

**委員会報告**  
**COMMITTEE**  
**REPORT**

## 【委員会報告】

## 鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法

INELASTIC BEHAVIOR OF STEEL STRUCTURES  
AND EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN METHODS

鋼構造委員会鋼構造動的極限性状研究小委員会

Committee on Inelastic Dynamic Behavior of Steel Structures

## 1. まえがき

鋼材は延性に富み、鋼材から造られる鋼構造はまたコンクリート構造に比べ重量が軽く耐震性にすぐれた構造であると云われてきた。鉄筋コンクリート構造に対する極限性状や変形性状については、かなり多くの研究が行われ、耐震設計の第二段階目の設計としてとり入れられている。建築では鋼構造の極限性状をとり入れた耐震設計基準がすでに作られ、設計に用いられているが、土木構造物では、その必要性が叫ばれながら、規準としてはまだとり入れられていない。

高速道路高架橋の橋脚、つり橋や斜張橋の塔などのように、非常に大きい軸力が作用している部材に地震による繰り返し外力が作用する場合には、これらの構造物の第一段階すなわち弾性設計範囲での耐震設計で、許容応力の割り増しをし、降伏点に近い許容応力が採用されていることから、比較的容易に非線形領域に入ることになる。この場合鋼構造物は薄肉のものが多く、局部座屈が起こる可能性が十分考えられ、その照査が必要であるがあまり検討は行われていない。

土木学会鋼構造委員会がこの問題を検討するための小委員会として、鋼構造動的極限性状研究小委員会が平成元年度より発足した。3年余りの研究検討のうへ一応の成果を纏め、報告書を作成した。この間、この研究に関連して平成3年度より、2年にわたり文部省科学研究費総合研究(A)「動的荷重下での鋼構造物の極限耐力と終局耐震設計法に関する研究」(研究代表者 山田善一)の採択があり、本小委員会の活動をより活発にすることができた。

報告書は、本小委員会の委員および協力して頂いた方々の研究成果を、本小委員会において報告して頂き、本小委員会の討論を経て纏めたもので、委員の方々の努力とそれぞれの成果に対し深く敬意を払うものである。したがって内容は単なる設計法の提案というわけではなく、この問題に関連する多くの項目を含んでいる。

本委員会報告は、報告書(A4版106ページ)をもと

に適宜とりまとめをおこなったものであり、報告書とほぼ同じ構成となっている。本研究の成果の普及と活用に役立つことを願っている。

## 2. 鋼材料の構成則

## (1) 繰り返し荷重下での応力-ひずみ関係

弾塑性材料の合理的な応力-ひずみ関係は、基本的には、1. 初期降伏基準(応力)、2. 塑性流れ則、3. ひずみ硬化則によって特徴づけられる。通常、降伏基準には、偏差応力の二次の不変量で記述されるいわゆる Von Mises 型の  $J_2$  基準が用いられる。塑性流れ則には関連流れ則と非関連流れ則とがあるが、金属の場合、通常、関連流れ則に従うとしても応力-ひずみ関係を概ね十分精度よく表現することができる。繰り返し荷重下での応力-ひずみ関係は、さらに、a. 繰り返し载荷に伴う繰り返し軟化(あるいは硬化)の影響、および、b. 载荷方向を逆転した際に生ずる、後続降伏応力の初期降伏応力からの低下を示す、いわゆる Baushinger 効果などを考慮しなければならない。

軟鋼の場合には明瞭な初期降伏点とそれに続く降伏棚とが存在するが、その後の荷重の繰り返しに伴ない降伏棚は消滅し、高張力鋼の場合と同様に滑らかな応力-ひずみ関係に移行する。しかし地震時においては、降伏棚域での応力の繰り返しの下で局部座屈が生じるような状況も十分に考慮に入れる必要があり、そのような場合には、降伏棚域での繰り返し弾塑性応力-ひずみ関係をいかに精度良くモデル化できるかが得られる結果に重要な影響を及ぼすことになる。なお、ひずみ速度が及ぼす影響はここでは取り上げていない。

## a) 修正多曲面モデルによる一軸応力状態の履歴応力-ひずみ関係

上述した特徴を記述する代表的なモデルに、降伏曲面の他に境界曲面を用いる二曲面モデル(あるいは境界曲面モデル)<sup>1)-3)</sup>とさらに中間曲面を導入した多曲面モデル<sup>4)</sup>とがある。ここでは、多曲面モデルを修正した修正多曲面モデル<sup>5)</sup>を取り上げる。このモデルを単純化して

記述すると、履歴状態の応力-ひずみ関係が、累積相当塑性ひずみをパラメータとして、その値が零の時の処木材の応力-ひずみ関係より、パラメータの値が十分大きくなった最終的な定常状態でのそれに移行する移動硬化の過程（重み関数により表現）と、初期降伏以降の後続降伏曲面の拡大あるいは縮小を上記パラメータが一定の時の応力-ひずみ曲線（基本形状関数）により表現する等方硬化の過程とを混合した、複合硬化モデルといえる。一軸応力状態の場合には累積相当塑性ひずみはそれまでの最大応力を超える応力に対して生ずる塑性ひずみ（絶対値）を引張側と圧縮側とでそれぞれ累積したものの和である。パラメータの値に対して上記応力-ひずみ曲線をどのように決定するかということが問題であるが、文献5)によれば、一つの単調荷重試験と単調荷重の後の唯一回の除荷試験を幾つかの除荷応力の下で行えば、後は単純な補間によって一義的に容易に求め得る。この際に、軟鋼が対象であれば、降伏棚領域で除荷を行う試験を適宜行えば、補間の精度を上げることができる。

b) 多軸応力場における履歴応力-ひずみ関係モデル  
 一般の多軸応力下では、塑性ひずみの局部的な発生により応力の再配分が行われ比例荷重が成り立たなくなったり、荷重そのものが非比例荷重であったりする。一軸応力状態の場合には、引張応力と圧縮応力とでは明瞭にその方向が反転し符号が逆転するが、多軸応力状態の応力の大きさを表わす相当応力は常に正であり、一軸応力状態の場合のような符号の反転がありえないので、支配パラメータに対する上述の定義はあてはまらなくなる。多軸応力状態を対象とする研究も数多く行われているが、モデルの検証は一軸応力状態あるいはそれに準じる応力状態を対象とするものがほとんどであり、いずれも確立した理論として認められる段階には至っていない。このような経路依存性に対する取扱い方法の確立は今後の研究課題である。その中で文献3)は注目すべき成果を与えている。

(2) 鋼構造物の耐震性を考慮した鋼材

最近の耐震設計が弾塑性設計・エネルギー吸収設計の概念をも採り入れようとする方向にあり、構造用鋼材の機械的性質（図-2.1）においても弾性域のみならず降伏点以降の力学的挙動（降伏点・降伏比・引張強さ・一様伸びなど）が重要になってくる。これらを制御した新しい鋼材すなわち鋼構造物の耐震性を考慮した鋼材が最近開発されてきた。

a) 低降伏比高張力鋼

弾性設計においては降伏点が高い鋼材を使えば基本的には構造物の軽量化が可能となる。しかし、耐震安全性が重要となる構造物ではその塑性変形能力確保の観点から、鋼材の降伏比をある程度低く抑えておくことも重要である。幅厚比の比較的小きな（局部座屈が支配的とな

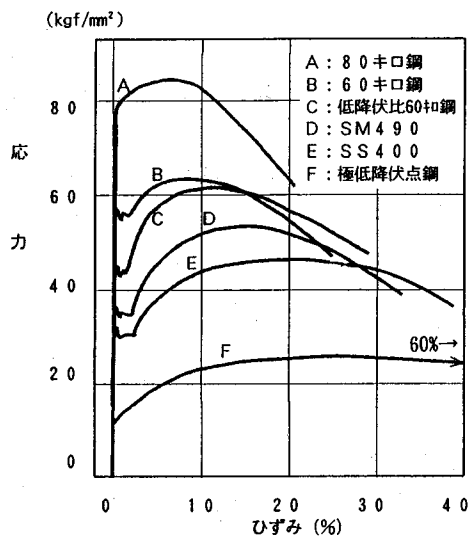


図-2.1 構造用鋼材の応力-ひずみ線図の例

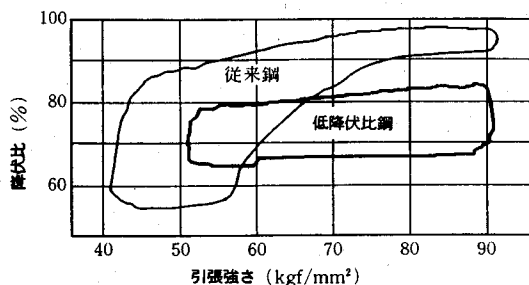


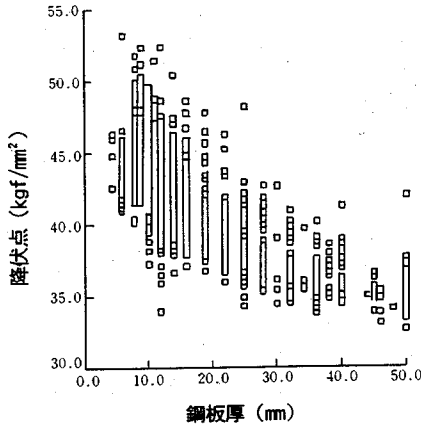
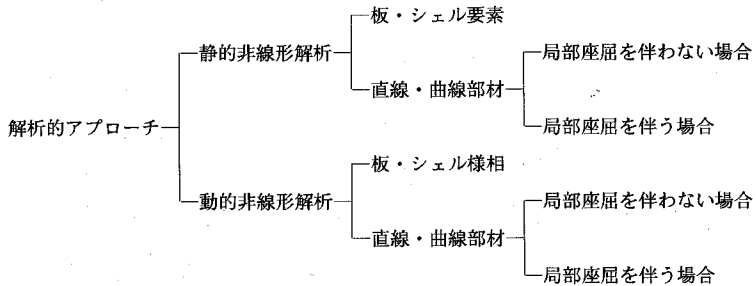
図-2.2 引張強さと降伏比の相関

