

## 4. 鋼材塑性域に関する調査・研究

### 4.1 概論

平成7年1月17日に発生した兵庫県南部地震は各種の土木構造物に甚大な被害を与えた。そのため、道路橋示方書<sup>1)</sup>の耐震設計に関して、早急な見直しが社会的に要請され、耐震設計編<sup>2)</sup>の改訂作業が学際的に進められた。その結果、従来の許容応力度設計から限界状態設計への移行が精力的に計られ、想定する地震動に対して構造物が十分な変形能力を保有しなければならない、という設計項目が新たに盛り込まれたことは周知のとおりである。

既に、土木の鋼構造の分野でも、現行の許容応力度設計法<sup>1)</sup>から限界状態設計法<sup>3)</sup>への移行が進められていたが、特に、阪神・淡路大震災を契機として、種々の限界状態に対する構造物や部材の安全性、健全性に関する研究がより精力的に展開された。しかし、土木鋼構造の分野では疲労限界状態における健全性・安全性に関する研究を除き、主に、圧縮部材の耐荷力<sup>4)6)</sup>に関するものが多く、引張部材の終局限界状態における力学的特性の中心となる塑性変形能力について検討したものは非常に少なく<sup>7)8)</sup>、不明な点が多い。

構造部材は、力学的環境から圧縮部材と引張部材とに分類することができるので、合理的な限界状態設計法を確立するためには圧縮部材のみならず、引張部材の種々の限界状態における力学的特性(変形能力)を明らかにする必要がある。特に、第二東名・名神高速道路の建設に見られるように、設計・施工の合理化・簡素化への配慮から薄肉構造からより厚肉構造への変換が押し進められている状況から判断すると、引張部材の不安定破壊に対する抵抗力を把握することは不可欠であると考えられる。

#### 4.1.1 変形能力の規定要因

溶接集成部材の塑性変形能力は、一般に、溶接に起因する残留応力や初期たわみなどの初期不整と熱加工ひずみ、溶接部の強度的不均質および形状的不連続による応力集中、繰返し塑性ひずみの影響を受け、鋼素材の塑性変形能力よりも低下することが知られている<sup>7)9)</sup>。また、切欠き材のような応力勾配を有する部材の変形能力は、平滑材の変形能力よりも著しく低下し、素材の降伏比に大きく依存することが明らかにされている<sup>9)</sup>。それゆえ、図4.1に示すように鋼構造に多用されている実際

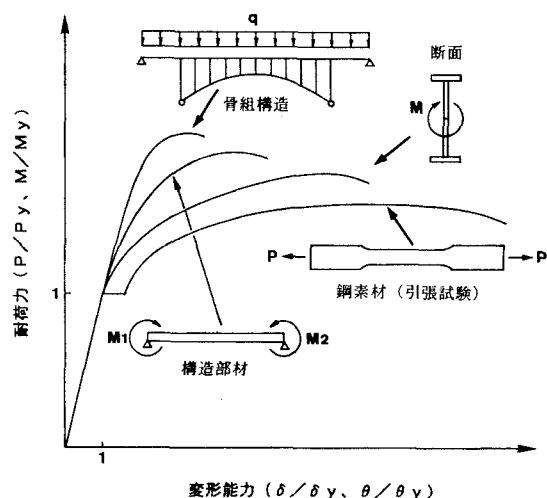


図 4.1 耐荷力と変形能力の関係 (模式図)

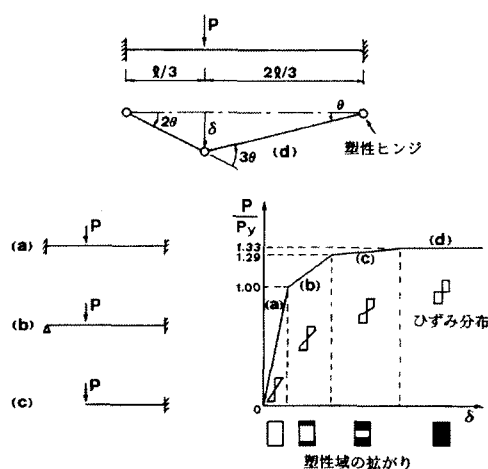


図 4.2 塑性設計の一例とその利点

の骨組構造物では、部材間の相互作用（拘束）により、構造系としての変形能力は、素材や部材と比較してより減少することが容易に想像できる<sup>10)</sup>。したがって、鋼素材の力学的特性を明らかにすることは材料の基礎データの収集のみならず、部材や骨組構造の変形性能を評価する上で不可欠である。

つぎに、鋼部材の変形能力は、圧縮側の座屈（曲げ座屈、局部座屈）あるいは引張側の破断で限界付けられることも周知のとおりである。兵庫県南部地震が起きるまでは、局部座屈を防止すれば、十分な変形能力を得ることができるものと考えられていたが、引張側の破断で限界付けられる変形量が、比較的小さい可能性があることが判明し、検討すべき課題となっている（脆性破壊により、十分な変形性能を期待できないことが明らかとなった）。

#### 4.1.2 塑性設計

逆に、局部座屈や脆性破壊が発生しないように工夫することにより、応力の再配分を期待することができ、構造物の多くの部分に塑性域が発生して崩壊機構が形成されるような取り扱い（設計）が行える。崩壊機構の形成による破壊（崩壊）に関しては、崩壊荷重を比較的精度よく解析（塑性設計）することができ、建築の分野では、1970年代、限界状態設計や性能照査型設計の前に急速に普及した簡便で合理的な設計法の一つである。

塑性設計は、鋼材の塑性域の拡がりを活かした設計法であり、鋼材の塑性域の拡がりを考慮する場合の利点を示す上では、理解しやすいものと考えられるので、以下に、その一例を紹介する<sup>11)</sup>。

両端固定梁の一端からスパン $l$ の $1/3$ 点に集中荷重 $P$ が作用している場合を考える。ここで、梁は十分な塑性変形能力を保有するものとする、左側の固定端から塑性ヒンジが形成され((b)に対応)、載荷点((c)に対応)、もう一方の固定端((d)に対応)へと順次拡大する。部材の全塑性モーメントを $M_p$ 、負荷モーメントを $M$ 、部材の上フランジ側が降伏を開始するときの曲げモーメントを $M_y$ （そのときの作用荷重を $P_y$ ）、載荷点におけるたわみを $\delta$ とすると、 $P/P_y - \delta$ 曲線は図4.2のようになる。

鋼材の降伏点を $\sigma_y$ 、断面計数を $W$ 、塑性断面計数を $Z$ とすると

$$M_p = \sigma_y Z \quad , \quad M_y = \sigma_y W \quad (4.1)$$

となり、 $M_p$ と $M_y$ の比、形状計数 $f$ は次式で与えられる。

$$f = M_p / M_y = Z / W \quad (4.2)$$

ここに、I型及び箱型断面の梁では、 $f = 1.10 \sim 1.18$ である。

(d)の状態では $P/P_y = 1.33$ となる。すなわち、最終ヒンジが形成されるまでに（塑性崩壊に至るまでに）、上フランジが降伏を開始するときの荷重 $P_y$ よりも1.33倍の荷重に対して抵抗することができる（同様に、 $M_y$ に対して $f$ 倍の曲げモーメントに抵抗することができる）。 $P_y$ や $M_y$ は、許容応力度設計ではその上限となる値であり、許容限界でもある。それに対して、塑性設計では、上記の強度の増加が見込める。この点が、塑性設計を実施する際の大きな利点となっている。

ところで、不静定次数の高い建築構造物では、十分な強度の向上が期待できるが、土木構造物、特に、橋梁で活用されているトラス橋や合成桁橋では、不静定次数が低く、十分な強度の向上を期待できない。そのため、橋梁では、一般に塑性設計を実施する利点が少ない、と考えられていた。また、塑性設計では、断面方向の塑性域の拡がりは、考慮されているものの、鋼材の硬化特性を無視しているため、基本的には、許容応力度設計と同様に鋼材の降伏点を基準にした設計である。

なお、塑性崩壊荷重 $P_u$ は図4.2(d)に崩壊機構条件を適用することにより求められ、 $P_u = 9M_p / l$ で与えられる。また、その際の載荷点におけるたわみ $\delta$ は、梁の曲げ剛性 $E I$ を用いて次式で与えられる。

$$\delta = 2 M_p l^2 / (27 E I) \quad (4.3)$$

### 4.1.3 厚肉構造と薄肉構造

上記と同様に、作用モーメントをM、部材の上フランジ側が降伏するときの曲げモーメントをMy、全塑性モーメントをMpとし、変形能力をδ（あるいはε）とする。不静定次数の高い建築構造物や座屈に対して抵抗力の高い厚肉構造物では、作用モーメントがMyに達した後も十分な強度の向上が期待でき、限界状態設計法を適用することの利点が生まれる。一方、土木構造物のように不静定次数が低く、薄肉構造が多用されている構造物では十分な強度の向上が期待できず、同設計法を適用する利点がない（図4.3参照）。

薄肉構造物の耐荷力は、鋼材の降伏応力σyに依存するので、σyが高い材料の方が耐荷力が大きい。そのため、このような観点から低降伏比の材料を薄肉構造へ適用することは適切でない。むしろ、耐荷力の観点から降伏比の高い材料を用いる方がよい<sup>5)</sup>。一方、低サイクル疲労（耐震性能）の面からは、十分な塑性変形能力が要求される場合も想定されるので、伸び能力（特に、一様伸び）の高い材料が必要となる。したがって、土木鋼構造物に対して限界状態設計を適用する場合、鋼材の要求性能として

- 1) 耐荷力の面から、降伏点が高いこと、換言すれば、降伏比が高いこと
- 2) 変形能力の面から、一様伸びが高いことが挙げられる<sup>5)</sup>。

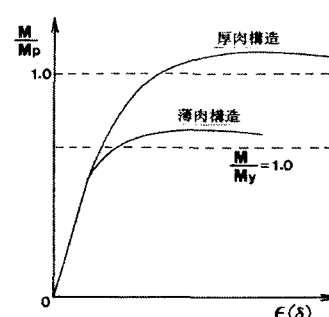


図 4.3 厚肉構造と薄肉構造の変形能力の差異

### 4.1.4 塑性ひずみ履歴に伴う脆化

兵庫県南部地震で発生した橋梁の地震時脆性破壊は、従来の低応力・低ひずみ脆性破壊とは異なり、大きな塑性変形を生じた後の脆性破壊であり、また、地震時に室温で脆性破壊を生じた極めて稀なケースである。それゆえ、高応力・高ひずみ脆性破壊に対する破壊制御を実施する観点からその発生メカニズムが調査・検討され、橋梁における地震時脆性破壊は、次の2つのメカニズムで発生したことが確認された<sup>12)・14)</sup>。

#### ①ひずみ集中部での脆性破壊

ひずみ集中 → 局所的に大きなひずみ → 破壊靱性劣化 → 高いひずみ速度 → 脆性破壊

#### ②低サイクル疲労による脆性破壊

繰り返し塑性ひずみ → 低サイクル疲労き裂の発生 → 不安定成長 → 脆性破壊

何れの場合も、非常に大きな塑性ひずみ履歴を受け、鋼材の破壊靱性が劣化したことが、脆性破壊発生の主因である。②の場合、低サイクル疲労と脆性破壊が密接に関連している。土木鋼構造物では、この事例が最も多かった。一方、建築鋼構造物では、①に起因する事例が多く、土木構造物とは様相を異にする。

