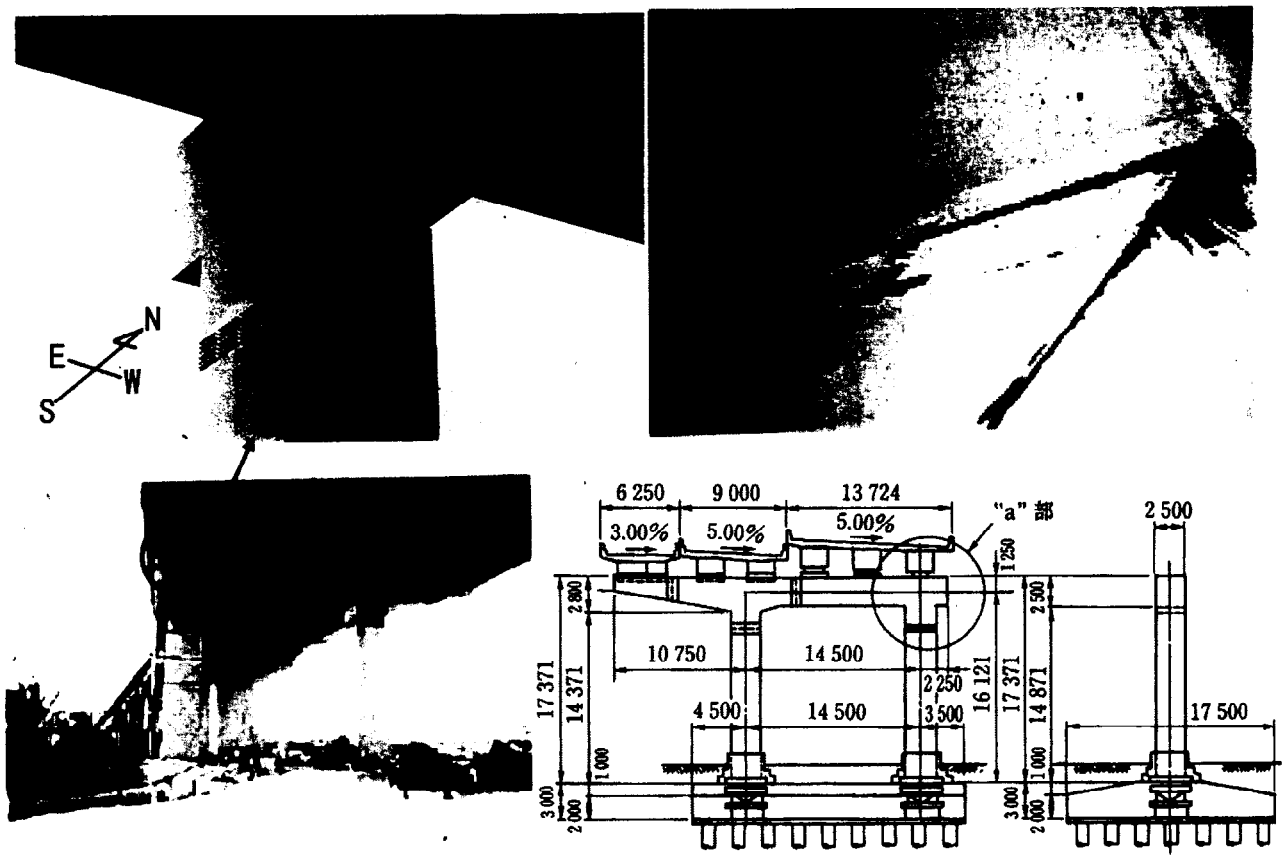


写真 4-1　鋼製ラーメン橋脚隅角部に発生した脆性き裂
(神戸ハーバーハイウェイ P75 橋脚)

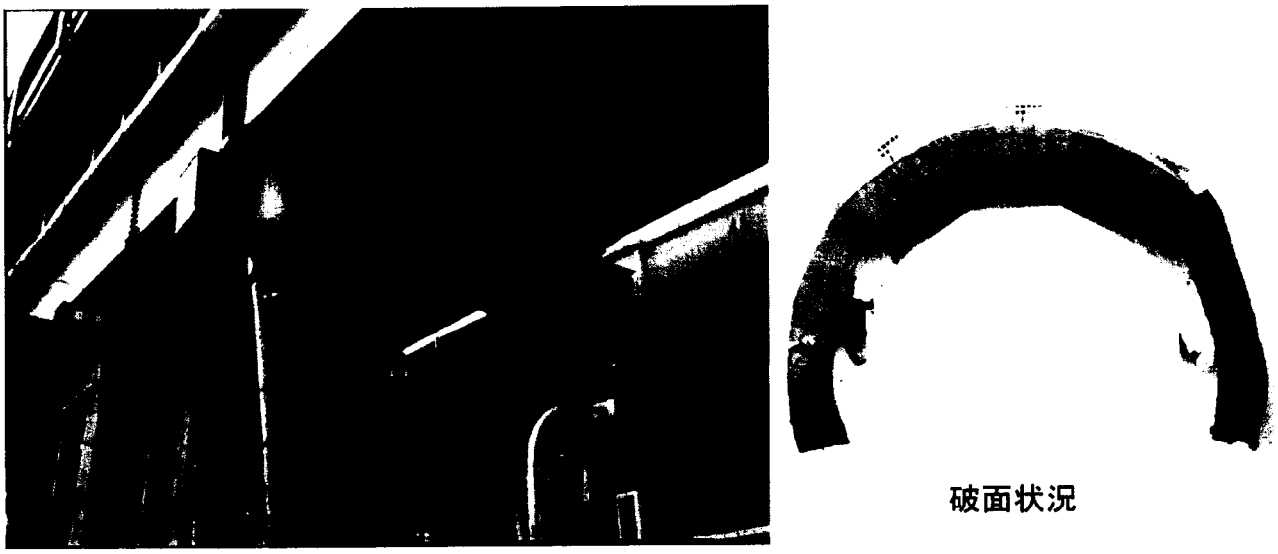


写真 4-2　鋳鉄鋼管柱に発生した脆性き裂

き裂発生状況

（補足）三木ら[6]が調査を行った
隣接橋脚の局部座屈の様子

写真 4-3　円形断面橋脚柱中間部断面変化部の局部座屈部に発生した脆性き裂

き裂発生状況

応急補強用リブ

応急的対策後の状況

写真 4-4　鋼製橋脚基部三角リブ溶接止端部に発生した脆性き裂

表 4-1　起点となるき裂のタイプとその特徴

タイプ	発生要因	き裂長さのオーダー	き裂先端形状	鋼製橋脚で発生する可能性のある部位**		
				ラーメン橋脚隅角部角部	基部，断面変化部（局部座屈部）	基部（溶接継手部）
1	繰返し塑性ひずみ履歴	10mm*	ひずみ履歴に応じ変動*	◎	◎	◎
2	交通荷重等の活荷重	10mm	鋭い	○		○
3	圧縮塑性ひずみ	0.1mm	鋭い	○	◎	○

*第4章参照.
**表内の◎は兵庫県南部地震で実際に脆性破壊の起点となったと推測されるもの，
○はき裂の特徴から発生の可能性考えられるものをそれぞれ表わす.

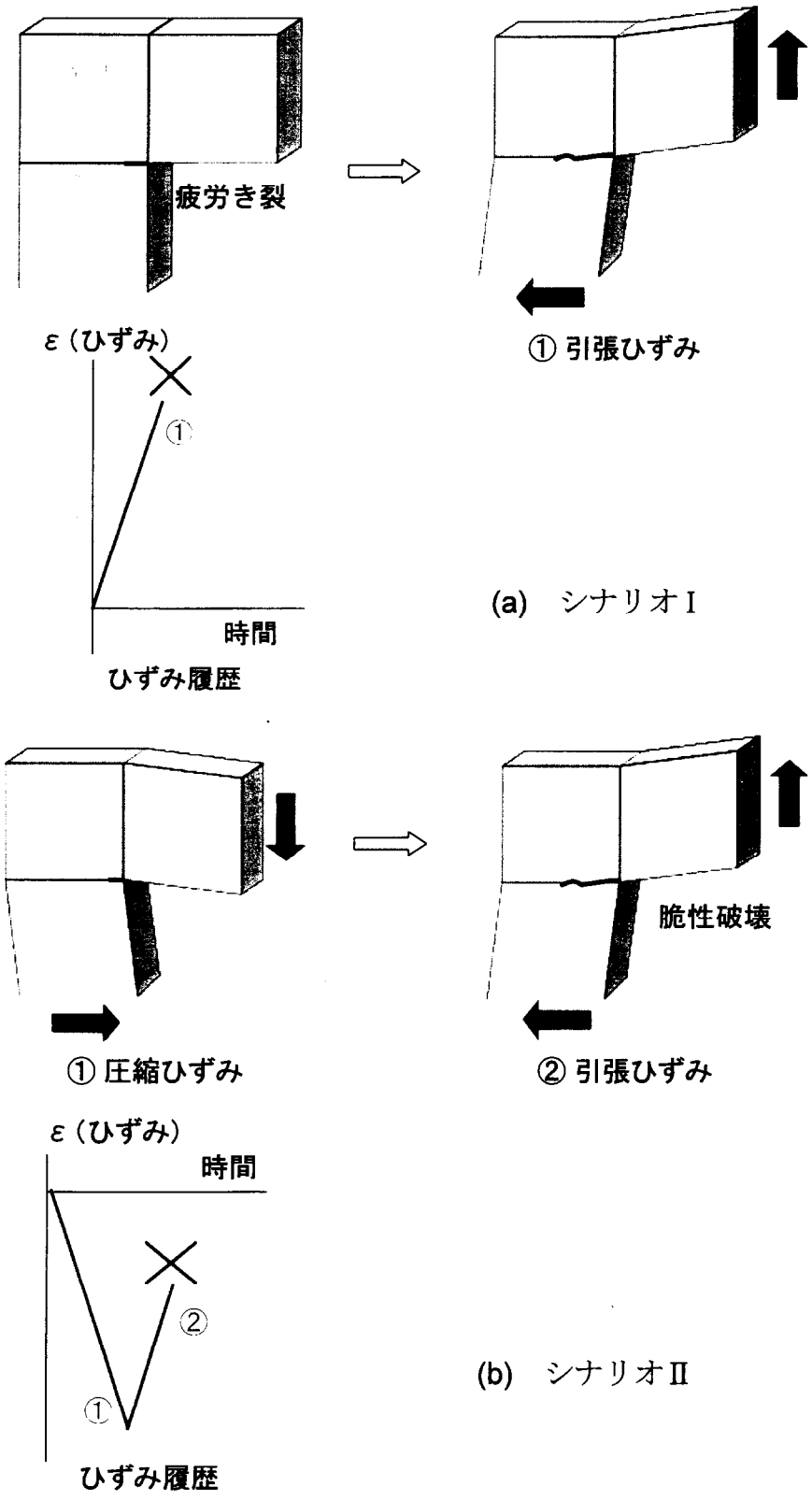
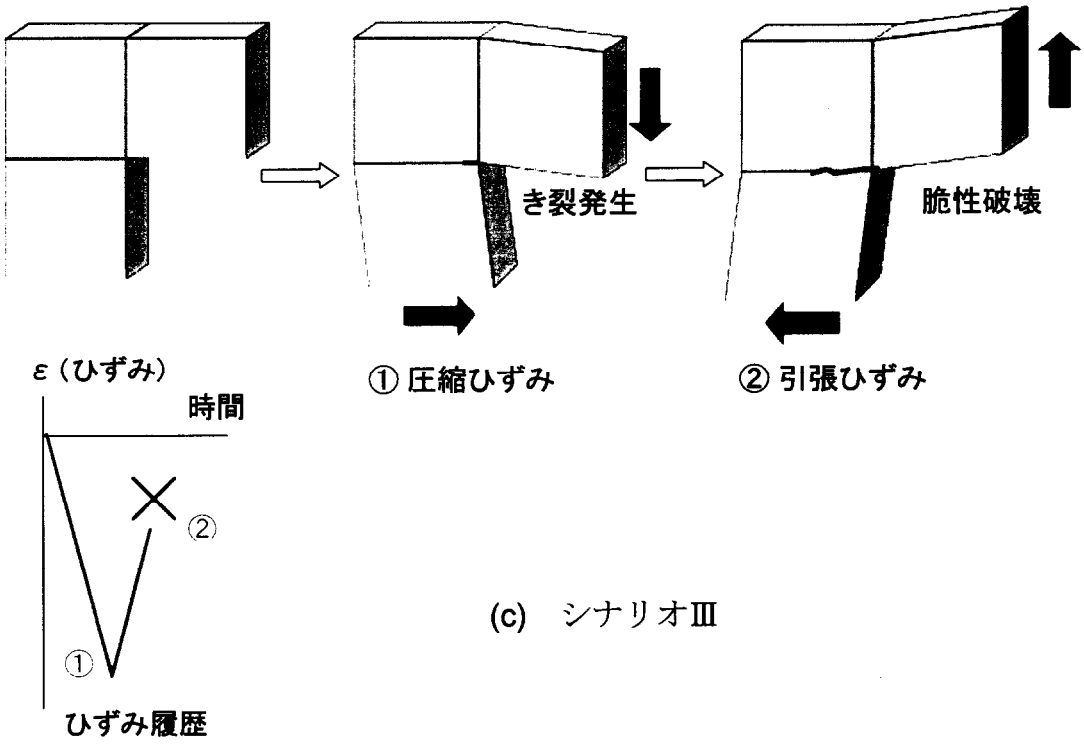
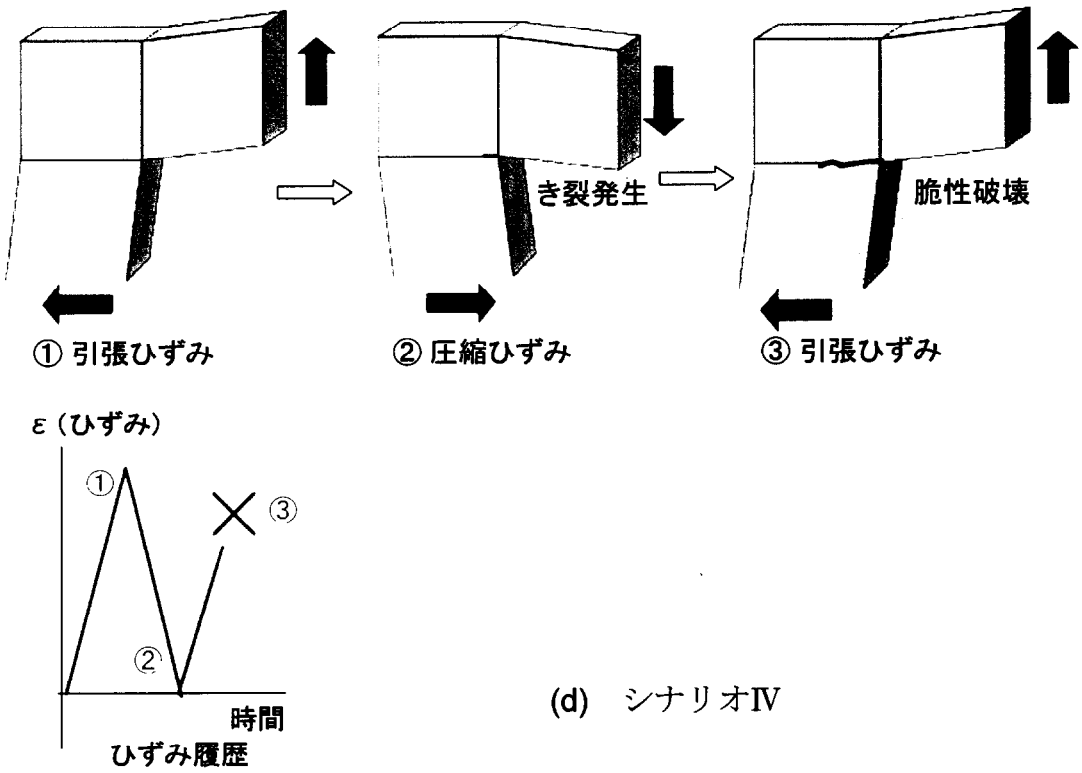


図 4-1　脆性破壊の発生シナリオ



(c)　シナリオⅢ



(d)　シナリオⅣ

図 4-1　脆性破壊の発生シナリオ（つづき）

第５章
低サイクル疲労き裂を起点とする
脆性破壊

5-1 はじめに

第4章にも示したように，兵庫県南部地震においては，鋼製橋脚基部三角リブ溶接止端部に低サイクル疲労き裂が生じ，それを起点として脆性破壊が発生した[1),2)]．その際，低サイクル疲労き裂（本研究では，タイプ1のき裂と呼んでいるもの）は，地震時の繰返し回数 10 回以下の塑性ひずみ履歴により発生したと考えられ，それを起点とする脆性破壊は，通常の交通荷重等の活荷重により発生する疲労き裂を起点とした脆性破壊とは特徴を異にしていると考えられる．本研究では，特に，低サイクル疲労き裂のき裂先端形状に着目して，低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊挙動について検討する．すなわち，地震時に発生する低サイクル疲労き裂は，高サイクル疲労き裂とは異なり，き裂の発生から進展に至るまで大きな塑性変形を伴っており，き裂先端が鈍くなっていることが予想される．このような先端形状の鈍化は，そのき裂を起点とする脆性破壊の発生に支配的な影響を与える可能性があり，地震時に発生する低サイクル疲労き裂の先端形状について検討する必要がある．この点については今まで殆ど検討がなされていない．

鋼製橋脚における地震時脆性破壊を防止するということは，**第4章**で示したいずれのタイプのき裂を起点とした場合にも脆性破壊を防止する対策を示すということである．タイプ2やタイプ3のような比較的鋭いき裂からの脆性破壊については，従来の破壊力学的なアプローチに，地震時に受ける塑性ひずみ履歴による鋼材の脆化がどの程度であるのかという新しい知見を組み合わせることにより防止策を講じることができると考えられ，総括的なまとめとして，次章に脆性破壊防止のために要求される鋼材靭性レベルを示す．しかしながら，その前提として，タイプ1のき裂である低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊に関して，そのき裂先端形状およびその脆性破壊発生への影響といった特徴について検討し，脆性破壊のシナリオを示すとともに，脆性破壊へ移行する条件の評価法について，タイプ2，タイプ3のように比較的鋭いき裂からの脆性破壊に対する破壊力学的な評価法との関係について考察しておく必要がある．

そこで，本章では，地震時に繰返し回数 10 回以下の塑性ひずみ履歴により鋼製橋脚に発生する低サイクル疲労き裂を起点とした脆性破壊発生の可能性について検討する．まず，低サイクル疲労き裂を発生させ，その先端の鈍さを実測により定量的に把握することを目的として，鋼製橋脚基部を模した溶接継手試験体の曲げ低サイクル疲労試験を行うことにより，き裂先端形状に着目した検討を行うほか，同鋼種で靭性の異なる鋼材を用いて同様の試験を行うことにより，脆性破壊の再現および脆性破壊への破壊靭性の影響の確認を行う．さらに，本章では，上記結果も踏まえて，CT 試験片を用いて載荷過程でのき裂先端開口変位の時々刻々の変化を明らかにした上で，低サイクル疲労き裂を起点とした脆性破壊の発生シナリオを，き裂先端形状に着目し

て提示する．その上で，最後に，鈍い先端を有する場合の低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊に関して，その発生可能性と鋭いき裂を起点とした脆性破壊との特徴の違い等に着目して，小型試験片を用いた低温破壊試験により検討する．

5-2 溶接継手試験体の曲げ低サイクル疲労実験

ここでは，鋼製橋脚において地震時に繰返し塑性ひずみ履歴を受けて発生する低サイクル疲労き裂について，その先端形状の特徴を把握するため，実際に兵庫県南部地震でき裂が生じた，鋼製橋脚基部の溶接継手部のほか，3章で検討したような隅角部構造の各種溶接継手部などを鋼製橋脚の様々な溶接部を模した小型溶接継手試験体を対象に，曲げ低サイクル疲労試験を実施し，現実に低サイクル疲労き裂を発生させ，その先端形状をマイクロスコープにより観察し調査することとする．さらに，ここでは，低サイクル疲労き裂からの脆性破壊を再現する目的で，同じ鋼種で靭性の低い鋼材を用いて同様の実験を行い，靭性値の違いによる脆性破壊の可能性の違いについて検討する．

5-2-1 実験方法および実験条件

疲労試験は，**図 5-1** に示すように，鋼製橋脚の様々な溶接継手部を模した縦リブ溶接継手試験体および十字リブ溶接継手試験体を対象として，3点曲げ載荷により行った．試験後，リブ溶接止端部に発生したき裂の先端形状を，マイクロスコープを用いて観察し，その開口変位を測定した．**図 5-2** に，各試験体の形状および寸法を示す．

低サイクル疲労試験は，**写真 5-1** に示すように，大きな塑性ひずみを導入するため曲げ載荷とし，定変位繰返し載荷により変位制御で実施した．この際，繰返しの方法は，坂野らの研究[3),4)]同様，一方向への曲げが終了した後，試験体を上下逆にひっくり返し，試験を再開する方法とした．また繰返し載荷における変位振幅は，最初の載荷で引張側となる面の2つの溶接止端から 10mm の位置にそれぞれ添付した塑性ひずみゲージのひずみ値の平均が目標ひずみ値に達した際のチャック変位とした．ゲージの位置は，坂野らの研究[3),4)]を参考に決定した．対象とするひずみレベルは，10回以下のき裂発生を想定し，坂野らの研究を参考に，ゲージ位置で最低レベルを3%として，3%,6%,9%の3レベルを設定した．**表 5-1** に，試験体呼称，載荷条件等の試験条件を示す．なお，**表 5-1** における載荷回数は1方向への曲げ載荷回数であり，ひずみの繰返し数は最初の載荷を 1/4 サイクルとして，その載荷回数から求めたものである．なお，ひずみ履歴は，低サイクル疲労試験で通常よく行われる正負交番のひずみ履歴を与える両振り変位載荷[3),4),5)]のほか，**第3章**で触れたような鋼製橋脚のひずみ履歴特性を踏まえ，片側のひずみ振幅となるように，片側変位振幅を対象とした．後者の場合，鋼材の一方の面は，引張側に，もう一方は圧縮側に偏ったひずみ振幅とな

る．図 5-3 に後者の場合の変位とひずみの時刻歴を示しておく．

なお，低サイクル疲労特性は，鋼種に依存しない[6]とされているが，**表 5-1** に示すように，先述のような目的で，本研究では，SMA490A 材のほか，２つの鋼材を対象とする．すなわち，鋼種が SM490A で比較的靭性の高い方の鋼材（以下，高靭性鋼）と，鋼種が同じ SM490A で靭性が低い鋼材（以下，低靭性鋼）[7]を用いた試験体を用意した．**表 5-2**，**表 5-3**，**表 5-4** に，靭性値の影響について議論する高靭性鋼と低靭性鋼については，鋼材の化学成分および機械的性質，シャルピー衝撃試験結果（低靭性鋼については，文献 7）に示されているため，ここでは，高靭性鋼について示す．）をそれぞれ示しておく．また，SMA490A 材については，最初に実験を行ったこともあり，兵庫県南部地震で実際にき裂が生じた橋脚基部三角リブ溶接止端部を模擬した十字リブ溶接継手試験体のみを対象に検討を行った．**図 5-2** に示すように，SMA490A 材を用いた試験体は，他の鋼種の試験体と板厚等の寸法が異なる．

5-2-2　き裂発生状況

(a)　SMA490A 材を用いた縦リブ溶接試験体

表 5-1(a)に，最初のき裂発生時の繰返し回数，図 5-4 にき裂発生位置と進展状況を S3，S6-1，S9 試験体について示す．なお，図 5-4 は，最初の載荷で圧縮側であった面の状況を示したものである．また図中の A，B は２つの溶接止端部を区別するために便宜上つけたものであり，後述の**表 5-5** にも使用している．

表 5-1(a)から，最初のき裂はいずれの試験体も 5 回以下の繰返し数で発生しており，10%以上のひずみが繰返し溶接止端部に導入されていたと考えられる．また，図 5-4 に示すように，いずれの試験体においても，き裂は表面長さ 10mm 以上の大きさをもって発生し，その後 25mm 程度まで成長した後，表面上，き裂の進展が止まった状況となった．これは，板厚方向への進展が進行している状態[3]と考えられる．

(b)　高靭性鋼材を用いた試験体

基本的に，低サイクル疲労き裂の発生および進展に関しては，低靭性鋼を用いた試験体と同様の状況であった．高靭性鋼を用いた場合について，き裂の発生および進展状況を簡単に述べる．なお，低靭性鋼材を用いた場合には，試験室温度において，殆どの鋼材で脆性破壊が生じていた．**表 5-1(b)**に，最初のき裂発生時の繰返し回数，**写真 5-2**，**写真 5-3** に，十字リブ溶接継手試験体および縦リブ溶接継手試験体のき裂発生，進展状況の例をそれぞれ示す．なお，写真中の A，B は同じ面にある２つの溶接止端部を区別するために便宜上つけたものであり，さらに，この試験体では，後述のように，圧縮を受けた側のき裂の状態にも着目することから，T，C として，最初の載荷において，引張を受ける側を T，圧縮を受ける側を C と区別した．**写真 5-2**，**写真 5-3** からわかるように，縦リブ溶接継手の場合には，上記，SMA490 材と同様のき裂発生・進展の様子が見られる一方，十字リブ溶接継手試験体の場合には，き裂はい

ずれも試験体幅中央付近で複数発生して，それらが合体しながら進展し，き裂の表面長さは，縦リブ溶接継手のときと比べて長い傾向がある．**図 5-5** に，幾つかの試験体について，き裂の進展の様子をスケッチで寸法を付記して示す．このことは，宇佐美らも鋼製脚に対するハイブリッド実験で示している[8]．また，**写真 5-3** には，ひずみレベルの違いを示すため，(a)に，目標ひずみ 9%とした試験体，(b)に，目標ひずみ 6%とした試験体を示している．これらを比較すると，ひずみレベルが高いほど，表面でのき裂の開口が大きくなっていることも確認できる．き裂の発生回数は，十字リブ溶接継手試験体および縦リブ溶接継手試験体のいずれにおいても，10 回以下であり，き裂発生位置では，10%程度以上のひずみ範囲のひずみを受けたと推測される[3]．