らない) 部材では、低降伏比鋼の使用で大きな塑性変形能力を発揮させることがわかっている。鋼材は引張強さの上昇に伴って降伏比が高くなる。これが高張力鋼部材ほど塑性変形能力に乏しいと言われる所以である。高張力鋼のメリットを活かし、かつ耐震性向上を図るためには降伏比を抑えた低降伏比高張力鋼が必要である。高炉メーカーにおいては溶接性にも優れた低降伏比鋼の製造技術を確立しており図-2.2に示す実績を有している。

b) 降伏点のばらつき幅を制御した鋼

JASでは構造用鋼材の降伏点には下限値が規定されているのみで、その上限値規制はない。実際、鋼材の降伏点は大きくばらついている（図-2.3）。ラーメン構造物等を設計する場合、設計者は梁降伏先行型崩壊メカニズムで構造系全体の塑性変形能力が高く耐震的に優れた構造設計を意図する。ところが鋼材の降伏点のばらつきが大きい場合、柱降伏が先行し脆い崩壊メカニズムが生じる場合がある。これを抑えるには柱梁耐力比を鋼材のばらつきをカバーすべく大きくしておく必要があり、このため柱の設計断面も大きくなる。しかし降伏点のばら

表—3.1 解析的アプローチの分類



図—2.3 SM490の鋼板の降伏点分布

つきを小さく抑えれば所要柱梁耐力比も小さく設計出来、経済設計が可能となる。高炉メーカーにおいては求められる板厚を通して降伏点を  $8 \text{ kgf/mm}^2$  のばらつき幅で制御することが技術的に可能となっている。

### 3. 鋼部材の極限耐荷力と変形性能の評価

#### (1) 解析的アプローチ

鋼部材の極限耐荷力と変形性能の評価に対する解析的アプローチは表—3.1のように分けて考えることが適当である。

鋼部材が単調増加荷重を受ける場合の静的極限耐荷力に関する研究は、部材を構成する板・シェル要素や直線・曲線部材に対して盛んに行われてきた。しかし、これらは極限耐荷力を求めるための研究であり、耐震設計を論議するためにはピークを超えた領域(劣化域)における挙動を解明しなければならない。

板・シェル要素の劣化域の挙動については解析的研究<sup>6),7)</sup>がある。この研究<sup>7)</sup>によって、変位の大きくなる劣化域において、従来用いられてきた複合非線形理論では微小項として無視していた高次非線形項の影響が大きくなることが明らかにされた。

部材については、局部座屈や横座屈を伴う場合、極限耐荷力と変形性能に関する研究はほとんどが実験的であ

る。解析上の困難さが原因で、理論的研究はわずか<sup>8)</sup>である。

繰り返し荷重を受ける場合の動的極限耐荷力と変形性能に関する研究は、建築構造に関連したものが多く、土木構造としては、近年、鋼製橋脚の耐震設計に関して精力的になされるようになってきたが、多くは部材を対象としており、それも実験的アプローチが主流である。解析的アプローチは板・シェル要素を対象としたもの<sup>9)</sup>しか見受けられない。

鋼部材の複合非線形解析を行い、極限耐荷力と変形挙動を明らかにするには鋼材の弾塑性構成則が重要である。降伏棚とひずみ硬化の影響を考慮して単調増加荷重のもとでの鋼部材の複合非線形解析を行うための弾塑性構成則は1950年代までに完成されたが、繰り返し荷重が作用する場合にも適用可能な弾塑性構成則の研究はその後、現在まで続いている。しかし、それらは点における理論であって、これを断面に広げ、部材に広げないと、真の部材の極限耐荷力と変形挙動を解析的に明らかにすることはできない。その意味では、研究はまだ端著についたのみといってよい。

#### (2) 実験的アプローチ

構造物の耐荷力・疲労・振動などの力学性状の把握、実構造物の安全性の実証といった観点から載荷実験は必要不可欠な評価手法と考えられる。構造物の物理モデル化、離散解析、次元解析などの理論的検討に加え、加圧装置および計測機器における著しい発達にともない載荷実験は種々な形態で行われるようになった。特に、サーボ機構を応用した電気油圧サーボ式加振機の普及は、構造実験に一大革命をもたらし、構造物の力学特性解明に多大な貢献をしてきたと考えられる。

一般に、構造物の耐震安全性を評価する実験的手法としては、模擬的な地震時応答を設定し、これに従って準静的に繰り返し加力を行う静的繰り返し実験(図—3.1を参照)、非定常な地震加速度波形に従って直接起振を行う振動台実験(図—3.2を参照)、モデル化が非常に複雑な要素の力学的特性のみを載荷実験より検出し、構造物の地震時応答を数値解析するオンライン載荷実験手

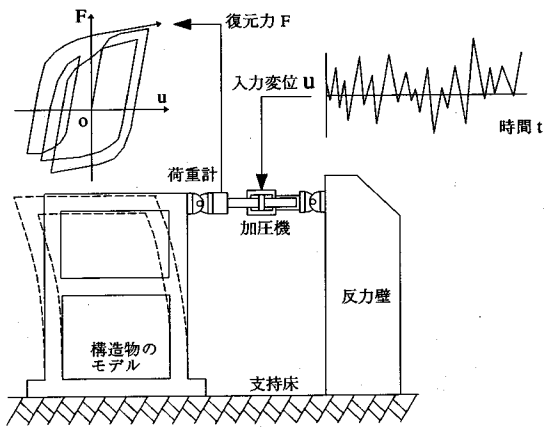


図-3.1 静的載荷実験

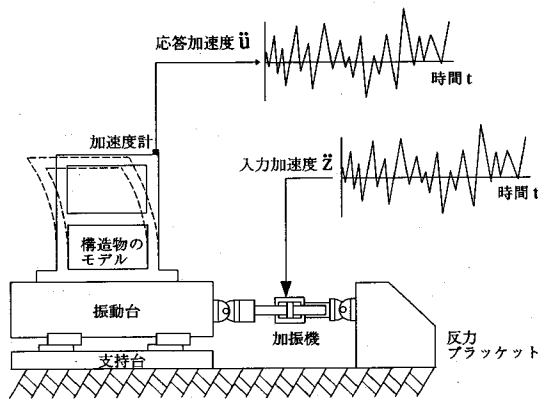


図-3.2 振動台実験

法が用いられてきた<sup>10)</sup>。構造物の動的応答評価と言った観点では、振動台実験が最も望ましいが、振動台といった特殊な載荷装置を必要とし、その振動台自身の載荷能力に制約されることが多い。一方では、耐震設計法を確立するには構造物の基本的な履歴特性を様々な強度パラメータから規定する必要があるが、そのためにはパラメトリックな静的繰り返し載荷実験が必要不可欠と考えられる。結果的には、載荷実験と地震応答計算とを同時に実施する仮動的実験が、静的繰り返し載荷実験とほぼ同様な実験装置を用いながらも、振動台実験に相当する結果をも得ることができるため、システム構築に細心の注意を払えば今後の構造物の耐震性評価の手法としてもっとも効果的な手法と考えられる。

これらの実験手法を用いて構造物の極限状態（最大耐荷力および塑性変形能力）履歴特性の安定性固有周期、減衰特性、地震時弾塑性応答性状等を検討するにはシステムマティックな載荷プログラムが必要であると考えられる。例えば、静的載荷実験は、構造物の基本的な力学性状および履歴性状に関して十分な理解を深めるために行われるので、(a) 荷重履歴の設定、(b) 荷重繰り返し

回数、(c) 載荷速度の設定が必要である。一方、仮動的実験および振動台実験では、載荷プログラムとして設定すべき項目は入力加速度波形のみであり、極限性状を把握するため実測加速度波形もしくは疑似地震動の加速度波形を用い、構造物の弾塑性応答を評価することができる。これに先立って、構造物の基本的な振動特性を知るため、パルス入力を用いた自由振動実験、正弦波形を用いた強制振動実験およびスイープ振動実験を行うべきである。このように、耐震設計法を確立する上で必要な基本特性の評価を行うにあたっては、異なる機関の載荷実験結果の友好利用と言った観点から、実験結果のデータベース化、さらには載荷実験手法の統一化および載荷プログラムの標準化を進めて行くべきと考えられる。

実際、構造物の耐震性を検討する目的で上記のような載荷実験を行う際、実験スペースおよび加振機の載荷能力などの制約で、小型モデルに対して載荷実験を行うことがほとんどである。鋼構造の場合、小型モデルの製作は、実構造物とほぼ同じ材料を用い、しかも同じ製作法を採用して行われるため、寸法効果を検討する必要はない。したがって、強度・変形性能に影響を及ぼすと考えられる種々な強度パラメータ、つまり幾何学的な無次元量を基本的に等しくすれば、実構造物の耐荷力性状が再現できると考えられる。しかし動特性に関しては次元解析を行い、相似則を検討する必要がある。特に非弾性領域での材料特性に対して完全に相似則を満足させるのは不可能であるため、仮想的な質量を想定し、実構造物と小型モデルとの固有周期のみ一致させるなどして対処する必要がある。

一方、耐震設計にかかわらず一般の構造設計には、載荷実験などにより得られた構造物の使用限界、終局限界状態の設定が必要である。しかし、これらの限界状態は、材料レベル、部材断面レベル、部材レベルおよび構造物レベルのそれぞれに対して設定する必要があるが、崩壊すると考える部材もしくは断面を特定できる場合が多いので、その部位のみに対して載荷実験を行い限界状態の設定を行えばよいと考えられる。特に、残りの部分は解析的に求めるといったサブストラクチャー的なアプローチをオンライン載荷実験に組み込めば、より小型なモデルに対して載荷実験を行い、構造物全体の応答をも算定でき、非常に有益であると思われる<sup>11), 12)</sup>。

最終的には、これらの載荷実験結果を評価し、今後の土木鋼構造物（補剛薄肉構造物）の耐震設計に反映させる必要がある。ここで、耐震設計の思想の比較としてよくとり上げられるのが建築構造設計<sup>13)~15)</sup>である。この設計思想の基本は厚肉断面の採用である。つまり、塑性設計を行うに十分な部材変形能力を確保することを基本としている。このために断面構成板の自由突出部に局部座