土木鋼構造物、特に、橋梁では、地震時脆性破壊が問題となるのは、主に橋脚である。佐々木<sup>12)</sup>は、地震時に橋脚に発生する塑性ひずみのレベル及び履歴についてFEMを用いた数値解析と、変動ひずみ履歴の繰り返し数のカウント方としてレインフロー法による計算結果により、±10%3回の塑性ひずみ履歴に収まる傾向にあることを示した。三木ら<sup>13)</sup>は、被害を受けた橋脚のビッカース硬さの調査

結果に基づき、座屈部表面で最大 21.1%、板厚方向に平均しても 12.3%の残留ひずみが発生したものと推定している。なお、予ひずみについては、次節で詳細に議論したい。

#### 4.1.5 塑性変形能力

建築の分野では、1970年頃から鋼材や部材の塑性変形能力を定量化する試みが数多くなされてきたが、土木の分野では、その事例が比較的少なく、耐震設計の観点から、一部で取り扱われているに過ぎない。

三木<sup>14)</sup>は、橋梁用高性能鋼材の提案と題する報告書の中で、強度規格値として降伏点のみで十分であり、引張強度は、耐震性能を議論する際に吸収エネルギーが必要となることから、降伏比として規定すればよい、と提案している。これは、鋼橋の上部構造について塑性変形能力が要求性能となるケースはほとんどない、ことを受けたものである。

鋼橋のコスト縮減の観点から、合理化桁や二本主桁などの構造形式が採用され、薄肉断面からセミコンパクト断面、あるいは、セミコンパクト断面からコンパクト断面へ、厚肉化が進められたとしても、上部構造の側に不安定破壊を生ずる危険性は少ない、との判断から提案されたものと推察される。橋梁の部材では、橋脚を除き、塑性断面となるような厚肉構造が採用されることは、現状では、ほとんどないことから、妥当であると考えられる。しかし、今後、複合構造（例えば、コンクリート充填鋼構造）の採用などにより、鋼部材の局部座屈を拘束し、鋼材の機械的性質が反映されるような構造形式が採用される場合には、鋼材の塑性域の拡がりにとどまらず、加工硬化特性まで期待できるので、事情が異なることも十分に予想される。

現状では、塑性域の拡がりを考慮できるのは、橋脚の耐震設計における場合に限定される。この場合、実構造の応力分布は、橋脚基部から頭部に掛けて減少する三角形分布となることから、基部のみに塑性ひずみが集中し、基部から頭部への塑性域の拡がりを期待できないことが予想される。鋼材特性を実構造に活かすためにも、塑性域の拡大を計る何らかの方策が必要となる（例えば、上下部一体構造とする案も考えられる）。なお、大きな塑性変形を許容するような設計を実施した場合、残留変位が大きくなる危険性があるので、耐震設計を実施する際に十分注意する必要がある。

以下では、塑性域の拡がり（鋼材特性）を考慮した構造部材の耐荷力、極限強度、変形性能、塑性変形能力、エネルギー吸収能及び耐震性能に関する研究について、最新の情報を提供する。

- ①張部材：予ひずみを受けた鋼材の塑性変形能力
- ②圧縮部材：60キロ級低降伏比鋼材を使用した補剛板の圧縮特性
- ③超低サイクル疲労に関する話題

最後に、これらの資料が、塑性域の拡がり（鋼材特性）を考慮した性能照査型設計を確立する上でその第一歩となれば幸いである。

## 4.2 引張部材

兵庫県南部地震における土木鋼構造物の被害の一部に大きな塑性変形を伴った後、局部座屈等により損傷した事例<sup>15)</sup>が見られたことから、鋼部材の非線形域における変形性能を考慮して耐震設計を実施することが道路橋示方書に規定されたことは記憶に新しい<sup>16)</sup>。

兵庫県南部地震では、高架橋の鋼製橋脚も甚大な被害を受けたが、その大部分は、脚を構成する圧縮補剛板もしくは円筒殻の局部座屈であり、大きな塑性ひずみを受けた部位が含まれているものの、脆性的な破壊は、多くの場合、見られなかった。しかし、一部（門型ラーメン橋脚隅角部や円筒橋脚）の事例において、鋼材の割れに伴う脆性破壊が見受けられたことから、①脆性破壊発生のメカニズム、②地震時に発生するひずみ（破壊ひずみ）、③脆性破壊の制御法と要求靱性値、④塑性ひずみ履歴による鋼材の劣化等に関する研究が産学を中心に進められた<sup>17)</sup>。

特に、①については、三木ら<sup>18)</sup>によれば、地震による被害調査の結果から、通常考えられる疲労や継手部の欠陥を起点とした脆性破壊とは異なり、脆性き裂の起点となる溶接欠陥や疲労き裂が無い場合でも、次のようなメカニズムで生じる可能性があることが確認された。1)隅角部などの構造的な要因または局部座屈によるひずみ集中、2)非常に大きな塑性ひずみの発生（局部に）、3)ひずみ速度、予ひずみ、低温、交番繰り返し载荷及び溶接熱影響等に起因する靱性の低下、4)延性き裂の形成、5)延性き裂の成長と脆性破壊への転化

②については、被害を受けた橋脚での事故調査や解析により、6～20%程度のひずみを受けていたと報告されている<sup>13)</sup>。大倉ら<sup>17)</sup>は、上記の破壊現象を解明するためには、鋼部材が塑性ひずみの繰り返しを受けたとき、この塑性ひずみの繰り返しが脆性破壊、すなわち、鋼材の破壊靱性に与える影響を調査する必要があることを論じ（④とも関連している）、その検討結果から、塑性ひずみの繰り返しに伴いシャルピー吸収エネルギーが低下すること、単調载荷では時効処理の影響は小さいが、繰り返し载荷では時効処理の影響が顕著に現れること、また、円筒橋脚の座屈部では塑性ひずみの大きさが2%程度（板曲げに起因する）であったことを明らかにしている。また、鄭ら<sup>19)</sup>は、鋼構造物の保有性能（耐力と塑性率）の統一的評価法を確立するために、圧縮と曲げを受ける条件で短柱を取り上げて弾塑性有限変位解析を実施し、短柱の変形能、すなわち、破壊ひずみ（ $\leq 20 \times$ 降伏ひずみ）を算定している。

③と④について、三木ら<sup>13)</sup>は、地震により導入された塑性ひずみによる鋼材の脆化は顕著であり、鋼構造物の脆性破壊防止には、材料面からの検討が不可欠であることを指摘している。本間ら<sup>20)</sup>は、塑性ひずみを受けた鋼材のひずみ時効脆化を防止する観点から、冷間曲げ加工の許容値に関する検討を行い、7.5%～10%の大きな塑性ひずみを与えても、必要な靱性を確保できることを明らかにした。

以上は、鋼材の靱性（主にシャルピー吸収エネルギー、一部COD）を取り扱ったものであり、鋼材の塑性変形能力に着目した研究の事例はほとんどない。しかし、引張部材の保有性能を明らかにする観点から、後者を取り扱う必要があることは言うに及ばない。

森脇らは、引張部材の塑性域における変形性能を明らかにする観点から、切欠き材の延性破壊を対象として、その最大荷重時における塑性変形能力とエネルギー吸収能に着目し、鋼素材の降伏比、応力集中係数<sup>21)</sup>、板幅、板厚<sup>22)</sup>及び導入予ひずみ量<sup>23)</sup>が異なる引張試験体を製作してその引張試験を実施し、切欠き材の塑性変形能力が、鋼素材の降伏比、応力集中係数、幅厚比及び予ひずみに依存することを明らかにした。また、最大荷重時において塑性変形能力がエネルギー吸収能と一対一対応することを示した。さらに、切欠きを有する鋼素材及び溶接継手の引張試験を実施して、各荷重段階においても塑性変形能力とエネルギー吸収能の間には近似的に線形関係が成立することを示した<sup>24)</sup>。

予ひずみの影響<sup>23)</sup>については、鋼素材の降伏ひずみを基準に、その5倍から45倍(7.5%)に相当する引張予ひずみを導入した切欠き材を対象として吟味したが、予ひずみ導入後の部材の供用性を評価する上では、ひずみ時効の影響も併せて検討する必要がある。また、冷間曲げ加工量の許容制限を最適化することにより、鋼構造物の設計・施工の合理化を計る上で有効な手段<sup>25)</sup>となることも考えられるので、上述の変形性能の観点から、10%~20%相当の引張予ひずみの影響も同様に検討する必要があるものと考えられる。

各荷重段階の塑性変形能力は、切欠き材が保有する変形性能を表し、破壊の対象は異なるものの、CTODを用いた設計曲線<sup>26)</sup>における負荷ひずみ(Overall strain)に相当する。したがって、大きな塑性ひずみを生じた後の鋼部材の延性破壊に対する設計・照査法を確立する上では、最大荷重時における塑性変形能力とエネルギー吸収能の関係を明らかにするばかりでなく、各荷重段階における両者の関係を明らかにすることが肝要である<sup>24)</sup>。

以下では、引張部材の一例として、切欠きを有する予ひずみ材、時効処理材を対象に、その引張試験等を実施し、切欠き材の塑性変形能力に及ぼす予ひずみ、ひずみ時効の影響、各荷重段階における切欠き材の塑性変形能力とエネルギー吸収能の対応を調べ、塑性変形能力の評価の意義を検討したい。

#### 4.2.1 供試材と試験方法

供試材には板厚19mmのSM490A鋼板(記号:S19)を用いた。その化学成分と機械的性質を表4.1に、公称応力-公称ひずみ曲線を図4.4に示す。ここで、引張試験片はJIS14B号を採用し、板幅を40mm、標点距離を160mmとした。同図には、所定の予ひずみを導入した後、時効処理を行った材料(記号:T-PA、数値は導入予ひずみ量%)の引張試験結果も併記している。

鋼素材のエネルギー吸収能 $E_u$ は、最大荷重時までの仕事量を降伏点と降伏時伸びの積で除し、無次元化した値として取り扱った。

表 4.1 供試材の化学成分と機械的性質

板厚 (mm)	試験片 記号	化学成分 (%)						降伏点 $\sigma_y$ (MPa)	引張強度 $\sigma_u$ (MPa)	降伏比 YR	全伸び $\delta t$ (%)	一様伸び $\epsilon_u$ (%)	絞り q (%)	エネルギー 吸収能 $E_u$ <sup>1), 2)</sup>
		C x100	Si x100	Mn x100	P x1000	S x1000	Ceq x100							
19	S19	16	35	143	16	9	41	368.6	507.7	0.726	32.7	20.8	65.1	147.5(0.924)

注: 1) 最大荷重時までの仕事量を降伏点と降伏時伸びの積で除して無次元化したものである。

2) 括弧内の数値は仕事量を引張強度と一様伸びの積で除して無次元化したものである。

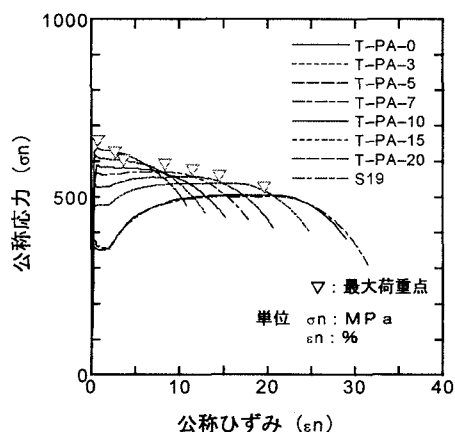
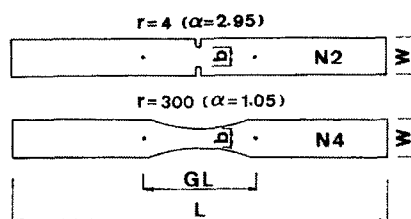