5-2-3　き裂先端形状の観察および開口変位の測定

疲労試験終了後，試験片を**図 5-6** のように板幅中央で切断し，溶接止端部に発生したき裂の先端形状をマイクロスコープを用いて観察し，先端の開口変位を測定した．本研究では，き裂面の延長線にはさまれるき裂先端の領域の長さを測定によるき裂先端開口変位と定義する．まず，SMA490 材を用いた試験体について，発生した 2 つの低サイクル疲労き裂の寸法とき裂先端開口変位を測定した結果を**表 5-5(a)**に示す．き裂の表面での長さ 2a の半分と深さ方向の長さ b の比 a/b を，アスペクト比と呼ぶが，**表 5-5** から，試験終了時点でのアスペクト比は，10 以上となっており，10 回以下の繰返しひずみを受けてリブ溶接継手止端部に発生する低サイクル疲労き裂は，深さの浅い薄べったいき裂となっている．ひずみレベルが高くなると，き裂の板厚方向への進展が比較的大きくなるため，アスペクト比は小さくなっている．また，き裂先端開口変位に着目すると，目標ひずみが 3%の場合には，き裂先端開口変位が 0.05mm 程度，9%の場合には，0.7mm 程度と著しく鈍化した状態となっている．各ひずみレベルにおける代表的なき裂先端形状を**写真 5-4** に示す．写真からわかるように，発生ひずみが大きいほどき裂は鈍くなる傾向がある．地震時に橋脚基部に 3%以上のひずみが生じた場合，そのリブ溶接止端部から発生する低サイクル疲労き裂のき裂先端開口変位は 0.05mm 程度以上であると考えられる．

一方，高靭性鋼材を用いた試験体について，同様に，き裂先端開口変位について検討した．上記，SMA490 材については，最終的に引張となる側だけに着目していたが，ここでは，引張側のほか，圧縮側についても注目する．引張側では，SMA490 材で確認されたように，き裂先端が鈍い状態になっていることが確認されているが，圧縮受けた側では，**写真 5-2**，**写真 5-3** で表面からもわかるように，き裂面が閉じ，き裂先端についても鋭くなっている可能性があると考えたためである．なお，高靭性鋼材を用いた試験体については，片側振幅の変位履歴を与えており，SMA490 材の場合とは載荷条件が異なる．**写真 5-5** に，目標ひずみ 9%の場合の試験終了時最終的に引張方向のひずみを受けた側と，その反対の面で，最終的に圧縮方向のひずみを受けた側に

ついて，先述と同様の方法により，マイクロスコープを用いて観察した様子を例として示す．写真からわかるように，引張方向のひずみを受けていた側では，鈍い状態にあるが，圧縮側では，先端まで閉じきっており，先端開口変位は非常に小さくなっていることから，鋭い状態にあることが確認された．これは，全ての試験体，また，リブ十字溶接継手試験体の場合においても同様の傾向であった．なお，この場合にも，引張側の鈍化がどの程度であるかを定量的にき裂先端開口変位として表現することとし，引張側の2つの溶接止端部にそれぞれ発生した低サイクル疲労き裂の寸法とき裂先端開口変位を測定した結果を示すと，**表 5-5(b)**のようになる．SMA490 材の場合と同様，発生した低サイクル疲労き裂は，表面近傍に浅い平べったい形で発生している．縦リブ溶接継手試験体と十字リブ溶接継手試験体では，表面でのき裂の長さが大きく異なるほか，縦リブ溶接継手試験体では，板厚方向への進展が著しく，これらの試験体では，アスペクト比に大きな差が生じている．

5-2-4　脆性破壊の再現と破壊靭性値の影響

低サイクル疲労特性自体は，基本的に，鋼種や破壊靭性値の大小によらないものであり，き裂の発生や進展については，鋼種非依存と考えられる[6]が，それを起点として，脆性破壊へ移行する場合には，鋼材の破壊靭性の影響を受ける可能性がある．ただ，これまで低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊の発生可能性については，不明な点が多く，破壊靭性値の影響も必ずしも明確とは言えない状況にあった．このようなことを踏まえ，ここでは，同じ鋼種で靭性が著しく低い鋼材を用いた試験体を製作し，高靭性鋼と全く同様の実験を行い，脆性破壊の再現を試みた．

低靭性鋼を用いた場合の試験条件を，**表 5-1(c)**に示す．なお，ここでは，破壊靭性に温度依存性があることから，試験温度も付記している．低靭性鋼材を用いた場合にも，表面から観察する限り，高靭性鋼材を用いた試験体と同様に低サイクル疲労き裂が発生した．しかしながら，**表 5-1(c)**に示すように，殆どの試験体において，繰返し回数 10 回未満で低サイクル疲労き裂から脆性破壊へと移行した．**写真 5-6** および**写真 5-7** に，それぞれ，縦リブ溶接継手試験体，および，十字リブ継手試験体の脆性破壊発生状況の例を示す．写真には，破面写真も付したが，破面は表面近傍の薄い低サイクル疲労き裂を起点としており，典型的な脆性破面となっている．本実験で発生した脆性破壊は，いずれも，載荷の直前に圧縮方向のひずみを受けていた側で発生した．すなわち，起点となったき裂は，鋭いき裂であったと考えられる．圧縮ひずみを受けた場合の方が，鋼材の靭性劣化の程度が大きい可能性があることも，圧縮側で発生したき裂を起点として脆性破壊へ移行した要因のひとつと考えられる．この実験により再現された脆性破壊は，鋭いき裂を起点としていたため，次章で対象とするように，塑性ひずみ履歴による靭性劣化を考慮した上で，従来から定義されている破壊靭性値の大小で，脆性破壊の発生を評価することができると考えられる．しかし，低サイク

ル疲労き裂は，先述のように，鋭い状態ばかりではなく，鈍い状態の場合もあり，鋼製橋脚が地震時に受けるひずみ履歴によっては，き裂先端が鈍い状態からも脆性破壊へ移行する可能性がある．すなわち，本実験の脆性破壊の発生は，低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊の発生シナリオの一部を再現したものであり，全てのシナリオを再現しているわけではないと考える．**5-4** 節では，これらを踏まえて，低サイクル疲労き裂を起点とした脆性破壊の発生シナリオを提示する．

5-3 低サイクル疲労き裂先端形状の変化挙動の観察

5-2 節で示した溶接継手試験体の低サイクル疲労実験では，実験終了後，試験体を切断してき裂先端形状の把握を行い，き裂先端形状は，鈍い状態と鋭い状態とを繰返しながら変化していることを述べた．しかし，そこでは，常にあるき裂の載荷過程での時々刻々のき裂先端形状の変化を追っているわけではなく，その現象を確認する必要があると考えられる．このことは，次節で検討する脆性破壊の発生シナリオの提示のためにも重要である．そこで，ここでは，CT 試験片を用いて，定変位繰返し低サイクル疲労試験を行って，載荷中常時試験片の側方からき裂先端をマイクロスコープによりモニターし，載荷過程のき裂先端形状の変化を把握することとした．

5-3-1 実験方法

本研究では，**図 5-7** のような形状および寸法を有する CT 試験片を対象とし，鋼材としては，SM490A 材を用いた．実験条件は，延性き裂が発生せず，10 回以下の繰返し載荷回数で発生・進展する低サイクル疲労き裂を導入できるように，まず，単純引張試験を行って，延性き裂が発生する変位を求めた後，その変位の 2 分の 1（10mm），4 分の 1（5mm），8 分の 1（2.5mm）を変位範囲とする 3 つのケースで検討を行った．試験は，**5-2** で示したように，鋼製橋脚のひずみ履歴特性を加味して，片側変位振幅載荷とした．それぞれき裂が発生・進展する様子を常時マイクロスコープでモニターし，載荷過程で適宜画像を印刷し保存した．各試験体の試験条件を**表 5-6** に示す．なお，実験には，載荷能力±50kN の MTS 社製材料試験機 Test Star II を用いた．

5-3-2 実験結果

き裂が初めて確認された載荷回数を，**表 5-6** に示す．表に示すように，変位振幅が 5mm および 2.5mm の試験条件では，繰返し回数 10 回ではき裂発生が認められなかったことから，以下，変位振幅 10mm の場合について，結果を示す．なお，変位振幅 10mm の場合については，3 体同じ条件で実験を行い，同様の結果であることを確認している．

写真 5-8 に，変位振幅が 10mm の場合の試験体の変位履歴と各変位段階でのき裂先

端状況を示す．この図から，各試験体の各変位履歴でのき裂の発生・進展，さらには，き裂先端形状の様子が把握できるほか，図からわかるように，あるひとつの低サイクル疲労き裂に着目して，載荷過程の中でのそのき裂先端形状の変化を見ると，き裂が開く引張方向の変位の際には，き裂先端が鈍化していくとともに，逆に圧縮方向の変位の際には，き裂の先端まで閉じきっており，鈍い状況は見られない．この状況は，変位振幅によらず見られる．従って，5-2 で行った溶接継手試験体に対する低サイクル疲労試験でも確認されたように，低サイクル疲労き裂の先端形状は，鈍い状態のほか，閉じて鋭い状態となっている可能性がある．

5-4 低サイクル疲労き裂を起点とした脆性破壊の発生シナリオ

以上のように，鋼製橋脚において地震時の10回以下の繰返し塑性ひずみ履歴で発生した低サイクル疲労き裂は，ひずみの履歴の中で，鋭い状態と鈍い状態を繰返しながら進展していると考えられる．そのため，低サイクル疲労き裂を起点とした脆性破壊のシナリオとしては，以下のような２つの場合を考えなければならない．なお，5-2-4 で再現した脆性破壊は，そのうち，後者のシナリオに則って発生したものと考えられる．

シナリオ１

図5-8(a)に示すように，繰返しひずみ履歴を受ける中で，低サイクル疲労き裂が発生し，開閉口を繰返しながら進展するが，ある時点で，き裂が開口した状態から，一旦除荷され，き裂が鈍い状態のまま，次の更なる開口変位をもたらす引張ひずみを受け，脆性破壊へ移行する場合を考える．この場合，起点となるき裂が，既に鈍い状態にあることが特徴となる．地震動に対する鋼製橋脚の応答によっては，このように，き裂先端が開口し，それが閉じるところまで戻り切らずに，次の大きな引張ひずみを受ける可能性がある．

シナリオ２

図5-8(b)に示すように，シナリオ１同様にき裂が発生し進展する中で，シナリオ２では，き裂が圧縮ひずみにより鋭くなり，その後の引張ひずみで脆性破壊へ至る場合を考える．この場合には，き裂先端が引張ひずみを受けて鈍化ながら進展し，圧縮ひずみを受けて鋭くなって，すなわち，引張から圧縮という予ひずみを受けている状態で，その後の引張ひずみで脆性破壊へ至るものである．この場合には，脆性破壊の起点となるき裂は，鋭い状態にあり，**第4章**で述べた比較的鋭いき裂の脆性破壊のシナリオと同様の検討が必要となる．

本研究では，シナリオ2については，次章での比較的鋭いき裂に対する検討で対象とすることにし，本章では，以下，シナリオ1で発生する鈍い先端を有する場合の低サイクル疲労き裂からの脆性破壊について，その可能性および発生評価の観点から，実験的に比較的鋭いき裂の場合を比較しながら検討を行う．

5-5 鈍い先端を有する低サイクル疲労き裂からの脆性破壊の可能性

ここでは，上記シナリオ1のように，鈍い先端を有する場合の低サイクル疲労き裂からの脆性破壊発生挙動について検討するために実施した CTOD 試験片を用いた低温破壊試験について述べる．

5-5-1　実験手法

図 5-9 に，実験に用いた CTOD 試験片の形状および寸法[9]を示す．試験片に使用した鋼材は，一般的に鋼橋に用いられている SM490YB 材および SM570Q 材の2種類である．**表 5-7** および**表 5-8** に，対象鋼材の化学成分および機械的性質を示す．

本研究では，挙動比較のため，低サイクル疲労き裂を導入したものに加えて，文献9)に従って，通常の疲労き裂を導入した CTOD 試験も実施した．低サイクル疲労き裂を導入する場合は，初期き裂導入の方法以外は，この通常の CTOD 試験と同様の手順で行った．実験セットアップを**写真 5-9** に示す．実験では，荷重とクリップゲージによりき裂開口変位を動的に測定した．

低サイクル疲労き裂を導入する場合，地震時に発生する低サイクル疲労き裂先端を想定して，5-2 での検討を参考に，先端開口変位 0.1mm 程度の鈍い先端を有するき裂を導入した．初期き裂先端開口変位が 0.1mm を超えない範囲では，CTOD による破壊発生評価は妥当性がある[10)-12)]とされており，予荷重[13),14)]や繰返し荷重[15)]の影響も問題とならないことが指摘されている．初期き裂導入の際適用した荷重は，き裂先端が 0.1mm 程度となるような荷重 P を以下の式[16)]を用いて算出した．実際には，この荷重は目安とし，どの程度のき裂先端形状になっているかをマイクロスコープを用いて 5-2 と同様に測定し確認することとした．

$$\text{き裂先端開口変位}\quad \phi_{COD} = \frac{4K_I^{*2}}{\pi E' \sigma_{ys}}$$

$$\text{応力拡大係数}\quad K_I = \frac{Y(a/W)P}{BW^{1/2}}$$

ここで，各記号の定義については文献9)参照．

表 5-9 に，マイクロスコープを用いて測定したき裂導入終了時（き裂長 14mm）の

き裂先端開口変位を，通常のCTOD試験で導入した初期き裂の開口変位とともに示す．**表5-9**からわかるように，導入した低サイクル疲労き裂の先端開口変位はCTOD試験で導入した初期き裂の開口変位の10倍程度である．

なお，破壊試験での設定温度は，通常の疲労き裂を導入した場合のCTOD試験で各鋼材が脆性破壊した温度とした．

5-5-2　実験結果および考察

図5-10に，それぞれの鋼材について，実験で測定したクリップゲージ値から算出した限界CTOD値[9]と試験温度の関係を示す．この際，図には，通常の高サイクル疲労き裂を導入したCTOD試験結果とともに示す．ここで評価に用いる限界CTOD値は，き裂の初期の鈍さに関わらず破壊までどの程度の靭性を示したかを考えることとし，破壊までに変化したCTOD値として定義した．

図からわかるように，SM490YB材では，低サイクル疲労き裂を導入した場合にも，通常のCTOD試験結果と同程度の限界CTOD値を示し，限界CTOD値には大きな差違は認められない．すなわち，SM490YB材では，比較的鋭い先端を有するき裂でほぼ完全な脆性破壊が生じた温度領域で，10倍程度先端が鈍いき裂からも同様に脆性破壊が生じ得ると考えられる．一方，SM570Q材では全ての温度において，低サイクル疲労き裂の方が高い限界CTOD値を示す傾向が見られた．すなわち，SM570Q材は，比較的鋭い先端を有するき裂で脆性破壊が生じた温度では，き裂先端の鈍い低サイクル疲労き裂からは脆性破壊が発生しないと考えられる．以上のように，低サイクル疲労き裂からの脆性破壊の発生については，通常のCTOD試験で得られた限界CTOD値は，SM490YB材では脆性破壊に至るまでの開口変位の変化量をほぼ同程度に表しており，SM570Q材では，それを過小に評価することになると考えられる．SM570Q材に見られる傾向は，比較的低いひずみレベルにおいて金沢ら[17]によっても確認されている．

図5-11には，試験片の破面状況の例を示す．図から，SM490YB材では，破面の絞りも殆どなく，平坦な破面であり，明瞭な脆性破面となっていることから，低サイクル疲労き裂を起点として脆性破壊が生じたと判断できる．一方，SM570Q材については，比較的断面の絞りがあり，破面が凹凸に富むことから延性的な破壊であったといえる．

このように，本章では，鈍い先端を有する場合の低サイクル疲労き裂からの脆性破壊の発生の可能性について，その発生を確認し可能性を示した．また,その発生の評価について，鋭いき裂を起点とする場合の限界CTOD値と，鈍い先端を有する場合の低サイクル疲労き裂を起点とする場合の限界CTOD値とを比較し，後者が前者と同等もしくはそれ以上となっていることを示した．すなわち，鋭いき裂を起点とする場合の限界CTOD値で評価することにより，鈍い先端を有する場合の低サイクル疲労き裂を

起点とする場合の脆性破壊の発生は安全側に評価可能であると考えられる.

5-6 まとめ

本章では，地震時に発生する低サイクル疲労き裂を起点とした脆性破壊について，ひずみ履歴を受ける中での低サイクル疲労き裂の先端形状の変化に着目して，発生シナリオの明確化を試みるとともに，脆性破壊の可能性および発生の評価について検討することを目的として，実験的な検討を行った．その結果，以下のような結論を得た．

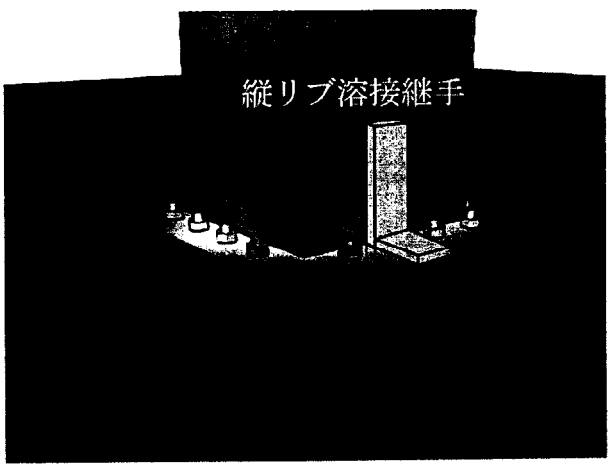
1) 溶接継手部に対する曲げ低サイクル疲労試験により発生したき裂先端を観察し，繰返し塑性ひずみを受けて発生する低サイクル疲労き裂の先端は，ひずみ履歴の影響を受け，き裂が開閉口を繰返す過程で，鈍い状態と，鋭い状態の2つの状態にあることを示し，それに伴って，地震時に低サイクル疲労き裂を起点として脆性破壊へ移行するシナリオとして，①き裂が開いた状態で除荷され，その後の引張ひずみによりさらにき裂が開き脆性破壊へ至る場合と，②き裂が閉じて鋭くなっている状態から，次の引張ひずみで脆性破壊へ移行する場合の2つが考えられることを示した．

その上で，②については，**第6章**の対象とし，本章では，①の場合について脆性破壊の発生挙動の特徴に関する検討を行った．その結果，以下のことが明らかとなった．

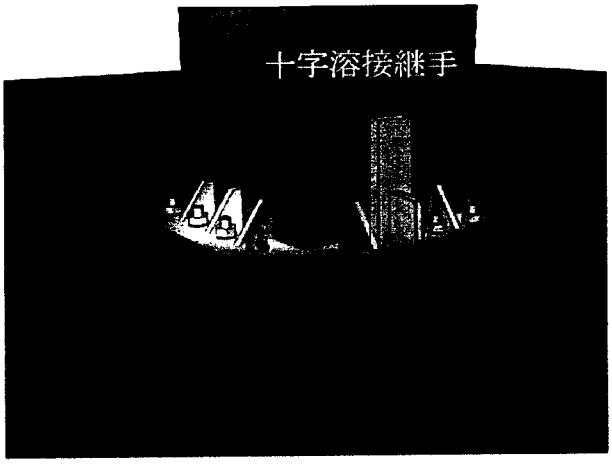
2) 10%程度以上の繰返し塑性ひずみにより発生する低サイクル疲労き裂先端の鈍さは，き裂先端開口変位で表現して，0.05mm以上と通常CTOD試験で導入するような疲労き裂とは5倍以上鈍くなっている．
3) 鈍い先端を有する低サイクル疲労き裂からの脆性破壊発生の可能性は，鋼種に依存する．SM490YB材では，通常の高サイクル疲労き裂を初期き裂とした場合脆性破壊が発生した温度で，同様に脆性破壊の発生が確認されたのに対し，SM570Q材では，その温度では脆性破壊の発生が見られなかった．
4) 通常のCTOD試験で脆性的な破壊が生じる温度領域では，低サイクル疲労き裂からの脆性破壊に至るまでに変化するき裂先端開口変位は，通常のCTOD試験で得られる限界CTOD値で，SM490YB材では同程度に，SM570Q材では過小に評価される．

参考文献【第5章】

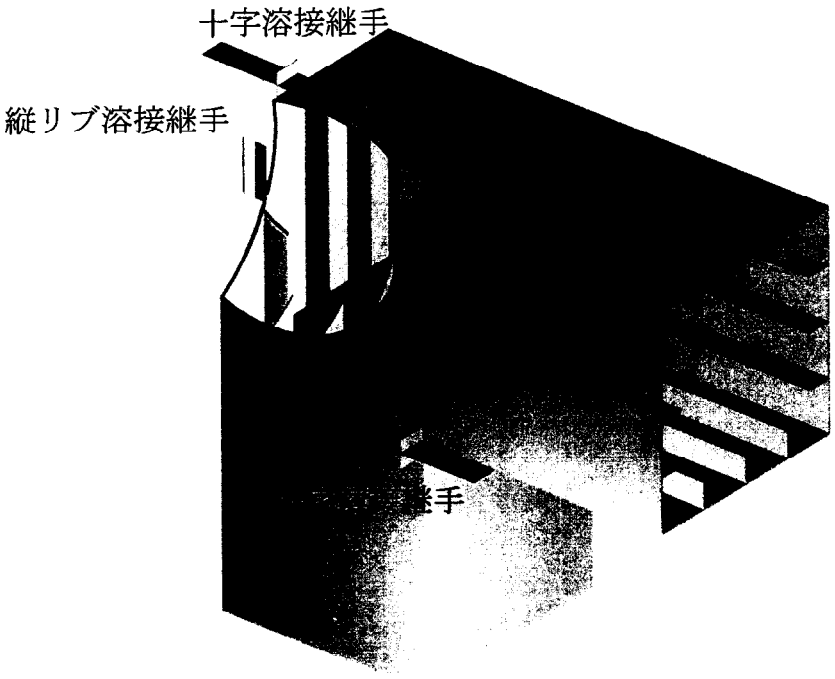
1) 土木学会鋼構造委員会：鋼構造物の安全性の調査報告，1995.7.
2) 阪神高速道路管理技術センター，日本鋼構造協会：鋼製橋脚の塑性時の変形性能に関する研究業務報告書，1995.3.
3) 坂野昌弘，三上市蔵，村山弘，三住泰久：鋼製橋脚基部の超低サイクル破壊挙動，鋼構造論文集，第2巻，第8号，pp.73-82，1995.12.
4) 坂野昌弘，岸上信彦，小野剛史，森川友記，三上市蔵：三角リブ付き鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労挙動，構造工学論文集，Vol.44A，pp.1281-1288，1998.3.
5) 三木千寿，四十沢利康，穴見健吾：鋼製門型ラーメン橋脚隅角部の地震時脆性破壊，土木学会論文集，No.591，pp.273-281，1998.4.
6) 西村俊夫，三木千寿：構造用鋼材のひずみ制御低サイクル疲れ特性，土木学会論文報告集，第279号，pp.29-44，1978.
7) 工藤純一，島貫広志，岡野重雄，誉田登，斉藤義郎，南二三吉：低靭性鋼を用いた建築鉄骨における脆性破壊の研究　その1　低靭性鋼の製造法と破壊特性，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp.399-400，1998.9.
8) 宇佐美勉，鈴木俊光，伊藤義人：実橋脚をモデル化した基部を有するコンクリート充填鋼柱のハイブリッド地震応答実験，土木学会論文集，No.525/I-33，pp.55-67，1995.10.
9) 日本溶接協会：き裂開口変位（CTOD）試験（WES1108-1995），1995.
10) 日本溶接協会：溶接継手の脆性破壊発生及び疲労き裂進展に対する欠陥評価法（WES2805-1997），1997.
11) 金沢武，町田進，糸賀興右，土屋秀典：COD仮説による脆性破壊発生の研究，日本造船学会論文集，第131号，pp.345-354，1972.5.
12) 金沢武，町田進，萩原行人：工業的試験法としての曲げCTOD試験について，日本造船学会論文集，第132号，pp.361-370，1972.10.
13) 金沢武，三村宏，町田進，宮田隆司，萩原行人：脆性破壊発生のクライテリアに関する考察，日本造船学会論文集，第129号，pp.237-246，1971.5.
14) 大塚昭夫，宮田隆司，西村誠二，柏木陽一郎，笠井登：切欠部からの破壊発生に関するCOD－クライテリオンとストレッチド・ゾーン，日本造船学会論文集，第136号，pp.249-257，1974.11.
15) 大畑充，南二三吉，藤田周亮，橋本昌明，豊田政男：繰返し荷重下における構造用鋼の延性き裂進展特性（第1報），日本造船学会論文集，第188号，pp.679－678，2000.11.
16) 小林英男：破壊力学，共立出版，1993.
17) 金沢武，町田進，矢島浩，青木満，川辺智信：鋼材の脆性破壊発生特性におよぼす疲労の影響（第2報），日本造船学会論文集，第126号，pp.397－410，1969.11.



