

第 3 編 終局強度設計

1 構造設計論

1.1 概説

我国の現在の鋼構造物の設計法は、許容応力度を用いて安全性の照査を行う許容応力度設計法を基礎にしている。この設計法は、鋼構造物に作用する応力度と許容応力度とを比較して安全性の照査を行うものであり、そこでは、原則として不整のない構造物に対して微小変位理論を用いた構造解析が利用されている。種々の不整や非線形性の効果などが構造物の終局強度に及ぼす影響は本質的には構造解析で考慮すべき問題であるが、設計時の構造解析を簡単にするため不整や非線形性の影響を解析ではなく許容応力度の側にいれて評価し、安全性の確保を図っている。歴史的にみれば、構造解析のレベルと精度に限界があり、必ずしも十分に非線形構造解析が利用できなかった事情もある。しかしながら、構造解析の基礎理論及びそれを具体的に数値化するコンピュータの発達した現在、設計者に非線形構造解析を委ね、より合理的な設計方法を積極的に導入する事が考えられて良い。鋼構造物の規模や形態が従来の範疇から外れるような長大なつり橋や斜張橋、複雑なラーメンやアーチ構造物が造られるようになり、現行の設計基準では対応しきれず、ある種の修正を余儀なくされ、設計者が戸惑いを感じていることも事実である。ここでは、桁構造、トラス構造、ラーメン構造、アーチ構造、吊構造などの鋼骨組構造を対象に、前述のような、構造物の規模や形態が従来の設計基準の範囲を超える鋼構造物の終局強度設計について検討を加えることを研究の主な対象としている。

限界状態設計法で扱われている終局限界状態は多岐に亘っている。終局限界状態を支配する応力状態は、引張応力、圧縮応力、せん断応力あるいはそれらの組み合わせである。構造物の内部応力状態に注目しても、引張応力が主に作用している部分もあれば、圧縮応力が主に作用している部分もある。例えば、引張応力が作用している部分では、局所的な応力が終局限界状態を決定する要因となり、疲労やクラックが重要な問題となる。本編では、そのような局所的な応力状態については扱わず、鋼骨組構造物の全体的な崩壊に着目し、圧縮応力が支配的な構造物の座屈設計問題を主な対象としている。もちろん、座屈に対する検討のみが構造物の終局強度に対する検討ではないが、鋼構造物の場合、座屈設計については特別の配慮が必要である。したがって、ここでは終局限界状態の代表例である座屈問題を主として扱い、耐震・耐風などの動的な問題そのものに対する検討は主な対象から外した。

終局強度設計のうち座屈に対する設計は、非線形性の効果を考えることによってはじめて理解できる性質のものである。したがって、圧縮部材を含む骨組部材の終局強度は、実験によらない場合には、構造物の初期不整を解析モデルの中で正確に評価し、幾何学的非線形性と材料的非線形性とを正確に考慮した弾塑性有限変位解析に基づいて定める必要がある。しかしながら、構造計算の量が膨大になることを考えれば、通常の設計において弾塑性有限変位解析を実施することはそれほど容易でなく、むしろ非現実的であろう。そこで、設計基準類では、微小変位解析を用いて圧縮部材の断面設計を行ったとしても近似的に構造物の終局強度を照査したことになるように、作用応力度と比較する強度の側に部材の終局強度を考慮している。構造物の規模や形式が多様化した現在、従来の微小変位解析にもとづく断面設計に対して、このままでよいのか、どのように修正すべきか、より合理的な設計法はないか、あるとすればどのような形になるのか、など様々な疑問が投げかけられている。本編は、これらの疑問点を解決することを目途に、設計基準類が許容応力度設計法から限界状態設計法に

移行することにも配慮し、座屈を中心とした終局強度設計法の現状を整理した上で、鋼構造物のより合理的な終局強度設計法の確立を目標にまとめたものである。したがって、実際的な設計法のみならず、今後設計法として利用される可能性のある設計法についても考察を加えている。まず第1章では、終局強度設計法の現状を座屈設計を中心に述べている。第2章では、終局強度設計法の内容を具体的に設計基準の形で記述している。第3章では、第2章の設計基準について具体的な骨組構造物を例に検討を加えている。第4章では、終局強度設計に関する最近の話題と今後の展望を様々な角度から検討している。

1.2 終局強度設計の基本的な考え方

鋼構造物の終局強度設計について検討する場合、その一部に、座屈に対する安全性の照査が含まれる。この照査は設計そのものではないが、ここでは座屈安定性に対する照査を座屈設計と呼ぶ。

座屈という用語は、狭義には分岐座屈を意味するが、ここでは広義に解釈して屈服や飛移りを含む安定限界を意味するものとする。現実には存在する初期不整の影響を考慮に入れたため、分岐座屈現象でなくなってしまうような場合も、座屈に含めるものとする。

設計される骨組構造物は、全体として一つの構造系であり、部材その他の構造要素によって組み立てられる。個々の構造要素は、同時に複数の材片によって構成される。その場合、部材その他は全体構造系に対して部分構造系であり、材片は部材に対して部分構造系である。また、部材が材片に対して全体構造系と見なせる場合もある。ここでは、全体構造系に対する座屈を全体座屈と呼び、部分構造系に対する座屈を部分座屈(局部座屈)と呼ぶ。一般には、構造物が座屈によって崩壊する場合、その座屈変形様式は構造物全体として決定されるものであり、座屈荷重そのものも全体構造系に対して与えられる。

ある部分構造系の座屈にともなう変形が、隣接する他の部分構造系の変形に全く影響を及ぼさない場合、その部分構造系は全体構造系とは独立に部分座屈(局部座屈)を生じることになるが、変形が増大すれば、その変形に伴って全体構造系の変形と荷重分布に影響が現れるのが普通である。

ある部材が静定骨組構造の一部であれば、その部材の座屈にともなう変形の増大に対して、耐荷力そのものは増大しないので、全体構造系はそれ以上の荷重に耐えられず、その部材の部分座屈(局部座屈)に対する荷重が全体構造系の耐荷力を支配することになる。この場合、最弱部材の座屈強度を保証することによって、全体構造系の座屈耐荷力を保証することができる。

対象とする全体構造系が不静定構造であり、座屈の生じた部材以外の残りの部材だけで安定な構造系を形成することが可能であれば、部分座屈(局部座屈)の発生は、全体構造系の荷重と変位との関係に非線形的な特性を生じさせるのみであって、必ずしも部分座屈(局部座屈)が直ちに全体系の崩壊を意味することにならない。

ある部分構造系の変形が、隣接する部分構造系の変形に直接影響を及ぼし合っている場合には、考えている部分構造系がそれだけで単独に部分座屈(局部座屈)することはない。一般に、座屈現象は必ず隣接する部分構造系との間の相互作用によって定まると考えてよい³⁾。

構造物に要求される機能によっては、座屈後の強度が残されている場合であっても、最初の座屈を超えた後の急激な変形増加を許容できない場合がある。その場合には、最初の座屈を座屈設計上の

限界としなければならない。一方、設計される構造物に要求されている機能が、全体構造系としての最終耐荷力のみである場合には、座屈後の強度が期待できる限り、荷重の増加が期待できる。すなわち、座屈設計は、座屈後の変形の急増を許さない設計と座屈後の強度を期待する設計とに分けて考えられる³⁾。

(1) 座屈後の変形の急増を許さない設計

座屈後の変形の急増を許さない設計では、最初の座屈が設計上の限界である。最初の座屈は全体座屈であるか、または部分座屈(局部座屈)を伴った座屈である。用いられる解析方法としては、全体構造系を対象とするものの、部分座屈(局部座屈)の発生を検出できる解析法が望ましい。すなわち、構造解析手法としては、適切な方法により初期たわみや残留応力等の初期不整を設定した上で、材料的非線形性の影響が考慮できる有限変位理論によるのが最も厳密である。この場合、初期不整を考慮しているため問題そのものは固有値問題とはならないので、構造物により、次のいずれかの限界を設けておかねばならない。

- 1) 部分構造系に生じる最大応力度
- 2) 初期不整を考慮しない場合に得られる固有値
- 3) その他の限界

なお、初期たわみの量と形状及び残留応力の大きさの分布は、構造物の材料、製作方法、寸法等に応じて定められるものとし、それらの組み合わせは現実には起こり得る範囲で最も不利になるように選ばれるのが一般的である。

全体構造系をまとめて解析することが実用上非現実的であり、かつ部分座屈(局部座屈)を伴うことが自明な場合には、部分座屈(局部座屈)の発生が危惧される部分構造系のみを対象とし、適切な境界条件を仮定して解析することができる。また、最初の座屈が全体座屈であることの自明な構造物では、部分構造系における部分座屈(局部座屈)の発生を検出できるような解析方法を使用しなくともよい。

立体的な構造物であっても、設計の便宜を考えて平面に分けて解析することがある。その場合には互いに影響のある二つ面の間に生じ得る相互作用を避けるため、一方の座屈荷重を他方より十分大きくするように設計することが望ましい。

(2) 耐荷力の保証を目的とする設計

座屈後の強度を期待する設計は、構造物の耐荷力の保証を目的とする設計である。この場合、座屈後の強度の増大がないか、または無視できる構造物の取扱いが前項(1)と同様である。

座屈後、荷重の再分配を生じながら、さらに大きな耐荷力を示す構造物については座屈後の挙動の追跡が必要である。これが非現実的とみなされる場合には、適切なモデル化によって簡略化が行われるが、部分構造系について着目する場合には、全体構造系の大変形による荷重の再分配を十分に考慮できるものでなければならない。また、設計においては、座屈に伴う局所的な応力度の急増が予想されることがあり、これが常時の荷重によって引き起こされる場合には、疲労による損傷の原因になりうるので、常時起こり得る荷重変動の範囲内に座屈荷重が含まれるような設計は避ける必要がある。

この設計における厳密な扱いでは、全体構造系を対象にして弾塑性有限変位解析を実行する必要がある、この解析を実行するならば、有効座屈長や部材間の境界条件の評価等の人為的な概念の導入は避けられることになる。一般的には、初期たわみや残留応力の設定方法および解析モデルの設定について十分な配慮が必要なため、従来の設計法で設計された断面に対して新たに弾塑性有限変位解析を行い安全性の照査をしている。

1.3 骨組構造物の終局強度設計の現状

ここでは、桁構造、トラス構造、ラーメン構造、アーチ構造、吊構造などの鋼骨組構造物の座屈設計法の概要について述べる。

設計法を分類するにあたっては、荷重効果を求める構造解析のレベルに応じて、弾性微小変位解析に基づく設計法、弾性有限変位解析に基づく設計法、弾塑性有限変位解析に基づく設計法の三つに分類することとした。

1.3.1 弾性微小変位解析に基づく設計法

(1) 有効座屈長を用いる方法

弾性微小変位解析に基づく設計法では、材料の応力-ひずみ関係を線形と仮定し、骨組構造物の形状変化による効果を見捨てる線形解析を利用し、重ね合わせの原理を用いて荷重効果を求め、初期たわみ、残留応力、荷重の偏心、局部座屈等の影響を考慮した強度との比較により部材断面の安全性を照査している。必要とされる照査は、応力度及び安定の照査である。強度を評価する上で重要となる有効座屈長は、部分構造モデルに対しては、近似式、ノモグラフ、表などを用いて決定され、全体構造モデルに対しては、弾性固有値解析、あるいは非線形弾性固有値解析のいずれかを利用して求められる。以下では、これらの区分にしたがって各方法の概要を述べる。

(a) 部分系構造モデルに注目した方法

この方法は、設計荷重の組み合わせを考慮した上で、初期不整のない構造物に対して弾性微小変位解析に基づいて各部材の断面力あるいは応力度を求め、それらの値を初期不整を考慮した限界強度以内にすることにより、部材単位の安全性を確保するものである。この考え方は、骨組構造物全体としての安全性を照査するものではなく、各部材の設計断面力が構造物全体が座屈するときの各部材の断面力より小さいことを保証するだけであり、着目する部材に最も不利になるような荷重状態に対して全体構造物の固有値解析を行って固有値を求め、その最小値をもって座屈荷重を定める方法の近似的な方法と言える。結局、個々の部材の安全性を確保すれば、構造物全体の安全性が確保できるとの設計思想が基本にある^{4),5),6)}。

通常、弾性微小変位解析に基づく設計法では有効座屈長という概念が導入される。有効座屈長は、簡単な式やノモグラフで与えられることが多いが⁷⁾、いったん着目する部材の有効座屈長が決まると、以後の設計において、その値は荷重の載荷状態によって変化しなくなるので、場合によっては不経済な設計となり得る。例えば、図 1.3.1 に示すようなラーメン構造を考えると、表 1.3.1 の有効座屈長は基本的には等断面部材よりなる長方形ラーメン構造物に対してのみ適用可能であり、全ての圧縮部

材が同時に座屈することが前提条件になっている。これら全ての条件が満足される場合、設計基準類で与えられている式やノモグラフはほぼ正しい値を与える。しかし、実際のラーメン構造において、荷重条件や境界条件がこれらの全てを満足する場合は非常に少ない。我国の道路橋示方書⁴⁾に見られる有効座屈長を求める公式も、このような方法で求められたものであるが、図 1.3.1 に見られるようなラーメン構造では、剛比 k が 5.0 以下の場合にかなり安全側の値を与えられている⁸⁾。

表 1.3.1 ラーメンの有効座屈長

部 材		面 内 座 屈	
1 層の柱 (①-⑥)	下端固定	$\ell = 1.5h$	$: k \leq 5$
		$\ell = [1.5 + 0.04(k - 5)]h$	$: 5 < k \leq 10$
	下端ヒンジ	$\ell = 3.5h$	$: k \leq 5$
		$\ell = [3.5 + 0.2(k - 5)]h$	$: 5 < k \leq 10$
2 層以上の柱 (⑦-⑧)		$\ell = 1.9h$	$: k \leq 5$
		$\ell = [1.9 + 0.14(k - 5)]h$	$: k \leq 5$
1 本足の柱 (⑨)		$\ell = 2.0h$	
2 層以上の 1 本足の柱 (⑩)		$\ell = 2.2h$	

ここに、 $k = (I_C/h)/(I_B/L)$

I_C : 柱の断面 2 次モーメントの平均値

I_B : はりの断面 2 次モーメントの平均値

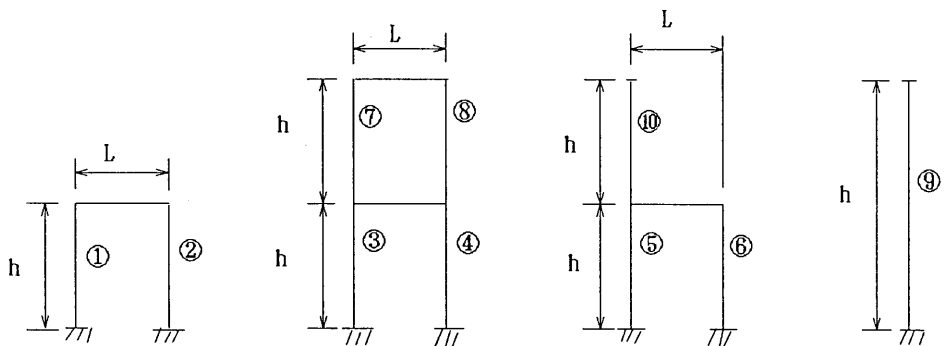


図 1.3.1 ラーメンの部材長

具体的な照査法は、以下の通りである。

- ①各部材断面を仮定する。
- ②設計荷重を設定する。
- ③弾性微小変位解析により各部材の断面力及び応力度を算定する。
- ④部分系構造モデルの有効座屈長の評価を行う。
- ⑤この有効座屈長を用いて、許容応力度を算出する。
- ⑥作用応力度が安全性照査式を満足するように設計する。

(b) 全体系構造モデルに注目した方法

(i) 弾性固有値解析を用いる方法

全体系構造モデルに注目した方法では、荷重状態の変化を考慮することを前提に、着目する部材に最も不利になるような荷重状態に対して全体構造物の固有値解析を行って固有値を求め、その結果から有効座屈長を求めている⁹⁾。

具体的な照査法は、以下の通りである。

- ①各部材断面を仮定する。
- ②設計荷重を設定する。
- ③微小変位解析により各部材の軸力 N_i (引張を正) を算定する。
- ④剛性マトリックス $[K_E]$ 、幾何剛性マトリックス $[K_G(N_i)]$ を作成し、

$$\det[[K_E] + \kappa[K_G(N_i)]] = 0 \quad \dots\dots\dots (1.3.1)$$

により固有値解析を行い、固有値 κ を求め、座屈荷重 $N_{cri} = \kappa N_i$ を計算する。

- ⑤各部材の有効座屈長を

$$\ell_e = \pi \sqrt{\frac{EI}{-N_{cri}}} \quad \dots\dots\dots (1.3.2)$$

より求める。

- ⑥この有効座屈長を用いて、許容応力度を算出する。
- ⑦作用応力度が安全性照査式を満足するように設計する。

この方法は、計算機の利用が前提となり、ノモグラフを使用する方法に比べ計算が煩雑になるものの、任意形状の骨組構造が特定の荷重を受ける場合の有効座屈長が計算でき、また、変断面部材の場合も一樣断面の場合とほぼ同様の考え方で計算できる点に特徴がある。実務設計のレベルでは、考えている部材に最も不利になる載荷状態を見いだすために、膨大な数の固有値解析が必要となることや、変断面部材の場合各断面ごとに有効座屈長が異なるため、有効座屈長の取扱いが煩雑になる恨みが残る。

(ii) 非線形弾性固有値解析を用いる方法 (γ_E 法)

この設計法は、従来行われてきた座屈設計法と異なり、新しい終局強度設計法である。一般に終局限界時の座屈応力度は弾性座屈応力度に比べて低い。これは、断面の一部が降伏して有効断面積が減少し、そのため曲げ剛性が低下することによって考えられる。これを断面 2 次モーメントの低下でなく弾性係数の低下 (応力度に依存する) とみなして、この有効弾性係数を用いて固有値計算を行うことから、この方法を非線形弾性固有値解析を用いる方法と称した。荷重効果を求める構造解析には、弾性微小変位理論に基づく線形解析を用い、重ね合わせの原理により断面力を算定し、終局強度である耐荷力を作用応力度に対する見かけの弾性係数を用いた非線形弾性固有値解析から求め、はり一柱の関連強度式を用いて部材の安全性を照査する方法である¹⁰⁾。

具体的な照査法は、以下の通りである。

- ①各部材断面を仮定する。
- ②設計荷重を設定する。
- ③微小変位解析により各部材の断面力を算定する。

- ④断面力より求まる作用応力度に対して、見かけの弾性係数比 $\gamma_E (= E_f/E)$ を導入し有効接線弾性係数 E_f を算出する。
- ⑤有効接線弾性係数 E_f を用いて非線形弾性固有値解析を行う。
- ⑥固有値解析により求まる断面耐力と設計断面力とに、はり一柱の強度相関式を適用して部材の安全性の照査を行う。

この方法は、有効座屈長を陽な形で導入していない点に特徴があり、断面耐力の求め方に従来の設計基準と差異がある。

1.3.2 弾性有限変位解析に基づく設計法

(1) 等価初期不整を用いる方法

この方法は、いわゆるはり一柱理論を基礎におき、残留応力・初期たわみ等の初期不整を等価な初期たわみに置き換えて、構造物の形状変化による効果を軸圧縮力がもたらす曲げモーメントの増加 ($P-\Delta$ 効果) として捉え、弾性有限変位解析を行って骨組構造物の安全性を照査する方法である¹³⁾。

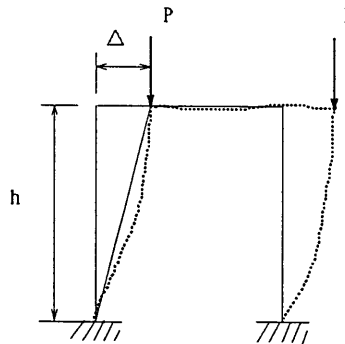


図 1.3.2 $P-\Delta$ 効果

この方法は、一般の骨組構造物に適用でき、用いる繰り返し計算の方法に応じて増分法と割線係数法とに分けられる。

具体的な照査法は以下の通りである。

- ①各部材断面を仮定する。
- ②設計荷重を設定する。
- ③初期断面力を求める (通常の場合、弾性微小変位解析でよい)。
- ④部材の等価初期たわみの大きさ及び形状を決め、それをもとに構造物の初期形状を決定し、節点座標値を算定する。
- ⑤増分法の場合には、下記の増分方程式を解くことにより、増分変位を求め、その結果をもとに接線剛性マトリックス $K_T(N_i)$ の軸力 N_i (引張を正) 修正し、照査すべき荷重まで増分を繰り返す。

$$[K_T(N_i)]\{\Delta u\} = \{\Delta P\} \dots\dots\dots (1.3.3)$$

割線係数法の場合には、下記の剛性方程式を用いて断面力を求める。

$$[K_E + K_G(N_i)]\{u\} = \{P\} \dots\dots\dots (1.3.4)$$

⑥得られた断面力が断面の強度照査式を満足するように設計する。

現在までの所、この設計法は、断面設計が行われた後に改めて終局強度を照査する場合に使用されている。

(2) 有効接線弾性係数を用いる方法 (E_f 法)

この設計法は、骨組部材が終局状態に達する時には、部材は弾性状態になく非弾性状態にあるものとして、固有値解析の中で非弾性の効果を考慮しようとするものである。

その代表例に有効接線係数法がある。この方法は、初期たわみ及び残留応力の影響を考慮した道路橋示方書の基準耐力力曲線に見合った全体座屈強度を求めるために、全体座屈する状態における見かけの弾性係数の低下を考え、有効接線弾性係数を導入し、非線形弾性固有値計算を行い、有効座屈長を算出する方法である。現在では、本州四国連絡橋公団の設計基準として、つり橋の主塔の設計に用いられている考え方である¹⁴⁾。

具体的な照査法は以下の通りである。

- ①各部材断面を仮定する。
- ②設計荷重を設定する。
- ③弾性有限変位解析により部材の軸力 N (引張を正) 等の断面力を算定する。
- ④構造物を完全弾性体として固有値解析を行い、座屈荷重 N_{cr} を求める。
- ⑤座屈荷重 N_{cr} を用いて、有効座屈長 ℓ_e を求める。

$$\ell_e = \pi \sqrt{\frac{E_f I}{-N_{cr}}} \dots\dots\dots (1.3.5)$$

- ⑥細長比 ℓ_e/r を用いて、基準耐力力曲線より σ_n を求める。
- ⑦得られた数値から、次式を用いて E_f を修正する。

$$E'_f = \frac{\sigma_n}{-N_{cr}/A} \quad (A : \text{断面積}) \dots\dots\dots (1.3.6)$$

- ⑧この E'_f を用いて、固有値解析を行い、座屈荷重 N'_{cr} を求め、収束するまで⑤から⑦までの手順を繰り返す。
- ⑨ E_f が変化しなくなるときの有効接線弾性係数 E_f を用いて、有効座屈長を計算する。
- ⑩はり一柱の相関強度式を用いて安定の照査を行う。

(3) 非線形弾性固有値解析を用いる方法 (ζ 法)

この設計法は、有効座屈長の概念を用いない新しい考え方の終局強度設計法である^{15),16)}。荷重効果は、弾性有限変位解析を用いて求める。設計断面力を係数倍した荷重に対して計算した応力度に対応する見かけの弾性係数比 $\zeta (= E_t/E)$ を導入し、 ζ を用いて固有値解析から設計断面耐力を求める。得られた設計断面耐力と設計断面力との比較によって部材の安全性を照査する。

具体的な照査法は以下の通りである。

- ①各部材断面を仮定する。
- ②設計荷重を設定し、設計荷重を荷重係数倍した荷重を照査荷重とする。
- ③照査荷重を用いて弾性有限変位解析により設計断面力を求める。

- ④設計荷重を荷重係数倍して得られる応力度に対する見かけの弾性係数 $\zeta (= E_t/E)$ を導入し、有効接線弾性係数 E_t を算出する。
- ⑤有効接線弾性係数 E_t を用いて非線形弾性固有値解析を行う。
- ⑥固有値解析により求まる設計断面耐力と弾性有限変位解析により求まった設計断面力とを比較することによって部材の安全性の照査を行う。

この方法は、骨組構造物の座屈耐荷力を近似的に照査する方法である。また、この方法は1.3.1 (b) の (ii) の非線形弾性固有値解析を用いる方法 (γ_E 法) と基本的には等価な考え方に基づいているが、下表に示すような相違がみられる。

表 1.3.2 γ_E 法と ζ 法との比較

設計法	γ_E 法	ζ 法
荷重	設計荷重	設計荷重を 荷重係数倍した荷重
構造解析	弾性微小変位解析	弾性有限変位解析
見かけの弾性係数の 評価に用いる応力度	設計応力度を 荷重係数倍した応力度	設計応力度
照査式	安定照査式 (はり-柱の相関強度式)	応力度照査式

1.3.3 弾塑性有限変位解析に基づく設計法

実際の構造物においては、軸力のみでなく曲げモーメントも作用しており、軸圧縮力のみによる理想的な状態を前提とした固有値計算では終局強度を把握することはできないとの判断から、前節のような弾性有限変位解析による方法が提案されたと考えられる。しかしながら、圧縮部材を含む骨組部材の終局状態は、厳密に言えば、構造物の初期不整を正確に評価し幾何学的非線形性や材料的非線形性などあらゆる非線形性を考慮した弾塑性有限変位解析によって知ることができるものである。通常、実務設計においてこのような非線形解析をすることは、現時点では非現実的であるといえるものの、設計された構造物の終局限界状態に対する安全性を照査する目的で弾塑性有限変位解析を利用することには大きな意味がある。

たとえば、比較的厚肉断面を持つ部材に対して、応力の再分配が期待できる骨組部材では、弾性有限変位解析を用いて終局限界状態を決定するよりも、弾塑性有限変位解析を用いて終局限界状態を判定する方が合理的である。もちろん計算費用がかさむので、計算に用いる荷重ケースの数は限られるが、つり橋や斜張橋の主塔を設計するような場合には、最も厳しい荷重ケースについて弾塑性有限変位解析を用いることができる。最近では、設計された構造物の終局限界状態に対する安全性を評価する意味合いで使用されることが多い¹⁷⁾。

解析モデルの設定方法と耐荷力に影響を及ぼす初期たわみや残留応力の設定方法については、今後の発展に期待するところ大であるが、安全性に対する考え方がまとめられ、より使いやすくなるものと思われる。

参考文献

- 1) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会・材料及び細部構造分科会：委員会報告書(案), 1991.11
- 2) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会・部材強度分科会：部材強度分科会成果報告書(案), 1992.6
- 3) 伊藤文人：座屈設計の基本理念, 土木学会鋼構造委員会終局強度研究小委員会終局強度設計分科会資料, 1990.4
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(I 共通編, II 鋼橋編), 1990.2
- 5) 土木学会：鋼構造物設計指針 Part A, Part B, 1987.12
- 6) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説, 1983.4
- 7) 土木学会：座屈設計ガイドライン, 1987.10
- 8) 宇佐美勉：鋼骨組構造物の座屈設計法の問題点, 第1回SGS T 拡大研究会論文集, 1991.11
- 9) 西野文雄・三木千寿・鈴木篤：道路橋示方書 II 鋼橋編改訂の背景と運用, 第13章 ラーメン構造, 橋梁と基礎, 1981.10
- 10) 倉方慶夫・長谷川彰夫・西野文雄：骨組構造物における現行の座屈設計法の問題点(上), (下), 橋梁と基礎, 1992.2, 1992.3
- 11) DIN 18800 Teil 2: Stahlbauten, 1988.3
- 12) 宇佐美勉・垣内辰雄・水野克彦：鋼ラーメン構造物の合理的設計式の一提案, 土木学会論文集, 第404/I-11, 1989.4
- 13) 長谷川彰夫・西野文雄：線形化有限変位理論による構造物の設計法の提案, 土木学会第44回年次学術講演会, 1989.10
- 14) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説, 1989.4
- 15) 野上邦栄・小林岳彦：平面ラーメン構造物の実用的な耐荷力算出法について, 構造工学における数値解析法シンポジウム論文集, 第12巻, 1988.7
- 16) 野上邦栄：ラーメン柱の実用的座屈設計法に関する一提案, 土木学会鋼構造委員会終局強度研究小委員会終局強度設計分科会資料, 1991.4
- 17) 崎元達郎・北田俊行：弾塑性有限変位解析に基づく設計, 土木学会鋼構造委員会終局強度研究小委員会終局強度設計分科会資料, 1991.4

2 終局強度設計法

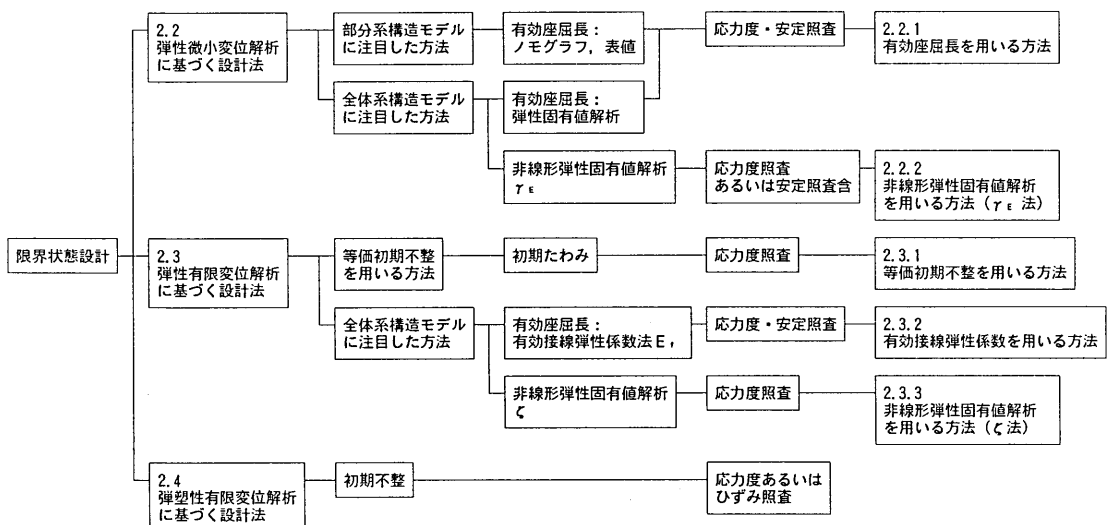
2.1 概説

構造物の終局限界状態は、この限界を越えると構造物または部材が破壊したり、大変形、大変位などをおこし機能や安定性を失う状態であり、圧縮力が支配する構造物では座屈崩壊によって終局強度が決まる場合が一般的である。このような座屈を中心とする設計では、構造物の機能の面から最初の座屈を越えた後の急激な変形増加を許容しない設計と、座屈後の強度を期待し、全体構造系としての最終耐力の保証を目的とする設計の考え方に分けられる。さらに、目標とする終局限界状態のレベルの違いにより、設計法はさらに細分化される。

ここでは、これらの設計方針の立場を考慮した、鋼構造物の限界状態設計法に向けての新しい設計法について検討している。特に、桁、トラス、ラーメン、アーチ、吊構造などの終局限界状態として座屈が問題となる鋼骨組構造物を対象に、現状において利用可能と考えられる設計法について、実際の設計法から今後設計法として導入可能な新しい設計法を含めた種々の限界状態設計法について述べている。

具体的には、表 2.1.1 に示すような設計法からなり、構造解析の厳密さのレベルにより大きく、(1) 弾性微小変位解析に基づく設計法、(2) 弾性有限変位解析に基づく設計法、および(3) 弾塑性有限変位解析に基づく設計法、の3つに分類している。これらの各設計法は、土木学会鋼構造委員会の鋼構造設計指針など具体的に設計基準に反映できるよう[条文]+[解説]の形式により記述し、さらに材料および細部構造分科会と部材強度分科会の両成果が条項に反映できるような構成にしている。なお、用語、荷重、荷重の組み合わせ、および荷重係数については、土木学会構造工学委員会鋼・コンクリート共通構造設計基準小委員会で検討されている鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)に準拠している。

表2.1.1 終局強度設計法



2.2 弾性微小変位解析に基づく設計法

2.2.1 有効座屈長を用いる方法

(1) 適用範囲

本設計法は、一般的な鋼構造物の設計に適用する。その設計思想は、限界状態設計法に基づいている。

〔解説〕

本設計法は、鋼を主たる使用材料とする広い範囲の構造物を適用の対象としている。多くの鋼構造物には、それぞれ独自の設計基準^{4)~7)}が構造物を設計するために存在しているが、これらの基準は特定の構造物を対象として作成されているため、そのどれにも当てはまらない構造物を設計する場合に困難を伴うことがある。本設計法は、できるだけ対象を特定しない一般的な鋼構造物の設計に対する設計法を示したものである。

このように、本設計法が適用の対象としている鋼構造物は多岐にわたっているので、本設計法の規定のみでそれらの構造物の設計が可能であるとは限らない。したがって、本設計法の適用にあたっては本来の趣旨を十分に考慮して、柔軟かつ適切な運用がなされなければならない。構造物の用途に応じた特殊な事情のある場合や、設計・施工の精度、供用環境等に関連して特別な考慮が必要な場合には、責任技術者の判断により、あるいは類似の構造物に関する既存の設計基準が存在するときには当該設計基準の思想を考慮した上、構造物全体に共通した基準に変換し、安全性の確認が行われねばならない。

本設計法では、文献 1) の材料および細部構造分科会、および文献 2) の部材強度分科会の両成果が反映できるように、条項を再構成する形をとっている。

ここに、類似の構造物とは、構造形式・荷重・使用材料・発注者の性格・設計上の安全性確保の考え方・供用環境・耐用年数などが類似している構造物をさす。

(2) 材料強度

(a) 鋼材の材料強度

鋼材の材料強度については、文献 1) の定めによるものとする。

〔解説〕

鋼材の引張試験から定まる応力－ひずみ曲線は、検討の目的に応じて適切な形を仮定するものとし、その曲線に基づいて得られる引張降伏強度の特性値、および引張強度の特性値は、文献 1) の材料及び細部構造分科会の成果を準用することとした。

(b) 構造用鋼材の設計材料強度

(4) の構造解析のもとで、(5) の限界状態の照査が行われる場合、構造用鋼材の設計材料強度は、文献 1) の定めによるものとする。

〔解説〕

弾性微小変位理論では、材料の非弾性効果と広い意味で座屈と呼ばれる有限変位の影響による不

安定現象の効果を荷重によって生じる応答値(断面力、応力)の算定に反映できない。このため、材料固有の強度を低減する形でこれらの効果を強度条項に含め、設計者が座屈解析や非弾性解析をしなくても、安全性が確保されるよう配慮されている。したがって、設計材料強度は、構造物を構成する部材や板の断面形状、寸法のほか材質および荷重の作用状態に応じて適切な値を用いる必要がある。

したがって、構造用鋼材の軸方向引張強度、曲げ引張強度、軸方向圧縮強度、および曲げ圧縮強度などの設計材料強度の定め方、およびその大きさは、文献1)の材料及び細部構造分科会により適宜適切な形で示された成果を準用することとした。

(3) 荷重

設計にあたって考慮する荷重の種類、設計荷重の組み合わせ、および荷重係数は、文献3)の定めによるものとする。

〔解説〕

限界状態の照査にあたって考慮すべき荷重の種類は、対象とする構造物の使用目的、形式および建設位置などによって異なるばかりでなく、終局限界状態に対しての考慮すべき設計荷重の組み合わせ、さらに荷重係数の取り方も種々存在するため、施工中および耐用期間中に同時に作用する可能性が強い荷重の組み合わせのうち、構造物および構造部材に不利な影響を与える組み合わせを選択する必要がある。したがって、ここでの基本事項については、文献3)の鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)を準拠するものとした。

(4) 構造解析

構造解析は、微小変位理論による設計計算を原則とし、構造に応じた適切な解析モデルを選定するものとする。

〔解説〕

構造解析の役割は、設計荷重による構造物の断面力を計算することである。荷重には鉛直方向に作用するものもあれば水平方向に作用するものもある。その作用位置、作用荷重の数も変化し、単独に作用する荷重はきわめて少ない。さらに、いくつかの異なった種類の荷重が組合さって作用することも当然考えられる。これらの荷重作用の多様性は、構造物によっては、膨大な構造計算を必要とする。このような場合に対処する方法として、線形構造解析を利用するという考え方がある。この計算手法に従えば、多種・多様な荷重を単独の荷重ごとに取り出し、それぞれの設計荷重に対する断面力を計算することによって、それらが同時に作用したときの断面力が個々の断面力の重ね合わせで求められる。したがって、構造計算が非常に簡単になり、限界状態の照査を行うべき最も厳しい設計荷重が作用するときの断面力が計算し易くなる。このようなことから、本設計法では従来の設計と同様に微小変位のはり理論あるいは板理論に基づく線形解析を用いて構造計算を行うこととした。

また、構造解析においては、構造物の形状、支持条件、荷重条件、照査する限界状態などに応じて、適切な解析モデルを設定する必要がある、その用いるプログラムの使用にあたっては、構造モデル、計算目的、計算手法などの適合性を十分に検討する必要がある。代表的な骨組構造物の計算法には、平面・立体骨組構造解析法、任意形格子理論に基づく方法などがある。

(5) 限界状態の照査

(a) 一般

設計においては、構造物に考えられる必要なすべての限界状態についてその安全性の照査を行うことを原則とする。ここに、限界状態は終局限界状態、使用限界状態、および疲労限界状態の3種類とする。

〔解説〕

鋼構造物の設計では、一般に終局限界状態、使用限界状態、および疲労限界状態の3つの限界状態に対して照査をすれば十分であると考えられる⁷⁾。本設計法では、特に終局限界状態に対してのみ照査することとし、使用限界状態、および疲労限界状態の照査については、類似の構造物に設計基準の定めがある場合にはそれを準拠し、定めがない場合には条文の要請の基に責任技術者が判断することとした。