図 4.4 公称応力-公称ひずみ曲線



$L=1000, W=80, b=40, GL=300$  (mm)

図 4.5 切欠き付き引張試験体の形状と寸法

予ひずみを受けた切欠き材の変形性能を調べるために、鋼素材に予め冷間引張加工による予ひずみ(3%, 5%, 7.5%, 10%, 15%, 20%)を導入し、切欠きなどの切削加工を行い、切欠き付き引張試験体(予ひずみ材:記号PS, 数値は導入予ひずみ量%)を製作した。

引張予ひずみ導入後、一部の試験体には切欠き加工を行う前に、250°C・30分<sup>27)</sup>の時効促進処理を施した(時効処理材:記号PA)。冷間引張加工を行った際の試験体の寸法は、板幅80mm,長さ1000mmであり、標点距離300mmとして予ひずみを導入した。

試験体の寸法と形状を図4.5に示す。ここで、切欠き先端の曲率半径 $r$ を4mmと300mmの2段階に変化させ、切欠き底の応力集中係数 $\alpha$ をそれぞれ2.95(記号:N2)と1.05(N4)とした。なお、両側切欠きの $\alpha$ は板幅 $W$ ,リガメント長さ $b$ ,切欠き半長 $a$ および $r$ を用いて次式で与えられる<sup>10)</sup>。

$$\alpha = 1 + \{1 / (1.55W/b - 1.3) \cdot a / r\}^N \quad (4.4)$$

$$N = \{(W/b - 1) + 0.5(a/r)^{1/2}\} / \{(W/b - 1) + (a/r)^{1/2}\} \quad (4.5)$$

試験体の伸びの測定は、文献21)~24)と同様に切欠きを挟む300mmを仮の標点として、高精度の差動トランス型変位計を用いて行った。また、試験体にけがき線を挿入し、破断後のけがき線間距離の変化から切欠き材の見かけ上の一様伸び(一様伸びは鋼素材固有の値であるため、このように呼ぶことにする)を求めた。

ここでは、切欠き材の各荷重段階における標点間の伸び $\delta$ を鋼素材の降伏時の伸び $\delta_y$ (素材の降伏ひずみに標点距離300mmを掛けた値)で除して無次元化した値( $\delta / \delta_y$ )を塑性変形能力と、ネット応力-伸び曲線下の面積(仕事量)を素材の降伏点と $\delta_y$ で除して無次元化した値( $E_u$ )をエネルギー吸収能として取り扱った。なお、切欠き材の降伏応力は、素材の降伏点のように明確に決定できない場合には、座屈開始荷重を推定する方法として利用されている $P-\delta$ 法<sup>33)</sup>を用いて算出した。また、 $\delta$ を鋼素材の一様伸び $\delta_u$ で除して無次元化した値( $\delta / \delta_u$ )と、同様に仕事量を鋼素材の引張強度と $\delta_u$ で除して無次元化した値( $E_{u^*}$ )も、それぞれ延性を表すパラメータと考えて整理した。

$\delta / \delta_y$ は、その値が標点距離に依存しない場合、負荷ひずみ( $\varepsilon / \varepsilon_y$ : Overall strain)に対応する。き裂の場合では、き裂(2c)を挟む十分長い標点距離( $L : L/c \geq 5$ )で測定・算出した平均ひずみは負荷ひずみに対応する<sup>29)</sup>と考えられているが、切欠きの場合は、き裂のように明確な定義がないので、平均ひずみが素材の公称ひずみと一致するとき、換言すれば、その標点における軸方向のひずみ集中係数が1となるとき、平均ひずみは負荷ひずみに対応すると考えて差し支えない。

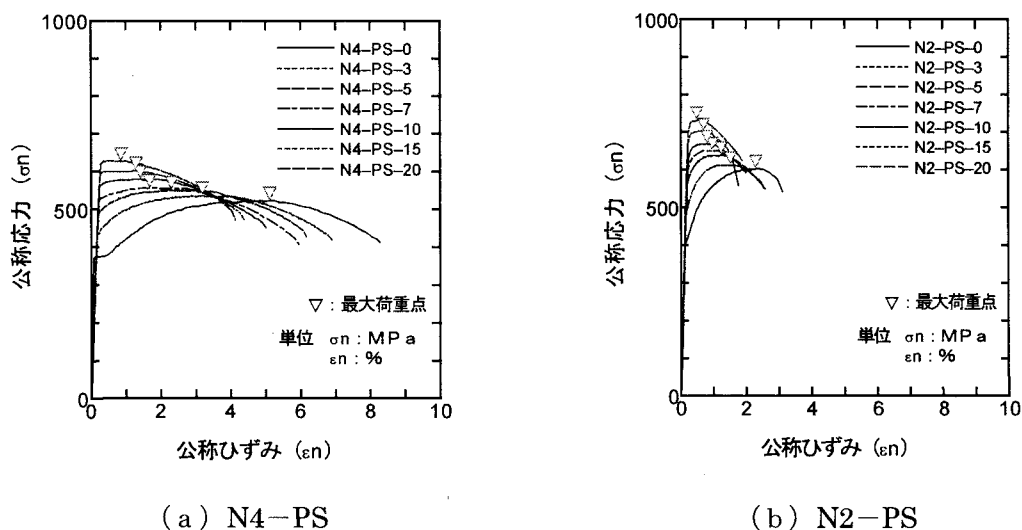


図4.6 予ひずみ材の公称応力-公称ひずみ曲線

#### 4.2.2 予ひずみ材と時効処理材の引張試験結果

予ひずみ材の公称応力-公称ひずみ曲線を図 4.6 に示す。同図より明らかなように、予ひずみ量が増加すると、変形能力は低下し、強度は高くなっている。応力集中の高い N2 では、その傾向が著しい。時効処理材も予ひずみ材と同様な傾向を示した。なお、本研究の範囲内では、変形性能に及ぼす時効処理の影響は非常に小さく、無視して差し支えないものと判断された。

#### 4.2.3 変形性能に及ぼす予ひずみの影響

応力勾配を有する予ひずみ材と時効処理材の最大荷重時における塑性変形能力 ( $\delta / \delta y$ ) とエネルギー吸収能 ( $E u$ ) に及ぼす予ひずみの影響を調べたものが図 4.7 である。予ひずみと時効処理の影響は、全てのパラメータでほぼ類似しており、良好な対応が認められる。

応力集中係数が小さい N4 タイプでは、予ひずみ量が 10%までは  $\delta / \delta y$ ,  $\delta / \delta u$ ,  $E u$  と  $E u^*$  は大きく低下するが、それ以降、鈍化の傾向が認められる。N2 タイプは、N4 タイプと比較してそれぞれの値は小さいものの、ほぼ同様の傾向が認められる。時効処理の影響は、顕著ではないが、全ての場合に確認されており、特に、N4 タイプにおいて、予ひずみ量が 10%を越えると、比較的大きく低下している。なお、平滑材でも切欠き材と同様の傾向を示し、 $\delta / \delta y$  は予ひずみの増加とともに急激に低下し、予ひずみが 10%を越えると、低下量が小さくなる傾向が認められた。

図 4.8 はエネルギー吸収能 ( $E u$ ) に及ぼす予ひずみの影響を、図 4.9 は、図 4.7 のデータに鋼素材に関するもの、シャルピー吸収エネルギーとの対応を示している。 $E u$  は、 $\delta / \delta y$  と同様な傾向が認められた。

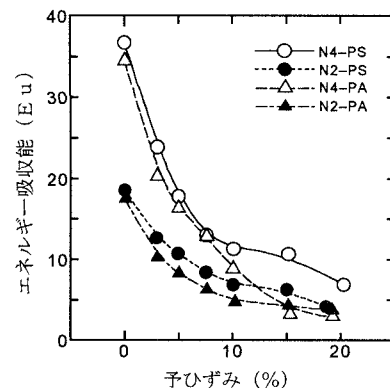
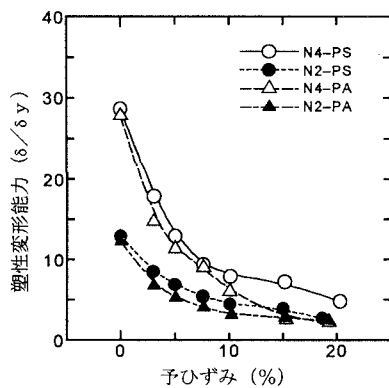


図 4.7 塑性変形能力に及ぼす予ひずみの影響 図 4.8 エネルギー吸収能に及ぼす予ひずみの影響

#### 4.2.4 塑性変形能力とエネルギー吸収能の関係

図 4.10 は、予ひずみ材と時効処理材の最大荷重時における塑性変形能力 ( $\delta / \delta y$ ) とエネルギー吸収能 ( $E u$ ) の関係を調べたものである。文献 21)では板厚 9mm の SM400A, SM570 及び HT780 材について  $\delta / \delta y$  と  $E u$  が一対一対応すること、また、文献 22)では板厚 9, 19, 36mm の SM490A 材について、同様の関係が成立し、 $\delta / \delta u$  と  $E u^*$  の間にも線形関係が成り立つこと、さらに、文献 23)では板厚 19mm の SM490A 材に関して降伏ひずみの 5 倍~45 倍の予ひ

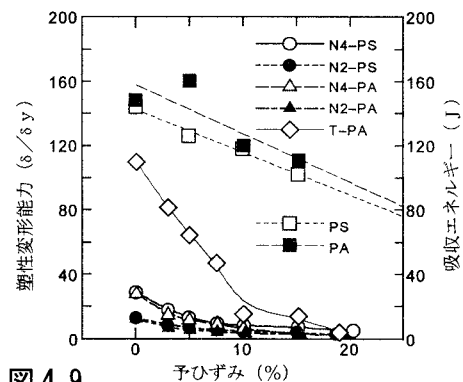


図 4.9 塑性変形能力に及ぼす予ひずみの影響



ずみを導入した試験体についても  $\delta / \delta y$  と  $Eu$ ,  $\delta / \delta u$  と  $Eu^*$ には線形関係が成立することが明らかにされており, 図 4.10 はこれらを肯定するものである. したがって, 最大荷重時における塑性変形能力とエネルギー吸収能のこの関係は, 本研究で取り扱っている引張部材の一つの特徴であると言うことができよう.

一般に, 材料が  $n$  乗硬化則に従い, 切欠きが板幅に比較して十分に深く, 塑性変形がリガメント部に限定される切欠き材では,  $Eu$  と  $\delta / \delta y$  は, 一対一対応し, 次式が近似的に成立する<sup>21)~24)</sup>.

$$Eu = m \cdot (\delta / \delta y) \quad (4.6)$$

$$m = \{1 / (1 + n)\} \cdot \{(\sigma / \sigma u) / YR\} \quad (4.7)$$

ここに,  $\sigma$  は各荷重段階におけるネット応力,  $\sigma u$  は鋼素材の引張強度,  $YR$  は降伏比を表す.

係数  $m$  は, 上式から明らかなように鋼素材の機械的性質に依存する値であるが, 同一材料であれば, 塑性変形が進行するにつれて, 一定の値となることが予想される. 文献 21)~24) では  $m \approx 1.43$  となり, ほぼ一定の値を示した. 式 (4.6) を用いて最大荷重時におけるパラメータ  $m$  の値を求めた結果,  $m = 1.242 \sim 1.604$  とばらつきが比較的小さく, 上式が成立するものと考えて差し支えない.