(a) 鋼製橋脚基部取り合い部

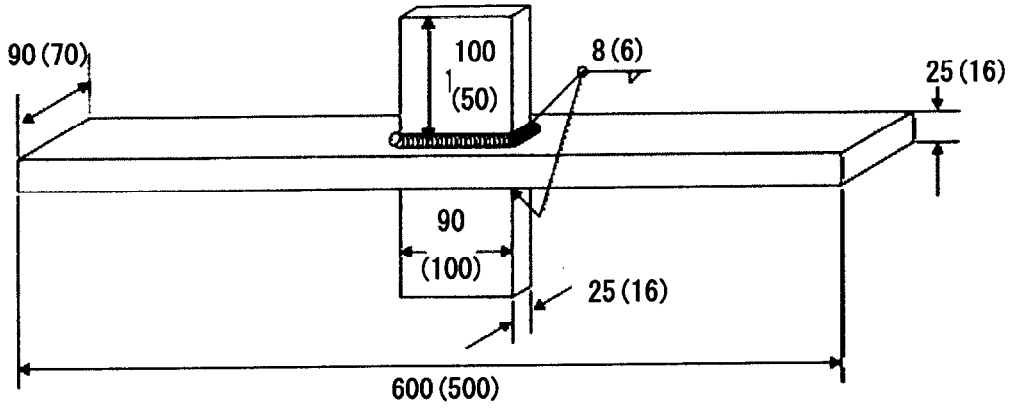


(b) 鋼製橋脚基部補強用三角リブ溶接止端部

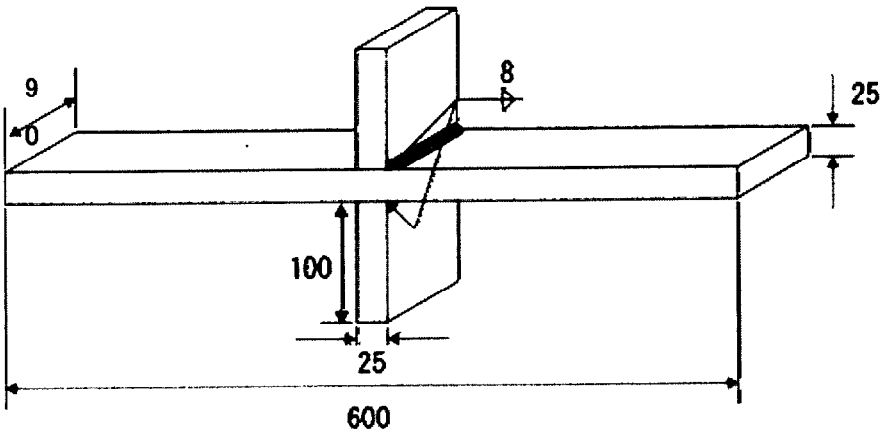


(c) 鋼製橋脚隅角部

図 5-1　鋼製橋脚溶接継手部のモデル化



(a) リブ溶接継手試験体
（括弧内の数値は SMA490 材を用いた試験体）



(b) 十字溶接継手試験体（SM490A 材）

図 5-2　溶接継手試験体の形状および寸法

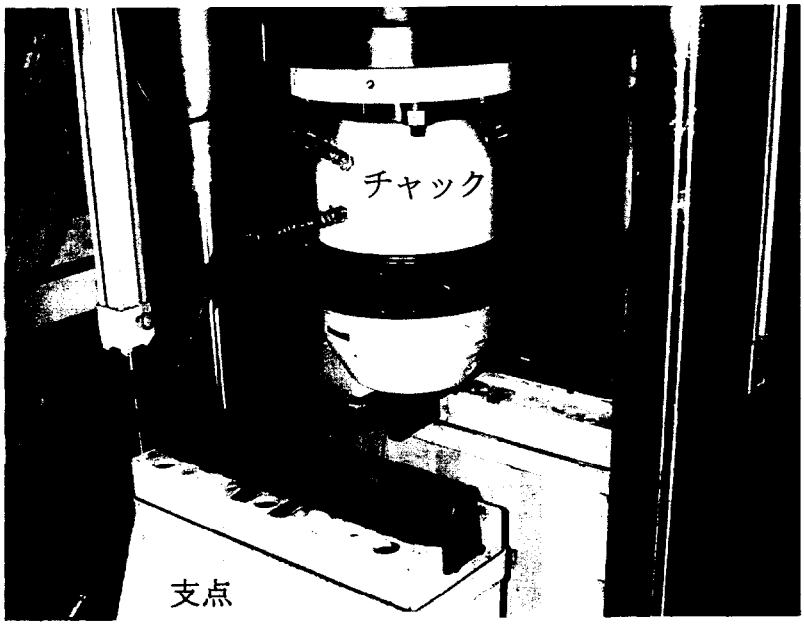


写真 5-1　実験状況

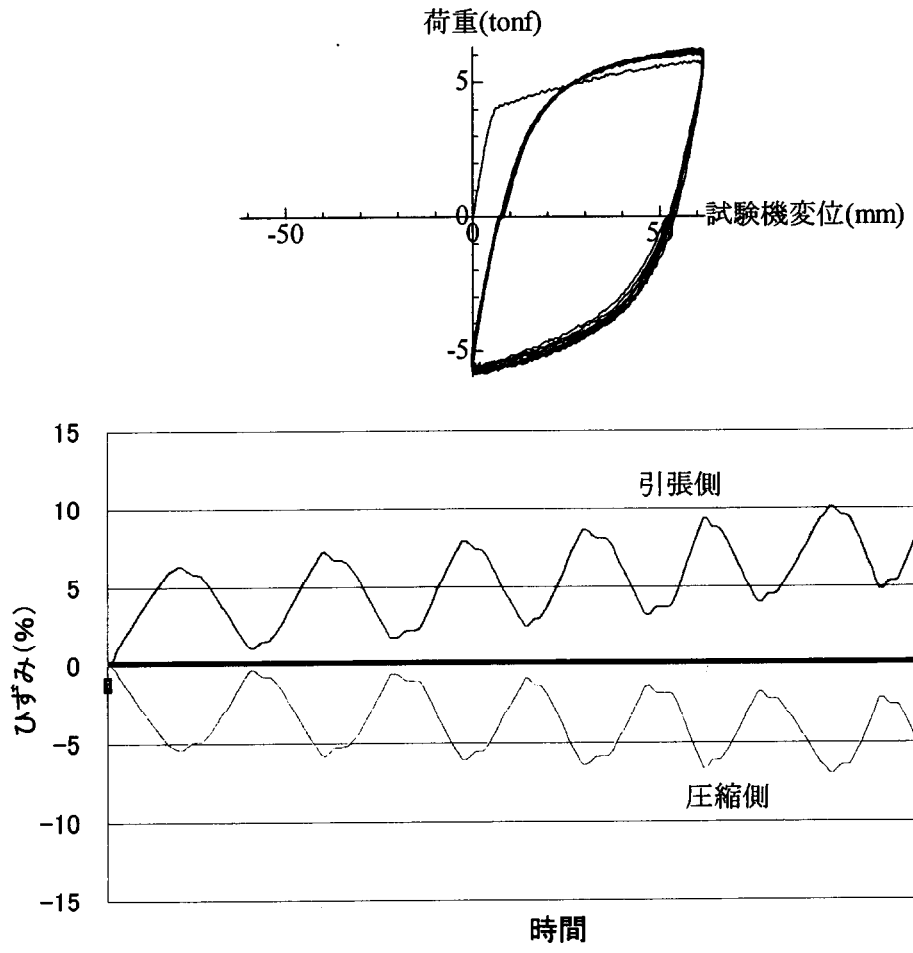


図 5-3　実験での荷重－変位状況とひずみ履歴の例
(試験体 HR-6)

表 5-1(a)　実験条件
(SMA490 材を使用したリブ溶接継手試験体)

試験体呼称	目標ひずみ値 (%)	測定した公称ひずみ (%) (最初の載荷時)		載荷点変位 (mm)	載荷回数	最初のき裂発生時の繰返し回数
		引張側	圧縮側			
S3	3.00	3.20	-2.78	±17.4	60	5
S6-1	6.00	6.75	-5.20	±37.0	14	3
S6-2	6.00	6.12	-2.78	±33.5	20	2
S9	9.00	9.00	-6.28	±55.4	10	1

表 5-1(b)　実験条件
(高靭性鋼を使用した試験体)

試験体呼称	目標ひずみ値 (%)	測定した公称ひずみ (%) (最初の載荷時)		載荷点変位 (mm)	最終載荷回数	最終繰返し回数	最初のき裂発生時の繰返し回数 〈()内は圧縮側〉
		引張側	圧縮側				
HC-S6	6.00	6.45	-6.17	77.3	20	10	8.5(5)
HC-S9	9.00	8.53	-6.99	97.8	20	10	2.5(3)
HC-S9-2	9.00	8.71	-7.52	102.6	20	10	3.5(3)
HR-S3	3.00	3.13	-2.60	24.4	20	10	発生しない
HR-S6	6.00	6.27	-5.20	61.6	20	10	1.5(2)
HR-S9	9.00	9.15	-7.77	90	20	10	0.5(1)

なお，試験体呼称の最初の文字は，H：高靭性，L：低靭性(後出)，
2番目の文字は，C：十字継手試験体，R：リブ溶接継手試験体を表す.

表 5-1(c)　実験条件
(低靭性鋼を使用した試験体)

試験体呼称	目標ひずみ値 (%)	測定した公称ひずみ (%) (最初の載荷時)		載荷点変位(mm)	目標繰返し回数	最初のき裂発生時の繰返し回数 〈()内は圧縮側〉	脆性破壊の発生した繰返し回数
		引張側	圧縮側				
LC-S3	3.00	3.08	-2.72	37.6	10	発生せず	発生せず
LC-S6	6.00	5.97	-4.84	69.1	10	5.5 (7)	発生せず
LC-S9	9.00	8.52	-7.82	105.1	10	1.5 (3)	7
LC-S9-2	9.00	8.21	-7.88	103.4	10	2.5(3)	10
LR-S3	3.00	2.98	-2.75	29.1	10	発生せず	発生せず
LR-S6	6.00	5.90	-5.26	56.3	10	1.5 (3)	発生せず
LR-S6-2	6.00	5.85	-5.72	62.5	10	1.5 (2)	3
LR-S6-3	6.00	6.31	-5.77	61.2	10	1.5 (2)	3
LR-S9	9.00	8.22	-7.44	78.8	10	0.5 (1)	2
LR-S9-2	9.00	8.92	-8.33	89.5	10	0.5 (1)	2

表 5-2　化学成分

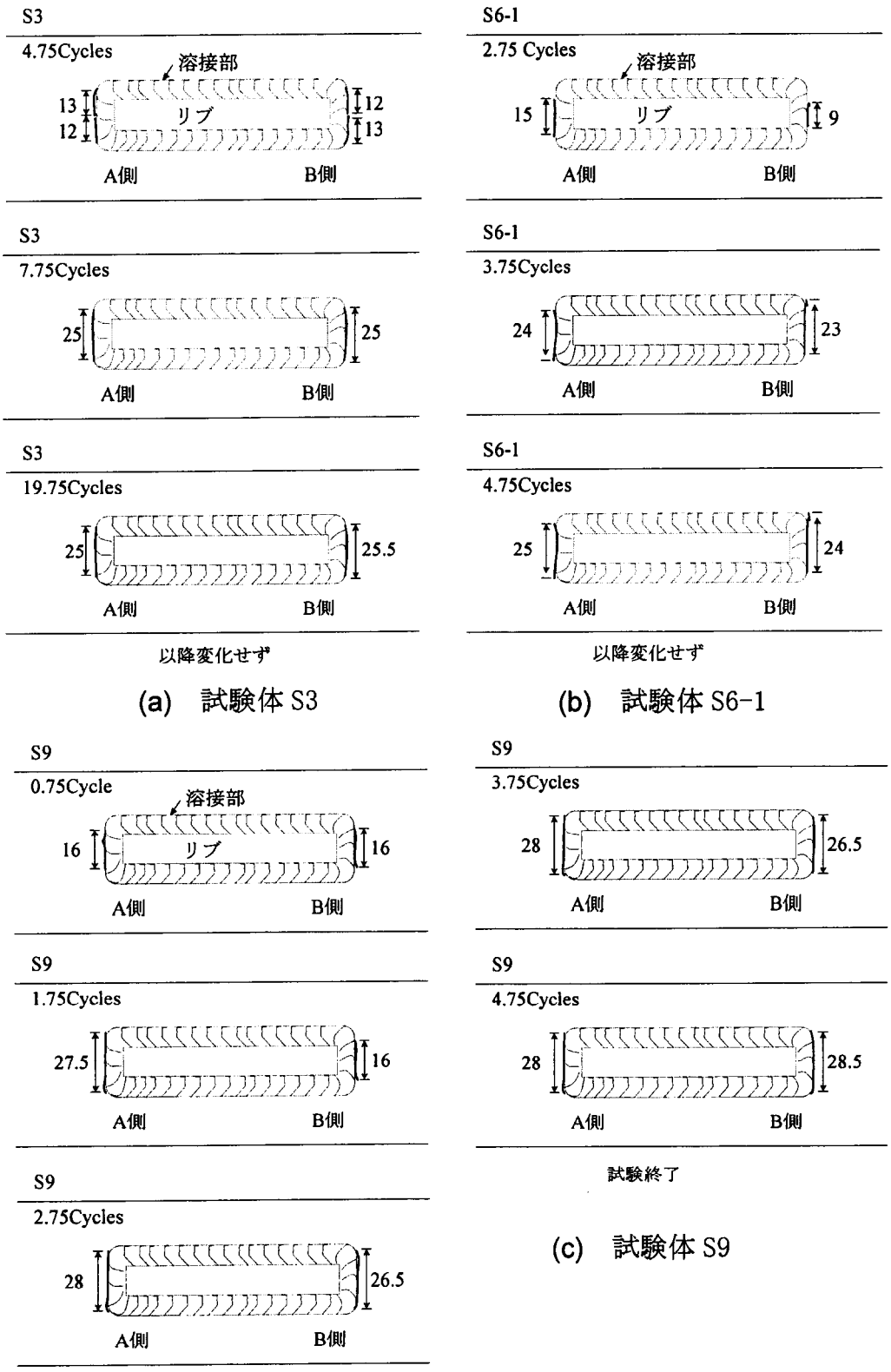
鋼材	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	Mo	V	Al
SM490A（高靭性）	0.16	0.32	1.31	0.017	0.002						
SM490A（低靭性）	0.21	0.28	1.19	0.024	0.013			0.2	0.09		0.005

表 5-3　機械的性質

鋼材	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	伸び (%)	シャルピー吸収エネルギー (Joule@0℃)
SM490A（高靭性）	344	504	27	表4-5参照
SM490A（低靭性）	337	569	31	30

表 5-4　シャルピー衝撃試験結果
（高靭性鋼）

採取部位	試験温度 (℃)	吸収エネルギー (Joule)	脆性破面率 (%)
t/3	0	121	55
t/3	0	108	40
t/3	0	141	35
平均		123	43
t/3	20	285	0
t/3	20	287	0
t/3	20	290	0
平均		287	0



(a)　試験体 S3

(b)　試験体 S6-1

(c)　試験体 S9

図 5-4　き裂発生位置および進展状況（SMA490 材）

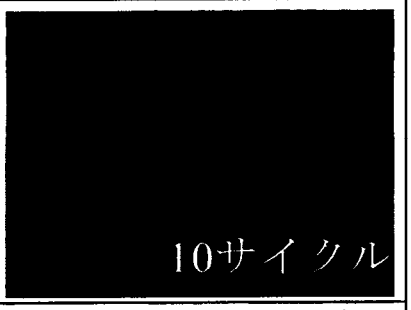
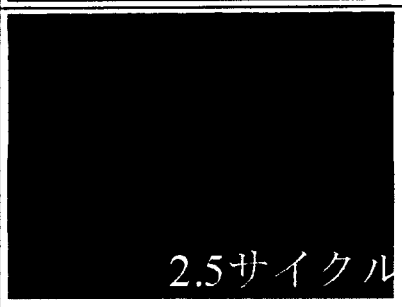
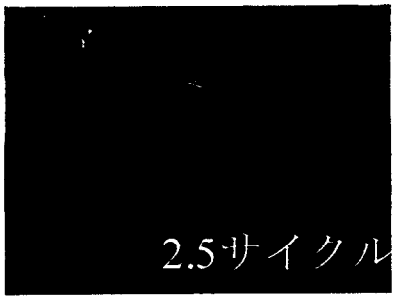
面	き裂発生時	試験終了時
CA	4.0サイクル	10サイクル
CB	3.0サイクル	 10サイクル
TA	 2.5サイクル	9.5サイクル
TB	 2.5サイクル	9.5サイクル

写真 5-2　き裂発生状況（試験体 HC-S9）

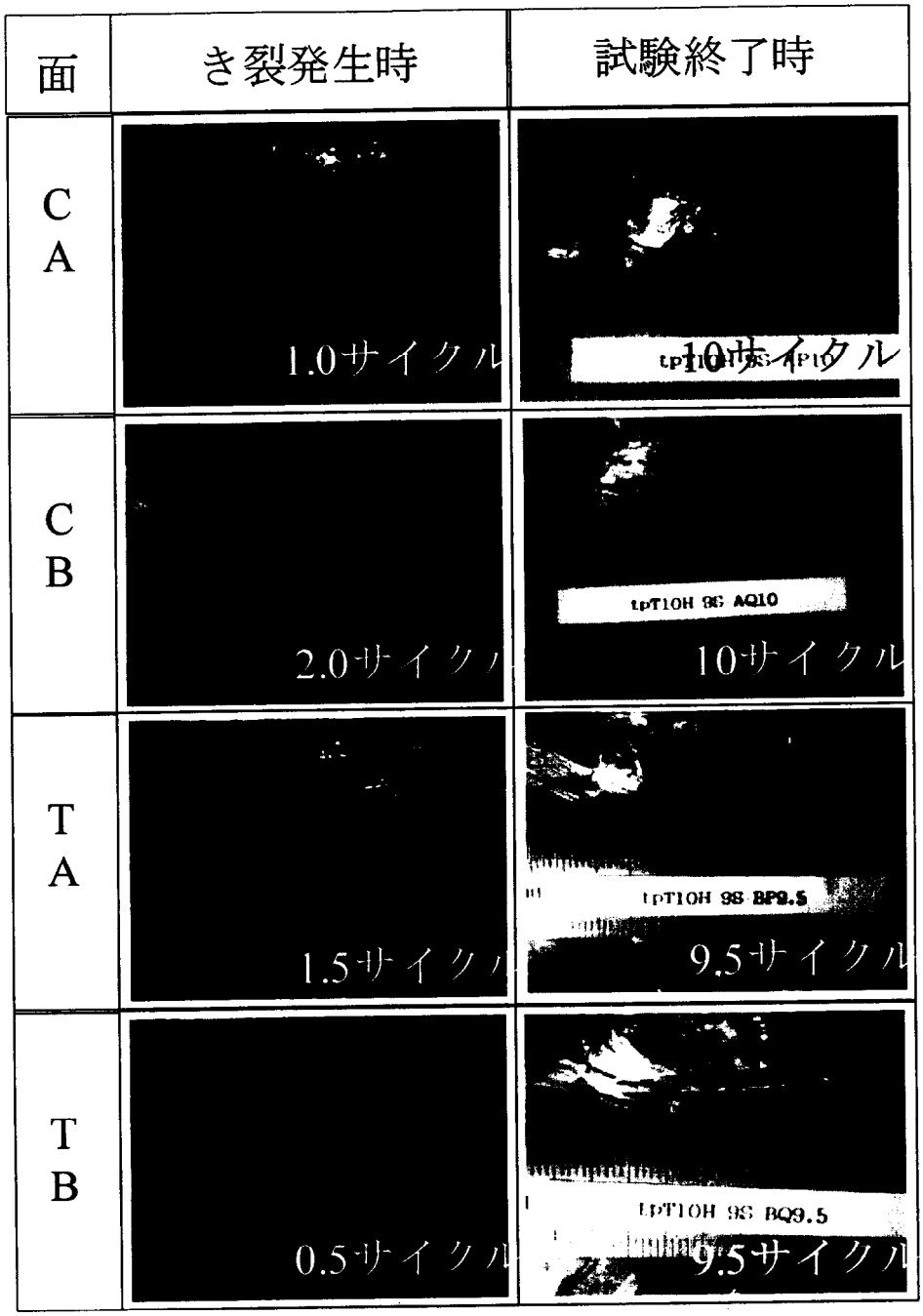


写真 5-3(a)　き裂発生状況（試験体 HR-S9）

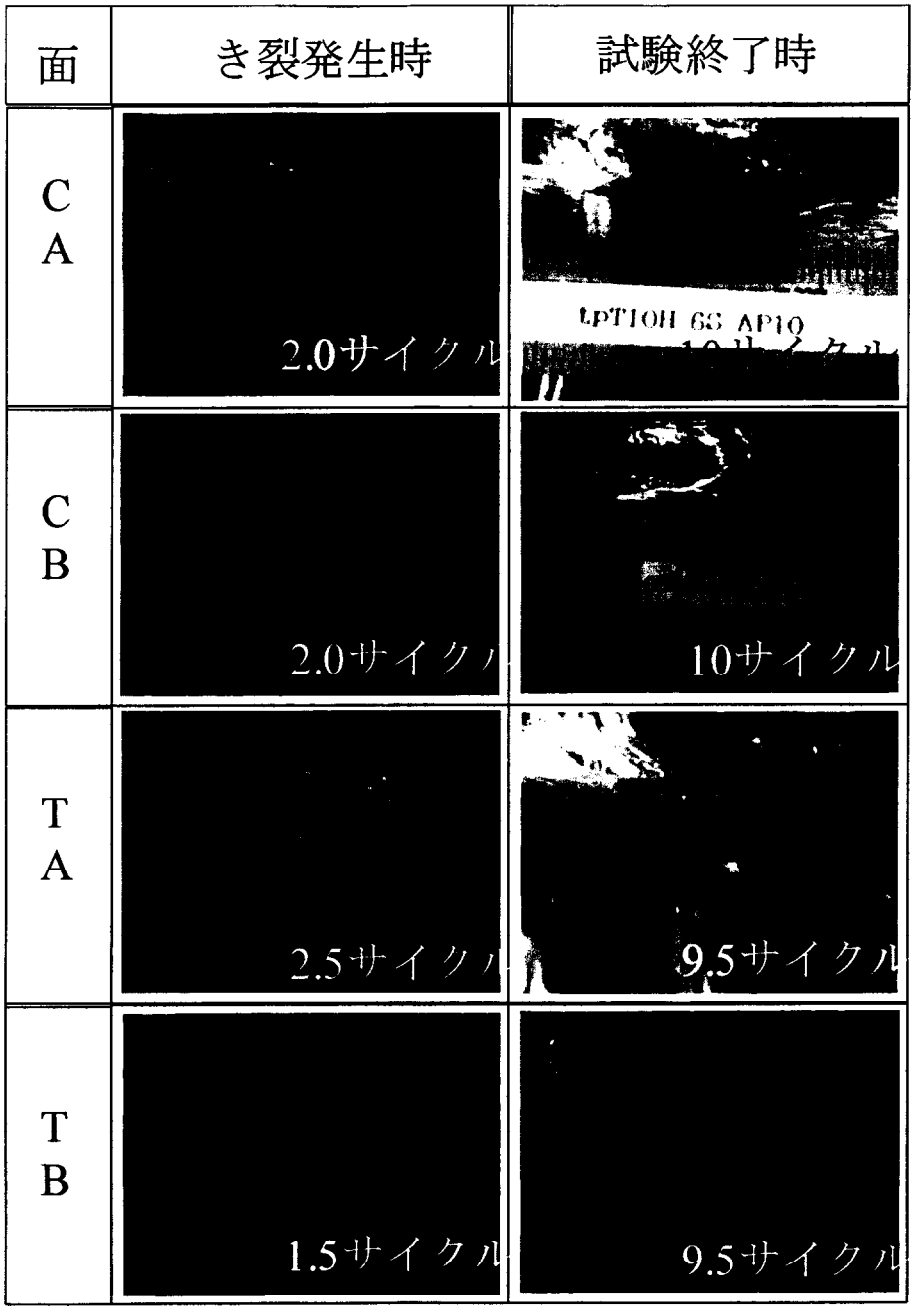
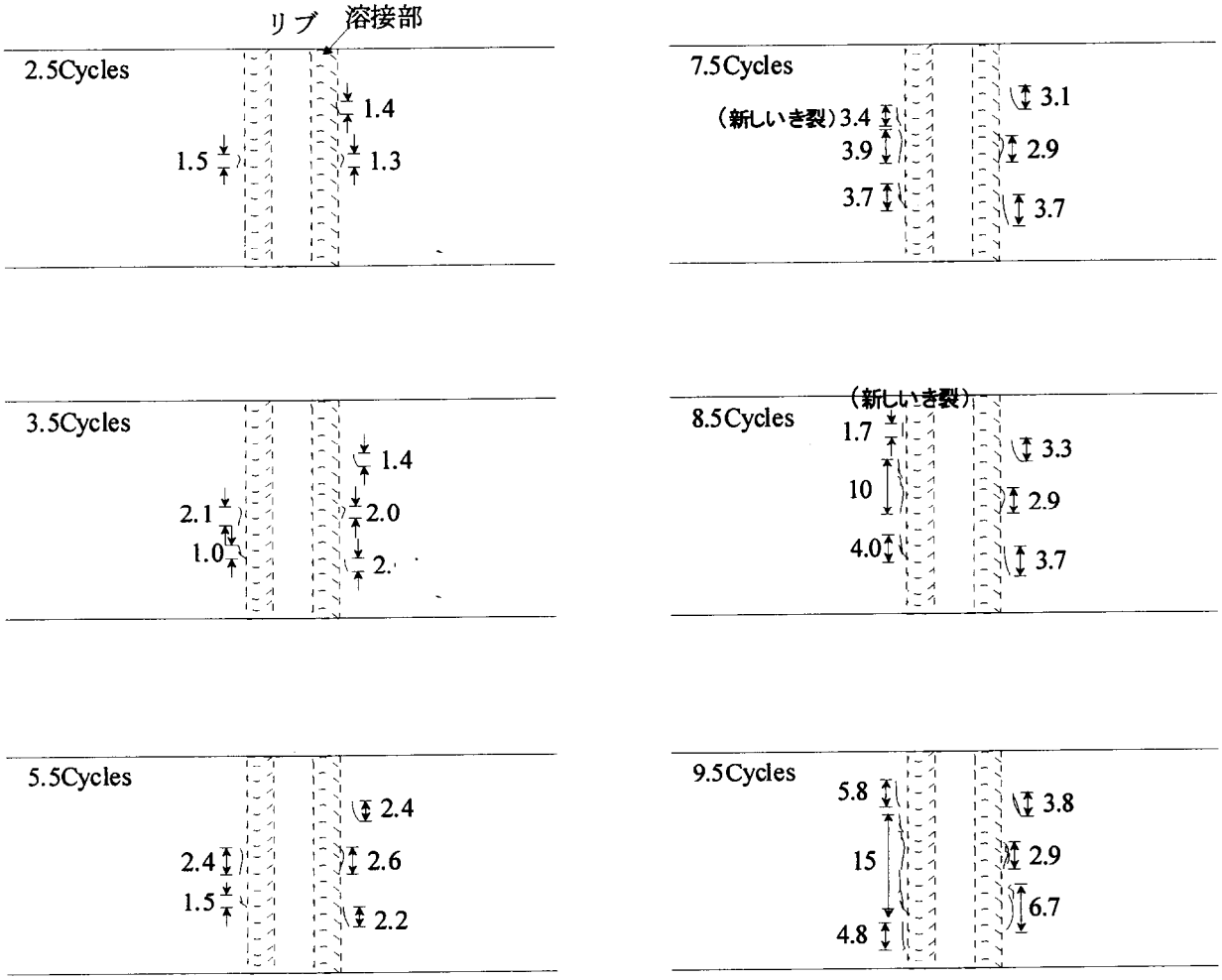
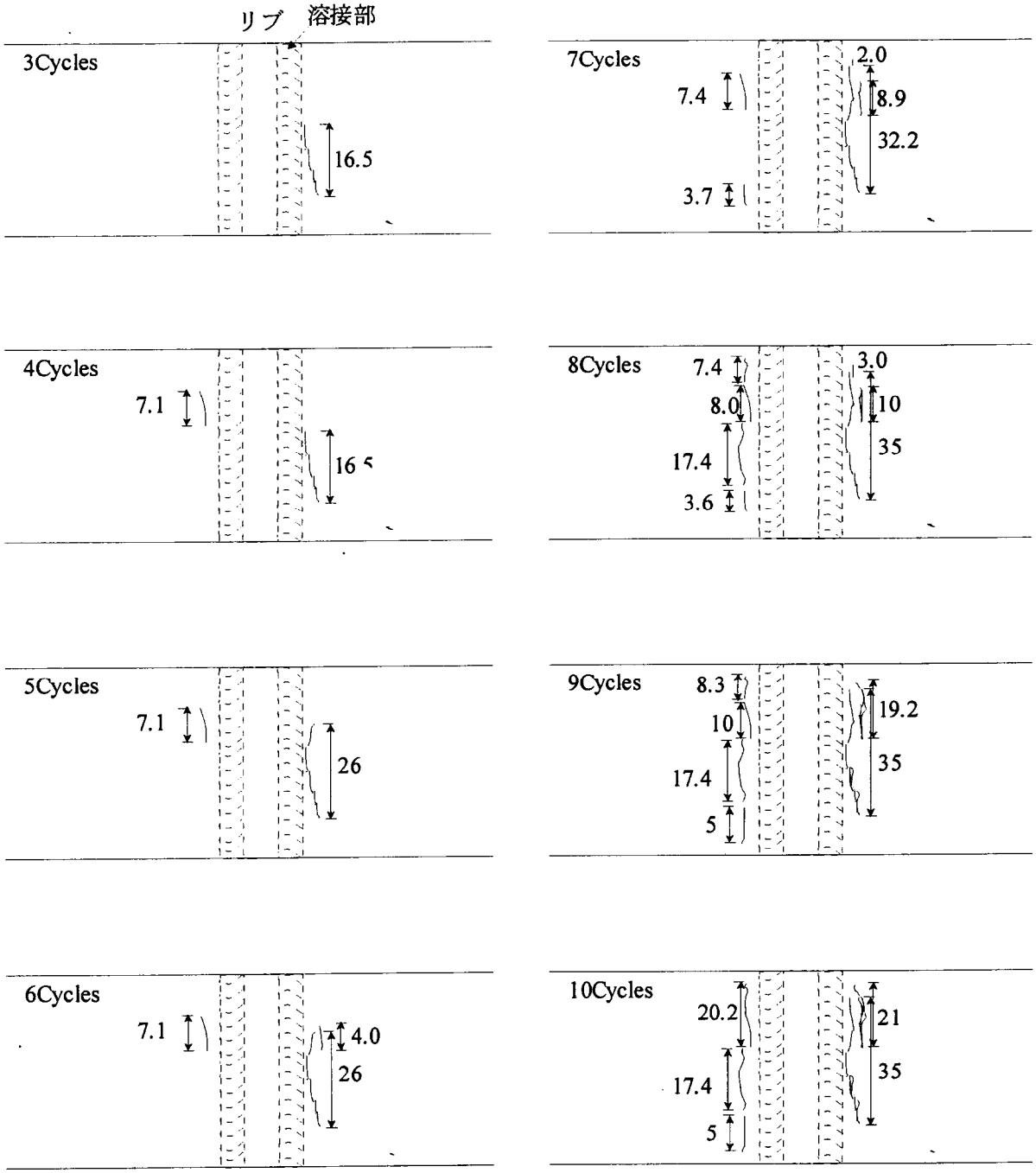