本項では、終局限界状態に対して安全性の照査が必要な項目のみを取り上げて規定している。

(b) 骨組部材の終局限界状態の照査

本項の以下の照査は、文献2)の定めによるものとする。

(b-1) 軸方向力を受ける部材の照査

(b-2) 曲げモーメントを受ける部材の照査

(b-3) 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の照査

(b-4) せん断力あるいはねじりモーメントを受ける部材の照査

(b-5) 合成応力度の照査

(b-6) 2軸応力状態の照査

〔解説〕

本項は、文献2)の部材強度分科会の成果を準用することとした。

(c) 板の終局限界状態の照査

本項の以下の照査は、文献2)の定めによるものとする。

(c-1) 面内力を受ける板の照査

(c-2) 面外力を受ける板の照査

(c-3) 面内力と面外力を受ける板の照査

〔解説〕

本項は、文献2)の部材強度分科会の成果を準用することとした。

(6) 部材断面の設計

(a) 一般

鋼構造物の部材断面の設計は、(5)の限界状態の照査によるものとする。

〔解説〕

(5)の条項で扱っていない圧縮部材断面の有効座屈長係数、骨組構造物の全体の構造安定性、部材

断面の構成等は本章で規定する。

(b) 有効座屈長

(b-1) トラス部材の有効座屈長

(i) 面内座屈

部材の有効座屈長係数は、部材の骨組長に対して 1.0 をとるのを原則とする。

(ii) 面外座屈

部材の有効座屈長係数は、部材が面外方向の支持部材や面内にある支持部材により有効に支持されている場合、支持点の間隔にとるのを標準とする。

〔解説〕

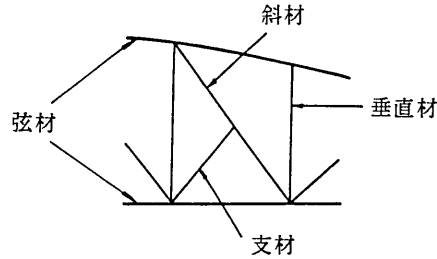
トラス部材としては、溶接によって組立てられた箱形断面部材、I 形断面部材、鋼管や形鋼および形鋼を組合わせた組合せ部材等が用いられている。特に山形鋼、CT 鋼を用いる場合は、格点において偏心結合されることが多いので、強度の計算に十分な注意が必要である。

(i) トラスの圧縮部材の曲げ変形は隣接部材の拘束効果を受けるため、一本の圧縮部材に着目すると、両端のたわみ角を弾性拘束された圧縮部材としての挙動を呈する。隣接部材の拘束効果には着目部材との剛比、隣接部材の応力レベル、トラスの骨組構成などが影響するために、一律に有効座屈長係数を規定することは困難である。本指針では表解 2.2.1 に示す各国の設計規準における規定値を参考として安全側に標準の有効座屈長係数を定めた。適切な方法を用いて有効座屈長係数を求めることが可能であれば、弦材については 0.9、腹材については 0.8 を下回らない値を用いることができる。

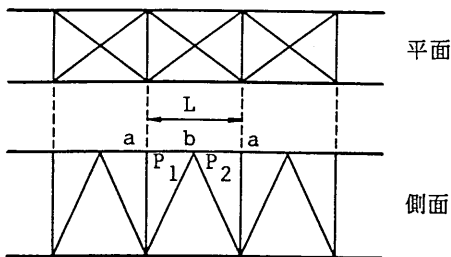
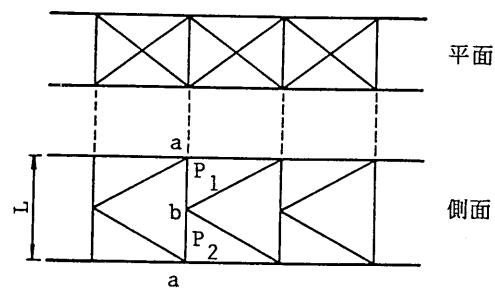
表解 2.2.1 トラス面内座屈に関する有効座屈長係数の比較

国 名 等	新規定		旧規定	
	弦材	腹材	弦材	腹材
USA AISC(1969)	1.0	1.0	1.0	1.0
Germany DIN4114(1978)	1.0	0.9	1.0	1.0
EUROCODE 3(1983)	1.0	0.9	—	—
Japan JSHB(1980)	1.0	0.8-1.0	1.0	0.8-1.0
Netherlands NEN3851(1974)	1.0	0.7-1.0	—	—
Tchecoslovakia CSN(1976)	1.0	0.5-1.0	—	—
Belgium NBN B51-001(1980)	0.9	0.9	0.8	0.8
France CM(1966)	0.9	0.8	0.9	0.8
Switzerland SIA161(1979)	0.9	0.8	0.8	0.8
Great Britain BS5400(1980)	0.85	0.7	0.7	0.7

また部材の中間点を他の支持部材が有効に支持する場合は、その支持間長に対して有効座屈長係数 1.0 をとることができる。ここで有効に支持するという意味は、たとえば図解 2.2.1 のように斜材と支持材との連結が十分であり、かつ支持材が 8 章で規定される圧縮二次部材として設計されている場合をいう。この場合、斜材と支持部材との連結部の強さは少なくとも斜材と弦材の連結部の強さの



図解2.2.1 トラスの部材

図解2.2.2 軸力の異なるトラス弦材の
面外有効座屈長図解2.2.3 軸力の異なるトラス垂直材の
面外有効座屈長

1/4 以上とする。

(ii) 部材が有効に支持されるという意味は道路橋示方書・同解説¹⁾によれば、その部材に作用する最大圧縮力の 1% に相当する力に抵抗できるような部材によって、横支持されている場合を言う。

特にポニートラスや単弦トラスのような構造では垂直材の曲げ剛性で弦材の横座屈を防止することとなるための、垂直材の剛度はもちろん、垂直材自体も十分剛な部材と連結しておく必要がある。

また、道路橋示方書・同解説では上弦材の垂直軸まわりの断面 2 次半径は水平軸周りの断面 2 次半径の 1.5 倍以上の剛度を確保することによって、上弦材の横座屈を抑えている。

軸力の異なるトラス面外の有効座屈係数 κ は、図解 2.2.2 の L に対して以下の式で与えることができる。

$$\kappa = 0.75 + 0.25 \frac{P_2}{P_1} \dots\dots\dots (解2.2.1)$$

ここに、 P_2, P_1 は圧縮力で $P_1 \geq P_2$ で、各格間 $\overline{ab}, \overline{ba}$ での作用力。

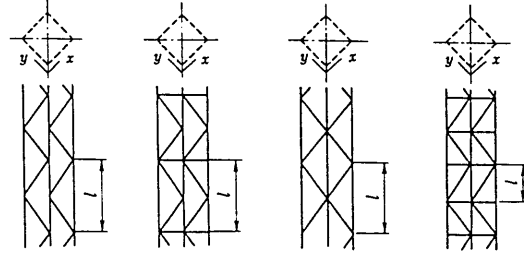
また、図解 2.2.3 に示す K トラスの垂直材のようにで符号の異なる軸力が作用し、トラス面外に支持材がない場合では、 L に対し以下の式で有効座屈係数 κ を与えることができる。

$$\kappa = \begin{cases} 0.75 - 0.25 \frac{P_2}{P_1}, & P_1 \geq P_2 \\ 0.5, & P_1 < P_2 \end{cases} \dots\dots\dots (解2.2.2)$$

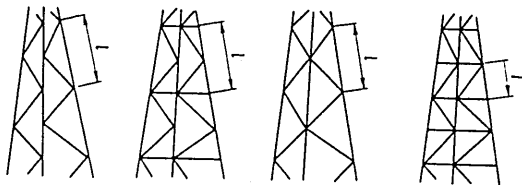
ただし、 P_1 は圧縮力の絶対値、 P_2 は引張力の絶対値とし、部材間 $\overline{aa}$ では断面が一定の場合である。

鉄塔の支柱材に関して、表解 2.2.2 に有効座屈係数を骨組構造別、断面構成別に整理して示す。

表解2.2.2 (1) 主として圧縮力を受ける鉄塔支柱の有効座屈長さ係数

骨 組 構 成				
	0.8	0.7	1.0	1.0
	0.9	0.85	1.0	1.0
	K_x 1.0 K_y 1.0	1.0 0.5	1.0 1.0	1.0 1.0
有効座屈長さ係数	K_x 1.0 K_y 1.0	1.0 0.5	1.0 1.0	1.0 1.0

表解2.2.2 (2) 主として曲げによる圧縮を受ける鉄塔支柱の有効座屈長さ係数

骨 組 構 成					
		0.7	0.6	1.0	1.0
		0.85	0.8	1.0	1.0
		K_x 1.0 K_y 1.0	1.0 0.5	1.0 1.0	1.0 1.0
		K_x 1.0 K_y 1.0	1.0 0.5	1.0 1.0	1.0 1.0

また鉄塔の圧縮側脚部の有効座屈長は格点長だけで検討する以外に、脚全体が半波形に座屈する全体座屈や弦材の局部座屈に対して十分な検討が必要である。

(iii) ポニートラスの上弦材の面外座屈

図 2.2.1 に示すようなポニートラス上弦材の面外の有効座屈長は、式 (2.2.1) によって求めることができる。

$$\ell = \left(\frac{\lambda_0 + 1.8}{\chi_v^{0.4}} \right) a, \quad \ell \geq a \quad \dots\dots\dots (2.2.1)$$

ここに、

$$\lambda_0 = \frac{1}{\pi} \frac{a}{r} \sqrt{\frac{F}{E}} \quad \dots\dots\dots (2.2.2)$$

a : U 形ラーメン間隔

r : 上弦材の鉛直軸まわりの断面 2 次半径

F : 上弦材の降伏点応力

χ_v : ポニートラスの U 形ラーメン剛性を評価するパラメーター、

$$\chi_v = \frac{K_v a^3}{EI_c}$$

I_c : 弦材の鉛直軸に関する断面 2 次モーメントで中央上弦材の値

$$K_v = \frac{1}{\frac{h_1^3}{3EI_v} + \frac{bh_2^2}{2EI_b} + fh_2^2}$$

h_1, h_2 : それぞれ図 2.2.1 に示す U 形ラーメンの高さ

I_v, I_b : それぞれ垂直材および床ばりの断面 2 次モーメント

f : 垂直材と床ばりとの連結部の撓性係数で

無補剛の端板や山形鋼を介してボルトにより連結する場合

$$0.5 \times 10^{-10} \text{ rad/Nmm}$$

補剛材付き端板を介してボルトにより連結する場合

$$0.2 \times 10^{-10} \text{ rad/Nmm}$$

および連結部を十分補強し溶接またはボルトにより連結する場合

$$0.1 \times 10^{-10} \text{ rad/Nmm}$$

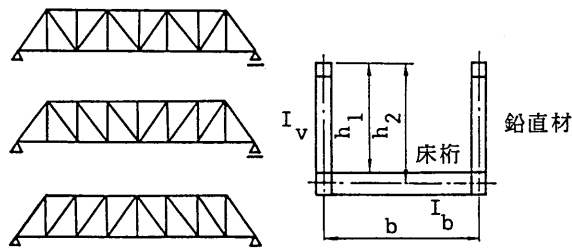


図2.2.1 ポニートラスの主構形式と断面

〔解説〕

ポニートラスの上弦材格点は、垂直材および床ばりとで構成される横ラーメンによって水平横方向変位を弾性的に拘束されている。上弦材の座屈荷重を精度良く評価するためには、図 2.2.1 に示すような骨組形式に応じて上弦材に作用する軸圧縮力が変化し、それに伴い設計される部材断面および断面 2 次モーメントも部材ごとに变化することを考慮する必要がある。

(b-2) ラーメン部材の有効座屈長

(i) 面内座屈

ラーメンの面内座屈に対する柱部材の有効座屈長は、式 (2.2.3) を用いて算出して良い。

$$\ell = Kh \dots\dots\dots (2.2.3)$$

ここに、

h : ラーメンの柱の高さ

K : 有効座屈長係数であり、式 (2.2.4) または式 (2.2.5) により求めるものとする。

(i-1) 水平移動座屈 (図 2.2.2(a) 参照)

$$K = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4(\xi_1 + \xi_2) + 1.1\xi_1\xi_2}{\xi_1 + \xi_2 + 5.5\xi_1\xi_2}} \dots\dots\dots (2.2.4)$$

(i-2) 水平拘束座屈 (図 2.2.2(b) 参照)

$$K = \frac{3 - 1.6(\xi_1 + \xi_2) + 0.84\xi_1\xi_2}{3 - (\xi_1 + \xi_2) + 0.28\xi_1\xi_2} \dots\dots\dots (2.2.5)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} \xi_1 &= \frac{1}{1 + G_t}, \\ \xi_2 &= \frac{1}{1 + G_b} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.2.6)$$

$$G = \frac{\Sigma(I_c/h)}{\Sigma(\chi I_b/L)} \dots\dots\dots (2.2.7)$$

I_c, I_b : 柱およびはりの断面 2 次モーメントであり、変断面部材の場合には平均値を用いる。

L : はりの部材長

Σ : 柱の上端と下端に集まる部材について総和することを意味する。

χ : はりの他端側の接合条件によって表 2.2.1 の値を用いるものとする。

なお、次の柱の境界条件に対して、 G_b の値は下記の値を用いる。

下端ヒンジ: $G_b = \infty$, 下端固定: $G_b = 0$

(ii) 面外座屈

ほぼ等断面のラーメンの面外座屈の有効座屈長は、ラーメンの全高さの 2 倍をとってよい。

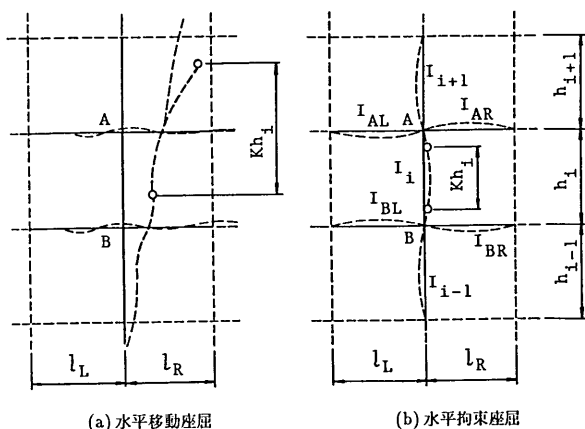


図2.2.2 多層ラーメンの座屈

表 2.2.1 χ の値

はりの端末条件	ヒンジ	剛結	固定
水平移動座屈	0.5	1.0	0.667
水平拘束座屈	1.5	1.0	2.000

〔解説〕

多くの設計基準では、柱とはりの剛比 $G = (I_c/h)/(I_b/L)$ を用いた算定式を与えているが、実際のラーメン構造に利用される $K \leq 0.5$ の範囲では相当安全側の評価を与えることが指摘されている。このことから、有効座屈長係数の近似式によって算定する方法を採用した。本手法は、対称ラーメンに対称荷重が作用する場合に適用されるものであり、特殊な構造形式、複雑な荷重状態および断面が著しく変化する場合は、別途 (b-4) の厳密な解析を行い、有効座屈長を求めることが必要である。

(b-3) アーチ部材の有効座屈長

(i) 面内座屈

無補剛アーチおよび補剛桁に軸方向力が生じないアーチ構造におけるアーチ部材の面内座屈の有効座屈長は、式 (2.2.8) を用いて算出してよい。補剛桁に軸方向力が生じるアーチ構造におけるアーチ部材の有効座屈長は、格間長とする。

$$\ell_e = \frac{\pi L}{\sqrt{\alpha \gamma}} \dots \dots \dots (2.2.8)$$

ここに、

L : アーチの支間

$$\gamma = \sqrt{1 + 4 \left(\frac{f}{L} \right)^2}$$

f : アーチのライズ

α : 表 2.2.2 に示すアーチの面内座屈係数

表2.2.2 面内座屈係数

構造形式				f/L	α					γ
					0	0.10	0.15	0.20	0.30	
無補剛 アーチ	2 ヒンジアーチ			39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	9	
	固定アーチ			81.0	76.0	69.5	63.0	48.0		
補剛 げた 2 ヒンジ 補剛 アーチ に軸 方向 力が 生じ ない	側径間がない場合			39.5	36.0	32.0	28.0	20.0	12	
	側径間がある 場合	λ	0	81.0	76.0	69.5	63.0	48.0		
			0.25	63.0	58.5	52.5	47.0	34.5		
			0.50	55.5	51.5	46.5	41.5	30.5		
			0.75	51.5	48.0	43.0	38.5	28.5		
			1.0	49.0	45.5	41.0	36.5	27.0		
			2.0	45.0	41.0	36.5	32.0	22.5		

ここに、

(i-1)

$$\lambda = \frac{a}{L} \left(1 + \frac{I_a}{I_g} \right) \dots\dots\dots (2.2.9)$$

ここに、

a : 補剛げたの側径間の支間長 (m)

L : アーチの支間長 (m)

I_a : アーチ面内の曲げに対する片側アーチ部材の断面 2 次モーメントの平均値 (m^4)

I_g : 片側補剛げたの断面 2 次モーメントの平均値 (m^4)

(i-2) f/L および λ が表 2.2.2 に示す値の中間値となる場合は、 α は直線補間して算出してよい。

(ii) 面外座屈

アーチ部材の面外座屈の有効座屈長は、格間長とする。ただし、横方向への拘束を目的とする充分剛な部材によって横方向に支持される場合は、その支持点間を有効座屈長としてよい。

〔解説〕

アーチ構造は、構造系の種類が多岐にわたるので、部材座屈と全体座屈の両方に対して有効座屈長を一義的に与えることが難しい。特に、面外座屈については部材座屈と全体座屈は独立に生じる場合も多いので、ここでは後出の (8) 項の全体座屈の照査を行うことを前提に部材としての有効座屈長を定めた。

式 (2.2.8) は、断面が材軸方向にほぼ一樣な場合について $L/4$ 点の断面を基準に定めたもので、アーチ全体構造の代表値である。アーチ系橋梁の場合、細長比係数 $\pi/\sqrt{\alpha\gamma}$ は、0.36 ($f/L=0.1$ の固定アーチ) から 0.65 ($f/L=0.3$ の 2 ヒンジアーチ) の間の値をとる。いずれにしても、通常のアーチ系橋梁の格間長 (0.1~0.2 L 程度) よりも大きくなる。

部材断面の設計に用いる座屈長としては、次項に述べる固有値解析による有効座屈長の方が断面毎に定められるので適切であるが、断面が材軸方向にほぼ一様である場合には良い近似になること、固有値解析をしなくても陽な形で与えられることを考慮して与えた。この有効座屈長を持つはり一柱として断面決定すれば、概略設計は可能である。

構造全体の面内耐荷力は、荷重が材軸方向に偏載する場合に大きく低下するので、無補剛アーチおよび補剛桁に軸方向力が生じないアーチ構造の場合、後の(8)項に述べた全体座屈の照査が必要である。補剛桁に軸方向力が生じるアーチの場合は、構造全体の面内耐荷力は十分に大きいので問題になることは少なく、格点間の部材としての座屈が支配的になるので、格間長を座屈長とした。

(b-4) 固有値解析による有効座屈長

(b-1)~(b-3)において対象とした構造、さらに複雑な構造形式、複雑な荷重状態にある構造、および断面が著しく変化する構造に対しては、構造全体系の弾性固有値解析により各断面の有効座屈長を算出してよい。

$$|K_E + \kappa K_G(N_i)| = 0 \quad \dots\dots\dots (2.2.10)$$

$$\ell_{ei} = \pi \sqrt{\frac{(EI)_i}{\kappa N_i}} \quad \dots\dots\dots (2.2.11)$$

ここに、

K_E : 微小変位理論の弾性剛性行列

K_G : 基準状態における幾何剛性行列

κ : 固有値

ℓ_{ei} : 断面*i*の有効座屈長

$(EI)_i$: 断面*i*の曲げ剛性

N_i : 設計荷重に基づく(4)の構造解析から得られる断面*i*の軸方向力

である。

〔解説〕

構造部材の有効座屈長は、荷重条件および支持条件により異なるため、変断面を持つ複雑な構造系の有効座屈長を一義的に決定することはかなり困難である。既存の設計基準^{5)~7)}では、代表的な構造および境界条件に対して陽な形で有効座屈長を定めており、任意の構造系に対して明確に規定している訳ではない。したがって、実設計上においては設計技術者に近似的な有効座屈長の判断を委ねる場合もあり、座屈に対する十分な安全性が確保されない事態も起こりえる。

上述のことを踏まえ、本設計法における部材断面の有効座屈長は、(b)の(b-1)~(b-3)による決定法の他に(3)の荷重に関する条項に基づく構造全体系に関する弾性固有値解析により決定する方法も規定した^{8)~11)}。設計実務作業の中での電子計算機の活用が日常化してきている現在、弾性固有値解析は複雑な鋼構造の設計における重荷ではなくなり、さらに断面力の変化とともに変わる断面の有効座屈長は、断面変化するところに節点を設けることにより節点間の断面に対して定義できるなどの特徴を有しており、設計の精度および信頼性を高めることが可能になる。

なお、引張部材の設計断面耐力は、 $\ell_e/r=0$ の場合の値を用いて評価して良い。

(イ) 構造全体系の弾性固有値解析

分布外力のない、軸方向力が一定となる短いはり－柱要素 i の接線剛性式は、

$$\Delta F_i = [K_E + K_G(N_i)]\Delta u_i \cdots \cdots \cdots (\text{解2.2.3})$$

と表すことができる。ここに、 K_E は断面 i の微小変位理論による弾性剛性行列、 K_G は断面 i の幾何剛性行列、 ΔF_i 、 Δu_i は増分外力ベクトルおよび対応する増分変位ベクトル、 N_i は軸方向力を表す。

ところで、周知のように任意境界条件における柱 i の座屈荷重は、

$$P_{cri} = \pi^2 \frac{EI_i}{(\ell_{ei})^2} \cdots \cdots \cdots (\text{解2.2.4})$$

と与えられる。ここに、 P_{cri} 、 I_i は断面 i の座屈荷重、断面 2 次モーメント、 E は弾性係数、 ℓ_{ei} は断面 i の有効座屈長である。

微小変位解析では、部材に作用する外力と断面力は等しくなることから

$$N_{cri} = P_{cri} \cdots \cdots \cdots (\text{解2.2.5})$$

が成り立つ。ここに、 N_{cri} は部材が不安定になる軸方向力である。

したがって、式(解2.2.4)(解2.2.5)を考慮すると、部材断面 i の有効座屈長は、

$$\ell_{ei} = \pi \sqrt{\frac{(EI)_i}{N_{cri}}} \cdots \cdots \cdots (\text{解2.2.6})$$

と与えられる。

いま、各要素に対する未知係数 κ を式(解2.2.3)の N_i に掛けるとともに全要素について総和をとることにより、構造全体系の接線剛性行列 K_t が、

$$K_t = K_E + \kappa K_G(N_i) \cdots \cdots \cdots (\text{解2.2.7})$$

と表すことができる。ここに、 K は全体剛性行列 ($= \Sigma K$) である。

したがって、式(解2.2.7)に微小変位解析により決定した N_i を代入し、構造系が不安定となる未知係数 κ を最小固有値として得ることができる。その結果、構造物が不安定になる時の軸方向力は、

$$N_{cri} = \kappa N_i \cdots \cdots \cdots (\text{解2.2.8})$$

と表すことができる。

換算細長比 λ は、

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \frac{\ell_e}{r} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \cdots \cdots \cdots (\text{解2.2.9})$$

である。ここに、 r は断面 2 次半径である。断面 i の断面 2 次半径は

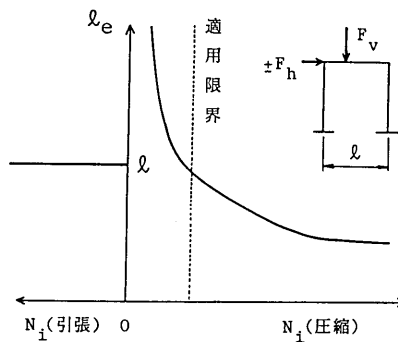
$$r_i = \sqrt{\frac{I_i}{A_i}} \cdots \cdots \cdots (\text{解2.2.10})$$

で与えられるので、式(解2.2.6)と式(解2.2.10)を式(解2.2.9)に代入することにより、断面*i*における換算細長比が次式のように与えられる。

$$\lambda_i = \sqrt{\frac{A_i \sigma_y}{N_{cri}}} \dots\dots\dots (\text{解2.2.11})$$

(ロ) 微小軸圧縮力が作用する断面の有効座屈長

全構成要素の剛性、境界条件および荷重条件が与えられる時、式(解2.2.7)の固有値解析により得られる式(解2.2.6)の有効座屈長は、隣接部材の剛性による伝統的方法から決定される有効座屈長に比較してより厳密な値となる。しかし、(イ)の定義による計算法では微小軸圧縮力が作用する断面が存在する構造系において問題が生じる。



図解2.2.4 微小軸圧縮力を受ける断面の有効座屈長

図解2.2.4のように、荷重 F_v に加えて風荷重のような横荷重 F_h が作用する簡単な骨組構造の場合、横荷重が存在しなければはりには曲げのみが作用するが、横荷重を受ける場合には曲げと軸方向力が作用し、その軸方向力は正負の横荷重 F_h に対して圧縮および引張の軸方向力となる。このような荷重ケースの場合、骨組構造物の実際の耐荷力は、鉛直荷重 F_v に対して横荷重が微小な場合にはそれほどの違いはない。しかし、正の微小横荷重が作用することにより、微小な軸圧縮力を受ける断面では式(解2.2.6)の分母の N_{cri} の絶対値が小さいため算出される有効座屈長が非現実的な過大値となり、その細長比は極端に長くなる。そのため、両荷重ケースにおけるはりの耐荷力評価がかなり異なる結果となる。

したがって、本来両荷重ケースの耐荷力に大きな違いはないことを考える時、断面に作用する軸圧縮力が微小である場合、実際の設計において(イ)の固有値解析の適用上の工夫と適用限界の設定が必要になる。現在、固有値に関して安全側の評価を与えつつ、有効座屈長を適切に評価する方法として微小軸圧縮力を受ける断面に付加的軸圧縮力を導入する手法^{9),10)}、および着目部材のみが座屈するような高次座屈モードに対して評価する方法¹²⁾がある。

ここでは、前者の方法について述べる。つまり、対象となる微小軸圧縮力が作用する断面にのみ次式、

$$\bar{N}_i = \alpha_i N_i, \quad \alpha_i \geq 1 \dots\dots\dots (\text{解2.2.12})$$

で与えられる任意の係数 α_i 倍した軸圧縮力を導入するのである。

これらの値を式(解 2.2.7)に導入し、 $\bar{N}_i$ を用いた修正接線剛性行列 $\bar{K}_t$ は、

$$\bar{K}_t = K_E + \bar{\kappa} K_G(\bar{N}_i) \dots\dots\dots (\text{解}2.2.13)$$

と表すことができる。また、微小軸圧縮力を持つ断面での増分係数 α_i による修正換算細長比は、式(解 2.2.11)と同様に

$$\bar{\lambda}_i = \sqrt{\frac{A_i \sigma_y}{\bar{N}_{cri}}} \dots\dots\dots (\text{解}2.2.14)$$

ここに、

$$\bar{N}_{cri} = \bar{\kappa} \bar{N}_i = \bar{\kappa} \alpha_i N_i \dots\dots\dots (\text{解}2.2.15)$$

と与えられる。

断面力の増分は、微小軸圧縮力を受ける断面に対してのみ行うから、式(解 2.2.13)の固有値解析により得られる最小固有値 $\bar{\kappa}$ は、各 α_i の増加にともなって κ より減少していく。しかし、その $\bar{\kappa}$ に対する影響は小さい。このことから、 $\bar{N}_{cri}$ の大きさは増分係数を考慮した断面では N_{cri} より大きくなる。逆に、 $\bar{\lambda}_i$ の値は λ_i より小さくなる。したがって、小さくなった換算細長比は断面 i の限界軸圧縮強度をより高めることになる。 $\bar{\kappa}$ の値は、構造物の幾つかの断面で α_i の導入により減少することになるが、上で述べた理由により有効座屈長をかなり短くすることが可能になる。また、同じ増分係数に対して微小軸圧縮力を受けていない断面の耐荷力を増大させる効果がある。

式(解 2.2.5)と N_{cri} を考慮すると、既存の設計基準に用いられる安定照査式

$$\gamma \left(\frac{N}{N_{cu}} + \frac{M}{M_y \left(1 - \gamma \frac{N}{N_e} \right)} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (\text{解}2.2.16)$$

は、次式のように書き換えることができる。

$$\frac{N_{cri}}{\bar{N}_i} \geq \gamma \frac{\left(1 - \gamma \frac{N}{N_{cu}} \right)_i}{\left(1 - \gamma \frac{N}{N_{cu}} - \gamma \frac{M}{M_y} \right)_i} \dots\dots\dots (\text{解}2.2.17)$$

ここに、 N, M は部材に作用する軸方向力と作用曲げモーメント、 N_{cu}, M_y は圧縮耐力、降伏モーメント、 N_e はオイラー座屈値である。

したがって、 α_i および式(解 2.2.14)の使用は、各断面の N_{cri} が式(解 2.2.17)を満足するかぎり安全な設計を可能にする。また、式(解 2.2.8)と式(解 2.2.12)を考慮すると、任意の増分係数 α_i を導入することは、 N_{cri} が式(解 2.2.17)を満足しつつ、 $\bar{N}_{cri}$ に等しくなるまで増加することと等価である。

一般的な構造物は変断面部材から構成された構造系であり、その耐荷力は階段状に分割した要素の中の最小限界荷重に支配されることから、全要素の限界荷重が一致した時が最大となる。したがって、加えるべき具体的な増分係数 α_i の値は、この条件を満足するように繰り返し計算を行うことにより決定できることになる。

(7) 横方向への拘束

トラスやアーチ構造では、立体的な機能を確認するために横方向に充分剛な横構と対傾構を設けること。これがない場合は立体骨組として別途計算し安全性を照査するものとする。

〔解説〕

トラスやアーチ部材の設計では、圧縮部材の面外座屈に関する有効座屈長は主構の格点が橋梁でいう横構、対傾構あるいは橋門構などによって十分に支持されていることが条件になっている。この場合、横構、ストラット、対傾構および橋門構の設計は道示 10.5 に準拠する。

アーチの横構の斜材の部材力を正確に求めるためには、少なくともアーチと横構からなる系を立体骨組として有限変位解析 (弾性) することが望ましいが、次のようにしてもよい。

水平横荷重に対しては、アーチリブと横構からなる系を平面に展開した骨組を考え、地震時または暴風時のアーチ面内の設計荷重によるアーチ軸力を作用させた状態に、係数倍した水平横荷重を作用させて有限変位解析を行う。鉛直面内荷重に対しては、アーチリブと横構からなる立体骨組に係数倍した鉛直方向設計荷重を作用させて微小変位解析を行う。それぞれの荷重に対して求めた部材力の内、大きい方の部材力に対して直柱として設計する。

水平横力による端部横構の斜材の軸力の近似式は、下路式アーチについては参考文献 17) に示されている。

また、文献 19) には、十分な面外座屈強度を得るのに必要な横構部材の剛度が提案されている。この文献によると、格間長が主構間隔にほぼ等しいダブルワレン形式の横構でアーチリブがその全長にわたって補剛される場合、十分な面外座屈強度を得るために必要な横構、斜材の断面積は、アーチリブの断面積の 2% 以上であれば良いことが計算される。

(8) 全体座屈の照査

(a) トラス

トラスの全長に比べてトラス主構の間隔が非常に狭いトラスでは、全体座屈について適切な方法により照査するものとする。

(b) ラーメン

特殊な形式を用いる場合には、別途厳密な計算を行って照査するものとする。

(c) アーチ

全体構造の配置、形状および部材断面の選定にあたっては、アーチ面内および面外への全体座屈について適切な方法により照査するものとする。

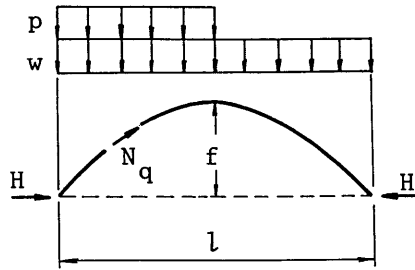
〔解説〕

(a) (6) にしたがって部材を設計すれば、通常の全体座屈の照査は不要である。しかし、幅が狭く、しかも長支間のトラスにおいては、平面形状が非常に細長くなり、圧縮弦材全体が横倒れ座屈を生じるおそれがあるので、面外座屈に対する適切な方法で照査する必要がある。

(b) (6) にしたがって部材を設計すれば、通常の全体座屈の照査は不要である。しかし、特殊なラーメン形式を用いる構造物においては、構造全体系としての面外座屈について適切な方法で照査する必要がある。

(c) アーチ構造の全体座屈は以下に述べる方法により照査してよい。

(イ) 面内座屈



p, w : 主構造に作用する等分布活荷重
および死荷重

図解2.2.5 アーチの面内座屈の照査に用いる荷重状態

アーチの軸線が鉛直面内にあって、対称な放物線または円弧をなし、部材がほぼ等高であるアーチの面内座屈の照査は図解 2.2.5 に示す荷重状態について行うのを原則とし、具体的な照査式は次式で与えられる¹³⁾。

$$\frac{\nu N_q}{\Phi P_{cu}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (解2.2.18)$$

ここに、

ν : 安全率

N_q : 設計荷重を載せた場合の 1 次理論によるアーチの 1/4 点の軸方向力

$$N_q = \gamma \left(1 + 0.5 \frac{p}{w} \right) \frac{w \ell^2}{8f} \quad \dots\dots\dots (解2.2.19)$$

Φ : 半載荷重の付加による耐荷力の減少率

$$\Phi = 1 - \left\{ 2.2 \frac{f}{\ell} + 0.018 \sqrt{\frac{E}{F}} - 0.19 - 4K \left(\frac{\ell}{r_z} - 6K \sqrt{\frac{E}{F}} \right)^2 \times 10^{-6} \right\} \sqrt{\frac{p}{w}} \quad \dots\dots (解2.2.20)$$

r_z : アーチ部材の面内曲げに対する断面二次半径の長さにあたる平均値、

軸力が生じない補剛桁を有する場合 $r_z = \sqrt{\frac{I_g + I_a}{A}}$

K : 2 ヒンジアーチの時 $K = 1.0$, 固定アーチの時 $K = 1.7$

P_{cu} : 断面の圧縮耐力 (kgf) $P_{cu} = A \sigma_{cug} \sigma_{cul} / F$

A : 支間 1/4 点のアーチリブの断面積

σ_{cug} : 局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度 (kgf/cm²)

$$\sigma_{cug} = \begin{cases} F & (\lambda \leq 0.2) \\ \{1.0 - 0.545(\lambda - 0.2)\} F & (0.2 < \lambda \leq 1.0) \\ \frac{1.0}{0.773 + \lambda^2} F & (1.0 < \lambda) \end{cases}$$

F : 支間 1/4 点の鋼種の設計基準強度

λ : 細長比パラメータ

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F \ell_e}{E r_z}}$$

$$\ell_e = \frac{\pi \ell}{\sqrt{\alpha \gamma}} \quad \dots\dots\dots (解2.2.21)$$

ℓ : アーチの支間

γ : $\gamma = \sqrt{1 + 4(f/\ell)^2}$

f : アーチのライズ

α : 表 2.2.2 に示すアーチの面内座屈係数

σ_{cul} : 支間 1/4 点の断面を構成する板要素の局部座屈強度 (kgf/cm^2)

有効座屈長の概念を拡張して、アーチの面内耐荷力曲線を両端ヒンジの中心圧縮材の耐荷力曲線に変換し、支間長の 1/4 点の断面を代表断面としてアーチ構造の終局強度を中心圧縮材の基準強度式から定めるものである。ここで、支間長の半分に分布荷重が付加する場合は、半載荷重強度と満載荷重強度の比 p/w によって終局強度を低減する¹³⁾。

細長比パラメータ λ を有効長さ $\ell_e = \pi\ell/\sqrt{\alpha\gamma}$ と表 2.2.2 の α を用いて定めるかわりに系の弾性固有値解析を行って次式で求めても良い。

$$\lambda = \sqrt{\frac{AF}{\alpha N_0}} = \sqrt{\frac{AF}{N_{cr}}}$$

ここに、

α : 面内座屈に対する最小固有値

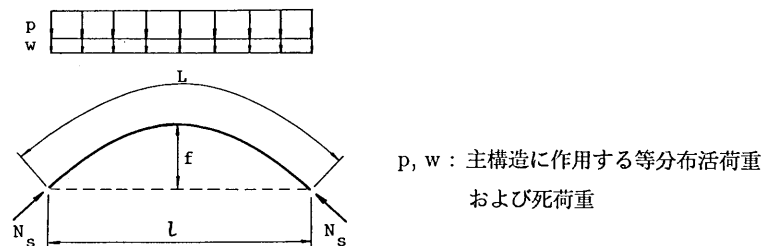
N_0 : 基準荷重 (設計荷重) に対する支間 1/4 点の作用軸力

N_{cr} : 支間 1/4 点における座屈限界軸力

補剛桁に軸方向力が生じるアーチ構造については、面内座屈強度は大きく一般に問題になることは少ない。

(ロ) 面外座屈

格点間の部材としての座屈に対して安全になるように断面決定された 2 本以上のアーチ主構が (7) の条項により横構と対傾構で補剛されている場合で、支間 (中路段アーチでは図解 2.2.6 に示す ℓ_0) と最外縁の主構間距離の比が 20 以下のアーチ構造では、一般に完成系に対する面外座屈の照査は不要である。このことは、本規定が適用外としている二つのアーチの構面が互いに傾斜したいわゆるバスケットハンドルタイプのニールセン系ローゼ桁橋にも言える¹⁴⁾。



図解 2.2.6 アーチの面外座屈の照査に用いる荷重状態

その他のアーチ構造については、面外座屈に対して安全を照査しなければならない¹⁵⁾。アーチ構造の面外座屈は図解 2.2.3 に示す荷重状態について照査するのを原則とする。