ところで, 式 (4.6) は塑性変形が十分に進行した場合に成立するものであるから, 各荷重段階においても, 同様な結果が得られるものと推察される. 図 4.11 は, 予ひずみ材 (PS) について, 各荷重段階の  $\delta / \delta y$  と  $Eu$  の関係を調べたものであり, 予ひずみが 0 の場合を除き, 線形関係がほぼ成立している. また, 予ひずみが 0 の場合でも, 変形が十分大きくなると, その勾配が式 (4.7) の  $m$  に漸近している. なお, 切欠き材ではなく, 引張試験片のような平滑材 (時効処理材) についても式 (4.7) が成立するか否かを別途調べたが, ほぼ線形関係が成立した.

以上より, 本研究の範囲内では, 最大荷重時のみならず, 各荷重段階においても, エネルギー吸収能  $Eu$  と塑性変形能力  $\delta / \delta y$  は良好に対応する.

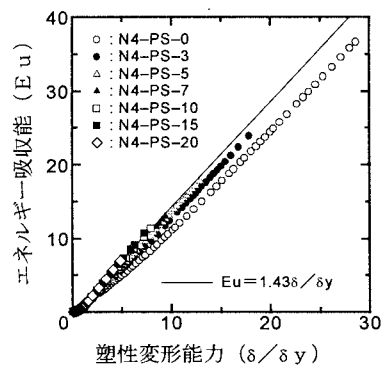
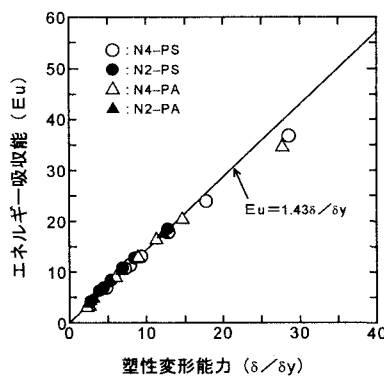


図 4.10 最大荷重時の  $Eu$  と  $\delta / \delta y$  の対応 図 4.11 各荷重段階における  $Eu$  と  $\delta / \delta y$  の対応

#### 4.2.5 塑性変形能力の推定

森脇らは, 文献 21)において塑性変形能力  $\delta / \delta y$  が応力集中係数  $\alpha$  と降伏比  $YR$  に依存することを明らかにし, 非線形最小自乗法を用いて実験データを整理した結果から,  $\alpha$  と  $YR$  により  $\delta / \delta y$  を次式で概算できることを示した.

$$\delta / \delta y = a_1 + a_2 \cdot \exp(a_3 \log \alpha + a_4 \cdot YR) \quad (4.8)$$

ここに  $a_1 \sim a_4$  は実験定数であり, それぞれ  $a_1 = 0.560$ ,  $a_2 = 4873$ ,  $a_3 = -0.922$ ,  $a_4 = -7.699$  である.

式 (4.8) を用いて  $\delta / \delta y$  を算定する場合, 応力集中係数  $\alpha$  とともに予ひずみ材の降伏比  $YR$  が必

要となる。YR と式 (4.4) から求められた  $\alpha$  を式 (4.8) に代入して、 $\delta / \delta y$  の推定値を求め、この値と実測値を N2, N4 タイプの試験体について比較したものが図 4.12 である。推定値は実測値よりも大きな値を与えるが、傾向はほぼ対応したものとなっている(例えば、N4-PS の実測値が 18.0 の場合、推定値は 28.6 であり、誤差が 59% となっている)。したがって、本研究の範囲内では、予ひずみ材の塑性変形能力の概算値を与える実験式として、式 (4.8) を用いても差し支えないものと判断される。

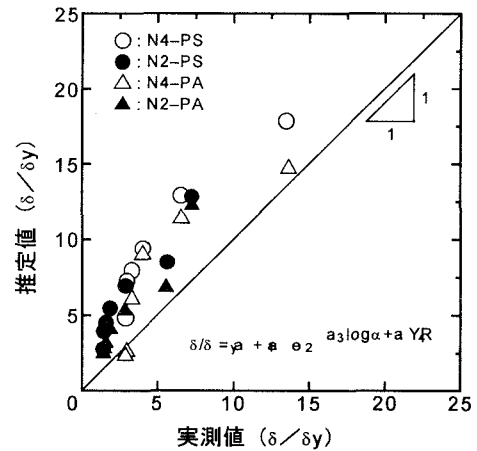


図 4.12 塑性変形能力の推定値と実測値の比較

#### 4.2.6 結言

板厚 19mm の SM490A 材を対象とし、予ひずみ材及び時効処理材より製作された切欠き付き引張試験体を用いて引張試験を実施し、切欠き材の塑性変形能力に及ぼす予ひずみ、時効処理の影響を検討し、最大荷重時及び各荷重段階における塑性変形能力とエネルギー吸収能の関係を調べるとともに、塑性変形能力の推定を試みた。その結果を要約すると、次のとおりである。

- 1) 予ひずみの導入により、切欠き材の変形性能は低下し、強度は増大する。
- 2) 当然のことではあるが、予ひずみ材の強度は真応力で評価する必要がある。
- 3) 予ひずみの増加に伴い塑性変形能力  $\delta / \delta y$  は大きく低下する。エネルギー吸収能  $E_u$  も類似の傾向を示す。但し、時効処理の影響は顕著でない。
- 4) 本実験の範囲内では荷重レベル、応力集中、予ひずみ量、時効処理の有無とは無関係に  $\delta / \delta y$  と  $E_u$  の間には線形関係が成立する。
- 5) 平滑材の  $\delta / \delta y$  と  $E_u$  の間にも線形関係が成立し、荷重レベルや予ひずみ量の影響を受けない。何れの場合も、両者は対応し、引張部材の一つの特徴であると言える。
- 6) 森脇ら<sup>20)</sup>の推定式により、応力集中係数、降伏比及び予ひずみ量が既知であれば、 $\delta / \delta y$  の概算値を得ることができる。
- 7) 本研究の結果から、塑性変形能力  $\delta / \delta y$  とエネルギー吸収能  $E_u$  の相互関係が明らかとなり、引張部材の限界状態設計を行う上で一つの有益な知見が得られたものと考えられる。

本研究では、引張の予ひずみを対象として取り扱ったが、地震により繰り返し導入される塑性ひずみの影響を考えた場合、圧縮の予ひずみの影響を検討する必要があるものと考えられる。今後の課題としたい。

### 4.3 圧縮部材

鋼製橋脚を設計する際、大規模地震に対して保有水平耐力を照査しなければならない。これは、構造物の弾塑性ヒステリシス特性によりエネルギーを吸収する設計法であり、鋼材の降伏点以降の挙動が重要な要素となる。従来、引張強度が 600MPa 以上の高張力調質鋼材は降伏比が高く、塑性変形性能およびエネルギー吸収性能が低いと言われてきた。しかし、近年、製造時の熱処理プロセスの改良により低降伏比の 600MPa 級の高張力鋼材が開発され、建築分野ではすでに普及しつつある<sup>30)</sup>。一方、鋼製橋脚には未だ使用された実績はない。その理由としては、鋼製橋脚は縦・横リブで補剛されたフランジおよびウェブで構成されており、その補剛板の幅厚比が大きいため座屈により耐力が決定され、降伏点の低い低 YR 鋼は有効ではないと認識されているためと考えられる。

しかし、宇佐美ら<sup>31)</sup>は補剛板の幅厚比パラメータを小さくし、かつ補剛材剛比を道路橋示方書の規定値の 3~5 倍に大きくすれば補剛板の変形性能が大幅に改善されることを見出している。また、富永・安波<sup>32)</sup>は厚肉少補剛された鋼製橋脚の実験を実施し、試験体数は限られかつ 400MPa 鋼を対象としてはいるものの、幅厚比パラメータ R が 0.3 程度での低 YR 鋼の効果をj確認している。

ところで、構造用鋼材に要求される機械的性質としては、強度、延性、靱性などがあるが、一般に橋梁構造物の使用鋼材に必要とされる力学的性質としては、強度、特に降伏点と引張強度であると言ってよく、靱性や延性は構造物の安全性に関係するものの、設計条件として一部を除き、直接陽な形で表現されていないのが実状である。

建築の耐震設計では、激震時における構造物の倒壊に至るまでの変形能力が一つの重要な指標として注目されるようになり、耐震面から変形能力を重視することが鋼材特性のあり方の見直しになっていることは周知のとおりである。鋼材の変形能力の代表値として用いられているのが、降伏比であり、降伏比が大きいことは鋼材の変形能力が小さいことを意味するため、建築では高強度鋼に対して降伏比を下げる要求が出された。

一方、土木の鋼構造の分野では、現行の許容応力度設計から限界状態設計、さらには、性能照査型設計への移行が進められている。限界状態設計では、極限強度のみならず、変形性能も問題となるため、これまで陽な形で表されなかった変形能力も重要な指標の一つになる。

このような状況の下、森脇<sup>5)</sup>は、限界状態設計への移行に向けて、土木鋼構造物に適した高張力鋼の特性はいかなるものか明らかにするための第一歩として溶接組立 H 型梁圧縮フランジのねじれ座屈に焦点を絞って耐荷力実験を行い、座屈強度、耐荷力及び変形性状に及ぼす鋼種の影響が明らかにされた。森脇の研究は、その後の鋼材特性を考慮した圧縮板や圧縮補剛板の極限強度と変形性能に関する研究の方向性を示した。

森脇ら<sup>6),33)</sup>や奈良ら<sup>34)</sup>は種々の鋼材特性を有する鋼材を用いた圧縮補剛板の極限強度および変形性能を解析的に研究しており、これらによれば幅厚比の小さい補剛板に対しては、低 YR 高張力鋼が有効となると推定している。

中村ら<sup>35)</sup>は、引張強度が 600MPa 級の低降伏比高張力鋼を用い、比較的小さい幅厚比パラメータ領域を対象とした圧縮補剛板の終局強度および変形性能に関する基礎的な実験を行った。矩形断面を有する鋼製橋脚の弾塑性挙動の確認には、実物を相似したの柱に圧縮力を作用させた状態で、交番水平力を作用させる方法が一般的であるが、この実験は大規模で高価となる。

そこで、引張フランジは鋼材そのものの特性と同一の特性を示すことを考慮し、圧縮補剛板のみの単体試験体の圧縮試験により、低降伏比鋼板を用いた補剛板の特性を把握することが試みられた。また、実験結果の妥当性を検証するため、FEMを用いた弾塑性有限変位解析が実施された。

以下では、圧縮部材の塑性域における変形状を調べた一例として、600MPa級低降伏比高張力鋼を用いた補剛板の圧縮特性について言及する。

#### 4.3.1 試験体の種類と試験方法

試験体には2種類の鋼板を用いた。通常の600MPa鋼材(SM570)と低降伏比の600MPa級鋼材(HT440)である。引張試験より得られた応力-ひずみ関係を図4.13に示す。両者は、ほぼ同一の引張強度を有するが、HT440の方が降伏応力度が小さく、従って降伏比が低いことが理解される。これら2種類の鋼材の化学組成および機械的性質を表4.2に示す。なお、引張試験はそれぞれ3体行い、その平均値を示した。SM570の降伏比は0.896、HT440の降伏比は0.766である。