写真 5-3(b)　き裂発生状況（試験体 HR-S6）



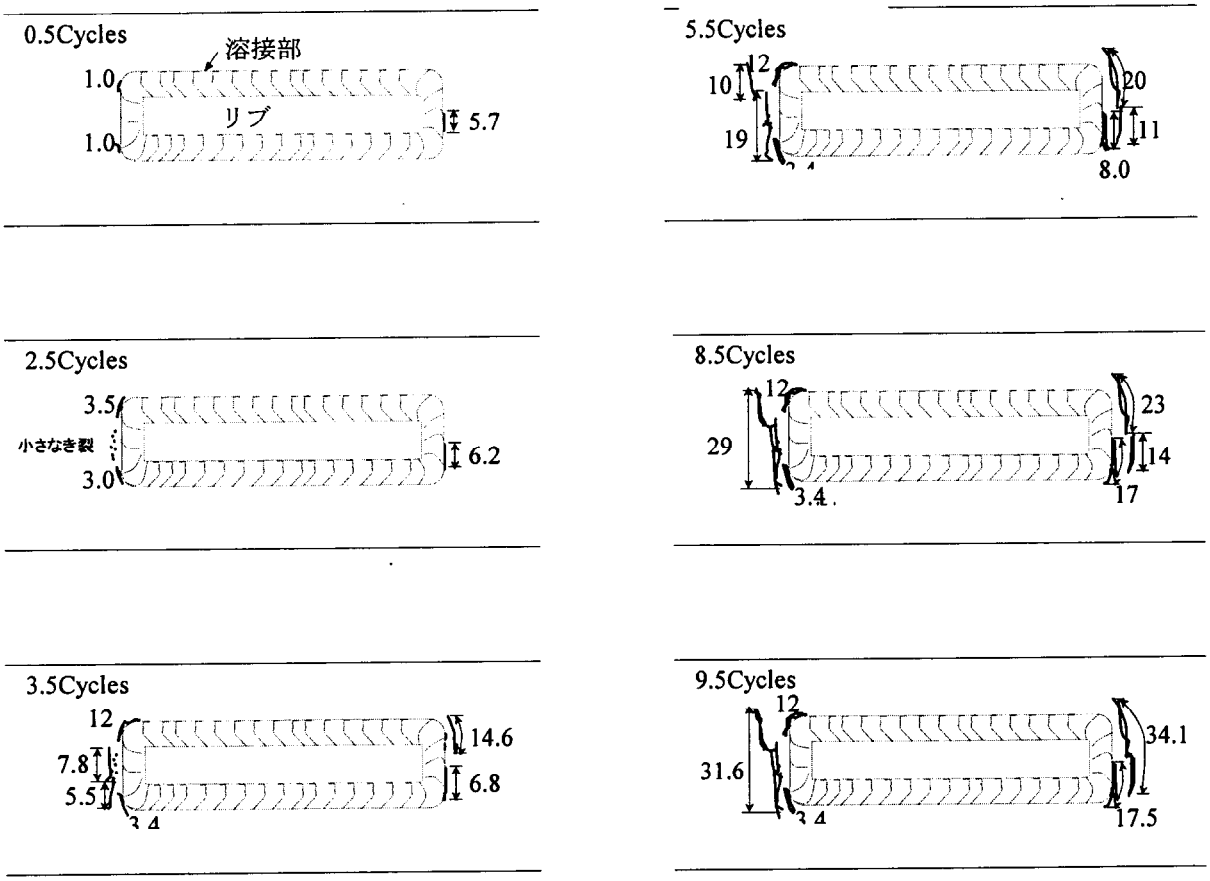
(1)　最初に引張を受ける面（T 面）

図 5-5(a)　き裂発生状況（試験体 HC-S9）



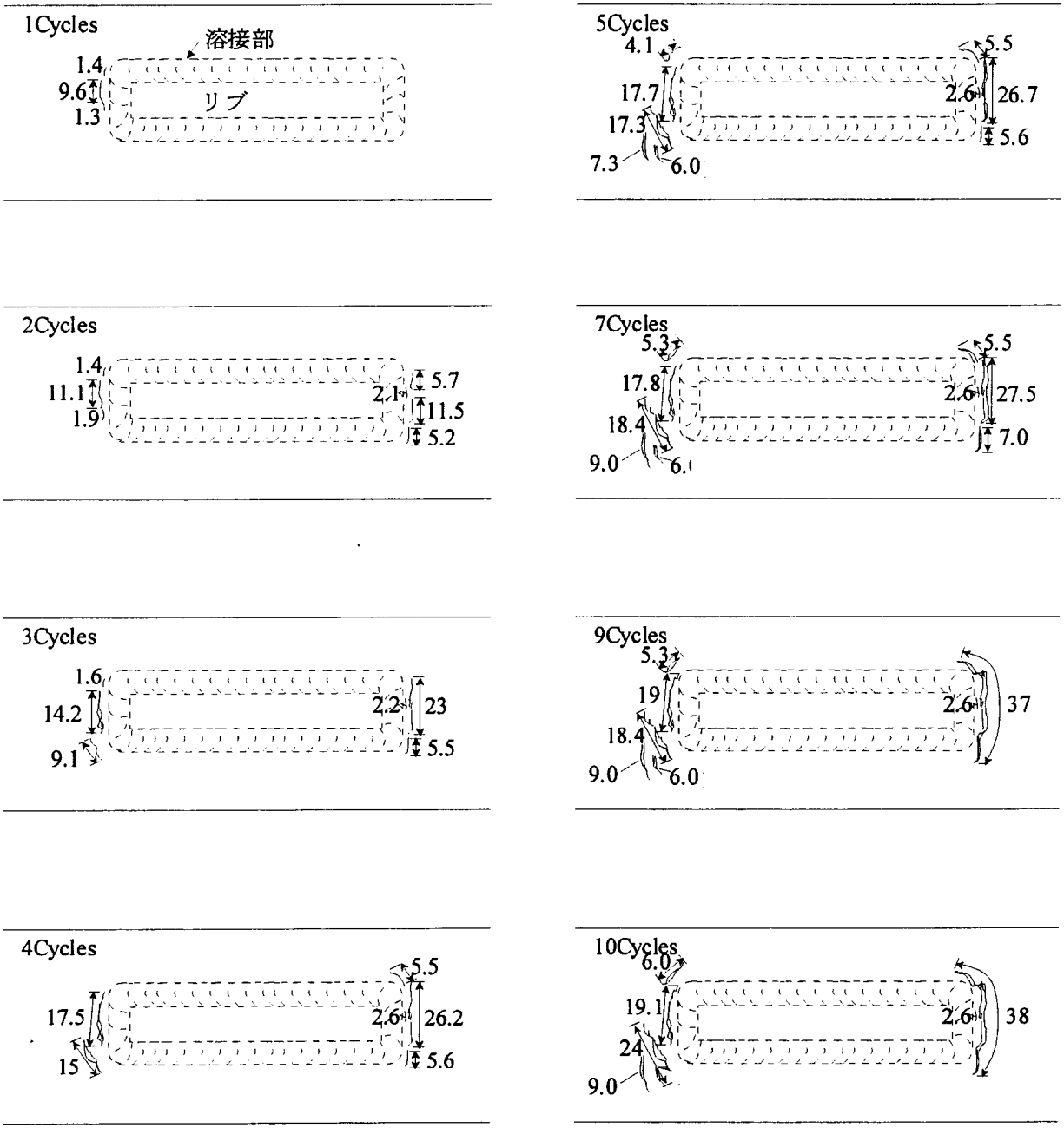
(2)　最初に圧縮を受ける面（C 面）

図 5-5(a)　き裂発生状況（試験体 HC-S9）



(1)　最初に引張を受ける面（T 面）

図 5-5(b)　き裂発生状況（試験体 HR-S9）



(2)　最初に圧縮を受ける面（C 面）

図 5-5(b)　き裂発生状況（試験体 HR-S9）

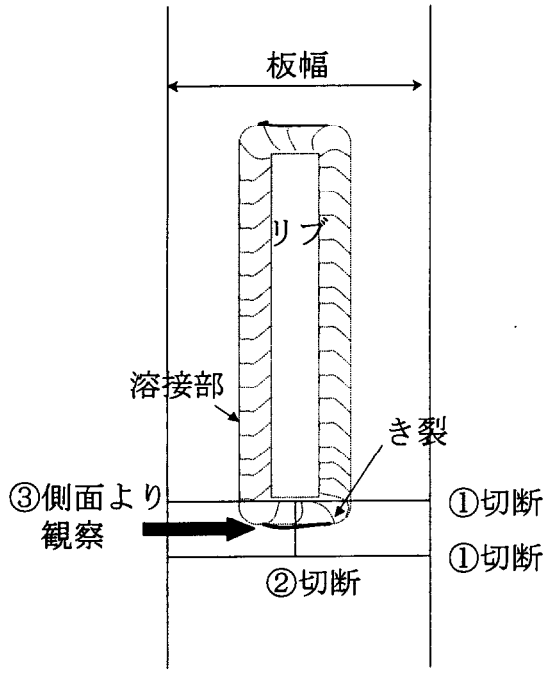


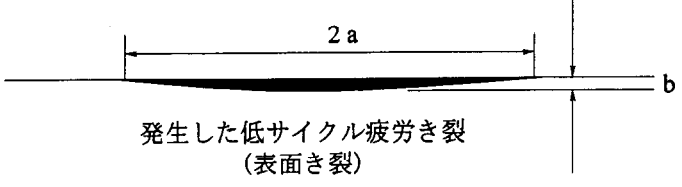
図 5-6　き裂先端の観察手順

表 5-5(a)　き裂形状およびき裂先端開口変位の測定結果　（SMA490 材）

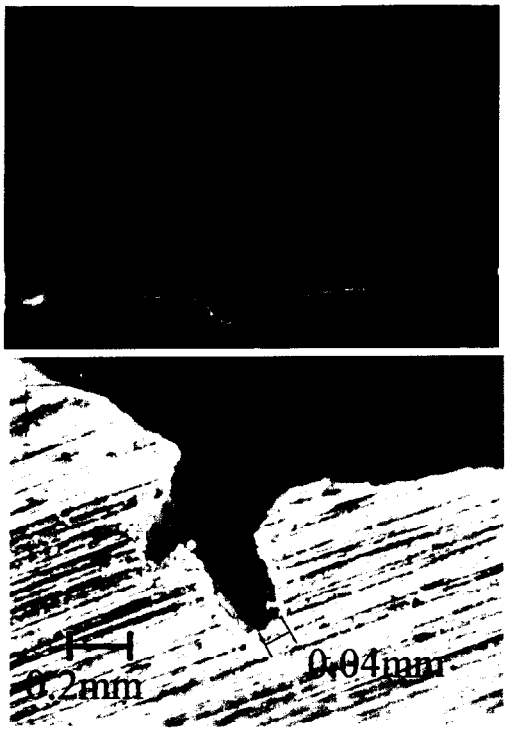
試験体呼称	溶接止端部位置	表面長さ 2a(mm)	深さ b(mm)	アスペクト比 a/b	測定したき裂先端開口変位 (mm)
S3	A	25.0	0.457	27.4	0.045
	B	25.5	0.486	26.2	0.057
S6-1	A	25.0	0.714	17.5	0.171
	B	24.0	0.857	14.0	0.186
S6-2	A	25.0	0.714	17.5	0.157
	B	26.0	0.839	15.5	0.185
S9	A	28.0	2.035	6.9	0.306
	B	28.5	2.258	6.3	0.726

表 5-5(b)　き裂形状およびき裂先端開口変位の測定結果　（高靭性鋼）

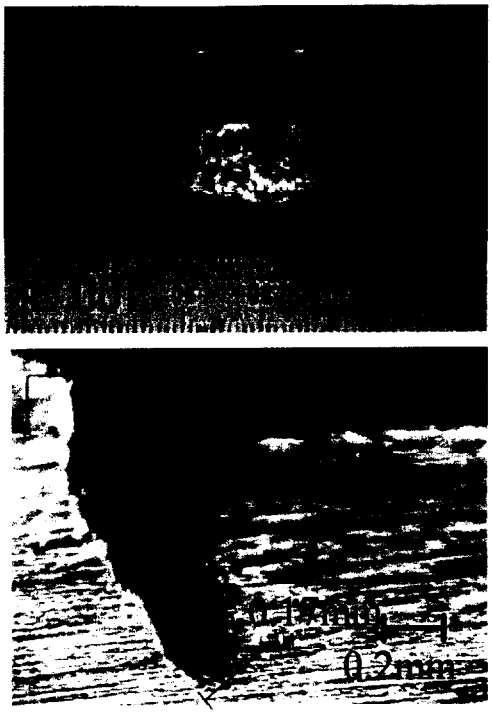
試験体呼称	溶接止端部位置	表面長さ 2a(mm)	深さ b(mm)	アスペクト比 a/b	測定したき裂先端開口変位 (mm)
HC-S6	A	18.0	0.862	10.4	0.086
	B	26.5	0.430	30.8	0.077
HC-S9	A	7.0	0.284	12.3	0.016
	B	19.0	0.129	73.9	0.022
HC-S9-2	A	15.0	0.135	55.5	0.043
	B	9.0	0.063	71.9	0.030
HR-S6	A	11.7	1.570	3.7	0.036
	B	8.6	1.590	2.7	0.020
HR-S9	A	32.3	5.170	3.1	0.170
	B	33.6	6.500	2.6	0.330



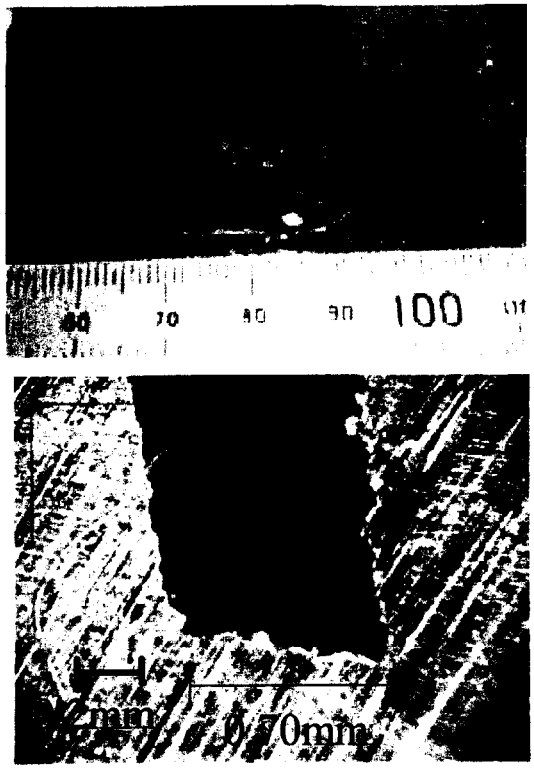
発生した低サイクル疲労き裂
（表面き裂）



(a)　試験体 S3



(b)　試験体 S6-1



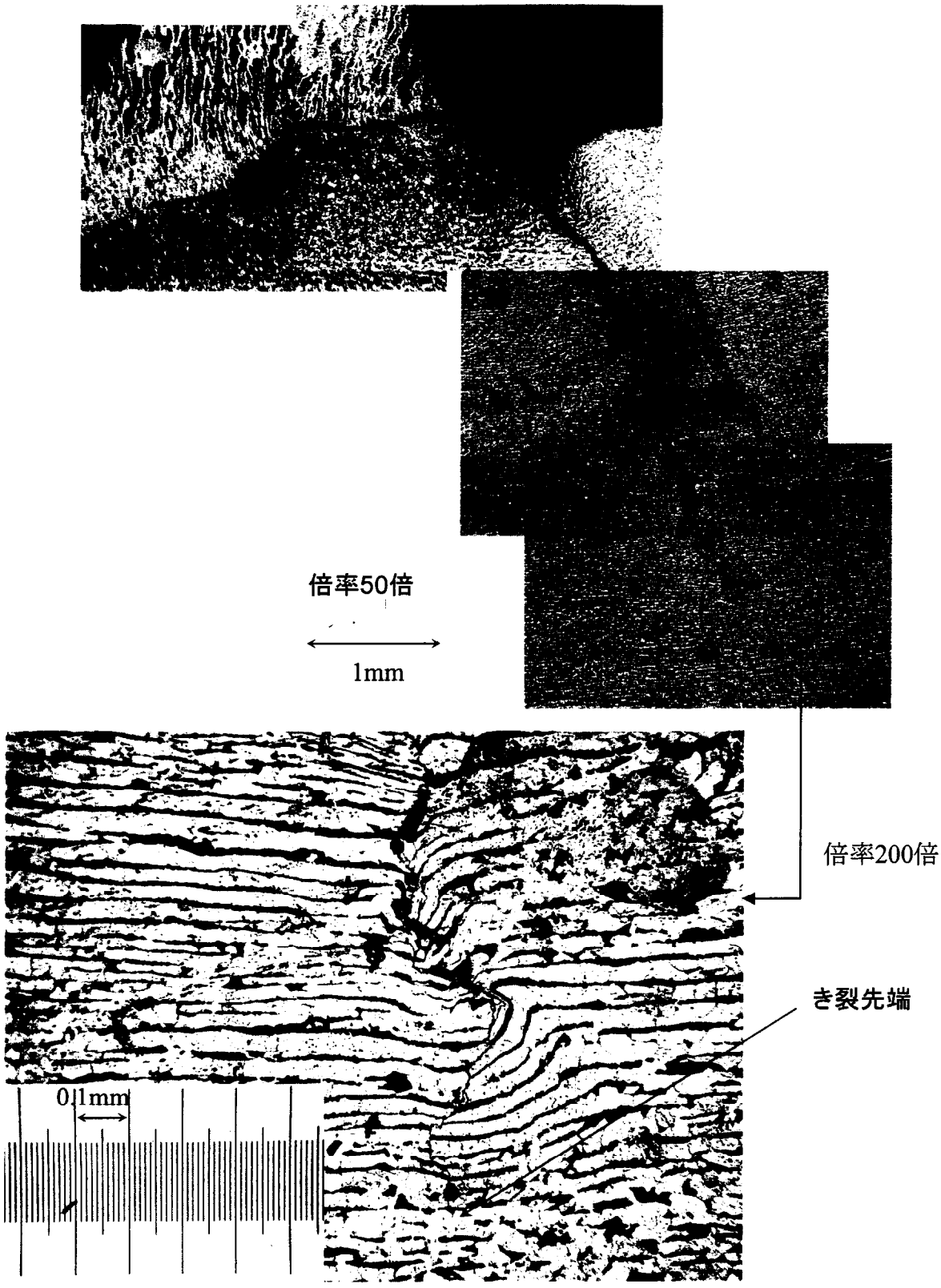
(c)　試験体 S9

写真 5-4　き裂先端形状（SMA490 材）
（上段：観察したき裂の表面からの様子，下段：き裂先端状況）

(1)　位置TA （引張側）

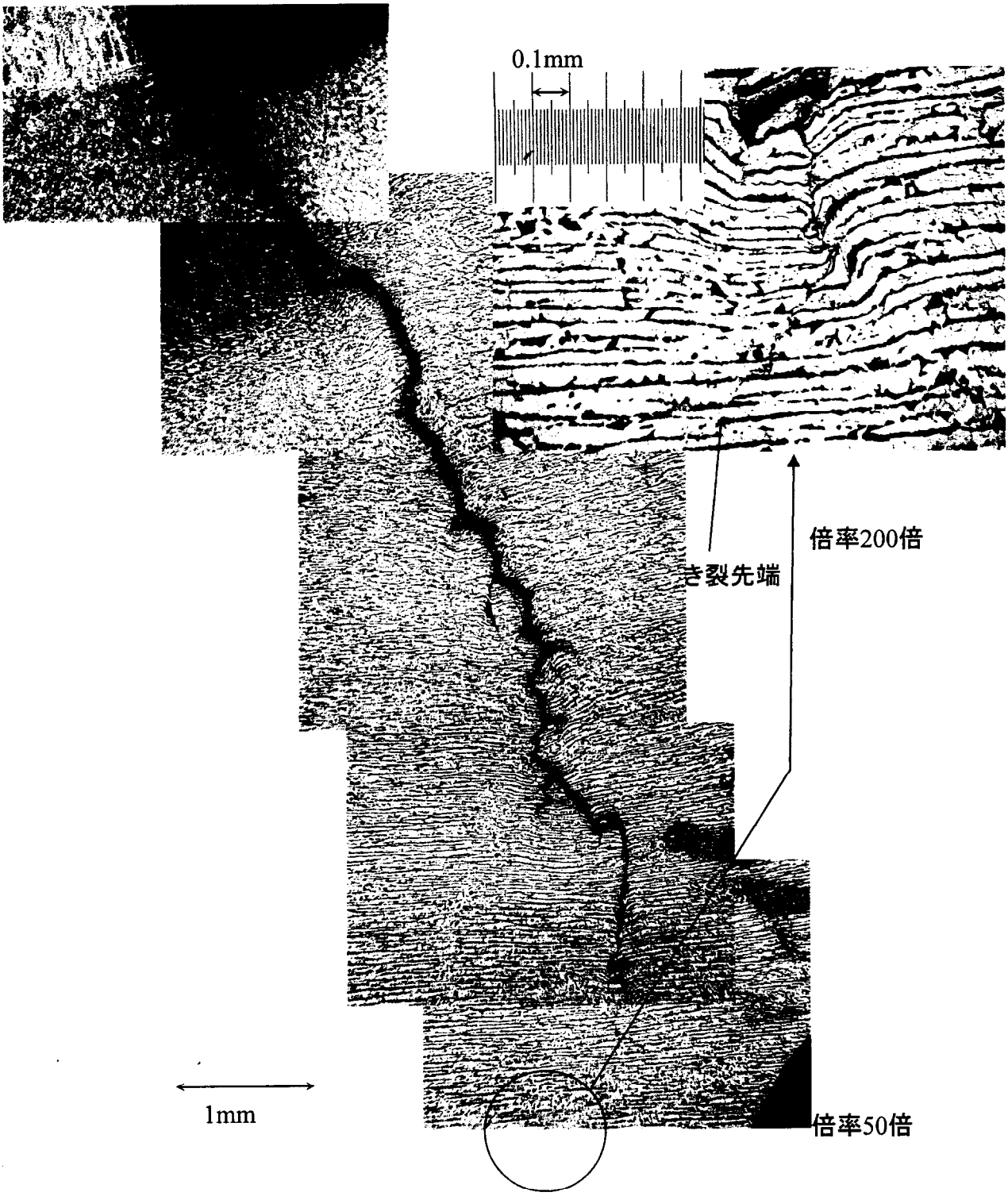
(2)　位置TB （引張側）

写真5-5(a)　き裂先端形状(HR-S9)



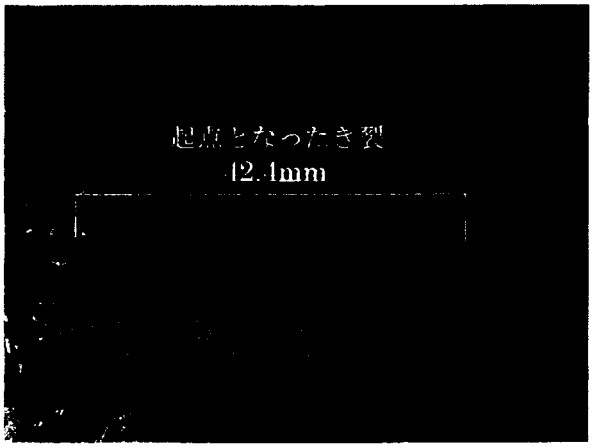
(1)　位置CA　（圧縮側）

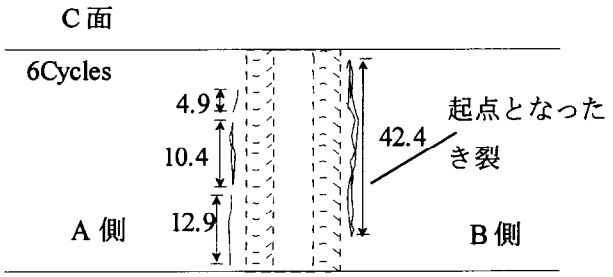
写真5-5(b)　き裂先端形状（HR-S9）



(2)　位置CB　(圧縮側)

