

3. 鋼部材の極限耐荷力と変形性能の評価

3.1 解析的アプローチ

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盛んに行われているが、繰り返し荷重を受ける場合のダクティリティーを議論するため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、土木構造に関連したものは極めて少ない。近年、鋼製橋脚の耐震設計に関して精力的な研究がなされるようになってきたが、土木鋼構造のダクティリティーに関する研究の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り、解析的アプローチは板・シェル要素を対象としたものしか見受けられない。これは、①土木鋼構造は薄肉構造であり、部材を構成する板・シェル要素の局部座屈がダクティリティーに及ぼす影響を考慮する必要があること、②構造物・構造部材の非線形な復元力特性を仮定する必要があること、などモデル化に多大な困難が伴い、かつ動的非線形解析の実行に膨大な計算時間と費用を要するためである。

本節では、鋼構造部材と構成要素である板・シェル要素の極限耐荷力と変形性能に関する解析的研究を静的非線形解析と動的非線形解析に分類し、展望する。

3.1.1 静的非線形解析

ダクティリティーが問題となるのは地震荷重等の繰り返し荷重が作用する場合であるが、繰り返し荷重下でのダクティリティーについて議論する前に、まず単調増加荷重のもとでのダクティリティーが十分に検討されていることが望ましい。そのためには終局強度を超えた領域（劣化域）における挙動を正確に捉える必要がある。

(1) 板・シェル要素

直線あるいは曲線部材を構成する板・シェル要素のダクティリティーについては十分に解明されない。鋼構造の基本構成要素である板・シェル要素の単調増加荷重のもとでのダクティリティーについては、森脇¹⁾、奈良²⁾、三上³⁾が解析的に取り扱っている。

森脇¹⁾は、圧縮板の極限強度およびダクティリティーと鋼材特性との関連性を理論的に解明するとともに、極限強度のみならずダクティリティーをも評価基準とした上で、限界状態設計法に適した鋼材特性を明らかにするために、ひずみ硬化を考慮した圧縮板の弾塑性有限変位解析を行っている。奈良²⁾は、同様の研究を圧縮補剛板について行っている。これらの研究で用いられている解析手法は、典型的な有限要素法であるが、鋼材特性としてひずみ硬化とともに降伏棚を考慮しており、弾性域から降伏棚域、降伏棚域からひずみ硬化域へ移行する領域（遷移領域）における応力-ひずみ関係の取り扱いが注目すべきものがある。

三上³⁾は、初期たわみと残留応力を有する周辺支持円筒パネルが円周方向面内圧縮力を受ける場合について、弾塑性有限変位解析を劣化域まで行っている。この研究において、三上³⁾は従来採用されていた理論よりも高次の非線形項を考慮した非線形支配方程式を導き出している。これは、変位が大きくなる劣化域において、従来の複合非線形理論⁴⁾

8)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り、解析が不可能となるためである。

図3.1.1と図3.1.2はパネル中央のたわみ w と中央横断面の平均縦方向応力 σ_m の関係を、高次非線形理論の解³⁾(実線)と従来の非線形理論の解⁹⁾(点線)とを比較したものである。ただし、 α は縦横比、 Z は無次元の曲率パラメータ、 β は幅厚比、 w_0 は初期たわみである。図から判るように、高次非線形項を考慮すると終局強度が低下する。また、高次非線形項を考慮しないと、劣化域の解を求めることができない。¹⁰⁾

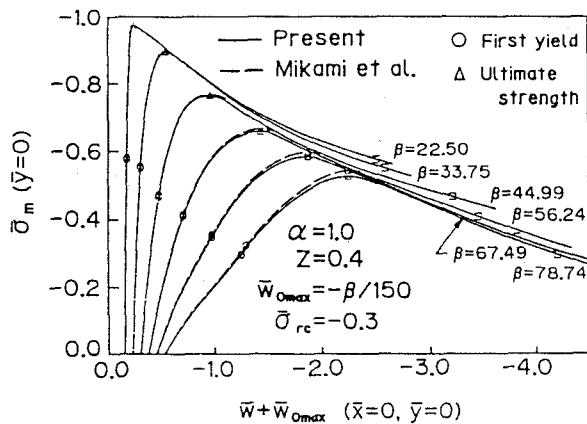


図3.1.1

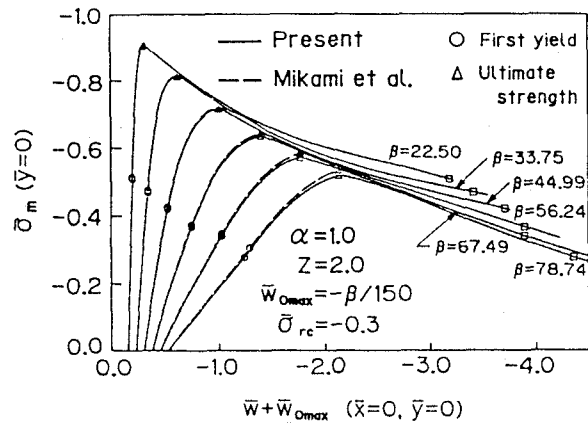


図3.1.2

三上ら⁹⁾は、この解析法を用いて、種々の幅厚比および曲率を有する周辺単純支持された正方形筒パネルの劣化域における弾塑性有限変位解析を行い、計算結果に基づいて、単調増加荷重が作用する場合のダクティリティーを評価する方法を検討している。その結果、平均円周方向面内応力-円周方向面内変位曲線において、劣化限界状態（強度が劣化域において初期降伏強度まで低下した状態）の変位と初期降伏状態の変位の比を調べることで、円筒パネルのダクティリティーを評価できることが明らかにされている。これは、円筒パネルの劣化域にわたる挙動において、初期降伏強度と終局強度の比と、初期降伏状態における円周方向面内変位とが板厚や曲率の影響を受けずほぼ一定値となるためである。また、このダクティリティー評価パラメータを用いて、現行設計基準におけるダクティリティーを考慮した板要素の限界幅厚比が期待しているダクティリティーを検討し、得られた知見を発展させて、ダクティリティーを考慮した円筒パネルの限界幅厚比を検討している。その結果、円筒パネルの限界幅厚比は、曲率が大きくなるのに比例して小さくなることなどが明らかにされた。

ところで、三上らの高次非線形理論³⁾には、円筒パネルの劣化域における挙動にそれほど影響を与えない非線形項も含まれている。このような項が含まれると、基礎方程式が複雑になるばかりでなく、解析時間も著しく増加する。実際、この高次非線形理論を用いて数値計算を行うと、劣化域までの解析は可能なものの、多大な計算時間を要する⁹⁾。そこで、三上ら¹⁰⁾は、この高次非線形理論から、劣化域における挙動に対して影響を与えないと考えられる項を省略することによって、2種のひずみ-変位関係式と、3種のつりあい式を導き出し、これらを組み合わせて4種の近似非線形理論を考えた。これらを用いて

数値計算を行い、その結果に基づいて、円筒パネルの劣化域での挙動を短時間に高精度で解析するための近似非線形理論を検討している。その結果、ひずみ-変位関係式において、中央面の線形ひずみ成分および中央面の回転成分が、たわみまたは初期たわみによる中央面の回転成分に比べて微小、かつ、任意面の変位に対する中央面からの距離による影響が微小であると考えた理論が、三上らの高次非線形理論³⁾と比べて、精度を損なうことなく $\frac{1}{2}$ の時間で、円周方向面内圧縮力を受ける円筒パネルの劣化域における挙動を解析できることなどが明らかにされた。

また、十分な強度およびダクティリティを確保できる幅厚比を有する円筒パネルは、劣化限界状態（強度が劣化域において初期降伏強度まで低下した状態）までに降伏ひずみの20倍以上の円周方向平均ひずみを生じることが、三上ら⁹⁾によって指摘されている。この幅厚比を有する円筒パネルの劣化限界状態における相当ひずみは2%を超える。一般に、鋼材の単軸試験より得られる応力-ひずみ曲線は、塑性域において、ひずみが1%前後の降伏棚域から、ひずみが2%以上のひずみ硬化域に移行する。したがって、円筒パネルの劣化域における複合非線形挙動を正確に把握するには、これら降伏棚とひずみ硬化の影響を考慮する必要があるが、三上らの高次非線形理論³⁾では考慮されていない。

近年、製鋼および圧延技術の進歩によって、種々の材料特性を有する鋼材が提供されつつあり、鋼材の特性によって円筒パネルのダクティリティがいかに改善されるかを検討するためにも、降伏棚とひずみ硬化の影響を考慮して円筒パネルの劣化域における複合非線形解析を行うことは重要である。

降伏棚とひずみ硬化の影響を考慮して、鋼構造の複合非線形解析を行うには、採用する弾塑性構成則が重要である。現在、鋼構造の複合非線形解析に最もよく用いられる弾塑性構成式は、1950年代までに完成された、降伏面の内部を弾性域と仮定し、応力が降伏面に達した状態において生じる顕著な塑性変形を記述するものである。これは、Coulomb, Tresca, Huber, von Mises, Henckyらによる降伏応力の予測に始まり、Saint-Venant, Levy, von Misesらによる剛完全塑性材料の応力-塑性ひずみ速度式, Prandtl, Reussらによる等方硬化材料の応力速度-ひずみ速度式, EdelmanとDrucker, Pragerらによる移動硬化の概念の導入を経て、等方・移動硬化の弾塑性構成則として完成されている^{11) 12)}。三上らの高次非線形理論³⁾の弾塑性構成則は、この古典的弾塑性構成則の範疇にある。

しかし、この弾塑性構成則は、①ひずみ軟化を生じる場合、実材料における滑らかな弾塑性遷移を再現できないため、非現実的な強度が予測される、②繰り返し荷重を受ける場合、実材料におけるMasing則、閉じたヒステリシス・ループ、力学的ラチェット現象およびその減衰が再現できない、などの問題点が指摘されている。これらの問題点は、単調増加荷重を受ける等方硬化材料を扱う場合には無視しても差し支えない。

一方、降伏棚とひずみ硬化を考慮して、土木鋼構造の複合非線形挙動を明らかにした研究としては、圧縮板の極限強度に関する奈良・出口・小松¹³⁾の研究、圧縮板の極限強度とダクティリティに関する森脇の研究¹⁾、圧縮補剛板の極限強度をダクティリティに関する奈良・梅村・服部・森脇の研究²⁾の他に、継手を対象とした研究^{14) 15)}などがある。いずれも、単調増加荷重を受ける場合を対象としているので、等方硬化のみを考慮している。

(2) 部材

単調増加荷重を受けるが、局部座屈や横座屈を伴う場合の鋼部材の終局強度と変形性能に関する研究は、ほとんどが実験的研究であり、解析上の困難さが原因で、理論的研究はわずかに、H型断面梁に関するClimanhagaらの研究¹⁶⁾、H型断面柱の局部座屈後の変形性状に関する三谷・牧野・松井の一連の研究¹⁷⁾などがあるのみである。

Climanhagaら¹⁶⁾の解析手法は、H型鋼フランジなどの板要素の崩壊形を仮定し、仕事式から板要素の変形能力と幅厚比との関係を理論的に明らかにした加藤ら¹⁸⁾の手法を応用したものであるが、次のような問題点が三谷ら¹⁷⁾によって指摘されている。

- ① 塑性縮みを無視して板要素に形成される塑性関節（この塑性関節は長さを持っているので、三谷ら¹⁷⁾は塑性関節線と呼んでいる）の回転量と部材に形成される塑性関節の回転量との関係を求めている。
- ② 塑性座屈する場合、塑性関節線は高い応力（降伏応力度に近い応力）の下で塑性回転すると考えられるが、[軸力による低下を無視して得られる全塑性モーメント]×[塑性関節線の回転量]を基準にして、塑性関節線において内力がなす仕事を求めている。
- ③ 実験的観察結果に基づいて板要素の崩壊機構を仮定しているが、板要素の崩壊形を固定しているため、耐力を高く評価している可能性がある。