屈を生じさせないようあらかじめ幅厚比・径厚比に制限値を設けたり、断面区分によりその塑性変形能のレベルを規定している。これに反して、高い剛性を期待し、経済的な断面設計を行う要請から土木構造物には、補剛薄肉断面の箱型断面・円形断面が用いられているため、局部座屈をも考慮する必要がある。

### (3) 限界状態の設定

#### a) 損傷度評価

構造物が地震によって被災した場合の損傷程度を評価する指標としては、大きく分けて次の3種類が考えられる。

(1) は地震動に関する情報のみで定義できる指標である。種々の構造物が地震によって被害を受ける程度を、全体的に評価(予測)するものである。これは、地震動強度を表わす指標がそのまま損傷度を表現するのに用いられる場合が多い。例えば、地震動の最大加速度・最大速度・最大変位、継続時間を考慮した特性強度<sup>16)</sup>、速度応答スペクトルから計算されるスペクトル強度<sup>17)</sup>、応答スペクトルなどである。

(2) は地震動と特定構造物の情報から定義される指標である。応答計算等を行って特定構造物の損傷を予測したり、地震応答実験を行って損傷を評価したりするものである。ある特定の地震動に対して、ある特定の構造物の損傷を考えるもので、最大塑性変形および累積塑性変形量、地震入力エネルギー量および履歴吸収エネルギー量、あるいは変形量とエネルギー量の組み合わせで評価するダメージインデックス<sup>18)</sup>などがあげられる。

(3) は構造物に関する情報のみで定義される指標である。被害後に外観を目視によって観察したり、地震の前後における剛性劣化や固有振動数の変化を実験や測定によって調査して、構造物の損傷を評価するものである。

構造物の損傷は、地震動特性と構造物特性との兼ね合いで生じる。このため、上記(1)の地震動特性のみで定義する損傷評価指標は、ある地域全体の構造物の平均的な損傷度を予測する場合には利用できるが、個別の構造物を対象とした場合には用いることができない。また、上記(3)の構造物に関する情報のみで定義される指標は、地震後の被害を判定するもので、損傷の予測には用いられない。したがって、個別の構造物の損傷を予測する際、つまり構造物の耐震設計を行う際には、上記(2)の地震動特性と構造物特性を両方用いた指標が有効である。

#### b) 許容限界状態

設計にあたっては、各種の限界状態を考慮することが望ましいと考えられる。地震力は稀にしか発生しないが、発生すれば非常に大きな荷重となる偶発荷重である。そのため、構造物の耐用年間に1度発生するかどうかという地震に対しては、終局限界状態が発生しないように、

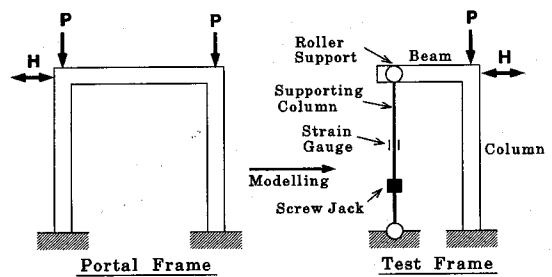


図-4.1 フレームモデル実験

また数度発生する可能性がある地震に対しては、使用限界状態が発生しないように、という考え方が合理的であろう。

地震時に問題となる限界状態としては、耐荷力と変形性能に関する照査が必要である。最大耐荷力またはエネルギー量に関しては、地震荷重によって復元力の応答値が、構造物あるいは構造物材の耐荷力を超えると終局限界状態となる。変形性能に関しては、地震時の応答変位が非常に大きくなると、安定などに関する終局限界状態が発生する。また、変形に関する使用限界状態も問題となるが、どの範囲を許容するかについて、難しい工学的判断が必要とされる。

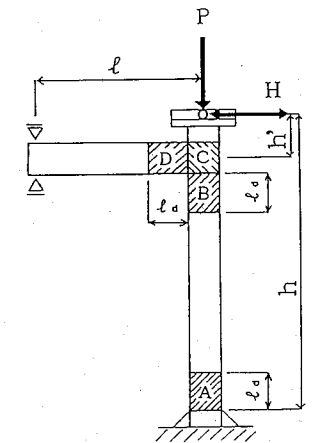
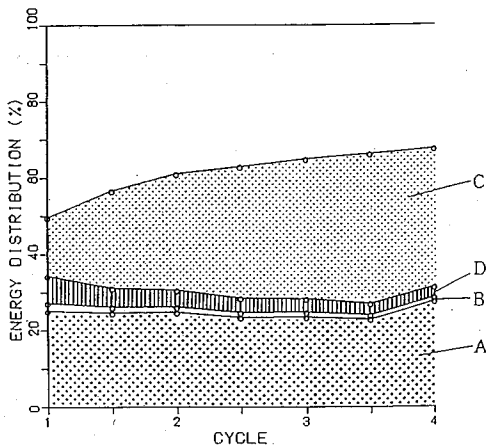
## 4. 鋼構造物系の極限耐荷力と変形状態

### (1) フレームモデルの載荷実験

繰り返し荷重を受ける鋼フレーム構造物の弾塑性挙動に関する研究は、比較的厚肉のH形断面部材を用いて、建築の分野で既に多くの研究がなされている。しかし土木の分野では、建築と違って、比較的薄肉の補剛材付きの断面部材が用いられており、それらに関する研究はほとんど行われていない。ここでは、門型ラーメン鋼製橋脚を想定した補剛箱形断面フレーム供試体の一定鉛直荷重、変動振幅繰り返し水平荷重下での準静的実験結果<sup>18), 19)</sup>について述べる。

#### a) 実験の概要

本研究で想定しているフレームの構造形態は1層1スパン門形ラーメンであり、荷重条件は柱に一定鉛直荷重、はりに繰り返し作用する水平荷重である。従って、図-4.1のように対称軸より片側半分だけを取り出し逆L形の供試体とし、はりの先端部を支柱で支持した構造(ローラー支点)とした。ここでのローラー支点は、水平方向には拘束はなく、鉛直方向には柱部が局部座屈を起こしたり、あるいは水平荷重を受けて供試体が傾いたときでも、柱頂部と支持部とで同一の高さを保つ機能を持っていないといけない。そのための特別の治具を製作した<sup>18)</sup>。供試体は、柱、はり部共に同一断面とし、各種パラメータは次のようである。すなわち、柱断面フランジ(補剛材2本付)の幅厚比パラメータ  $R_f = 0.45$ 、柱の



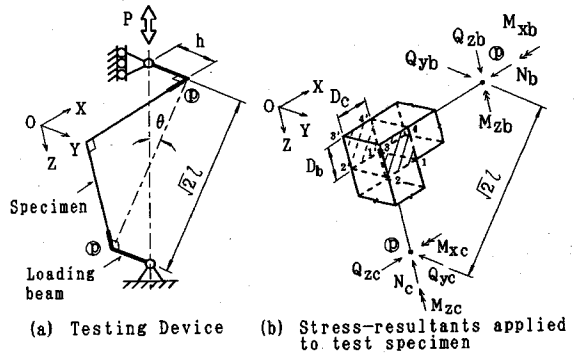
図—4.2 履歴吸収エネルギーの分布

細長比パラメータ  $\bar{\lambda}=0.40$ , 補剛材剛比  $r/r^*=3$ , 柱の長さ/はりの長さ=1.95, また鋼種は SM490 (実測降伏応力  $3900 \text{ kgf/cm}^2$ ) である。

荷重方法は一定鉛直荷重 (柱断面の全断面降伏軸力  $P_v$  の 0.2 倍) の基で柱頂部の水平荷重載荷点の水平変位制御で, 変動変位振幅繰り返し荷重で行い, 各変位振幅の繰り返しサイクル数は 3 回とした。基準とする変位  $\delta_{v0}$  は, 柱基部において水平荷重のみによって初期降伏が起こるときの変位 (曲げ変形のみを考慮) である。

b) 実験結果および考察

当初予想していた破壊モードは柱・はり接合部および柱基部における局部座屈であったが,  $3\delta_{v0}$  の変位段階における反復荷重の途中で, 柱・はり接合部の上フランジおよびウェブのグループ溶接部において溶接割れが生じ, 急激に水平荷重が低下した。構造物が吸収・消費するエネルギーが各部でどのような割合になっているかを調べることで, つまりエネルギーの分布性状を知ることにより破壊状況を定量的に捉えることが出来る。損傷が大きいと思われる 4ヶ所 (柱基部のダイヤフラム間, 隅角部, および隅角部近傍のダイヤフラム間) におけるエネ



図—4.3 フレーム隅角部の実験

ルギー吸収量を, サイクルごとに示したものが図—4.2 である。これを見ると, 隅角部でのエネルギー吸収量がかなり大きいことが分かる。

(2) フレーム隅角部の荷重実験

橋脚等に代表される鋼製ラーメン構造物のはり・柱接合部 (以下, 隅角部ともいう) の腹板には, はり・柱間で伝達される各種断面力に起因して, 純せん断に近い力が作用する。そのため, 溶接割れ等による劣化が現れない限り, 塑性変形が大きく累積した状態でも耐力低下は小さいという耐震上有利な特徴を有している。一方, 曲げモーメントが支配的な隅角部近傍のはり・柱部材は, フランジ・プレートなど, 構成板要素の局部座屈による耐力低下が大きい曲げ部材特有の性質を有している。したがって, 地震時の骨組の崩壊性状は, 隅角部のせん断崩壊, または, その近傍の部材一般部の曲げ崩壊のいずれが先行・卓越するかによって大きく影響を受けることを推測できる。

本文では, 中空箱形断面のはり・柱部材からなる溶接集成の鋼製ラーメン隅角部を対象にして, 単調荷重および交番荷重実験を行った酒造・事口<sup>20)</sup>の研究を取り上げ, 激震時に予想される隅角部に特有な崩壊変形状や変形性能について考察するものである。

実験対象は, はり・柱部材の骨組長さ  $l$  が等しく, 箱形断面のはり・柱部材が直角に交差する L 形の隅角部 (SS400 材使用) である。計 8 体の隅角部供試体が製作され, 図—4.3 に示すような方法で単調荷重あるいは交番荷重実験が行われている。供試体の主な諸元および特徴は, 以下のとおりである。