試験体は6体とし、図4.14に示すように、いずれもリブ本数4本の補剛板とした。これらの諸元を表4.3に示すが、AグループはSM570、BグループはHT440である。全試験体とも補剛板全体のアスペクト比は0.6、板パネルのアスペクト比は2.5とした。A1とB1は幅厚比パラメータRを約0.5、補剛材剛比パラメータ $\gamma/\gamma_N$ を約5.0とした。A2とB2は幅厚比パラメータRを約0.5、補剛材剛比パラメータ $\gamma/\gamma_N$ を約1.5とした。A3とB3は幅厚比パラメータRを約0.35、補剛材剛比パラメータ $\gamma/\gamma_N$ を約6.0とした。なお、幅厚比パラメータRの定義は以下である。

ここで、 $\nu$ はポアソン比、 $k$ は座屈係数(=4n<sup>2</sup>、n:リブ数)である。また、細長比はいずれも30以下であり、鋼板が降伏する以前には柱としての全体座屈が生じないと予想された。

試験体の作成にあたっては、溶接ひずみ、残留応力を少なくするために溶接量は脚長

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k}} \quad (4.9)$$

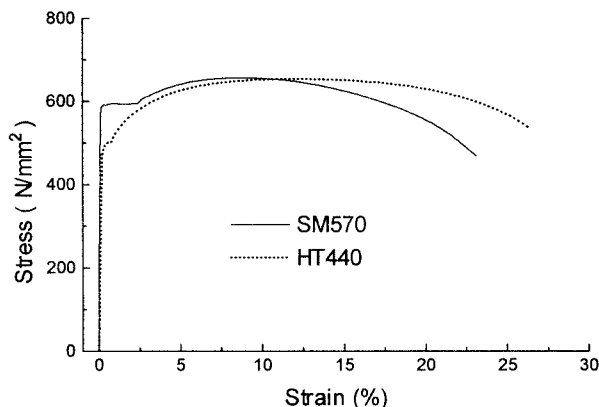


図 4.13 材料の応力・ひずみ曲線

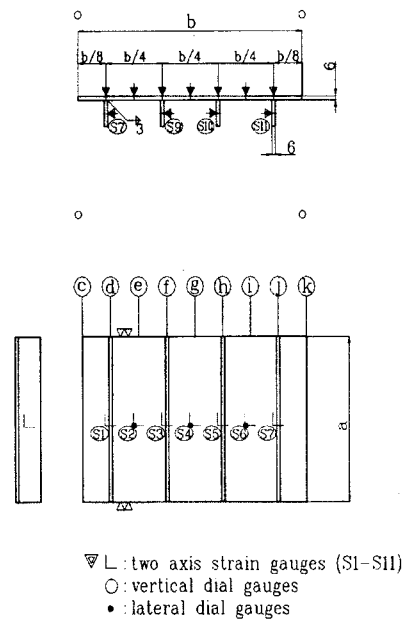


図 4.14 試験体寸法および計測位置

3~4mmとした。また、初期不整がある場合には、冷間で矯正し、火ではあぶらないよう注意した。平面度のばらつきの最大は2mmであった。試験終了後、試験体の変形形状を測定した。

試験方法は補剛板側面を固定せず、上下方向に単純圧縮する試験とした。これは、ヨーロッパでは補剛リブが4本以上ある場合によく用いられる方法である<sup>36)</sup>。試験方法を図4.15に示す。試験体の上下に表面を機械仕上げした架台を設置し、上架台の上から球座付きの圧縮試験機により補剛板を載荷した。

表 4.2 材料の化学成分および機械的性質

Grade	Chemical Components (%)					$\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_u$ (N/mm <sup>2</sup> )	$\sigma_y/\sigma_u$	$\epsilon_b$ (%)
	C	Si	Mn	P	S				
SM570	0.14	0.25	1.45	0.011	0.005	588	656	0.896	26.6
HT440	0.17	0.45	1.43	0.021	0.005	503	657	0.766	29.3

表 4.3 試験体の諸元

試験体番号	A1	A2	A3	B1	B2	B3
材質	SM570	SM570	SM570	HT440	HT440	HT440
補剛板の幅 b (mm)	425	425	300	460	460	325
補剛板の厚さ t (mm)	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
補剛板の高さ a (mm)	260	260	190	280	280	200
アスペクト比 a/b	0.61	0.61	0.63	0.61	0.61	0.61
リブ数 n	4	4	4	4	4	4
リブ幅 (mm)	39	26	30	43	29	32
リブ厚 (mm)	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0	6.0
降伏応力 $\sigma_y$ (N/mm <sup>2</sup> )	588	588	588	503	503	503
幅厚比パラメータ R	0.498	0.498	0.351	0.498	0.498	0.352
必要補剛材比 $\gamma/\gamma_{req}$	4.609	1.515	5.944	4.827	1.638	5.911
細長比	22.51	28.25	15.42	16.54	27.23	15.36

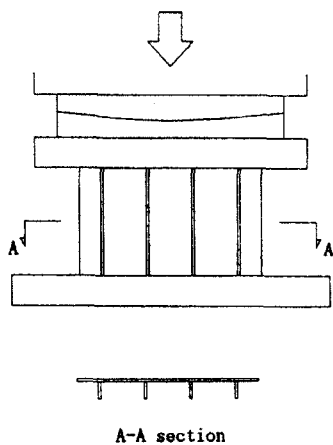


図 4.15 試験方法

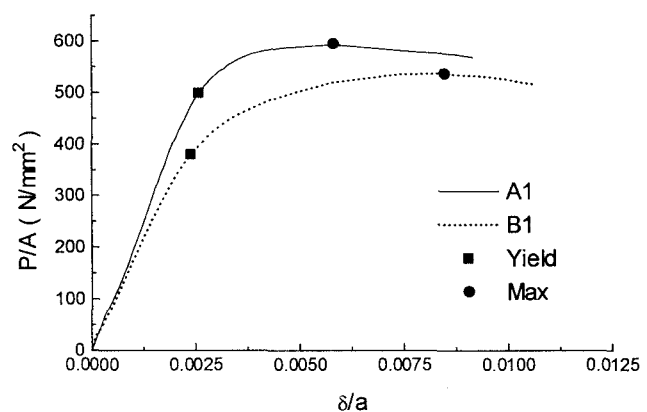


図 4.16 平均圧縮応力と無次元たわみの関係(A1, B1)

実験の実施要領は以下とした。最初に小さな荷重をかけ、鉛直たわみを4カ所で測り、均等に載荷されているか確認した。次に、たわみのバランスに注意しながら徐々に載荷した。荷重が落ちだし、最大荷重と局部座屈が確認できた時点で、実験を終了した。載荷中の試験

体の横倒れ防止するためストッパーを設けた。ただし、これは試験体よりわずかに離して設置し、試験体を拘束しないようにした。

#### 4.3.2 圧縮力と鉛直変位の関係

実験より得られた A1 と B1 に関する載荷荷重と鉛直たわみの関係を図 4.16 に示す。鉛直たわみは 4 つの測定値の平均値を用いた。載荷荷重  $P$  は断面積  $A$  で除し平均圧縮応力とし、たわみ  $\delta$  は高さ  $a$  で除して無次元化した。鋼板が最初に降伏応力度に達した降伏荷重点位置、および発生応力度が最大になった最大荷重点位置も図中に示す。B1 の方が A1 より早く降伏に達し、増加こう配が緩やかになる。一方、最大値には A1 の方が早く達する。すなわち、降伏荷重点から最大荷重点に至るまでのたわみ増分に関しては、B1 が A1 より大きく、じん性に優れる。ただし、最大荷重点値は A1 が大きい。

A2 と B2 に関する同様の関係を図 4.17 に示す。図 4.16 と同様、B2 の方が A2 より早く降伏に達し、増加こう配が緩やかになるが、最大荷重点時のたわみに大きな差異はない。また、最大荷重点値は A2 が高い。A3 と B3 に関する同様の関係を図 4.18 に示す。B3 の方が A3 より早く降伏に達し、増加こう配が緩やかになる傾向は他のケースと同様であるが、両者の最大荷重点はほぼ等しく、降伏荷重点から最大荷重点に至るたわみもそれほど差がない。

なお、図 4.16, 図 4.17 において、A と B の試験体の初期勾配に違いが見られる。これは、試験開始時のなじみによる影響と、偏心曲げによる影響であると推定された。これに関しては、次項章において、他のデータを用いてより詳細に検討する。

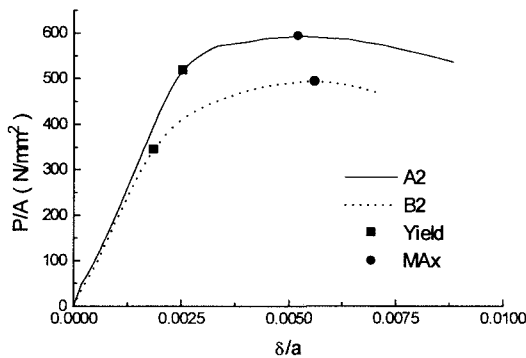


図 4.17 平均圧縮応力と無次元たわみの関係 (A2, B2)

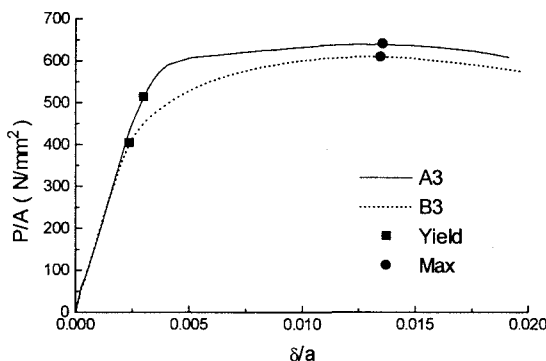


図 4.18 平均圧縮応力と無次元たわみの関係 (A3, B3)

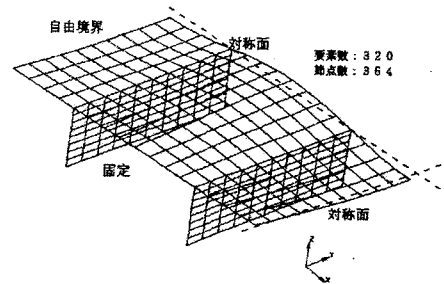


図 4.19 FEM モデル (A1)

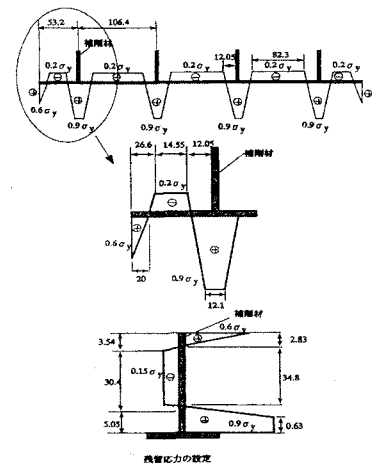


図 4.20 残留応力分布 (A1)