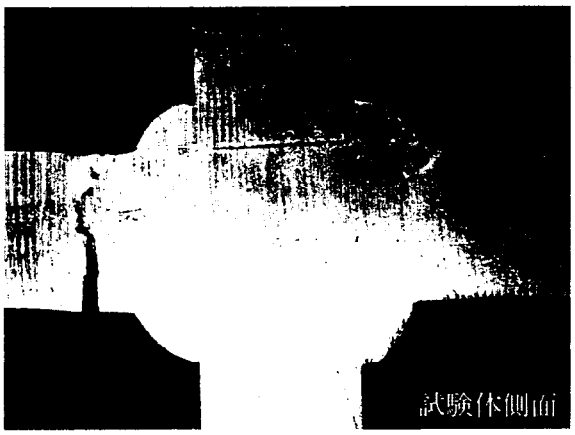
写真5-5(b)　き裂先端形状(HR-S9)



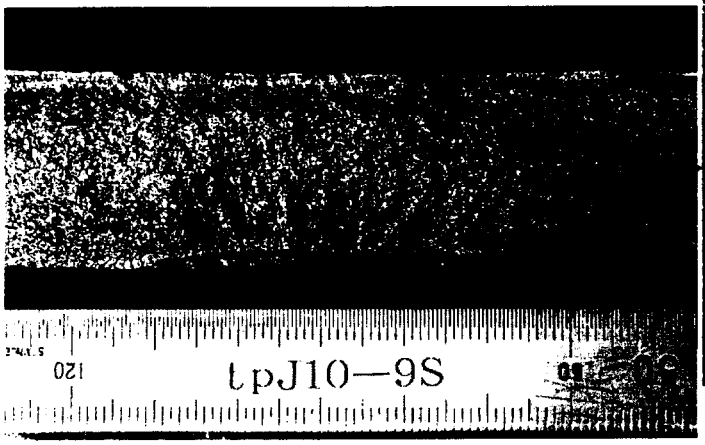


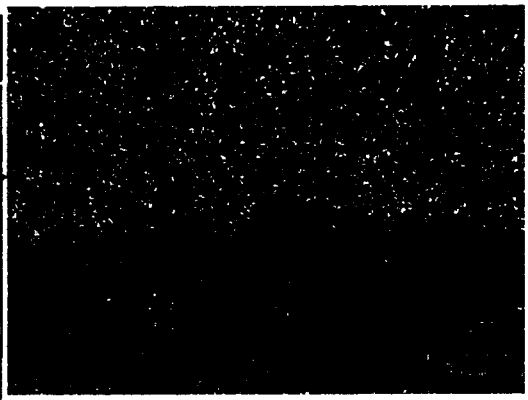
直前の載荷終了時のき裂発生状況

(a)　脆性破壊の起点となったき裂



(b)　脆性破壊発生状況

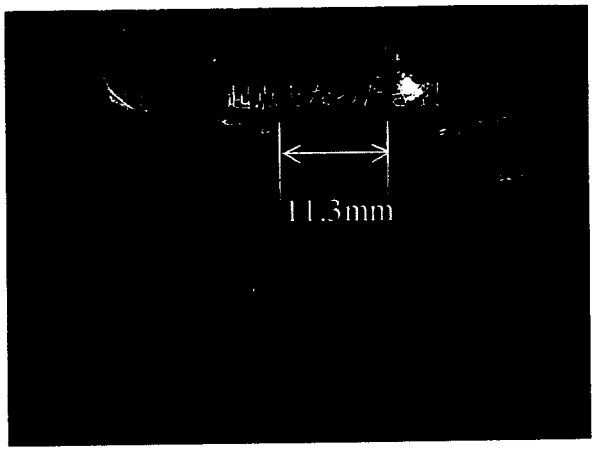


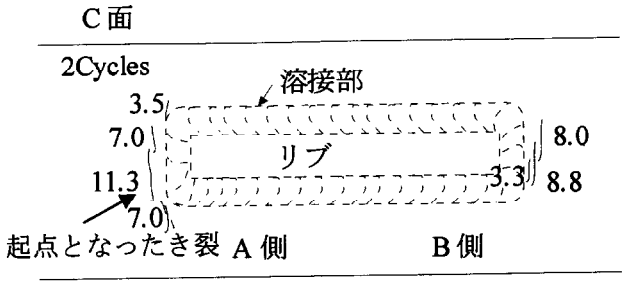


マイクロスコープでの観察状況
（倍率 50 倍）

(c)　破面状況

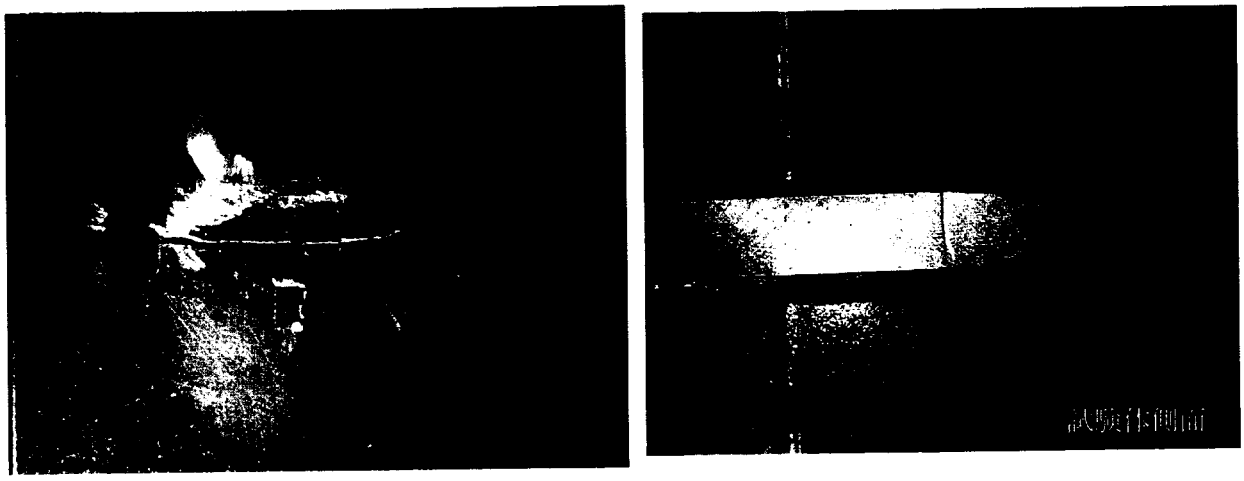
写真5-6　十字リブ溶接継手試験体での脆性破壊発生状況
（試験体LC-S9）



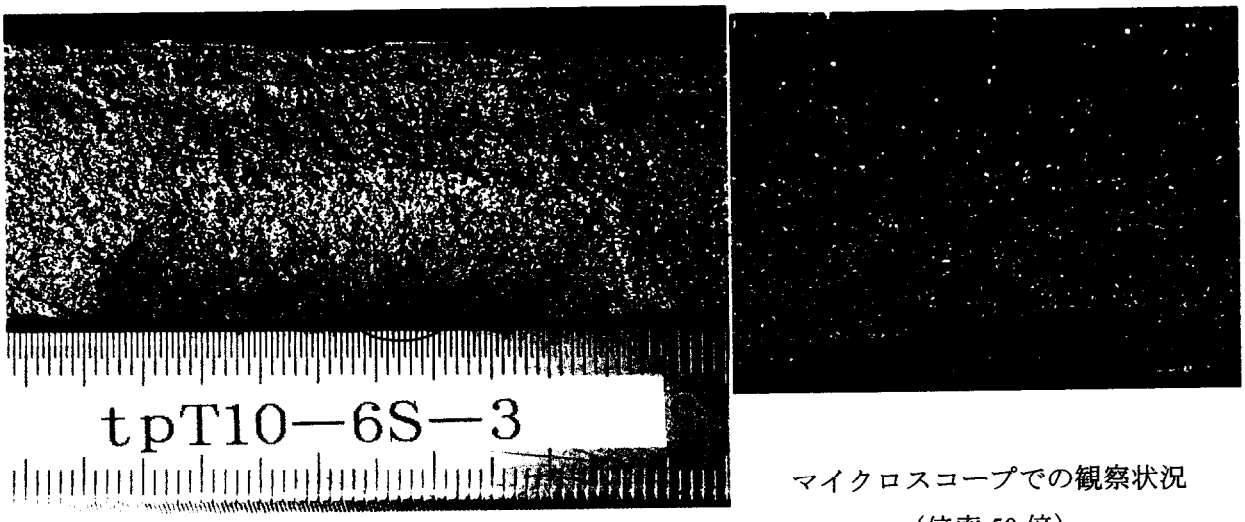


直前の載荷終了時のき裂発生状況

(a)　脆性破壊の起点となったき裂



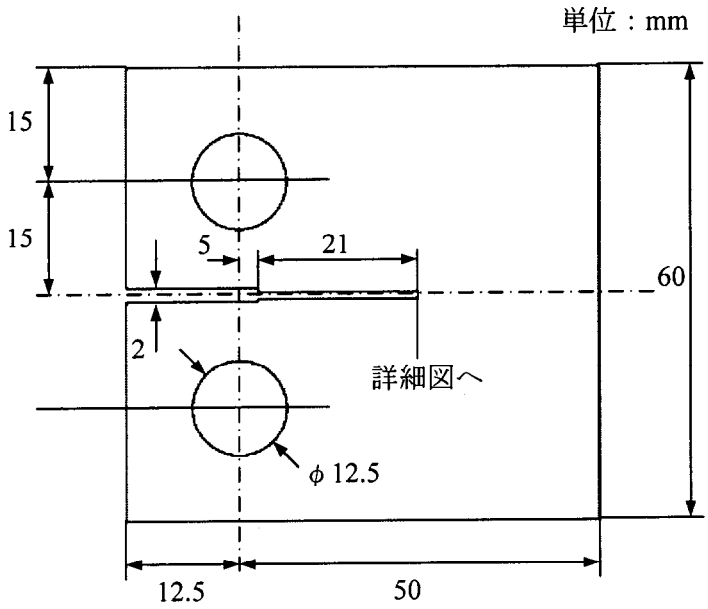
(b)　脆性破壊発生状況



マイクロスコープでの観察状況
（倍率 50 倍）

(c)　破面状況

写真5-7　縦リブ溶接継手試験体での脆性破壊発生状況
（試験体LR-S6-3）



切欠部詳細図

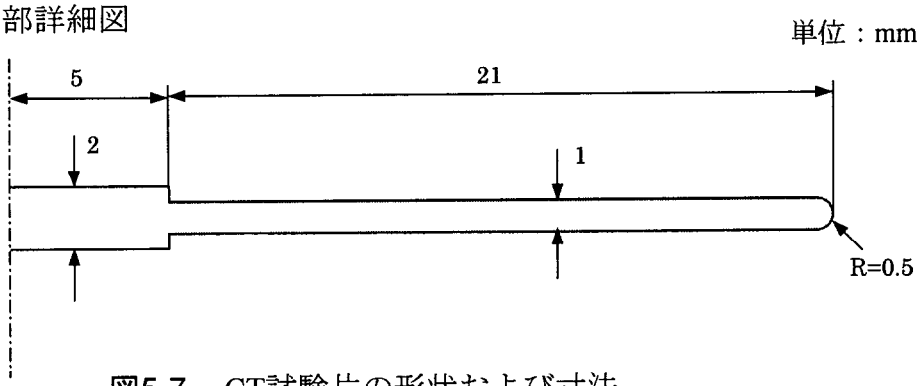
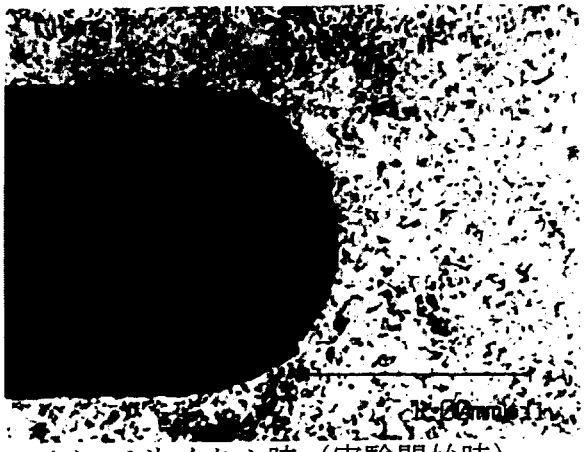


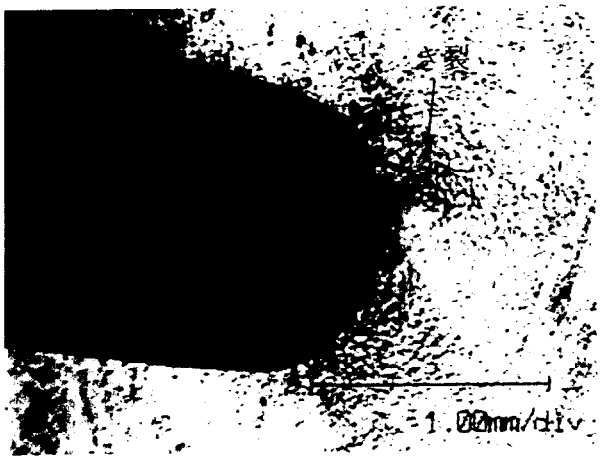
図5-7　CT試験片の形状および寸法

表5-6　実験条件（CT試験片）

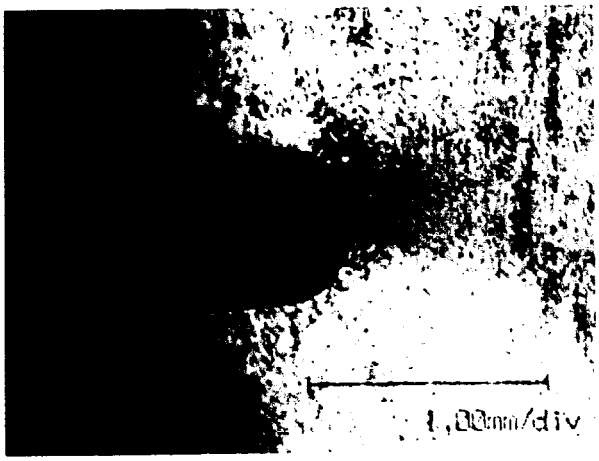
試験体呼称	使用鋼材	載荷点変位(mm)	最終繰返し回数	最初のき裂発見時の繰返し回数(CT-UNIはき裂発見時の変位)	備考
CT-UNI	SM490A（低靭性鋼）	-	-	20.0mm	単純引張
CT-10	SM490A（低靭性鋼）	10.0	10	4.5	片側変位振幅
CT-10-2	SM490A（低靭性鋼）	10.0	10	4.5	片側変位振幅
CT-10-3	SM490A（低靭性鋼）	10.0	10	4.5	片側変位振幅
CT-5	SM490A（低靭性鋼）	5.0	10	発生せず	片側変位振幅
CT-2.5	SM490A（低靭性鋼）	2.5	10	発生せず	片側変位振幅



(a)　0サイクル時（実験開始時）

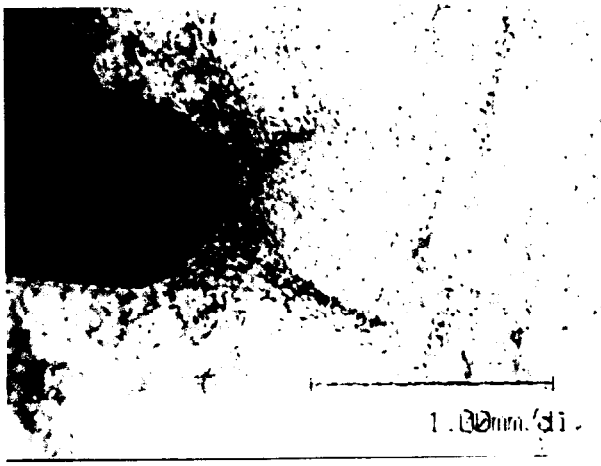


(b)　4.5サイクル時



(c)　5サイクル時

(d)　5.5サイクル時



(e)　6サイクル時

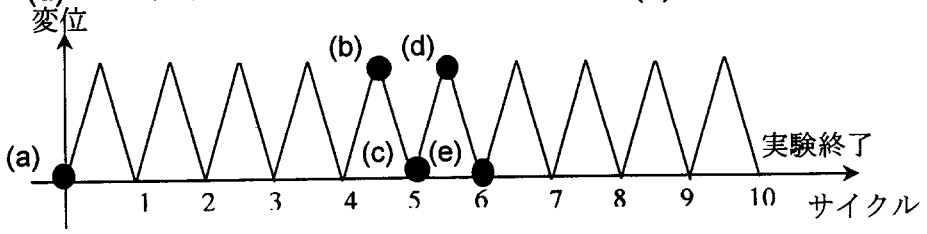
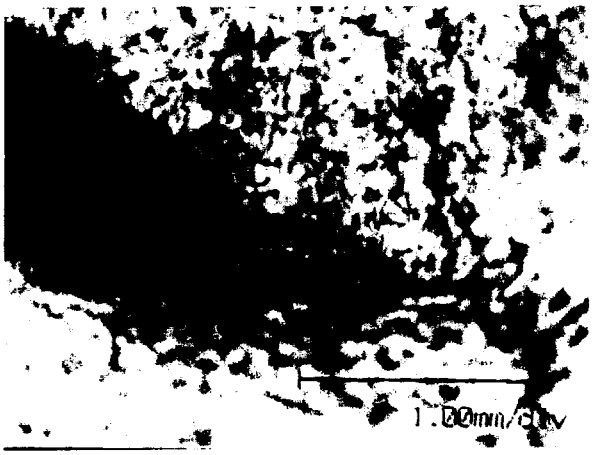
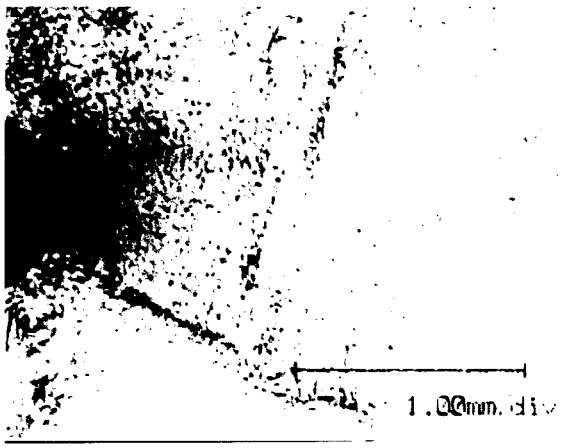


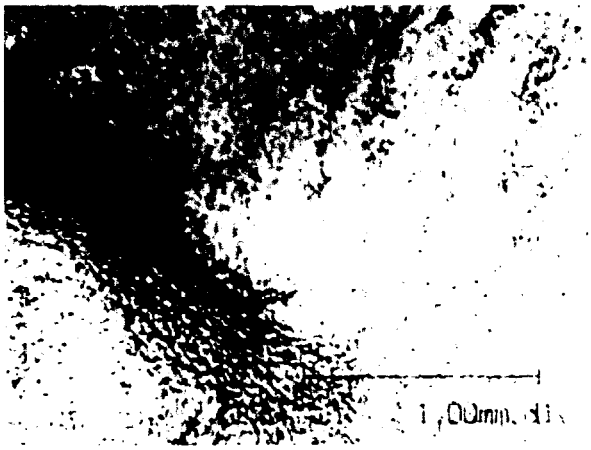
写真5-8　き裂先端形状の変化



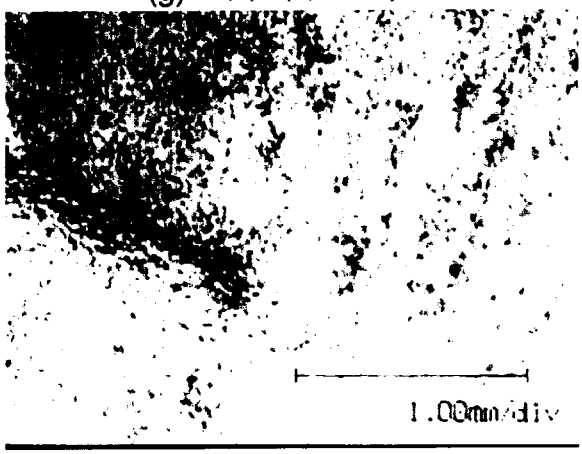
(f)　6.5サイクル時



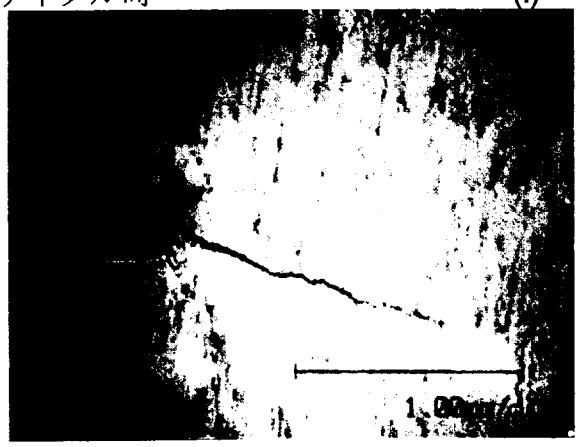
(g)　7サイクル時



(h)　9.5サイクル時



(i)　10サイクル時



(j)　試験終了時（除荷後）

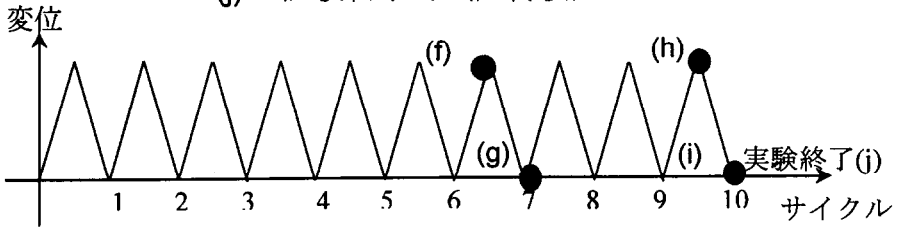
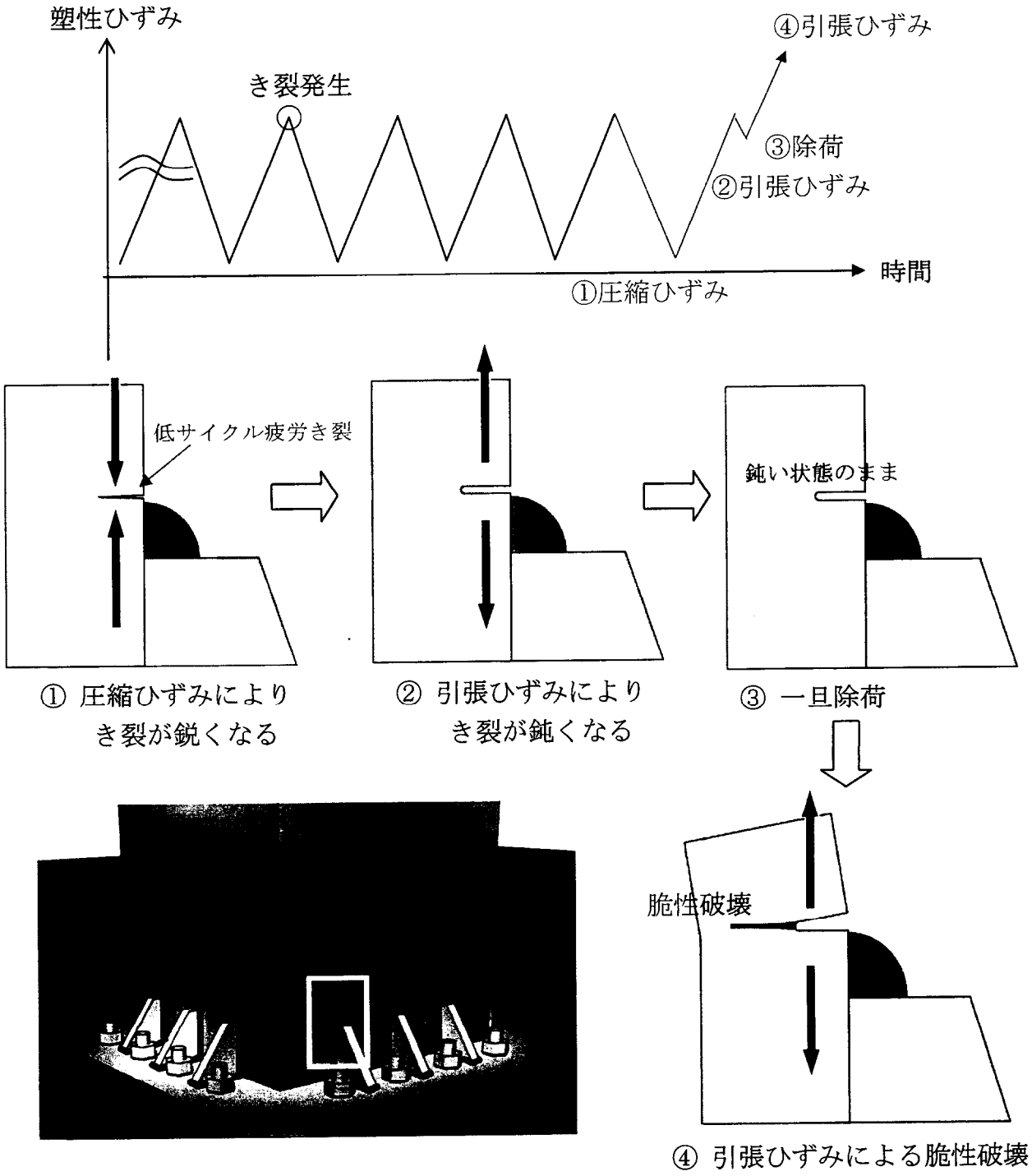
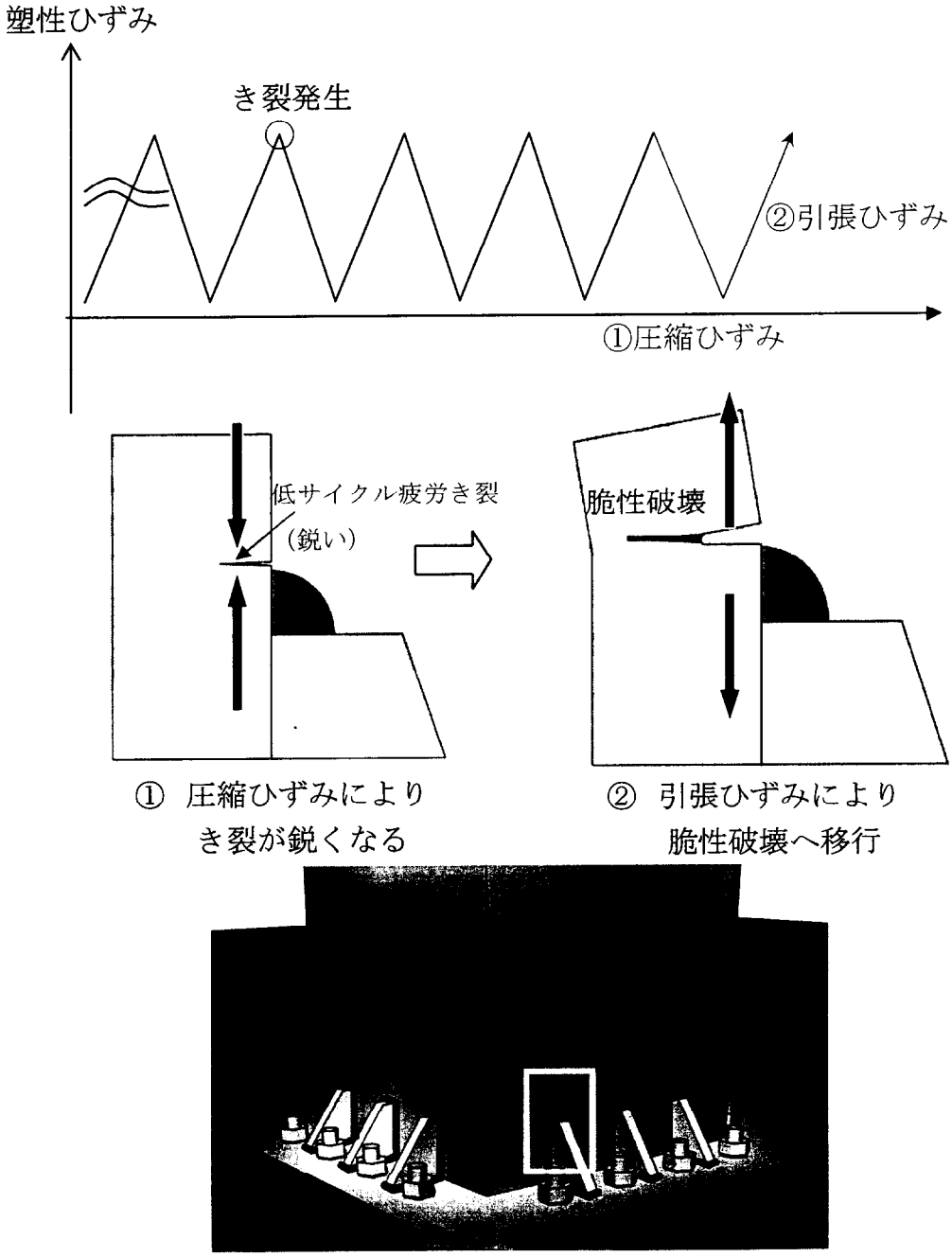