- フランジ・プレート (板厚 6 mm) の無次元幅厚比  $R_f: 0.4, 0.5$  の 2 種類
- 腹板板厚: 4.5 mm
- 隅角部腹板の形状: 正方形と長方形の 2 種類
- はり・柱の骨組寸法  $l: 460 \text{ mm} \sim 581 \text{ mm}$
- 供試体の荷重方法: 単調荷重, 交番荷重供試体

この実験では, 上述した 2 つの異なる崩壊形式による隅角部の崩壊のメカニズムの変化を捉えることができる



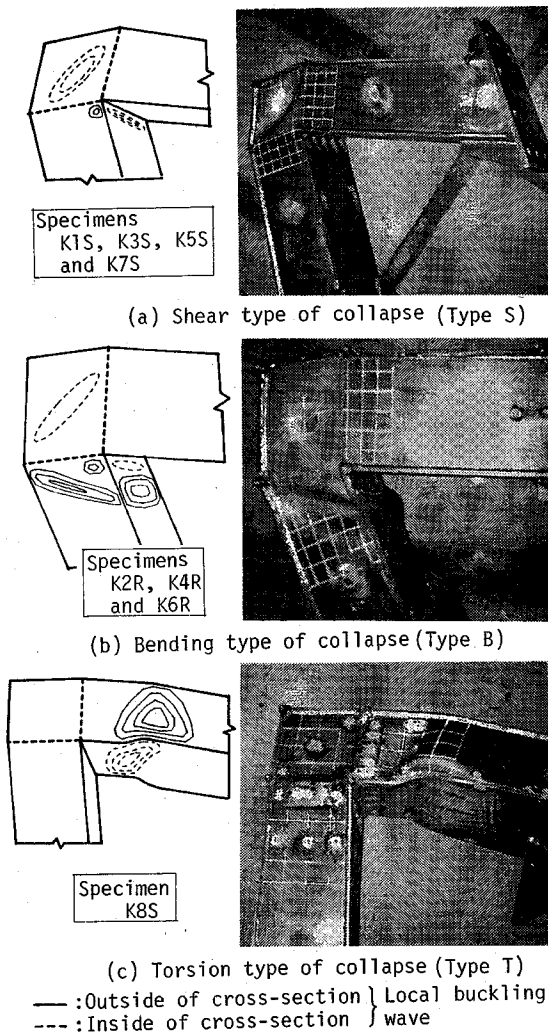


図-4.4 フレーム隅角部の崩壊モード

ように供試体が設計されている。

実験終了後の各供試体を観察し、隅角部の崩壊形式が図-4.4のように3つに分類されている。すなわち、

Type S：隅角部腹板のせん断座屈変形が卓越し、交差部の極近傍の内側フランジ・プレートに小さな局部座屈変形が現れた隅角部（同図(a)）。

Type B：交差部断面から約  $B/2$  離れた部材一般部の内側フランジ・プレートと腹板に大きな局部座屈たわみが現れた隅角部（同図(b)）。

Type T：交差部断面から約  $B$  離れた部材一般部が大きくねじれて、内側フランジ・プレートと腹板に顕著な局部座屈が現れた隅角部（同図(c)）。

上述したせん断降伏先行型・曲げ降伏先行型による各供試体の分類とこれらの崩壊形式とを対応させると、せん断降伏先行型の供試体は Type S、曲げ降伏先行型の供試体は Type B の崩壊形式を呈しており、隅角部腹板

とフランジ・プレートの曲げ・せん断の初期降伏荷重による分類と崩壊形式との間の相関性は高い。このことから、面内断面力が作用する隅角部に対しては、初期降伏荷重をもとにすれば、耐力低下に影響を及ぼす崩壊形式をほぼ推測できるものと思われる。また、Type Tは、面外断面力が卓越する隅角部で、ねじりモーメントに起因した部材一般部腹板のせん断応力が大きく、隅角部腹板内のそれとの差異が小さい供試体に対応する。なお、本文ではせん断降伏・曲げ降伏先行型の隅角部の判定方法については詳述しないが、中井・酒造・橋本<sup>21)</sup>によって提示された隅角部の終局強度に関するパラメータ  $s_u$  が一つの目安になるものと考ええる。

地震時のように非弾性域で交番载荷を受ける隅角部に対しては、部材一般部の局部座屈の進行が緩慢で、エネルギー吸収を隅角部腹板に期待できる Type S のせん断卓越型の隅角部が有利であると結論できる。ただし、この種の隅角部では、その腹板に塑性変形が集中してラーメン構造全体の地震時変形挙動に少なからず影響を及ぼすと考えられるため、より広範囲にわたるラーメン柱の実験・数値解析等を通じて、隅角部の損傷評価の方法を模索し、安全かつ合理的な部材断面構成の方法を検討していく必要がある。

### (3) サブストラクチャーハイブリッド実験

ここでは、鋼製箱型橋脚の複合繰返し応力下における極限耐力や変形性能を実験的に解明し、2層フレーム鋼製道路橋の複合応力下での弾塑性挙動を実験的に追求し、耐震性評価を行うことを目的とした実験手法を紹介する。以下、箱型断面を構成する供試体の材料特性や、補剛材の剛比 ( $\gamma/\gamma^*$ ) を変えるとともに部材端における軸力、モーメント、せん断力の組み合わせ応力下での繰返し载荷実験、およびサブストラクチャーハイブリッド実験について述べる。

#### a) 材端3自由度载荷実験装置による静的繰返し実験

3台のアクチュエーターを組み合わせ、構造部材の材端に軸力、曲げおよびせん断力を独立かつ任意に载荷できる装置を開発した。この装置を用いて鋼製箱型橋脚模型の静的载荷実験を行った。供試体の使用鋼材は、フランジ、ウェブには板厚 3.2 mm で降伏応力が 3 200 kgf/cm<sup>2</sup> のものを用い、補剛材は板厚 4.5 mm で降伏応力 2 000 kgf/cm<sup>2</sup> のものを用いた。ケース 1 では軸力による応力が降伏応力の 16% に相当する一定軸力をかけ、またケース 2 では全塑性モーメントの 35% に相当する一定モーメントを材端に作用させた状態で、水平方向に繰返し载荷した。この実験から

- 1) 供試体の最大強度、および塑性域での耐荷力の低下の割合には補剛材の剛比  $\gamma/\gamma^*$  の値がかかっており、 $\gamma/\gamma^*$  の値を大きくすると最大強度、および



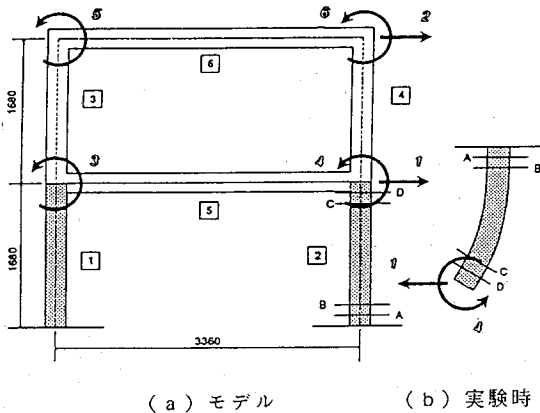


図-4.5 2層フレーム鋼製箱型道路橋のモデル

じん性を増加させることができ、より耐震性のある部材となる。

- 2) 3自由度実験では一定モーメントを载荷している方向に、水平力を加えた場合、一定载荷モーメントと同じ向きであるため、極めて大きい曲げ応力が生じ耐荷力は低下し、逆方向に水平力を加えると一定载荷モーメントを解放するため耐荷力は増加する。
- 3) 最大強度の大きいもののほうが等価粘性減衰定数の値が小さいという結果より、部材の塑性域での耐震性を考える場合、耐荷力だけでなく塑性変形によるエネルギーの消費量をも考慮にいれなければならない。

などの結果を得た。

b) 2層フレーム高架橋のサブストラクチャーハイブリッド実験

供試体は、静的繰り返し载荷実験において用いたものと同様の薄肉鋼製箱型供試体を用いた。構造全体系として、図-4.5に示すような、2層フレーム鋼製箱型道路橋をモデル化し、軸力一定下で1層柱部分を実験し、1層梁部分および2層部分は数値計算を行うサブストラクチャーハイブリッド実験を行った。全体系の数値計算には、実験部分を陽的解法でまた解析モデル部分を陰的解法で同時に評価するオペレータ・スプリッティング法を採用した。ただし、実験供試体は上下逆の型で载荷している。数値解析部の復元力特性は、柱部材は弾性として、柱部材はパイリニアモデルとして数値計算を行った。また2層部分の柱部材の剛性は、実験供試体と等しく、桁部分の剛性は、桁部分の剛性の変化による影響を見るために、柱部材の剛性と等しい場合(ケース3)と、柱部材の剛性2倍の場合(ケース4)の2ケースを実験した。質量は、実際の構造物との相似比を考慮し、モデルの1次モードの固有周期が約0.7秒になるように設定した。入力地震動は、El Centro地震(1940)のNS成分を用い、最大加速度を一定倍することで200 galとし、30秒

間の地震応答を調べた。また積分時間間隔は $\Delta t=0.02$ 秒とし、数値解析を行った。この結果から次の結論を得た。

- 1) 2層フレーム道路橋モデルの柱部材の剛性を大きくすると、2層部分での水平変位量は剛性が小さい場合よりも少ない。また桁部分でも塑性変形は小さいために、1層部分でのみで塑性化が進みエネルギー吸収が大きくなる。
- 2) 2層フレーム道路橋モデルの桁部材の剛性を大きくすると、桁部材が回転変位を拘束するために、供試体の上端部でのモーメントは大きくなる。従って供試体の上端部および下端部の両端で逆対称のモーメント分布となり、供試体の両端での曲率が大きくなる。
- 3) 2層フレーム道路橋モデルの桁部材の剛性が小さい場合には、水平変位は大きくなるが、部材端の曲げモーメントは小さくなる。従って、1層柱部材基部には水平力によるモーメントが集中して大きくなるために、実験供試体上端部においてのみ曲率が大きくなる。

(4) 繰り返し载荷時限界状態に基づく設計の考え方(主として建築の場合)