アーチ軸線が鉛直面内にあって、対称な放物線または円弧をなし、部材がほぼ等高のアーチで、横構と対傾構が (7) を満足するように設けられている場合は、アーチ面外座屈の照査は次式によって

よ、(16),(18),(21)。

$$\frac{\nu N_s}{P_{cu}} \leq 1 \dots\dots\dots (\text{解2.2.22})$$

ここに、

ν : 安全率

N_s : 作用荷重 (等分布満載) に対して弾性一次理論により計算される支点の軸方向力、
中落式アーチ橋の場合は補剛桁との交差点におけるアーチリブの軸方向力 (kgf)

P_{cu} : 断面の圧縮耐力 (kgf) $P_{cu} = A\sigma_{cug}\sigma_{cul}/F$

A : アーチリブ一本の断面積、変断面の場合、長さにわたる平均値

$A = \Sigma A_i L_i / L, \quad L = \Sigma L_i$

σ_{cug} : 次式に示す局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度 (kgf/cm²)

$$\sigma_{cug} = \begin{cases} F & (\lambda \leq 0.2) \\ \{1.0 - 0.545(\lambda - 0.2)\}F & (0.2 < \lambda \leq 1.0) \\ \frac{1.0}{(0.773 + \lambda^2)}F & (1.0 < \lambda) \end{cases}$$

F : 使用鋼材の内、最低級の鋼種の設計基準強度 (kgf/cm²)

λ : 細長比パラメーター

$$\lambda = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F K_e K_\beta K_\ell K_g S}{E}} \frac{1}{r_y}$$

r_y : $\sqrt{I_y/A}$

I_y : アーチリブ一本の鉛直軸まわりの断面二次モーメント、変断面の場合、長さにわたる平均値 $I_y = \Sigma I_{yi} L_i / L, \quad L = \Sigma L_i$

K_e : 支点の拘束の影響を考慮するための有効長さ係数、
支点におけるアーチリブの面外曲げに関する回転が固定の時 0.5、自由の時 1.0

K_β : 横構による補剛の効果を考慮するための有効長さ係数、

$$1 - \beta + \{2r_y(0.5 + 0.94\sqrt{\mu})/(aK_e)\}\beta$$

β : 横構に補剛されたアーチ部分の長さのアーチリブ全長に対する比、
下落式アーチ橋 (図解 2.2.7) では、横構に補剛されたアーチ部分の長さのアーチリブ全長に対する比、

中落式アーチ橋 (図解 2.2.9) では、橋門部下端より上側部分を下落式アーチと見なして同様に求める

上落式アーチ橋 (図解 2.2.8) では、通常、アーチの全長にわたって横構で補剛されるので $\beta = 1.0$ となる。

a : 二本のアーチリブの軸線の間隔

μ : 横構のせん断撓性を表わす係数

$$\mu = \frac{1}{2} \left(\frac{a}{L} \right)^2 \left(\frac{a}{b} \right) \frac{A}{2A_d} \left[\left\{ 1 + \left(\frac{b}{a} \right)^2 \right\}^{\frac{3}{2}} + \frac{2A_d}{A_b} \right]$$

b : 横構のパネル間隔、変化する場合はそれらの平均値

A_d : 横構斜材の断面積

A_b : 横構ストラットの断面積

K_ℓ : 荷重の方向が鉛直を保たない場合に考慮する有効長さ係数、

荷重が鉛直方向を保つ場合は 1.0

下路式アーチ橋及び中路式アーチ橋の場合

$$K_\ell = \begin{cases} 1 - 0.35 \left(\frac{I_{gy}}{I_{ay}} \right)^{\frac{1}{4}} & \frac{I_{gy}}{I_{ay}} \leq 1 \\ 0.65 & \frac{I_{gy}}{I_{ay}} > 1 \end{cases}$$

上路式アーチ橋の場合

$$K_\ell = 1.45 + 0.05 \frac{I_{ay}}{I_{gy}} + \left(0.01 \frac{h_g}{f} \frac{I_{ay}}{I_{gy}} \right)^{0.25}$$

I_{gy} : 桁、床組がある場合、それらを一体として考えた断面の水平横曲げに対する断面二次モーメント

I_{ay} : 横構によって連結された二本のアーチリブを一体として考えた断面の面外曲げに対する断面二次モーメント

h_g : 上路式アーチ橋の場合の補剛桁図心線とアーチクラウン (図心) との鉛直距離 (図解 2.2.8 参照)

f : アーチライズ

K_g : 補剛桁を有する場合にアーチの面外変位を拘束する効果を考慮する有効長さ係数、 $K_g = 1.0$ とすればすべての場合に安全側である。

通常、下路式アーチ橋、中路式アーチ橋の場合 $K_g = 1.0$ とする。

上路式アーチ橋でアーチリブと補剛桁がアーチクラウン部において剛結されている場合で、強度増加を考慮する場合は次式で求めて良い。

$$K_g = 0.5 + \frac{1.48}{\left(\frac{I_{gy}}{I_{ay}} + 1.72 \right)^2}$$

S : アーチの全軸線長、上路式及び下路式アーチにあっては、アーチの全軸線長 L 、中路式アーチにあっては、一方の橋門部下端から他方の橋門部下端までのアーチの軸線長 L_0 (図解 2.2.9 参照)

σ_{cul} : 断面を構成する板の局部座屈強度 (kgf/cm^2)

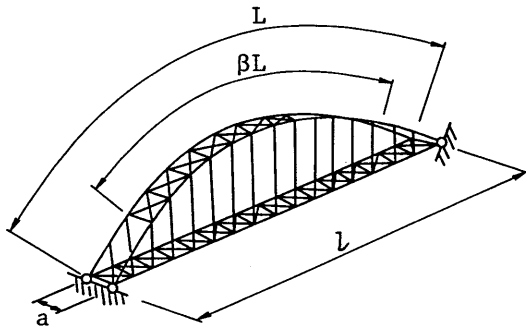
面外座屈に対しては、軸力が最大になる載荷条件に対して最も危険であると考えた。集中荷重の影響は一般に小さいので無視した。等分布荷重に対してその比率が大きい場合は、支点軸力の算定に考慮する必要がある。

アーチリブの支点における水平軸まわりの回転の有無 (アーチの面内にヒンジか固定か) は、面外座屈強度に及ぼす影響は小さい。

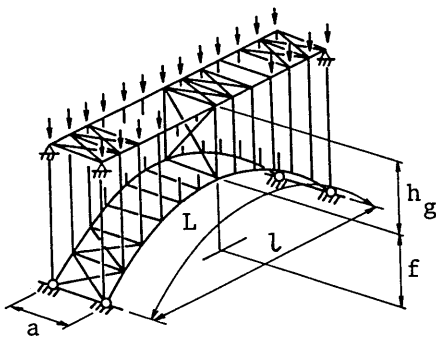
断面構成板の局部座屈との連成座屈に対する取り扱い、直柱の場合の取り扱いに準じた。

局部座屈を考慮しない軸方向圧縮強度の計算に用いる細長比パラメーター λ は、実構造の 3 次元

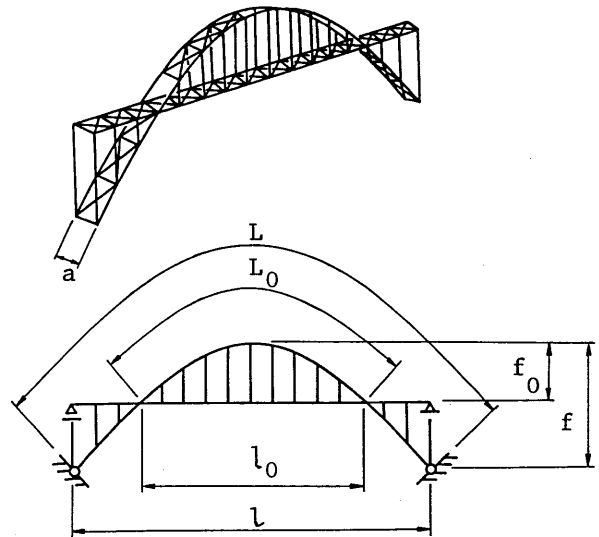
弾性固有値解析を行って求めても良い²⁰⁾。この場合の細長比パラメーターは、次式で求める。



図解2.2.7 下路式アーチ



図解2.2.8 上路式アーチ橋



図解2.2.9 中路式アーチ橋

ここに、

$$\lambda = \sqrt{\frac{A_s F}{\alpha N_s}} = \sqrt{\frac{A_s F}{N_{cr}}}$$

A_s : 支点におけるアーチリブの断面積

α : 面外座屈に対する最小固有値

N_s : 基準荷重(設計荷重)に対する支点部の作用軸力

N_{cr} : 支点部における座屈限界軸力

さきに示した条件を満たさないアーチ橋については別途照査を行う必要がある。その際、三次元有限変位弾塑性解析で強度照査を行うのが望ましいが、行えない場合は、次に示すような手順による簡易法によっても良い²⁰⁾。

1) 基準荷重を載荷したときの支点軸力を N_0 として弾性分岐座屈問題として系の最小固有値 α を求める。

2) 弾性座屈軸力 $N_c = \alpha N_0$ を両端ヒンジ柱の座屈軸力 $N_{cr,E} = \pi^2 EI / \ell_e^2$ と等置し、構造物の有効長さ ℓ_e を次式で計算する。

$$\ell_e = \pi \sqrt{\frac{EI_y}{\alpha N_0}}$$

ここに、 EI_y は、アーチリブ一本の断面の面外曲げに対する剛性の長さ にわたる平均値である。

3) 細長比パラメーター $\lambda = (1/\pi)\sqrt{F/E}(\ell_e/r_y)$ を計算し、直柱の基準強度式に代入し、 σ_{cug} を求める。ここに、 r_y はアーチリブ一本の断面の面外曲げに関する断面二次半径の長さにわたる平均値である。

4) $P_{cu} = A\sigma_{cug}\sigma_{cul}/F$ を構造物の耐荷力(終局応力度)とする。ここに、 A はアーチリブ一本の断面積の長さにわたる平均値である。

5) $\nu N_s/P_{cu} \leq 1$ を照査する。

アーチの支点が面外方向の曲げとねじりに対して回転する場合は著しく面外座屈強度が低下するので、面外曲げとねじりに対して固定する場合には、遊びやゆるみが生じにくい構造とするとともに施工にあたっては、十分に注意をする必要がある。

2.2.2 非線形弾性固有値解析を用いる方法 (γ_E 法)

(1) 適用範囲

本設計法は、鋼骨組構造物に適用する。この設計法に示されていない事項については、類似の構造物に関する基準によるものとする。

〔解説〕

本来、対象を特定しない一般的な鋼構造物の設計を可能にする方法が望ましいが、本設計法は、設計断面力に対して計算した応力度を荷重係数倍して与えられる応力度に対応する見掛けの弾性係数比 γ_E を導入し、固有値解析により求めた設計断面耐力と設計断面力の比較により安全性を照査する方法をとっており、既存の設計法に比べて、解析的設計法に移行した新しい限界状態設計法^{22),23)}であるため、現在までの試算設計において有効とされる骨組構造物の設計方法を示している。したがって、その設計方式の基礎となる理論の成立する条件や仮定が充分満足されていないと考えられる場合には、類似の構造物の基準によることとした。

(2) 材料強度

(a) 鋼材の材料強度

鋼材の材料強度については、文献 1) の定めによるものとする。

〔解説〕

鋼材の引張試験から定まる応力－ひずみ曲線は、検討の目的に応じて適切な形を仮定するものとし、その曲線に基づいて得られる引張降伏強度の特性値、および引張強度の特性値は、文献 1) の材料及び細部構造分科会成果報告書の定めに従うこととした。

(b) 構造用鋼材の設計材料強度

(7) の限界状態の照査が行われる場合の構造用鋼材の設計材料強度は、文献 1) の定めによるものとする。

〔解説〕

構造用鋼材の軸方向引張強度、曲げ引張強度、軸方向圧縮強度、および曲げ圧縮強度などの設計

材料強度の定め方、およびその大きさは、文献1)の材料及び細部構造分科会の成果を準用することとした。

(3) 荷重

設計にあたって考慮する荷重の種類、設計荷重の組み合わせ、および荷重係数については、文献3)の定めによるものとする。

〔解説〕

設計にあたって考慮すべき荷重の種類は、対象とする構造物によって異なるばかりでなく、限界状態に対して考慮すべき設計荷重の組み合わせも種々存在することになる。したがって、ここでの基本的事項については文献3)の鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)の定めにしたがうことにした。

(4) 構造解析

構造解析は、微小変位理論による設計計算を原則とし、構造に応じた適切な解析モデルを選定するものとする。

〔解説〕

本設計法では、微小変位理論に基づく弾性解析を行って、設計荷重による構造物の応答値(断面力、応力度、変位など)を算定する。したがって、荷重と応答値が線形関係にあることを前提にしているため、通常の重ね合わせの原理が適用でき、限界状態の照査を行うべき最も厳しい荷重作用とその時の応答値が容易に求められる。

なお、構造解析においては、構造物の形状、支持条件、荷重条件、照査する限界状態などに応じて、適切な解析モデルを設定する必要がある。

(5) γ_E 関数

骨組構造の終局強度に影響する初期たわみ、および残留応力等の因子に対しては、次式で与えられる軸圧縮応力度の関数である γ_E 値を各断面に導入することにより考慮する。

$$\gamma_E = \begin{cases} 1 - 0.773 \left(\frac{\sigma^*}{\sigma_y} \right), & \frac{\sigma^*}{\sigma_y} \leq 0.564 \\ \left(\frac{1.109 - \frac{\sigma^*}{\sigma_y}}{0.545} \right)^2, & 0.564 < \frac{\sigma^*}{\sigma_y} \leq 1.0 \end{cases} \quad \dots\dots\dots (2.2.12)$$

ここに、

σ^* : 設計軸圧縮応力度を荷重係数倍した軸圧縮応力度 ($= \gamma_f \sigma$)

γ_f : 荷重係数

σ : 設計軸圧縮応力度

σ_y : 降伏応力度

である。

〔解説〕

本設計法は、設計荷重により得られる作用軸圧縮応力度を荷重係数倍した軸圧縮応力度の関数として与えられる γ_E 関数の導入により、部材の初期不整による耐荷力への影響、および柱の非弾性領域の発生により起こるはりととの接合部の剛性変化を直接的に全体系の固有値解析に考慮している。そのため、有効座屈長の概念を用いる必要がない。

さらに、設計荷重に対して得られる変断面部材要素ごとの軸圧縮応力度を用いて γ_E 関数を評価できるため、変断面を持つ構造全体系の耐荷力照査が可能になっている。

ここでの軸圧縮応力度 σ^* を決定する荷重係数 γ_f の値は、従来の安全率相当値の 1.7 を用いて良い。

(6) 固有値解析

各断面の設計圧縮耐力は、(5) の γ_E 関数を考慮した構造全体系の固有値解析により求める。

$$|K_E(\gamma_{Ei}) + \kappa K_G(N_i)| = 0 \quad \dots\dots\dots (2.2.13)$$

$$N_{cri} = \kappa N_i \quad \dots\dots\dots (2.2.14)$$

$$\sigma_{cri} = \frac{N_{cri}}{A_i} \quad \dots\dots\dots (2.2.15)$$

ここに、

K_E : 微小変位理論による剛性行列

K_G : 幾何剛性行列

κ : 固有値

γ_{Ei} : (5) で与えられる γ_E 値

N_i : 断面 i の設計圧縮力

N_{cri} : 断面 i の設計圧縮耐力

A_i : 断面 i の断面積

である。

〔解説〕

ラーメン構造全体系の設計断面耐力は、実務設計の立場から固有値問題の形に置き換えて評価している。ラーメン構造物を構成する部材の非弾性特性や初期曲がりの耐荷力への影響は、(5) の γ_E 関数を決める段階ですでに取り込まれることになるため、構造系に改めて初期不整の影響を考慮する必要はない。この場合、各断面の設計圧縮耐力は、式 (2.2.14) で与えられることになる。

(7) 限界状態の照査

(a) 一般

設計においては、構造物に考えられる必要なすべての限界状態に対して安全性の照査を行うことを原則とする。ここに、限界状態は終局限界状態、使用限界状態、および疲労限界状態の 3 種類とする。

〔解説〕

鋼構造物の設計では、一般に終局限界状態、使用限界状態および疲労限界状態の3つの限界状態に対して照査すれば十分であると考えられている⁵⁾。特に、本設計法では、終局限界状態に対する断面設計を行うことを主な目的とし、使用限界状態および疲労限界状態についての照査は、類似の構造物に設計基準の定めがある場合にはそれを準拠し、ない場合には条文の要請の基に責任技術者が検討し判断することとした。

(b) 終局限界状態の照査

骨組構造の設計における終局限界状態の断面照査は、(3)の設計荷重に対して、次式により行うものとする。

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \dots\dots\dots (2.2.16)$$

ここに、

γ_i : 構造物係数
 S_d : 設計断面力
 R_d : 設計断面耐力

である。

〔解説〕

終局限界状態の断面照査は、限界状態の性格が明確になるような設計照査式を用いることとし、その照査は原則として設計断面力と設計断面耐力を使用した条文の照査式とした。この照査式では、引張力を受ける場合と圧縮力を受ける場合を1つにまとめて表現している。

本設計法では、仮定した構造物の照査が固有値問題の形になっていさえすれば良く、式(2.2.16)の具体的な照査式は、従来の相関式⁵⁾、および文献2)の部材強度分科会の成果を参考にした、

$$\gamma_i \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{ca}} + \frac{\sigma_b}{\sigma_{ba} \left(1 - \frac{\sigma_c}{\sigma_{et}} \right)} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (\text{解}2.2.23)$$

ここに、

σ_c : 設計圧縮応力度
 σ_{ca} : 設計圧縮耐力、ただし、 $\text{Min}(\sigma_{cr}/\nu, \sigma_y/\nu)$ の値を用い、初期降伏応力度を限界とする。ここに、 ν は部材係数(1.7の安全率相当値)
 σ_b : 設計用曲げモーメント力
 σ_{ba} : 設計用曲げモーメント耐力
 σ_{et} : 非弾性座屈応力度

のはり一柱の線形相関式が有効である²⁰⁾。

なお、構造物係数は、文献3)の共通の原則の定めに従うものとする。

(8) 面外座屈の照査

ラーメン構造物の面外座屈については、適切な方法により照査するものとする。

〔解説〕

吊形式橋梁の塔や高架橋梁の橋脚等の特殊な骨組構造物においては、構造全体系としての面外座屈について適切な方法で照査することとした。

参考文献

- 1) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会・材料及び細部構造分科会：委員会報告書(案), 1991.11
- 2) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会・部材強度分科会：委員会報告書(案), 1992.9
- 3) 土木学会・構造工学委員会・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, 1992.7
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物, 1992.10
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (I 共通編, II 鋼橋編), 1990.2
- 6) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説, 1983.4
- 7) 土木学会：鋼構造物設計指針 Part A, Part B, 1987.3
- 8) 土木学会：座屈設計ガイドライン, 1988
- 9) F., NISHINO and W., ATTIA : A Proposal for In-plane Stability Design of Steel Framed Structures, Proc. of JSCE, 1992.1
- 10) 井上純三・竹中秀夫・長谷川彰夫・西野文雄：有効座屈長を用いた部材設計の全体骨組耐力に関する精度, 構造工学論文集, Vol.31A, 1985.3
- 11) 西野文雄・三木千寿・鈴木篤：道路示方書 2 鋼橋編改訂の背景と運用第 13 章ラーメン構造, 橋梁と基礎, 1981.10
- 12) 尾下里治・吉田昭仁：高次の座屈固有値を用いた有効座屈長の決定方法の提案, 土木学会第 47 回年次学術講演会, 1992.9
- 13) 小松定夫・新家徹：アーチの面内耐力の実用算定式について, 土木学会論文報告集, No.267, 1977
- 14) 北田俊行・中井博・吉川紀・坂野雅則：ニールセンローゼ橋アーチリブの座屈に対する合理的設計法について, 構造工学論文集, Vol.34A, 1988.3
- 15) SAKIMOTO, T and KOMATSU, S : Ultimate Strength of Arches with Bracing Systems, Journal of the Structural Division, Proc. of ASCE, Vol.109, No.3, 1983.3
- 16) 崎元達郎・鶴田栄一・坂田力：下路式および中路式アーチ橋の弾塑性面外座屈強度, 構造工学論文集, Vol.34A, 1988.3
- 17) 崎元達郎・坂田力・古賀一臣：上路式アーチ橋の面外座屈強度, 構造工学論文集, Vol.37A, 1991.3
- 18) SAKIMOTO, T and KOMATSU, S : Ultimate Strength of Arches under Lateral Loads, Proc. of JSCE, No.292, 1979.12
- 19) 倉西茂・矢吹哲哉：鋼アーチ橋の極限強度に及ぼす横構剛性の影響について, 土木学会論文報告集, 第 305 号, 1981
- 20) 崎元達郎・坂田力・小堀俊之：弾性固有値解を用いた有効長さ手法による鋼アーチ系橋梁の弾塑性面外座屈強度の算定, 構造工学論文集, Vol.37A, 1991.3
- 21) SAKIMOTO, T and SAKATA, T : The Out-of-plane Buckling Strength OF Through-type Arch Bridges, J. Construct, Steel Reseach, 16, 1990
- 22) 倉方慶夫・西野文雄・長谷川彰夫・梶田順一：骨組構造物の座屈設計法に対する提案, 土木学会論文集, 第 459 号 /I-22, 1993.1
- 23) 倉方慶夫・西野文雄・長谷川彰夫：骨組構造物における現行の座屈設計法の問題点 (上) (下), 橋梁と基礎, 1992.2, 1992.3

2.3 弾性有限変位解析に基づく設計法

2.3.1 等価初期不整を用いる方法

(1) 適用範囲

本設計法は、主としてトラス構造、ラーメン構造、アーチ構造、および吊構造などの鋼製骨組構造物の設計に適用する。この設計法に示されていない事項については、類似の構造物に関する基準類によるものとする。

〔解説〕

本設計法は、鋼を主たる使用材料とする骨組構造物に適用する。本来、できるだけ対象を特定しない一般的な鋼構造物の設計を可能にする方法が望ましいが、本設計法は既存の設計法⁵⁾⁻⁷⁾に比べて、有効座屈長を用いないなど大幅に変更した新しい限界状態設計法⁹⁾であり、その実績が不十分のため、現在までの研究成果においてこの方法の適用が有効と考えられるような骨組構造物のみを対象とした。特に、土木構造物として代表的なトラス構造、ラーメン構造、アーチ構造、および吊構造などの比較的たわみの有限性が問題となる骨組構造物に適用できる設計法を示している。

ここに、類似の構造物とは、構造形式、荷重、使用材料、設計上の安全性確保の考え方、供用環境、耐用年数などが類似している構造物をさす。

(2) 設計法の基本方針

本設計法の基本思想については、限界状態設計法に基づいた非線形解析によるものとする。

〔解説〕

本設計法は、計算機および構造解析理論の進歩が著しい現状を踏まえ、現在行っている微小変位理論に基づく線形解析より多少高度な計算を設計技術者に要求することによって、設計手順の単純化や合理化を計るよう配慮をしている。具体的には、既存の有効座屈長の概念などの近似的な手法を用いず、(3)の条項の構造解析における弾性有限変位理論による非線形解析を用いることを前提とし、得られる設計断面力と設計断面耐力との比較によって構造物の安全性を照査する方針をとることとした。その意味で、本設計法は解析的な設計法と言える。

この方法では、付加曲げモーメントなどの幾何学的非線形性は弾性有限変位解析において含まれることになるので、解析から求まる設計断面力と設計断面耐力を比較するだけで良く、照査は単純になる。しかし、たとえば軸方向力を受ける柱に対して弾性有限変位解析を行った場合、その耐荷力は降伏軸方向力または弾性座屈荷重となるが、実際の耐荷力は残留応力や初期たわみなどの影響により、弾性有限変位解析から求まる耐荷力よりも小さくなる。したがって、骨組構造物あるいは部材の耐荷力を求める場合に弾性有限変位解析を行うには何らかの配慮が必要になる。

従来は、これらの影響を強度の側に安全率として考慮されているが、これに代わる一方法として、実際に含まれる荷重の偏心、初期たわみ、残留応力および局部座屈などの初期不整をそのまま解析に取り入れることが考えられる。また、それらを簡単な等価初期不整に置き換えて解析を行う方法も提案されている。ここでは、(7)の条項に規定した幾何学的非線形性、および残留応力の影響を等価初期不整に置き換えて解析する方法を適用し、局部座屈等の影響は、設計断面耐力の側に考慮すること

とした。

(3) 構造解析

構造解析は、有限変位理論による非線形解析を原則とし、計算にあたっての解析モデルは、(7)の等価初期不整を考慮した骨組構造を前提とする。

〔解説〕

一般に構造解析は、構造物の形状、支持条件、荷重条件および照査する限界状態などに応じて適切な解析モデルを設定する必要がある。本設計法では、(2)の基本方針でも述べたように限界状態設計法への世界的移行、既存の許容応力度設計法における諸問題の存在および計算機性能の飛躍的な向上等を踏まえ、設計技術者に非線形構造解析を委ねることにした。

表解2.3.1 弾性有限変位解析法の種類

解析レベル	要素の回転角の 大きさは任意	曲げ変位による軸方 向変位の変化を考慮	変位後で釣り 合いを考慮
弾性有限変位解析	○	○	○
微小ひずみ小回転の 弾性有限変位解析	×	○	○
線形化有限変位解析	×	×	○

非線形構造解析は、設計手段として汎用性が高く、工学上十分な精度を持ち、しかも、設計技術者に受けいられる解析法であることが重要である。現在、鋼構造物の弾性有限変位解析は、その基本となる理論により、ひずみおよび変位の有限性の評価方法、およびその程度が異なる。

いま、変位およびひずみに関する非線形性のレベルに従って分類すると表解2.3.1のようになる。弾性有限変位解析は後座屈挙動を取り扱える厳密な方法であり、数値計算上、空間固定座標系における定式化と移動座標系における定式化が可能である。現在、移動座標を用いた剛体除去の手法が解の精度および取扱の容易さから有効とされており、移動座標の設定方法や、この座標系での支配方程式の簡略化のレベルによりさらに細分化される。

一方、微小ひずみ小回転の弾性有限変位解析と線形化有限変位解析は、微小ひずみ、要素回転変位が小さいという条件に基づく方法であり、曲げ変位による軸方向変位の考慮の有無により区別される。これら解析法は、座屈点近傍を適用限界とする方法であり、後座屈領域の精度は低下するものの、実設計上では十分な解を得ることができる。

本設計法では、対象とする構造物および解析目的に応じて、責任技術者の判断によりその解析法の選択を行うものとする。なお、実際に設計される構造物に生じる変形挙動は、一般に微小ひずみでしかも比較的変位が小さい有限変位問題となるため、これまでの実績、解析精度、経済性および汎用プログラムの整備等の面を考慮すると、線形化有限変位解析や剛体変位除去の手法による解析が有効な計算法と考えられる。

なお、平面骨組構造の設計上における弾性有限変位解析の詳細については、付録編第3編2.の有限変位解析と設計を参照していただきたい。

(4) 材料強度

(a) 鋼材の材料強度

鋼材の材料強度については、文献1)の定めによるものとする。

〔解説〕

鋼材の引張試験から定まる応力－ひずみ曲線は、検討の目的に応じて適切な形を仮定するものとし、その曲線に基づいて得られる引張降伏強度の特性値、および引張強度の特性値は、文献1)の材料及び細部構造分科会成果報告書の定めに従うこととした。

(b) 構造用鋼材の設計材料強度

(6)の限界状態の照査が行われる場合の構造用鋼材の設計材料強度は、文献1)の定めによるものとする。

〔解説〕

構造用鋼材の軸方向引張強度、曲げ引張強度、軸方向圧縮強度、および曲げ圧縮強度などの設計材料強度の定め方、およびその大きさは、文献1)の材料及び細部構造分科会の成果を準用することとした。

(5) 荷重

設計にあたって考慮する荷重の種類、設計荷重の組み合わせ、および荷重係数については、文献3)の定めによるものとする。

〔解説〕

設計にあたって考慮すべき荷重の種類は、対象とする構造物によって異なるばかりでなく、限界状態に対して考慮すべき設計荷重の組み合わせも種々存在することになる。したがって、ここでの基本的事項については文献3)の鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)の定めにしたがうことにした。

(6) 限界状態の照査

(a) 一般

設計においては、構造物に考えられる必要なすべての限界状態に対して安全性の照査を行うことを原則とする。ここに、限界状態は終局限界状態、使用限界状態、および疲労限界状態の3種類とする。

〔解説〕

鋼構造物の設計では、一般に終局限界状態、使用限界状態および疲労限界状態の3つの限界状態に対して照査すれば十分であると考えられている⁷⁾。本設計法では、終局限界状態に対する断面設計を行うことを主な目的とし、使用限界状態、および疲労限界状態についての照査は、類似の構造物に設計基準の定めがある場合にはそれを準拠し、ない場合には条文の要請の基に責任技術者が検討し判断することとした。

(b) 終局限界状態の照査

骨組構造の設計における終局限界状態の断面照査は、(5) の設計荷重に対して、次式により行うものとする。

$$\gamma_i f(S_d/R_d) \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2.3.1)$$

ここに、

γ_i : 構造物係数

$f()$: 文献 2) の定めによる断面耐力相関式

S_d : (3) の条項の構造解析により求まる終局限界状態に対する設計断面力

R_d : 設計材料強度の関数として与えられる設計断面耐力

である。

〔解説〕

終局限界状態の断面照査は、限界状態の性格が明確になるような設計照査式を用いることとし、その照査は原則として設計断面力と設計断面耐力を使用した条文の照査式とした。この照査式では、引張力を受ける場合と圧縮力を受ける場合を 1 つにまとめて表現している。

一般に、既存の設計体系における限界状態の照査式は、

$$\gamma \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (\text{解}2.3.1)$$

S_d : 設計断面力

R_d : 設計断面耐力

γ : 安全率

と与えられる。しかし、これまでの実績データの蓄積により、設計断面力と設計断面耐力の間の厳密な相関式は、断面力の作用状態に対応した非線形式となることが知られている⁸⁾。したがって、ここでは条文の式のように設計断面力と設計断面耐力の比の関数で表現し、その具体的な照査式については、文献 2) の部材強度分科会の成果を準用することとした。

条文における設計断面力 S_d は、等価初期不整を導入した弾性有限変位解析により算出しているため、従来の設計荷重の組み合わせ荷重を用いて構造解析する場合よりも大きな非線形性の影響を考慮していることになる。なお、非線形構造解析を行うため、従来のような各荷重ごとに算出した断面力の重ね合わせで、組み合わせ荷重状態の断面力を求めることはできない。

また、設計断面耐力 R_d を求めるための設計材料強度は、検討すべき終局強度のレベルにより種々選択できることになる。具体的には、

- 1) 弾性座屈強度や格点部耐力 (座屈荷重 P_e , 実験値)
 - 2) (4) (a) の条項における材料の降伏開始を限界とする弾性限界強度 (降伏強度 P_y , 降伏曲げモーメント M_y)
 - 3) 断面の塑性化により構造系が塑性ヒンジを形成する塑性限界強度 (全塑性モーメント M_p)
 - 4) 構造物の崩壊という極限状態を限界とする終局限界強度
- などが考えられる。

しかし、これらの目標とする終局限界状態については、不静定次数や変形能などの構造区分、厚肉、コンパクト、薄肉断面などの断面区分等を含んだ設計方針とも絡んでくる問題を残しているため、ここでは2)、あるいは3)の終局強度を基本とし、用いる設計断面耐力は(4)の条項によることとした。なお、構造物係数は、文献3)の共通の原則の定めに従うものとする。

(7) 等価初期不整

初期たわみ、初期荷重偏心、および残留応力等の不整要因の相乗作用やバラツキによる骨組構造の終局強度に与える影響は、等価な初期不整〔初期たわみあるいは等分布横荷重〕を全体構造系に導入することにより考慮する。その形状および大きさは、適切な方法により決定するものとする。

〔解説〕

等価初期不整を与えるということは、既存の設計体系において強度を低減することにより表している初期不整の影響を、構造解析に等価初期不整を導入して生じる付加曲げモーメントにより表すことを意味している。当然その際に与える等価初期不整は、様々な構造物に対して妥当な結果を与えるものでなくてはならない。

この等価初期不整は、初期たわみ量や等分布横荷重で与えることが可能である。しかし、各々の形状および大きさの決定には種々の方法が考えられるため、対象構造に対応した有効な方法を責任技術者が検討し、決定することを原則とした。

なお、ここでは、その決定のための有効な一方法を以下に紹介する。

1. 等価初期たわみ

- (a) 初期たわみの形状：固有値解析を行い、初期たわみモードを決定する。つまり、微小変位解析により求まる基準状態における断面力を用いて与えられる幾何剛性を用いた次式

$$|K_E + \kappa K_G(N)| = 0 \dots\dots\dots (解2.3.2)$$

κ : 固有値

K_E : 微小変位理論における設計剛性行列

K_G : 基準状態における剛性行列

N : 基準状態における軸方向力

の最小固有値に対する座屈モードに合わせる。

- (b) 初期たわみの大きさ：類似の構造物に対する設計・製作に関する基準がある場合にはそれを準拠し、無い場合には責任技術者の判断による。

2. 等価等分布荷重

- (a) 等分布荷重の形状：一定の比率を持つ横方向等分布力とする。
- (b) 等分布荷重の大きさ：類似の構造物に対する設計・製作に関する基準がある場合にはそれを準拠し、無い場合には責任技術者の判断による。

2.3.2 有効接線弾性係数を用いる方法

(1) 適用範囲

本設計法は、ラーメン形式、およびこれに準ずる形式の骨組構造物の設計に適用する。この設計法に示されていない事項については、類似の構造物に関する基準によるものとする。

〔解説〕

本設計法は、ラーメン構造を用いた上部構造、高架橋の橋脚、吊橋および斜張橋のいわゆる吊形式橋梁の塔などの鋼骨組構造を対象にしている。

特に、基礎で固定されたいわゆる可撓性主塔を有する吊橋および斜張橋では、その鋼重が吊橋で鋼上部構造全体の約2割～4割、斜張橋で約1割～3割にも達している。したがって、塔の設計が吊形式橋梁の設計に及ぼす影響は大きく、主塔の外力に対する挙動を的確に把握し、より合理的にしかも所定の安全性が確保されるよう構造設計することが、吊形式橋梁設計製作上極めて重要である。

このように、対象とするラーメン構造物の規模の長大化を配慮し、本設計法では、設計計算に多少の手数がかかっても、より厳密と考えられる有限変位理論に基づく構造解析を行うこととした。また、終局限界状態の照査において用いる設計材料強度の評価のために必要な有効座屈長は、構造全体系の固有値解析において柱の非弾性の影響を考慮して算出することとした^{8),10)–12)}。

(2) 材料強度

(a) 鋼材の材料強度

鋼材の材料強度については、文献1)の定めによるものとする。

〔解説〕

鋼材の引張試験から定まる応力－ひずみ曲線は、検討の目的に応じて適切な形を仮定するものとし、その曲線に基づいて得られる引張降伏強度の特性値、および引張強度の特性値は、文献1)の材料及び細部構造分科会の成果を準用することとした。

(b) 構造用鋼材の設計材料強度

(4)の構造解析のもとで、(5)の限界状態の照査が行われる場合、構造用鋼材の設計材料強度は、文献1)の定めによるものとする。

〔解説〕

構造用鋼材の軸方向引張強度、曲げ引張強度、軸方向圧縮強度、および曲げ圧縮強度などの設計材料強度の定め方、およびその大きさは、文献1)の材料及び細部構造分科会により適宜適切な形で示された成果を準用することとした。

なお、設計材料強度を評価する上で重要となる有効座屈長は、(6)(b)の有効接線弾性係数法¹⁰⁾を用いた固有値解析により計算することを原則とした。

(3) 荷重

設計にあたって考慮する荷重の種類、設計荷重の組み合わせ、および荷重係数は、文献3)の定

めによるものとする。

〔解説〕

限界状態の照査にあたって考慮すべき荷重の種類は、対象とする構造物によって異なるばかりでなく、設計荷重の組み合わせ、さらに荷重係数の取り方も種々存在する。したがって、ここでの基本事項については、文献3)の鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)の定めにしたがうこととした。

(4) 構造解析

構造解析は、有限変位理論による設計計算を原則とし、その解析モデルは骨組構造とする。

〔解説〕

ラーメン構造物の解析方法には、力の釣り合いを考える時荷重によって生じる変形の影響を無視した変形前の状態を考える微小変位理論と、力の釣り合いと荷重によって生じる変形の効果を採り入れて変形後の状態を考える有限変位理論がある。後者によると、部材中の曲げモーメントが軸力とたわみの積によって増大するので、その結果、同じ荷重増分に対して、前者によるよりも大きな変形増分が得られる。物理的には、静止して釣り合い状態になる構造物は、荷重を受けて変形した状態で力の釣り合いが保たれているので、厳密にはいつでも有限変位理論によって解析するのが正しいことになる。特に、腹材が水平材のみであるような横拘束のないラーメン構造物では、その構造の水平方向変位は水平材の曲げ剛性に依存し、全体的な変形による $P-\Delta$ 効果が大きくなるため有限変位理論にしたがう必要がある。

なお、ラーメン構造物の挙動は立体的であるため、厳密には3次元的に構造解析を行うことが必要であるが、構造物全体としての耐荷力について、これまでの実績結果から

- 1) 両面内の挙動は互いに独立であって相互に影響をおよぼしあうことがない。
- 2) ねじれにともなう構造的安定性の検討は不要である。

の仮定が成り立つ構造では、その断面計算に対しては、平面骨組構造解析によって設計することが可能である。

構造解析においては、構造物の形状、支持条件、荷重条件、照査する限界状態などに応じて、適切な解析モデルを設定する必要がある、その用いるプログラムの使用にあたっては、構造モデル、計算目的、計算手法などの適合性を十分に検討する必要がある。