問題点①②は極限解析の理論に基づけば容易に解決できる。そこで、三谷ら¹⁷⁾は、極限解析の理論に基づいて、一定鉛直荷重と単調水平力を受けるH型鋼柱の局部座屈後の曲げ変形性状を求めるための理論式を誘導した。また、問題点③については、崩壊機構を決定する諸量を変数として解析するとして検討している。

3.1.2 繰返し荷重下での非線形解析

繰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、1960年代以降、現在まで続いている。1960～1980年代にかけては、降伏面の内部を弾性域とする前提を捨て、内部の応力変化による塑性変形の記述を目的に、Mróz^{19) 20)}、Iwan²¹⁾による多面モデル、Krieg²²⁾、DafaliasとPopov²³⁾による二面モデル、HashiguchiとUeno²⁴⁾による初期下負荷面モデル、DafaliasとPopov²⁵⁾による単面モデル、Mróz²⁶⁾らによる無数面モデルなどが提案された。さらに、1970年代以降は、応力速度方向への塑性ひずみ速度方向の依存を考慮して、降伏面または負荷面に沿う応力変化による塑性変形の記述を目的に、Sewell²⁷⁾らによる複数の交差する降伏面の導入、ChristoffersenとHutchinson²⁸⁾、Gotoh²⁹⁾らによる現象論的コーナ理論、Dafalias³⁰⁾による垂塑性、RundnickiとRice³¹⁾らによるJ₂-変形理論などの提案がなされている。また、土木鋼構造分野では、皆川・西脇・増田³²⁾がPopovとPetersson^{33) 34)}の多面モデルを修正して、田中・水野・瀧・宇佐美³⁵⁾がDafaliasとPopovの二面モデル^{25) 36) 37)}を修正して、降伏棚を有する鋼材の繰返し弾塑性モデルを提案している。

(1) 板・シェル要素

繰返し荷重下での非線形解析に関する研究は骨組構造に関するものが中心で、薄板および薄板構造に関する研究はあまりなされていない。Fukumoto-Kusama³⁸⁾は繰返し載荷と

ともに起こる板要素の局部座屈の進展に注目し、繰返し軸力が作用する溶接箱断面短柱の荷重-変位曲線の非弾性挙動を明らかにするため、解析的および実験的研究を行っている。実験では、軟鋼を用いた板要素の幅厚比が40、60および80と、高張力鋼を用いた幅厚比40および60の計10体の供試体を用いている。また、繰返し載荷実験の変形性状と比較するため、単調漸増の載荷試験も行った。平均応力-ひずみ曲線の描くヒステリシス・ループを実験で求め、結果に対して解析的解釈を加え、繰返し載荷における連続的な終局強度の低下とゼロ荷重における残留ひずみを実験的および解析的に説明している。三上・角³⁹⁾は、初期たわみと残留応力を有する周辺支持円筒パネルが繰返し荷重を受ける場合の複合非線形挙動を解析している。ただし、複合非線形理論は、単調増加荷重を受ける場合の円筒パネルの終局強度の解明を目的とした文献⁷⁾⁸⁾のものを用いており、ひずみ硬化、Bauschinger効果などは考慮されていない。

(2) 部材

建築鋼構造物の耐震設計に関連して、繰返し荷重を受ける鋼部材あるいは鋼骨組に関する理論的研究が数多く行われ、局部座屈や横座屈を伴わない場合には、これらの繰返し変形性状をほぼ解析的に予測できるようになった。例えば、一定軸力と繰返し水平力を受ける鋼柱の弾塑性挙動については高梨ら⁴⁰⁾、一定軸力と繰返し2軸曲げを受ける鋼部材の弾塑性挙動については修行⁴¹⁾の研究があり、繰返し外力を受ける骨組については向後・川島⁴²⁾の研究がある。

単調および繰返し外力を受ける構造物の弾塑性・大たわみ解析は、荷重・形状・剛性条件によって異なる保有水平耐力・塑性変形能力、構造部材の復元力特性など、非線形挙動を把握する上で重要である。この種の解析によく用いられる有限要素法は、現在までに理論式は水準も高く精緻なものとなっている。しかし、解析対象となる構造物の全構造部材を含む弾塑性・大たわみ数値解析を精度よく、かつ効率良く実行するには、数百回の繰返し計算、要素の細分割、剛性の再評価計算など、多くの問題に直面する。

向後・川島⁴²⁾の研究は、単調および繰返し外力を受ける骨組構造物の弾塑性・大たわみ解析を効率よく実行できる手法を、骨組の特性を活かして工学的に簡潔な区分的線型理論を基本として考案したものである。本法は、各増分毎に移動する部分座標系の相対変位(部材の剛体回転と伸縮による部材変形)を自由度として選び、各部材間の相対変位に関する移動座標系の適合条件を導入した仮想仕事式によって弾塑性せん断力方程式を作成し、定式化を行っている。各増分段階での塑性剛性の評価は、Pragerの移動硬化法則およびこれを修正したZieglerの硬化塑性ヒンジ法によっている。

繰返し荷重を受ける部材が局部座屈や横座屈を伴う場合の終局強度と変形性状に関する理論的研究は極めて少ない。H形断面鋼柱の局部座屈後の変形性状に関する牧野・松井・三谷の一連の研究¹⁷⁾、繰返し軸力を受ける管状部材の弾塑性挙動を局部座屈の影響を考慮して検討したSohalとChenの研究⁴³⁾などがあるのみである。

参考文献

- 1) 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.115-124，1993.3.
- 2) 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, 土木学会, Vol.39A, pp.125-132, 1993.3.
- 3) 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, 1991.3.
 - 4) 三上市藏・矢部幸男: 初期たわみを有する弾性円筒パネルの円周方向面内力による非線形挙動, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.31A, pp.209-222, 1985.3.
 - 5) 三上市藏・山科純・田中克弘: ベクトル計算機を用いた円筒パネルの弾性有限変位解析, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.32A, pp.313-322, 1986.3.
 - 6) 三上市藏・福富孝泰・角肇: 円周方向面内荷重を受ける円筒パネルの非線形解析のための種々の理論, 構造工学における数値解析法シンポジウム論文集, 日本鋼構造協会, Vol.13, pp.353-358, 1989.7.
 - 7) 三上市藏・田中克弘: ベクトル計算機を用いた円筒パネルの弾塑性有限変位解析, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.33A, pp.53-62, 1987.3.
 - 8) 三上市藏・松本浩徳・辻省悟・田中克弘: 初期不整を有する円筒パネルの圧縮強度, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.36A, pp.217-228, 1990.3.
 - 9) 三上市藏・辻省悟・中野唯史・竹原和夫: 円周方向面内圧縮力を受ける鋼円筒パネルのダクティリティーと幅厚比, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.39A, pp.37-50, 1993.3.
 - 10) 三上市藏・中野唯史: 円周方向面内力を受ける円筒パネルの劣化域における複合非線形解析のための近似理論, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.39A, pp.295-308, 1993.3.
 - 11) 山田嘉昭: 有限要素法の基礎と応用シリーズ, 塑性・粘弾性, 1980.
 - 12) 橋口公一: 最新弾塑性学, 1990.
 - 13) 奈良敬・出口恭司・小松定夫: ひずみ硬化を考慮した圧縮板の極限強度に関する研究, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.33A, pp.141-150, 1987.3.
 - 14) Lipson, S.L., and Haque, M.I.: Elasto-plastic analysis of single-angle bolted-welded connections using the finite element method, *Computers & Structures*, Vol.9, No.6, pp.533-545, 1978.
 - 15) El-Ghazaly, H.A., Dubey, R.N., and Sherbourne, A.N.: Elasto-plastic buckling of stiffener plates in beam-to-column flange connections, *Computers & Structures*, Vol.18, No.2, pp.201-213, 1984.
 - 16) Climenhaga, Jay J., and Johnson, Paul R.: Moment-rotation curves for locally buckling beams, *Jour. Struct. Eng., ASCE*, Vol.98, No.ST6, pp.1239-1254, 1972.6.
 - 17) 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.
 - 18) 加藤勉・福知保長: 板要素の変形能力について, 建築学会論文報告集, No.147, pp.19-25, 1968.5.
 - 19) Mróz, Z: On the discription of anisotropic workhardening, *Jour. Mech. Phys. Solids*, Vol.15, pp.163-175, 1967.
 - 20) Mróz, Z: An attempt to describe the behavior of metals under cyclic loads using a more general workhardening model, *Acta Mechanica*, Vol.7, pp.199-212, 1969.
 - 21) Iwan, W.D.: On a class of models for the yielding behavior of continuous and composite system, *Jour. of Appl. Mech., Trans. ASME*, pp.612-617, Sep., 1967.
 - 22) Krieg, R.D.: A practical two surface plasticity theory, *Jour. Appl. Mech., Trans. ASME*, pp.1104-1108, Sep., 1975.
 - 23) Dafalias, Y.F., and Popov, E.P.: A model of nonlinearly hardening materials for complex loading, *Acta Mechanica*, Vol.23, pp.173-192, 1975.
 - 24) Hashiguchi, K., and Ueno, M.: Elastoplastic constitutive laws of granular ma

- terials, Constitutive Equations of Soils (Proc. 9th Int. Conf. Soil Mech. Found.), ed. by Murayama, S., and Schofield, A.N., Tokyo, JSSMFE, pp.73-82, 1977.
- 25) Dafalias, Y.F., and Popov, E.P.: Cyclic loading for materials with a vanishing elastic domain, Acta Mechanica, Nucl. Eng. Design, Vol.41, pp.293-302, 1977.
 - 26) Mróz, Z., Norris, V.A., and Zienkiewicz, O.C.: An anisotropic, critical state model for soils subject to cyclic loading, Geotechnique, Vol.31, pp.451-469, 1981.
 - 27) Sewell, M.J.: A plastic flow at a yield vertex, Jour. Mech. Phys. Solids, Vol.22, pp.469-490, 1974.
 - 28) Christoffersen, J., and Hutchinson, J.W.: A class of phenomenological corner theories of plasticity, Jour. Mech. Phys. Solids, Vol.27, pp.465-487, 1979.
 - 29) Gotoh, M.: A class of plastic constitutive equations with vertex effect, ASME Jour. Eng. Mater. Tech, Vol.108, pp.258-261, 1986.
 - 30) Dafalias, Y.F.: Bounding surface plasticity I: Mathematical foundation and hypoplasticity, Jour. Eng. Mech, ASCE, Vol.112, pp.966-987, 1986.
 - 31) Rundnicki, J.W., and Rice, J.R.: Conditions for the localization of deformation in pressure-sensitive dilatant materials, Jour. Mech. Phys. Solids, Vol.23, pp.371-394, 1975.
 - 32) 皆川勝・西脇威夫・増田陳紀：塑性流れ域における構造用鋼の単軸繰返し挙動の推定，構造工学論文集，土木学会，Vol.35A，pp.53-65，1989.3.
 - 33) Petersson, H., and Popov, E.P.: Constitutive relation for generalized loadings, Jour. Eng. Mech, ASCE, Vol.103, No.EM4, pp.611-627, 1977.
 - 34) Popov, E.P., and Petersson, H.: Cyclic metal plasticity: experiments and theory, Jour. Eng. Mech, ASCE, Vol.104, No.EM6, pp.1371-1388, 1978.
 - 35) 田中良仁・水野英二・藩赤・宇佐美勉：降伏棚を有する鋼材の繰返し弾塑性モデル，二曲面塑性モデルの開発，構造工学論文集，土木学会，Vol.37A，pp.1-14，1991.3.
 - 36) Dafalias, Y.F., and Popov, E.P.: Rate-independent cyclic plasticity in a plastic internal variables formalism, Mechanical Research Communication, Vol.3, Pergamon Press, pp.33-38, 1976.
 - 37) Dafalias, Y.F., and Popov, E.P.: Plastic internal variables formalism, Jour. Appl. Mech., Trans. ASME, pp.645-651, 1975.
 - 38) Fukumoto, Y., and Kusama, H.: Local instability tests of plate elements under cyclic uniaxial loading, Jour. Struc. Eng., ASCE, Vol.111, No.ST5, pp.1051-1067, 1985.
 - 39) 角肇：繰返し円周方向面内荷重を受ける円筒パネルの複合非線形挙動に関する研究，関西大学大学院修士論文，1991.2.
 - 40) 高梨晃一・谷口英武・田中尚：定軸力下で任意方向の繰返し水平力を受けるH形鋼柱の弾塑性挙動－2方向水平地震動を受けるH形鋼柱の弾塑性応答性状 第一報－，日本建築学会論文報告集，No.323，pp.59-69，1983.1.
 - 41) 修行稔：定軸力と繰返し二軸曲げを受ける鋼構造部材断面の弾塑性挙動について（その1，その2），日本建築学会論文報告集，No.323，pp.1-11，1983.1，No.329，pp.15-25，1983.7.
 - 42) 向後豊次・川島晃：繰返し外力を受ける鋼構造骨組の弾塑性・大たわみ解析，日本建築学会論文報告集，No.321，pp.38-48，1982.11.
 - 43) Sohal, I.S., and Chen, W.F.: Local buckling and inelastic cyclic behavior of tubular members, Thin Wall Struc., Vol.5, No.6, pp.455-475, 1987.