合理的で信頼度の高い設計の実現をめざして、限界状態設計法が提案されている。これは将来に向けての望ましい枠組みといえるが、鋼構造物の限界状態が十分に解明され、これに対する適切な定義ならびに評価・予測方法が与えられたときはじめて有意義に機能し、所期の目的を果たすことができる。しかしながら、繰り返し载荷の下における構造物の終局限界状態は未だ十分な解明が成されているとはいえない。

わが国の建築耐震設計は、長年用いられてきた静的震度に基づく弾性限界設計法から脱皮し、動的効果とエネルギー等価律に基づく設計用地震力の評価法と、塑性極限解析の考え方を取り入れた新耐震設計法に移行した。これに対し、塑性変形域まで含めた終局限界状態を基準として構造物のもつ耐震性の大きさを評価し、これを機軸に耐震設計を行う考え方がある。この考え方は、棚橋諒によって1935年に最初に提唱されている<sup>22)</sup>。構造物が倒壊または破壊に至るまでに吸収し得るエネルギーの大きさ、すなわちエネルギー容量を耐震性の評価尺度にとり、地震時に地盤から構造物に流入すると見込まれるエネルギーのレベル以上に構造物のエネルギー容量を確保するように設計を行えばよいとする考え方である。この設計思想は極めて明快かつ合理的であり、ひとつの有力な方向として検討が進められている。この方法の成否ポイントとなるのは、地震による入力エネルギーと構造物のエネルギー容量の評価である。入力エネルギー上限値が仮に適切に与えられたとしても、エネルギー容量の

評価を誤れば、構造物が思わぬ崩壊を起こすことになる。

構造物の塑性変形がほぼ単一のモードを保って生じるような場合、つまり、構造物を実質的に1自由度モデルと見なし得る場合には、崩壊に至るまでの変形の道筋も把握しやすく、耐震性の評価も比較的容易に行えよう。しかし、繰り返し載荷のもとで構造物が呈する塑性変形過程は、決して単一モードの単純なものばかりとは限らない。対称限界 (symmetry limit) および定常状態限界 (steady-state limit) を越える載荷条件の下では、単調載荷の場合とは異なる2次的モードの塑性変形成分がにわかに出現したり、発散的に成長したりすることがある。

土木、建築構造物は地震や大風によって交番繰り返し変形を受けるが、現行の設計は主に一方向載荷時の挙動に基づいて設定された設計式に準拠して行われている。しかし、繰り返し載荷の下での劣化現象に起因して、単調載荷時の挙動に基づく部材設計式だけでは必ずしも安全性を保證できない事例が明らかにされている。これらは、現行の鋼構造耐震設計に対して発せられた一つの警告であると思えることができる。また、この種の劣化現象は、部材が高軸力を受ける高層建築骨組などにおいて生じる現象であり、一般に軸力比が高くなればなるほど劣化は激しく進行する。現行基準で設計された高層骨組構造物については、潜在的に見込まれている安全率のレベルからみて当面差し迫った危険性はないと考えられるが、構造物の急速な大規模化や高層化の傾向からみて、繰り返し載荷時特有の劣化現象に代表されるような未解明の現象によって構造物が思わぬ被害を被る危険性が次第に接近している恐れがある。このような認識に立つとき、構造物が一体どのように崩壊するのか、その実像をもっと明確に描き出していくことが先ず必要であると思われる。

## 5. 変形性能の向上策・補強

耐力力を上げずに変形性能を向上させる方法、および地震により損傷を受けた部材の補強方法については、以下のように対処するのがよい。

### (1) 断面形状の改良

円形断面など形状係数 (= 全塑性モーメント ÷ 降伏モーメント) の大きい断面からなる部材を用いると、低い荷重で降伏が発生し、その後の塑性変形により断面のエネルギー吸収量が大きくなる。しかし、変形が大きくなるので注意を要する。また、剛性も低下し、固有振動周期が長くなり作用地震力も低下する。ただし、塑性域においても断面の局部座屈を防止することが必要である。

### (2) 断面の幅厚比の低減

塑性域で局部座屈が発生すると、強度が急激に低下し変形性能がなくなるので、断面の板要素の幅厚比、およ

び径厚比は、道路橋示方書<sup>1)</sup>で定められている限界値より、小さくすることが必要である。

### (3) 補剛材の配置の工夫、および剛度の増加

補剛板では、補剛材の断面2次モーメントを道路橋示方書<sup>23)</sup>で定められている値の3~5倍にする必要がある。補剛材の寸法を変えずに補剛材の板パネルに対する断面2次モーメントの比 (剛比) を上昇させるためには、横補剛材を密に配置するのが効果的である。

### (4) 低降伏比鋼の使用

一般構造用鋼材 (SS) も含めて、降伏点の引張強度に対する比率 (降伏比) の小さい低降伏比鋼を用いると、5. (1) で述べたと同様の理由で、変形性能が向上する。

### (5) ハイブリッド構造の採用

たとえば、補剛板の補剛材、あるいは箱断面の隅角部付近のみに高張力鋼を用い、他の断面部分は普通鋼とするハイブリッド断面の部材を採用すると、5. (1)、および5. (4) で述べたと同様の理由で、変形性能が向上する。

### (6) 合成部材の採用<sup>24)</sup>

鋼管にコンクリートを充填すると、外側鋼板の座屈強度は、内部のコンクリートによって強められ、円形断面の場合には、充填コンクリートは外側鋼板のフープ効果により圧縮強度が上昇する。このような理由から、コンクリートを充填する合成部材の変形性能は、鋼製部材、およびRC部材に比して、相当に大きくなる。

### (7) 溶接法の工夫

変形性能を期待する箱形断面部材の隅角部の溶接は、片側隅肉溶接ではなく、完全溶け込み溶接、あるいは両面隅肉溶接にするのがよい。

また、箱断面の隅角部では、せん断遅れなどに起因する応力集中が生じやすいので、隅角部では曲げ板を用いて溶接を避け、断面の辺の中央部で突き合せ溶接するのも効果的である。

さらに、鋼製橋脚基部とベース・プレートとの交差部などの断面の急変部では、低サイクル疲労が問題となるので、溶接部と応力集中部とが一致しない構造とするのがよい。

今後は、変形性能が期待できる溶接が可能な溶接法の開発なども必要である。

### (8) 細長比の低減

柱としての座屈が発生すると、部材としての変形性能がなくなるので、変形性能を期待する部材の細長比は、強度的に決まる値より小さくしておくのがよい。

### (9) 不静定次数の増大

不静定次数の大きい構造物では、降伏荷重から終局荷重までの荷重差が大きく、5. (1)、および5. (4) で述べたと同様の理由で、変形性能が向上する。

### (10) ラーメン隅角部の工夫

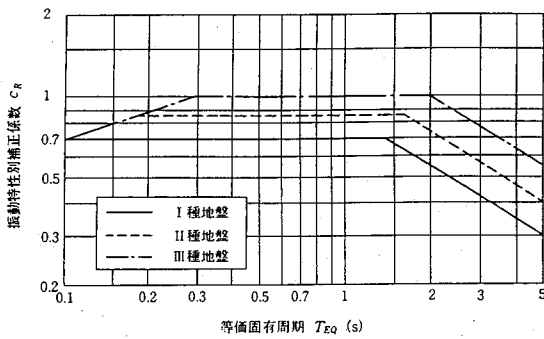


図-6.1 振動特性別補正係数

ラーメン隅角部は、ラーメン構造物の変形性能に大きく影響するので、補剛方法、接合法などについて、今後、十分に検討することが必要である。

(11) 作用軸方向圧縮応力の低減

作用軸方向圧縮応力を低減すると、変形性能が向上するので、変形性能を期待する部材では、断面2次モーメントを一定にして、断面積を大きくするのが効果的である。

(12) 損傷の補修方法

鋼製部材、および合成部材とも、地震により、ある程度の損傷が生じて崩壊しなければ、剛性、耐荷力、および変形性能は、それほど変化しないという実験結果が出されている<sup>25)</sup>。また、その後の耐用年限中に対象構造物が同程度の大きな地震を受ける確率も低いと考えられる。したがって、損傷部は、美観上から問題とならないように化粧板で覆うなどの対策も考えられる。

6. 地震応答の評価と終局耐震設計法

(1) 極限性状照査用の地震動

a) 道路橋示方書における保有水平耐力照査用水平震度

平成2年に改訂された道路橋示方書V耐震設計編<sup>26)</sup>においては、第5章の「鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力の照査」において、この照査に用いる水平震度を以下のように定めている。

$$k_{hc} = c_z \cdot c_I \cdot c_R \cdot k_{hco} \dots \dots \dots (6.1)$$

ここに、

$k_{hc}$ ：地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度

$k_{hco}$ ：地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度の標準値 (1.0とする)

$c_z$ ：地域別補正係数 (1.0, 0.85, 0.7)

$c_I$ ：構造物の重要度別補正係数 (1.0, 0.8)

$c_R$ ：振動特性別補正係数であり、地盤種別ごとに、復元力特性の割線剛性 ( $P_v/\delta_v$ ) から算出される等価固有周期  $T_{eq}$  に応じて図-

6.1 の値とする。

上記の水平震度は、鉄筋コンクリート橋脚を対象として定められたものであり、震度法による水平震度の約3.3~3.5倍の値となっている。鋼構造物においても、その極限性状を照査する際、1つの目安となる地震力を与えるものと考えてよいものと見られる。

このように大きな地震力を、設計においても考慮する背景は、次のとおりである。

地震動の強さとしては、大正12年の関東地震級のものを想定している。関東地震による地盤の加速度は、その後の各種研究の成果によれば、0.3G~0.4Gと推定されている。地震動による橋梁の応答加速度は、地盤種別ごとに橋の固有周期、減衰特性等によって変化するが、一般には、地盤の加速度の2~3倍程度になる。ただし、これは橋が弾性挙動をすとした場合であり、非線形挙動を示す場合には、これよりも低下するため、許容塑性率に応じて地震時保有水平耐力の照査に用いる設計水平震度を低減させることとしている。

b) 長周期地震動

道路橋示方書V耐震設計編<sup>26)</sup>では、通常スパン長200m以下の橋梁を対象としている。最近ではスパン長が数百mの斜張橋や、同長が2,000mに近い明石海峡大橋などが建設されている。これらの基本固有周期は数秒から20秒に近く、極めて長いものである。設計水平震度は、速度応答スペクトル一定の考えから固有周期に逆比例して低減させる場合が一般的であるから、長周期域では極めて低い値となる。こうしたことから、長大橋の設計において風荷重が地震荷重を上回るケースも良く見受けられる。しかしながら、斜張橋や吊橋のタワーは、構造系の中でも最重要構成要素であり、耐震安全性の十分な検討が必要である。しかるにこうした長周期域での地震力の決定には、マグニチュードが8に近い大規模地震による、震源に近い観測点での、長周期での精度の良い記録が必要となるが、これらのデータは極めて少ないのが現状である。