写真5-8　き裂先端形状の変化（つづき）



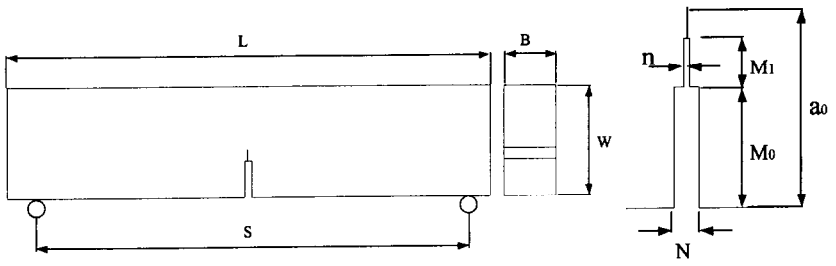
(a)　シナリオ1

図 5-8　低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊の発生シナリオ
(橋脚基部補強用三角リブ溶接止端部を例として)



(b)　シナリオ2

図 5-8　低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊の発生シナリオ（つづき）



CTOD試験片寸法　　Unit: mm

B	W	S	L	a0	n	N	M1	M0
14.0	28.0	112.0	126.0	0.5W	0.15	1.8	9.0	3.0

図 5-9　CTOD 試験片形状

表 5-7　化学成分

鋼材	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	V
SM490YB	0.14	0.46	1.56	0.02	0.005	0.01	0.01	0.02	0.04
SM570Q	0.14	0.23	0.012	0.005	0.005				

表 5-8　機械的性質

鋼材	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	降伏比 (%)	伸び (%)	シャルピ吸収エネルギー(J)
SM490YB	407	547	74	26	154(0℃)
SM570Q	560	651	86	39	299(-5℃)

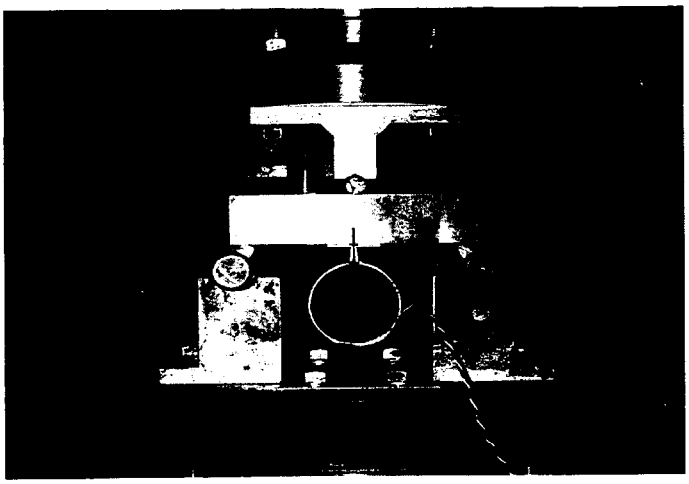


写真 5-9　実験セットアップ

表 5-9　導入したき裂先端開口変位

鋼材	き裂長 a (mm)	高サイクル疲労き裂		低サイクル疲労き裂	
		最大荷重 (kN)	き裂先端開口変位 (mm)	最大荷重 (kN)	き裂先端開口変位 (mm)
SM490YB	14	5	0.0069	16	0.0711
SM570Q	14	7	0.0099	22	0.0978

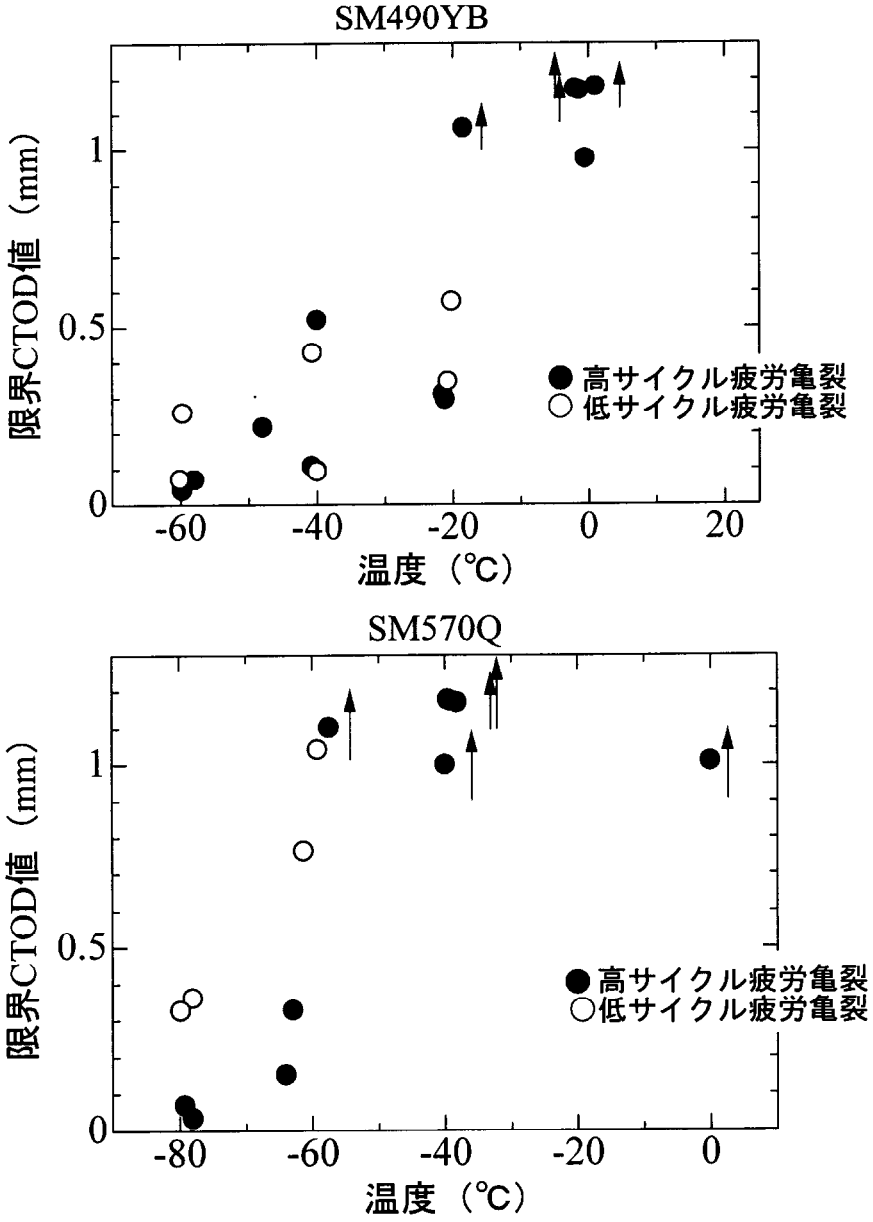


図 5-10　試験温度－限界 CTOD 関係

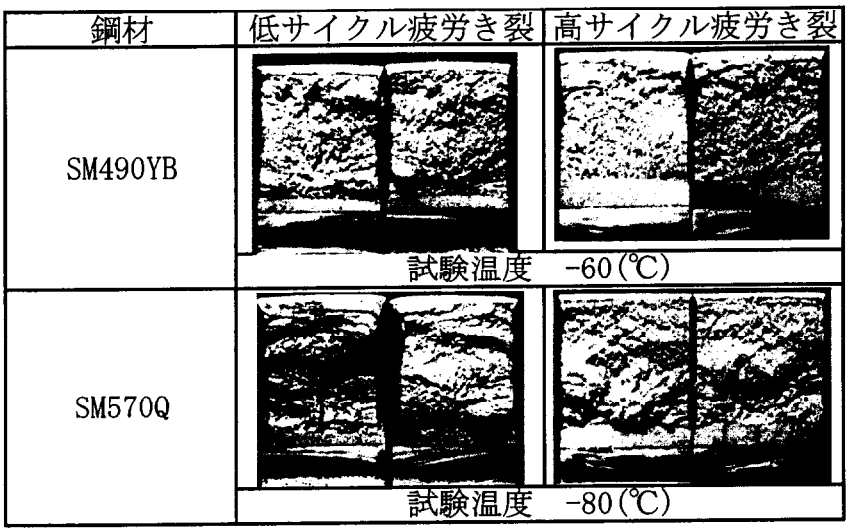


図 5-11　破面状況の比較

第６章

鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性レベル

6-1 はじめに

第5章では，CTOD試験による検討から，タイプ1のき裂（低サイクル疲労き裂）を起点とする脆性破壊について，き裂先端が鈍い状態から脆性破壊へ移行するシナリオを考えた場合，その発生規準として限界CTOD値を用いた場合，同じ試験温度で同じ形状および寸法を有するタイプ2のき裂（通常CTOD試験で導入するき裂）を起点とした場合の限界CTOD値と同等以上の値を示すことを示した．これらは，金沢ら[1]によっても確認されている．これらのことから，脆性破壊防止を目的とした鋼材の必要靭性値を考える上で，鈍い状態となっているタイプ1のき裂を起点とした脆性破壊発生を限界CTOD値により評価する場合，比較的鋭いき裂を起点とした場合の限界CTOD値を用いることにより，安全側に評価することが可能と考える．

本章では，鋼製橋脚における地震時脆性破壊を防止するために必要な鋼材の破壊靭性について，以上のこと踏まえて，鋭い先端を有すると考えられるき裂（タイプ2，タイプ3，および圧縮を受けて鋭くなったタイプ1のき裂）を起点として考えることとし，地震時に作用する塑性ひずみ履歴によってどの程度の鋼材の靭性劣化を想定すべきかという観点から検討した．ここでは，**第4章**で示した脆性破壊発生のシナリオを想定することにより，考慮すべきひずみ履歴パターンを示した上で，それらによる鋼材の破壊靭性への影響を明らかにするために，鋼材へのひずみ履歴導入後，CTOD試験を実施した．その際，本研究で考慮したひずみ履歴パターンには，これまで鋼材への導入が困難であったパターンが含まれたことから，ひずみ導入法を新たに開発した．最後に，本研究および筆者らの以前の研究成果[2]を総括して，鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性の提案を行う．

6-2 考慮すべきひずみ履歴パターン

第4章で脆性破壊発生のシナリオのなかに示した塑性ひずみ履歴を，鋼製橋脚における地震時脆性破壊の発生において考慮すべき履歴パターンとして考えることとする．対象とする塑性ひずみレベルとしては，材料特性の変化から，兵庫県南部地震で被災した橋脚には，10%以上の塑性ひずみが導入されたと考えられること[3),4)]，さらに，**第3章**で示したように，新設構造物の鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象とした実験的検討から，その最大耐力時に5%以下程度，最大耐力を超えその95%に低下した時点で10%以下程度に達する可能性があることが明らかになっていることから，10%を基本とし，ひずみレベル低減の効果を比較検討するため，5%の場合を含めて考えることとする．なお，実験の対象としては，上記の考慮すべきひずみ履歴のほか，比較のために，その逆の履歴のものを含めて，**表6-1**に示す様々なパターンのひずみ履歴を考慮する．

6-3 対象鋼材

本研究では，対象鋼材として，鋼製橋脚に一般的に使用される溶接構造用鋼SM490YB材およびSM570Q材の２種類を選定した．その化学成分および機械的性質のミルシート値をそれぞれ表6-2，表6-3に示す．

6-4 実験方法

6-4-1　塑性ひずみ導入実験

試験片への塑性ひずみ導入実験では，圧縮方向へのひずみ導入時の座屈防止が最大の課題であった．これまで，単調圧縮ひずみの導入については，筆者らも文献2）で試みているが，本研究で対象とするような，引張ひずみを受けた後の圧縮方向へといった繰返し大ひずみの導入は極めて困難であった．そこで，本研究では，以下のような幾つかの工夫を施した新たなひずみ導入方法を創出し，試験片へのひずみ導入を実施した．まず，できる限り小さいチャック変位でひずみが導入できるように，CTOD試験片が１体採取できる最小限の大きさで，中央部にひずみが集中して発生するような，図 6-1 に示す形状寸法を有する塑性ひずみ履歴導入用試験片を用意した．また，チャック間の軸直角方向へのずれが座屈発生のひとつの要因であったことから，そのずれを抑えるための図 6-2 に示すような自作の治具を取付けた．これは，チャック双方の同じ位置に存在する，チャック同士の心を合わせるためのボルト穴に突き刺す形で設置することにより，高い精度でチャック間の相対ずれを防止できる治具である．さらに，両方のつかみ部の距離が長いと座屈が発生しやすくなるため，その距離を極力小さくするように配慮した．本研究では，このような工夫により座屈防止を実現した．

実験は，図6-1に示すように試験片中央の表裏に貼り付けた単軸塑性ひずみゲージ（ゲージ長2mm）の値を見ながら，両面のひずみが目標の大きさになった時点を終了とした．なお，その際，繰返しひずみのパターン（AP3,AP4,AP6,BP3,BP4,BP6）については，最初の一方向へのひずみ導入後，ひずみゲージを張り替えた上で計測を継続し，0%までひずみを戻した．

ひずみ導入後，試験片からCTOD試験片および引張試験用丸棒試験片を図 6-3 のような位置から採取した．

6-4-2　引張試験

塑性ひずみ履歴を受けた鋼材の強度特性の変化を調べるために，ひずみ導入試験片から採取した丸棒試験片を用いて引張試験を行った．丸棒試験片の形状および寸法を図 6-4 に示す．

6-4-3　CTOD 試験

CTOD(Crack Tip Opening Displacement)試験は，日本溶接協会規格，き裂開口変位（CTOD）試験[5]に従い 3 点曲げ試験により実施した．CTOD 試験片の形状および寸法を図 6-5 に示す．

6-5 実験結果

6-5-1　引張試験結果

図6-6に引張試験の結果得られた応力－ひずみ関係を示す．図からわかるように，両鋼種とも塑性ひずみ履歴を受けることにより，応力－ひずみ関係，降伏応力および引張強度が変化している．表6-4に，引張試験の結果をまとめる．表からわかるように，塑性ひずみ履歴を受けて，降伏強度および引張強度のほか，破断延性も変化しており，素材に比べ低下している．

なお，本研究では，後述の限界 CTOD 値の算出の際に，このような塑性ひずみ履歴による降伏応力の変化を考慮することとした．

6-5-2　CTOD 試験結果

a)　限界CTOD曲線

実験の結果得られた限界 CTOD 曲線を図 6-7 に示す．試験結果の横につけた矢印は，クリップゲージで測定したき裂開口変位が 4mm を超えても,脆性破壊が発生しなかったことを表す．また，表 6-4 には，鋼材の破壊靭性劣化の程度を定量的に表現する 1 つの指標として，限界 CTOD 曲線の高温側へのシフト量を考え，文献 6）同様に，限界 CTOD 値 0.1mm での温度シフト $\Delta T_{0.1}$ を示した．図 6-8 には，横軸に鋼材へ導入したひずみレベル，縦軸に $\Delta T_{0.1}$ を取り，その関係を表した．なお，図 6-8 では，10%レベルおよび 5%レベルで繰返した場合も，それぞれ 10%および 5%の位置にプロットしている．以下，これらに基づいて各影響因子について比較検討を行う．

① 鋼素材の破壊靭性

.素材（AP0,BP0）の限界 CTOD 値を両鋼材で比較した場合，脆性－延性遷移温度が SM490YB 材では，-40℃程度であり，SM570 材の方が-80℃程度と低く，素材としての破壊靭性は優れている．

② ひずみ方向の影響

図 6-7 および図 6-8 で，SM490YB 材について，ひずみパターン AP1 と AP2 を比較すると，圧縮予ひずみを受けた AP2 の場合，引張予ひずみを受けた AP1 の場合に比べ CTOD 曲線がより高温側に移行しており，鋼材がより脆化する傾向にある．この傾向については，筆者らが既に文献[2]で指摘している通りである．また繰返しひずみ履歴を受けた場合，ひずみ履歴が圧縮から始まったパターン（AP4）の方が，引張ひず

みを先に受けたパターン（AP3）の場合より脆化している．一方，SM570Q 材の場合にも，SM490YB 材と同様な傾向が見られるが，圧縮単調ひずみ（BP2）の場合にのみ著しく脆化しており，そのほかのパターンによる脆化の程度は小さい．

③ 繰返し履歴の影響

図 6-7 および**図 6-8** からわかるように，SM490YB 材では，引張ひずみ後圧縮歪みを受けた場合（AP3），圧縮ひずみ後引張歪みを受けた場合（AP4）のいずれも，それぞれ単調な引張ひずみ（AP1），単調な圧縮ひずみ（AP2）を受けた場合よりも鋼材がさらに脆化しており，繰返しひずみ履歴の影響は，より鋼材の破壊靭性を劣化させる傾向として顕われている．しかしながら，**表 6-4** に示す $\Delta T_{0.1}$ の値に着目し，単調引張ひずみを受けた場合（AP1）の遷移温度のシフト量と，引張ひずみ後圧縮歪みを受けた場合（AP3）のシフト量とを比較すると，繰返しによるシフト量よりも最初の単調ひずみによるシフト量が大きく，最初の単調ひずみが鋼材の破壊靭性へ与える影響が大きいと言える．これは，圧縮側のひずみの場合（AP2 と AP4 の比較）も同様である．

一方，SM570Q 材では，**図 6-7** および**図 6-8** に示されるように，引張ひずみを受けた後，さらに圧縮予ひずみを受けた場合（BP3）も，圧縮ひずみを受けた後に引張予ひずみを受けた場合（BP4）も，素材（BP0）に比べて，限界 CTOD 曲線のシフトが小さく，殆ど脆化が生じていない．すなわち，SM570Q 材では，繰返しひずみによる鋼材靭性への影響が明確に顕われておらず，単調ひずみによる靭性劣化のみが際立つ結果となっている．

このように，繰返しひずみの鋼材靭性への影響は，鋼種により大きく異なる．

④ ひずみレベルの影響

図 6-7 でひずみレベルによる影響の違いを比較すると，両鋼種とも，導入されるひずみ量が大きくなると，鋼材がより脆化する傾向が見られる．しかし，**表 6-4** および**図 6-8** からわかるように，その際，SM490YB 材では，5%のひずみレベルでも $\Delta T_{0.1}$ が 30℃程度と鋼材の脆化が顕著に見られるが，SM570Q 材では 5%のひずみレベルで $\Delta T_{0.1}$ が 10℃程度以下と，10%のひずみレベルの場合と比べ著しく脆化の程度が小さい．SM570Q 材が示すような特性は，鋼材が受けるひずみのレベルを低下させることにより，破壊靭性劣化を著しく抑制することができる可能性を示しており，鋼製橋脚における脆性破壊防止の観点からは重要な特性である．

このように，鋼材靭性に対する塑性ひずみ履歴のひずみレベルの影響は，より大きいひずみレベルの方がより鋼材を脆化させるが，その脆化の程度は鋼種により異なっている．

以上のように，本研究では，様々な塑性ひずみ履歴パターンの鋼材靭性への影響を明らかにし，それがひずみパターンやひずみレベル，鋼種によって影響の程度が異なることを示した．なお，**図 6-7** および**図 6-8** からわかるように，**第 2 章**で示した地震

時に鋼製橋脚において想定するひずみ履歴パターンの中では，単調圧縮塑性ひずみ履歴パターン（AP2，BP3）が最も鋼材を脆化させるひずみパターンである．

b)　**破面観察**

限界 CTOD 曲線に関する検討で認められた事実を検証するため破面観察を行った．両鋼材の破面状況の代表的なものを**図 6-9** に示す．**図 6-9** からわかるように，全体的な傾向として，両鋼種とも試験温度が低いほど，より破面が平坦となり，断面の絞りの程度が小さくなり，より脆性的な破壊を呈したことが確認できる．以下に，それぞれの鋼材における破面の特徴を述べる．

図 6-9 で，SM490YB 材の破面をひずみ履歴パターンごとに比較すると，他と比べ破面が平坦で典型的な脆性破面となっていることから，AP2,AP4 において著しく脆化していることが明確であり，限界 CTOD 値に関する検討で示したように，圧縮予ひずみを受けた鋼材の方が引張予ひずみを受けた鋼材に比べ脆化している様子が見られる．一方，SM570Q 材においても，単調ひずみでは，圧縮ひずみの方が脆性破面が顕著に見られ，単調引張ひずみ（BP1）と比べ明らかに脆化している．また，BP2 と BP4 の破面を比較すると，圧縮ひずみを受けた後に引張予ひずみを受けた場合（BP4）の方が破断面の絞りが大きくまた破面の凹凸が大きいことから，延性的な破壊が起こっていると考えられ，繰返しひずみの影響が小さいことを確認できる．

このように，破面観察からも限界 CTOD 曲線に関する検討で示したのと同様な傾向が確認された．

6-5-3　鋼種およびひずみ履歴による差違の要因

以上述べたような，鋼種および塑性ひずみ履歴パターンによる差違の要因に関して，ミクロ的な構造変化から検討するため，両鋼材に各塑性ひずみ履歴を導入した後，研磨・エッチングにより鏡面処理し，金属顕微鏡を用いて観察した．**写真 6-1** にその際撮影した予ひずみなし（AP0，BP0）の場合の写真を示す．写真から，SM490YB 材では，明らかなフェライト結晶を見ることができるが，SM570Q 材ではフェライト結晶が明瞭に見られない組織となっており（混粒），明らかに異なる組織となっている．このことが鋼種による差違の一因になっていると考えられる．さらに，明瞭なフェライト結晶が観察された SM490YB 材について，**写真 6-1** のような組織写真から幾つかの領域を選定し，その内部にあるフェライト結晶数を求め，領域面積と結晶数から，平均的なフェライト結晶粒径を求めた．測定結果を**図 6-10** に示す．図から，圧縮予ひずみ材（AP2）および圧縮予ひずみを先に受けた繰返し予ひずみ材（AP4）の方が，引張予ひずみ材(AP1)もしくは引張予ひずみを先に受けた鋼材（AP4）と比べて，フェライト結晶粒径がより大きく変化していることがわかる．参考までに，**写真 6-1** に，最もフェライト結晶粒径が大きく変化したパターン(AP4)での組織写真を示しておく．文献 3)でも示されているが，このように，フェライト結晶の大きさの変化がひずみ履歴パタ

ーンによる鋼材靭性への影響の差違の一因になっていると考えられる.

6-6 鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性レベルの提案

ここでは，本研究の実験結果および筆者らがこれまでに行ってきた各種鋼材に対する塑性ひずみ履歴の破壊靭性への影響に関する研究成果[2)]を総括して，鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性レベルについて考察する.

図6-11は，全ての対象鋼材について，**図6-8**と同様，横軸に鋼材へ導入したひずみレベル，縦軸に導入した塑性ひずみ履歴による鋼材の靭性劣化の程度を表すものとして$\Delta T_{0.1}$を用いて，その関係を表したものである．この図からわかるように，同じひずみレベルで比較すると，引張ひずみによるシフト分よりも圧縮ひずみによるシフト分の方が大きく，より鋼材を脆化させる傾向がある.

本研究では，地震時脆性破壊防止を考慮すべき最大の変形レベルとして，才塚・宇佐美[7)]が限界状態として提案するδ_{95}（最大耐力を過ぎその95%に耐力が低下した時点での変形量）を考え，その際の最大塑性ひずみレベルとしては，前述のように10%を設定する．その場合，**図6-11**からわかるように，第4章で示した地震時に想定するひずみ履歴パターンの中では，単調圧縮ひずみを受けた時の温度シフトが最大であり，約50℃である．本研究では，地震時の脆性破壊防止の観点から，鋼材の破壊靭性に対する要求として，この温度シフト50℃を考慮することを考え，以下のように，鋼材の要求靭性レベルを提案する.

（限界CTOD値が0.1mmとなる温度$T_{0.1}$）[℃]
≦（対象構造物の最低使用温度T－50）[℃]

我が国における構造物最低使用温度[8)]Tは，本州を含む平均的な地域で，-10℃，北海道で-40℃程度であることから，$T_{0.1}$に対する要求レベルしてはそれぞれ-60℃以下，-90℃以下となる.