3.2 実験的アプローチ

3.2.1 載荷実験の種類と特徴¹⁾

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。

構造物の耐震安全性を評価する目的で行われてきた載荷実験の中では、まず、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が、構造物の履歴性状、とりわけ強度と変形能を知る上で有益な情報を提供してきたと思われる(図3.2.1参照)。特に、加圧装置と計測装置に加え、必要な実験スペースさえあればどこでも手軽に簡単にできるといった機動性・汎用性に富んだ基本的な載荷実験と考えられる。しかし、地震荷重が動的外力であることから、構造物の振動特性に関する情報も重要で、起振実験などを通してこれらの情報を得る必要がある。特に、非定常な地震加速度波形を直接入力して載荷を行う振動台の開発・実用化は、構造物モデルの弾塑性振動性状の実証に多大な貢献をしてきた(図3.2.2参照)。しかし、構造物の動的応答特性に関する詳細な情報を提供できる反面、加振する構造物モデルの寸法に制限が与えられ、実スケールの構造物の極限性状を実証する載荷実験としては実用的でないのが現状である。

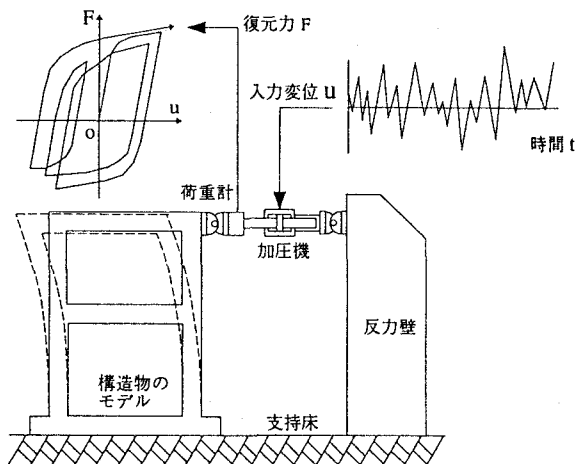


図3.2.1 静的載荷実験

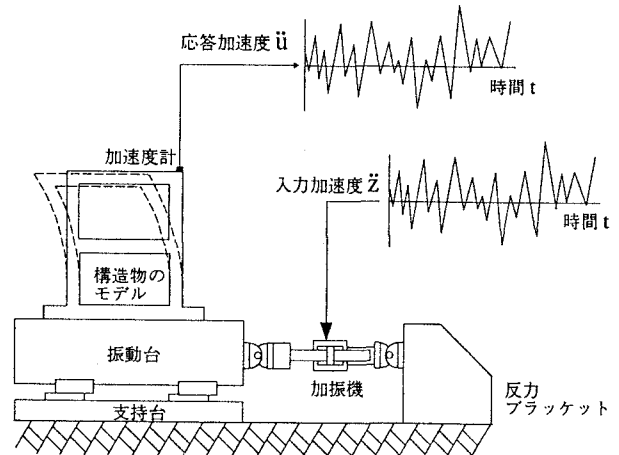


図3.2.2 振動台実験

一方、構造物の地震時応答を再現するもう一つのアプローチ方法として、前節のような解析的アプローチがあるが、少なくとも構造物・構造部材の非線形な復元力特性を仮定する必要があり、これらを正確に知る方法は、載荷実験以外にはないのが現状であった。そこで、異なる特性を有する材料を組み合わせた合成構造(ハイブリッド構造)を耐震構造として活用してきたのと同様に、載荷実験手法に対しても東京大学地震研究所の伯野らに

よって、『数学的に解明困難な、あるいはモデル化が非常に複雑な要素の力学的特性を、
 載荷実験より検出し、これをオンラインで計算機内に送り込み、構造物の地震時応答の数
 値解析をより実現象に近づける』目的で、ハイブリッド載荷実験手法が提案され実施され
 るようになった。この手法では、今まで別個に実施されてきた載荷実験と運動方程式の数
 値解法とを平行して同時に進め、地震時応答をシミュレートしようとするもので、仮動的
 実験 (Pseudo-Dynamic Testing) ともいわれている。図3.2.3 に仮動的実験と数値解析と
 の関係をフローチャートで示す。ここで、通常の数値解析では構造物の復元力特性を完全
 弾塑性型や Bi-Linear型などの単純な履歴モデルで仮定し、構造物の地震時応答をstep-b
 y-stepの積分計算により求めているのに対して、仮動的実験では復元力特性の仮定は行わ
 ず、加振機の制御変位に対する復元力を荷重計により検出し、逐次この値を計算機の地震
 応答解析プログラム内に取り込みながら応答変位を算出し、これを加振機にフィードバッ
 クしているのである。したがって、振動台実験などの実時間よりも極めてゆっくりした載
 荷を行うため、載荷中の破壊の進行などの詳細な観測が可能である。また、構造物の剛性
 を評価するために載荷実験中に行う変位・荷重計測の精度および載荷制御の精度が、応答
 結果を左右することがわかる。

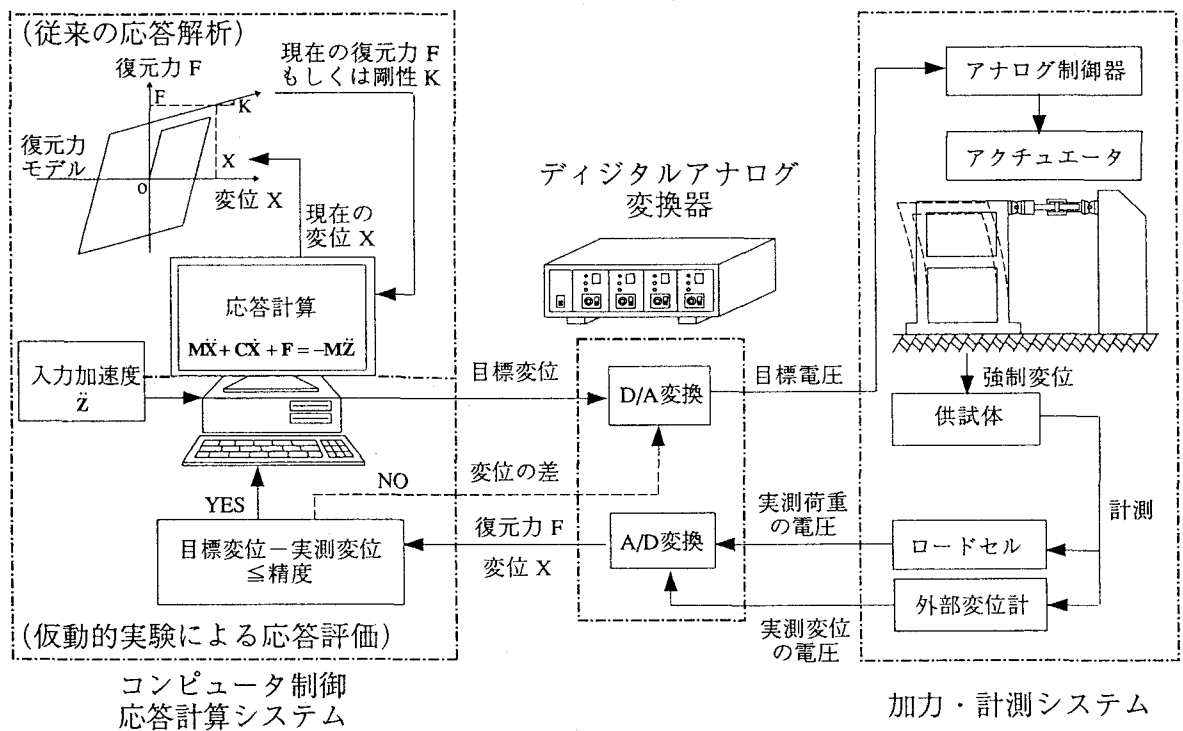


図3.2.3 仮動的実験 (ハイブリッド実験) の手順

以上の静的繰り返し載荷実験、振動台実験および仮動的実験とを各項目で比較してま
 とめると表3.2.1のようになる。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
 も優れている。ただし、振動台といった特殊な載荷装置の必要性、複雑な入力加速度波形
 を再現するには高速な制御・データ処理を必要とし高度な技術の結集であるがための装置
 のコスト高、振動台自身の載荷能力等の制約条件により、振動台実験は絶対唯一の手法に
 はなり得ない。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種々な

強度パラメータから規定する必要があるため、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、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建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。

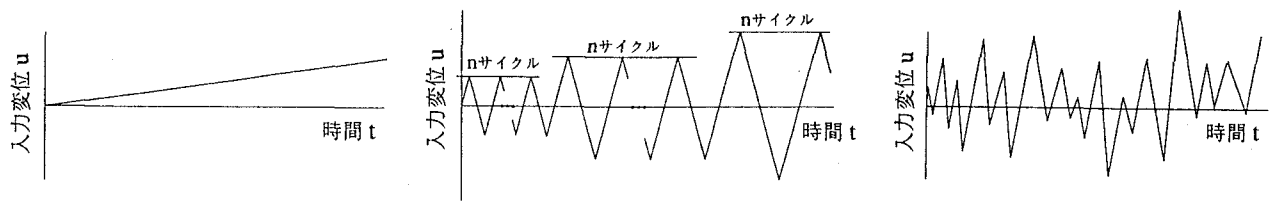
表3.2.1 各種載荷実験の特徴の比較

	静的繰り返し載荷実験	ハイブリッド地震応答実験	振動台実験
試験供試体	大規模な部材や構造物も試験可能。		振動台の性能に応じた小規模な構造模型。
試験機および周辺機器	高精度加力装置, 自動計測・制御装置, 演算用小型コンピューター		振動台, 計測用小型ピックアップ
載荷モード	既定の載荷経路にそって静的に載荷。構造物の動的挙動は全く考慮されず。	構造物の復元力のみを試験。慣性力, 減衰力はコンピューター内の演算で処理。載荷速度はリアルタイム以下。	構造力の慣性力, 復元力, 減衰力の全てにわたって, 実際に試験可能。ただし, 縮尺モデルの場合は, 縮尺時間を用いる。載荷速度はリアルタイム以上。
載荷過程の観測	クラック, 降伏, 極限耐力など詳細な観測可能。	載荷速度が低ければ, 部材, 構造物の詳細な観測可能。	高速度載荷のため, 破壊過程の詳細な観測は困難。
結果の評価	部材や構造物の耐力と変形性能の評価可能。しかし地震応答との関係は不明確。	部材, 構造物の弾塑性挙動と地震応答を同時に評価可能。ただし, 結果の信頼性はシステムの精度に依存。	耐力, 変形性能と地震応答とを全て包含する。しかし縮小模型と実構造物の相似性を検討する必要あり。