一方、前節において述べた保有水平耐力照査用の水平震度は、2~5秒の中・長周期領域において極めて高い地震力を設定しており、この地震力に対して鋼構造物の照査を実施することには、かなりの困難が予想される。

こうしたことから、長周期域での地震力の評価にあたっては、小地震の記録を相似則によって合成し、大地震による地震動を推定する半経験的手法が有効である。文献27)では、明石大橋近傍で期待される最大級の大規模地震による長周期地震動による加速度応答スペクトルを、小さな観測地震記録の合成から推定したものを、弾性設計スペクトルと比較している。その結果、弾性設計スペクトルを上回る場合が若干見られるが、こうした場合は極限耐力の評価などにより、終局状態の安全性の

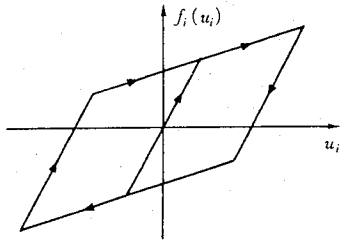


図-6.2 バイリニア型弾塑性復元力特性

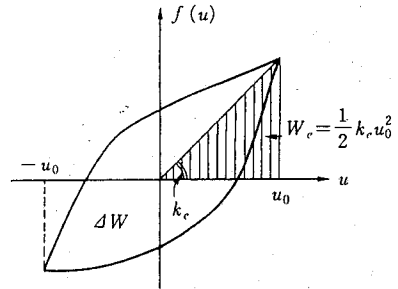


図-6.3 等価剛度とポテンシャルエネルギー

検討が必要である。

(2) 構造物の弾塑性地震応答

a) 地震応答の評価法

構造物の非弾性域に及ぶ地震応答の評価法は大別して、① 厳密解としての直接数値積分法、② 第1次近似解としての等価線形化解法および、③ 各種の簡便法、などがある。本節ではこれらについてその概要を述べる。

① 直接数値積分法

構造物の地震応答が降伏点をこえて塑性域に及ぶと、変位  $u_i$  と復元力  $f_i(u_i)$  の関係は履歴特性を有するようになる。履歴形状が材料、構成、断面形状、载荷条件などによって異なってくるのは当然であり、各種の履歴モデルが提案されている。図-6.2に示したバイリニア型特性は、最も単純な履歴形状である。こうした非弾性構造物の地震応答解析にあたっては、たたみ込み積分やモーダルアナリシスを適用できないので、直接数値積分法が用いられている。多自由度弾塑性構造物の地震応答の直接数値積分法としては、Newmarkの $\beta$ 法、中央差分法、Runge・Kutta法などがある<sup>28)</sup>。

② 等価線形化法

非弾性構造物の地震応答を精度よく評価するためには、前述の直接数値積分法によらねばならないが、最大応答値などを、近似的に評価する場合には、等価線形化法の利用が有効である。

等価線形化法には、線形化の規範の差より、各種のものが提案されている。最も合理的であると考えられるのは、履歴復元力特性  $f(u)$  を  $\beta_e \dot{u} + k_e u$  なる線形の減衰力と復元力とに置換したときの2乗誤差を最小とする規範であり、 $\beta_e$ 、 $k_e$  は次式より求められる<sup>29)</sup>。

$$\beta_e(u_0) = \frac{\oint f \dot{u} dt}{\oint f \dot{u}^2 dt}, \quad k_e(u_0) = \frac{\oint f u dt}{\oint f u^2 dt} \dots\dots\dots (6.2)$$

ここに、 $\oint$  は1周期間の積分を表す。上式より得られる等価線形系は、元の履歴振動系と同一のエネルギーを消費するとともに、同一の振動数において共振曲線のピークを有するという物理的な意義を有していることが知られている<sup>30)</sup>。

また  $k_e(u_0)$  を原点と履歴のピークを結ぶ直線の勾配であると簡単に仮定した場合、式(6.2)の  $\beta_e$  から、周知の等価減衰定数  $h_{eq}$  が次のように得られる。

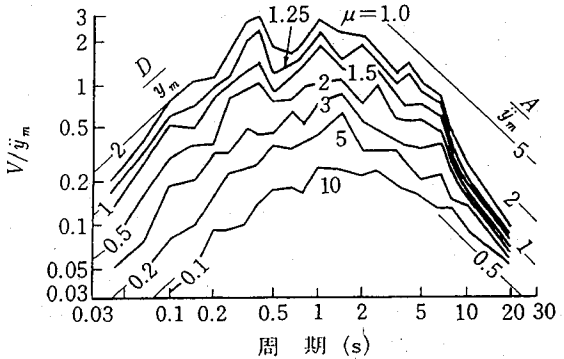


図-6.4 Newmarkの弾塑性応答スペクトル<sup>12)</sup>

$$h_{eq} = \frac{1}{4\pi} \left( \frac{\Delta W}{W_e} \right) \dots\dots\dots (6.3)$$

ここに、 $\Delta W$  はループの面積、 $W_e$  はピークにおける弾性ポテンシャルエネルギーである。

③ 弾塑性耐震設計に用いる簡便法

a. 等価線形化法 弾性設計震度を上まわる地震動により、構造物が示す最大塑性率応答値  $\mu$  を予測することが、弾塑性耐震設計法の基本である。比較的簡便な予測手法としては、等価線形化法が考えられる。この方法ではまず応答変位  $u_0$  を仮定し、それに対応した等価固有周期  $T_{eq}$  は、図-6.3に示された等価剛度  $k_e$  から算出する。一方等価減衰定数  $h_{eq}$  は、塑性率  $\mu (=u_0/u_y)$  の関数として得られる<sup>31)</sup>。

$T_{eq}$ 、 $h_{eq}$  が定まれば、応答変位  $u_0'$  をあらかじめ準備した変位応答スペクトルより読み取ることが出来る。 $u_0'$  と  $u_0$  とがほぼ等しくなるまで繰り返し計算を行えば、最大塑性率応答  $\mu$  を評価でき、耐震安全性判定のための重要な指標を得ることができる。

b. Newmarkの弾塑性応答スペクトル 構造物が大きな塑性率応答に対しても安全であると判断される場合には、構造物の降伏強度を大きく低下させた設計が可能であると判断される。VeletsosとNewmarkは、与えられた地震に対して、一定の最大塑性率応答  $\mu$  となる降伏強度を、応答スペクトルと同様の図に示した<sup>32)</sup>。図-6.4にその一例を示したが、 $\mu$  が大きいほど低い値を

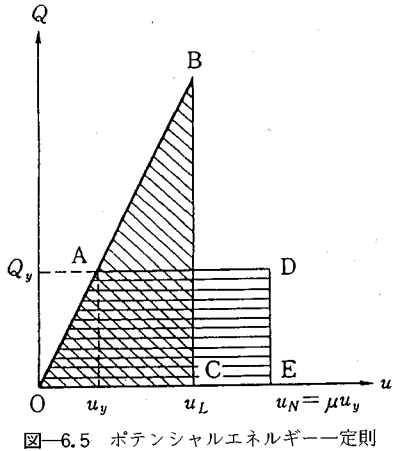


図-6.5 ポテンシャルエネルギー一定則

示している。この図の結果から、アメリカの耐震設計基準のほとんどでは、許容される塑性率（変形性能とも呼ばれる）に応じて、弾性設計震度を低減することになっている。

c. エネルギー一定則 弾性系の最大応答から弾塑性系のそれを予測できれば、設計上非常に簡便である。エネルギー一定則は、弾性系の最大応答時におけるポテンシャルエネルギーが、弾塑性系のそれに等しいとする条件から、最大塑性率応答  $\mu$  を近似的に予測しようとするものである。今図-6.5において、 $\triangle OBC = \square OADE$  なる条件より、 $\mu$  は次のように求まる。

$$\mu = \frac{u_N}{u_y} = \frac{1}{2} \left[ 1 + \left( \frac{u_L}{u_y} \right)^2 \right] \dots \dots \dots (6.4)$$

上式の関係は静的な場合を対象としたものであるから、地震応答の評価式としては、あくまでも第1次的な近似式である。非弾性振動系であっても、地震動の周波数特性の影響を受けるから、動特性の影響を無視した式(6.4)の関係は振動系の固有周期のより若干異なったものとなることに注意しなければならない。式(6.4)の関係から

$$\frac{Q_y}{Q_L} = \frac{1}{\sqrt{2\mu - 1}} \dots \dots \dots (6.5)$$

が得られ、道路橋示方書<sup>26)</sup>に示されている、じん性率  $\mu$  が確保された場合の設計震度の低減率となる。

b) 鋼製橋脚モデルの弾塑性地震応答解析

・解析の概要

都市内高速道路高架橋などに用いられる鋼製橋脚の地震時弾塑性性状挙動を明らかにする目的で、単柱形式の鋼製橋脚がモデル地震の作用を受ける場合の基本的な動的応答性状を、鋼材の降伏および幾何学的非線形性の影響を考慮した平面骨組のための弾塑性動的応答解析法<sup>33)</sup>を用いて種々検討した。