### 4.3.3 FEMによる実験結果の検証

実験結果の妥当性を検証するため、FEMによる弾塑性有限変位解析をA1とB1について実施した。使用した解析コードは汎用FEM解析プログラムMARK(Ver. K6.2)である。A1の解析モデルならびに有限要素分割を図4.19に示す。解析モデルは試験体の幾何学的対称性を考慮して、1/4の部分モデル化した。境界条件は、試験体の下端を固定、側面を自由とし、補剛板の一端に一樣な強制変位を与える変位制御により荷重を行った。材料特性は材料試験の結果得られた、図4.13に示す応力-ひずみ関係を使用した。要素は4節点アイソパラメトリックシェル要素を使用し、長さ方向に10分割、補剛材間幅方向および補剛材は8分割とした。なお、板厚方向には9層に分割した。初期たわみは、図4.19に示すように、道路橋示方書の許容製作たわみ  $b/150$ ,  $h/1000$  ( $b$ :補剛材間隔,  $h$ :補剛板の高さ)をそれぞれ最大値とする正弦波として与え、補剛材位置が節となる板の初期たわみモードと補剛板全体の初期たわみモードとを重ね合わせたものとした。残留応力に関しては、SM570は既往の補剛板に関する研究成果<sup>37)</sup>をもとに図4.20に示すような、補剛材位置で  $0.9\sigma_y$ , 補剛材間で  $-0.2\sigma_y$  の大きさを持ち、自己平衡となるように分布形状を仮定した。低降伏比鋼であるHT440については、残留応力についての研究成果が得られていないため、導入する残留応力はSM570と同じ分布形状を用いた。

補剛板の耐荷力および変形性能は初期不整の影響が大きいことが指摘されている<sup>37)</sup>。したがって、試験データを解析により再現する場合、初期不整としては試験時に測定した初期たわみ及び残留応力を導入するべきであるが、ここでは材料の差異が補剛板の耐荷力や変形性能にどのような影響を与えるかに着目し、各ケースで同一の初期不整を仮定して解析した。

図4.21にA1の鉛直たわみに関する実験値と計算値の比較を示す。これによれば、仮定した残留応力を考慮した計算ケースは、実験値に極めて近い非線形的な挙動を再現しており、最大荷重もほぼ一致している。一方、図4.22に示すB1に関する比較においては、最大荷重については両者がほぼ一致するが、初期勾配および降伏後の勾配に差異が見られる。

以上より、B1における誤差は、補剛板の残留応力および初期たわみが仮定したものと異なることにより生じたと推定される。しかし、2ケースとも実験結果と計算値はおおむね一致しており、実験結果の妥当性が検証できたと考えられる。

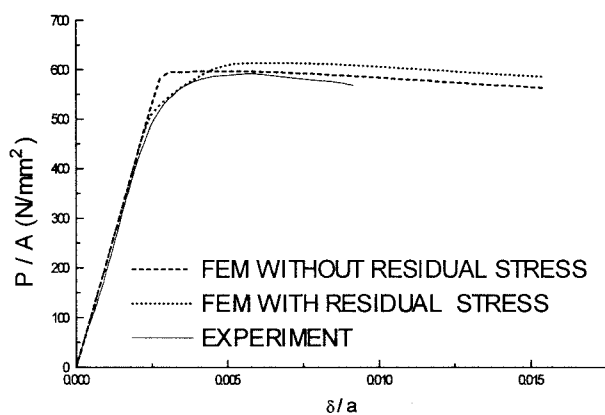


図 4.21 実験値とFEM計算値との比較(A1)

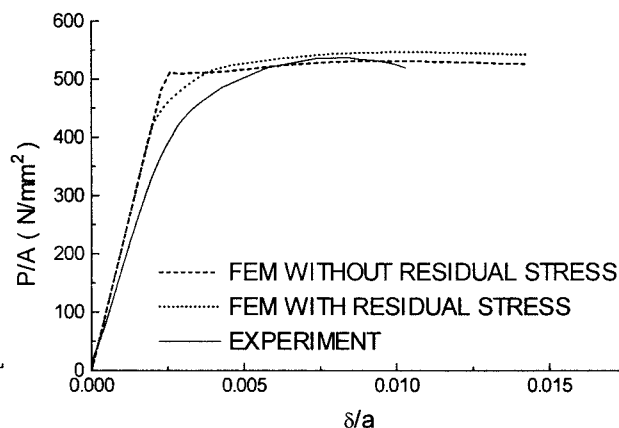


図 4.22 実験値とFEM計算値との比較(B1)

#### 4.3.4 考察

実験結果のまとめを表 4.4 に示す。A1 と B1, A2 と B2, A3 と B3 は、それぞれ同一の幅厚比かつ補剛材剛比であるが、いずれも低降伏鋼である B シリーズの降伏荷重  $P_y$  (平均応力が材料試験で得られた降伏応力になる荷重) が A シリーズを下回った。また、最大荷重の降伏荷重に対する比  $P_{max}/P_y$  に関しては、B シリーズが A シリーズを上回った。

また、最大荷重時のたわみを降伏荷重時のたわみで除した値を塑性率と定義すると、B1, B2, B3 の塑性率はいずれも A1, A2, A3 の塑性率を上回った。すなわち、低降伏比鋼を用いた補剛板がじん性に富むことが理解できる。

実験結果より算出した累積エネルギーを図 4.23 に示す。ただし、累積エネルギーは、最大値までのエネルギーを累積したものであり、降伏応力  $\sigma_y$  および高さ  $a$  で除して無次元化した。この図より、A シリーズと B シリーズの累積エネルギー曲線は一致すること、B シリーズの最大累積エネルギーが A シリーズを上回り、低降伏比鋼がエネルギー吸収性能に優れていることがわかる (A2, B2 と A3, B3 も同様の結果を得た)。

幅厚比パラメータ  $R$  と塑性率の関係を図 4.24 に示す。  $R$  が 0.35 の A3, B3 は、それぞれ  $R$  が 0.5 の A1, B1 より塑性率は高く、同一材質の場合には幅厚比パラメータが小さいほど塑性率が向上する。さらに、B1, B3 の塑性率はそれぞれ A1, A3 より高く、同一幅厚比パラメータの場合は低降伏比鋼の塑性率が高い。また、 $R$  が約 0.5 で補剛材剛比が約 1.5 の A2 および B2 はそれぞれのグループの中で塑性率が最も低い。これらの傾向は、奈良らの既往の研究結果<sup>34)</sup>と一致しており、本実験の妥当性を示している。

さらに、幅厚比パラメータと累積エネルギーの関係を図 4.25 に示す。  $R$  が約 0.5 で補剛材剛比が約 1.5 の A2 および B2 では累積エネルギーの差は小さいが、A3 と B3, A1 と B1 に

表 4.4 試験結果の総括

Model No.	A1	A2	A3	B1	B2	B3
$P_y$ (kN)	1742	1643	1295	1441	1191	1096
$\delta_y$ (mm)	0.669	0.661	0.571	0.672	0.519	0.479
$P_{max}$ (kN)	2070	1878	1611	2035	1708	1658
$\delta_{max}$ (mm)	1.512	1.355	2.375	2.373	1.568	2.596
$\delta_{max}/\delta_y$	2.259	2.050	4.160	3.533	3.021	5.424
$\triangleleft(P/A\sigma_y)(\delta/a)$	0.00427	0.00376	0.0113	0.00698	0.00401	0.0128

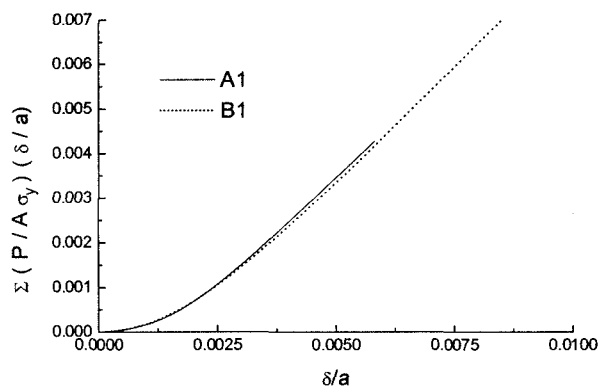


図 4.23 累積エネルギー (A1, B1)

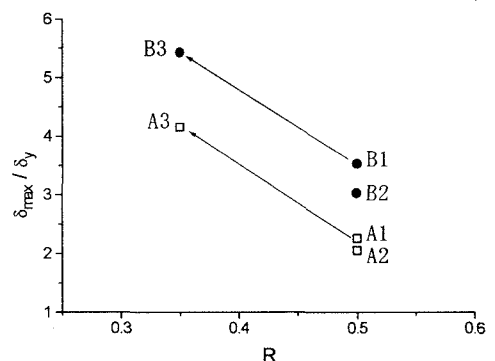


図 4.24 幅厚比パラメータと塑性率の関係



関しては、同一材質の場合には幅厚比パラメータが小さいほど累積エネルギーは高く、同一幅厚比パラメータについては低 YR 鋼の方が高いことがわかる。

以上より、塑性率と累積エネルギーは同一の傾向を示し、R が 0.5 以下で補剛材剛比が 5 以上の補剛板については、低降伏比鋼材により塑性率と累積エネルギーを向上させることができることが理解できる。

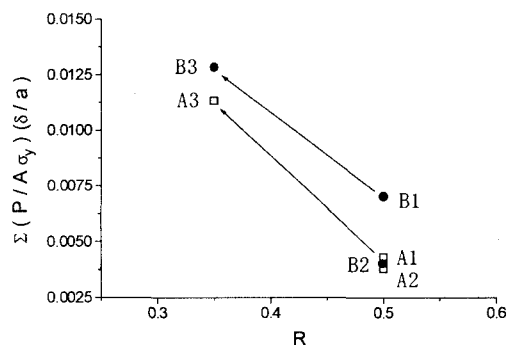


図 4.25 幅厚比パラメータと累積エネルギーの関係

#### 4.3.5 結言

側面を拘束しない圧縮試験により、600MPa の低降伏比高張力鋼を用い、比較的小さい幅厚比パラメータを有する 6 体の圧縮補剛板の終局強度および変形性能を研究した。得られた主な知見を以下に示す。

- 1) 載荷荷重と鉛直方向変位に関しては、低降伏比鋼材を用いた B シリーズは A シリーズと比較して降伏に早く達し、降伏後の増加こう配が緩やかであった。載荷荷重と補剛板中心ひずみに関しても、これと同様の傾向を示した。
- 2) 鉛直方向の最終変形に関しては、補剛材中心と中央縦リブは上下端を支点とした座屈変形状態を示し、ピン支持と固定支持の中間的な形状であった。一方、側面端部の変位は、側面を拘束していないため自由に変形した。
- 3) 試験体の端部は機械仕上げをして平面度を確保するよう配慮したが、試験機架台との微妙な平面度の違いにより偏心曲げが生じたケースがあった。平面度を正確に確保することが、本実験方式を採用する場合の今後の課題であると考えられた。
- 4) 水平方向の最終変形に関しては、補剛材剛比が 1.5 の A2, B2 は、板幅全体が座屈長となる座屈波形を示し、補剛材剛比が 4.5 以上ある A1, A3, B1, B3 は補剛材リブ間長が座屈長とする、リブを節とする座屈波形を示しており、補剛効果があらわれている。
- 5) A1 と B1, A2 と B2, A3 と B3 は、同一の幅厚比かつ補剛材剛比であるが、いずれも低降伏鋼である B シリーズの降伏荷重が従来型高張力鋼である A シリーズを下回ったが、B1, B2, B3 の塑性率はいずれも A1, A2, A3 を上回った。
- 6) 幅厚比パラメータ R が 0.35 の A3, B3 の塑性率は、それぞれ R が 0.5 の A1, B1 より高く、同一材質の場合には幅厚比パラメータが小さいほど塑性率が高かった。さらに、B1, B3 の塑性率は A1, A3 より高く、同一幅厚比パラメータについては低 YR 鋼の塑性率が高かった。これらの傾向は、既往の研究成果と一致した。
- 7) 実験結果より算出した A シリーズと B シリーズの累積エネルギー曲線は一致し、B1 の最大累積エネルギーは A1 を大きく上回り、エネルギー吸収能に優れていることがわかった。また、塑性率と累積エネルギーは同一の傾向を示し、同一材質の場合には幅厚比パラメータが小さいほど高く、同一幅厚比パラメータについては低 YR 鋼の方が高かった。
- 8) 幅厚比パラメータ R が 0.5 以下においては、補剛材剛比が 5 程度の補剛板低降伏鋼を用いれば、じん性率と累積エネルギーを向上させることができる。