3.2.2 載荷実験における載荷プログラム

まず、静的載荷実験における載荷プログラムについて述べる。一般に、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。従って、次の3点の設定が必要であると思われる：(a) 荷重履歴の設定、(b) 荷重繰り返し回数の設定、(c) 載荷速度の設定。このような静的載荷実験では、一方向に単調に載荷する単調載荷の他、一定振幅の三角波（定速度）を数サイクル繰り返し、段階的にその振幅を増加・減少させる定常繰り返し載荷、また、あらかじめまず模擬的な地震時応答を設定し、これにしたがって準静的に繰り返し加力を行う非定常繰り返し載荷がある（図3.2.4参照）。

構造物の極限状態、つまり最大耐荷力および塑性変形能力を評価する上では、単調載荷プログラムで十分である。また、極めて大きな外力が一時に構造物に加えられる場合の構造物の応答性状もこれに非常に類似しているため、もっとも基本的な載荷方式と考えられる。しかし、実構造物の応答性状の多様性から、何らかの繰り返し載荷プログラムも必要



(a) 単調漸増波形

(b) 一定振幅／段階的漸増波形

(c) 非定常波形

図3.2.4 静的載荷実験に用いる一般的荷重履歴の一例

とされる。例えば、構造物の非線形応答の算定に対する有益な手法である等価線形化手法、現行の構造物の耐震設計の基本となっているエネルギー一定則に基づく地震荷重の低減など、これらの適用限界を知る上でも構造物の安定した履歴特性が得られる限界変形量を繰り返し載荷プログラムにより算定することは非常に重要である。また、局所的に大ひずみを繰り返し受けることにより問題となる低サイクル疲労強度等を検討する載荷プログラムも必要であると考えられる。

これまでの載荷プログラムは、載荷速度に関しては影響がない程にゆっくりで準静的加力を基本としていた。これは、加力装置の性能上の制約によることが多く、従来から用いられている手動式油圧ジャッキを利用する場合にほかならない。しかし、電気油圧サーボ式加振機の出現で、また、計測の自動化にも助けられ高速載荷実験が容易になってきた。一般に、構造材料は、時間依存特性として載荷速度（変形速度）に依存した強度特性を有する。したがって、構造物の復元力特性も載荷速度に依存し、準静的載荷実験により求められた最大耐荷力は、必ずしも地震時に保有する構造物の最大耐荷力を再現しているものでない。振動台実験のような動的な載荷プログラムでは自ずと動特性は考慮されるが、静的載荷実験および仮動的実験では、何らかの補正が必要とされる。ただし、一般的に、変形速度の増加にともない復元力は増加する傾向にあるため、静的載荷実験および仮動的載荷実験では基本的に安全側の評価をすると考えられ現在に至っている。

以上のようなことを踏まえると、鋼構造物の多様性に対処するにはシステムティックな載荷プログラムを構築し、統一した評価が行えるような基礎づくりが今後必要であると考えられる。一例として、以下のようなものが考えられる。

1. 単調載荷プログラム（その1） : 最大耐荷力および変形能、2次塑性勾配、耐荷力劣化度の評価
2. 繰り返し載荷プログラム（その1） : 両振りの一定振幅・漸増振幅入力により履歴安定限の評価（最大許容振幅の設定）
3. 繰り返し載荷プログラム（その2） : 片振りの一定振幅・漸増振幅入力により履歴安定限の評価（任意変形時における最大許容振幅の設定）
4. 繰り返し載荷プログラム（その3） : 一定振幅入力により低サイクル疲労強度の評価

また、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設定のみである。構造物の基本的な振動特性を知るためには、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weep振動実験を行う必要がある。これらにより構造物モデルの固有周期、剛性などの諸量が設定値通りであるかを確認し、この後、極限性状を調べる目的で、観測された各種加速度波形もしくは模擬地震動の加速度波形を用い、適宜構造物の弾塑性応答を算定し、耐震安全性を検討すれば良いと考えられる。ここでは、実構造物を対象としたものであれば建設を予定される地域の地盤特性を十分把握した上で、入力波形を設定できると考えられる。一方では、仮動的実験および振動台実験結果は応答そのものであるため、結果的に入力波形に対して構造物が破壊に至らなかったか、まだ健全であるかどうかなどを検討できるのみであり、一般的な結論を得難い。したがって、仮動的実験などのように載荷実験システムに含まれる不確定要因（治具間の摩擦、構造物の境界条件の精度）および構造物の動特性（載荷速度が復元力特性に及ぼす影響）が誤差として応答を歪める要因となることがわかっているため、システム検証のためにも前述の各種弾性試験を本試験に先だって行うことを是非推奨されるべきであると考えられる。

3.2.3 対象構造物と荷重組み合わせ

構造物の耐震性を検討する目的で載荷実験を行う際、実験スペースおよび加振機などの制約で、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、コンクリート構造物のような強度および変形能に及ぼす寸法効果を検討する必要はない。したがって、このような小型モデルに対する載荷実験では、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、つまり幾何学的な諸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。これに反して、構造物の動特性は次元解析にしたがって、相似則を満足させる必要があり、実構造物の応答と小型モデルの応答の相関に注意を払うべきである。特に、非弾性域での材料特性に対しても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ことで、もしくは重力の効果を見捨てることで物理モデルの妥当性を示してきた。

一方では、構造物の使用限界・終局限界が耐震設計に係わらず一般の構造設計に重要である。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可能である。この中で、構造物の耐震健全性を評価する上では、構造物全体系での限界状態に着目すればよい。なぜなら、各部材の強度・変形能特性の集積が全体系のそれとなり、主部材である限り、その荷重変形特性が構造全体の荷重変形特性を決定づける。このような観点から、あらかじめ崩壊すると考える部材もしくは断面が特定できれば、その部位のみに対して載荷実験を行いさえすれ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的なアプローチを取り上げ、仮動的実験に組み込めば、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^{2)・3)}。

3. 3 載荷実験結果の評価

3.3.1 断面の挙動

建築構造設計^{4), 5)} にみられるような厚肉断面を有する部材設計の思想では、塑性設計を行うに十分な部材変形能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にあらかじめ幅厚比・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鋼構造物には、補剛薄肉閉断面の箱型断面・円形断面が用いられている。このような断面構成板要素には早期に局部座屈が発生する。したがって、断面の挙動とは言うものの、局部崩壊も考慮するため部材軸方向に有限な長さを有する短はり一柱セグメントの一定軸力下の荷重－変形関係、つまり平均曲げモーメント－平均曲率関係が対象となる（図3.3.1参照）。一般に、断面形を維持することを目的とし、部材軸方向には一定間隔で横補剛材（ダイヤフラム）が配置されているため、このような1ブロックを1ユニットとして断面挙動の対象と考えるのが妥当であると思われる。

このような要素の挙動を支配するものとしては、まず、断面内で圧縮力を受ける薄板要素の局部座屈性状が上げられる。一般に、薄板で集成された断面であるため、断面内で不静定構造がとまっているとあって過言ではないが、しかし、断面内で連成したこの局部座屈が、断面の強度を規定し、強いては部材の強度・変形性能を左右することとなる。このようなセグメントに対する載荷実験は、断面設計に有益な局部座屈性状と強度・変形性能に関する情報を提供することを目的として行われる。

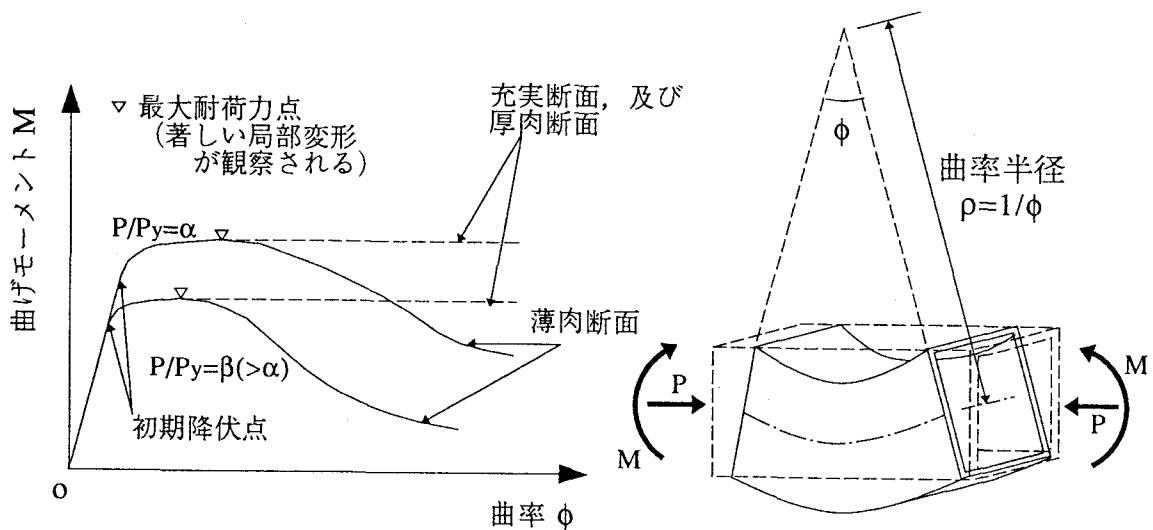


図3.3.1 薄板集成断面の荷重－変形関係

一般に、箱型断面では、図3.3.2 に示すような圧縮を受けるフランジ板に凹状の板座屈が部材中央部に生じ、フランジ幅とほぼ同等の半波長で部材軸方向に局部変形がおよぶ。また、補剛材の剛度比が必要十分に大きければ（弾性座屈に対する必要剛比の約3倍程度）、縦補剛材を節とし数半波の座屈波形が部材軸直角方向の断面内に生じる。しかし、部材軸

方向の座屈波形は補剛材間距離程度で、局部変形は一部に集中することとなる。また、このように、はじめにフランジ板に生じた座屈波形は、ウェブ板へと移り、セグメント全体の縮みが生じるに至って最大耐荷力に達するものと考えられる。

一方、円形断面の場合には、図3.3.3に示すように横補剛材（ダイヤフラム）の近傍で外に凸状の座屈波形が断面内圧縮応力の最大箇所で生じる。これは、箱型断面のコーナー部のような断面形保持に貢献するような部位がなく、外力に対して断面形が変化しやすいため、ダイヤフラム等で断面形を維持しようとする2次元的な応力の発生につながりその部分にて局部座屈を生じやすくなるからである。一般に、部材軸方向の座屈波長は断面の径と比して比較的小さく、一部に集中する。これは、箱型断面のように、一時に同程度の応力を受ける部分（両フランジ板）が断面内の大部分を占めるのに対して（一般的には、経済的な断面設計となる）、円形断面では、最外縁のみがはじめに降伏応力に達し徐々に円周方向に塑性域が広がっていくためと考えられる。また、縦補剛材を有しない円形断面の場合、反復荷重を受けると、座屈波形は円周方向に伝播しやすく、最大耐荷力点に達した後の耐力低下が著しい。しかし、適切な縦補剛材の配置で、座屈波形の円周方向伝播は抑えられ、円形断面の有利さが十分活用された断面設計が行えると考えられる。