解析に際しては、図-6.6に示すように、鋼製橋脚を頂部に上部構造の死荷重とその質量を有する片持ち柱に

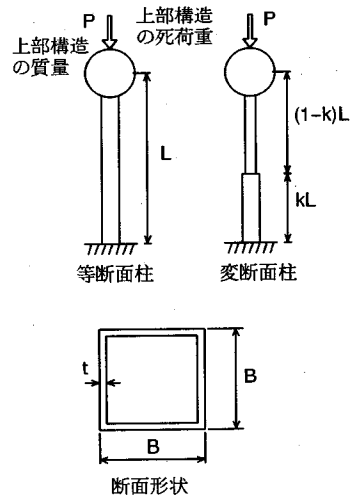


図-6.6 解析モデルと断面形状

モデル化した。橋脚高さ  $L=20$  m の正方形箱型断面を有する等断面柱を基準モデルとし、その断面は道路橋示方書・同解説(Ⅱ鋼橋編<sup>23)</sup>、Ⅴ耐震設計編<sup>26)</sup>に基づいて、Ⅰ～Ⅲ種地盤に対して概略許容応力度法により設計した。また、Ⅰ種地盤に対して設計された等断面柱において、図-6.6に示すように柱基部から適当な高さで断面を変えた変断面柱についても検討した。ただし、鋼材はSS400相当とし、応力-ひずみ関係を完全弾塑性型にモデル化した。また、入力地震波は一方向のみに作用させ、断面には一方向のみの曲げモーメントが生じる場合を考えた。粘性減衰としてはレーリー減衰を仮定し、1次の固有振動モードに対する減衰定数  $h=2\%$  を基準とした。

入力地震波としては、道示Ⅴに示されているⅠ～Ⅲ種地盤用の時刻歴応答解析用標準波形(レベル1)と鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有水平耐力照査用加速度応答スペクトルに対応するレベル2の波形を用いた。構造物への地震入力位置は橋脚基部としている。

・解析結果の要約

等断面柱と変断面柱、地盤種別、減衰定数をパラメーターとした解析の結果明らかにされた事項を以下に簡潔にまとめる。

地盤種別に関わらず、レベル1の地震波に対する変位応答に比べて、レベル2に対する変位応答は振幅が大きくなり、また、1方向に残留変形が生じる傾向がある。さらに、レベル2の地震波による累積入力エネルギーは、レベル1による値に比較して格段に大きく、粘性減衰によるエネルギー吸収も比較的大きいことがわかった。

等断面柱および  $k=0.5$  の変断面柱(図-6.6参照)の場合には、レベル2の地震に対して、基部断面に塑性化が集中し、基部の要素によって大部分の入力エネルギー

ギーが吸収される。しかし、 $k=0.3$ の変断面柱の場合には断面変化点に塑性化が集中するため、そのすぐ上の要素によって入力エネルギーが大きく吸収される。これに対して、 $k=0.4$ の変断面柱の場合には基部の要素と断面変化点の要素の両方でエネルギー吸収が起こり、それだけ基部の塑性化が減少することがわかった。

c) 斜張橋の弾塑性解析<sup>3),4)</sup>

解析モデルは3径間連続鋼斜張橋の大和川橋梁を基本としたものである。数値計算では、斜張橋の耐震設計上特に重要な主塔の弾塑性挙動に着目した検討を行った。2本の主塔は同一の断面特性を持つものとし、死荷重状態における軸方向圧縮力応力度のレベル  $P/P_{sq}$  ( $P$ : 作用軸方向圧縮力,  $P_{sq}$ : 圧壊軸方向力) は、最大で0.15 ( $T_2$ 断面: 最下段ケーブル直下), その他の断面で0.10 ~ 0.13程度である。

入力地震波形としては、El Centro 記録 NS 成分記録波形 (1940 インベリアルパレー地震) を用い、その最大加速度を 600 gal に増幅した。時刻歴地震応答解析の計算時間間隔は弾性応答の場合は 1/200 秒、弾塑性応答の場合は 1/1000 秒とした。地震動の入力方向としては、主塔が最もクリティカルとなる、橋軸直角方向とした。鋼部材には 2% のレーリー減衰を採用した。

主塔基部断面のモーメント-曲率の応答履歴ループを検討した結果、最大加速度 600 gal の El Centro 波入力に対しても、塑性化は大きく進行しておらず、ごくわずかな履歴面積を示すとどまっていた。このことから、主塔基部の断面のフランジ部がわずかに降伏域に入ったものと考えられ、地震応答曲げモーメントは極限耐力よりもかなり低いレベルに留まっていた。

なお計算の過程と結果の詳細については、前述の報告書を参照されたい。

(3) 履歴吸収エネルギーに基づく終局耐震設計法の提案

鋼製橋脚に対しても、道路橋示方書の鉄筋コンクリート橋脚に対する地震時保有水平耐力の照査のような考えを導入することは理論的には可能である。しかしながら、鋼製橋脚の場合には、地震時保有水平耐力を算定するときに必要な、終局水平耐力 (文献 35), 式(5.4.1)の  $P_u$  および終局変位 (同文献, 式(5.4.3)の  $\delta_u$ ) を求めるのが、鉄筋コンクリートの場合ほど簡単ではない。自由端に一定鉛直軸方向荷重  $P$  (上部構造の重量に相当) および繰り返し水平横荷重  $H$  (地震力に相当) を受ける片持柱 (鋼製橋脚モデル) の水平荷重-自由端水平変位 ( $H-\delta$  曲線) の包絡線および単調載荷時の荷重変位曲線は概略図-6.7 のようになる<sup>35),36)</sup>。  $H_y$  はフランジ板の理論的な局部座屈発生 (または、降伏) 荷重であり、概略この荷重で荷重変位曲線は線形性を失うが、曲げが支配的な部材の場合は、荷重はまだ上昇する。その後、 $P$ - $\delta$

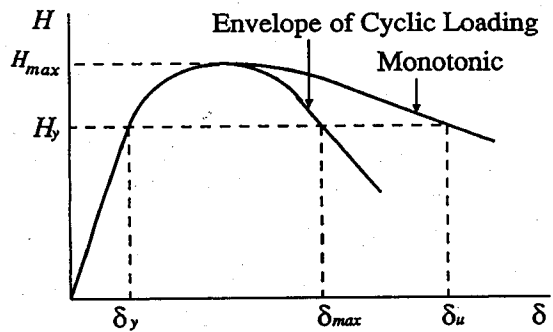


図-6.7 水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線

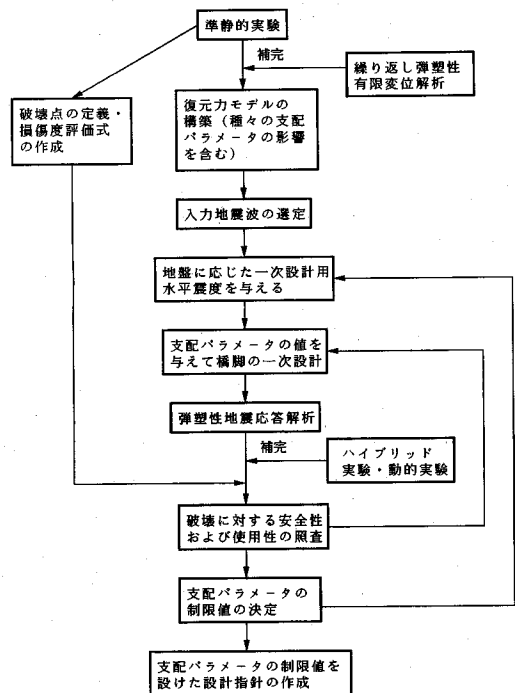


図-6.8 鋼製橋脚の耐震設計法策定のためのフロー

効果、局部座屈の進展、降伏、ひずみ硬化、等が連成して最大強度に達し、荷重が低下してゆく。最大荷重後は、繰り返し荷重の方が局部座屈による部材の劣化が早いことから、早期に耐力を失う。最大荷重後はともかく、最大強度 (終局水平耐力) だけでも正確に求めるには、①有限変位解析、②後局部座屈解析、③初期不整 (残留応力、初期たわみ) の導入、④ひずみ硬化の考慮、等が必要であり、設計者にこの計算を委ねるのはいたずらに設計の煩雑さを増すのみである。

本章では、支配パラメータに制限値を設けることにより、煩雑な 2 次設計を不要にする耐震設計法の策定<sup>37)</sup>の流れ (図-6.8) を紹介する。この手法の具体的な内容については、参考文献<sup>37), 38)</sup>を参照されたい。

表—6.1 構造物の区分と損傷の程度

対象と物とする区分	対象地震	耐用年限中に発生する確率の高い 中程度の地震 (レベル1)	耐用年限中に稀にしか起こらない 大地震 (レベル2)
	想定加速度	200 gal (地盤面)	1 000 gal (構造物上)
I	大地震の発生の可能性があり、補修のための代替構造物*の設置が可能な地域	損傷を受けない	機能を失うが崩壊しない
II	大地震の発生の可能性があり、さらに、物理的、経済的、あるいは政治的に代替構造物*を設置するのが不可能な地域の構造物	損傷を受けない	機能を失わず、使用中に補修できる程度の損傷を受ける
III	大地震の発生の可能性があり、社会的に極めて重要な構造物	損傷を受けない	損傷を受けない

\*：橋梁の場合は迂回路など

#### (4) 鋼構造物の2段階耐震設計法の一提案

橋脚のように、上部に大きな質量が集中し、主として地震荷重によって断面寸法が決定される鋼構造物、および鋼構造部材の一耐震設計法について取り扱っている。その方法の基本的な考え方は、道路橋示方書V耐震設計編<sup>26)</sup>の「5章 鉄筋コンクリート橋脚の地震時保有耐力の照査」に従っている。ただし、書式は限界状態設計法に従っている。

ここで対象とする構造物は、表—6.1に示すように、3つの区分に分類されている。それぞれの区分の構造物に対して、レベル1、およびレベル2の地震に対する安全性を照査する方法を示している。

レベル1の地震に対する照査法は、最大変位の照査を追加している点以外、現行の方法<sup>26)</sup>と同様である。

レベル2の地震に対しては、ニューマークのエネルギー一定則に従って、地震力を低減する方法を採用している。その際、塑性変形の伴う構造物の内部仕事は、荷重-変位曲線において、原点、降伏点、および終局点を折線で結んだ台形部分の面積としている。

ただし、低減した設計水平震度が0.6を上回る場合は、そのような剛構造は、不経済となるので、免震構造を採用するなど、作用地震力を低減する工夫を行うのがよいとしている。

また、照査を行う際に、局部座屈が発生しないと仮定した骨組構造物の弾塑性有限変位解析により終局状態に至るまでの対象構造物の荷重-変位曲線を計算することを義務づけている。