(5) 限界状態の照査

(a) 一般

設計においては、構造物に考えられる必要なすべての限界状態についてその安全性の照査を行うことを原則とする。ここに、限界状態は終局限界状態、使用限界状態、および疲労限界状態の3種類とする。

〔解説〕

鋼構造物の設計では、ここで示す3つの限界状態を照査⁷⁾すれば十分であると考えられるが、本設計法では特に終局限界状態に対して照査することとし、使用限界状態および疲労限界状態の照査

については、類似の構造物に設計基準の定めがある場合にはそれを準拠し、定めがない場合には条文の要請の基に責任技術者が検討し判断することとした。

本項では、終局限界状態に対して安全性の照査が必要な項目のみを取り上げて規定している。

(b) 終局限界状態の照査

骨組構造の設計における終局限界状態の断面照査は、(3)の設計荷重に対して次式により行うものとする。

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \dots\dots\dots (2.3.2)$$

ここに、

γ_i : 構造物係数

S_d : (3)の条項の構造解析により求まる終局限界状態に対する設計断面力

R_d : 設計材料強度の関数として与えられる設計断面耐力

である。

〔解説〕

終局限界状態の断面照査は、限界状態の性格が明確になるような設計照査式を用いることとし、その照査は原則として設計断面力と設計断面耐力を使用した条文の照査式とした。この照査式では、引張力を受ける場合と圧縮力を受ける場合を統一的にまとめた一般形で表現している。

ラーメン構造物を構成する部材は、その多くが軸方向力と曲げを同時に受ける部材であり、通常断面に生じる応力度に対する応力照査と、部材全体の安定に対する安定照査が必要とされる。応力照査は、部材の断面に作用する軸方向力および曲げモーメントによる応力度が、あらゆる位置において許容値以下であることを保証しようとするもので、局所的な材料の損傷を避けるためのものである。

一方、構造部材の安定照査は、構造系の安定限界に対して必要な安全性を確保することを目的としており、本質的に応力照査とは別なものである。極端な場合は、部材の細長比が限度を越えて大きければ、部材はその応力度が降伏点に比べて相当低い状態でも座屈してしまうことになる。

以上の点を踏まえ、本項における具体的な照査式は、文献1)の材料及び細部構造分科会、および文献2)の部材強度分科会の成果を参考に定めることとした。

なお、ラーメン構造部材は一般に極端な変断面とはならないにしろ、変断面とすることが多く、その場合にも部材照査式を近似として適用して差し支えない。なお、構造全体の安定照査を目的とする場合には、必ずしも部材中の最弱断面に捕らわれる必要はなく、部材の座屈に着目する限り節点近傍に1か所だけ現れた塑性ヒンジはほとんど問題にならないので、座屈に対して影響の大きい部材中央部付近の断面を用いれば良い^{5)~7)}。何かの都合で断面の変化が甚だしい場合には、問題の部材を数分割し、中間に節点を設け、その間がそれぞれ短い部材であるとみなし、それぞれが部材中央断面を持つ一様部材であるとして(4)の条項の有限変位解析を行えば良い。

なお、構造物係数は、文献3)の共通の原則の定めに従うものとする。

(6) 部材断面の設計

(a) 一般

鋼構造物の部材断面の設計は(5)の限界状態の照査によるものとする。

〔解説〕

(5)の条項で扱っていない圧縮部材断面の有効座屈長について次に規定する。

(b) 有効座屈長

終局限界状態の照査に用いる有効座屈長は、構造全体系の固有値解析によって座屈に対する最小軸方向力を求め、式(2.3.3)により計算するものとする。

$$\ell_{ei} = \pi \sqrt{\frac{E_{fi} I_i}{N_{cri}}} \dots\dots\dots (2.3.3)$$

ここに、

ℓ_{ei} : 断面*i*の有効座屈長
 I_i : 断面*i*の断面2次モーメント
 E_{fi} : 断面*i*の有効接線弾性係数
 N_{cri} : 断面*i*の軸方向力

である。

〔解説〕

一般に、ラーメン構造物の全体座屈荷重は柱が非弾領域に入っても、はり等の腹材にはほとんど軸力が伝えられないため、弾性状態に留まることから、柱とはりの見掛けの弾性係数が等しくなくなり、その結果座屈荷重が低下するばかりでなく、有効座屈長にも変化が生じる。したがって、全体座屈は柱が座屈する状態と考えなければならない。そのため、式(2.3.3)においては柱の座屈荷重下における有効接線弾性係数を用いることにした。

なお、引張部材の設計断面耐力は、 $\ell_e/r = 0$ の場合の値を用いて評価して良い。

● 断面の有効座屈長を算出する手順について¹⁰⁾

有効接線弾性係数 E_f は、柱の初期たわみや残留応力の影響を受け、一般には予め予測し難いものである。対象とするラーメン構造物に関する断面形状、製作・架設法の精度、初期たわみおよび残留応力分布に関する実績データが蓄積され、対象構造独自の耐荷力曲線を定めることも可能になりつつあるがまだ時期尚早のため、差し当たっては、より安全側の耐荷力曲線である道示⁵⁾の柱の基準耐荷力曲線を用いるのが妥当である。

式(2.3.3)の有効座屈長を求める具体的な計算手順を以下に示す。

1. 柱を完全弾性体として座屈荷重 N_{cr} (小固有値) を求める。
2. 各断面の断面積を用い、各断面の座屈時応力 σ_e

$$\sigma_e = \frac{N_{cr}}{A} \dots\dots\dots (\text{解2.3.3})$$

を計算する。

3. 各断面の降伏応力 σ_y から、各断面の有効接線弾性係数 E_f および対応する座屈応力 σ_{cr} を求める。

弾性計算による細長比 ℓ_e/r の部材の座屈応力 σ_e は、

$$\sigma_e = \frac{\pi^2 E}{(\ell_e/r)^2} \dots\dots\dots (解2.3.4)$$

であるが、同じ ℓ_e/r の部材の非弾性座屈応力 σ_{cr} は、

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E_f}{(\ell_e/r)^2} \dots\dots\dots (解2.3.5)$$

で与えられる。ここに、 E_f は σ_{cr} における接線弾性係数である。

したがって、

$$\frac{E_f}{E} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_e} = \frac{\sigma_{cr} \sigma_y}{\sigma_y \sigma_e} \dots\dots\dots (解2.3.6)$$

である。

他方、

$$\frac{\sigma_y}{\sigma_e} = \bar{\lambda}^2 \dots\dots\dots (解2.3.7)$$

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y \ell_e}{E r}} \dots\dots\dots (解2.3.8)$$

と書くことができ、 $\bar{\lambda}$ と

$$\bar{\sigma} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} \dots\dots\dots (解2.3.9)$$

の関係が知られていれば、 σ_e/σ_y から $\bar{\lambda}$ を求め、それによって $\bar{\sigma}$ が知られるとともに E_f が計算される。

道示によれば、 $\bar{\lambda}$ と $\bar{\sigma}$ の関係として次式が利用できる。

$$\bar{\lambda} \leq 0.2 \quad \sigma = 1.0$$

$$0.2 < \bar{\lambda} \leq 1.0 \quad \sigma = 1.109 - 0.545 \bar{\lambda}$$

$$1.0 < \bar{\lambda} \quad \sigma = \frac{1}{0.773 + \bar{\lambda}^2}$$

この関係を用いた場合、柱の初期不整と残留応力の影響を含む材料非線形性が考慮に含まれているものと解される。

4. 各断面の弾性係数が E_f に一致するものとし、腹材の弾性係数は E に保たれるものとして、柱の座屈荷重 N_{cr} を求め直し、これにより σ_e を再計算する。 σ_e が3. で求められた σ_{cr} と一致しなければ、 E_f と σ_{cr} を修正して繰り返す。

この場合の σ_{cr} は仮定した E_f を $E_f^{(1)}$ と書けば、

$$\sigma_{cr} = \frac{\pi^2 E_f^{(1)}}{(\ell_e/r)^2} \dots\dots\dots (解2.3.10)$$

であるから、修正後の E_f を $E_f^{(2)}$ とすれば、

$$\frac{E_f^{(2)}}{E_f^{(1)}} = \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_e} = \bar{\sigma} \frac{\sigma_y}{\sigma_e} \dots\dots\dots (\text{解2.3.11})$$

となり、無次元化細長比は、

$$\bar{\lambda}^2 = \frac{\sigma_y}{\sigma_e} \frac{E_f^{(1)}}{E} \dots\dots\dots (\text{解2.3.12})$$

で計算される。

5. σ_e と σ_{cr} が一致した時、対応する N_{cr} が座屈荷重であり、 σ_e がその時の応力である。各断面の細長比は座屈応力が σ_e になるような細長比であるとし、道示により許容応力度 σ_{ca} を決定する。

$$\frac{\ell_e}{r} = \bar{\lambda} \pi \sqrt{\frac{E}{\sigma_y}} \dots\dots\dots (\text{解2.3.13})$$

なお、断面に作用する軸圧縮力が微小である場合、上述の方法により算出される有効座屈長は弾性固有値解析の場合と同様に極めて長くなり、断面耐力に対する不合理な評価を行う可能性がある。したがって、その場合には上述の固有値解析の適用上において適切な工夫を行うことが望ましい。

(7) 面外座屈の照査

ラーメン構造物の面外座屈については、適切な方法により照査するものとする。

〔解説〕

吊形式橋梁や高架橋梁の橋脚等の特殊なラーメン構造物においては、構造全体系としての面外座屈について照査することとした。

吊橋の塔の場合には、橋軸直角方向面内の全体座屈荷重は、橋軸方向面内の座屈荷重よりも大きくなるように設計するのが良い。骨組構造の場合にあっても、その全体座屈と部材単独の座屈（局部座屈）とは同等でなく、局部座屈を生じない全体座屈の可能性が考えられる。しかし、吊橋の塔の場合一般に層の数が少なく橋軸に関して対称な2柱骨組であるから、柱の局部座屈が全体座屈を支配すると考えてよい。したがって、全体構造を1つの固有値問題として扱わない場合には、個々の柱部材の局部座屈荷重を求め、その最小値をもって全体座屈荷重とみなしても、近似的には差し支えない。

また、斜張橋の塔の場合には斜張橋全体系あるいは塔全体系についてその耐荷力を調べ安全性を確認することが良い。この場合、塔の耐荷力を弾塑性有限変位解析によって照査しておくことが望ましい。

2.3.3 非線形弾性固有値解析を用いる方法（く法）

(1) 適用範囲

本設計法は、鋼骨組構造物における主としてラーメン構造を用いた上部構造の設計に適用する。この設計法に示されていない事項については、類似の構造物に関する基準によるものとする。

〔解説〕

本来、対象を特定しない一般的な鋼構造物の設計を可能にする方法が望ましいが、本設計法は既存の設計法に比べて解析的設計法に移行した新しい限界状態設計法^{13),14)}であり、基準化されていないため、現在までの試算設計において有効とされるラーメン構造(ラーメン構造を用いた上部構造、吊橋および斜張橋のいわゆる吊形式橋梁の塔など)のみの設計に対する指針を示している。したがって、その設計方式の基礎となる理論の成立する条件や仮定が充分満足されていないと考えられる場合には、類似の構造物の基準によることとした。

(2) 設計法の基本方針

本設計法の基本思想については、限界状態設計法に基づいた非線形解析によるものとする。

〔解説〕

長い実績をもつ許容応力度設計法におけるラーメン構造物の設計は、構造物の限界状態に対する照査を構成する各部材における照査という形で行う設計法が一般的であり、構造物全体の安全性の確保は個々の部材の安全を確保することにより可能であると言う基本的な設計思想に基づいている。

このようなラーメン構造物の安定性は、弾性座屈理論に基づく有効座屈長を用いた照査により確保している。しかし、実際のラーメン構造物の耐荷力は、初期たわみや材料の降伏および残留応力、さらには変形による付加的応力や変形の影響により非弾性領域が部材に生じるため、弾性座屈荷重より低下することになるばかりでなく、有効座屈長にも変化が生じることになる。

さらに、複雑化するラーメン構造では、構成部材における単一部材としての有効座屈長を知らなければならぬ。しかし、このようなラーメン構造物の正確な有効座屈長を一義的に算出することは極めて困難であり、新たな仮定を持ち込むことにより個々の部材あるいは断面の有効座屈長を求める方法が実用されている。しかし、ラーメン構造物の耐荷力に対する安全性は、ラーメン構造全体の形状、剛性分布の他荷重状態にも依存することを考慮する時、本質的には構造全体系として評価されるべきである。

このことを踏まえ、本設計法は、構造全体系を対象にして、高度な理論による複雑な計算仮定を基礎にすることを避け、しかも実務設計レベルにそった解析的照査法を行うこととしており、有効座屈長の概念にとらわれない新しい設計体系である。

具体的には、多少設計に手間がかかってもできるだけ簡単に、精度の良いラーメン全体系の耐荷力照査を可能にする方法として、部材の非線形性を簡易に考慮でき、しかも作用軸応力度の関数として与えられる ζ 関数を導入した固有値計算による設計断面耐力と有限変位理論による構造解析により得られる設計断面力との比較で安全性を照査するという方針をとることとした。なお、この方法は変断面を有する構造物にも適用可能である。

(3) 材料強度

(a) 鋼材の材料強度

鋼材の材料強度については、文献 1) の定めによるものとする。

〔解説〕

鋼材の引張試験から定まる応力-ひずみ曲線は、検討の目的に応じて適切な形を仮定するものと

し、その曲線に基づいて得られる引張降伏強度の特性値、および引張強度の特性値は、文献1)の材料及び細部構造分科会成果報告書の定めに従うこととした。

(b) 構造用鋼材の設計材料強度

(7)の限界状態の照査が行われる場合の構造用鋼材の設計材料強度は、文献1)の定めによるものとする。

〔解説〕

構造用鋼材の軸方向引張強度、曲げ引張強度、軸方向圧縮強度、および曲げ圧縮強度などの設計材料強度の定め方、およびその大きさは、文献1)の材料及び細部構造分科会の成果を準用することとした。

(4) 荷重

設計にあたって考慮する荷重の種類、設計荷重の組み合わせ、および荷重係数については、文献3)の定めによるものとする。

〔解説〕

設計にあたって考慮すべき荷重の種類は、対象とする構造物によって異なるばかりでなく、限界状態に対して考慮すべき設計荷重の組み合わせも種々存在することになる。したがって、ここでの基本的事項については文献3)の鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)の定めにしたがうことにした。

(5) 構造解析

構造解析は、有限変位理論による設計計算を原則とし、その解析モデルは骨組構造とする。

〔解説〕

ラーメン構造物の解析方法は、計算機機能の飛躍的な向上、現行法の諸問題の存在などを踏まえ、技術者に弾性有限変位解析を委ねることとした。特に、横拘束のないラーメン構造物では、その構造の水平方向変位は水平材の曲げ剛性に依存し、全体的な変形による $P-\Delta$ 効果が大きくなるため有限変位理論にしたがう必要がある。したがって、ここでは対象とする構造物および解析目的に応じた適切な有限変位解析法を選択するものとした。なお実設計上においては、弾性有限変位解析、あるいは線形化有限変位解析が有効である。

なお、構造解析においては、構造物の形状、支持条件、荷重条件、照査する限界状態などに応じて、適切な解析モデルを設定する必要がある。

(6) ζ 関数

骨組構造の終局強度に影響する初期たわみ、および残留応力等の因子に対しては、次式で与えら

れる軸圧縮応力度の関数である ζ 値を各断面に導入することにより考慮する。

$$\zeta = \begin{cases} 1 - 0.773 \frac{\sigma}{\sigma_y}, & \frac{\sigma}{\sigma_y} \leq 0.564 \\ 3.367 \left(1.109 - \frac{\sigma}{\sigma_y} \right)^2 \frac{\sigma}{\sigma_y}, & 0.564 < \frac{\sigma}{\sigma_y} \leq 1.0 \\ 0.04 & 1.0 < \frac{\sigma}{\sigma_y} \end{cases} \dots\dots\dots (2.3.4)$$

ここに、

σ : 設計軸圧縮応力度

σ_y : 降伏応力度

である。

〔解説〕

本設計法は、軸圧縮応力度の関数として与えられる ζ 関数の導入により、ラーメン柱の初期不整による耐力への影響、および柱の非弾性領域の発生により起こるはりとの接合部の剛性変化を直接的に全体系の固有値解析に考慮している。そのため、有効座屈長の概念を用いる必要がない。さらに、設計荷重に対して得られる変断面部材要素ごとの軸圧縮力を用いて ζ 関数を正しく評価できるため、変断面を持つ構造全体系の耐力照査が可能になっている。

● ζ 関数について¹³⁾

いま、非弾性座屈荷重において、接線弾性係数 E_t とヤング率 E の比を

$$\zeta = \frac{E_t}{E} \dots\dots\dots (\text{解2.3.14})$$

と置くならば、Euler 荷重および非弾性座屈荷重は各々次式

$$\left. \begin{aligned} \sigma_e &= \frac{P_e}{A} = \frac{\pi^2 E}{(\ell/r)^2} \\ \sigma_{cr} &= \frac{P_{cr}}{A} = \frac{\pi^2 E \zeta}{(\ell/r)^2} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (\text{解2.3.15})$$

のように応力表示することができる。ここに、 A および r は各々柱の断面積、断面 2 次半径である。上式の第 1 式は、弾性状態において $\zeta = 1$ と置いた場合に相当する。また、第 2 式は弾性状態での細長比が ℓ/r であるような柱に対して式 (解 2.3.14) の ζ により非弾性を考慮した限界応力度 σ_{cr} を表わすことになる。

さて、任意の応力状態 σ において、 ζ が降伏応力度 σ_y に対する応力比 σ/σ_y のみの関数であると仮定する時、その応力における ζ を用いて式 (解 2.3.15) の第 2 式によって限界応力度を推定することができる。その結果を σ_{es} とする時、この推定応力度が $\sigma_{es} = \sigma$ になった時、当然それは求めようとする限界応力度 σ_{cr} と一致する筈である。

ここで σ_{es}/σ_e について考えると、

$$\frac{\sigma_{es}}{\sigma_e} = \frac{(\sigma \text{ における } \zeta)}{(\text{弾性状態の } \zeta = 1)} = \zeta(\sigma/\sigma_y \text{ における値}) \dots\dots\dots (\text{解2.3.16})$$

であるから、これは上記の仮定によって σ/σ_y の関数でなければならない。

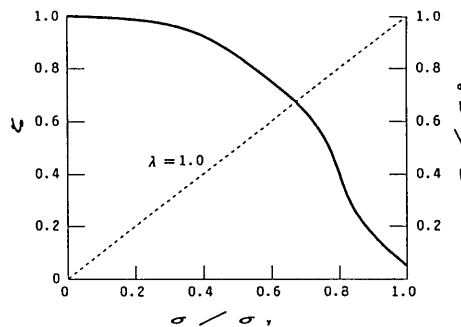
他方、最近の耐荷力解析の整理方法として、換算細長比のパラメータに

$$\lambda^2 = \frac{\sigma_y}{\sigma_e} = \frac{1}{\pi^2} \frac{\sigma_y}{E} \left(\frac{\ell_e}{r} \right)^2 \dots\dots\dots (\text{解2.3.17})$$

を用いる時、任意の応力と Euler 応力との比 (σ/σ_e) は

$$\frac{\sigma}{\sigma_e} = \lambda^2 \frac{\sigma}{\sigma_y} \dots\dots\dots (\text{解2.3.18})$$

と σ/σ_y と λ をパラメータとして線形関係を持つ。このパラメータ λ は、構造系の非弾性領域の発生のため、 ζ 関数と同様に応力比 σ/σ_y の関数として変化する。したがって、図解 2.3.1 のようにもし横軸に σ/σ_y を採り、縦軸に同じスケールで σ/σ_e と $\sigma_{es}/\sigma_e (= \zeta)$ を採って同じ図上に式 (解 2.3.17) と式 (解 2.3.18) の関係を表す曲線を描くものとする、現実の限界応力度 σ_{cr} は 2 曲線の交点として得られる筈である。



図解2.3.1 ζ 関数と応力比

このことから、もし $\zeta \sim \sigma/\sigma_y$ 関係を予め適当に設定しておくことができれば、上記の関係を利用してラーメン全体系の耐荷力を比較的簡略な方法で近似的に求めることが可能になる。したがって、 $\zeta \sim \sigma/\sigma_y$ 関係が構造物の耐荷力に大きく影響することになり、その設定法が極めて重要になる。本来、対象とする構造物に見合う厳密な $\zeta \sim \sigma/\sigma_y$ 関係が見出せば良いのであるが、現状ではその設定は極めて困難である。ここでは、 E_f 法と同様にして部材の初期曲がりおよび残留応力の影響が考慮されている柱の基準耐荷力曲線を用いて設定することを考える。一般に、この種の耐荷力曲線は式 (解 2.3.17) の換算細長比 λ の関数として与えられ、

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} = f(\lambda) \dots\dots\dots (\text{解2.3.19})$$

となる。上式を λ に関して逆変換を行うと、

$$\lambda = g(\sigma_{cr}/\sigma_y) \dots\dots\dots (\text{解2.3.20})$$

を得る。式 (解 2.3.18) の応力度 σ は、 σ_{cr} としても一般性を失わないから、上式を用いて λ を消去すると

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_e} = g^2(\sigma_{cr}/\sigma_y) \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} \dots\dots\dots (\text{解2.3.21})$$

になる。この式は、限界時点の応力度 σ における式(解 2.3.16)を表すことになり、 ζ 関数は、

$$\zeta = g^2(\sigma/\sigma_y) \frac{\sigma}{\sigma_y} \dots\dots\dots (解2.3.22)$$

と軸応力度の関数で与えることができる。

式(2.3.4)は、道示⁵⁾の柱の基準耐荷力曲線を用いて誘導した ζ 関数である。なお、換算細長比 λ が限界 0.2 より小さい場合、耐荷力が常に降伏点 σ_y に一致するということは、耐荷力が ζ に無関係になるということであって、耐荷力を与える曲線は図解 2.3.1 で横軸が 1 に等しい垂直な直線になることを意味する。したがってこの場合の ζ はこの垂線で表すことができ、 σ/σ_y に対しては ζ が不定であると見做さなければならないが、ここでは $\zeta=0.04$ に固定する。

(7) 固有値解析

各断面の設計圧縮耐力は、(6)の ζ 関数を考慮した構造全体系の固有値解析により求める。

$$|K_E(\zeta_i) + \kappa K_G(N_i)| = 0 \dots\dots\dots (2.3.5)$$

$$N_{cri} = \kappa N_i \dots\dots\dots (2.3.6)$$

ここに、

K_E : 微小変位理論による剛性行列

K_G : 幾何剛性行列

κ : 固有値

ζ_i : (6) で与えられる ζ 値

N_i : 断面 i の設計圧縮力

N_{cri} : 断面 i の設計圧縮耐力

である。

〔解説〕

ラーメン構造全体系の設計断面耐力は、実務設計の立場から固有値問題の形に置き換えて評価している。ラーメン構造物を構成する部材の非弾性特性や初期曲がりの耐荷力への影響は、(6)の ζ 関数を決める段階ですでに取り込まれることになるため、構造系に改めて初期不整の影響を考慮する必要はない。この場合、各断面の設計圧縮耐力は、式(2.3.6)で与えられることになる。

(8) 限界状態の照査

(a) 一般

設計においては、構造物に考えられる必要なすべての限界状態に対して安全性の照査を行うことを原則とする。ここに、限界状態は終局限界状態、使用限界状態、および疲労限界状態の 3 種類とする。

〔解説〕

鋼構造物の設計では、一般に終局限界状態、使用限界状態および疲労限界状態の 3 つの限界状態に対して照査⁷⁾すれば十分であると考えられている。特に、本設計法では、終局限界状態に対する断面

設計を行うことを主な目的とし、使用限界状態および疲労限界状態についての照査は、類似の構造物に設計基準の定めがある場合にはそれを準拠し、ない場合には条文の要請の基に責任技術者が検討し判断することとした。

(b) 終局限界状態の照査

骨組構造の設計における終局限界状態の断面照査は、(4)の設計荷重に対して、次式により行うものとする。

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2.3.7)$$

ここに、

γ_i : 構造物係数

S_d : 終局限界状態に対する設計断面力

R_d : (7)の固有値解析により与えられる設計断面耐力

である。

〔解説〕

終局限界状態の断面照査は、限界状態の性格が明確になるような設計照査式を用いることとし、その照査は原則として設計断面力と設計断面耐力を使用した条文の照査式とした。この照査式では、引張力を受ける場合と圧縮力を受ける場合を1つにまとめて表現している。

本設計法では、仮定した構造物の照査が固有値問題の形になっていさえすれば良く、式(2.3.7)の具体的な照査式は、軸圧縮力に支配されるラーメン構造の場合、

$$\gamma_i \gamma_a \gamma_b \frac{N}{N_{cr}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (\text{解}2.3.23)$$

ここに、

γ_i : 構造物係数

γ_a : 構造解析係数

γ_b : 部材係数

N : 終局限界状態に対する設計圧縮力

N_{cr} : (7)の固有値解析により求まる設計圧縮耐力

$N_{cr} \geq N_y$ の時 $N_{cr} = N_y$

を用いれば良い。

また、曲げによる終局強度への影響が大きい平面構造系の場合は、

$$\gamma_i \gamma_a \gamma_b \left(\frac{N}{N_{cr}} + \frac{M}{M_{cr}} \right) \leq 1 \quad \dots\dots\dots (\text{解}2.3.24)$$

ここに、

M : 終局限界状態に対する設計用曲げモーメント力

M_{cr} : 設計用曲げモーメント耐力

の線形相関式が有効である¹⁴⁾。

式(解2.3.24)では、(5)の構造解析において求められる設計断面力が有限変位理論によって求めするため、 $P-\delta$ 効果や $P-\Delta$ 効果による付加曲げモーメントの影響が断面力にすでに考慮されること

になることから、従前の設計基準における線形照査式における曲げに関する項の分母の補正係数項を省略している。また、ラーメン部材は、一般に極端な変断面とはならないにしろ、変断面とすることが多く、その場合にも式(解 2.3.24)を近似として適用して差し支えない。

なお、構造物係数は、文献 3) の共通の原則の定めに従うものとする。

(9) 面外座屈の照査

ラーメン構造物の面外座屈については、適切な方法により照査するものとする。

〔解説〕

吊形式橋梁の塔や高架橋梁の橋脚等の特殊なラーメン構造物においては、構造全体系としての面外座屈について適切な方法で照査することとした。

参考文献

- 1) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会・材料及び細部構造分科会：委員会報告書(案), 1991.11
- 2) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会・部材強度分科会：委員会報告書(案), 1992.9
- 3) 土木学会・構造工学委員会・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, 1992.7
- 4) 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説 鋼・合成構造物, 1992.10
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説(1 共通編, 2 鋼橋編), 1990.2
- 6) 土木学会：国鉄建造物設計標準解説, 1983.4
- 7) 土木学会：鋼構造物設計指針 Part A, Part B, 1987.3
- 8) 土木学会：座屈設計ガイドライン, 1988
- 9) 長谷川彰夫・西野文雄：線形化有限変位理論による構造物の設計法の提案, 土木学会第 44 回年次学術講演会, 1989.10
- 10) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説, 1989.4
- 11) J.A.Yura : The Effective Length of Columns in Unbraced Frames, Engineering Journal of AISC, Vol.8, No.2, 1971.4
- 12) 野上邦栄・安部大志：吊橋主塔の安定照査式に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.35A, 1989.3
- 13) 野上邦栄・小林岳彦：平面ラーメン構造物の実用的な耐荷力算出法について構造工学における数値解析法シンポジウム論文集, 第 12 巻, 1988.7
- 14) 野上邦栄：鋼ラーメン柱の実用的座屈設計法に関する一提案, 土木学会論文集, 1993.1
- 15) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会・終局強度設計分科会：成果報告書(案), 1993.4

2.4 弾塑性有限変位解析に基づく設計法

2.4.1 対象構造物

たわみの有限性が問題となり、かつ、2.4.8の条件を満足する局部座屈の発生しない比較的厚肉断面で、応力の再分配が期待できる部材からなる鋼構造物を対象とする。

〔解説〕

以下のような部材からなる鋼構造物では、図2.4.1に示すように、構造物の1部が降伏してから、部材断面の全塑性、部材の柱としての座屈、および構造物全体の不安定現象などによって、構造物が終局状態に達するまでにかなりの荷重に抵抗できるものと考えられる。

- ①比較的厚肉断面の部材
- ②Shape Factorの大きい断面からなる部材
- ③2軸曲げを受ける長方形断面部材

このような鋼構造物では、弾性解析により決まる構造物の降伏状態を設計終局状態とするよりは、弾塑性有限変位解析によって終局状態を正確に判定するのが、合理的かつ経済的な設計になると考えられる。

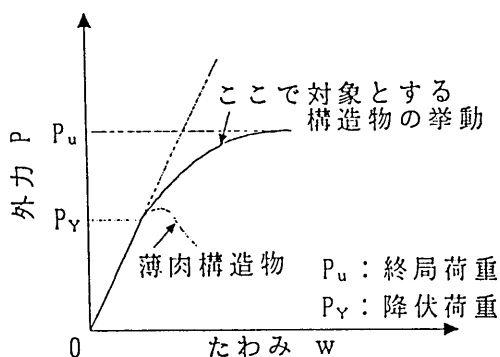


図2.4.1 ここで対象とする構造物の荷重－たわみ曲線

ここで提案する設計法が適用できる橋梁構造物としては、アーチ橋、斜張橋、ラーメン橋脚などがある。また、構造物によっては、薄肉部材と厚肉部材とを併用した方が経済的となる場合もあると考えられるが、このような構造物は、ここでは、取りあえず対象外とする。

2.4.2 設計の基本方針

原則として、本設計法では、何らかの方法で設計された各部材断面、あるいは構造物全体の終局限界状態に対する安全性の照査を行うものとする。

〔解説〕

本解析では、コンピュータの使用時間が膨大になること、および重ね合わせの原理が成立しないことなどの理由のため、この解析法を用いて各部材の断面設計を行うのは、現時点では、かなりの困難が伴うものと考えられる。したがって、従来どうりの方法で設計された構造物の終局限界状態に対する安全性を、この方法により照査し、必要とあらば、断面の補強や板厚の低減などを行うものとす

る。しかしながら、この方法によって設計された構造物の実績を積み重ねることによって、将来は、本設計法による断面設計も可能になるものと考えられる。

2.4.3 終局限界状態の照査法

以下に示す3つの照査法のいずれかで照査するものとする。どの方法を用いるかについては、対象構造物、および対象荷重によって決定するものとする。

(1) 断面の終局限界状態によって照査する方法

終局限界状態に対する安全性の照査は、次式で行う。

$$\gamma_i \gamma_a \gamma_b f \left(\frac{N}{N_u}, \frac{M_x}{M_{xu}}, \frac{M_y}{M_{yu}}, \frac{T}{T_u} \right) \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2.4.1)$$

$$\gamma_i \gamma_a \frac{\delta_{max}}{\delta_{Rd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2.4.2)$$

ここに、

$f()$: 断面の耐荷力相関式

N_u, M_{xu}, M_{yu}, T_u : 断面にそれぞれ軸力、強軸曲げモーメント、弱軸曲げモーメントおよびねじりモーメントが単独で作用した場合の終局断面力(局部座屈を考慮したもの)

N, M_x, M_y, T : 荷重ベクトル $\Sigma \gamma_{fi} L_i$ (2.4.6 参照) を作用させ弾塑性有限変位解析により求めた断面力

γ_i : 構造物係数

γ_a : 構造解析係数

γ_b : 部材係数

δ_{max} : 荷重ベクトル $\Sigma \gamma_{fi} L_i$ を作用させ弾塑性有限変位解析により求めた最大たわみ

δ_{Rd} : 終局限界状態におけるたわみの許容値(γ_b は、この中に含めるものとする)

(2) 構造物としての終局荷重によって照査する方法

終局限界状態に対する安全性の照査は、次式で行う。

$$\alpha_u \geq \gamma_i \gamma_a \gamma_b \quad \dots\dots\dots (2.4.3)$$

$$\gamma_i \gamma_a \frac{\delta_u}{\delta_{Rd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2.4.4)$$

ここに、

α_u : 荷重ベクトル $\alpha \Sigma \gamma_{fi} L_i$ (α : 荷重パラメータ) を漸増させ、弾塑性有限変位解析により求めた終局限界状態における荷重パラメータ

γ_i : 構造物係数

γ_a : 構造解析係数

γ_b : 部材係数(ただし、ここでは構造物全体の耐荷力の不確実性を考慮するための安全係数)

δ_u : 弾塑性有限変位解析によって求めた終局限界状態における最大たわみ

δ_{Rd} : 終局限界状態におけるたわみの許容値(γ_b は、この中に含めるものとする)

である。

〔解説〕

現在、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¹⁾では、終局限界状態の照査式として、次式を示している。

$$\gamma_i \gamma_a S(\Sigma \gamma_{fi} L_i) \leq \frac{R(\gamma_m)}{\gamma_b} \dots\dots\dots (2.4.5)$$

ここに、

- γ_i : 構造物係数 (構造物の重要度、限界状態に達したときの社会的経済的影響などを考慮するための安全係数)
- γ_a : 構造解析係数 (構造解析の不確実性、構造物のモデル化の信頼性などを考慮するための安全係数)
- γ_{fi} : 荷重係数 (荷重の特性値からの望ましくない方向への変動、荷重の算出方法の不確実性、荷重特性が限界状態に及ぼす影響、環境作用の変化などを考慮するための安全係数。変動荷重は、主たるものと従たるものとに分け、荷重の組合せを考える場合には、従たる荷重の荷重係数を適切に低減する)
- γ_m : 材料係数 (材料強度の特性値からの望ましくない方向への変動、供試体と構造物中との材料特性の差異、材料特性が限界状態に及ぼす影響、材料特性の経時変化などを考慮するための安全係数)
- γ_b : 部材係数 (耐荷力の算定時の不確実性、部材の重要度などを考慮するための安全係数)
- S : 作用断面力
- L_i : 設計荷重ベクトル
- R : 断面強度 (断面力)

2.4.3(1)の照査法は、この照査法に従ったものである。

式(2.4.5)の照査式では、最も弱い部材断面の強度によって、構造物の終局限界状態が決定されることになる。式(2.4.5)の照査式を図で表すと、図2.4.2(a)のようになる。この場合の状態Bは、構造物の最終的な終局限界状態ではないため、以下に示す構造物としての終局限界状態に基づく方法と比較して、構造解析係数 γ_a あるいは部材係数 γ_b を小さくできる場合もあると思われる。

一方、構造物の終局限界状態を照査するための書式としては、以下のものが考えられる。

$$|\Sigma \gamma_{fi} L_i| \leq \frac{P_u(\gamma_m)}{\gamma_b \gamma_a \gamma_i} \dots\dots\dots (2.4.6)$$

ここに、 $P_u(= \alpha_u |\Sigma \gamma_{fi} L_i|)$ 、 α_u : 終局荷重パラメータという)は、構造物の終局荷重ベクトルの合力の大きさ(図2.4.2(b)の状態C')である。また、 $|\Sigma \gamma_{fi} L_i|$ は、ベクトル $\Sigma \gamma_{fi} L_i$ の大きさを表す。式(2.4.6)の照査式を図で表したものが、図2.4.2(b)である。この場合は、構造物全体の終局限界状態を基準にしているので、式(2.4.5)を用いる方法に比して、 γ_a 、あるいは γ_b を大きくしておくことが必要と思われる。

2.4.3(2)の照査式は、式(2.4.6)の照査法に従ったものである。

式(2.4.5)に示す照査法は、比較的薄肉の鋼構造物、式(2.4.6)に示す照査法は、比較的厚肉の鋼構造物に適用するのがよいかも知れない。

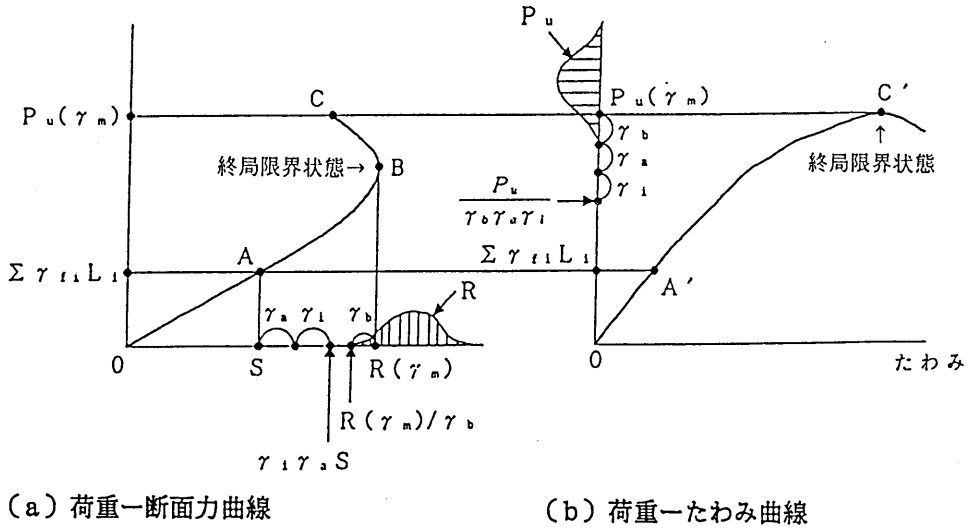
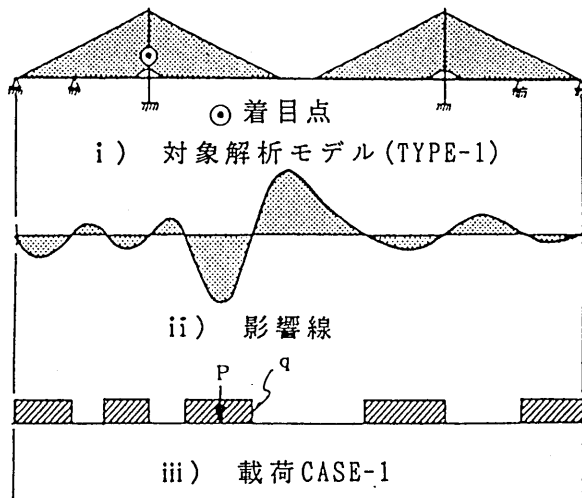
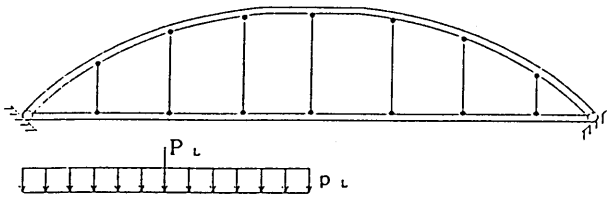
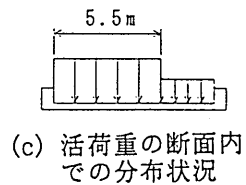