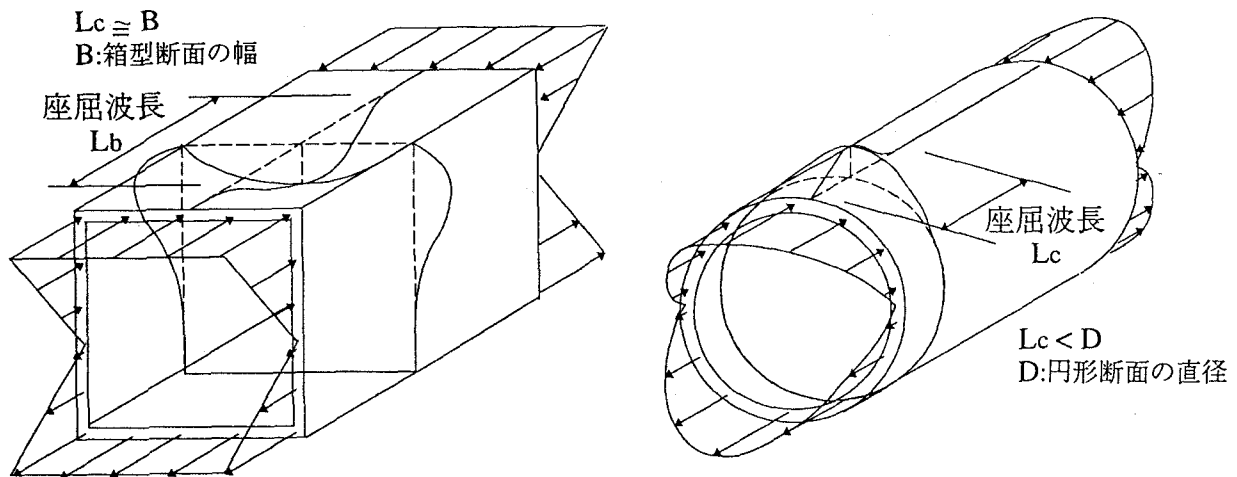


図3.3.2 箱型断面セグメントの座屈波形 図3.3.3 円形断面セグメントの座屈波形

一例として、種々な断面形状を有する短はり一柱セグメントの強度と変形性能を比較検討した文献〔6〕の成果の概要を以下に示す。ここでは、局部安定性に対して少なくとも降伏強度を保証する平板およびシェルの最大座屈パラメータを設定し、全体座屈に対しても細長比パラメータを一定に保つことで比較条件の統一を行っている。また、弾性設計条件を統一するため、断面積および弾性断面係数を等しくしている。なお、局部座屈照査は、道路橋示方書⁷⁾で定められている強度式に基づく。このような思想で設計された図-3.3.4に示すような比較断面に対して軸圧縮力を $P/P_y=0.2$ で一定に保ちつつ、単調に様な曲げ変形を与えた。この時の曲げモーメント-平均曲率関係および平均縮み-平均曲率関係を図3.3.5および図3.3.6に示す。ただし、曲げモーメント M は初期降伏曲げモーメント M_y 、曲率 ϕ は初期降伏曲率 ϕ_y によってそれぞれ無次元化されている。これらの結果より以下のような特徴がわかる：① $M-\phi$ 曲線は、 ϕ/ϕ_y が1程度までは、ほぼ線形的な弾性挙動

を示し、それを越えると弾塑性状態に移行し非線形性が強くなり、かなり剛性の低下がみられる；②弾塑性状態がある程度存続した後、最大耐荷力点に達する。断面形状の違いによりピークを生じる位置が異なり、さらに耐力レベルも異なる；③最大耐荷力点以降、変形の増加とともに耐力は低下し始める。ここで、顕著な相違点は、断面形状の違いによって耐力低下の度合いが異なることである。また、無補剛断面の変形能を比べる目的で、最大耐荷力に対応する曲率 ϕ/ϕ_y の値を比較してみると、Aタイプ < Bタイプ < Cタイプという順で大きくなった。一方、補剛材を配した Aribタイプでは非常に大きな曲げ変形に対しても耐力低下は見られないことがわかる。これらの強度と変形性能の比較結果を繰り返し載荷実験結果と合わせて図3.3.7に示す。

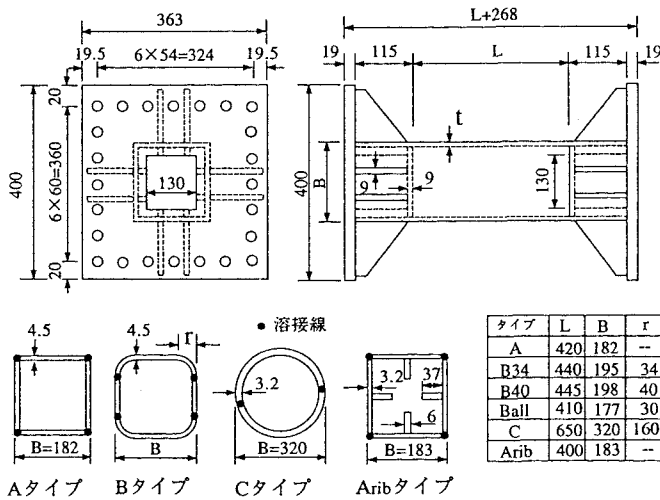


図3.3.4 比較モデルの形状および寸法(単位:mm)

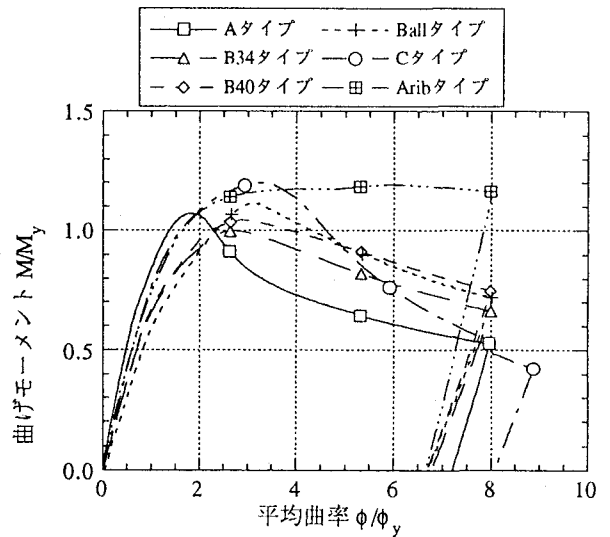


図3.3.5 曲げモーメントー曲率曲線

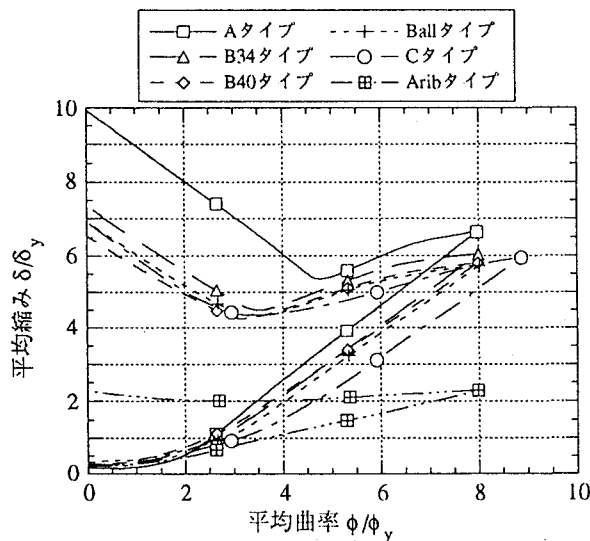


図3.3.6 縮みー曲率曲線

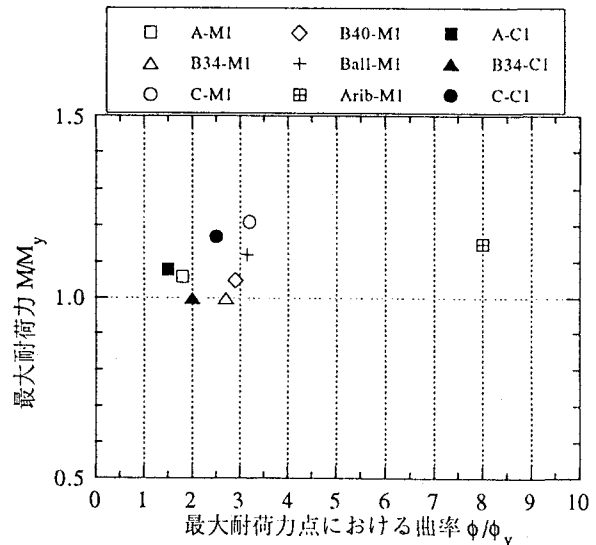


図3.3.7 強度と変形性能の比較結果

3.3.2 部材・構造物の挙動

構造物の設計を行う場合、耐用期間中には作用する頻度が極めて小さいが、作用すると

その影響が非常に大きい偶発荷重、例えば強震時の地震の影響・暴風時の風荷重・衝突荷重などによる構造物の安全性に注意を払う必要がある。一般に、作用時の構造物の安全性および作用後に要求される構造物の使用性に基づいて設計がなされるべきで、この安全性・使用性を、構造物の動的極限性状に基づいて検討すればよいこととなる。しかし、このような偶発荷重に対して最大耐荷力のみに基づく終局限界状態設計では、不経済な設計となることが多く、強度および変形性能（塑性変形能）の両側面から限界状態を設定し、つまりエネルギー観点から構造物の安全性を検討する必要があると思われる。一般に、弾性応答と弾塑性応答はエネルギー一定則もしくは最大応答変位一定則で関係づけられることがわかっている。その一例として、エネルギー一定則に基づいて構造物の保有する耐力とそこで要求される変形性能の関係を図3.3.8に示す。

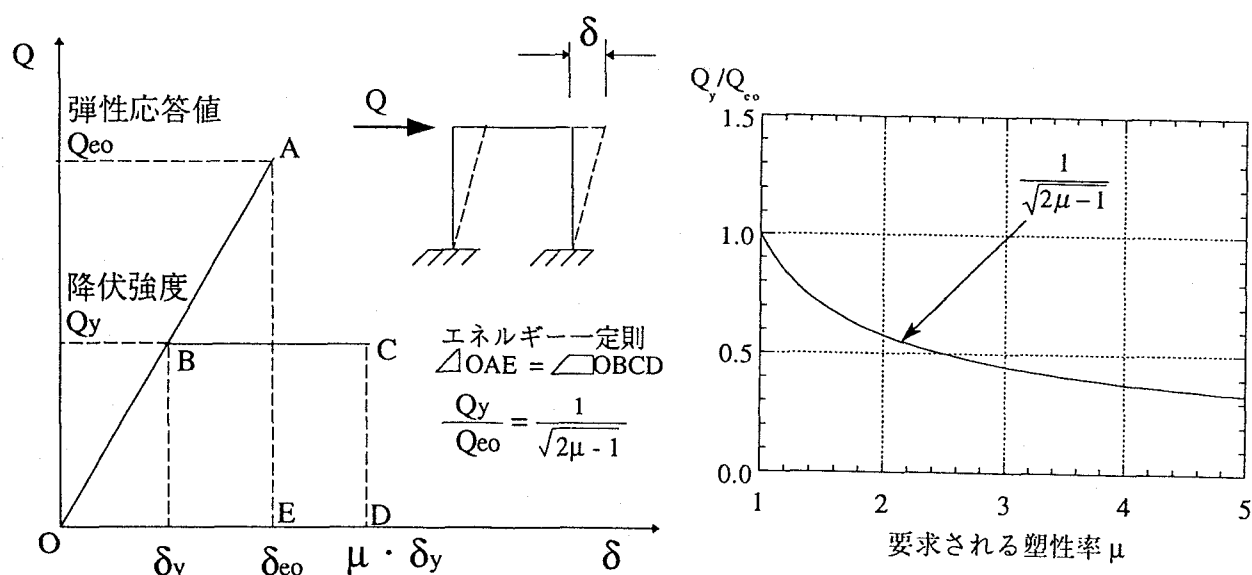


図3.3.8 エネルギー一定則に基づく耐力と要求される変形性能の相関

このように弾性応答と弾塑性応答を関連付けるとしても、構造物の地震時の応答・破壊を決定づけるものは、図3.3.8で示した完全弾塑性型復元力特性に見られるような構造物自身の変位-復元力関係であり、応答変位の許容限界は、構造物の終局限界状態によって決定される。ここで、構造物の終局限界状態とは、構造物または構造要素が破壊したり、大変形・大变位等を起こし機能や安定性を失う状態であり、一般に、構造物の荷重-変形曲線の劣化開始点以降の状態と対応する。一般に、静定系構造物の荷重-変形特性を構造物レベルおよび構造要素レベルで比較してみると、いずれか最も限界に近い部材の荷重-変形特性が構造物全体の荷重-変形特性として表れ、構造物の最大耐荷力および変形能が部材レベルのそれらを上回る事はないことがわかる（図3.3.9参照）⁸⁾。一方、不静定構造物では、個々の構造要素の連鎖的崩壊によって、構造全体系の剛性が徐々に低下し、最終的には崩壊メカニズムの発生とともに全体系の破壊が生じ、最大耐荷力および変形能は、種々な条件によって決定され、それらが部材レベルの強度・変形能を上回る/下回る等、統一的な結果は得られないと考えられる。