局部座屈については、補剛板の板パネルや補剛材の幅厚比パラメータ  $R (= \sqrt{\sigma_Y / \sigma_{cr}}$ ,  $\sigma_{cr}$ : 弾性座屈応力度,  $\sigma_Y$ : 降伏点), および補剛材の剛比  $\gamma (= \text{補剛材の曲げ剛度} \div \text{板パネルの板曲げ剛度} \times \text{補剛板幅との積})$  に制限を設けて、構造物の終局状態まで局部座屈が発生しないようにしている。すなわち、区分Iの構造物では、 $R$

の許容最大値は、板パネルで0.4、補剛材で0.5、 $\gamma$ の許容最小値は  $5\gamma^*$  ( $\gamma^*$ : 補剛材位置で座屈モードが節となる  $\gamma$  の値), また区分IIの構造物におけるこれらの値は、それぞれ0.5、0.6、および  $3\gamma^*$  としている。

さらに、設計に際しては、以下の点に配慮するのがよいとしている。すなわち、一般に、補剛板は、薄肉構造であり、強度部材として利用し、地震エネルギーを吸収する部材として利用しない方が合理的であると考えられる。この考えに従うと、以下の設計方法が考えられる。

(1) 鋼製補剛板は、エネルギー吸収部材の構造要素として使用せず、できるだけ薄肉構造とし、強度部材の構造要素としてのみ使用する。

(2) 耐震構造部材の中に、エネルギー吸収部材を導入する。その部材の強度は、他の部材よりも若干弱く、大きな地震が発生すると、そこが変形し、地震エネルギーを吸収できるように、非常に変形性能のある部材として設計する。

## 7. あとがき

以上が報告書の概要であるが、耐震設計法の選択にどの方法が最良であるかについては、実務の見地から、これらの結果を参照し検討頂ければ幸いである。

本小委員会の成果を踏まえ、土木学会では、「鋼構造物の弾塑性性状と耐震設計法」と題する講習会を、平成5年8月に東京、大阪でそれぞれ開催した。

最後に、本小委員会名簿、科学研究費総合研究(A)研究組織名簿、さらに本研究に協力頂いた方々の名簿を掲げる。

鋼構造動的極限性状研究小委員会 (順不同)

委員長：山田善一 (京都大学, 現中部大学),

幹事：家村浩和 (京都大学),

委員：中井博 (大阪市立大学), 三上市藏 (関西大学),

渡邊英一 (京都大学), 宇佐美勉 (名古屋大学), 北田俊



行(大阪市立大学), 増田陳紀(武蔵工業大学), 上谷宏二(京都大学), 河野健二(鹿児島大学), 中島章典(宇都宮大学), 伊津野和行(京都大学, 現立命館大学), 川島一彦(建設省土木研究所), 西川和広(建設省土木研究所), 原光男(首都高速道路公団), 保田雅彦(本州四国連絡橋公団), 大志万和也(阪神高速道路公団), 伊佐隆善(新日本製鐵), 岡田鉄三(建設技術研究所)

文部省科学研究費平成3・4年度総合研究(A)研究組織(順不同)

研究代表者: 山田善一, 研究分担者: 中井博, 三上市藏, 渡邊英一, 宇佐美勉, 北田俊行, 増田陳紀, 上谷宏二, 河野健二, 中島章典, 伊津野和行(以上前掲), 古川浩平(山口大学)

研究報告書をとりまとめるに当たって, 多くの人々から話題や資料の提供など, 種々ご協力を賜った。特に, 杉浦邦征氏(京都大学)には3(2), 酒造敏廣氏(大同工業大学)には4(2), 江見晋氏(建設技術研究所)には6(2)c)の執筆に当たって多大のご協力を頂いた。また土木学会事務局の篤巖氏には, 委員会の事務手続き等色々とお世話になった。記して感謝の意を表する。

#### 参考文献

- 1) Dafalias, Y.F. and E.P. Popov : A model of nonlinearly hardening materials for complex loading, *Acta Mech.*, Vol.21, pp.173~192, 1975.
- 2) Dafalias, Y.F. : Bounding surface plasticity I; Mathematical foundation and hypoplasticity, *Proc. of ASCE, J. Eng. Mech.*, Vol.112, pp.966~987, 1986.
- 3) Shen, C., E. Mizuno and T. Usami : Development of a cyclic two-surface model for structural steels with yield plateau, NUCE Research Report, No.9302, Dept. of Civil Eng., Nagoya University, March 1993.
- 4) Petersson, H. and E.P. Popov : Constitutive relation for generalized loadings, *Proc. of ASCE, Vol.104, No.EM4*, pp.611~627, 1977.
- 5) Minagawa, M., T. Nishiwaki and N. Masuda : Modelling cyclic plasticity of structural steels, *Structural Eng./Earthquake Eng.*, Vol.4, No.2, pp.361s~370s, Oct. 1987.
- 6) 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, 土木学会, Vol. 39A, pp. 115~124, 1993年3月.
- 7) 三上市藏・辻 省悟: 終局強度を超えた円筒パネルの弾塑性有限変位挙動の解析, 構造工学論文集, 土木学会, Vol. 37A, pp. 287~298, 1991年3月.
- 8) 牧野 稔・松井千秋・三谷 勲: H型鋼柱の局部座屈後の変形性能(その1)~(その4), 日本建築学会論文報告集, No. 281, 1979, No. 286, 1979, No. 288, 1980, No. 290, 1980年.
- 9) Fukumoto, Y. and H. Kusama : Local instability tests of plate elements under cyclic uniaxial loading, *Jour. Struc. Eng., ASCE*, Vol.111, No.ST5, pp.1051~1067, 1985.
- 10) 伯野・岡田・高梨・池田・土岐・家村・片田: ハイブリッド実験の応用マニュアル, 平成元年科学研究費補助金(総合研究(A))研究成果報告書, 1992年.
- 11) Nakashima, M., K. Ishii, S. Kamagata, H. Tsutsumi and K. Ando : Feasibility of pseudo dynamic test using substructuring techniques, *Proc. of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.4*, pp.47~52, 1988.
- 12) Yamada, Y., H. Iemura, W. Tanzo and K. Endo : Substructured hybrid loading of structural members under combined axial, shear and bending loads, *Proc. of the 8th Japan Earthquake Engineering Symposium, Vol.2*, pp.1503~1508, 1990.
- 13) 日本建築学会: 鋼構造限界状態設計基準(案)・同解説, 1990年.
- 14) 日本建築学会: 建築耐震設計における保有耐力と変形性能, 1990年.
- 15) 若林 實: 耐震構造一建物の耐震性能一, 森北出版, 1981.
- 16) Park, Y.J., A.H-S. Ang and Y.K. Wen : Seismic Damage Analysis and Damage-Limiting Design of R.C. Building, *University of Illinois, Civil Engineering Studies, Structural Research Series No.516, UILU-ENG-84~2007*, October 1984.
- 17) Housner, G.W. : Behavior of structures during earthquakes, *ASCE, Vol.85, No.EM4*, pp.109~129, Oct. 1959.
- 18) 宇佐美勉: 鋼製橋脚モデルの変形性能に関する実験的研究(報告書), 名古屋高速道路公社, 名古屋大学工学部土木工学科, 1992年3月.
- 19) 是津文章・板野 茂・青木徹彦・宇佐美勉: 繰り返し荷重を受ける鋼ラーメン構造物のパイロットテスト, 土木学会第47回年次学術講演会, 1992年9月.
- 20) 酒造敏廣・事久寿男: 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. 37(A), pp. 121~134. 土木学会, 1991年3月.
- 21) 中井 博・酒造敏廣・橋本良之: センズ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年10月.
- 22) 棚橋 諒: 地震の破壊力と建築物の耐震性に関する私見, 建築雑誌, 第599号, pp. 578~587, 1935年.
- 23) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, II鋼橋編, 1990年2月.
- 24) 北田俊行: コンクリートを充填した鋼製部材の極限強度とダクティリティー, 第1回SGST拡大研究会論文集, 名城大学, pp. 37~46, 1991年11月29日.
- 25) 中井 博・北田俊行・吉川 紀・中西克佳・尾山辰巳: 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研究, 構造工学論文集, Vol. 39A, 土木学会, pp. 1347~1360, 1993年3月.
- 26) 日本道路協会: 道路橋示方書V耐震設計編, 丸善, 1990年.
- 27) Iemura, H., M. Yasuda, K. Izuno and Y. Yamada : Aseismic design of the akashi kaikyo bridge with multi-support long-period ground motion, *Proc. of Int. Nat. Workshop on Technology for Hong Kong's Infrastructure Development*, 1991.
- 28) Clough, R.W. and J. Penzien : *Dynamics of Structures*, McGraw-Hill, 1975.
- 29) Caughey, T.K. : Equivalent linearization techniques,

- Journal of ASA, Vol.35, No.11, 1968.
- 30) Goto, H. and H. Iemura : Linearization techniques for earthquake response of simple hysteretic structures, Proc. of JSCE, No.212, 1973.
- 31) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版，1981年。
- 32) Veletsos, A.S., N.M. Newmark and C.V. Chelapati : Deformation spectra for elastic and elasto-plastic systems subjected to ground shock and earthquake motions, Proc. of 3rd WCEE, Vol. II, 1965.
- 33) Kuranishi, S. and A. Nakajima : Dynamic strength characteristics of axially loaded columns subjected to periodic lateral acceleration, Proc. of JSCE, No.341, pp.41~49, 1984.1.
- 34) 江見 晋：長大橋の地震時挙動と耐震設計に関する研究，京都大学学位申請論文，1991年9月。
- 35) 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年。
- 36) 宇佐美勉・水谷慎吾・青木徹彦・伊藤義人・安藤博道：補剛箱形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, 1992年。
- 37) 寺田昌弘・宇佐美勉・鈴木森晶：強震時の鋼製橋脚の損傷度評価法に関する研究，土木学会第48回年次学術講演会，1993年9月。
- 38) 寺田昌弘：強震時の鋼製橋脚の安全性評価法に関する研究，名古屋大学工学部修士論文，1993年3月。  
(1994.1.28 受付)