図2.4.2 照査式と終局限界状態との関係

(a) 斜張橋のタワーの耐荷力に着目した活荷重の載荷方法²⁾

(b) アーチ橋のアーチリブの耐荷力に着目した活荷重の載荷方法

図2.4.3 終局限界状態の照査に用いる活荷重

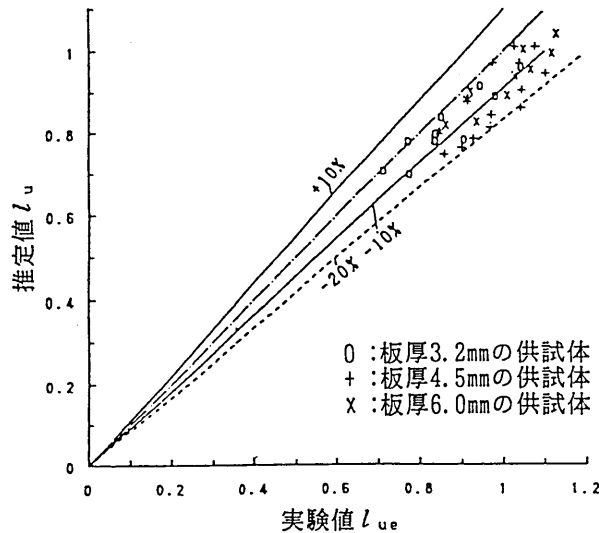


図2.4.4 終局強度の推定値と実験結果との比較 (文献4)

式(2.4.6)を用いる方法においては、非超過確率の小さい、大きな作用荷重ベクトル $\Sigma \gamma_{fi} L_i$ をさらに大きくして、終局荷重 P_u を求める意味を明確にすることが必要となる。たとえば、図2.4.3に示すような斜張橋タワー、およびアーチ橋アーチリブの耐荷力に関しては、それぞれ同図(a)、および(b)に示すような活荷重の作用状態時が最も厳しいものとする。このような状態の活荷重(設計活荷重)と死荷重とを共に大きくして $(\alpha \Sigma \gamma_{fi} L_i)$ 、最高荷重 $P_u (= \alpha_u \Sigma \gamma_{fi} L_i)$ を求め、式(2.4.6)に従って以下の照査を行う場合を考える。

$$\frac{\gamma_b \gamma_a \gamma_i |\Sigma \gamma_{fi} L_i|}{P_u} = \frac{\nu^* |\Sigma \gamma_{fi} L_i|}{P_u} \leq 1 \quad \text{あるいは、} \quad \alpha_u \geq \nu^* \quad \dots \dots \dots (2.4.7)$$

この際、 $\nu^* (= \gamma_b \gamma_a \gamma_i)$ は、荷重係数ではなく、構造解析の誤差や構造物の重要度から決まる安全率と考えられる。ただし、図2.4.3に示すような活荷重は、非超過確率の小さい、かなり大きなものであり、また、このような状態が発生する可能性も極めて少ない。したがって、式(2.4.6)に従って終局限界状態の照査を行う際には、式(2.4.5)で行う場合に比して、活荷重に対する荷重係数 γ_{fi} を小さくしてよいとも考えられる。

式(2.4.1)は、部材断面の強度照査式であり、文献3)に従って作成することができる。長方形箱形断面の場合には、文献4)で以下のような耐荷力照査式が提案されている。

①全塑性相関曲面

$$f\left(\frac{N}{N_p}, \frac{M_x}{M_{xp}}, \frac{M_y}{M_{yp}}, \frac{T}{T_p}\right) = 1 \quad \dots \dots \dots (2.4.8)$$

ここに、 N_p, M_{xp}, M_{yp} , および T_p は、考えている断面に、軸方向力、強軸曲げモーメント、弱軸曲げモーメント、およびねじりモーメントが、それぞれ独立に作用した場合の全塑性断面力である。

②局部座屈を考慮した極限強度相関曲面

比較的厚肉の鋼断面の局部座屈を考慮した極限強度相関曲面は、式(2.4.8)の N_p, M_{xp}, M_{yp} 、および T_p の代わりに、それぞれの断面力が独立に作用した場合の極限断面力 N_u, M_{xu}, M_{yu} 、および T_u を代入することにより近似的に求めることができる。すなわち、

$$f\left(\frac{N}{N_u}, \frac{M_x}{M_{xu}}, \frac{M_y}{M_{yu}}, \frac{T}{T_u}\right) = 1 \quad \dots\dots\dots (2.4.9)$$

N_u, M_{xu}, M_{yu} 、および T_u は、文献3)、あるいは4)に従って求めることができる。参考までに、補剛材のない長方形箱形断面の場合について、式(2.4.9)に示す極限強度と実験結果とを比較したものを図2.4.4に示す。この図において、 l_u は、相関図上の点と原点との距離を表す。この図より、補剛材のない長方形断面の場合には、 ν_b は、ほぼ1.0としてよいことがわかる。

また、終局状態における許容たわみ δ_{Rd} は、対象構造物、対象荷重、および周囲の環境条件に応じて、適切に定めるものとする。

(3) 断面内の終局ひずみによって照査する方法

終局限界状態における安全性の照査は、次式で行う。

$$\gamma_i \gamma_a \frac{\epsilon_{max}}{\epsilon_u / \gamma_m / \gamma_b} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2.4.10)$$

$$\gamma_i \gamma_a \frac{\delta_{max}}{\delta_{Rd}} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (2.4.11)$$

ここに、

ϵ_{max} : 荷重ベクトル $\Sigma \gamma_{fi} L_i$ を作用させ弾塑性有限変位解析により求めた各断面の最大ひずみ

ϵ_u : 終局ひずみ

γ_i : 構造物係数

γ_a : 構造解析係数

γ_m : 材料係数

γ_b : 部材係数

δ_{max} : 荷重ベクトル $\Sigma \gamma_{fi} L_i$ を作用させ弾塑性有限変位解析により求めた最大たわみ

δ_{Rd} : 終局限界状態におけるたわみの許容値である。

〔解説〕

文献1)の鋼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を参考にして、終局限界状態の照査式を式(2.4.10)、および式(2.4.11)のように定めた。なお、ここでは、ほぼ全塑性状態に至るまで構成板要素の局部座屈が発生しない厚肉断面からなる部材を対象としている。したがって、各部材の降伏を許すことにより、各部材間で応力の再分配を認め、できるだけ多くの部材が降伏するように構造物を設計することを考える。このような構造物を、2.4.3(1)の照査法に従って、断面力による照査式を用いて設計すると、どうしても、最も弱い断面の強度で構造物の耐荷力が決まってしまうことになり、応力の再分配が期待できなくなる。そこで、式(2.4.10)に示すようなひずみによる安全性の照査も可能とした。

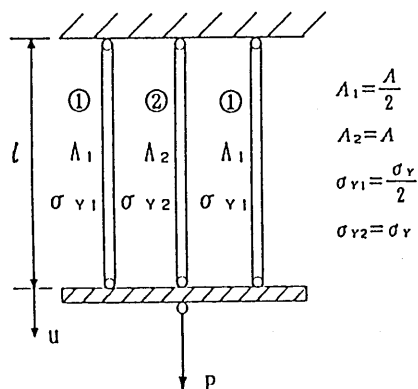


図2.4.5 2種3本の引張部材からなる構造モデル

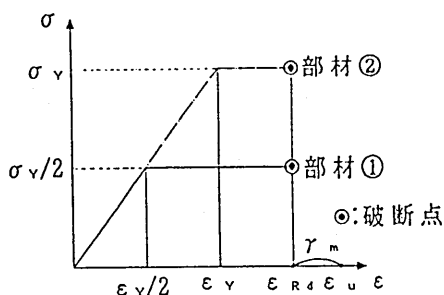


図2.4.6 構造部材の応力-ひずみの関係

式(2.4.10)の意味を、図2.4.5に示す構造モデルを用いて説明する。図2.4.5に示す構造モデルは、2種類の引張部材①および②からなっている。部材①の断面積は $A/2$ 、降伏点は $\sigma_Y/2$ とし、部材②のそれらは、 A および σ_Y とする。部材①および②の応力-ひずみ曲線は図2.4.6に示すとおりとする。これらの部材の破断ひずみ(終局ひずみ)は、ともに ϵ_u とする。 ϵ_u を材料係数 γ_m で割ると設計限界ひずみ $\epsilon_{Rd}(=\epsilon_u/\gamma_m)$ が求まる。断面が複雑なものであれば、 ϵ_{Rd} を求めるために、それをさらに部材係数 γ_b で割る必要がある。

この構造モデルにおいて、作用荷重 P と、のび u の関係は、図2.4.7(a)に示すようになる。荷重 P_Y で対象構造物は降伏し、 P_P で全塑性状態に達する。のび u が $u_u = \epsilon_{Rd}L$ になったときに構造物が崩壊する。また、各部材の断面力 N と軸方向ひずみ ϵ との関係を図2.4.7(b)に示す。

もし、照査式(2.4.1)などに従って、断面力によって、終局限界状態を判定すれば、図2.4.7(b)の点Dが、対象構造物の終局限界状態となる。したがって、終局荷重は、 P_Y となってしまう。いま、作用荷重の特性値を P_k とすると、設計荷重値 P_d は $\gamma_f P_k$ となる。ここに、 γ_f は荷重係数である。この P_d による各部材のひずみを ϵ_{max} とする。この ϵ_{max} に構造解析係数 γ_a をかけると、作用ひずみの設計用値 $\epsilon_{Sd}(=\gamma_a \epsilon_{max})$ が求まる。いま対象としているような簡単な構造物では、 $\gamma_a = 1.0$ としてよいであろう。さらに、 ϵ_{Sd} に構造物係数 γ_i を考慮することも必要である。このようにして求めた ϵ_{Rd} と ϵ_{Sd} を用いて、式(2.4.10)により、構造物の終局限界状態の照査を行う。

もちろん、このような構造物ではしばしば発生するような荷重に対して、図2.4.7(a)の状態Aおよび図2.4.7(b)の状態Dの照査、すなわち、使用限界状態の照査も必要となる。これについては、別途検討することが必要である。

部材の終局ひずみ ϵ_u は、それを構成する板要素の座屈、引張破断強度、あるいは溶接接合部の破壊強度などによって決定することができる。 ϵ_u の設定については、今後、研究を行うことが必要である。たとえば、圧縮板では、図2.4.8に示すように、終局状態での平均ひずみ ϵ_u にとることができる。具体的に、純圧縮を受ける補剛板の場合、4.1.4(6)、および(7)の[解説]に従って ϵ_u を求めることができる。

γ_m 、および γ_b は、それぞれ材料のばらつき、および断面の形状等による限界ひずみ評価法の誤差を考慮する材料係数、および部材係数である。これらの適切な値についても、今後、十分な研究を

行う必要がある。 γ_i 、および γ_a は、対象とする構造物に応じて適切に定めるものとする。

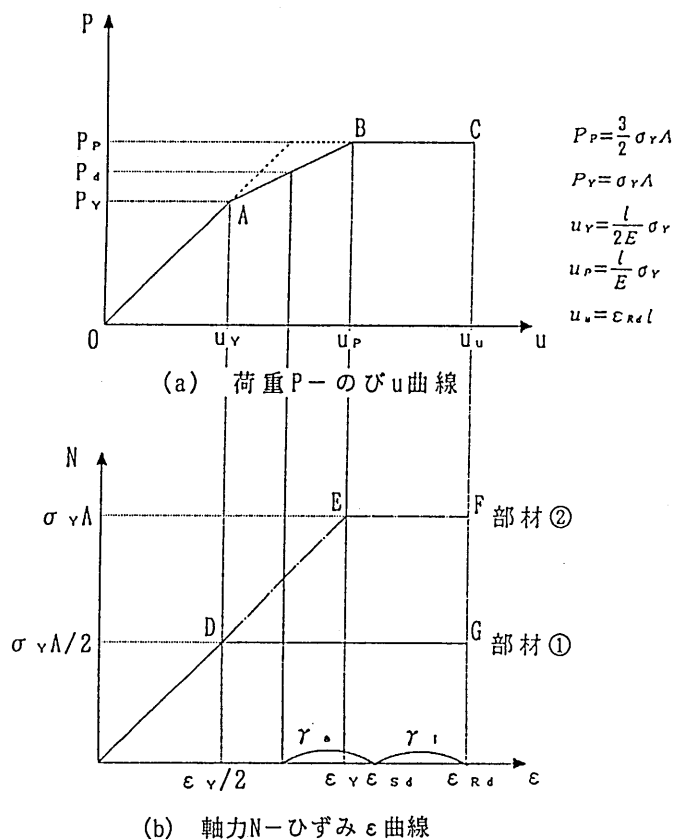
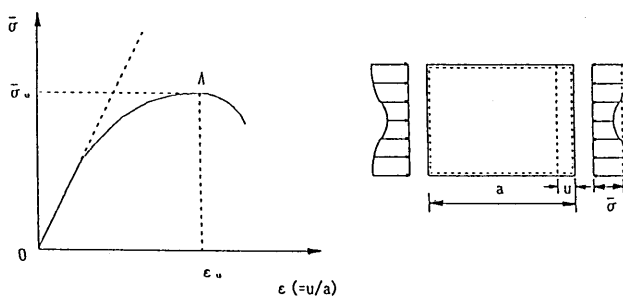


図2.4.7 荷重、のび、軸力、および、ひずみの関係



δ_{Rd} については、構造物としての機能を失う限界たわみにとることでもできる。たとえば、地震荷重を受ける橋梁構造物の場合、4.1.1の表 4.1.1を参考にして決定するのがよい。

2.4.4 設計に用いる解析法

ここで用いる弾塑性有限変位解析法としては、幾何学的非線形性、材料学的非線形性、残留応力、および初期たわみが考慮できる解析法を用いるものとする。ひずみ硬化現象は、考慮するのが望ましい。

〔解説〕

有限変位解析法の種類、および弾塑性有限変位解析法の種類をまとめて、それぞれ表 2.4.1、および表 2.4.2 に示す。ここでは、有限変位については、表 2.4.1 のレベル 1～3 の方法、弾塑性については、表 2.4.2 のレベル 2～3 の方法を用いるものとする。

表2.4.1 有限変位解析の種類

有限変位解析 レベル	部材の回転の 有限性を考慮	変形に伴う部材軸 の曲がりを考慮	たわみによる軸方 向力の変化を考慮	変形後でつり 合いを考える
I	○	○	○	○
II	×	○	○	○
III *	×	×	○	○
IV (線形化有限 変位解析)	×	×	×	○

*：一般に用いられている有限変位解析、注) 回転は部材軸まわりの回転を意味する。

表2.4.2 弾塑性有限変位解析の種類 (有限変位解析については表 2.4.1)

弾塑性有限変位 解析のレベル	板要素の局部 座屈との連成 が考慮できる	部材軸方向への 塑性域の広がり が考慮できる	断面内への塑 性域の広がり が考慮できる	弾塑性ねじ りが考慮で きる	ひずみ硬化 が考慮でき る
I	○	○	○	○	○ ×
II *	×	○	○	○	○ ×
III *	×	○	○	×	○ ×

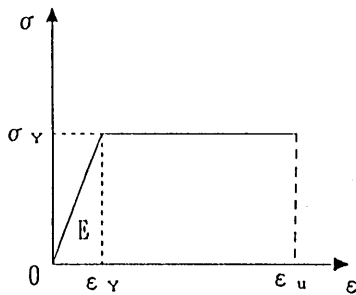
*：一般に用いられている弾塑性有限変位解析

塑性ヒンジ理論は、残留応力が考慮できないこと、部材の長さ方向および断面内への塑性域の広がり、が考慮できないなど、それほど精度のよい解析法であるとは考えられない。しかしながら、解析誤差を構造解析係数 γ_a 、および部材係数 γ_b の中に適切に組み入れることができれば、この方法は、簡便な方法として有用性が高くなる。

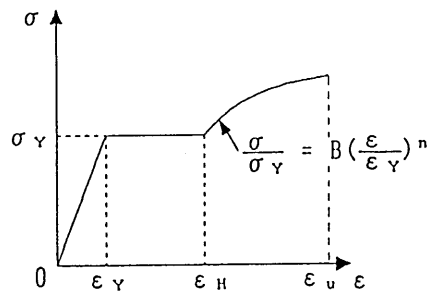
2.4.5 材料の機械的性質

解析において、鋼材の応力－ひずみ曲線としては、図 2.4.9 に示すようにモデル化されたものを

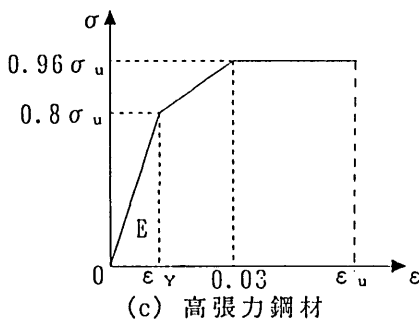
用いるものとする。



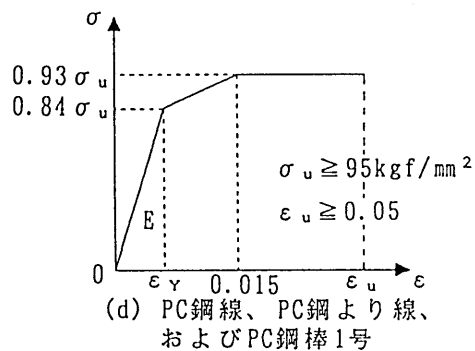
(a) 構造用鋼材(ひずみ硬化無視)



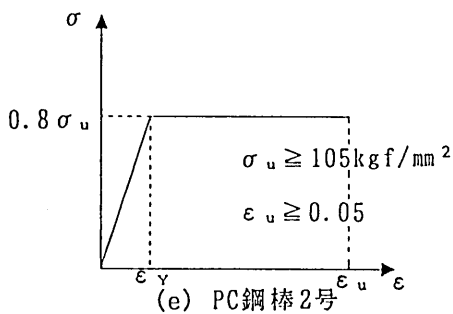
(b) 構造用鋼材(ひずみ硬化考慮)



(c) 高張力鋼材



(d) PC鋼線、PC鋼より線、
およびPC鋼棒1号



(e) PC鋼棒2号

図2.4.9 鋼材のモデル化された応力-ひずみ曲線

ここに、

σ_Y : 降伏点

ϵ_Y : 降伏ひずみ

σ_u : 引張強度

ϵ_u : 破断ひずみ

ϵ_H : ひずみ硬化開始ひずみ

$$\epsilon_H/\epsilon_Y = (1/B)^{1/n} \dots\dots\dots (2.4.12)$$

B, n : σ_Y によって決まる材料定数

〔解説〕

図2.4.9に示すモデル化された応力－ひずみ曲線は、文献5)に従った。ただし、ひずみ硬化を考慮した構造用鋼材の応力－ひずみ曲線は、文献6)に従って決定した。なお、材料定数Bおよびnはそれぞれ図2.4.10および図2.4.11を参考にして決めることができる。

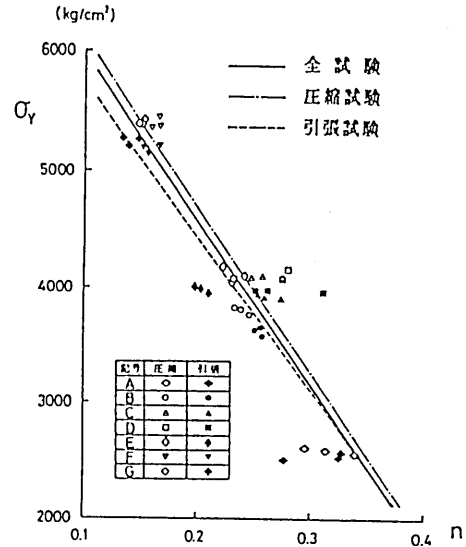
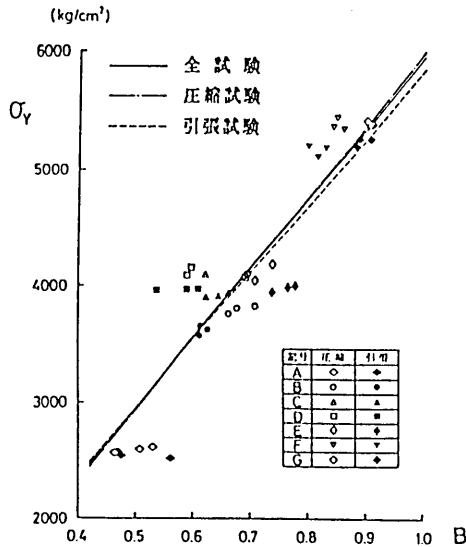


図2.4.10 降伏点－ひずみ硬化係数曲線(文献6)) 図2.4.11 降伏点－ひずみ硬化指数曲線(文献6))

2.4.6 荷重、および荷重の組合せ

対象とする構造物に、以下のm組の組合せ荷重を作用させて、弾塑性有限変位解析を行い、各断面の断面力、最高荷重、最大ひずみ ϵ_{max} 、あるいは最大たわみ σ_{max} を求める。

$$\sum_{i=1}^{n_j} \gamma_{fi} L_i \quad (j = 1 \sim m) \dots\dots\dots (2.4.13)$$

ここに、

- γ_{fi} : 荷重iに対する荷重係数
- L_i : 荷重ベクトルiの特性値
- i : 荷重の種類を表すパラメータ
- n_j : 対象とする荷重の種類
- j : 組合せ荷重の種類をあらわすパラメータ
- m : 対象とする組合せ荷重の種類

である。

〔解説〕

荷重係数 γ_{fi} は、文献1)を参考にして、対象とする構造物に応じて適切に定めるものとする。そこでは、2つ以上の荷重の組合せに起因する荷重効果の低減は、従荷重に対する荷重係数に対して考慮するものとしている。

2.4.7 初期不整

(1) 残留応力

本解析では、解析モデルの中で弾塑性挙動が発生すると考えられる部材には残留応力を導入するものとする。導入する残留応力は、断面内で自己平衡の条件を満足するものでなければならない。

〔解説〕

残留応力が不明な断面については、補剛板に対して文献7)に提案されている図2.4.12、および表2.4.3に示す分布形を参考にして決定するものとする。

表2.4.3 残留応力の分布形状 (補剛板)

鋼種	σ_{rt}^*	$\bar{\sigma}_{rc}^*$	$\bar{\sigma}_{rc,r}^*$	$\bar{\sigma}_{r,r}^*$
SS400	1.0	0.30	0.20	0.6
SM490	1.0	0.25	0.17	0.6
SM520	0.95	0.23	0.16	0.6
SM570	0.9	0.20	0.15	0.6
HT780	0.8	0.15	0.12	0.6

*は降伏点 σ_y で無次元化した値

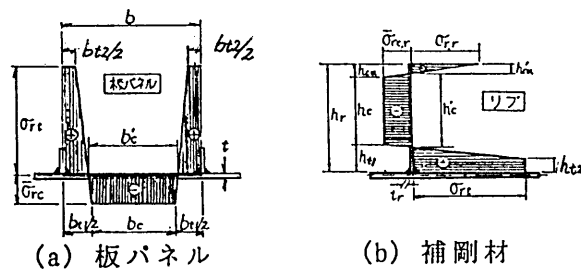


図2.4.12 各残留応力度の提案値

図2.4.12、および表2.4.3において、

$$\frac{h_{t1}}{h_r} = \frac{-K_2 + \sqrt{K_2^2 - 4K_1K_3}}{2K_1} \dots\dots\dots (2.4.14)$$

$$\frac{b_{t1}}{b} = \frac{-\{\bar{\sigma}_{rc,r}^* + \frac{1}{2}(\sigma_{r,r}^* - \bar{\sigma}_{rc,r}^*)\eta_{ss} + \frac{1}{2}(\sigma_{rt}^* - \bar{\sigma}_{rc,r}^*)(1 + \gamma_s)\eta_s\}n\delta - \bar{\sigma}_{rc}^*}{\frac{1}{2}(\sigma_{rt}^* - \bar{\sigma}_{rc,r}^*)(1 + \gamma_s)} \dots\dots\dots (2.4.15)$$

ここに、

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= \frac{1}{3}(1 + \gamma_s + \gamma_s^2)(\sigma_{rt^*} - \bar{\sigma}_{rc,r^*}) - \frac{1}{3}\gamma_{ss}^2(\sigma_{r,r^*} - \bar{\sigma}_{rc,r^*}) \\ K_2 &= \frac{1}{2}t^*(1 + \gamma_s)(\sigma_{rt^*} - \bar{\sigma}_{rc,r^*}) + (1 + \frac{1}{2}t^*)\gamma_{ss}(\sigma_{r,r^*} - \bar{\sigma}_{rc,r^*}) \\ K_3 &= (1 + t^*)\bar{\sigma}_{rc,r^*} \\ \gamma_s &= \frac{h_{t2}}{h_{t1}} \\ \gamma_{ss} &= \frac{h_{cm}}{h_{t1}} \\ t^* &= \frac{t}{h_r} \\ \eta_{ss} &= \frac{h_{cm}}{h_r} \\ \delta &= \frac{h_r t_r}{(n+1)bt} \\ \gamma_t &= \frac{b_{t2}}{b_{t1}} \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.4.16)$$

n : 補剛材本数

b : 補剛材間の板パネル幅

$\gamma_s, \gamma_{ss}, \eta_{ss}$ および γ_t は、対象とする構造部材に応じて決定する。不明の場合は、 $\gamma_s = 1/8, \gamma_{ss} = 1/4, \eta_{ss} = 1/6$ および $\gamma_t = 1/2$ を用いるものとする。さらに、 $\sigma_{rt^*}, \bar{\sigma}_{rc}, \bar{\sigma}_{rc,r^*}$, および σ_{r,r^*} の値は、表 2.4.3 に示す値を用いるものとする。

(2) 初期たわみ

本解析においては、極限強度に最も不利な影響を与えるように解析モデルの各部材 (局所的初期たわみ)、およびモデル全体 (全体的初期たわみ) に初期たわみを導入しなくてはならない。

〔解説〕

表 2.4.4 には、参考例として、橋梁構造物の場合について、解析において考慮すべき初期たわみ波形とその大きさを提案している。対象とする構造物の初期たわみ波形は、この表を参考にして、ほぼ決定できるものと考えられる。しかしながら、初期たわみ波形が決定しにくい特殊な形状、および荷重条件の構造物を対象とする場合には、以下のようにして初期たわみを決定するのがよい。

① 分岐座屈問題となるような構造系の場合

弾性線形固有値解析を行い、その座屈モードを基に初期たわみ波形を決定する。ただし、弾性座屈モードは、一般に、弾塑性有限変位解析による終局状態での変形モードと大きく異なる場合があるので注意を要する。初期たわみの大きさは、道路橋示方書など、対象構造物のための設計示方書の製作基準を参考にして決定するのがよい。

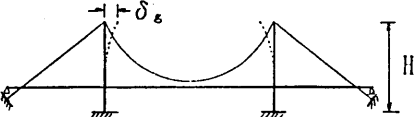
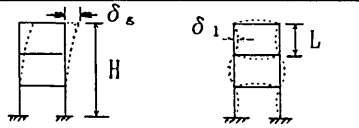
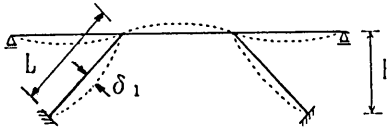
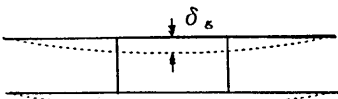
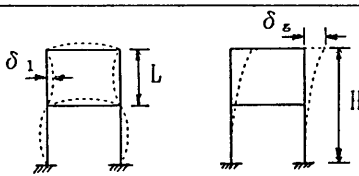
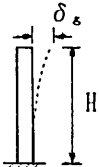
② 分岐座屈問題とならないような構造系の場合

弾性線形解析の結果である変位図を参考にして初期たわみモードを決定するものとする。初期たわみの大きさは、上と同様、関連する設計示方書の製作基準を参考にして決定するのがよい。

表2.4.4 解析に用いる初期たわみ波形の例 (橋梁構造物の場合)(つづく)

橋梁構造物の種類		用いる初期たわみ波形	初期たわみの大きさ
斜 張 橋	面内		$\delta_s = H/1000$
	面外		$\delta_s = H/1000$
ア ー チ 橋	下 路 式	面内 	$\delta_s = H/1000$ $\delta_1 = l/1000$
		面外 	$\delta_s = H/1000$ $\delta_1 = l/1000$
	上 路 式	面内 	$\delta_s = H/1000$ $\delta_1 = l/1000$
		面外 	$\delta_s = H/1000$ $\delta_1 = l/1000$

表2.4.4 解析に用いる初期たわみ波形の例 (橋梁構造物の場合)(つづき)

橋梁構造物の種類		用いる初期たわみ波形	初期たわみの大きさ
吊橋	面内		$\delta_s = H/1000$
	面外		$\delta_s = H/1000$ $\delta_1 = L/1000$
ラーメン橋	面内		$\delta_1 = L/1000$
	面外		$\delta_s = H/1000$
ラーメン橋脚	面内		$\delta_s = H/1000$ $\delta_1 = L/1000$
	面外		$\delta_s = H/1000$

2.4.8 部材断面の寸法制限

2.4.6において、各断面の断面力、最大ひずみ ϵ_{max} 、および最大たわみ σ_{max} を構成板要素の局部座屈が考慮できない弾塑性有限変位解析により求める場合は、局部座屈による構成板要素の面内剛性の低下が考慮できないので、部材断面は、以下の寸法制限を守らなくてはならない。

$$R_b \leq 0.5 \quad \dots\dots\dots (2.4.17)$$

$$R_h \leq 0.6 \quad \dots\dots\dots (2.4.18)$$

$$\gamma \leq 3\gamma^* \quad \dots\dots\dots (2.4.19)$$

ここに、

$$R_b = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{crb}}} = 0.526 \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{b}{t} \dots\dots\dots (2.4.20)$$

$$R_h = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{crh}}} = 1.613 \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{h}{t_r} \dots\dots\dots (2.4.21)$$

$\gamma = EI_r / BD$: 補剛材剛比 (I_r : 補剛材 1 本の断面二次モーメント、 D : 板曲げ剛度)

γ^* : 弾性座屈理論に基づく必要剛比

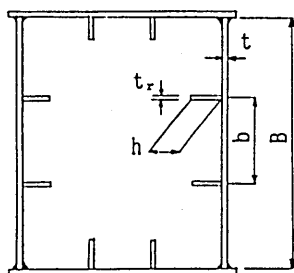


図2.4.13 部材断面の例

〔解説〕

終局状態においては、断面内に塑性域が広がり、補剛材間の板パネルや補剛材の応力分布は、一様分布に近くなるものと考え、板パネル、および補剛材の幅厚比パラメータ R_b 、および R_h の計算における座屈係数 k は、それぞれ 4.0、および 0.425 を用いた。式 (2.4.17)、および (2.4.18) の限界幅厚比パラメータは、文献 3) に示されている弾塑性有限変位解析結果、および実験結果を参考にし、工学的判断により決定した。これらの限界値については、今後、種々の角度から検討を加えていくことが必要である。

また、式 (2.4.19) の補剛材剛比の限界値は、文献 8) の実験結果に従って定めた。 γ は、補剛材高さの 3 乗に比例するので、式 (2.4.19) の照査式は、若干安全側に定めた。安全側に定めたことによる鋼重の増加は、きわめて小さいためである。

この寸法制限は、4.1.5(2) の地域区分 II(表 4.1.1 参照) に対応している。

参考文献

- 1) 鋼と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，No.450/I-20，pp.13-20，1992 年 7 月
- 2) 中井博・北田俊行・野口二郎：簡易柱モデルを用いた斜張橋塔の耐荷力照査法に関する研究，構造工学における数値解析シンポジウム論文集，日本鋼構造協会，第 16 巻，pp.391-396，1992 年 7 月
- 3) (社) 土木学会：座屈設計ガイドライン，鋼構造シリーズ 2，第 8 章 板要素，pp.161-191，1987 年
- 4) 北田俊行・中井博・國廣昌史・岸田和人：圧縮，2 軸曲げ，および，ねじりを受ける薄肉箱形短柱の終局強度に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.37A，pp.73-82，1991 年 3 月

- 5) 鋼構造終局強度研究小委員会・材料および細部構造分科会・第一グループ報告書(案)：限界状態設計と鋼材, 土木学会鋼構造委員会, 平成2年12月7日
- 6) 奈良 敬：面内力を受ける鋼板および補剛板の極限強度に関する研究 博士論文, 大阪大学工学部, 昭和61年12月
- 7) 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, 第265号, pp.25-35, 1977年9月
- 8) 宇佐美勉・今井康幸・青木徹彦・伊藤義人：繰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3月

3 解析例による検討と解析法の問題点

3.1 アーチ

3.1.1 はじめに

アーチは、幾何学的非線形性の強い構造物であり、構造全体の面内座屈に起因する耐力と面外座屈強度について独立に照査する必要がある。通常、主荷重は、アーチの面内に作用するので、面内問題に対して断面設計を行い、面外問題に対して照査または断面寸法の変更を行って設計を完了する。以下では、この立場で面内問題と面外問題に分けて、2章で述べた各々の設計法に関する数値例を示し、若干の考察を行う。

3.1.2 面内問題

(1) 概説

複数の平行弦アーチを十分な剛性を有する横つなぎ材やトラスで連結したアーチ構造は、一般に面外座屈は生じにくいので、アーチ面内の不安定現象で強度が支配される可能性が高い。分布荷重が満載するような軸圧縮力が支配的な場合は面内座屈で、荷重が半載する場合のような曲げをとまなう場合は、屈服により強度が支配される。

補剛桁を有するアーチ系橋梁の場合は、補剛桁が耐荷力に影響する。リブアーチ橋のように補剛桁に軸方向力が作用しない場合は、補剛桁の曲げ剛性とアーチリブの曲げ剛性の単純和の分だけ強度が増加する。補剛桁に軸方向力が生じるアーチ系橋梁(ランガー桁橋やローゼ桁橋)のように、アーチリブと桁が端部で結合されている構造においては、アーチリブの水平反力として桁に作用する引張力がアーチリブの変形に対する復元力として働く結果、面内耐荷力は十分大きくなるので、強度上問題となることは少ない。このことは、斜めケーブルを吊り材として用いたいいわゆるニールセンローゼ桁橋についても言える¹⁾。

座屈強度および耐荷力の直接照査法の代表的なものは座屈設計ガイドライン(土木学会)に紹介されている。現行の道路橋示方書・同解説では、面内座屈強度を直接照査する方法をとらず、たわみ易さと終局強度を照査する規定となっている。すなわち、変位の影響によるアーチ部材や補剛桁の応力度の増加が、微小変位理論による応力度の10%を越えないような等分布死荷重強度を定め、それ以上の荷重を受ける場合は、有限変位理論で設計することを規定した上で、さらに、設計荷重の1.7倍の荷重に対する応力度が引張降伏応力度または、局部座屈応力度を越えないように規定している。

(2) 有効座屈長を用いる方法

従来、アーチ構造のアーチ主部材の設計においては、格間長を有効座屈長としたはり-柱部材として断面設計を行い、別の規定により全体系の安定照査を行う形で設計が行われてきた。その際、全体系の照査が満足されなければ断面寸法の変更が必要となるので、二つの規定間での繰り返し計算が必要となる。全体系の安定照査を有効座屈長を用いて行う場合は、部材座屈と全体系の座屈のそれぞれに対する有効座屈長を求め、その大きい方を用いて断面設計すれば、一度で設計が完了することになる。このような観点で以下に検討を行う。

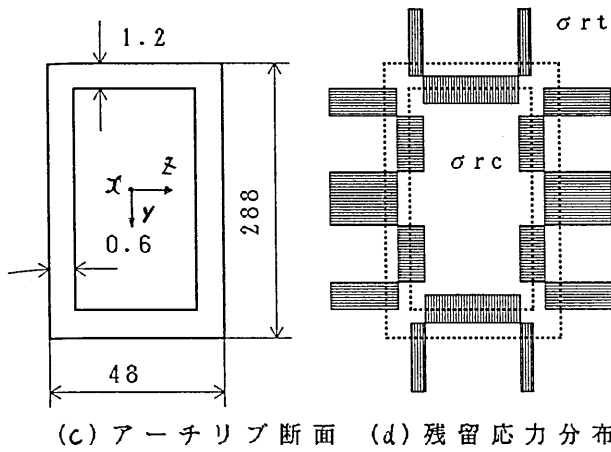
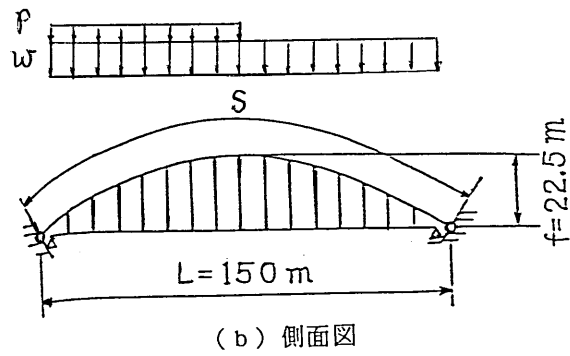
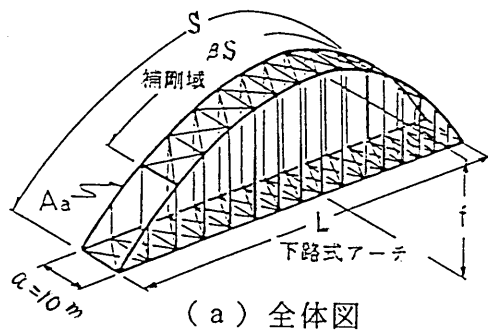