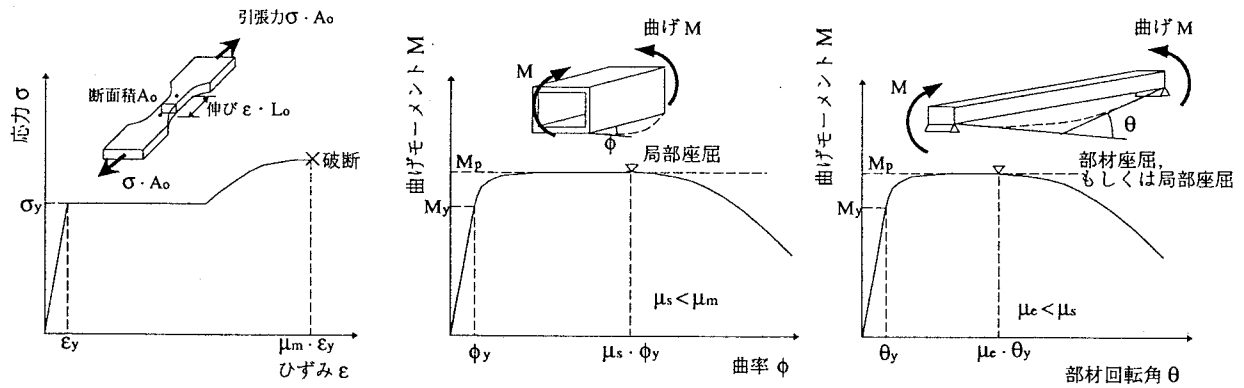


図3.3.9 材料-断面-部材レベルでの変形能の大小比較

一例として、小型長方形ラーメンの弾塑性安定性状および鉄骨ラーメンの変形性能に及ぼす局部座屈の影響に関する研究成果を示す。図3.3.10には、柱頭に一定の鉛直荷重 P のもとで、単調な水平荷重 H を受ける門形骨組の弾塑性性状を示す⁹⁾。はり剛比 k 、柱長-断面2次半径比 h/i および軸力比 $\mu = P/P_c$ (P_c : 弾塑性座屈荷重) をパラメータとしているが、細長比および軸力比が大きいほど、最大耐荷力点以後の劣化勾配が大きくなっていることがわかる。この劣化勾配は、ひずみ硬化による耐荷力の上昇と $P-\Delta$ 効果による劣化との兼ね合いで決まる。次に、図3.3.11には、柱頭に柱の中心圧縮耐荷力の30%の荷重およびはり中央に一定の鉛直荷重 W を加え、漸増または正負繰り返しの水平力 H を与えたときのH形鋼の門形ラーメンの変形性能に及ぼす柱材の局部座屈の影響を示す¹⁰⁾。幅厚比が大きくなるにつれて、著しい耐力低下を生じることがわかる。

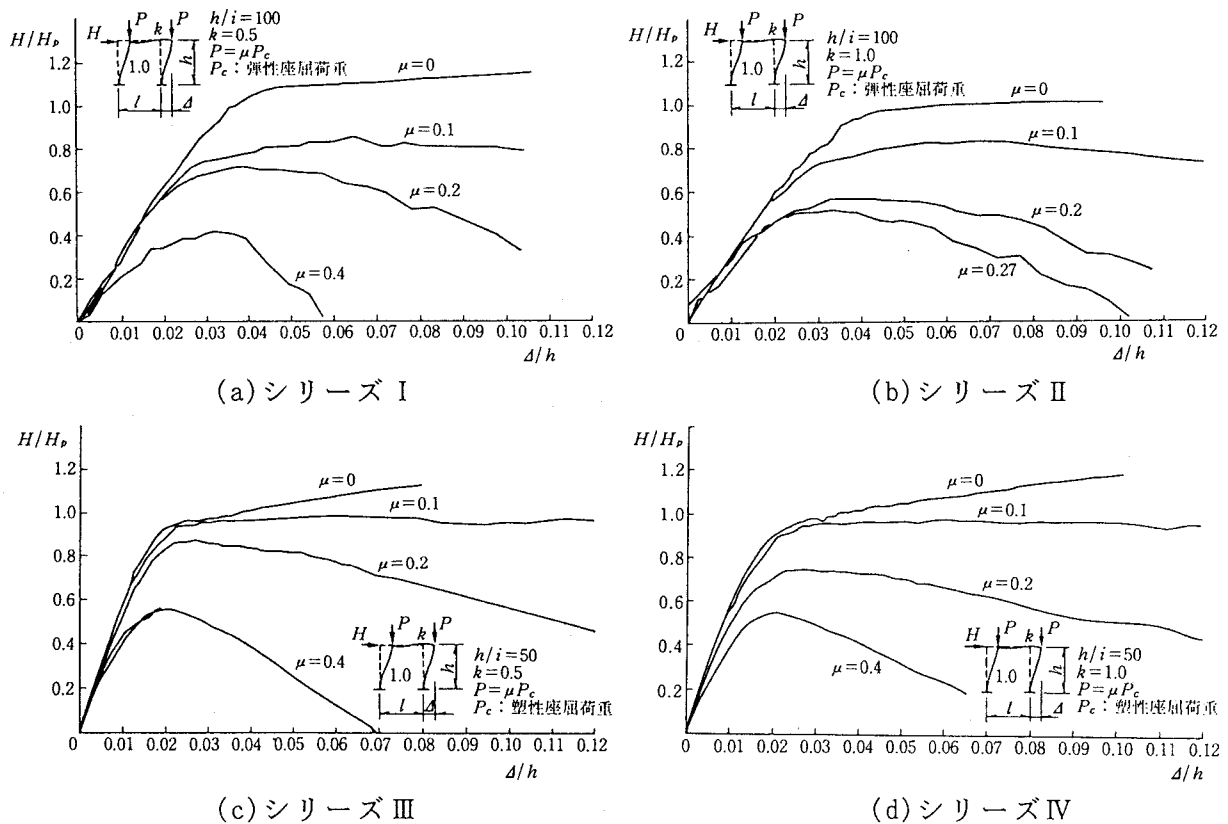
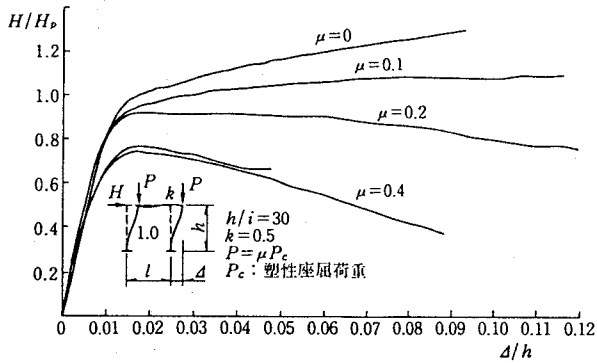
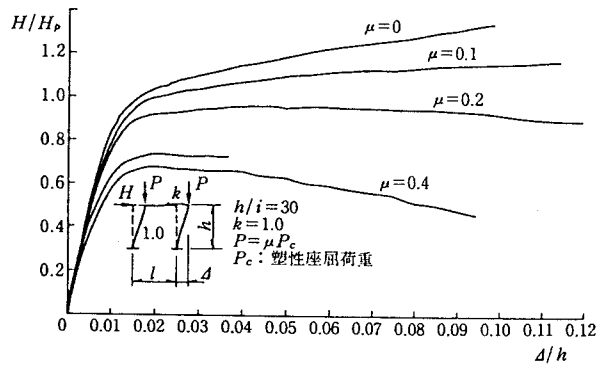


図3.3.10 小型長方形ラーメンの弾塑性安定性状 (水平力-水平変位関係)



(e) シリーズ V

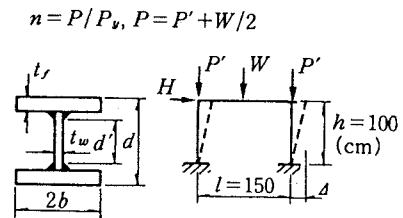


(f) シリーズ VI

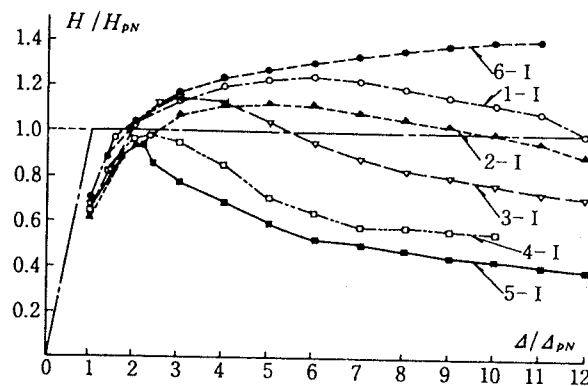
図3.3.10 小型長方形ラーメンの弾塑性安定性状 (つづき)

	フランジ		ウェブ		供試体	柱	はり
	b/t_f	d'/t_w	d'/t_w	d'/t_w			
1-I	8.5	25.8	30.8		1	BH-100×100×3.2×6	H-100×100×6×8
2-I	8.5	36.0	40.6		2	BH-135×100×3.2×6	"
3-I	11.1	27.4	32.3		3	BH-100×100×3.2×4.5	"
4-I	15.1	28.5	32.6		4	BH-100×100×3.2×3.2	"
5-I	15.9	39.2	43.5		5	BH-135×100×3.2×3.2	"
6-I	5.2	12.3	17.6		6	BH-100×100×6×9	"

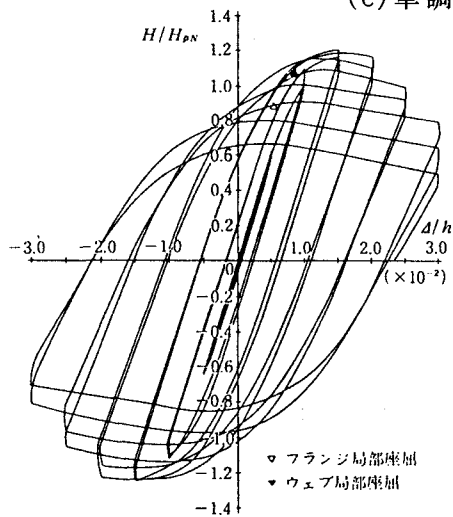
(a) 供試体の断面と加力方法



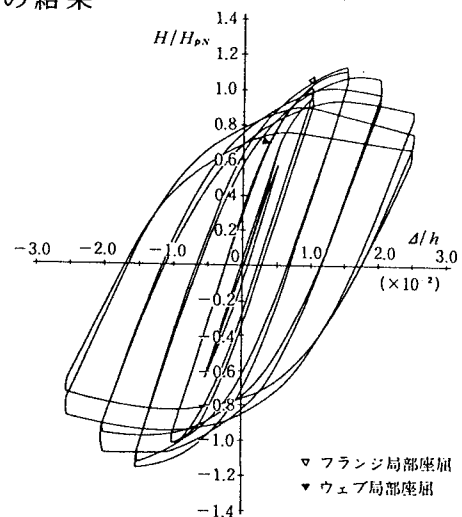
(b) 供試体の寸法 (単位mm)