9) A1 および B1 について FEM 解析を実施した。A1 については、鉛直たわみおよびひずみとも実験結果と計算値は一致した。B1 ではやや差があったが、補剛板の残留応力および初期たわみが仮定したものと異なることによると推定された。しかし、両ケースとも実験結果と計算値はおおむね一致しており、実験結果の妥当性が検証できたと考えられた。

以上、鋼材性能を改善することにより、一様圧縮力をうける補剛板の変形性能およびエネルギー吸収性能を向上できることを示した。しかし、鋼製橋脚に生ずる曲げモーメントにこう配があるため、降伏域が局所化し鋼材特性が発揮できない可能性もある。したがって、今後は降伏領域を広げることにより、鋼材特性を直接的に発揮できるような構造的な対応についても研究する必要があると考えられる。

昨今、種々の高性能鋼材が開発されつつあるが、これらが橋梁分野に十分に適用されているとは言い難い。本研究が、橋梁分野での高性能鋼材の発展に少しでも参考になれば幸いである。

## 4.4 低サイクル疲労

兵庫県南部地震では、鋼構造の分野でも、これまでに例を見ないような様々な様相の被害が発生し、甚大な影響を与えた。特に、鋼製橋脚では、世界にも例のない規模の震害を受けた。

鋼製橋脚の隅角部や基部において、低サイクル疲労に起因すると考えられる種々のき裂が発見されており<sup>38)</sup>、過大な繰返し荷重を受ける部材の耐荷力や変形性能を評価する上で、応力集中部の低サイクル疲労特性を把握することは重要であり、性能照査型設計を確立する観点からも不可欠である。

4.1 節で述べたように、構造部材が地震による繰返し塑性ひずみにより損傷を受け、ひずみ集中部に低サイクル疲労き裂が発生し、繰返し荷重によってき裂が安定成長（低サイクル疲労）した後、不安定破壊（脆性破壊）に移行することが確認されている。このような破壊が見られた一つの理由として、土木鋼構造物では、鋼材の塑性変形能力を十分に発揮する前に座屈して、変形能力を期待することはできないが、最近の厚肉化、リブやコンクリート充填による補剛の影響により、座屈に対する十分な抵抗力を保有し、大きな塑性変形に耐えられるようになったことが挙げられる<sup>39)</sup>。

ここでは、土木の鋼構造の分野における低サイクル疲労、特に、超低サイクル疲労に関する最近の技術動向について坂野ら<sup>39)・42)</sup>の研究を中心に整理する。

### 4.4.1 低サイクル疲労の事例

兵庫県南部地震では、鋼製橋脚の基部にき裂が生じていることが確認されており、坂野ら<sup>39)</sup>は、鋼製橋脚基部の柱の角継手部とベースプレートの取り付け部分をモデル化した試験体を用いて繰返し載荷実験を行い、2サイクル程度の繰返し載荷により、交差部に疲労き裂が発生し、数サイクルの繰返し載荷後、き裂が急速に進展してフランジを破断させた、ことが示された。また、繰返し応力-ひずみ曲線を用いたFEM解析によって得られたき裂発生位置の塑性ひずみ範囲と、鋼素材の塑性ひずみ-き裂発生寿命曲線から、鋼製橋脚基部のき裂発生寿命を精度よく評価できることを明らかにした。

次に、坂野ら<sup>40)</sup>は鋼製橋脚隅角部の柱-梁接合部に見られたき裂を対象とし、隅角部コーナーの角継手部をモデル化した試験体を用いて、変形量が最大で弾性限界の10倍を超えるような過大な繰返し載荷実験を行った。その結果、3サイクル目に表面長さ数mmのき裂が発生し、21サイクルでフランジが破断した。上述の橋脚基部の場合と同様に、鋼素材の引張試験結果と低サイクル疲労試験結果から、接合部のき裂発生位置の塑性ひずみ範囲と超低サイクル疲労寿命の関係が推定できることを明らかにした。また、ウェブコーナー部のRの影響についても検討され、Rのない試験体はRのある試験体と比較して溶接止端部のひずみ集中が厳しいことにより疲労寿命が低下することが確認された<sup>41)</sup>。

さらに、坂野ら<sup>42)</sup>は、三角リブ付き鋼製橋脚基部に生じたき裂についても、文献<sup>39)~41)</sup>と同様にモデル試験体を用いて繰返し載荷実験と弾塑性FEM解析を実施し、き裂の発生と疲労寿命の低下は、リブ先端の回し溶接止端部に生じる厳しいひずみ集中が原因であること、き裂発生位置の局所的な塑性ひずみ範囲とき裂発生寿命の関係を推定できることを明らかにした。

以上の結果から、超低サイクル疲労の場合も、以下のような結論が導き出される。

- ①鋼製橋脚基部や隅角部において超低サイクル疲労によるき裂の発生・進展が確認された。
- ②き裂発生位置の局所的な塑性ひずみ範囲とき裂発生寿命の関係は、Manson-Coffin 則で表すことができる。
- ③疲労損傷の評価に線形累積損傷則（Miner 則）が適用できる（変動荷重実験により）。
- ④局所的な塑性ひずみに対して限界値を設定することにより、き裂の発生を防止する設計が行える。

⑤脆性破壊を防止するためには、き裂の安定成長（低サイクル疲労）段階で制御する必要がある。

#### 4.4.2 Manson-Coffin 則

高サイクル疲労が、 $10^5$  回以上の高繰返し数で比較的低応力域における疲労を対象としているのに対して、 $10^5$  回以下で塑性域での繰返し挙動を対象としているのが低サイクル疲労であり、特に、極めて繰返し数が少ない領域を超低サイクル疲労と呼び、耐震設計において重要な要素となっている<sup>30)</sup>。

標準的なひずみ制御繰返し载荷実験は、ひずみ比  $R = -1$ （平均ひずみ = 0 の完全両振り）の条件で実施される。この場合、部材の応力-ひずみの履歴曲線は、図 4.26 に示すヒステリシスループを描く。ここで、全ひずみ範囲（振幅） $\Delta \epsilon_t$  を弾性ひずみ範囲  $\Delta \epsilon_e$  と塑性ひずみ範囲  $\Delta \epsilon_p$  の和で与えられるものとする、破断までの繰返し数  $N_f$  を用いて

$$\Delta \epsilon_e = C_e \times N_f^{-K_e}, \quad \Delta \epsilon_p = C_p \times N_f^{-K_p} \quad (4.10)$$

で表される<sup>43)</sup>。ここに、 $C_e$ ,  $K_e$  は弾性ひずみに対する、 $C_p$ ,  $K_p$  は塑性ひずみに対する材料定数である。上式が、Manson-Coffin が提唱した疲労寿命を示す式であり、高サイクル疲労試験の  $S$ （応力範囲）- $N$ （破断までの繰返し数）線図に替わって、図 4.27 に示す  $\Delta \epsilon$ - $N$  線図により疲労寿命が評価される<sup>44)</sup>。

Manson の実験結果によれば、式 (4.10) は次のように書き表すことができる。

$$\Delta \epsilon_t = 3.5 \sigma_u / E \cdot N_f^{-0.12} + \epsilon_f^{0.6} \cdot N_f^{-0.6} \quad (4.11)$$

ここで、 $\sigma_u$  は引張強度、 $E$  はヤング係数、 $\epsilon_f$  は静破断延性（破断時真ひずみ）であり、絞り  $\phi$  を用いて、次式で表される<sup>30)</sup>。

$$\epsilon_f = \ln \{ 100 / (100 - \phi) \} \quad (4.12)$$

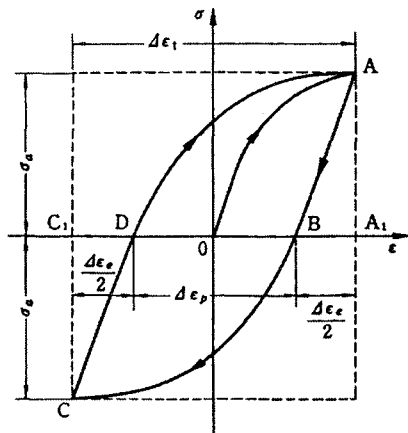


図 4.26 ヒステリシスループ（真応力-対数ひずみ）

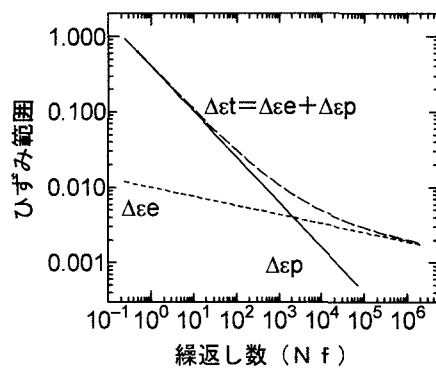


図 4.27 低サイクル疲労寿命

式 (4.11) は鋼の平滑材にひずみ範囲  $\Delta \epsilon_t$  のひずみ制御低サイクル疲労を与えた場合の破断寿命  $N_f$  との関係を表すものである。一般に、切欠き材に一定振幅の繰返し荷重が加えられたとき、切欠き先端付近ではひずみ範囲がほぼ一定の応力-ひずみ履歴曲線が繰り返されることが認められており<sup>49)</sup>、これを受けて応力集中部を有する部材の疲労き裂発生寿命を平滑材のひずみ制御疲労試験による  $\Delta \epsilon$ - $N$  線図に基づいて予測することが試みられている<sup>43)</sup>。

#### 4.4.3 変動荷重下での疲労強度の推定法

構造物や部材は、地震時に不規則かつ様々な振幅による損傷を受ける。このような変動振幅荷重を受ける構造物や部材の疲労寿命を上述の一定振幅荷重の疲労試験結果から推定する方法に、線形累積損傷則（Miner 則）がある。これは、ひずみ範囲  $\Delta \epsilon_i$  の一定の繰り返しによる破断回数が  $N_{fi}$  であるとする、鋼材や部材がひずみ範囲  $\Delta \epsilon_i$  で  $n_i$  回繰り返されると、 $n_i/N_{fi}$  の疲労損傷を受け、この疲労損傷の和（累積損傷率：D）が 1 になると、破壊が生じるという考え方である<sup>30),43)</sup>。

$$D = \sum n_i / N_{fi} \quad (i = 1, 2, 3 \dots) \quad (4.13)$$

なお、変動ひずみ履歴の繰り返し数のカウント法としてレインフロー法が多用されているが、ここでは、その説明は省略する。

#### 4.4.4 耐震設計における低サイクル疲労の考え方

現行の耐震設計では、兵庫県南部地震の教訓を活かして、鋼構造物に要求される性能あるいは許容される損傷レベルは、設計の対象となる地震の規模によって異なる設計を行うこととなっている。すなわち、鋼構造物の供用期間中に発生する確率の高い地震動（レベル1地震動）に対しては、鋼構造物の応答が降伏限界内に留まるように設計され、供用期間中に発生する確率は低いが、大きな強度を持つ地震動（レベル2地震動；社会的影響が大きいと考えられる大地震）に対しては、塑性変形を許容し、構造系の一部が損傷しても、系全体が崩壊（破壊）しないように設計する、という考え方が採用されている。