なお，本研究では，基準となる限界CTOD値として0.1mmを用いた．これは，JIS規格[10)]で溶接構造用圧延鋼材に対して定められている要求シャルピー吸収エネルギー値27Jおよび47Jは，降伏点400MPa程度では，それぞれ0.0980mmおよび0.117mm程度に相当する[9)]こと，貝原ら[11)]が低温用溶接継手に関する検討において限界CTOD値0.1mmを要求靭性値として取上げていることを踏まえ，脆性的な破壊を防止するためには限界CTOD値は少なくとも0.1mm以上必要であると考え，設定したものである．これまでも，防止すべき極めて脆性的な破壊は，限界CTOD値が0.1mmに満

たない状況で起こると指摘されている[3),9)]ため，限界CTOD値0.1mmは，脆性破壊を防止するには十分な破壊靭性レベルであると考えられる．なお，ひずみ速度（動的効果）の影響については，筆者らの研究[4)]により，本研究で対象とするような大きなひずみのレベルでは，動的効果よりも大きなひずみを受けたこと自体による靭性の劣化の影響が大きいことが確認されていることから，本研究では考慮していない．

6-7 まとめ

本研究では，鋼製橋脚における地震時脆性破壊を防止するために必要な鋼材の破壊靭性について，地震時に作用する塑性ひずみ履歴によってどの程度の鋼材の靭性劣化を想定すべきかという観点から検討した．そのために，本研究では，脆性破壊の発生シナリオを考え，考慮すべきひずみ履歴パターンを示した上で，新たに開発したひずみ履歴導入法を開発し，これらを含む様々なひずみ履歴による鋼材の破壊靭性劣化をCTOD試験により明らかにした．以下に，本章の結論をまとめる．

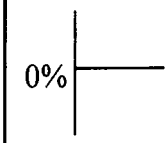
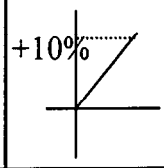
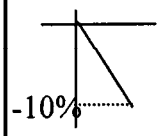
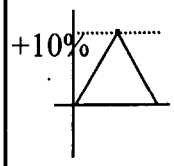
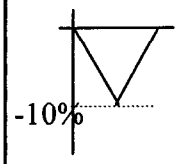
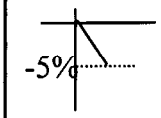
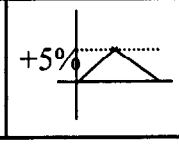
1) 引張ひずみよりも圧縮ひずみの方が鋼材をより脆化させる傾向がある．
2) 繰返しひずみおよびひずみレベルによる鋼材の靭性への影響は鋼種によって異なる可能性がある．本研究で用いた鋼材では，SM490YB材は，繰返しひずみにより，単調ひずみの場合に比べてさらに靭性劣化が進行した．また，5%レベルのひずみ履歴によっても明らかな靭性劣化が見られたが，10%レベルのひずみ履歴による劣化の方がより顕著であった．一方，SM570Q材では10%レベルでの単調圧縮ひずみによってのみ著しく靭性が劣化し，繰返しひずみおよび5%レベルのひずみによる靭性劣化は殆ど見られなかった．
3) 鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性レベルを考える上で，塑性ひずみ履歴による鋼材の限界CTOD曲線の温度シフトとして50℃を考慮すべきことを示し，それに基づいて以下のような脆性破壊防止に必要な破壊靭性レベルの提案を行った．

（限界CTOD値が0.1mmとなる温度$T_{0.1}$）[℃]
≦（対象構造物の最低使用温度 T－50）[℃]

参考文献【第6章】

1) 金沢武，町田進，矢島浩，青木満，川辺智信：鋼材の脆性破壊発生特性におよぼす疲労の影響（第2報），日本造船学会論文集，第126号，pp.397－410，1969.11.
2) 三木千壽，佐々木栄一，休場裕子，竹之井勇：引張および圧縮の塑性ひずみ履歴による鋼材の破壊靭性劣化，土木学会論文集，No.640/I-50，pp.165-175，2000.1.
3) 三木千壽，休場裕子，沖中知雄：阪神大震災により円形断面鋼製橋脚に生じた脆性破壊の材料特性からの検討，土木学会論文集，No.612/I-46，pp.45-53，1999.1.
4) 岡下勝彦，大南亮一，道場康二，山本晃久，冨松実，丹治康行，三木千壽：兵庫県南部地震による神戸港港湾幹線道路P75橋脚隅角部におけるき裂損傷の原因調査・検討，土木学会論文集，No.591/I-40，pp.243-261，1998.4.
5) 日本溶接協会：き裂開口変位（CTOD）試験（WES1108-1995），1995.
6) 日本溶接協会鉄鋼部会技術委員会：建築鉄骨での脆性破壊と鋼材破壊靭性セミナーテキスト，1999.
7) 才塚邦宏，宇佐美勉：コンクリート部分充填鋼製橋脚の終局耐震設計法と耐震実験による検証，土木学会論文集，No.570/I-40，pp.287-296，1997.7.
8) 久保雅邦，石田良三，北沢正彦，川北司郎：気温と構造物温度の実態調査による温度荷重の検討，土木学会第41回年次学術講演会講概集，pp.339-340，1986.
9) 小田勇：シャルピ吸収エネルギと限界CODの関係，溶接学会論文集，第4巻，第2号，pp.453-458，1986.
10) 日本規格協会：溶接構造用圧延鋼材，JIS-G3106-1992，1992.
11) 貝原正一郎，村山武弘，河野武亮，南二三吉，豊田政男，佐藤邦彦：低温用鋼溶接継手の破壊強度評価への曲げ限界COD値の意義について，溶接学会論文集，第4巻，第1号，pp.176-181，1986.

表 6-1　対象とする塑性ひずみ履歴パターン

パターン呼称	ひずみ履歴	備考
AP0, BP0		予ひずみなし
AP1, BP1		単調引張予ひずみ (10%)
AP2, BP2		単調圧縮予ひずみ (10%)
AP3, BP3		引張ひずみ域での繰返しひずみ (10%)
AP4, BP4		圧縮ひずみ域での繰返しひずみ (10%)
AP5, BP5		単調圧縮予ひずみ (5%)
AP6, BP6		引張域ひずみでの繰返しひずみ (5%)
*呼称の頭文字は，鋼種を表す．　(A: SM490YB, B: SM570Q)		

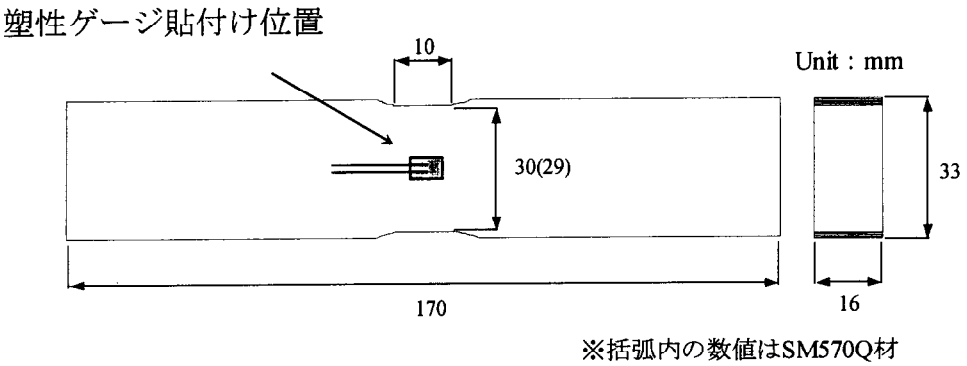


図 6-1　塑性ひずみ導入用試験片

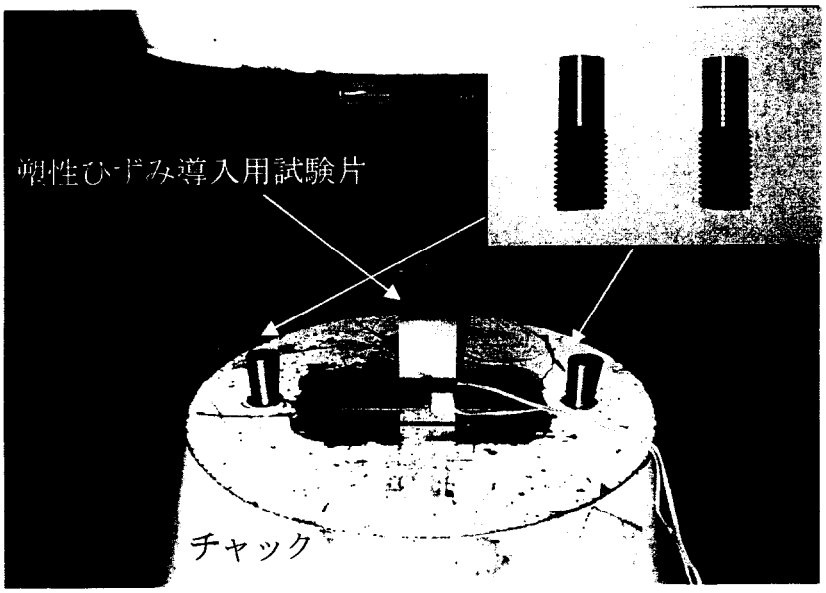


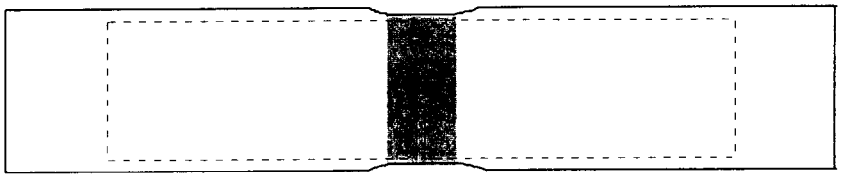
図 6-2　チャックずれ防止用治具

表 6-2　化学成分

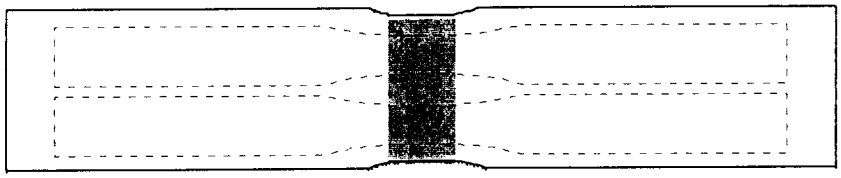
鋼材	C	Si	Mn	P	S	Cu	Ni	Cr	V
SM490YB	0.14	0.46	1.56	0.02	0.005	0.01	0.01	0.02	0.04
SM570Q	0.14	0.23	0.012	0.005	0.005				

表 6-3　機械的性質

鋼材	降伏点 (MPa)	引張強度 (MPa)	伸び (%)	シャルピー吸収エネルギー (Joule)
SM490YB	407	547	26	154 (0℃)
SM570Q	560	651	39	299(-5℃)



(a)　CTOD 試験片



(b)　丸棒試験片

図 6-3　試験片採取位置

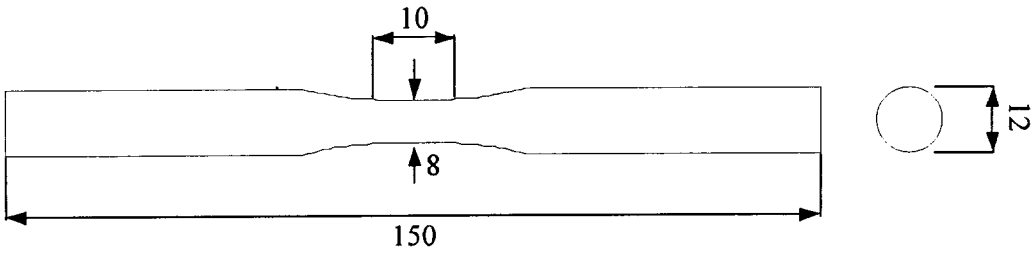
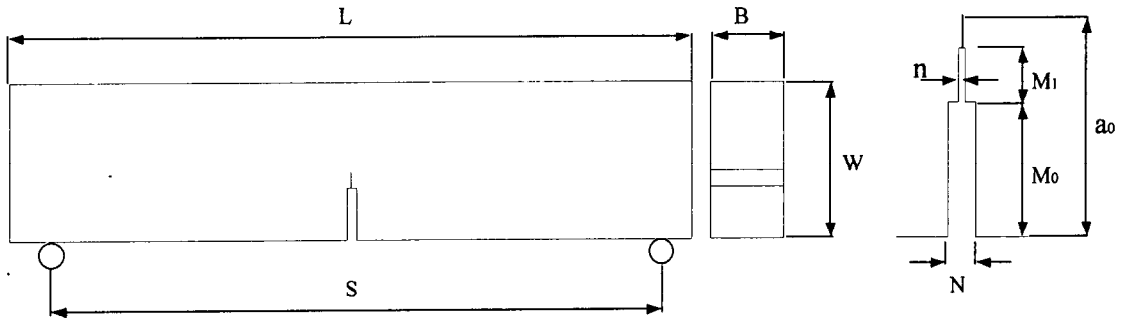


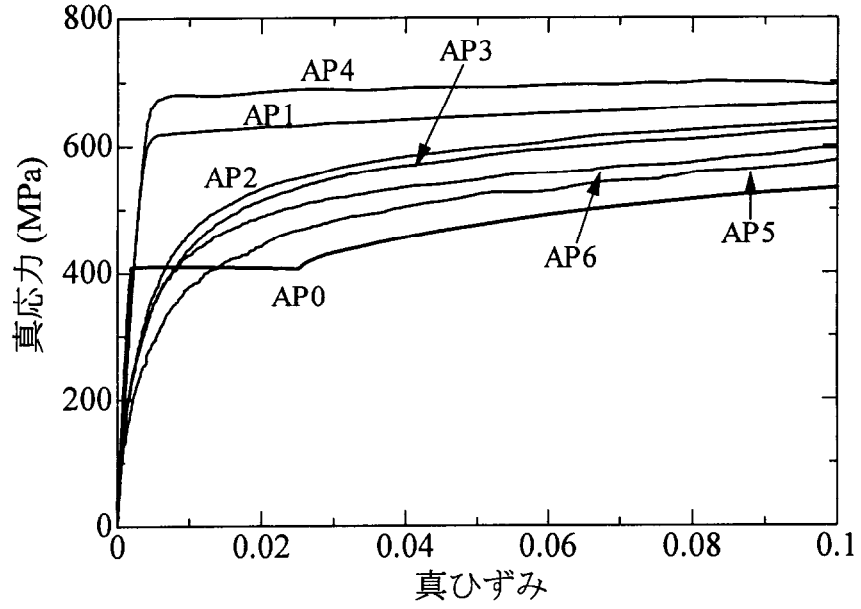
図 6-4　丸棒試験片の形状および寸法



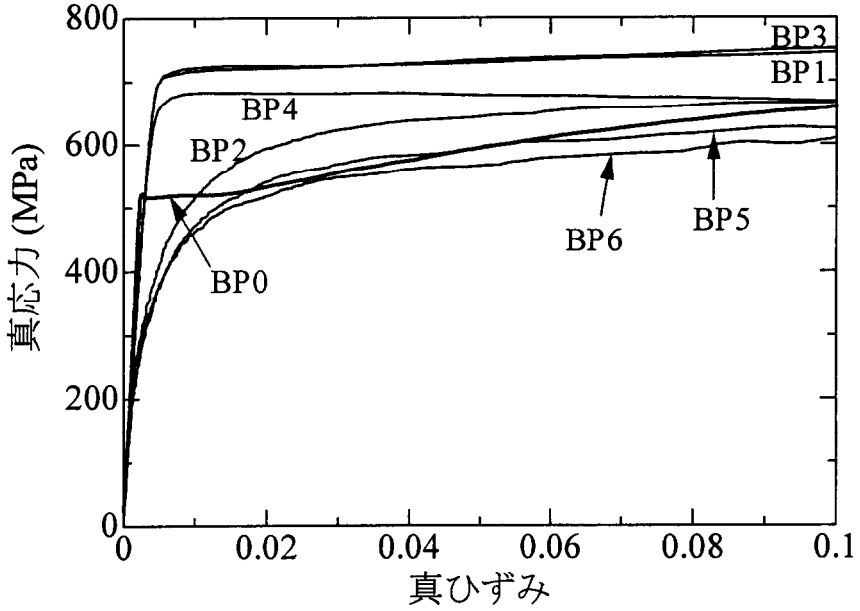
Unit: mm

B	W	S	L	a0	n	N	M1	M0
14.0	28.0	112.0	126.0	0.5W	0.15	1.8	9.0	3.0

図 6-5　CTOD 試験片の形状および寸法



(a)　SM490YB 材

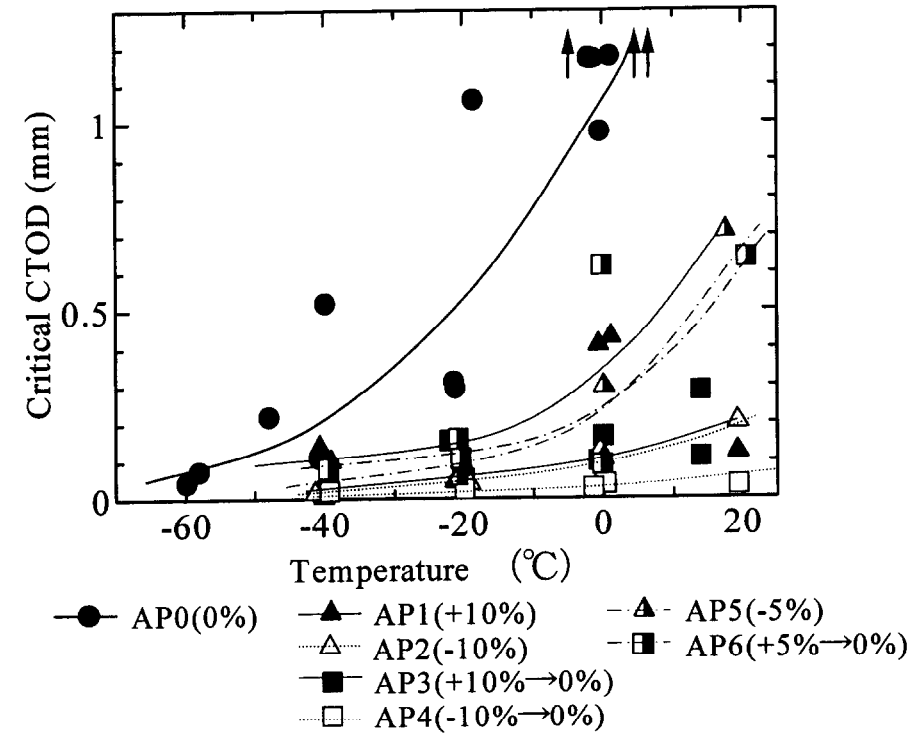


(b)　SM570Q 材

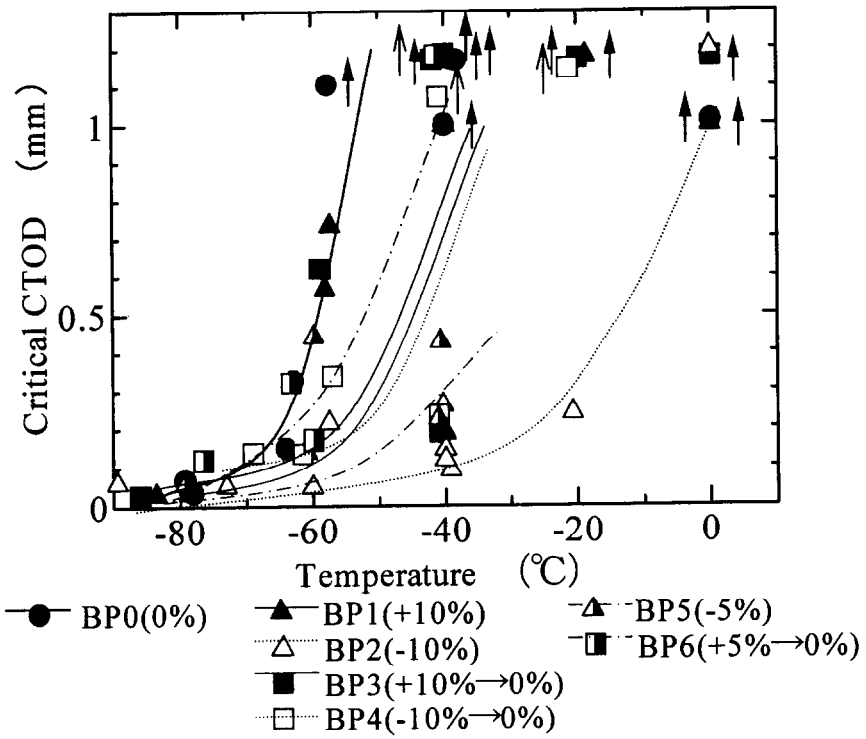
図 6-6　引張試験より得た応力－ひずみ関係

表 6-4　試験結果

呼称	引張試験			CTOD試験
	降伏点 (0.2% 耐力) (MPa)	引張強度 (MPa)	破断延性 (%)	限界CTOD値 0.1mmでの限界CTOD曲線の温度シフト分 $\Delta T_{0.1}$(℃)
AP0	421	572	121	-
AP1	616	632	104	25
AP2	360	609	114	51
AP3	334	604	118	28
AP4	672	692	106	74
AP5	297	582	115	32
AP6	339	594	123	22
BP0	535	630	148	-
BP1	702	723	131	8
BP2	418	646	146	31
BP3	720	728	129	10
BP4	678	685	138	6
BP5	389	609	144	13
BP6	367	608	149	2



(a)　SM490YB 材



(b)　SM570Q 材

図 6-7　限界 CTOD 曲線

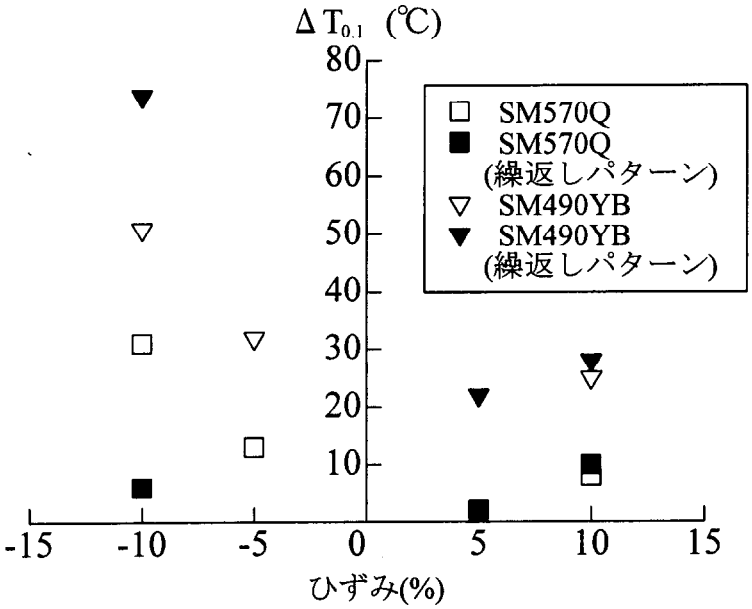


図 6-8　ひずみレベルと限界 CTOD 曲線の
温度シフト量との関係

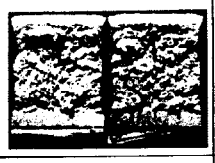
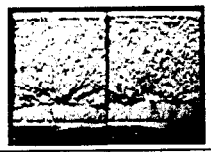
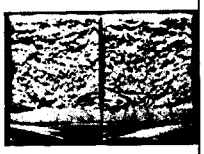
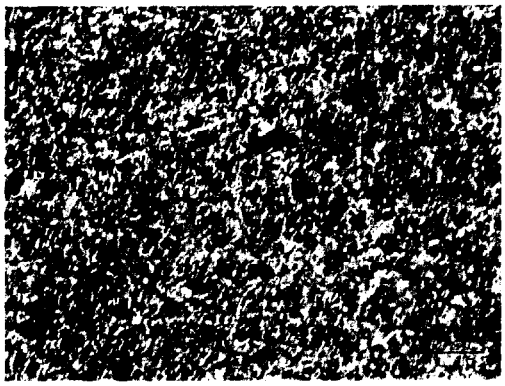
温度	AP0	AP1	AP2	AP3	AP4
-20℃					
-40℃					
温度	BP0	BP1	BP2	BP3	BP4
-60℃					
-80℃					