(c) 単調荷重実験の結果

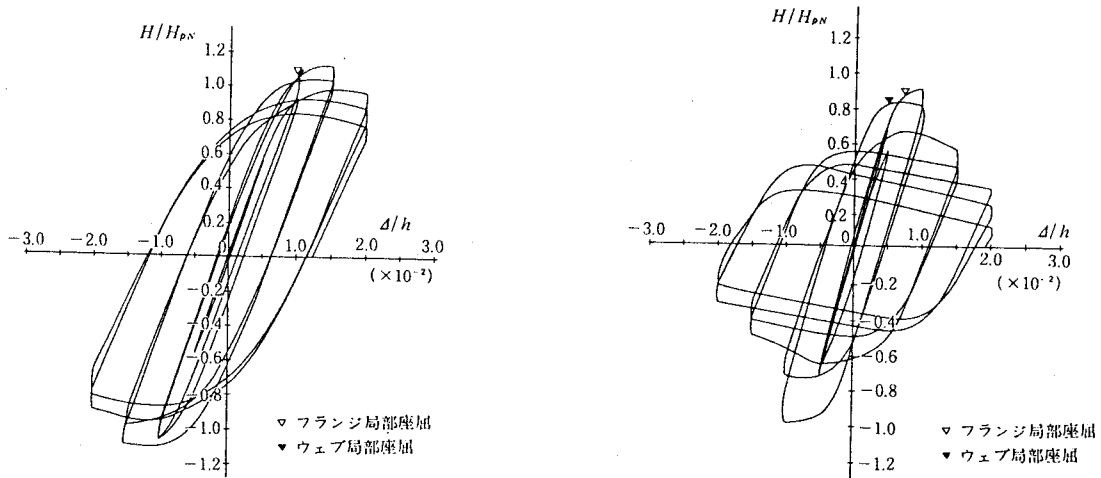


(d) 繰り返し荷重実験の結果 (1-II)



(e) 繰り返し荷重実験の結果 (2-II)

図3.3.11 鉄骨ラーメンの変形性能に及ぼす局部座屈の影響 (水平力-水平変位関係)



(f) 繰り返し載荷実験の結果 (3-II) (g) 繰り返し載荷実験の結果 (4-II)

図3.3.11 鉄骨ラーメンの変形性能に及ぼす局部座屈の影響 (つづき)

なお、文献 [11] には各種鉄骨構造の弾塑性性状に関する実験資料が掲載されているので参照されたい。

このように、構造物全体系の挙動、強いては強度と靱性は、当然のことながら局部的な変形を考慮した断面としての挙動、さらには不等な断面力分布を考慮した部材としての挙動によって大きく影響される。さらに、断面・部材レベルでは考えられなかった特性として、構造物全体からみた部材配置、部材間の接合状況あるいはそれら間の力学的関連が並列／直列なのかの区別、静定・不静定の区別、また、構造全体系での幾何学的性質・荷重伝達効果、軸圧縮力などの存在による不安定化 (P-Δ効果) の影響を新たに考慮すべきとなる。

したがって、構造物の終局限界状態設計では、構造の区分を考えることが、非常に有益であると考えられる。すなわち、断面・部材としての特性である板要素の幅厚比区分と部材・全体系としての特性である細長比区分の組み合わせによって構造区分を決定し、局部的変形と全体的変形の相関とエネルギー吸収能力、あるいはダクティリティが判断でき、塑性域まで考慮できるのかどうか、いいかえれば、地震に対する保有耐力など、構造物レベルの荷重-変形関係を簡易的に予測できるようにすることである。文献 [2] で規定されている構造区分の一例を、図3.3.12に示す断面に対して表3.3.1に示す。ここで、骨組構造物の構造区分 S-I ~ IV は、部材断面の板要素の区分 P-I ~ IV および部材の細長さ区分 L-I ~ IV に基づき決定される。また、接合部に関しては、その耐力が少なくとも部材の耐力を30%程度上回らなければならないとしている。さらに、主体骨組みの一部もしくは全体がトラス形式をなしているものに対しては構造区分 S-IV を対応させている。

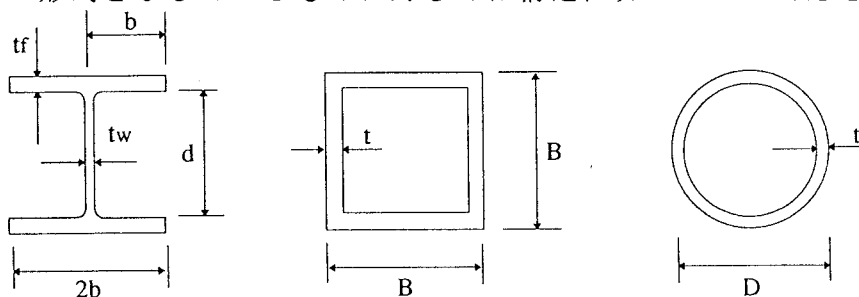


図3.3.12 各断面の板要素の寸法

表3.3.1 板要素の幅厚比区分

	P-I	P-II	P-III	P-IV
(i) H形断面ばり	$\frac{(b/t_f)^2}{(20/\sqrt{F_{yf}})^2} + \frac{(d/t_w)^2}{(127/\sqrt{F_{yw}})^2} \leq 1$	$\frac{(b/t_f)^2}{(21/\sqrt{F_{yf}})^2} + \frac{(d/t_w)^2}{(136/\sqrt{F_{yw}})^2} \leq 1$	$\frac{(b/t_f)^2}{(23/\sqrt{F_{yf}})^2} + \frac{(d/t_w)^2}{(148/\sqrt{F_{yw}})^2} \leq 1$	$17/\sqrt{F_{yf}} < b/t_f \leq 37/\sqrt{F_{yf}}$ $100/\sqrt{F_{yw}} < \frac{d}{t_w} \leq 276/\sqrt{F_{yw}}$
	ただし、 $d/t_w \leq 100/\sqrt{F_{yw}}$ とする。			
(ii) H形断面柱	$\frac{(b/t_f)^2}{(20/\sqrt{F_y})^2} + \frac{(d/t_w)^2}{(93/\sqrt{F_y})^2} \leq 1$	$\frac{(b/t_f)^2}{(21/\sqrt{F_y})^2} + \frac{(d/t_w)^2}{(99/\sqrt{F_y})^2} \leq 1$	$\frac{(b/t_f)^2}{(23/\sqrt{F_y})^2} + \frac{(d/t_w)^2}{(106/\sqrt{F_y})^2} \leq 1$	$17/\sqrt{F_y} < b/t_f \leq 37/\sqrt{F_y}$ $71/\sqrt{F_y} < d/t_w \leq 159/\sqrt{F_y}$
	ただし、 $d/t_w \leq 71/\sqrt{F_y}$ とする。			
(iii) 正方形中空断面ばり	熱間成形および溶接正方形中空断面	$\frac{B}{t} \leq \frac{63}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{B}{t} \leq \frac{75}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{B}{t} \leq \frac{92}{\sqrt{F_y}}$
	冷間成形正方形中空断面	$\frac{B}{t} \leq 30$	$\frac{B}{t} \leq 35$	$\frac{B}{t} \leq 43$
(iv) 正方形中空断面柱	熱間成形および溶接正方形中空断面	$\frac{B}{t} \leq \frac{50}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{B}{t} \leq \frac{61}{\sqrt{F_y}}$	$\frac{B}{t} \leq \frac{74}{\sqrt{F_y}}$
	冷間成形正方形中空断面	$\frac{B}{t} \leq 24$	$\frac{B}{t} \leq 28$	$\frac{B}{t} \leq 36$
(v) 冷間成形円形中空断面ばり	$\frac{D}{t} \leq 38$	$\frac{D}{t} \leq 56$	$\frac{D}{t} \leq 92$	$\frac{D}{t} \leq 92$
(vi) 冷間成形円形中空断面柱	$\frac{D}{t} \leq 36$	$\frac{D}{t} \leq 54$	$\frac{D}{t} \leq 90$	$\frac{D}{t} \leq 90$

(注意) F_y : 板要素の降伏強度 (tonf/cm²)
単位はcm.

【参考文献】

- [1]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.
- [2]Nakashima, M., Ishii, K., Kamagata, S., Tsutsumi, H. and Ando, K.: Feasibility of Pseudo Dynamic Test using Substructuring Techniques, Proc. of the 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol.4, 1988, pp.47-52.
- [3]Yamada, Y., Iemura, H., Tanzom W. and Endo, K.: Substructured Hybrid Loading of Structural Members under Combined Axial, Shear and Bending Loads, Proc of the 8th Japan Earthquake Engineering Symposium, Vol.2, 1990, pp.1503-1508.
- [4]日本建築学会：鋼構造限界状態設計基準（案）・同解説、1990.
- [5]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.
- [6]長谷川・播本・渡邊・杉浦：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.37A、1992、pp.133-142.
- [7]日本道路協会：道路橋示方書・同解説（I. 共通編、II. 鋼橋編）、1990.
- [8]Popov, E.P.: Seismic Behavior of Structural Subassemblages, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.107, No.ST7, 1980, pp.1451-1474.
- [9]若林・松井：鉄骨ラーメンの弾塑性安定に関する実験的研究（その1）、日本建築学会論文集、第192号、1972、pp.11-22.
- [10]松井・吉住：鉄骨ラーメンの変形能力に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集、1977、pp.1355-1356.
- [11]若林實：耐震構造－建物の耐震性能－、森北出版、1981.

3. 4 限界状態の設定

3.4.1 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) 地震動に関する情報のみで定義できる指標

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。

(2) 地震動と特定構造物の情報から定義される指標

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。

(3) 構造物に関する情報のみで定義される指標

被害後に外観を観察したり、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。

まず、(1)の地震動特性に関する情報のみで定義できる指標について述べる。

(a) 地震動の最大加速度・最大速度・最大変位

時刻歴波形の最大値（図3.4.1）から構造物の損傷度を予測する考え方は古くからある。地震動の最大加速度は、地震動の強さを表すのによく用いられてきたが、近年では構造物の被害との相関性の弱さが指摘されている。むしろ最大速度のほうが損傷と相関が強いといわれている。慣性力の影響が小さい地中埋設管などに対しては、最大変位である程度損傷を予測することが可能である。