図 3.1.1 弾性固有値解析を用いた数値モデル

表 3.1.1 算定された終局応力度の比較

設計法 項目	弾性固有値解析による座屈長を用いた はり-柱式			2.2.1(8)解説 に基づく計算
	支点の部材	L/4点の部材	L/2点の部材	
限界軸力 N_{cr}	1874 tf	1450 tf	1383 tf	
$\lambda_i = \sqrt{\frac{A \sigma_y}{N_{cr}}}$	0.766	0.871	0.892	0.866
$\ell_e = \pi \sqrt{\frac{EI}{N_{cr}}}$	72.1m	82.0m	84.0m	81.5m
N_u/N_y	0.692	0.634	0.623	0.637
$N_u(P_{cu})$	761 tf	697 tf	685 tf	701 tf
照査軸力 νN	444 tf	365 tf	349 tf	365 tf
照査モーメント νM	27 tf・m	478 tf・m	32 tf・m	
$N = \frac{\pi^2 EI}{\ell_e^2}$	1874 tf	1449 tf	1382 tf	
$1 - \frac{\nu N}{N_E}$	0.763	0.748	0.747	
$\frac{\nu M}{M_y(1 - \nu N/N_E)}$	0.045	0.814	0.055	
$\frac{\nu N}{N_u}$	0.583	0.524	0.509	
$\frac{\nu N}{N_u} + \frac{\nu M}{M_y(1 - \nu N/N_E)}$	0.628	1.338	0.564	
減少率 ϕ				0.527
$\nu N/\phi P_{cu}$				0.987

固有値 $\kappa = 1.52$ $N_y = A \sigma_y = 1100$ tf, $M_y = 784$ tf・m

まず全体構造の弾性固有値解析を行い、得られた最小固有値 κ を用いて算定した有効座屈長 $\ell_e = \pi \sqrt{EI/\kappa N}$ を持つはり-柱として設計したアーチ構造が全体耐荷力に対して妥当な設計となっているかを検討する。

図 3.1.1 に示すような支間 150m、主構間隔 10m、ライズ-支間比 0.15 の SM400 材でつくられた 2 ヒンジリブアーチ橋について検討してみる。アーチリブは図 3.1.1c の寸法を持つ一様断面とし、図 d に示す残留応力 ($\sigma_{rt} = 0.9\sigma_y$, $\sigma_{rc} = 0.4\sigma_y$) を有するものとする。アーチリブの断面諸元は $A = 458.3\text{cm}^2$, $I_z = 4705880\text{cm}^4$, $r_z = 101.3\text{cm}$ である。桁断面としては寸法は異なるが、アーチリブと同形の長方形断面とし、吊材、横構部材は正方形箱形断面とした。

活死荷重比 p/w を 0.5 として、 $L/4$ 点のアーチリブが降伏する荷重 ($N_q = \sqrt{1 + 4(f/\ell)^2}(1 + 0.5p/w)w\ell^2/8f$ において $N_q = A\sigma_y$ したときの荷重) を節点荷重に置き換えたものを載荷し、固有値解析を行った。その結果、面内座屈に対する最小固有値が $\kappa = 1.52$ と計算された。支点部、 $L/4$ 点、 $L/2$ 点のアーチリブについて、作用軸力 N の固有値倍の限界軸力から計算される細長比パラメータ λ_i およびはり-柱部材としての照査式(解 2.2.14)の左辺の値を計算すると表 3.1.1 に示すようになる。ここで、照査する軸力と曲げモーメントの値は、別途行った弾塑性有限変位解析によって得られた終局強度 ($L/4$ 点のアーチリブが降伏する荷重の 0.36 倍) に対応する荷重 (係数倍された設計荷重と考えて良い) に対して弾性微小変位解析によって計算される値である。照査式の左辺 $\nu N/N_u +$

$\nu M/M_y(1-\nu N/N_E)$ の値は、 $L/4$ 点の断面で 1.338 となり 1.0 を上回る。すなわち、この方法によると、全体耐荷力は 1.338 倍安全側に設計されることになる。

一方、2.2.1(8) の [解説] で述べた面内耐荷力を直接照査する方法について検討してみる。(解 2.2.19) で与えている有効長さ $\ell_e = \pi L / \sqrt{\alpha \gamma} = 81.5m$ に基づく細長比パラメータ、 $p/w = 0.5$ に対する耐荷力減少率 ϕ 、および (解 2.2.16) の左辺 $\nu N_q / \Phi P_{cu}$ の値を計算して表 3.1.1 の右側の欄に示している。 $\nu N_q / \Phi P_{cu}$ の値は、0.987 となり、非常に良い照査になっていることがわかる。その他の数値例に対する検討は、文献 2)~6) に報告されている。

ここで注意すべき点は、後者の方法はあくまで全体耐荷力の照査法であり、この方法により $L/4$ 点以外の断面についても断面決定をおこなうことが困難な点である。したがって、次善の方法として、断面設計法としては、弾性固有値解析から求めた最小固有値を用いて、断面毎に定めた有効座屈長を持つはり-柱として設計する方法によることになる。

(3) 等価初期不整を用いる方法

2.3.1 で提示されているように、構造物に等価初期不整を与えて弾性有限変位解析を行い、その結果を用いて断面耐力相関式により終局限界状態を照査する形の設計法は、アーチ構造に関しては、必ずしも十分に研究されていない。以下には、弾性有限変位解析により求めた応力度と全体系の耐荷力との関係の例を参考までに示す。

上下フランジのみを有し、ウェブプレートを省略した断面 (サンドイッチ断面) を有する 2 ヒンジアーチについては、弾性有限変位解析により求めた縁応力度が降伏点に達する荷重により、終局強度を精度よく評価できることが示されている⁷⁾。これを式で表せば、

$$\begin{aligned} \sigma_N + \sigma_M &\leq \sigma_y \\ \text{または} \quad \frac{\sigma_N}{\sigma_{N,u}} + \frac{\sigma_M}{\sigma_{M,u}} &\leq 1 \end{aligned} \quad \dots\dots\dots (3.1.1)$$

ここで

σ_N, σ_M は弾性有限変位解析による軸方向応力度または曲げ応力度

$\sigma_{N,u}, \sigma_{M,u}$ は軸圧縮および曲げに対する終局応力度

である。上式を断面力表示すれば、断面力相関式となる。

文献 8) では、種々のパラメータを変動させた構造モデルに対して、弾塑性有限変位解析を行い、その結果を用いて、微小変位理論により計算された $L/4$ 点の断面力を用いた強度相関式を提案している。

次に、図 3.1.2 に示す固定アーチについて有限変位弾塑性解析を行い、荷重と支点部のひずみの関係を示したものを図 3.1.3 に示す⁹⁾。図より固定アーチについては、支点付近が降伏した後の余剰耐力が期待されるので、式 (3.1.1) による設計では安全側すぎる場合があることが理解される。

今後、構成要素の局部座屈強度を考慮に入れた設計法の検討が望まれる。

(4) 有効接線弾性係数 E_f を用いる方法

(2) で用いたのと同じ数値モデル (図 3.1.1 参照) に対して検討を行う。アーチリブ部材に対してのみ塑性化の影響を考慮することにして、道路橋示方書の基準強度式で有効接線係数 E_f を評価しつ

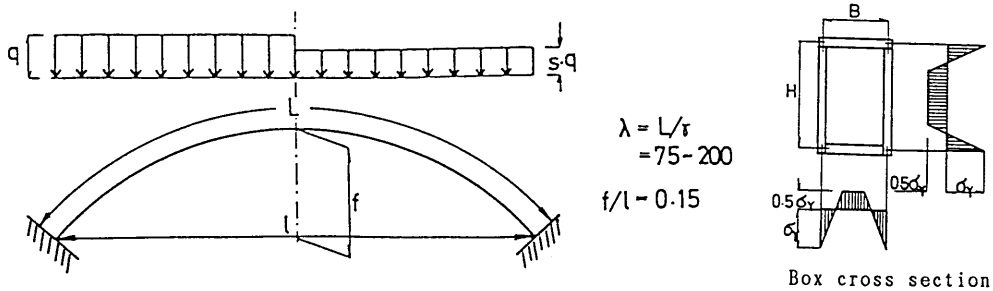


図 3.1.2 弾塑性有限変位解析のための固定アーチの数値モデル

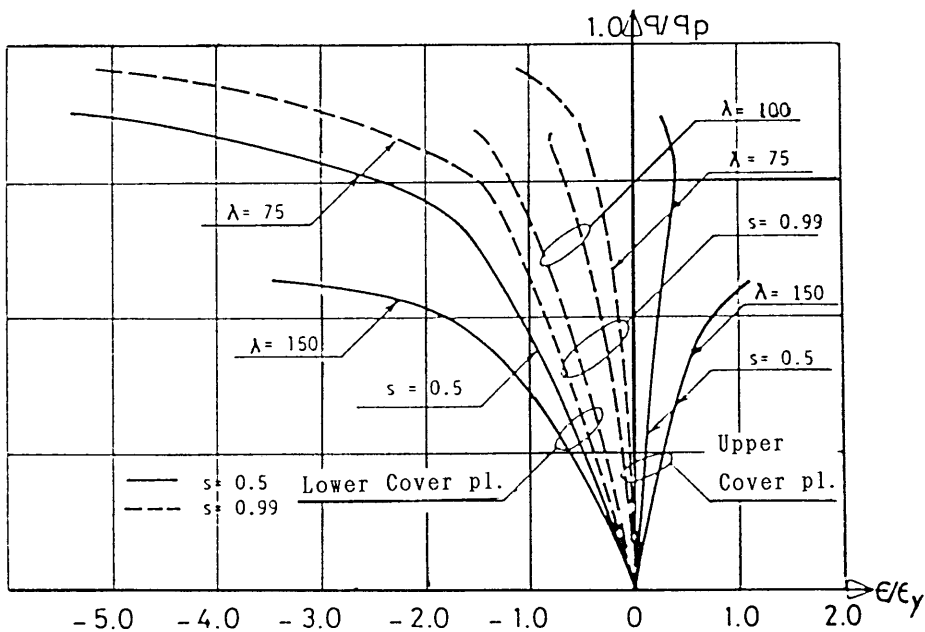


図 3.1.3 固定アーチの支点部における荷重－ひずみ関係

固有値解析を行い有効長さを算定した。得られた有効長さを持つはり－柱としての照査式の左辺の値を計算した。ここで照査する軸力と曲げモーメントの値は、別途行った弾塑性有限変位解析によって得られた終局強度 ($L/4$ 点のアーチリブが降伏する荷重の 0.36 倍) に対応する荷重に対して弾性微小変位解析によって計算される値である。計算値を表 3.1.2 に示す。

照査式の左辺 $\nu N/N_u + \nu M/M_y(1 - \nu N/N_E)$ の値は、 $L/4$ 点の断面で 1.363 となり 1.0 を上回る。すなわち、この方法によると、全体耐荷力は 1.363 倍安全側に設計されることになる。また、この数値例の場合、(2) で検討した弾性固有値解析による方法よりも安全側になっている。

(5) 非線形弾性固有値解析を用いる方法 (ζ 法)

2.3.3 では、主としてラーメン構造物に対してこの設計法を説明しているが、アーチも曲線部材を有するラーメンと考えることもできるので、本法のアーチに対する適用性を検討してみる。最も簡単

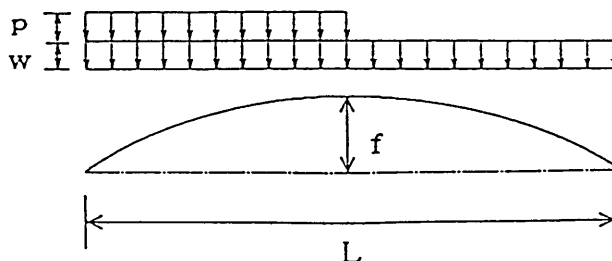
表 3.1.2 算定された終局応力度の比較

項目	設計法	固有値解析(E_s)による設計座屈長を用いたはり-柱式		
		支点の部材	L/4点の部材	L/2点の部材
限界軸力 N_{cr}		885 tf	684 tf	653 tf
E_s/E		0.265	0.495	0.594
$\lambda_o = \pi \sqrt{\frac{E_s I}{N_{cr}}}$		54.0m	84.0m	89.0m
N_u/N_y		0.804	0.622	0.594
N_u		884 tf	684 tf	653 tf
照査軸力 νN		444 tf	365 tf	349 tf
照査モーメント νM		27 tf·m	478 tf·m	32 tf·m
$N = \frac{\pi^2 E I}{\lambda_o^2}$		3339 tf	1380 tf	1232 tf
$1 - \frac{\nu N}{N_E}$		0.867	0.735	0.716
$\frac{\nu M}{M_y(1 - \nu N/N_E)}$		0.040	0.830	0.056
$\frac{\nu N}{N_u}$		0.501	0.533	0.534
$\frac{\nu N}{N_u} + \frac{\nu M}{M_y(1 - \nu N/N_E)}$		0.541	1.363	0.590

固有値 $\kappa = 0.718$ $N_y = A \sigma_y = 1100 \text{ tf},$ $M_y = 784 \text{ tf} \cdot \text{m}$

な例として、図 3.1.4 に示す一本のアーチについて、両端支点をヒンジとする 2 ヒンジアーチと両端支点を固定とする固定アーチについて、 ζ 法により求めた終局限界状態と有限変位弾塑性解析で求めた終局強度を比較検討した¹⁰⁾。 ζ 法による終局限界状態は、簡単のために荷重係数を 1.7 とし、(解 2.3.11)における安全係数 $\gamma_i \gamma_a \gamma_b$ を 1.0 として求めた。数値モデルのアーチの軸線形は放物線とし、支間 $L = 150\text{m}$ 、ライズ $f = 22.5\text{m}$ とし、断面は長さ方向に一樣な二軸対称箱型断面とした。活死荷重比 p/w を、0(等分布荷載)、0.5、1.0 と変化させ、それぞれ細長比 $a = L/r = 100, 200, 300$ の場合について計算した。

図 3.1.5、図 3.1.6 は、荷重比 p/w を横軸に、 $N_u/A\sigma_y$ を縦軸にとり、それぞれの細長比の場合について、 ζ 法による解析値と有限変位弾塑性解析値を示したものである。ただし、 N_u は終局荷重

図 3.1.4 ζ 法の検討のための単材アーチモデル

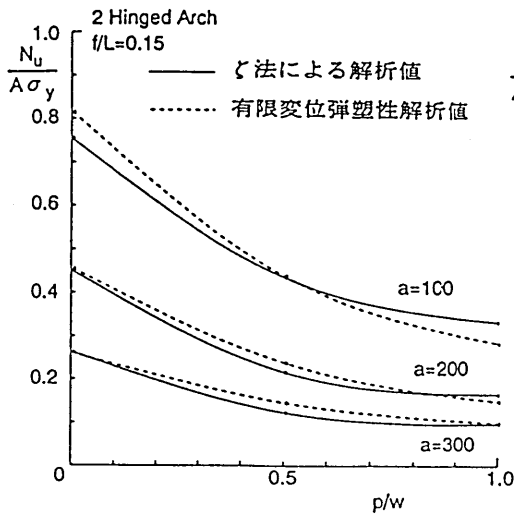


図 3.1.5 ζ法による照査結果 (2 ヒンジアーチ)

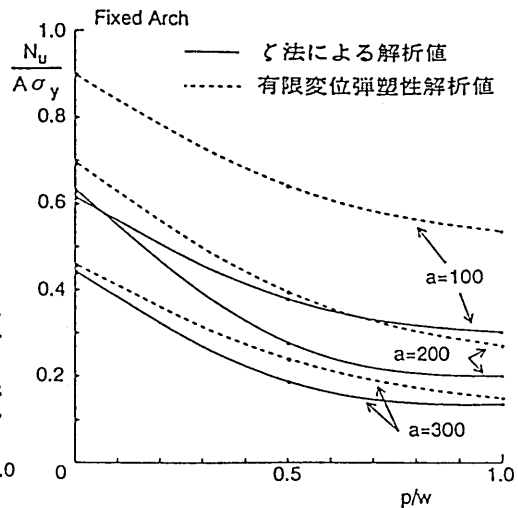


図 3.1.6 ζ法による照査結果 (固定アーチ)

に対して微小変位理論で計算される $L/4$ 点の軸力であり、 $A\sigma_y$ は降伏軸力である。図 3.1.5 より、2 ヒンジアーチの場合は p/w 、 a 値にかかわらず良い算定値を与えるが、図 3.1.6 に示す固定アーチの場合は、細長比 a が小さいほど、また p/w が大きいほど、ζ法は安全側すぎる算定値を与える。

以上の例で分かるように、ζ法による解析値は、軸圧縮力が支配的な 2 ヒンジアーチの場合は、良い結果を与えるが、大きな曲げモーメントを生じる固定アーチの場合は、照査式において、曲げの項が支配的となるため、強度が安全側に評価され易い。

(6) 弾塑性有限変位解析に基づく設計法

従来、弾塑性有限変位解析は、慣用設計を行った後の全体構造の耐荷力の照査として用いられる域を出ておらず、2.4 節で述べた弾塑性有限変位解析に基づく設計フローに沿った設計例を示せるだけの研究は行われていない。また、適宜作成した数値モデルに対する有限変位弾塑性解析は比較的多く報告されているが、実橋を解析した例は少ない。ここでは、構造物全体の終局強度の計算例として、図 3.1.7 に示す大三島橋の場合を示す¹¹⁾。

数値解析モデルでは、コンクリート充填鋼床版の剛性を無視し、8 本の縦桁を等価な 1 本の桁に置換し、横構の配置を部分的に変更するなどの単純化を行った以外は、実橋の剛性、支持条件、境界条件などを忠実にモデル化している。

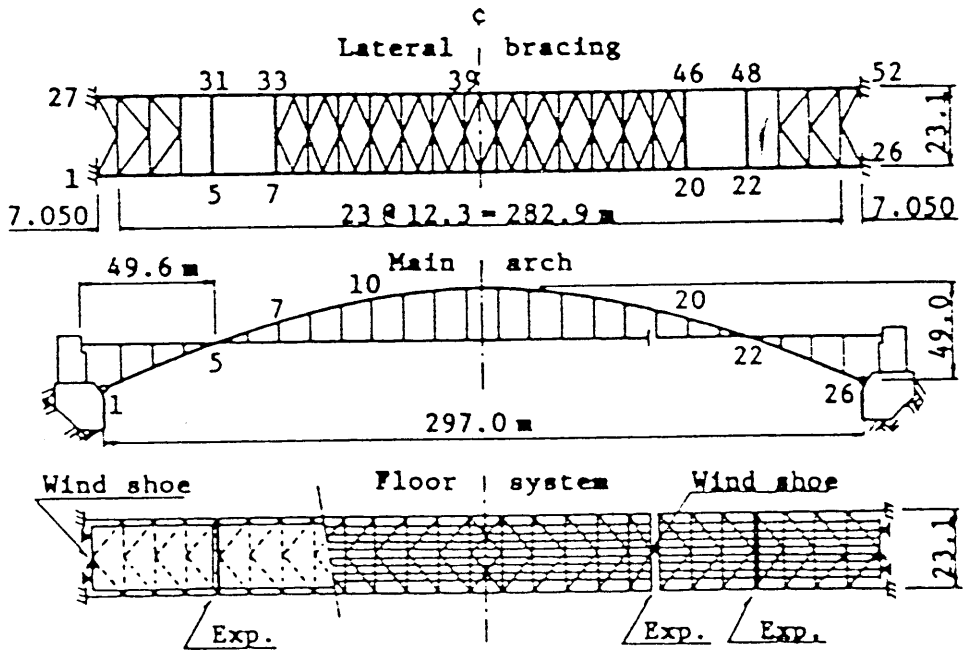
以下の 2 モデルについて行った計算を示す。

Model-1 側タイを橋台に剛結した実橋モデル

Model-2 Model-1 のアーチリブに最大 $L/1000$ の面内逆対称初期たわみを与えた比較モデル

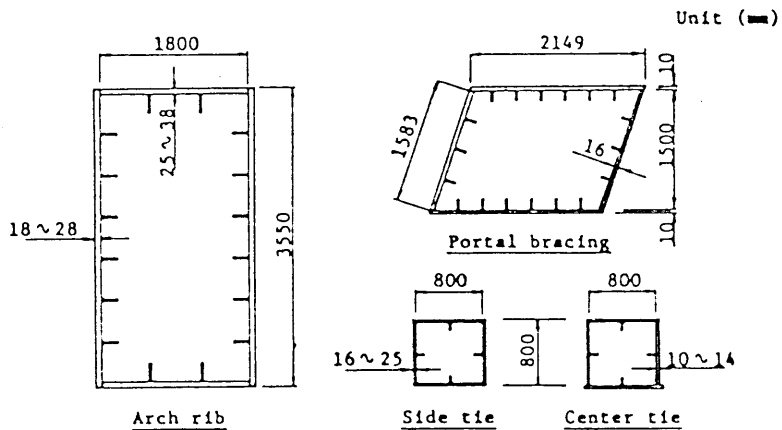
設計荷重を表 3.1.3 にまとめている。死活荷重と中央点のたわみの関係を図 3.1.8 に示す。また、計算結果を、降伏に対する荷重倍数 α_y と最大強度に対する荷重倍数 α_{max} の形で表すと表 3.1.4 のようになる。この表より以下のことがわかる。

a) 死活荷重の下での耐荷力についてみると、最大荷重は降伏荷重に対して +10% 弱上まわるだけ



Note: 1 m = 3.28 ft.

General pictures of Ohmishima Bridge.



Note: 1 mm = 0.0394 in.

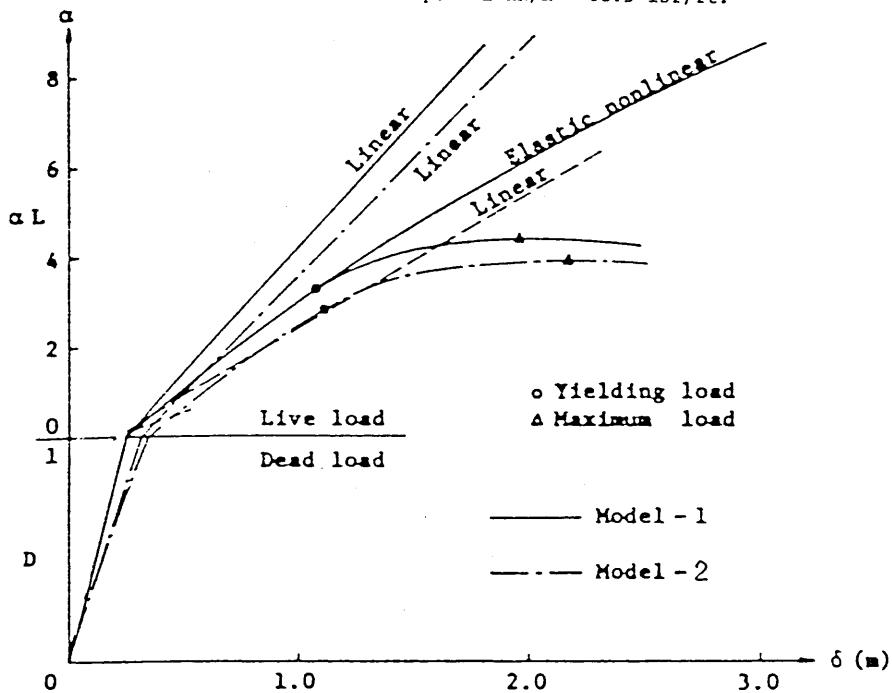
Sectional dimensions of members.

図 3.1.7 大三島橋の諸元

表 3.1.3 大三島橋の設計荷重強度

Design load	Intensity (kN/m)	Loaded member
Dead load (D)	43.5	arch rib
	94.8	center or side tie
	84.8	stringer
Live load (p) (L) (IT)	20.9	stringer
	765.0(kN)	stringer
Earthquake load (EQ)	8.7	arch rib
	19.0	center or side tie
	17.0	stringer
Wind load (W)	19.9	arch rib
	13.0	center or side tie
	3.2	post

Note: 1 kN = 0.225 kip. 1 kN/m = 68.5 lbf/ft.

図 3.1.8 死活荷重 ($D + \alpha L$) とたわみの関係表 3.1.4 降伏に対する荷重係数 (α_y) と最大強度に対する荷重係数 (α_{max})

Model	αD		$\alpha (D + L)$		$\alpha (D + EQ)$	
	α_y	α_{max}	α_y	α_{max}	α_y	α_{max}
1	2.96	3.01	1.79	1.93	2.33	2.66
2	2.36	2.42	1.56	1.71	—	—

表 3.1.5 アーチの部材強度の照査(図 3.1.1 のモデル)

断 面 力	支点の部材	L/4 点の部材	L/2 点の部材
軸 力 $N (N/N_p)$	450 tf (0.41)	320 tf (0.29)	352 tf (0.32)
ねじりモーメント $M_x (M_x/M_{xp})$	3 tf・m (0.01)	1 tf・m (0.0)	1 tf・m (0.01)
曲げモーメント $M_y (M_y/M_{yp})$	1 tf・m (0.0)	0 tf・m (0.0)	0 tf・m (0.0)
曲げモーメント $M_z (M_z/M_{zp})$	0 tf・m (0.0)	751 tf・m (0.76)	14 tf・m (0.01)
f	0.41	0.82	0.32

ここに $N_p=1100$ tf, $M_{xp}=339$ tf・m, $M_{yp}=228$ tf・m, $M_{zp}=984$ tf・m

である。

b) 本橋は、2 ヒンジアーチであるので、先に述べたように弾性有限変位解析により応力度を計算し、初期降伏を規準にして設計しても近似度の良い終局強度設計となり得ると思われる。

c) 初期たわみを $L/1000$ 有する場合 (Model-2) は、初期たわみのない場合 (Model-1) に比べて降伏荷重、終局荷重共に 12~13% 小さく、終局強度はほぼ 1.7 の安全率を有する。

d) 地震荷重に対しては、十分強度が大きく安全側すぎる。

2.4 節で述べた「弾塑性有限変位解析に基づく設計」では、さらに部材強度の照査を行う必要があるが、大三島橋については詳しい解析データが入手できないので示せない。かわりに、(2) で用いた数値例 (図 3.1.1 参照) について、弾塑性有限変位解析を行い、終局状態 $\sigma=0.36$ における部材強度の照査を、局部座屈強度を考慮しない下記の照査式で行った結果を表 3.1.5 に示す。

$$f = \sqrt{\left(\frac{N}{N_p}\right)^2 + \left(\frac{M_x}{M_{xp}}\right)^2 + \left(\frac{M_y}{M_{yp}}\right)^2 + \left(\frac{M_z}{M_{zp}}\right)^2} \leq 1 \dots\dots\dots (3.1.2)$$

表 3.1.5 より、本数値例については、局部座屈の問題を別にすれば、部材強度は保証されていることになる。

3.1.3 面外問題

(1) 概説

1 本のアーチリブを有する構造または、複数の平行なアーチリブを横構で結合した構造の内、支間と最外縁の主構の間隔との比が 20 を越える場合、およびアーチリブの長さ方向に部分的にしか横構が設け得ない構造については、圧縮が支配的な荷重状態に対する面外座屈強度の照査が必要である。慣用設計においては、格間長または横構間隔を有効座屈長とした圧縮部材として断面設計し、全体構造の面外座屈照査による確認、または断面寸法の修正を行う方法によっている。

道路橋示方書・同解説にある面外座屈照査規定は、単一アーチまたは、十分な剛性の横構がアーチの全長にわたって設けられている場合を前提としているので、適用範囲が限られるので注意を要する。全体構造の面外座屈強度に対して、一般的には、等分布荷重満載状態が最も厳しい荷重条件となるので、最小固有値を用いて有効座屈長さを算出し、直柱の基準強度式で評価する道路橋示方書と同様の方法により、軸方向力が支配的な場合の面外座屈強度は照査できると考えて良い。しかし、その

際、実構造に近い構造全体モデルについて3次元弾性固有値解析を実施し、得られた最小固有値を用いる必要がある。

斜めケーブルを吊り材とするいわゆるニールセンローゼ桁橋は、ここでは扱わないが、横構間隔を有効座屈長としたはり-柱部材としての設計を行えば、通常は、構造全体として十分な面外座屈強度が得られると考えて良い¹⁾。

(2) 有効座屈長を用いる方法

2.2.1(8)の[解説]で与えたアーチの有効長さ

$$\ell_e = K_e K_\beta K_\ell K_g S \dots\dots\dots (3.1.3)$$

は、種々のパラメータを変化させた場合のアーチの面外座屈耐荷力を弾塑性有限変位解析により求め、その耐荷力を柱の基準強度式で近似できるように有効長さを逆に定めなおしたものである。この方法の有効長さの近似度については文献12)~16)に詳しく述べてあるので、ここでは数値例を示すことは省略する。ただし、上記文献で取り扱った数値例は、設計された実橋の諸元を持つものではないので、実橋に対する断面設計の方法に関する検討は、今後行う必要がある。

式(3.1.3)の細長比係数 $K_e K_\beta K_\ell K_g$ は、下路式アーチ橋、中路式アーチ橋の場合 0.05~0.23 上路式アーチ橋の場合 0.02~0.50 の値を取ると考えられる。式(3.1.3)により計算した有効長さが、通常のアーチ橋の格間長(0.1L程度以下)よりも小さくなる場合は、全体強度が部材の座屈で支配される可能性があるので、部材は格間長(骨組長)を有効長さとして設計する必要がある。

さらに、式(3.1.3)により計算した有効長さが格間長より大きくなった場合でも、下路式アーチおよび中路式アーチにおいては、橋門部のアーチリブ以外の、横構で補剛された部分のアーチリブは、格間長を有効長さとして、断面決定してもよいと考えられるので、そのように断面決定したものについて照査することを検討してよい。

次に、弾性固有値解析により求めた最小固有値を用いて、有効座屈長を定め、圧縮材として耐荷力を照査する方法について検討する。

面内問題の固有値解析に用いた図3.1.1に示す2ヒンジアーチ橋について、補剛桁の中央の節点とアーチ中央の節点の軸方向水平変位を拘束して面内座屈を防止し、面外座屈に対する固有値解析を行った。このときの荷重条件は、等分布荷重満載($p=0$)とし、支点部の軸力が降伏軸力となる分布荷重強度を節点荷重に置き換えたものを載荷した。アーチリブの断面諸元は $A = 458.3\text{cm}^2$, $I_y = 214832\text{cm}^4$, $r_y = 21.65\text{cm}$ である。

その結果、面外座屈に対する最小固有値が $\kappa = 1.12$ と計算された。

支点部、 $L/4$ 点、 $L/2$ 点のアーチリブについて、作用軸力 N の固有値倍の限界軸力から計算される細長比パラメータ λ_i および終局応力度 $\bar{\sigma} = \sigma_u / \sigma_y$ を計算すると表3.1.6のようになる。

式(3.1.3)による有効長さ $\ell_e = K_e K_\beta K_\ell K_g S = 19.5\text{m}$ に基づく細長比パラメータ、終局応力度と有限変位弾塑性解析による終局強度も表3.1.6の右の欄に示している。この表によると以下のことがわかる。

a) 2.2.1(8)の[解説]で述べた方法は、有限変位弾塑性解析の結果に比べて安全側のよい近似値となっている。

表 3.1.6 算定された終局応力度 $\sigma = \sigma_u / \sigma_y$ の比較

設計法 項目	弾性固有値解析による設計座屈長を用いた 軸力部材としての計算			2.2.1(8)解説	弾塑性有限
	支点の部材	L / 4 点の部材	L / 2 点の部材	に基づく計算	変位解析
軸力 N	1076 tf	905 tf	865 tf	—	—
$N_{cr} = \kappa N$	1205 tf	1013 tf	969 tf	—	—
$A \sigma_y$	1100 tf	1100 tf	1100 tf	—	—
$\lambda_i = \sqrt{\frac{A \sigma_y}{N_{cr}}}$	0.955	1.042	1.065	0.969	—
$\bar{\sigma}$	0.589	0.538	0.524	0.518	0.625

固有値 $\kappa = 1.12$

b) 固有値解析による場合の終局応力度 $\bar{\sigma}$ は、全体耐荷力の安全側の近似値となっている。これは、検討した等分布満載の荷重条件に対してはアーチ部材の軸力がほぼ一様であることによる。特に、支点の部材の終局強度が全体強度とよい対応を示し、軸力の小さいアーチクラウンに近い部材ほど小さな強度が計算される。

弾性固有値解析に基づく計算法で断面決定を行った場合の数値例については検討していないが、アーチクラウンに近い部材ほど断面積を減少させて、支点部材と等しい軸力が作用するように断面決定すれば、最終的に全体強度に等しい強度を持つ部材断面の設計がなされることになる。終局強度のみの照査または算定は、支点部の部材を代表断面とすれば、可能なことが表 3.1.6 でも示されているが、文献 12)~17) に多くのパラメータ解析例が示されている。

道路橋示方書のアーチの面外座屈の照査規定は、基本的にはこの方法によっているが、有効長さを、単材アーチの座屈固有値を基に定める規定となっているために、橋門開口部を有する下路式、中路式アーチ橋については危険側の値を与えることがある。以上の結果は、実橋に近い骨組モデルの固有値解を用いれば、道路橋示方書の手法そのものは必ずしも悪くないことを示している¹⁷⁾。

(3) 等価初期不整を用いる方法

等価初期不整を用いてアーチの面外座屈問題を扱った研究は見あたらない。従って、設計例を示すことができない。ここでは、面外座屈強度または面外耐荷力を確保するに必要な横構の必要剛性に関連した研究について紹介する。

慣用設計法においては、アーチリブの断面決定は面内主荷重により行われ、風荷重や地震荷重による水平横力による応力は、加算されない。しかし、下路式アーチ橋や中路式アーチ橋のように橋門開口部を有する部分のアーチリブに対しては、軸力と水平横曲げを受けるはり-柱部材としての照査を行うのが望ましい。文献 18) では、種々の諸元のアーチ橋に対して、アーチを平面に展開した骨組の曲げモーメントと終局軸方向応力度をはり-柱の部材照査式に代入して、照査した結果、安全側に照査できることが示されている。

また、同文献では下路式アーチ橋の端部横構斜材に、慣用設計では算定されない付加軸力が発生することを指摘し、アーチを平面に展開した骨組について計算したアーチリブの水平横曲げモーメン

トを用いて、付加軸力を考慮した横構斜材の軸力算定公式が示されている。

文献 19) では、全長にわたり横構を有する複弦鋼アーチについて水平横力の効果を面内主荷重に対するアーチの面内耐荷力の減少として評価する方法を提案し、面内耐荷力を減少させないために必要な横構の必要剛度を次式で与えている。

$$\frac{GA_{b,eq}}{24EA_a} \left(\frac{L_s}{b} \right)^2 \geq \frac{1}{15} \dots\dots\dots (3.1.4)$$

$$\frac{EI_b}{GI_T} \left(\frac{L_s}{bc} \right)^2 \geq 10 \dots\dots\dots (3.1.5)$$

ここに、

$A_{b,eq}$: 横構斜材のアーチ面外変形に対するせん断剛性を等価な板に置き換えたときの板の断面積²⁰⁾

A_a : アーチリブの断面積

L_s : アーチリブの長さ (展開長)

b : 2本のアーチリブの間隔

EI_b : 横構ストラットの曲げ剛性

GI_T : アーチリブのねじり剛性

c : 横構の格間長

面内力のみが働く場合も、横構の設計には注意が必要である。ダブルワレン形式の様な斜材には、アーチの面外変形に伴うせん断力の成分に加えてアーチの軸方向力の成分の一部が作用することになるからである。

文献 21) では、面内力を受けるアーチ橋の端部横構斜材の付加軸力を与える実用算定式を提案し、算定値が有限変位弾塑性解析により求まる横構斜材軸力とよく一致することを示している。アーチの面外変位に伴うせん断力の成分を加えると提案の算定式で得られた軸力の 1.5 倍の軸力に耐える柱として横構斜材を設計すれば、横構斜材の先行座屈を防ぐことができるので、面内力を受けるアーチ橋の全体としての面外座屈強度を保証することができると結論づけている。

以上、アーチ橋の横構部材については、面内設計荷重と面外水平荷重を受ける場合、および、面内主荷重のみを受ける場合のそれぞれに対して全体耐荷力を保証するように設計する必要がある、今後さらに総合的な観点での検討が必要である。

(4) 有効接線弾性係数 E_f を用いる方法

(2) で用いたのと同じ数値モデル (図 3.1.1 参照) に対して、アーチリブ部材に対してのみ塑性化の影響を考慮することにして、道路橋示方書の基準強度式で有効接線係数 E_f を評価しつつ行った固有値解析の結果、表 3.1.7 の値を得た。このとき、補剛けたおよびアーチリブの支間中央節点の軸方向変位を拘束して面内座屈を防止し、かつ、ねじりに関するせん断弾性係数 G は塑性化により低下しないものと仮定した。支点、 $L/4$ 点、 $L/2$ 点の各部材とも、全体耐荷力 (弾塑性有限変位解析) とよく対応した値となっている。

これは、等分布荷重満載の場合には、アーチリブの軸力は位置によってあまり変動しないことによる。さらに、長さ方向に応力度が一様になるようにアーチリブの断面積を決定すれば、全体強度に

ほぼ等しい部材強度を有するアーチ橋が設計可能である。

表 3.1.7 算定された終局応力度 $\sigma = \sigma_u / \sigma_y$ の比較

設計法 項目	固有値解析(E_s)による座屈長を用いた 軸力部材としての計算			弾塑性有限 変位解析
	支点の部材	L / 4 点の部材	L / 2 点の部材	
軸力 N	1076 tf	905 tf	865 tf	—
$N_{cr} = \kappa N$	695 tf	584 tf	559 tf	—
E_s / E	0.484	0.589	0.607	—
λ_o	17.61 m	21.17 m	21.98 m	—
$\bar{\sigma} = N_u / A \sigma_y$	0.632	0.532	0.508	0.625