鋼構造物に要求される性能と、各性能に対する限界状態を抽出して整理すると、表 4.5 に示すようになる。ここで、同表は鋼製橋脚に対する要求性能と、性能照査方法の基本を整理したものである。低サイクル疲労については、構造安全性の観点から、疲労限界状態に関して、局所の応答ひずみとその構造物、部材、あるいは鋼材の低サイクル疲労強度（限界ひずみで定義される）以下であることが要求される。

本来、鋼構造部材の低サイクル疲労に対する照査では、4.4.1 と 4.4.2 で述べたように、部材が受けるひずみ履歴（応答値）を求め、それに対して部材にき裂が発生しない、あるいはき裂が発生しても、部材が破断しないことを確認することが基本になる、ものと考えられる<sup>46)</sup>。しかし、通常、レベル2地震動で部材が受けるひずみ履歴を求めることは容易でない。そこで、表 4.5 に示すように、き裂発生寿命に対する塑性ひずみ範囲を限界値として設定し、き裂の発生が予想される部位の局所的な塑性ひずみ範囲がその限界値を超えないことを照査する方法が提案されている<sup>46)</sup>。

表 4.5 要求性能と性能照査

基本性能	限界状態	評価性能	照査 ( $S \leq R$ )	
			応答値 S	限界値 R
安全性	終局 疲労	変形性能	最大変位	終局変位
		低サイクル疲労	局部ひずみ	低サイクル疲労強度
使用性	損傷 使用	機能保持性 回復性	残留変位	残留変位制限値

ここで、局部ひずみの限界値をどのように設定するかが問題となる。既往の研究では<sup>39)-42)</sup>、兵庫県南部地震に関する研究の成果から、その値は 10 数%と推定している。しかし、この値は、鋼構造物の損傷事例を対象として推定されたものであり、新設鋼構造物の耐震設計や既設鋼構造物の耐震補強

に関しては、終局限界状態における要求性能を保証する観点から、FEM等の数値解析法を駆使して、弾塑性有限変位解析を実施し、局部ひずみを算定することが望まれる。なお、表 4.5 の鋼製橋脚では、終局限界を最大耐力から 5%低下した点（95%耐力）に設定している。

#### 4.4.5 損傷制御設計（キャパシティデザイン）

航空機分野では、破壊力学を活用してフェールライフ設計からフェールセーフ設計、損傷許容設計あるいはフラクチャーコントロール・デザインに移行したことはよく知られている<sup>47)</sup>。中でも、コメット号の惨事を契機に、寿命を規定する考え方から、き裂や損傷の存在を前提として（損傷を許容して）、ある程度き裂が進展しても、あるいは、損傷が拡大しても、破壊（崩壊）には至らないように設計する、という考え方に推移した。

このような考え方、あるいは概念は、建築分野にも普及し、建築基準法の性能照査型設計への移行を視野に入れた損傷制御設計法<sup>48)</sup>に取り入れられた。同設計法は、制振部材により地震のエネルギーを吸収し、構造物自体の被害を最小限に留めることを目標としたものである。同様な考え方が土木分野でも展開され、キャパシティデザインと呼ばれる設計法が提唱された<sup>49)</sup>。

同設計法は、損傷を制御できる範囲に収めるように部材間の耐力を階層化し、設計者が想定した部位にのみ損傷が生じるように意図した設計法であり、構造物を構造システムとして捉え、システムの中のどの部位でエネルギーを吸収・散逸させるかを決定するとともに、その部位に十分なエネルギー吸収能・ダクティリティを付与することが、その主な狙いである。

現行の耐震設計法も、基本的には、フェールセーフ設計（損傷許容設計）、あるいは、損傷制御設計（キャパシティデザイン）をベースにしているものと考えて差し支えなからう。（超）低サイクル疲労に関しても、4.4.4の考え方と本項での考え方を踏まえて、性能照査型設計への移行が望まれる。

以上、本節では、低サイクル疲労を対象として、最近の技術動向を中心にその概要を述べた。鋼材の塑性域を考慮した設計法の一例を示したが、土木分野では、本来の鋼材特性を活かした設計が十分に発揮されているとは言い難い状況である。鋼材特性を活用する必要があるか否か、原点に立ち返って検討すべき環境が整いつつあることは異論ないものと思われる。

#### 参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，1990。
- 2) 例えば，土木学会：鋼構造物の終局強度と設計，1994。
- 3) 土木学会：鋼構造物設計指針 Part A 一般構造物，1987。
- 4) 桑村仁：降伏比の異なる高張力鋼を用いたH型断面短柱の終局強度と変形能力について，構造工学論文集，Vol.34B，pp.75-84，1988。
- 5) 森脇良一：降伏比の異なる 60 キロ級高張力鋼による溶接組立梁の極限強度と変形性能について，構造工学論文集 Vol.37A，pp.155-165，1991。
- 6) 森脇良一，林健治，後藤茂之：溶接組立梁の局部座屈と塑性変形能力について，構造工学論文集，Vol.38A，pp.243-252，1992。
- 7) 青木博文，加藤勉，難波恒夫，佐藤亘宏：変断面鋼板引張材の変形能力と素材の力学的特性，日本建築学会論文報告集，No.320，pp.36-43，1982。
- 8) 桑村仁：建築構造性能から見た冷間成形角形鋼管の材料特性，鋼構造論文集，Vol.1，No.3，pp.171-185，1994。

- 9) 林健治, 高野一男, 佐々木定雄, 堀川浩甫: 予ひずみを受けた鋼素材の変形能力と破壊じん性に関する研究, 材料, No.410, pp.1225-1231, 1987.
- 10) 向井昭義: 鉄骨部材の局部座屈を防止するべきか?, 建築技術, pp.198-199, 10月号, 1996.
- 11) 日本建築学会: 鋼構造塑性設計指針, 丸善, 1975.
- 12) 佐々木栄一: 橋梁用鋼材の所要靱性値に関する検討, 高機能・高性能鋼材の橋梁への利用研究報告, 日本鋼構造協会, pp.58-67, 2000.
- 13) 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.
- 14) 三木千壽: 橋梁用鋼材の所要靱性値に関する検討, 高機能・高性能鋼材の橋梁への利用研究報告, 日本鋼構造協会, pp.432-434, 2000.
- 15) 例えば, 阪神・淡路大震災調査報告編集委員会: 阪神・淡路大震災調査報告(土木構造物の被害原因の分析), 土木学会, pp.135-150, 1997.
- 16) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 丸善, pp.1-12, 1996.
- 17) 大倉一郎, 田原潤, 西岡敬治, 安田修: 繰り返し塑性ひずみが鋼材の破壊靱性に与える影響, 鋼構造論文集, 第3巻第11号, pp.1-11, 1996.
- 18) 三木千壽, 四十沢利康, 穴見健吾: 鋼製橋脚ラーメン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.
- 19) 鄭沂, 葛漢彬, 宇佐美勉: 鋼構造物の強度と変形能の統一的評価法, 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.25-32, 2000.
- 20) 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.
- 21) 森脇良一, 林健治: 切欠き材の塑性変形能力について, 鋼構造論文集, Vol.2, No.8, pp.1-12, 1995.
- 22) 林健治, 森脇良一: 切欠き材の変形能力に及ぼす板厚・板幅の影響, JSSC 鋼構造年次論文報告集, Vol.5, pp.465-472, 1997.
- 23) 林健治, 森脇良一: 切欠き材の変形能力に及ぼす予ひずみの影響, JSSC 鋼構造年次論文報告集, Vol.6, pp.25-32, 1998.
- 24) 林健治, 森脇良一: 切欠き材の塑性変形能力とエネルギー吸収能の相互関係, JSSC 鋼構造年次論文報告集, Vol.7, pp.343-350, 1999.
- 25) 福岡一幸, 川尻克利, 香川紳一郎, 近藤秀雄, 杉村潤一: 滝下橋の工場製作・現場施工, 橋梁と基礎, Vol.32, No.6, pp.17-23, 1998.
- 26) 吉成仁志: 欠陥評価規格 WES2805 の改訂版について, 溶接学会誌, Vol.67, No.7, pp.18-22, 1998.
- 27) 西川和宏, 木村, 飯田ほか: 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, Vol.30, No.11, pp.31-36, 1996.
- 28) 西田正孝: 応力集中, 森北出版, pp.558-560, 1967.
- 29) F.M.Burdekin and D.E.W.Stone: The crack opening displacement approach to fracture mechanics in Yielding materials, Journal of Strain Analysis, Vol.1, No.2, pp.145-153, 1966.
- 30) 鋼材倶楽部: 新しい建築構造用鋼材, 鋼構造出版, 1998.
- 31) 宇佐美勉, 水谷慎吾, 青木徹彦, 伊藤義人, 安波博道: 補剛箱型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.
- 32) 富永知徳, 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.
- 33) 森脇良一: 鋼材特性を考慮した圧縮板の極限強度と塑性変形能力について, 構造工学論文集, Vol.39, pp.115-124, 1993.3.
- 34) 奈良敬, 梅村哲男, 服部松利, 森脇良一: 鋼材特性を考慮した圧縮補剛板の極限強度と変形性能, 構造工学論文集, Vol.39A, pp.125-132, 1993.3.
- 35) 中村俊一, 高木優任, 林健治: 600Mpa 級の低降伏比鋼を用いた補剛板の圧縮特性に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1281-1290, 2000.3.
- 36) 土木学会: 座屈設計ガイドライン, 8.5 座屈実験法, 1987.
- 37) 小松定夫, 牛尾正之, 北田俊行: 補剛板の溶接残留応力および初期たわみに関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.265, pp.25-35, 1979.7.
- 38) 阪神高速道路公団: 大震災を乗り越えて—震災復旧工事誌—, 第3編, 1997.
- 39) 坂野昌弘, 三上市蔵, 村松弘, 三住泰之: 鋼製橋脚基部の超低サイクル疲労挙動, 鋼構造論文集, No.8, pp.73-82, 1995.
- 40) 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.49-60, 1997.
- 41) 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, No.16, pp.17-26, 1997.
- 42) 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.
- 43) 中込忠男, 矢部喜堂, 真瀬伸治, 佐々木康彰, 水上卓: 極低降伏点鋼および溶着金属の低サイクル疲労特性, 鋼構造年次論文報告集, Vol.3, pp.395-402, 1995.
- 44) 西村俊夫, 三木千壽: 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, No.279, pp.29-44, 1978.
- 45) 奥川淳志, 奥村敏恵: 繰り返し荷重を受ける切欠部材の弾塑性挙動, JSSC, 第7回マトリックス構造解析法研究発表論文集, pp.739-746, 1973.
- 46) 三木千壽: 耐震用高機能鋼材とハイダクティリティー構造, (社)土木学会鋼構造委員会・鋼構造物の耐震検討小委員会, pp.9-16, 2000.
- 47) 朝田康英, 鯉淵興二共編: 総合材料強度学講座8・機械構造強度学, オーム社, 1984.
- 48) 和田章, 岩田衛, 清水敬三, 安部重孝, 川合廣樹: 建築物の損傷制御設計, 丸善, 1998.
- 49) M.J.N.Priestley, F.Seible and G.M.Calvi: Seismic Design and Retrofit of Bridges, (川島一彦監訳): 橋梁の耐震設計と耐震補強, 丸善, 1998.