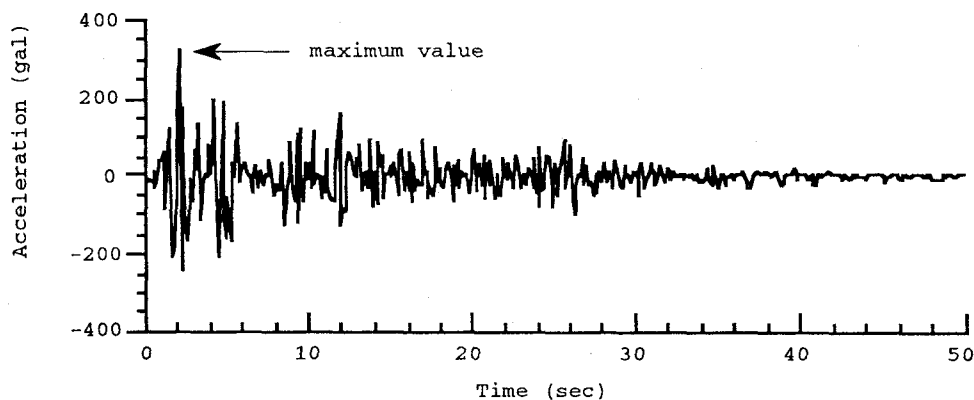


図3.4.1 地震動の最大値

(b) 特性強度

Park, Ang and Wenら¹⁾は、地震強度の指標として特性強度(Characteristic Intensity, I_c)を次式で提案している。

$$I_c = A_{rms}^{1.5} t_0^{0.5} \quad (3.4.1)$$

ここに、 A_{rms} ：入力地震加速度の自乗平均、 t_0 ：地震動の継続時間、である。

これは後述するダメージインデックスとの相関性のよさから決められたもので、実地震を

対象としたものではない。この指標は、地震動の継続時間を評価しているのが特徴である。地震動の継続時間が構造物の応答に与える影響に関しては、他に文献2)などがある。

(c) スペクトル強度

Housner³⁾は、地震動強度の指標として、スペクトル強度(Spectral Int ensity, SI)を提案した。

$$SI(h) = \int_{0.1}^{2.5} S_v(h, T) dT \tag{3.4.2}$$

ただし、 h ：減衰定数、 T ：構造物の固有周期、 S_v ：速度応答スペクトルである。概念的には、図3.4.2に示す速度応答スペクトルの斜線部分の面積で表される。ここで、減衰定数 $h=0$ とすると、 SI は地震動の継続時間も多少評価することができる³⁾。

また、 SI として $h=0.02$ に対する速度応答スペクトルの0.1秒から2.5秒までの平均値をとるという考え方もある⁴⁾。

SI は地震動が与えられたとき、ある地域全体で構造物に被害があるかどうかを評価するために適した指標である。特定構造物の損傷を評価する場合には適さない。

(d) 応答スペクトル

既存構造物を対象とした場合など、対象構造物が決まっている際には、 SI の0.1秒から2.5秒という固有周期帯域について再考する必要がある。例えば対象の構造特性が $T=0.5$ 秒、 $h=0.02$ というように明確に与えられている場合、 SI のように積分を行わなくても、それに対応する応答スペクトル値で比較することができる。しかし、線形応答を基礎としているため、損傷と直接結び付けるのは困難である。

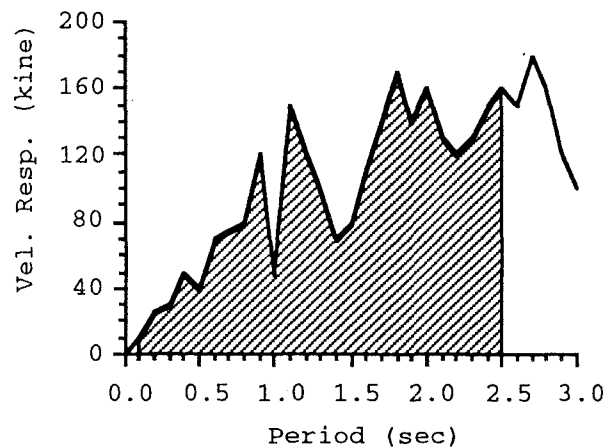


図3.4.2 速度応答スペクトルとSI

次に(2)の地震動特性とともに構造物特性も考慮した指標について述べる。

(e) 最大塑性変形および累積塑性変形

前記(d)の応答スペクトルが線形応答を基礎としていたのに比べ、次式で表される最大塑性変形（ダクティリティ）は、非線形応答を示す構造物に対しても計算される。

$$\mu = \frac{\delta_m}{\delta_y} \tag{3.4.3}$$

ただし、 δ_m ：最大応答変位、 δ_y ：降伏変位である。

最大変形量は、地震後に推定できる場合も多く、実験のみならず実際の地震による損傷も評価しやすいのが特長である。しかし疲労問題のように、小変形による繰り返し载荷による損傷を的確に評価することはできない。また、ある基準値に達しても、構造物の持つ

ねばりのため、すぐに破壊に至るとは考え難い。そのため、塑性変形量の累積値で損傷を評価する方法もある⁵⁾。鋼構造物に対して、累積塑性変形量がある一定値を超えると破壊するという考え方は、実験などで詳しく検討されている。累積塑性変形量には、過去に構造物が受けた荷重の大きさとその回数の影響が含まれており、これは次の項で述べるエネルギー吸収量とも関連が深い。

(f) エネルギー吸収量

地震によって構造物へ入力されるエネルギー量 E 、履歴復元力によって吸収される履歴エネルギー吸収量 W_H 、あるいはその比 W_H / E で損傷を評価する試みは数多い^{6),7),8)}。

履歴エネルギー吸収量は、履歴曲線の囲む面積（図3.4.3）から求められる。既往の研究によってエネルギー吸収量は、構造物の損傷をよく表すと報告されているが、定量的な評価基準の提案にまでは至っていない。実験を積み重ねていけば、 $\sum W_H > W_{H,limit}$ などの破壊基準を設けることの可能性は高い。

(g) ダメージインデックス

前記(e)の最大塑性変形では、繰り返し荷重による損傷を評価しにくく、(f)に示したエネルギー吸収量では、大変形による損傷を評価しにくい。そこで、エネルギー吸収による損傷と大変形による損傷を重ね合わせた指標が提案された。代表的なものとして、Park, Ang and Wenら¹⁾は、RC構造物の損傷度を表す指標として、以下に示す「ダメージインデックス」を提案した。

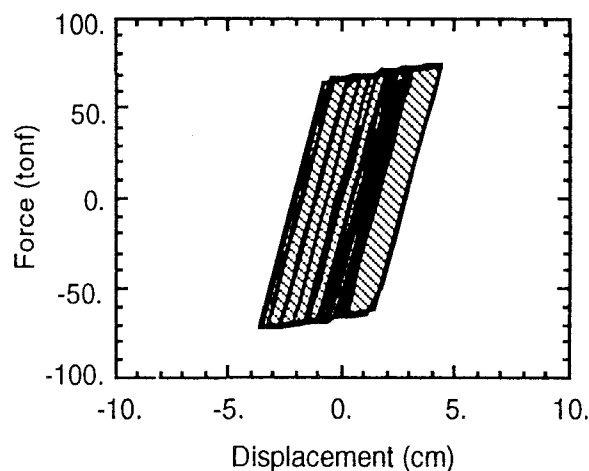


図3.4.3 履歴曲線と履歴吸収エネルギー量

$$D = \frac{\delta_m}{\delta_u} + \frac{\beta}{P_y \delta_u} \int dE \quad (3.4.4)$$

ここに、 δ_m ：最大応答変位、 δ_u ：単一方向荷重による終局変形能、 P_y ：降伏強度、 β ：正の定数、 $\int dE$ ：履歴エネルギー吸収量。

$D \geq 1.0$ は破壊または全体的な損傷を意味する。また、 β の決定方法としては、数多くの実験結果から回帰分析によって推定式を導いている。

(3.4.4)式において、右辺第1項は最大応答変位によって受ける損傷を、右辺第2項は部材が繰り返し荷重下で履歴エネルギーを吸収することによって受ける損傷を表している。第1項は構造物が大変形をおこす時に値が急増し、小変形が続く時には値はあまり変化しないため、階段状の時刻歴を示す。それに対して第2項は履歴エネルギー吸収量に比例するため、応答につれて徐々に増加する。

この指標の欠点は、係数 β の決定に理論的根拠が乏しく、多数の実験結果等から求めるしかないことや、破壊形式までは評価できない点が挙げられる。

同様の指標として、ダメージファンクション(Damage Function)⁹⁾などが挙げられる。

次に、(3)の構造物に関する情報のみで定義する指標について述べる。

(h) 外観

建設省が取りまとめた構造物の震災復旧マニュアル（案）¹⁰⁾をはじめとして、構造物の維持・管理のマニュアルには、目視によって損傷度をランク付けるものが多い。ひび割れや破損の状況など数値化しにくい情報が多いのが欠点であるが、地震後の緊急時には最も重要な情報である。

(i) 剛性・固有振動数の変化

地震前後における剛性の劣化^{11),12)}や固有振動数の変化^{13),14)}から、構造物全体の損傷度を判断するものである。地震による被害を受ける前の剛性や固有振動数が既知であり、それらの劣化の度合と構造物の損傷度との関係が明確であるという前提条件が必要である。

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。

3.4.2 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。土木学会の鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会では、検討すべき限界状態として、終局限界状態、使用限界状態、および疲労限界状態の3つを挙げている¹⁵⁾。それによると、終局限界状態は最大耐荷力（断面破壊・安定・崩壊メカニズム等）に関する限界状態、使用限界状態は通常の使用または耐久性（変形・ひびわれ・損傷・振動等）に関する限界状態、疲労限界状態はくり返し荷重による疲労破壊に関する限界状態と規定されている。

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、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次の2種類の照査が必要である。

(a) 最大耐荷力

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部材の最大耐荷力を超えると終

局限界状態となる。この限界状態は、主に力学的条件によって決定される。

(b) 最大許容変位

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。

終局限界状態あるいは使用限界状態に対して、それぞれ適切な値を設定することが重要であり、本報告書の各章で述べられているように、そのための検討が各研究機関で解析的・実験的に行われている。

参考文献

- 1) Y. J. Park, 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.
- 2) K. Hirao, T. Sawada, Y. Nariyuki and S. Sasada : The Effect of Frequency Characteristics and Duration of Input Earthquake Motion on the Energy Response of Structures, Proc. of JSCE, No. 386/I-8, pp. 165-174, Oct. 1987.
- 3) G. W. Housner : Behavior of Structures during Earthquakes, ASCE, Vol. 85, No. EM4, pp. 109-129, Oct. 1959.
- 4) T. Katayama, N. Sato, N. Ohbo, M. Kawasaka and K. Saito : Ground Shaking Severity Detector by use of Spectrum Intensity (SI), Proc. of the 7th Japan Earthquake Engineering Symposium, pp. 373-378, Dec. 1986.
- 5) 秋山宏：建築物の耐震極限設計，第2版，東京大学出版会，1987年9月。
- 6) H. Iemura : Hybrid Experiment on Earthquake Failure Criteria of Reinforced Concrete Structures, Proc. of 8th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. VI, pp. 103-110, July 1984.
- 7) 平尾潔・沢田勉・成行義文・笹田修司：履歴吸収エネルギーに注目した鋼箱型断面橋脚の損傷度評価に関する基礎的研究，土木学会論文集，第380号/I-7, pp. 429-437, 1987年4月。
- 8) K. Izuno, Y. Yamada and H. Iemura : Hybrid Experiments on Repaired RC Members considering Axial-Force Effects, Proc. of 9th World Conference on Earthquake Engineering, Vol. VII, pp. 365-370, Aug. 1988.
- 9) J. Stephens : A Damage Function Using Structural Response, Proc. of ASCE Convention, 1985.
- 10) 建設省：土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案），1986年。
- 11) 山田善一・家村浩和・伊津野和行・大本修：ハイブリッド実験による修復・補強RC部材の地震時剛性劣化過程，土木学会論文集，第386号/I-8, pp. 407-416, 1987年10月。
- 12) 西村昭・藤井学・宮本文穂・加賀山泰一：橋梁の損傷評価における力学的挙動の有効性，土木学会論文集，第380号/I-7, pp. 355-364, 1987年4月。
- 13) 金井清：地震工学，共立出版，p. 114, 1969年5月。
- 14) 西村昭彦：衝撃振動試験による基礎構造物の健全度診断，第8回日本地震工学シンポジウム論文集，Vol. 2, pp. 2163-2168, 1990年12月。
- 15) 鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会：鋼構造とコンクリート構造の限界状態設計法に関する共通の原則，土木学会論文集，第450号/I-20, pp. 13-20, 1992年7月。