固有値 $\kappa = 0.642$

$$\lambda_o = \pi \sqrt{\frac{E_s I}{\kappa N}}$$

(5) 弾塑性有限変位解析に基づく設計

面内問題と同様に、2.4 節で述べた弾塑性有限変位解析に基づく設計フローに沿った設計例を示せるだけの研究が行われていない。また、適宜に諸元を与えた数値モデルに対する解析例は、比較的多く報告されているが、実橋についての解析例は少ない。ここでは、中央分離帯に単弦アーチを有するローゼ桁橋である泉大津大橋(1976 大阪府)を例に示す²²⁾。まず、実橋を線構造にモデル化したものを図 3.1.9 に示す。本橋の場合線材へのモデル化で問題になるのは支点である。すなわち、実橋は幅 14m の 3 室箱桁の 4 隅を支持する構造であるが、線材モデルでは 4 点支持とするために端部横桁を考え、主桁を端部横桁に剛結し、この端部横桁の両端を支える構造とした。端部横桁は実在しないが、実橋の主桁端部の 2 枚の隔板にはさまれる部分としてモデル化した。

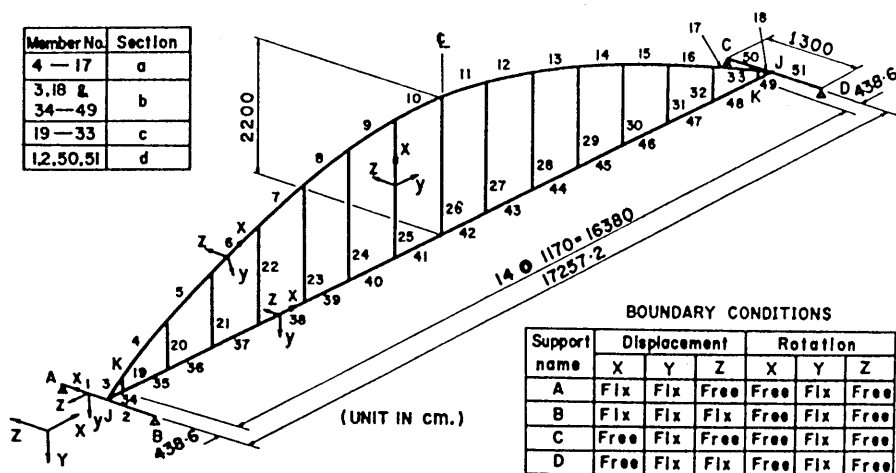


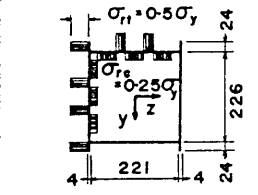
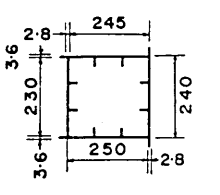
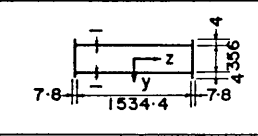
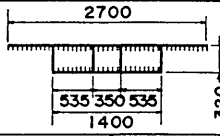
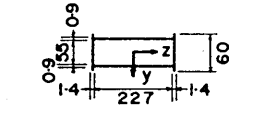
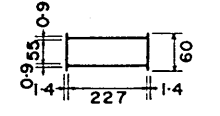
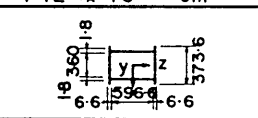
図 3.1.9 単弦ローゼ桁橋(泉大津大橋)の骨組モデル

初期たわみはアーチの面外方向にのみ与えることとし、その最大値が $5\text{cm}(L/3450)$ となるような

円弧形状として仮定し、初期座標値として与えた。

計算モデルの断面諸元を実橋のそれらと比較して、表 3.1.8 に示す。

表 3.1.8 単弦ローゼ桁橋(泉大津大橋)の断面形状と諸元

		CALCULATED MODEL	ACTUAL BRIDGE
ARCH RIB	SECTION (a)		
	A	$3.78 \times 10^3 \text{ cm}^2$	$3.79 \times 10^3 \text{ cm}^2$
	I_y	$3.42 \times 10^7 \text{ cm}^4$	$3.46 \times 10^7 \text{ cm}^4$
	I_z	$3.34 \times 10^7 \text{ cm}^4$	$3.38 \times 10^7 \text{ cm}^4$
	I_x	$4.24 \times 10^7 \text{ cm}^4$	$4.23 \times 10^7 \text{ cm}^4$
GIRDER	SECTION (b)		
	A	$8.75 \times 10^3 \text{ cm}^2$	$8.75 \times 10^3 \text{ cm}^2$
	I_y	$3.98 \times 10^9 \text{ cm}^4$	$3.95 \times 10^9 \text{ cm}^4$
	I_z	$1.59 \times 10^8 \text{ cm}^4$	$1.62 \times 10^8 \text{ cm}^4$
	I_x	$3.78 \times 10^8 \text{ cm}^4$	$3.78 \times 10^8 \text{ cm}^4$
HANGER	SECTION (c)		
	A	$5.77 \times 10^2 \text{ cm}^2$	$5.77 \times 10^2 \text{ cm}^2$
	I_y	$3.94 \times 10^6 \text{ cm}^4$	$3.95 \times 10^6 \text{ cm}^4$
	I_z	$3.70 \times 10^5 \text{ cm}^4$	$3.70 \times 10^5 \text{ cm}^4$
	I_x	$1.12 \times 10^6 \text{ cm}^4$	$1.12 \times 10^6 \text{ cm}^4$
END CROSS BEAM	SECTION (d)		
	A	$7.08 \times 10^3 \text{ cm}^2$	
	I_y	$5.13 \times 10^8 \text{ cm}^4$	
	I_z	$1.28 \times 10^8 \text{ cm}^4$	
	I_x	$2.44 \times 10^8 \text{ cm}^4$	

死荷重 D は、長さ方向に 30.2(tf/m) とし、活荷重 L_1 と L_2 は、図 3.1.10 に示してある載荷条件とした。風荷重 w は風速 50m/sec で算定し、補剛桁、ハンガー、アーチリブに対してそれぞれ 2.84(tf/m), 0.41(tf/m), 1.72(tf/m) となる。

検討した荷重の組み合わせは、1) $D + L_2$, 2) $D + L_1 + W/3$, 3) $1.3\{D + 5/3(L_1 + W/3)\}$ であり、鉛直荷重の合計 P_w はそれぞれ 5900(tf), 6590(tf), 9780(tf) である。

3つの荷重ケースに対して、アーチクラウンの鉛直たわみ v と水平横たわみ w 、を作用させた鉛

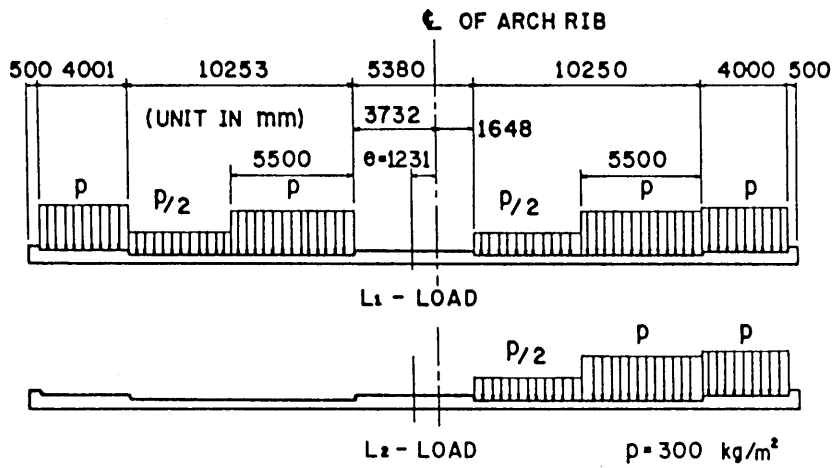


図 3.1.10 活荷重 L_1, L_2 の分布状態

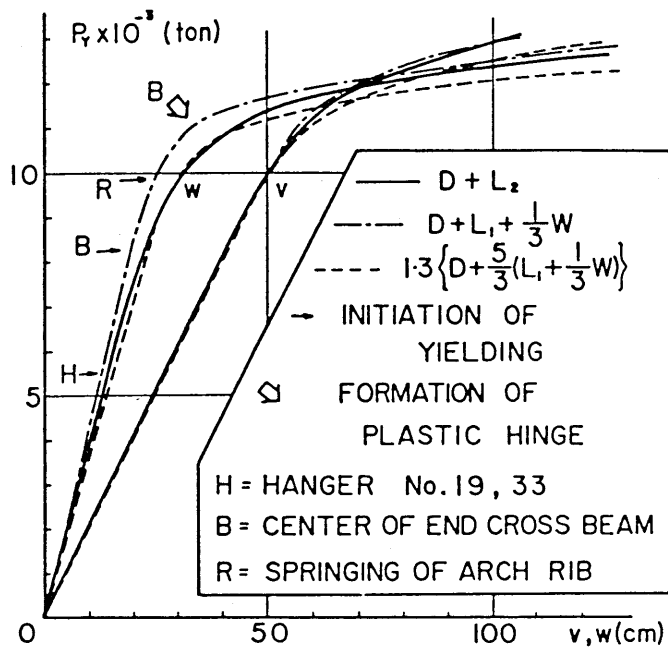


図 3.1.11 鉛直荷重の合計 (P_y) とアーチクラウンの変位の関係

直荷重の合計に対して示したが図 3.1.11 である。

崩壊は 3 次元的変形の下で生じているが、端部横桁中央に塑性ヒンジが発生した結果、支点部におけるアーチの面外曲げに対する拘束が失われ、アーチリブが面外変位を急増して崩壊に至ったと考えられる。

各ケースの最大の鉛直荷重 $P_{Y,max}$ を設計鉛直荷重 P_w で割った値 (COMPUTED) と、所要の安全率 (REQUIRED) を比較して表 3.1.9 に示す。許容応力度法で設計された本橋が、1~3 割程度安全であるが、ほぼ妥当な終局強度を示すことがわかる。さらに、必要な部材強度の照査は、ここでは行っていないが、解析結果から判断して仮想した端部横桁部材が終局状態に達していることが類推される。

表 3.1.9 安全係数 $\nu_u = P_y/P_w$ の比較

LOADING CASES (1)	COMPUTED (2)	REQUIRED (3)
D + L ₂	2.2	2.0
D + L ₁ + $\frac{1}{3}W$	2.0	1.6
1.3 {D + $\frac{5}{3}(L_1 + \frac{1}{3}W)$ }	1.3	1.0

3.1.4 まとめ

検討した数値例は限られたものでしかないが、ここでの検討結果を以下のようにまとめることができる。

1. 面内問題

- (a) 2.2.1(8) の [解説] で述べた照査方法は、全体構造としての面内耐荷力の良い近似値を与える。しかしながら、この方法は $L/4$ 点の断面を基準に考えた全体耐荷力の照査法であり、この方法によって個々の断面寸法を定めることは難しい。
- (b) 構造全体の固有値解析をし、その最小固有値を用いて部材毎に算定したはり一柱として設計する方法は、全体耐荷力に対して安全すぎる場合もあるが、部材毎の断面決定が可能である。
- (c) 等価初期不整を用いる方法は、アーチ構造に対してはほとんど研究されていない。類似の検討によると、2 ヒンジアーチについては、初期降伏により断面設計すれば、全体耐荷力を適切に評価できそうであるが、固定アーチについては、初期降伏による設計は、全体耐荷力に対してかなり安全側となる可能性がある。
- (d) 有効接線係数 E_f を用いる方法は、(b) で述べた方法と基本的に変わらない。
- (e) 非線形弾性固有値解析を用いる方法 (ζ 法) による解析値は、軸圧縮力が支配的な 2 ヒンジアーチの場合は、良い結果を与えるが、大きな曲げモーメントを生じる固定アーチの場合は、照査式において、曲げの項が支配的となるため、強度が安全側に評価され易い。

- (f) 弾塑性有限変位解析を行えば、全体構造の耐荷力については現時点では最も適切な照査が可能であるが、この方法で部材断面の設計を行うには労力が必要である。

2. 面外問題

- (a) 2.2.1(8)の[解説]で与えた座屈長を用いてアーチ系橋の面外座屈強度を適切に照査できる。座屈長が陽な関数で与えられているので、固有値計算をする必要がないという利点を有する。しかしながら、この方法は、支点断面を基準に定めたアーチ構造全体を代表する座屈長に基づいており、あくまで全体面外座屈の照査が主眼であり、個々の部材断面の寸法を決定することが難しい。
- (b) 弾性固有値解析により求めた最小固有値を用いて有効座屈長を定めても、アーチ系橋梁の面外座屈強度を適切に照査できる。また、断面毎に座屈長を定義できるので、個々の部材の断面設計が可能である。
- (c) 等価初期不整を用いる方法は、研究されていない。かわりに、面外座屈強度または、面外耐荷力を確保するのに必要な横構の必要剛性に関連した研究を紹介した。
- (d) 有効接線係数 E_f を用いる方法は、(b)の弾性固有値解析による方法と同程度に有効である。
- (e) 弾塑性有限変位解析により全体構造の耐荷力の妥当な照査が可能である。しかし、弾塑性有限変位解析を用いた断面設計法については、十分な研究がないので、今後の研究に期待したい。

参考文献

- 1) 北田俊行、中井博、吉川紀、坂野雅則：ニールセンローゼ橋アーチリブの座屈に対する合理的設計法について、構造工学論文集, Vol.34A, pp.315-326.
- 2) 新家徹、頭井洋、波田凱夫：アーチの面内非弾性座屈および終局耐荷力の解析, 土木学会論文報告集, 第244号, 1975.12, pp.57-69.
- 3) 新家徹、頭井洋、波田凱夫：アーチの面内耐荷力解析と模型実験, 土木学会論文報告集, 第263号, 1977.7, pp.11-23.
- 4) 小松定夫、新家徹：アーチの面内耐荷力の実用算定式について, 土木学会論文報告集, 第267号, 1977.11, pp.39-52.
- 5) 新家徹：アーチの面内安定照査を行う場合の横方向線荷重の取扱いについて, 土木学会論文報告集, 第281号, 1979.1, pp.89-92.
- 6) 新家徹、頭井洋、中川知和：補剛桁を有する2ヒンジアーチの面内耐荷力, 土木学会論文報告集, 第301号, 1980.9, pp.47-59.
- 7) Kuranishi, S. : Allowable Stress for Two-Hinged Steel Arches, 土木学会論文報告集, No.213, 1973, pp.71-75.
- 8) Kuranishi, S. and Yabuki, T.: Ultimate Strength Design Criteria for Two-Hinged Steel Arch Structures, 土木学会論文集, Vol.1, No.2, 1984, pp.229s-237s(p.115-123).
- 9) Kuranishi, S. : Load Carrying Capacity of Fixed Arches, Proc. of International Colloquium on Stability of Structures under Static and Dynamic Loads, Washington D.C ,1977.3 ,pp.609-617.

- 10) 田中朝一、崎元達郎、平野邦昭： ζ 法を用いた鋼アーチの面内耐力設計法に関する研究，土木学会第48回年次学術講演会概要集，I部門，1993年9月
- 11) Maeda,Y.and Hayashi,M.:In-plane and Out-of-plane Instability of a 297m Span Steel Arch Bridge, Proc. of a Conference conducted by the Transportation Research Board, Sept. 25-27, 1978. Transportation Research Record 664, pp.246-254.
- 12) Sakimoto,T and Komatsu,S.: Ultimate Strength Formula for Central-arch-girder Bridges, Proc. of JSCE, No.333, 1983.5, pp.183-186.
- 13) 崎元達郎、鶴田栄一、坂田力：下路式および中路式アーチ橋の弾塑性面外座屈強度，構造工学論文集，Vol.34A, 1988.3, pp.243-254.
- 14) Sakimoto,T.,Tsuruta,E. and Sakata,T.:Elasto-plastic out-of-plane buckling strength of through type and half-through type arch bridges, Structural Eng./Earthquake Eng. Vol.6, No.2, 1989.10, pp.3075-3185.
- 15) Sakimoto,T and Sakata,T.:Out-of-plane buckling strength of through- type arch bridges, Journal of Construct Steel Research, 16, 1990, pp.307-318
- 16) 崎元達郎、坂田力、古賀一臣、岡本剛治：上路式アーチ橋の面外座屈について，構造工学論文集，Vol.37A, 1991年3月, pp.199-210.
- 17) 崎元達郎、坂田力、小堀俊之：弾性固有値解を用いた有効長さ手法による鋼アーチ系橋梁の弾塑性面外座屈強度の算定，構造工学論文集，Vol.37A, 1991.3, pp.191-198.
- 18) Sakimoto,T. and Komatsu,S.: Ultimate Strength of Steel Arches Under Lateral Loads, Proc. of JSCE, No.292, 1979.12, pp.83-94.
- 19) Kuranishi,S. and Yabuki,T.: Lateral Load Effect on Steel Arch Bridge Design, Journal of ST.Eng., ASCE, Vol.110, No.9, 1984.7, pp.2263-2274.
- 20) Yabuki,T.,Vinnakota,S. and Kuranishi,S. : Lateral Load Effect on Strength of Steel Arch Bridge Structures, Journal of ST. Eng., ASCE, Vol.109, ST10, 1983.10, pp.2434-2449.
- 21) 崎元達郎他：鋼アーチ橋の面外座屈強度を考慮した横構の設計法，土木学会第44回年次学術講演会概要集，1969.10, pp.130-131.
- 22) Komatsu,S. and Sakimoto,T.: Ultimate Load Carrying Capacity of Steel Arches, Journal of ST Div., ASCE, Vol.103, No.ST12, 1977.12, pp.2323-2336.

3.2 吊橋の塔

わが国における長大吊橋の塔の設計は、一般に本州四国連絡橋公団の吊橋主塔設計要領・同解説¹⁾に準拠している。この基準は、第2章の「2.3 弾性有限変位解析に基づく設計法」における「2.3.2 有効接線弾性係数を用いる方法」に分類される設計方法である。つまり、塔の断面力は、設計荷重作用時を対象に弾性有限変位理論に基づく構造解析により算出し、この断面力に対して断面ごとの応力度および安定照査を行い、塔の安全性を確保する方法である。

この設計法は、部材の安全性の照査をもって構造全体系の安全性を保証しようとする方法のため、有限変位の影響が大きい構造物では、構造物として本来必要とする所定の安全率(例えば1.7)を必ずしも有しない可能性が考えられる。そのため、最近では耐荷力照査を行うことにより全体系の安全性を確認している設計例も見られる。

このような状況において、ここでは長大吊橋の重要な構成要素である主塔を採り上げ、第2章で提案している様々な設計法についてその橋軸方向および橋軸直角方向に関する各面内の限界強度に対する数値解析を行うことにより比較検討を試みた。

3.2.1 橋軸方向の限界強度

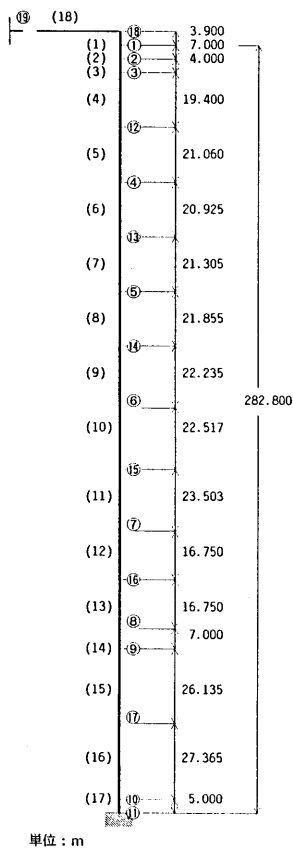


図 3.2.1 解析モデル

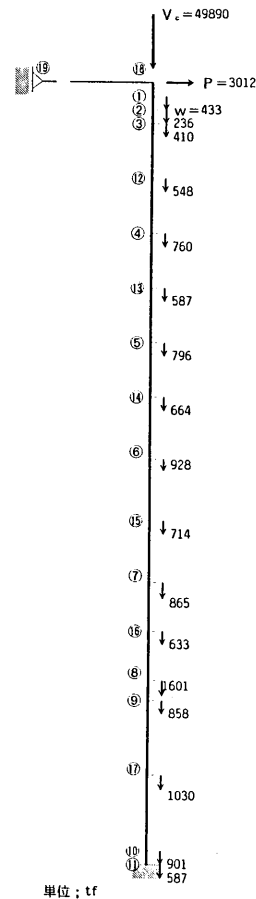


図 3.2.2 荷重条件

まず、設計荷重下における実橋レベルの塔の挙動をできるだけ正確に把握するため、有限変位理論を適用し、外力条件として荷重倍率(安全率)を考慮した载荷状態に対して、残留応力を有する弾塑性有限変位解析により塔の橋軸方向面内の耐荷力を求め、発生する断面力と降伏荷重との関係を明らかにした。

表 3.2.1 断面諸元

要素番号	外形寸法	外板板厚	リブ断面積	材 質	降伏点			
	B×D mm×mm	mm	mm ²		tf/mm ²			
(1)	10.000×3.000	0.040	0.01224	SM58	46000			
(2)	10.059×4.400							
(3)	10.153×6.600							
(4)	10.351×6.600							
(5)	10.695×6.600							
(6)	11.051×6.600							
(7)	11.409×6.600							
(8)	11.776×6.600							
(9)	12.150×6.600							
(10)	12.530×6.600							
(11)	12.920×6.600	0.048	0.01224	SM58	44000			
(12)	13.262×6.600							
(13)	13.546×6.600							
(14)	13.748×6.600							
(15)	14.029×6.600	0.044						
(16)	14.483×6.600	0.048						
(17)	14.758×6.600							

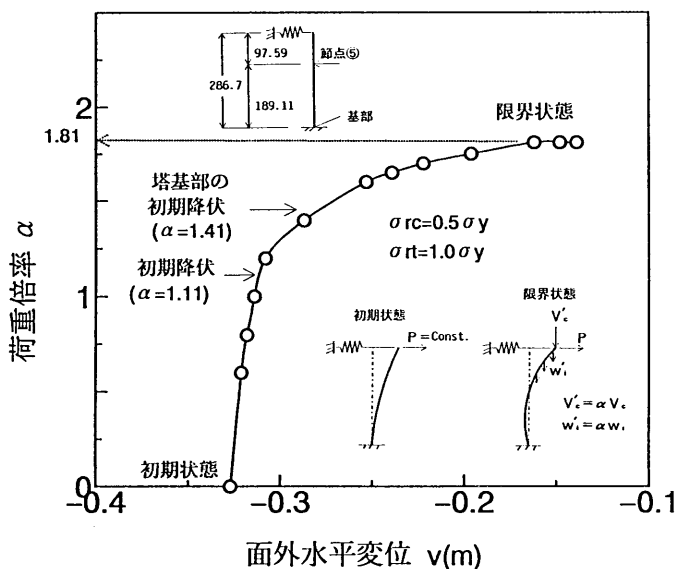
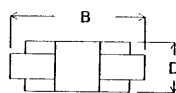


図 3.2.3 節点5の変形挙動

具体的な数値計算例として、図 3.2.1 のような解析モデルを採り上げた²⁾。このモデルの断面剛性は表 3.2.1 に示すような変断面柱であり、ケーブル部材は充分長い柱部材で近似している。また、載

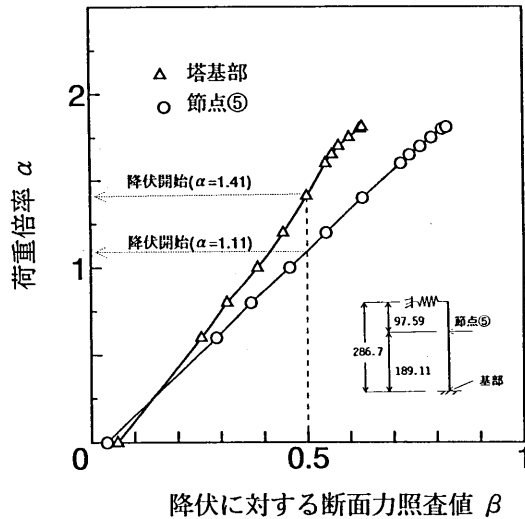


図 3.2.4 荷重倍率と断面力照査値

荷状態は図 3.2.2 に示すように塔頂のケーブル反力 V_c と自重 w のみを考え、荷重倍率 α は

$$\alpha(V_c + \Sigma w_i) \dots\dots\dots (3.2.1)$$

とケーブル反力と自重に一樣に乗じている。本来、荷重倍率が変化する場合吊橋全体系の解析に立ち返り再計算する必要があると考えられるが、本試算では単純にケーブル反力と自重を α 倍している。

いま、橋梁全体系の構造解析から得られる塔頂水平変位に対応する塔頂水平反力 $P = 3012t$ の一定荷重が作用している初期状態から、ケーブル反力 $V_c = 49890t$ の設計荷重に荷重倍率 α を乗じた荷重状態に対する塔柱の最大変位が生じる節点 5 の面外水平変位 v の関係を示したのが図 3.2.3 である。

残留応力 ($\sigma_{rc} = 0.5\sigma_y$) が存在するため、節点 5 では $\alpha = 1.11$ の荷重状態において初期降伏がはじまり、その後 $\alpha = 1.41$ で塔基部にも初期降伏が生じている。最終的な限界状態の荷重倍率は $\alpha = 1.81$ となった。

また、各荷重倍率における弾塑性有限変位解析により得られた断面力を用いて、降伏荷重に対する断面力照査式

$$\beta = \frac{N}{N_y} + \frac{M}{M_y} \dots\dots\dots (3.2.2)$$

の値を計算したのが図 3.2.4 である。この解析モデルの場合、塔柱は軸力に支配されており、曲げモーメントの影響は小さい。したがって、荷重倍率と断面力照査値 β との間には直線関係があり、 $\alpha = 1.81$ の限界時におけるその値は塔基部で $\beta = 0.63$ 、節点 5 で $\beta = 0.83$ となった。

したがって、ここで対象とした構造は、構造全体系として設計荷重の 1.8 倍の終局耐力を有していると同時に、その試算断面は、限界状態における降伏荷重に対する安全率が塔基部で 1.6、節点 5 で 1.2 の値を有しており、十分な安全性が確保できていることがわかる。

3.2.2 橋軸直角方向の限界強度

次に、ラーメン形式主塔の橋軸直角方向面内の安全性照査について、「2.2 弾性微小変位解析に基づく設計法」における「2.2.1 有効座屈長を用いる方法」、「2.3 弾性有限変位解析に基づく設計法」における「2.3.2 有効接線弾性係数を用いる方法」、および「4.4 $P-\Delta$ 法によるラーメン構造物の設計」により比較検討を行った。

まず、3層ラーメン形式の塔を採り上げ³⁾、「2.3.2 有効接線弾性係数を用いる方法」と「4.4 $P-\Delta$ 法によるラーメン構造物の設計」による限界強度曲線を求め、両設計法の有効性について数値計算を行った。対象とした塔の断面諸元、荷重条件を図 3.2.5 に示す。実際の塔柱は変断面であるが、ここでは塔頂部と塔基部の平均断面を持つ等断面柱 ($A_e = 1.777\text{m}^2, I_e = 7.751\text{m}^4$) として計算している。また、荷重は、ケーブル反力 V_e と水平荷重 H を考えている。

限界強度曲線の算出手順は、ケーブル反力 V_e と水平荷重 H の载荷状態に対して得られる断面力を基にして、各設計法にしたがった安定および応力度照査を行い、両照査式が 1 に達するまで水平荷重を増加させて繰り返し計算を行っている。最終的にどちらかの照査式が最初に 1 に等しくなった時の水平荷重が限界水平荷重となる。

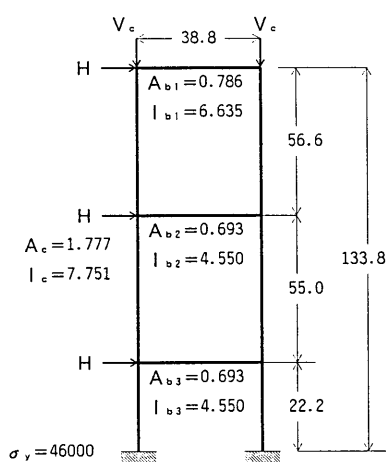


図 3.2.5 断面諸元と荷重条件

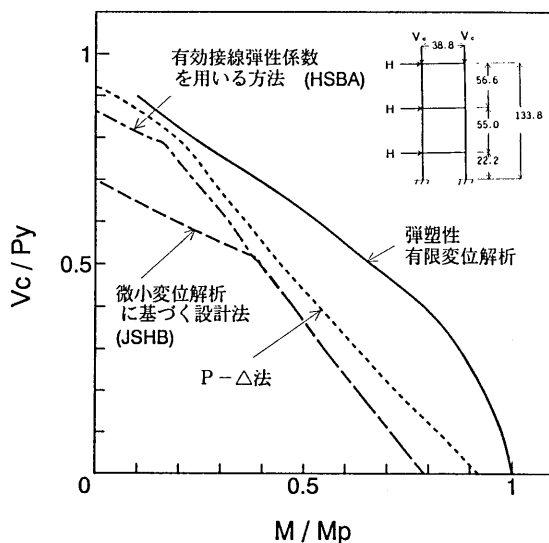


図 3.2.6 耐荷力限界曲線の比較

具体的な照査式は、

1. 弾性微小変位解析に基づく設計法：

$$\frac{N}{N_u} + \frac{C_m M}{M_y(1 - N/N_e)} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3.2.3)$$

$$\frac{N}{N_y} + \frac{M}{M_y} \leq 1 \quad \dots\dots\dots (3.2.4)$$

ここに、 C_m は Austin 式、 N_u, N_e の有効座屈長は表値により算出した。

2. 有効接線弾性係数を用いる方法：

式(3.2.3) および式(3.2.4) と同形式。ただし、 N_u の有効座屈長は E_f 法により算出した。
また、 N_e の有効座屈長は部材長を用いた。

3. $P-\Delta$ 法：

$$\frac{N}{N_u} + \frac{C_m M}{M_p} \leq 1 \dots\dots\dots (3.2.5)$$

$$\frac{M}{M_p} = 1.18 \left(1 - \frac{N}{N_y} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (3.2.6)$$

ここに、 N_u の有効座屈長は部材長を用いた。

を用いており、「弾性微小変位解析に基づく設計法」は道路橋示方書⁴⁾を、「有効接線弾性係数を用いる方法」は吊橋主塔設計要領¹⁾を、「 $P-\Delta$ 法」は修正 SSRC 法⁵⁾にそれぞれ準拠している。

その計算結果を示したのが図 3.2.6 である。縦軸には降伏荷重 P_y に対する軸圧縮力の無次元量を、横軸には全塑性モーメント M_p に対する限界水平荷重時における曲げモーメントの無次元量をとっている。「有効座屈長を用いる方法」は、「 $P-\Delta$ 法」の解曲線に比べて安全側の値を示している。

「有効座屈長を用いる方法」の中では、「有効接線弾性係数を用いる方法」が最も精度の良い耐荷力評価を行っているが、まだ曲げモーメントの卓越する領域において余裕がある。一方、「 $P-\Delta$ 法」は弾塑性有限変位解析による限界曲線に対して良い精度の限界強度曲線を表している。また、「有効接線弾性係数を用いる方法」、および「 $P-\Delta$ 法」により設計される断面は、 $M/M_p > 0.2$ の広い領域において応力度照査に支配されていることがわかる。

次に、「2.3 弾性有限変位解析に基づく設計法」における「2.3.3 非線形弾性固有値解析を用いた方法(ζ 法)」による設計について、3 層ラーメン形式および 4 層ラーメン形式の塔を具体的数値計算例として採り上げ⁶⁾、「2.2 弾性微小変位解析に基づく設計法」における「2.2.1 有効座屈長を用いた方法」、および「2.3.2 有効接線弾性係数を用いた方法」との安全性の照査比較を行った。 ζ 法における荷重倍率には $\alpha = 1.71$ を用いた。また、式(解 2.3.24)の構造物係数、構造解析係数および部材係数は $\gamma = \gamma_a = \gamma_b = 1$ と置いた。

図 3.2.7 は、3 層ラーメン構造について「 ζ 法」と「弾性微小変位解析に基づく設計法」を比較計算した結果を示している。横軸には式(3.2.3) および式(解 2.3.24) の照査式の値を、縦軸にはラーメン柱の要素座標をとっている。なお、図中には「 ζ 法」における ζ 値も示している。「 ζ 法」の実線はほぼ 0.7~0.8 の範囲にあり、「弾性微小変位解析に基づく設計法」に比べて全断面において低めの値を示し、断面に余裕が生まれていることがわかる。

同様に、4 層ラーメン構造について「 ζ 法」と「有効接線弾性係数を用いる方法」との比較計算した結果をまとめたのが図 3.2.8 である。ここに、「有効接線弾性係数を用いる方法」は、各腹材間のラーメン柱を 1 部材として照査を行っているため腹材間で一定値を示している。この場合、3 層ラーメン構造と全体的には同様な傾向を示している。また、両図において ζ 値の値が塔基部ほど大きい値を示しているのは、作用応力としての軸圧縮応力度が基部ほど小さくなるためである。

要素	A	I	荷重条件
(1)	0.56	0.71	$V_c = 7562$
(2)	0.56	0.70	$V_c = 124$
(3)	0.54	0.69	$M_s = 163$
(4)	0.53	0.68	自重: $g = 1206$
(5)	0.52	0.67	柱: $\sigma_y = 36000$
(6)	0.50	0.65	梁: $\sigma_y = 24000$
(7)	0.49	0.64	
(8)	0.47	0.63	
(9)	0.44	1.06	
(10)	0.25	0.68	
(11)	0.18	0.32	単位: tf, m

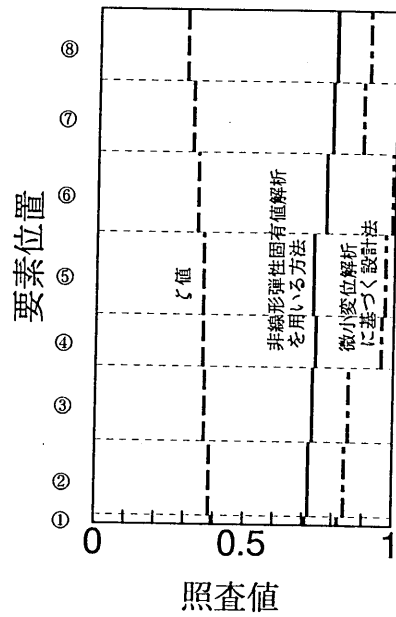
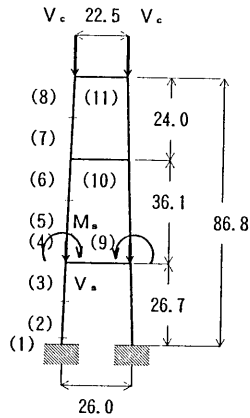


図 3.2.7 3層ラーメン構造の断面諸元および耐荷力比較

要素	A	I	荷重条件
(1)	1.52	3.68	$V_c = 14700$
(2)	1.22	3.04	$V_c = 480$
(3)	1.21	3.02	$g = 4470$
(4)	1.20	2.99	柱: $\sigma_y = 36000$
(5)	1.19	2.97	梁: $\sigma_y = 24000$
(6)	1.13	2.82	
(7)	1.09	2.69	
(8)	1.08	2.67	
(9)	1.07	2.65	
(10)	0.96	2.37	
(11)	0.95	2.36	
(12)	0.95	2.34	
(13)	0.45	4.94	
(14)	0.48	5.53	
(15)	0.59	2.09	
(16)	0.47	4.26	単位: tf, m

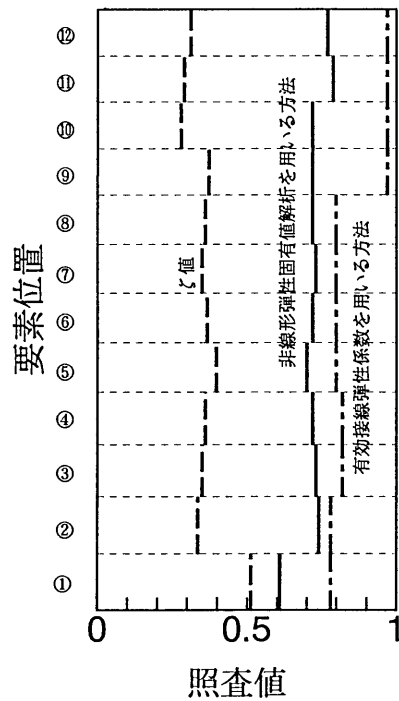
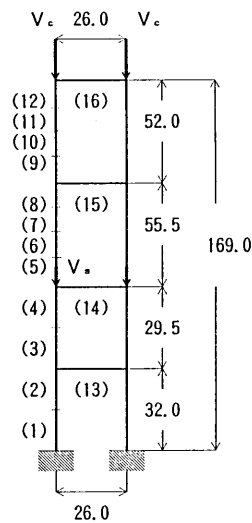


図 3.2.8 4層ラーメン構造の断面諸元および耐荷力比較

参考文献

- 1) 本州四国連絡橋公団：吊橋主塔設計要領・同解説, 1989.4
- 2) 本州四国連絡橋公団：本州四国連絡橋鋼上部構造委員会構造分科会資料, 1990.2
- 3) 野上邦栄・安部大志：吊橋主塔の安定照査式に関する一考察, 構造工学論文集, Vol.35A, 1989.3
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, 1990.2
- 5) J.V.Galambos : Guide to Stability Criteria for Metal Structures, 4th ed. John Wiley & Sons, 1988
- 6) 野上邦栄：鋼ラーメン柱の実用的座屈設計法に関する一提案, 土木学会論文集, 第 459 号, 1993.1