図 6-9　破面状況



(a)　SM490YB 材（AP0）

(b)　SM570Q 材（BP0）

写真 6-1　金属顕微鏡で観察したミクロ組織

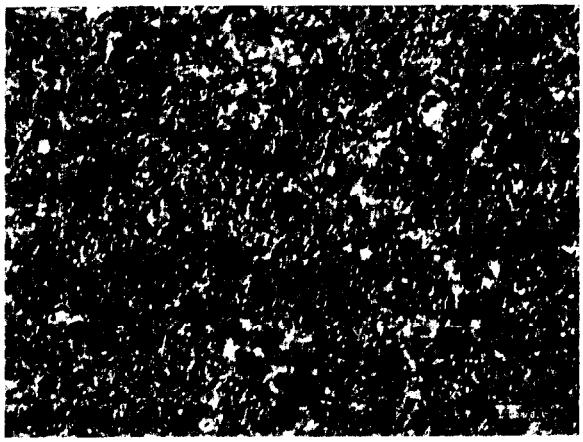


写真 6-2　塑性ひずみ履歴導入後のミクロ組織（AP4）

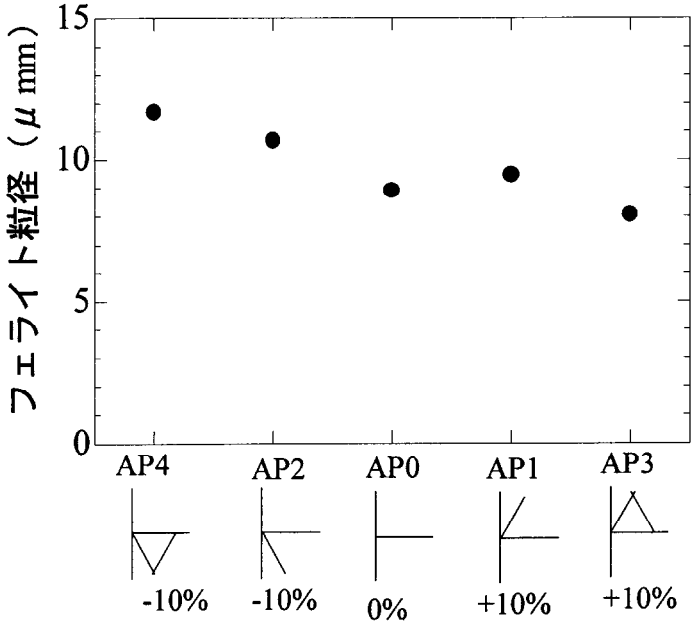


図 6-10　測定したフェライト粒径

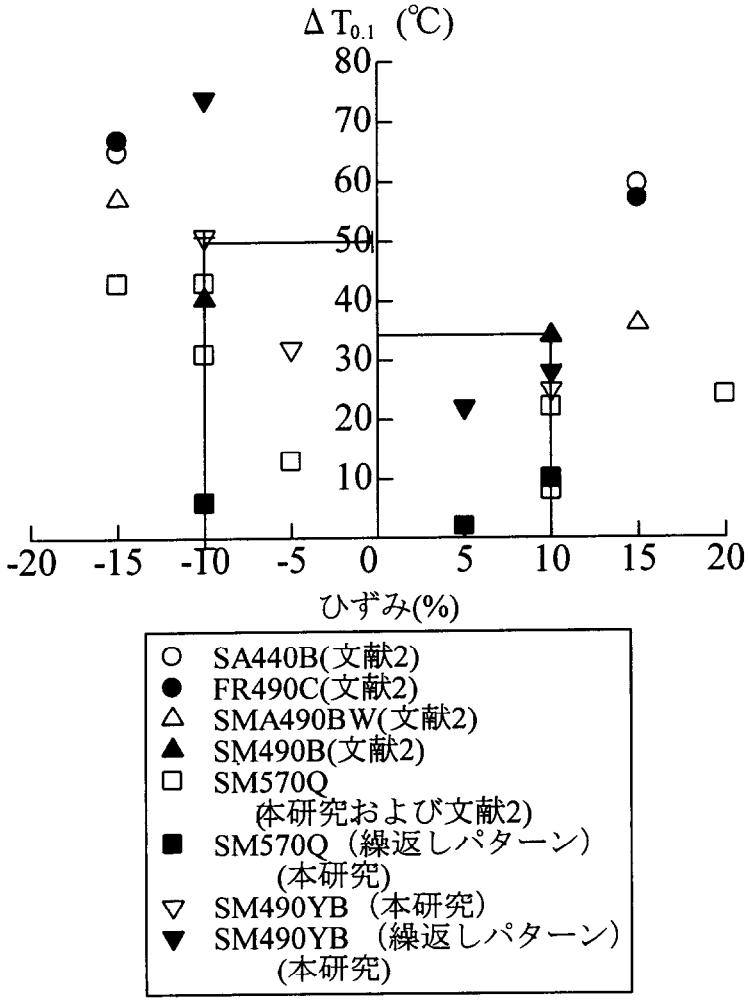


図 6-11　ひずみレベルと限界 CTOD 曲線の
温度シフト量との関係（全対象鋼材）

第７章

結論

7-1 本研究の結論

兵庫県南部地震において，鋼製橋脚も初めて局部座屈や脆性破壊といった地震による被害を受けたことから，鋼製橋脚には，優れた変形性能を有し安定な弾塑性挙動を示し，かつ，脆性破壊が発生しないような，大規模地震に対する新しい耐震設計法の確立が求められている．本研究では，鋼製橋脚のうち，鋼製ラーメン橋脚について，その隅角部の弾塑性挙動を活用した補剛設計法の提案を行うとともに，鋼材特性面からの地震時脆性破壊防止について検討を行った．その内容は，各章で述べているが，ここで，その結論を改めてまとめると以下のようになる．

第2章「鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動」では，現行設計法により設計された一般的な形状・寸法を有する鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動について検討し，損傷箇所や損傷形式などの特徴を明らかにすることにより，耐震性の面から現行設計法の見直すべき点を指摘した．ここでは，鋼製ラーメン橋脚の全ての部材をシェル要素でモデル化し，動的弾塑性有限要素解析を実施した．その結果，鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動には，以下のような特徴があることが明らかとなった．

1) 現行設計法では，隅角部は，せん断遅れの影響を考慮した局所的なピーク応力に基づいて弾性設計されているため，周りと比べて板厚が厚くなっているが，そのことが鋼製ラーメン橋脚の大規模地震時挙動に大きな影響を与えている．すなわち，隅角部は断面に余裕があり，局部座屈や塑性変形が生じにくく，結果的に，隅角部から外れて急激に板厚変化する断面変化部あるいは橋脚基部に集中的に変形が生じ，耐震上の弱点となっている．
2) 大規模地震時には，隅角部角部には，局所的に大きなひずみ集中が生じるため，脆性破壊の可能性がある．

本章では，以上のことから，局所的に隅角部の板厚を上げずに，その変形性能を活用し，ラーメン鋼脚全体の安定性を確保するとともに，発生ひずみを低減するなど脆性破壊防止を考慮した耐震設計法への移行が必要であることを示した．

第3章「鋼製ラーメン橋脚隅角部の補剛設計法の提案と弾塑性挙動」では，新設の鋼製ラーメン橋脚隅角部を対象に，宇佐美らが橋脚に対して提案しているパラメータ範囲を隅角部にも適用するという，新しい隅角部の補剛設計法を提案し，実験的に，その有効性，特に，隅角部の補剛構造等が損傷形式,耐力および変形性能に及ぼす影響に着目して検討することを目的に，その構造を変化させたモデル供試体に対し，正負交番載荷実験を行った．その結果および FEM 弾塑性解析に基づき，隅角部の構造がその弾塑性挙動に及ぼす影響について考察した．最後に，これらの成果をまとめて，鋼製ラーメン橋脚の新しい補剛設計法を提案した．以下に，本章で得られた知見をま

とめる.

1) 隅角部の補剛構造の違いがその弾塑性挙動へ与える影響として，隅角部パネルにリブがない構造では，せん断座屈先行型を示し，リブを設けると曲げ座屈卓越型を示す．このように，隅角部の損傷形式はせん断座屈先行型と曲げ座屈卓越型とに分類でき，それらは隅角部パネルの補剛構造の違いにより制御できる可能性がある.
2) 隅角部でのリブの連続化により，耐力の向上および隅角部コーナー部付近のひずみ低減を図ることが可能である.
3) 本実験で対象としたパラメータ範囲では，断面算定時にせん断遅れによる応力集中を考慮するかどうかによる板厚差は，耐力に差違をもたらすが，変形性能には殆ど影響を及ぼさない.
4) 弾性域では，せん断遅れによる応力集中が明瞭に見られるが，塑性変形が進むにつれて，せん断遅れによる局所的なひずみ集中は見られなくなる．従って，現在の設計法で考慮している弾性域でのせん断遅れによるひずみ集中は，変形性能に影響を及ぼすものではないと考えられる.
5) 載荷実験で測定したひずみから，引張あるいは特に圧縮に偏った履歴特性があること，最大耐力を示す変位レベルでは5%以下程度，最大耐力を超え耐力がその 95%に低下した変位レベルでは，10%以下程度の塑性ひずみが発生する可能性がある.
6) 繰返し硬化による材料特性の変化を考慮したFEM解析により，隅角部の耐荷力，変形性能および損傷形式を，少なくとも最大耐力付近まで良好にトレースすることができる．ただし，ある着目点でのひずみについては，塑性域に入ると，実験での局所的な繰返し塑性変形を完全には再現できていないと考えられ，変形が進むにつれて絶対値での定量的な評価は困難であり，定性的な傾向をトレースするに留まる.
7) 以上の成果を基に，鋼製ラーメン橋脚の新しい補剛設計法を提案し，それを実構造物に実際に適用しその橋脚の大規模地震時挙動を，FEM 弾塑性動的解析により把握することにより，実験に見られたように，大規模地震時には，引張あるいは圧縮側へ偏ったひずみ履歴特性を示し，隅角部角部などに大きな塑性ひずみが発生することから，低サイクル疲労および脆性破壊の発生が懸念され，これらについて対応策を講じる必要がある.

第4章「鋼製橋脚における地震時脆性破壊の発生シナリオ」では，兵庫県南部地震での被害やき裂損傷に関する既往の研究成果を踏まえて，鋼製橋脚における地震時脆性破壊の特徴として，起点となるき裂の特徴，ひずみ履歴特性に着目して脆性破壊防止対策と課題について述べ，材料面からの検討が不可欠であることを指摘したうえで，

材料面からの脆性破壊の検討のために必要な検討項目を示し，最後に，脆性破壊の発生シナリオについて検討した．以下に，その要点をまとめる．

1) 兵庫県南部地震における損傷事例から，鋼製橋脚における脆性破壊は，ラーメン橋脚隅角部角部，橋脚基部，柱断面変化部という地震時に大きな塑性ひずみが発生する可能性のある部位における局所的な現象であると考えられる．
2) 脆性破壊の起点となる可能性があるき裂を，以下の 3 つのタイプに分類し，き裂のタイプによって，脆性破壊の発生シナリオを設定すべきであることを述べた上で，タイプ２とタイプ３のき裂は，比較的先端形状の鋭いき裂であるのに対して，タイプ１のき裂は，その発生および進展の過程で大きな塑性ひずみを受けており，鈍いき裂になっており，脆性破壊の発生シナリオが異なる可能性があることを指摘した．

   タイプ１： 地震時に受ける塑性ひずみ履歴により発生する低サイクル疲労き裂

   タイプ２：地震以前に交通荷重等の活荷重により発生していた疲労き裂

   タイプ３：地震時に圧縮塑性ひずみを受けて発生する微小なき裂
3) タイプ１については，シナリオの設定を第５章に譲り，タイプ２とタイプ３という鋭い先端を有するき裂を対象に，き裂のタイプごとに，鋼製橋脚のひずみ履歴特性を考慮した脆性破壊の発生シナリオを示し，脆性破壊防止のために，地震時の塑性ひずみ履歴による鋼材の劣化の程度を評価するためのひずみ履歴パターンとして，３つのパターンを考慮すべきであることを示した．

第５章「低サイクル疲労き裂を起点とする脆性破壊」では，地震時に発生する低サイクル疲労き裂を起点とした脆性破壊について，ひずみ履歴を受ける中での低サイクル疲労き裂の先端形状の変化に着目して，発生シナリオの明確化を試みるとともに，脆性破壊の可能性および発生の評価について検討することを目的として，実験的な検討を行った．その結果，以下のような結論を得た．

1) 溶接継手部に対する曲げ低サイクル疲労試験により発生したき裂先端を観察し，繰返し塑性ひずみを受けて発生する低サイクル疲労き裂の先端は，ひずみ履歴の影響を受けき裂が開閉口を繰返す過程で，鈍い状態と，鋭い状態の2つの状態にある可能性があることを示し，それに伴って，地震時に低サイクル疲労き裂を起点として脆性破壊へ移行するシナリオとして，①き裂が開いた状態で除荷され，その後の引張ひずみによりさらにき裂が開き脆性破壊へ至る場合と，②き裂が閉じて鋭くなっている状態から，次の引張ひずみで脆性破壊へ移行する場合の2つが考えられることを示した．

その上で，②については，第6章の対象とし，本章では，①の場合について脆性破壊の発生挙動の特徴に関する検討を行った．その結果，以下のことが明らかとなった．

2) 10%程度以上の繰返し塑性ひずみにより発生する低サイクル疲労き裂先端の鈍さは，き裂先端開口変位で表現して，0.05mm以上と通常CTOD試験で導入するような疲労き裂とは5倍以上鈍くなっている．
3) 鈍い先端を有する低サイクル疲労き裂からの脆性破壊発生の可能性は，鋼種に依存する．SM490YB材では，通常の高サイクル疲労き裂を初期き裂とした場合に脆性破壊が発生した温度で，同様に脆性破壊の発生が確認されたのに対し，SM570Q材では，その温度では脆性破壊の発生が見られなかった．
4) 通常のCTOD試験で脆性的な破壊が生じる温度領域では，低サイクル疲労き裂からの脆性破壊に至るまでに変化するき裂先端開口変位は，通常のCTOD試験で得られる限界CTOD値と比較すれば，SM490YB材では同程度に，SM570Q材では過小に評価される．

第6章「鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性レベル」では，鋼製橋脚における地震時脆性破壊を防止するために必要な鋼材の破壊靭性について，地震時に作用する塑性ひずみ履歴によってどの程度の鋼材の靭性劣化を想定すべきかという観点から検討した．そのために，本研究では，脆性破壊の発生シナリオを考え，考慮すべきひずみ履歴パターンを示した上で，新たに開発したひずみ履歴導入法を開発し，これらを含む様々なひずみ履歴による鋼材の破壊靭性劣化をCTOD試験により明らかにした．その結果を以下にまとめる．

1) 引張ひずみよりも圧縮ひずみの方が鋼材をより脆化させる傾向がある．
2) 繰り返しひずみおよびひずみレベルによる鋼材の靭性への影響は鋼種によって異なる可能性がある．本研究で用いた鋼材では，SM490YB材は，繰り返しひずみにより，単調ひずみの場合に比べてさらに靭性劣化が進行した．また，5%レベルのひずみ履歴によっても明らかな靭性劣化が見られたが，10%レベルのひずみ履歴による劣化の方がより顕著であった．一方，SM570Q材では10%レベルでの単調圧縮ひずみによってのみ著しく靭性が劣化し，繰り返しひずみおよび5%レベルのひずみによる靭性劣化は殆ど見られなかった．
3) 鋼製橋脚における地震時脆性破壊防止に必要な鋼材の破壊靭性レベルを考える上で，塑性ひずみ履歴による鋼材の限界CTOD曲線の温度シフトとして50℃を考慮すべきことを示し，それに基づいて以下のような脆性破壊防止に必要な破壊靭性レベルの提案を行った．

（限界CTOD値が0.1mmとなる温度$T_{0.1}$）[℃]
≦（対象構造物の最低使用温度 T－50）[℃]

本研究の以上のような成果を融合し，**図7-1**に示されるような新しい鋼製ラーメン橋脚の大規模地震に対する設計法のコンセプトを提示し，本研究の最終的な結論とす

る．すなわち，新しい鋼製ラーメン橋脚の大規模地震に対する設計法のコンセプトとして，本研究では，**第3章**で提案した補剛設計法を適用することにより，良好な弾塑性挙動を保証するとともに，脆性破壊の発生が懸念される部位に，**第6章**で提案した脆性破壊防止に必要な破壊靭性レベルを有する鋼材を適用することを提案する．

7-2 今後の課題

以上，本研究は，鋼製橋脚を対象として，その耐震性能向上の観点から，良好な弾塑性挙動を保証し，脆性破壊の発生を防止するための補剛設計法および鋼材選定の基準を提案した．その成果を実橋梁へ適用することにより，震災における被害の軽減化および復旧作業の効率化に寄与するものと期待される．しかしながら，鋼製橋脚，特に，都市内高架橋を支える鋼製ラーメン橋脚は，建設スペースが制限され幾何学的に複雑な形状を有している場合が多く，本研究で対象としたような比較的単純な形状となっていない場合が少なくない．複雑な形状を有している鋼製ラーメン橋脚では，隅角部付近に着目しても，力学的な境界条件が個々に変化しており，それが隅角部の弾塑性挙動に与える影響等，不明な点が残されている．また，近年，鋼製ラーメン橋脚隅角部には，多くの疲労損傷が発生し[1]，社会的に問題視されているが，これらの疲労損傷の原因として，本研究でも問題点を指摘した，せん断遅れを考慮した隅角部設計法において，応力算定法[2]が適切ではなかった可能性があることも指摘されている[1),3)]ほか，当該応力算定法には，荷重条件等において適用可能な条件範囲があるとも考えられ，その範囲を明確にすることが必要である．また，本研究では，このような疲労き裂は，脆性破壊の起点として地震以前に存在することを考慮にいれるなど，その発生を前提としているシナリオも示したが，地震時の脆性破壊防止の観点からも，疲労き裂自体が防止されるのが望ましい．これまで，溶接法や板組みの改善や，隅角部角部への曲線部の導入などによる応力低減などが検討され[3]，一定の成果を得ているが，今後は，隅角部角部のように局部応力が疲労強度評価の上で重要な場合に適用することができる局部応力ベースの疲労設計法を確立する必要もある．また，鋼製ラーメン橋脚において，本研究で対象とした耐震性能の面からの構造的および材料的な要求と疲労面からの要求とは必ずしも重ならないと考えられ，これらを融合した鋼製ラーメン橋脚の設計法が今後確立されなければならない．

参考文献【第7章】

1) 森河久，下里哲弘，三木千壽，市川篤司：箱断面柱を有する鋼製橋脚に発生した疲労損傷の調査と応急対策，土木学会論文集，No.703/I-59，pp.177-183，2002.4.
2) 奥村敏恵，石沢成夫：薄板構造ラーメン隅角部の応力計算について，土木学会論文集，第153号，pp.1-18，1968.5.
3) 三木千壽，市川篤司，坂本拓也，田邊篤司，時田英夫，下里哲弘：鋼箱型断面ラーメン橋脚隅角部の疲労特性，土木学会論文集，No.710/I-60，pp.361-371，2002.7.

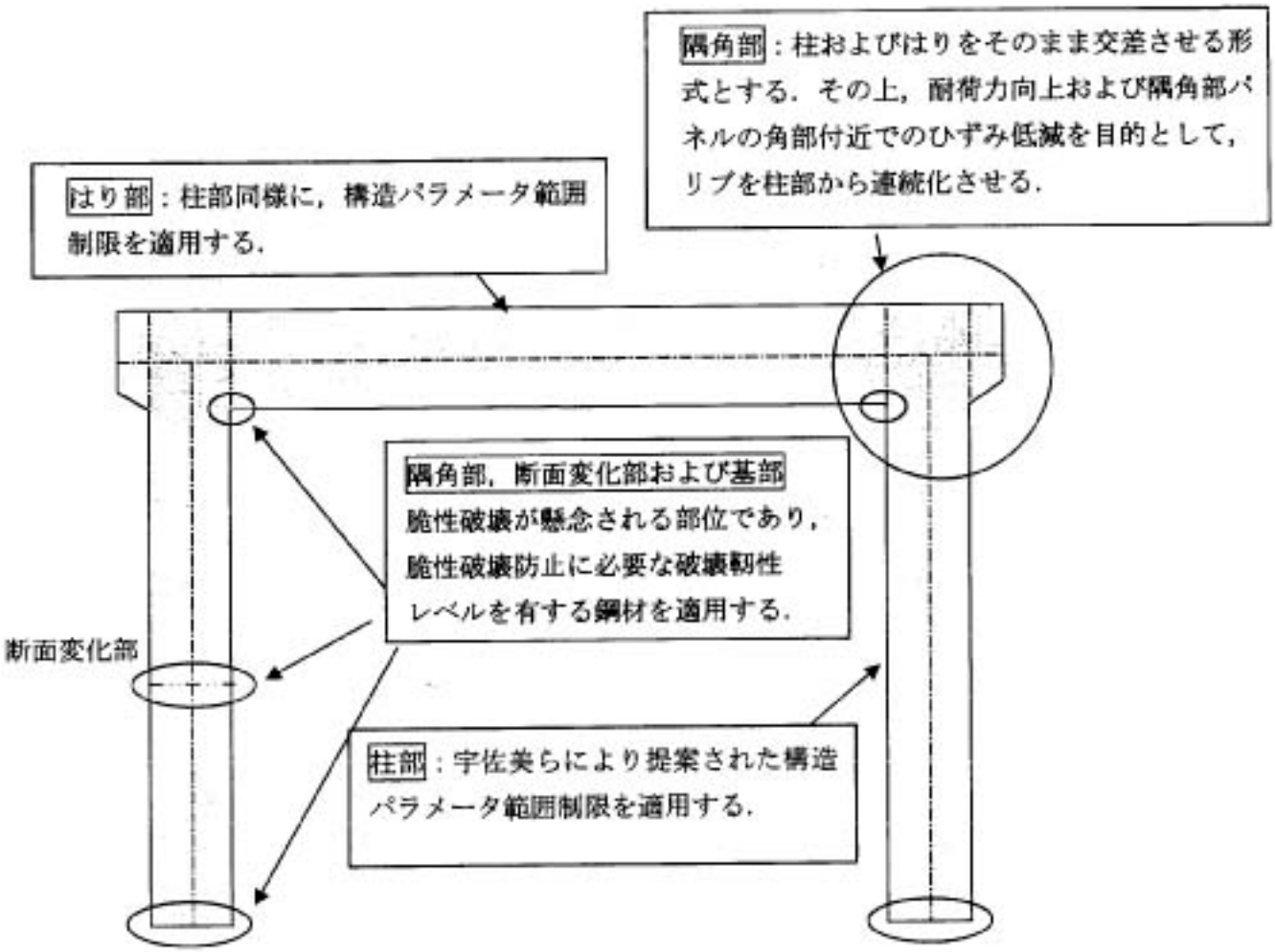


図 7-1　新設ラーメン橋脚に対する新しい耐震設計法のコンセプトの提案

謝辞

本論文は，東京工業大学大学院理工学研究科土木工学専攻に，私が博士課程の学生として三木研究室に所属し，その後博士課程を中退し，寄附講座「鋼橋設計工学講座」教員，助手と立場を変えながら実施してきた研究の成果をまとめたものです．その中では，非常に多くの方々のご指導，ご援助を賜りました．

まず，主査の三木千壽教授，副査の市川篤司教授，川島一彦教授，笠井和彦教授，二羽淳一郎教授に厚く御礼申し上げます．

三木千壽教授には，徹底して研究の厳しさをご教授頂きました．研究者としてふさわしくない行動や考え方が見られた場合には，直接的に妥協なくご指摘頂き，全く甘えをゆるさないという姿勢を示されました．これまでも幾つかの厳しい状況を経験してきましたが，今後の人生でもここまでの挫折はないのではないかと思えるぐらいの厳しい時期だったと思います．しかし，あるときに三木教授の深いご配慮に気付いて以来，ご指導を厳しいとは感じなくなりました．むしろ，研究に対する真摯な姿勢をご教示頂き，日々刺激を受けている気持ちになりました．教育面でも，多くの貴重なご示唆を賜りました．さらに，私の家庭のことをご心配頂くこともあり，家庭を持つ助手として人間的に常に温かく受け入れて頂いていることに，感謝の言葉も見つかりません．心より御礼申し上げます．

市川篤司教授には，私が市川教授の受け持たれていた寄附講座「鋼橋設計工学講座」の教員となって以来，常に温かくご指導頂きました．本論文の遂行にあたっては，度々大きな壁に突き当たり，どのようなアプローチで次に進めていけばいいのかを悩むことがありましたが，市川教授は，その度に綿密にかつ誠心溢れるご教示を下さいました．市川教授との研究シナリオや論文に関する資料のやり取りは，膨大な回数に及びます．そこで，市川教授は，研究のシナリオを重視し，論文作成においてもストーリーと細部での表現方法の関連性など，グローバルな視点と，ローカルな視点を常に相互関与させながら，論旨を伝える文章を作っていくという過程の重要性を示されたことに，私は強く影響を受け，それを本論文の執筆に活かしました．また，市川教授は，私が助手として三木研究室に異動してからも，常に私のことを心配して頂き，ご激励頂きました．心より御礼申し上げます．

さらに，副査の川島一彦教授，笠井和彦教授，二羽淳一郎教授からは，橋梁の耐震など研究に関することのほか，研究者としての姿勢など，多くの貴重なご教示を頂きました．心より御礼申し上げます．

横浜国立大学の宮田利雄教授，山田均教授には，東京工業大学で研究を行う機会を与えて頂き，また，度々温かく激励頂きましたこと，心より御礼申し上げます．

九州工業大学の山口栄輝助教授には，いつも温かい激励を賜り，研究に対しても多くのご助言を頂きました．心より御礼申し上げます．

米国Lehigh大学の穴見健吾博士には，東京工業大学に入学して以来，常に温かく見守っていただき，ときには厳しく，ときにはやさしくご激励頂きました．研究の面のほかにも，様々

なことを教えて頂きました．また，同僚の助手会の方々にも，いつも楽しく支えて頂きました．御礼申し上げます．

（株）新日本製鐵・本間宏二博士には，研究遂行上最も重要であったシナリオの作成の際に，度々貴重なご意見，ご提案を頂きました．（株）横河ブリッジの名取暢博士には，実験計画や遂行などの面で，多大なるご援助を賜りました．（株）新日本製鐵の冨永知徳氏には，貴重な材料の手配をして頂き，研究内容について重要なご指摘を多く頂きました．同じく，（株）新日本製鐵の島貫広志博士には，実験結果の評価や妥当性のほか，多くの遂行上の問題点について，貴重なご助言を賜りました．また，（株）新日本製鐵の楠隆氏，粟飯原周二博士，安波博道博士，川崎製鉄（株）の工藤純一氏，久保高宏氏には，度々本研究に関わる研究会を開催して頂き，貴重な議論をして頂きました．

本研究の遂行にあたっては，東京工業大学大学院修士課程を修了された（株）東海旅客鉄道の高橋和也氏，国土交通省の荒川泰二氏，西松建設（株）の福田有樹氏に甚大なるご協力を頂くとともに，各氏から研究遂行上重要なことを多く気付かせてもらえました．ここに記して感謝いたします．特に，本研究の根幹に関わる荒川泰二氏との研究過程は一生忘れ得ないものです．

また，三木研究室の方々には，とても心を支えて頂きました．特に，秘書・春日井裕子氏には，いつも頼ってばかりで，いつも温かく支えて頂きました．ときには，助手としての心構えなど，激励を頂いたこともあります．さらに，いつも多くのご援助を賜っている博士課程のSatorn Penphon，小林裕介，Vo Thanh Hung，Narongsak Rattanaswannachart，菅沼久忠，田辺篤史各氏に感謝致します．特に，菅沼久忠，田辺篤史両氏には，公聴会前夜に夜中にもかかわらず，発表資料の修正にご協力頂きました．また，私が本論文執筆のため時間が限られている中で，研究室の多くの事柄に多大なる援助を頂いた修士２年の加藤雅之氏，木下幸治氏に心から感謝致します．さらに，三木研究室を卒業された多くの方にもご激励を頂きました．特に，タイ国King Mongkut大学のPison Udomworarat博士とは，三木研究室在籍中に互いに励ましあって研究に取り組んでいました．心から御礼申し上げます．

なお，本研究は，東京工業大学鋼橋設計工学講座（新日本製鐵・川崎製鉄・NKK・住友金属工業・神戸製鋼5社寄附講座）の研究の一環として行いました．また，東京工業大学創造プロジェクト研究体SIG1（高性能鋼材の橋梁への適用に関する研究会）に関連した研究でもあり，各委員の方には，数々の貴重なご意見を賜りました．心より感謝の意を表します．

最後になりましたが，いつも遠くから私を気遣ってくれている，母，弟，祖父母，叔父母，また，いつでも私という存在を認めて温かく支えてくれていた妻と子供たちに，心から感謝致します．

以上，ここに記して，すべての方々に感謝の意を表します．ありがとうございました．

2003年4月11日

佐々木　栄一