3.3 解析法の適用に関する問題点と課題

前節までにおいて、第2章の各種終局強度設計法の実構造物への適用例を述べた。しかし、これらの設計法は、有効座屈長法、および、 E_f 法を除けば、我が国において実構造物の断面設計に実際に供せられたことは未だなく、実務的な面から不可欠な事項を十分に反映しているとは言えない。特に、各設計法において用いられる解析法の適用は、弾性微小変位解析に基づく設計法を原則としてきた実務者にとっては、その解析計算の環境を大きく変える可能性があり、実用上の問題点を明らかにしておく必要がある。

一方、従来より多用されている有効座屈長法は、許容応力度設計の立場から定着してきたものであり、終局強度設計法として確立されるためには解析面からも種々の問題点が残されている。また、 E_f 法も、長大吊橋の主塔という限定された構造物を対象とした終局強度設計に供せられているものであり、一般構造物の設計法としては同様に残された問題点は少なくないと思われる。

このような観点から、各種終局強度設計法の実用化に当たって、主に解析法の適用における問題点を明らかにしておくことを目的とし、設計実務者を対象にハード・ソフトの両面からアンケート調査を実施した。長大橋梁の設計に実績の多いコンサルタント3社、および、ファブリケータ10社の計13社に対象を絞った結果、12社よりの回答を得ることができた。本アンケートの実施要領、および、回答結果の詳細は、別冊資料集の「4. 解析法の実用化における問題点」に記載されている。

本節では、これらの回答結果に基づいて、解析法の適用環境の現状を把握し、各種設計法における解析法の適用に関する問題点を指摘するとともに、著者らの考えも入れて、今後に残された課題や将来展望について述べる。なお、回答には、設計法そのものに対する意見や、提案などに関するものも含まれたが、これらは、可能な範囲内で本編の記述に反映され、内容の充実に寄与している。

3.3.1 解析法の適用環境

各種終局強度設計法に適用可能な解析プログラムとして、解析区分別に各社1編ずつの回答を求めて得られた結果から、現在、稼働中のものを分類すると以下のものであった。

a) 座屈固有値解析、弾性有限変位解析の各区分のみか、両区分共通で回答されたもの

- 平面解析用 自主開発コード：3編 受託計算会社との共同開発コード：2編
受託計算会社における開発コード：2編
- 立体解析用 自主開発コード：5編 受託計算会社との共同開発コード：2編
受託計算会社における開発コード：2編

汎 用コード：3編（ISAP，NASTRAN，MSC/NASTRAN）

b) 弾塑性有限変位解析の区分に回答されたもの（他の区分に共通のものも含む）

- 立体解析用 自主開発コード：1編 受託計算会社における開発コード：2編
汎 用コード：3編（ADINA，COSMOS/M，MARC）

使用形態は、自主開発コードについては基本的に社内使用であり、受託計算会社との共同開発コードについては社内使用あるいは委託使用を適宜選択している。また、受託計算会社における開発コー

ドについては委託使用が基本であることは当然であるが、開発を依頼された場合も含まれており、この場合は依頼社の社内に導入して使用している。さらに、汎用コードの場合は、受託計算会社への委託は1編のみで、ほとんどが社内に導入して使用しており、ソースそのものを購入している例も見られた。

使用コンピュータについては、ネットワーク利用による大型汎用機の使用や、委託計算におけるスーパーコンピュータの使用なども一部に見られたが、EWSによる分散処理化が大勢を占めている。その結果、計算コストに占める割合は、データ作成とその処理などのマンパワーに関するものが最も大きく、CPU時間が占める割合は非常に小さくなっている。ちなみに、受託計算会社では、解析区分別に節点数当たりの単価を設定しているケースが多いようである。

座屈固有値解析、および、弾性有限変位解析プログラムのほとんどは、剛体変位(回転)の除去、初期不整、初期軸力の導入、および、剪断変形の考慮など、平面解析理論¹⁾⁻⁴⁾、立体解析理論⁵⁾⁻⁹⁾ともに、十分な内容の解式に基づいている。サグの影響を考慮できる特殊なケーブル部材の解式^{10),11)}を組み込んだものや、吊橋、斜張橋などの吊構造形式橋梁特有の形状決定の機能^{12),13)}を有するものも開発コードには少なくなく、この点は汎用コードと異なるところである。プリ・ポスト処理機能なども整備され、大規模構造への実績も十分にあることから、これらの解析の範囲では、適切に対処できる環境がほぼ整っていると言える。

弾塑性有限変位解析プログラムについても、残留応力の考慮や、複雑な形状の断面における塑性域の進展の評価など、終局強度設計法に適用できる十分な機能を有するものが既に開発されている¹⁴⁾⁻¹⁷⁾。しかしながら、開発済みの専用コードが未だ数少ないにもかかわらず、解析理論と解析レベル、および、解析フローなどの統一が弾性解析プログラムとは桁違いに不十分な状態にあると言える。実構造物への適用実績が少なく、しかも、それらが受託計算会社で開発された特定のプログラムに集中していることもあり、実験結果との対比を含め、モデル化、および、解析手順の指標や、解析精度、および、解析結果の信頼性の検証などは必ずしも十分とは言えない。汎用コードの場合、適用実績はほとんどなく、プログラムの開発者あるいはその関係者以外が、弾塑性解析のような特殊で複雑な解析計算をマニュアルのみにしたがって実行することの困難さを表していると言える。

このような現状において、座屈固有値解析、弾性有限変位解析、および、弾塑性有限変位解析プログラムのどれを使用する場合でも、各種終局強度設計法に適用するためには、予備計算用の補助プログラムの開発、および、システム化などが不可欠であることは言うまでもない。 E_f 法については既に実構造物への実績があり、汎用コードと設計ソフトとを連動させた例も見られるが、計算効率の点では問題があると指摘されている。したがって、より効率的でより柔軟な対応を可能にするためには、自主開発コードを核にした設計支援システムを開発することが望まれる。また、これが困難な場合、受託計算会社へ開発を依頼することも考えられる。各設計法の必要性が高まり、コマーシャルベースにのる環境が整えば、共同開発も十分可能であると思われる。

3.3.2 全設計法に共通の問題点と課題

解析法の適用環境に関する現状の把握を受け、以下では、各種設計法における解析上、および、実務上の問題点に関する回答内容に、著者らの考えも加えて、今後に残された課題や将来展望について

て述べる。まず、ここでは、全設計法に共通の問題点と課題について述べる。

- (1) 弾性微小変位解析, 固有値解析, 弾性有限変位解析, さらに弾塑性有限変位解析へと解析法が高度化すれば, それに伴って終局強度がより精度良く求まるべきである。解析に要する費用, および, 設計者の労力と, その成果である合理的な設計による経費の節減とのバランスによって, どの解析法を用いるかが決まるものと考えられる。したがって, 各解析法で終局強度を求めた場合の精度 (誤差の平均値とそのバラツキ具合) を明確にしておく必要がある。
- (2) 構造物の終局限界状態の定義によっても, 適用する解析法は異なるものと考えられる。例えば, 降伏限界状態を終局限界状態としない構造物では, 当然, 弾性微小変位解析, あるいは, 弾性有限変位解析を用いることになる。このように, 構造物の対象とする終局限界状態と適用すべき解析法の対応についても検討しておく必要があると思われる。
- (3) 固有値解析, 弾性有限変位解析, および, 特に弾塑性有限変位解析は, 設計者にとってかなりの経験が必要となり, 実務において全ての一般構造物に適用するには, 労力的な面でも経済的な面でも問題がある。したがって, 構造物の形式や規模, および, 重要性などを配慮して, 各々の終局強度設計法の適用すべき対象範囲を具体的に規定することが急務の課題である。
- (4) 解釈が統一されていないものについては, より具体的な解説がないと設計実務者の個人差が出て混乱する恐れがあり, 各終局強度設計法を定着させるためには, 代表的な構造形式別にそれらを適用した結果を整理した事例集や, 各形式特有の問題点とその対処法を網羅した資料集などの編纂が不可欠である。その際, 解析モデルの骨組線や節点の取り方, 各部材の断面剛性の算定法, および, 3次元隅角部などの剛域の評価法などに関しても具体的に示されれば, 極めて有益である。
- (5) 例えば, 斜張橋のプレストレスのような死荷重によらない初期軸力を考慮した座屈固有値解析に対応するには, 有限変位解析においても相応の処理が必要であり, このような点も含めて, 吊構造特有の初期条件 (形状決定, プレストレス) を考慮するための適切な手法を確立することは重要な課題である。

3.3.3 座屈固有値解析を伴う設計法における問題点と課題

次に, 座屈固有値解析を伴う設計法である有効座屈長法, γ_E 法, E_f 法, および, ζ 法における問題点と課題について述べる。これらの設計法すべてに共通の問題点等は, 以下のようである。

- (1) これらの設計法を実務者が誤りなく適用するには, 線形剛性行列 K_E , および, 幾何剛性行列 $K_G(N)$ の具体的な内容, および, 微小変位解析に基づく有効座屈長法, γ_E 法における基準状態, および, 有限変位解析に基づく E_f 法, ζ 法の第 n 回目の試算における形状 (座標) や, 軸力 N の取り扱い方などが, 事例などによって明確かつ具体的に示される必要がある。
- (2) 幾何剛性行列 $K_G(N)$ に関しては, 自主開発コードのみならず汎用プログラムでも, 各々に組み込まれた内容はかなり異なっており, それによる影響についても十分に把握しておかなければ

ばならない。また、吊構造などのように、死荷重状態でプレストレスなどの初期軸力を有する構造物に適用するには、幾何剛性行列 $K_G(N)$ の軸力 N の初期軸力を考慮した取り扱い方について、明確にしておく必要がある。

有効座屈長法、および、 E_f 法に共通の問題点等は、以下のようである。

- (3) 各構造形式別に、有効座屈長を求める荷重状態、および、着目部材と、座屈固有値、および、座屈モードとの関係を整理した資料を作成する必要がある。また、微小軸圧縮力が作用する部材の場合、付加軸圧縮力を導入する方法、および、高次モードを用いる方法ともに問題が残されており、骨組長をそのまま用いることも含めて、この場合の有効座屈長を求める手法の確立が望まれる。

γ_E 法、および、 ζ 法に共通の問題点等は、以下のようである。

- (4) 固有値解析を行う荷重状態を、各構造形式別に明確に設定する必要がある。また、全体構造の最小固有値のみでは、微小軸圧縮力の部材の設計耐力を過小に見積もることになり、この問題に関する対処が不可欠である。さらに、両者の設計法は、類似点の非常に多いものであるが、求められる終局強度にどのような差異があり、どのような基準によって各々を選択すればよいかなどの点が明確にされるべきである。

γ_E 法、 E_f 法、および、 ζ 法に共通の問題点等は、以下のようである。

- (5) 見かけの弾性係数を評価するために γ_E 値、 E_f 値、あるいは、 ζ 値を導入することによって、線形剛性行列 K_E を構成するマトリックスの各要素の内容がどのように変化するのか、一方、幾何剛性行列 $K_G(N)$ は変化するのかどうかなどについて、事例などにより明確かつ具体的に示すことが適用上の誤りをなくするためには必要である。
- (6) 立体構造モデルを対象として2方向の曲げモーメントが作用する場合、当然、面内、面外で弾性係数が異なることになり、有効接線弾性係数である E_f 値、あるいは、見かけの弾性係数に関する γ_E 値、 ζ 値の取り方などに関する対処法が、立体構造物に適用する場合には不可欠である。
- (7) これらの方法は、終局状態と思われる荷重下での等価な弾性係数を用いて固有値解析を行うものであり、終局荷重状態と設計荷重状態とで構造系が異なるにもかかわらず設計荷重下での断面力を基準にして座屈解析を行うため、実際の終局状態での破壊モードと大きく異なる座屈モードを基準に設計することも考えられる。すなわち、終局状態での断面力は設計荷重状態における断面力に比例せず、この点を明確にすることが必要である。このことは、見かけ上、ある部材の軸力を大きくして固有値解析を行う方法や、高次座屈モードを用いて有効座屈長を求める方法などについても言えることである。

3.3.4 弾性有限変位解析に基づく設計法における問題点と課題

弾性有限変位解析に基づく設計法である等価初期不整法、 E_f 法、および、 ζ 法に共通の問題点と課題は、以下のようである。

- (1) 各設計法に適用する弾性有限変位解析法の解析レベルの選定、収束判定条件の設定、および、解析精度と解の収束性、信頼性の検証に関する資料を提供する必要がある。また、有限変位解析プログラムの内容は解析理論、および、数値計算技法ともに千差万別であり、解析プログラムの統一、あるいは、複数のプログラムを使用する場合はベンチマークテストによる解析精度と計算時間の比較、検証が不可欠である。
- (2) 線形化有限変位解析法の適用は、重ね合わせの原理なども成り立ち、非常に効率的な解析を可能にするが、本解析法を適用する場合について、基準状態の取り方などの具体的な解析手法、および、収束計算を伴った厳密な非線形解析法による場合との解析精度の差異や、実用上の適用限界などに関する資料が、実際問題では必要である。
- (3) 吊橋、斜張橋などの形状決定や、プレストレスの導入等、吊橋特有の初期条件を考慮した有限変位解析モデルの設定法は、実務者にとって必ずしも一般化しているとは言えず、十分な配慮が望まれる。また、前述したように、例えば、斜張橋のプレストレスのような死荷重によらない初期軸力を考慮した座屈固有値解析に対応するには、弾性有限変位解析においても相応の処理が必要である。

等価初期不整法における問題点等は、以下のようである。

- (4) 一般構造物の設計法として定着するためには、等価初期不整としての初期たわみ、および、等分布横荷重の形状と大きさの具体的な設定方法を、構造形式別に明確にしていくことが不可欠であり、この問題の解決が急務である。その際、両者の形状の設定法と、設計基準の規定の準用等によるそれらの大きさの設定との関連についても、構造形式別に、対象とした初期不整の該当する項目に対応して定式化しておくことが必要である。
- (5) 等価初期たわみの形状の設定において、一方法として座屈モードと相似な形状を与える場合、固有値解析を行う荷重状態や、採用するモード形状は構造形式によって異なるはずであり、これらに関する検討が現状では不十分である。他方、等価等分布横荷重の形状の設定においても、構造形式や、外荷重の載荷状態との関係、および、座屈モードに相似な等価初期たわみ形状との対応など、検証すべき課題が多く残されている。

3.3.5 弾塑性有限変位解析に基づく設計法における問題点と課題

最後に、弾塑性有限変位解析に基づく設計法における問題点と課題について、以下に述べる。

- (1) 実績のない構造の弾塑性解析に一般の実務設計者が取り組む際には、鋼構造の本質的な現象を十分に把握できる工学的知識を有した熟練技術者による指導が不可欠と思われる。また、複雑な解析プログラムの定期的なバージョンアップや、不断のメンテナンスを実施し、種々の機能を駆使して使用者の多様な条件や目的に合致した解析を行えるようにすることは、ハードとソフトの両面、および、解析法と設計法とに関する十分な知識を併せ持つ専門技術者によるのみ可能であり、そのような技術者の養成が必要である。

- (2) 吊構造形式を含む橋梁などの特殊な構造形式を対象に、複雑な任意形状断面の塑性域の進展を考慮して弾塑性有限変位解析を行うには、汎用コードでは困難であり、専用コードの開発が不可欠である。このことは、汎用コードによる実績がほとんど無いことから明らかであるが、開発済みの専用コードは未だ少なく、解析実績の増加とともに、プログラム開発の活発化が望まれる。
- (3) 現在までの実績のほとんどは、受託計算会社で開発されたプログラムの委託使用によるものである。したがって、コンピュータ技術、および、解析法と設計法とに関する十分な知識を併せ持つ専門技術者を共有するという意味では、受託計算会社にプログラムの開発と整備、および、解析担当の技術者の育成を期待することは効率的な方策の一つと言える。ただし、受託計算会社への委託を基本とする場合でも、委託者である設計者側では同時に担当者を養成して実績を積み、解析結果が信頼性のあるものであるかどうかを独自に適切に再チェックできる体制を整えておく必要がある。
- (4) 弾性有限変位解析法とは段違いに、解析レベルの選定、収束判定条件の設定、および、解析精度と解の収束性、信頼性の検証に関する資料が乏しく、これらの資料の整備も緊急の課題といえる。しかも、複雑な断面形状の取り扱い方や塑性化の評価法、せん断力との連成の取り扱い、および、収束計算のフローなどは、汎用コードはもちろん、未だ数少ない開発済みの各専用コードでも完全には統一されておらず、これらの十分な規格化、あるいは、相違点が及ぼす影響の把握などが急がれるべきである。
- (5) 構造形式別の載荷荷重状態とともに、弾塑性体として十分な評価を下せる断面の要素分割と精度の関係などのモデル化に関する指標が具体的に提示されれば、解析担当者にとって非常に有益である。しかしながら、比較すべき実構造物レベルの多自由度の解析結果の報告は少なく、実験結果との比較では、供試体の構造特性を解析モデルに再現できず、両者が十分な一致を見なかったケースも報告されており、今後、各種形式の実構造物レベルの解析データや、実験結果との比較データ等の蓄積とそれらの公表が望まれる。

今後、これまでに述べて来た問題点が解決され、残された課題に対しても十分な対処が施されることによって、各種設計法が、終局強度設計法として実務設計の世界で定着していくことが期待される。

なお、将来的には、弾塑性解析に加え、例えば、非線形動的応答解析などとも連動して、動的効果をより厳密に考慮することにより、船舶衝突時、大地震時、および、暴風時などの終局限界状態に対する構造物の安全性を照査するなど、設計法の適用範囲の拡大、および、適用する解析法のレベルアップを常に図っていくことが、終局強度設計法の確立と発展に欠かせない重要な事柄であるといえよう。

参考文献

- 1) 堀井健一郎・斉藤 進・川原睦人・森 繁：骨組構造の大変形解析，土木学会論文報告集，No.191,1971.

- 2) 川口昌宏・木村克正・黒岩哲夫：マトリックス変形法における有限変形理論，日本大学理工学研究所彙報，1971.
- 3) 後藤茂夫：有限変位法の理論と応用，九州大学提出学位(博士)論文，昭和44年11月.
- 4) 前田幸雄・林 正・中村 守：増分法による平面骨組構造物の加速計算法，土木学会論文報告集，No.223，1974.
- 5) 前田幸雄・林 正：立体骨組構造物の有限変位解析，土木学会論文報告集，No.253，1976.
- 6) 飯田 勝・原田康夫：任意形立体骨組構造の幾何非線形解析プログラム，横河橋梁技報，Vol.7，1977.
- 7) K.J. Bathe, S. Bolourchi : Large Displacement Analysis of Three Dimensional Beam Structures, Int. J. for Numerical Methods in Engineering, Vol.14, 1979.
- 8) K.J. Bathe : Finite Element Procedures in Engineering Analysis, Prentice-Hall, 1982.
- 9) Shaantaram G. Ekhande et al. : Stability Functions for Three Dimensional Beam-Columns, ASCE, Vol.115, No.2, 1989.
- 10) 前田幸雄・林 正・前田研一：サグを考慮したケーブル部材の計算式，土木学会論文報告集，No.257，1977.
- 11) 後藤茂夫：柔ケーブル材の接線剛性方程式について，土木学会論文報告集，No.270，1978.
- 12) 野村国勝・中崎俊三・内海 靖・前田研一・斎藤道生：吊橋，斜張橋の設計架設計算プログラムシステム，橋梁，Vol.21, No.5-9, No.11, 12, 1985, Vol.22, No.2, 3, 1986.
- 13) 林 正・前田研一・増井由春・内海 靖・山野長弘：長径間吊橋の立体有限変位解析，構造工学論文集，Vol.37A，1991.
- 14) 小松定夫：斜張橋の立体有限変形挙動と塔の耐荷力に関する研究，阪神高速道路公団委託－昭和52年度受託研究成果報告書，1977.
- 15) 北田俊行・大南亮一・丹生光則・田中克弘：ケーブルを用いた鋼橋の耐荷力解析用の汎用プログラム開発，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.13，1989.
- 16) 北田俊行・大南亮一・丹生光則・田中克弘・狩野正人：ケーブルを有する鋼橋の弾塑性有限変位解析の効率化，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.14，1990.
- 17) 北田俊行・大南亮一・丹生光則・田中克弘・狩野正人：三次元骨組構造物の弾塑性有限変位解析における種々の非線形解析法の得失について，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.15，1991.

4 最近の話題と今後の展望

4.1 鋼構造物のダクティリティを考慮した設計法

4.1.1 対象構造物、および設計の基本的な考え方

この設計法は、鋼製橋脚のように、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設計を対象とする。

また、対象構造物は、表 4.1.1 に示すように、3つの区分に分類する。

さらに、それぞれの区分の構造物の設計の基本的な考え方は、同じく表 4.1.1 に示すとおりとする。

表 4.1.1 構造物の区分と損傷の程度

対象構造物の区分	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	200gal (地盤面)	1,000gal (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

[解説]

ここでは、主として、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の地震)に対して損傷を受けないように、さらに、耐用年限中に稀に起こる大地震(レベル2の地震)に対して、鋼構

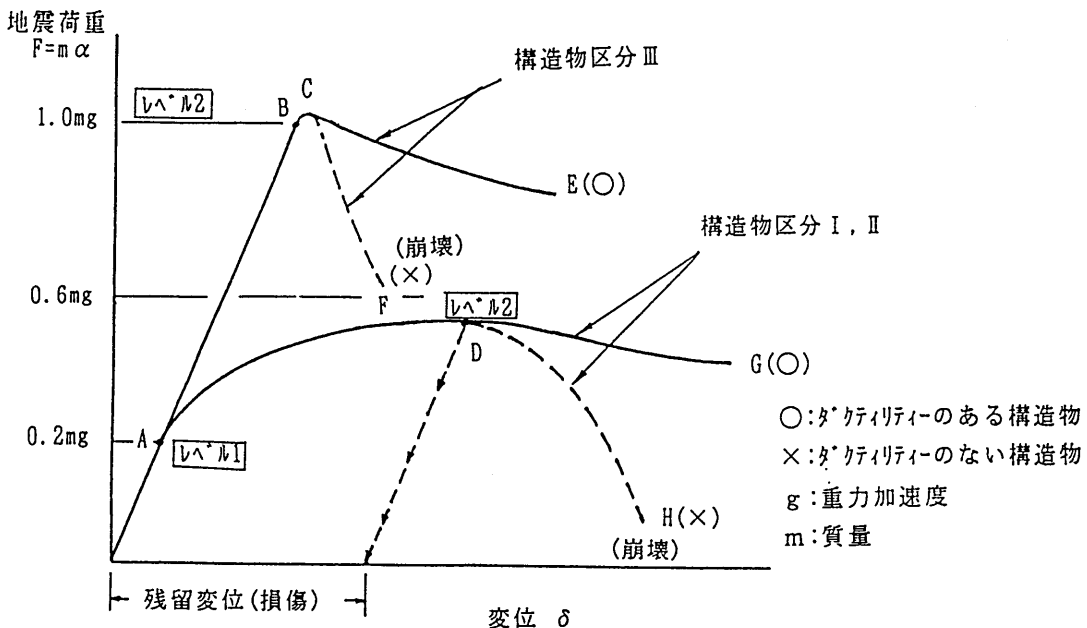


図 4.1.1 区分Ⅰ～Ⅲの鋼構造物にレベル1、およびレベル2の地震が作用したときの挙動の違いを説明する概念図

造物はその機能を失うが、構造物が崩壊し、大災害とならないように、ダクティリティーのある構造物、および構造部材が設計できるような設計法について取り扱う。

ただし、大地震の発生のある大都市に建設される橋梁構造物のように、

- (1) それが地震によって、機能を失った場合、物理的に迂回路を設置するのが不可能であったり、
- (2) たとえ、可能であるとしても、地震による損傷を補修し、正常な機能に復旧するのに長時間を要し、それがわが国の経済に大きな影響を与える可能性がある場合、あるいは、
- (3) 震災地において、人命救助や物資の輸送などの重要な機能を有する場合には、大地震を受けても、その構造物は機能を失わず、使用しながら補修できる程度の損傷に止めることが必要である。
- (4) また、対象とする構造物が社会的に極めて重要な場合は、大地震に対しても損傷を受けないように設計するのが望ましい場合もある。

このような基本的な考え方に従って、ここでは、対象とする構造物を区分Ⅰ～Ⅲに分けることとした(図 4.1.1 参照)。

鋼道路橋の場合、大地震が作用した場合の構造物区分Ⅰ、およびⅡの損傷は、それぞれ文献1)、および2)の小被害(B)、および中被害(C)に対応するものとする。参考までに、文献1)、および2)に示されている損傷の区分を、表 4.1.2～4.1.4 に示す。また、道路橋の場合、表 4.1.5 に示すように、伸縮継手、取付盛土、および高欄の損傷によっても、道路としての機能を失うことがある。ただし、これらの付属物の設計法については、ここでは対象外とする。

なお、ここでは、特に照査法は示さなかったが、1,000gal 以上の大きな地震荷重が極めて稀に起こったとしても、図 4.1.1 に示すように、1,000gal を越えると強度が著しく低下するようなダクティ

表 4.1.2 鋼製橋脚の被災判定表 (文献 1))

観測される損傷	① 残留変形 (へこみもしくはふくらみ d_f) $< 0.01 \ell_b$		② 残留変形 (へこみもしくはふくらみ d_f) $< 0.03 \ell_b$		③ 亀裂もしくは溶接部破断/残留変形 (へこみもしくはふくらみ d_f) $< 0.03 \ell_b$	
	正面図	側面図	正面図	側面図	正面図	側面図
損傷状況						
被災度	B: 小被害		C: 中被害		D: 大被害	
残留強度	P_u		$0.8P_u \sim P_u$ ($P_y \sim P_u$)		$0.6P_u$ 以下 ($0.7P_y$ 以下)	
残留変形性能 $\frac{\delta_u - \delta}{\delta_u - \delta_y} \times 100$ (%)	30% $\sim$		0 $\sim$ 30%		0%	

P_y : 降伏耐力 P_u : 終局耐力 δ_y : 降伏変位 δ_u : 終局変位 δ : 最大履歴変位
 ("は溶接による残留ひずみの影響がないものとした時の値)
 注: ℓ_b ははりブレース間隔 (有効座屈長)

表 4.1.3 鋼上部構造の被災判定表 (文献 1))

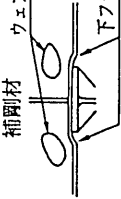
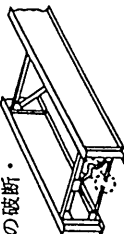
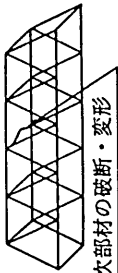
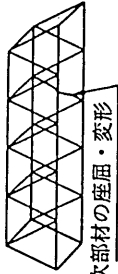
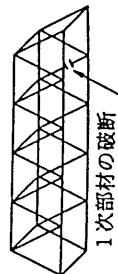
		B : 小被害	C : 中被害	D : 大被害
鋼 橋	支 承 周 辺		 補剛材 ウェブの局部座屈 下フランジ変形	 補剛材 ウェブ局部座屈 下フランジ破断
	鈑 桁	 2次部材の破断・ 変形	 1次部材の変形・ 座屈	
	ト ラ ス	 2次部材の破断・変形	 1次部材の座屈・変形	 1次部材の破断

表 4.1.4 支承部の被災判定表 (文献1))

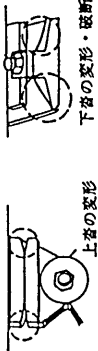
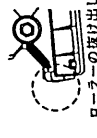
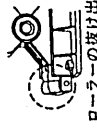
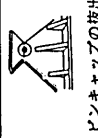
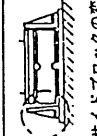
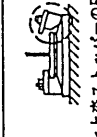
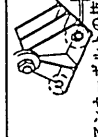
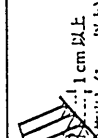
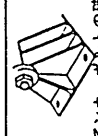
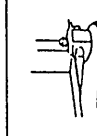
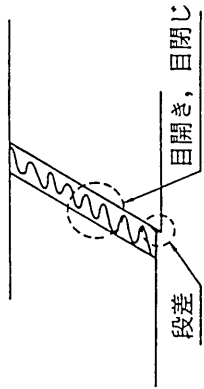
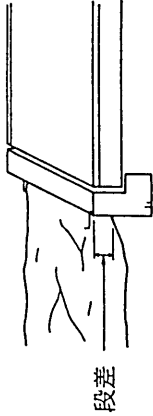
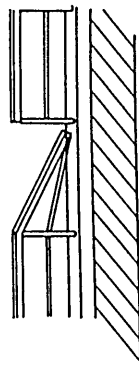
	B : 小被害	C : 中被害	D : 大被害
上 省 ・ 下 省 の 鋳 物 部	 上省の変形 下省の変形・破断		
セ ッ ト ボ ル ト	 セットボルトの屈み	 セットボルトの破断	 セットボルトの破断やソールプレート、ボス部の被害
ロ ー ラ ー	 ローラーの抜け出し	 ローラーの抜け出し	
ピ ン 及 び ピ ン キ ャ ッ プ	 ピンキャップの抜け出し	 ピンの切断	
上 省 ス ト ッ パ ー	 上省ストッパーのめくれ	 上省ストッパーの破断	
サ イ ド ブ ロ ッ ク	 サイドブロックの変形	 サイドブロック止めボルトの破断 上省ストッパーの破断	
ア ン カ ー ボ ル ト	 アンカーボルトの抜け出し(1 cm 以下)	 アンカーボルトの抜け出し(1 cm 以上)	 アンカーボルトの破断
省 座 モ ル タ ル 及 び 省 座 コ ン ク リ ー ト	 省座コンクリートの亀裂	 省座コンクリートの破断	 省座コンクリートの破断

表 4.1.5 走行性の被災判定表 (文献 1))

	被災	判定
伸縮継手		伸縮断手の遊間量、段差量に着目し、通行車輛の走行性を考慮して b : 通行注意あるいは c : 通行止めと判定する。
取付盛土		取付盛土の沈下量に着目し、通行車輛の走行性を考慮して b : 通行 注意あるいは c : 通行止めと判定する。
高欄		歩行者の安全性を考慮して、 b : 通行注意あるいは c : 通行止めと 判定する。

リティーのない構造物を設計するのは好ましくない(robustness requirement)³⁾。

4.1.2 2段階設計法の導入

ここでは、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の地震)に対する安全性を照査する一次設計と、耐用年限中に稀にしか起こらない大地震(レベル2の地震)に対する安全性を照査する二次設計の2段階に分けて照査を行うものとする。ただし、区分Ⅰの構造物で、レベル2の大地震に対して機能を失うが、崩壊しないことが明らかにされている場合、二次設計は省略できるものとする。また、区分Ⅲの構造物の場合は、一次設計の必要はないものとする。

[解説]

文献4)を参考にして、一次設計で対象とする地震の加速度は、構造物の地盤面で200gal程度とし、この地震に対して、構造物が損傷しないこと、および最大変位が許容変位内に入ることの照査を行う。

二次設計では、対象構造物上で1,000gal程度の加速度の地震を対象とし、この地震に対して、表4.1.1に示した区分Ⅰの構造物は、その機能を失うが崩壊しないこと⁴⁾、および構造物から、それが支える上部構造、自動車、人などが落下しない程度に最大変位が収まっていることの照査を行う。また、表4.1.1に示した区分Ⅱの構造物は、二次設計で対象とする地震に対して、機能を失わず、使用しながら補修できる程度の損傷に止どまっていることの照査を行う。さらに、区分Ⅲの構造物では、レベル2の地震に対しても全く損傷を受けないことの照査を行う。

4.1.3 一次設計

(1) 設計水平震度 k_{nc}

次式により、設計水平震度 k_{nc} を求める。

$$k_{nc} = C_z C_G C_I C_T k_{no} \quad (\text{ただし、} k_{nc} \geq 0.1 \text{ とする}) \quad \cdots \cdots (4.1.1)$$

ここに、

k_{no} : 標準設計水平震度(0.2を標準とする)

C_z : 地域別補正係数

C_G : 地盤別補正係数

C_I : 重要度別補正係数

C_T : 構造物の固有振動周期に応じた補正係数

である。

C_z , C_G , C_I , および C_T には、それぞれ図4.1.2、表4.1.6、表4.1.7、および表4.1.8(図

4.1.3) に示す値を用いるものとする⁴⁾。

表 4.1.6 地盤別補正係数 C_G (文献4))

地盤種別	地盤の種類	地盤の特性値 T_e (sec)	係数 c_g
I 種	岩盤	$T_e < 0.2$	0.8
II 種	I 種, および III 種地盤に属さない洪積, および沖積地盤	$0.2 \leq T_e < 0.6$	1.0
III 種	沖積地盤のうち軟弱地盤	$0.6 \leq T_e$	1.2

注) 地盤特性値 T_e については、文献4) を参照

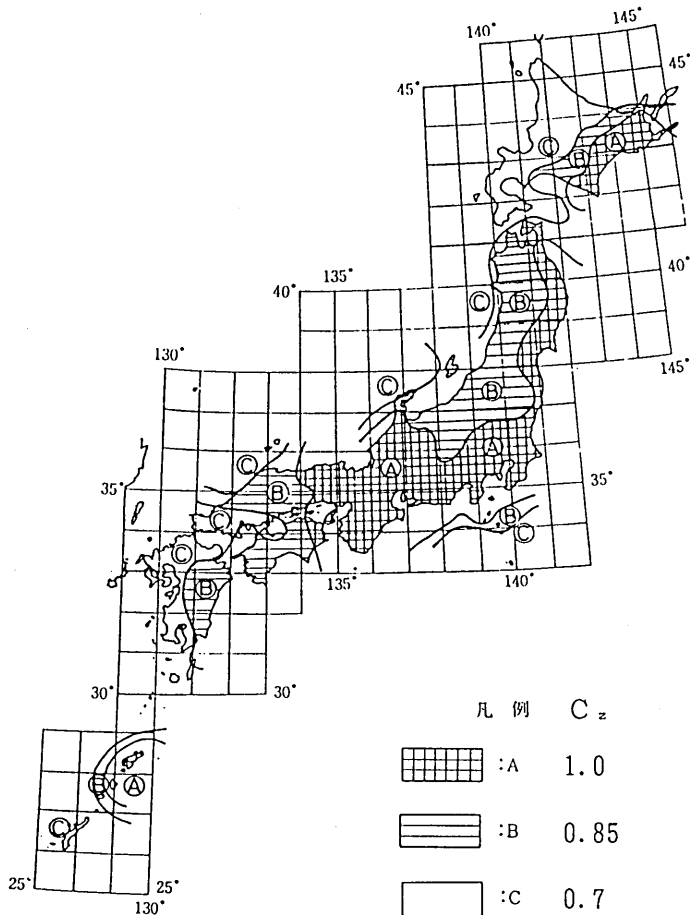


図 4.1.2 地域別補正係数 C_z (文献4))

表 4.1.7 重要度別補正係数 C_I (文献4))

重要度の区分	補正係数 c_I	対 象 と な る 橋
1 級	1.0	高速自動車国道, 一般国道, 主要地方道の橋。 一般都道府県道および市町村道のうち重要な橋。
2 級	0.8	上記以外の橋

表 4.1.8 固有周期別の補正係数 C_T (文献 4))

地盤種別	固有周期 T (s) に対する c_T の値		
I 種	$T < 0.1$ $c_T = 2.69 T^{1/3}$ ただし, $c_T \geq 1.00$	$0.1 \leq T \leq 1.1$ $c_T = 1.25$	$1.1 < T$ $c_T = 1.33 T^{-2/3}$
II 種	$T < 0.2$ $c_T = 2.15 T^{1/3}$ ただし, $c_T \geq 1.00$	$0.2 \leq T \leq 1.3$ $c_T = 1.25$	$1.3 < T$ $c_T = 1.49 T^{-2/3}$
III 種	$T < 0.34$ $c_T = 1.80 T^{1/3}$ ただし, $c_T \geq 1.00$	$0.34 \leq T \leq 1.5$ $c_T = 1.25$	$1.5 < T$ $c_T = 1.64 T^{-2/3}$

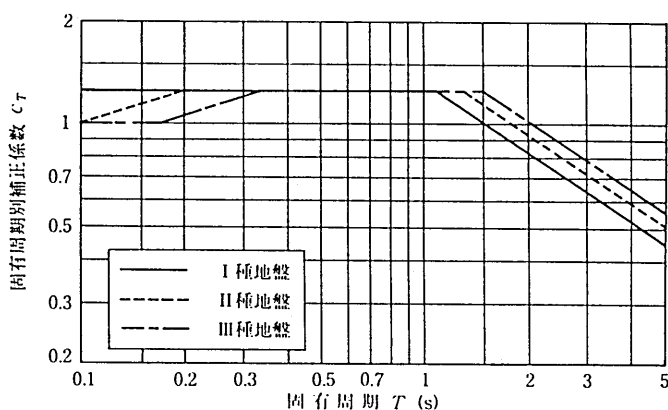


図 4.1.3 固有周期別補正係数 (文献 4)

[解説]

一次設計における設計水平震度は、道路橋示方書・V 耐震設計編⁴⁾に従って求めることとした。

(2) 照査式

以下の式(4.1.2)、および式(4.1.3)により安全性の照査を行うものとする。

$$\frac{\nu_{\sigma}^{(1)} \sigma^{(1)}}{\sigma_u} \leq 1 \dots\dots\dots (4.1.2)$$

$$\frac{\nu_{\delta}^{(1)} \delta^{(1)}}{\delta_a^{(1)}} \leq 1 \dots\dots\dots (4.1.3)$$

ここに、

σ_u : 構成部材の極限応力度 (板の局部座屈も考慮する)

$\sigma^{(1)}$: k_{nc} を用いて、弾性微小変位解析により求めた応力度
 $\nu_\sigma^{(1)}$: 一次設計における極限応力度に対する安全率
 $\delta_a^{(1)}$: たわみに対する許容値
 $\delta^{(1)}$: k_{nc} を用いて、弾性微小変位解析により求めたたわみ
 $\nu_\delta^{(1)}$: 一次設計におけるたわみに対する安全率

である。

[解説]

σ_u は、道路橋示方書・II 鋼橋編⁵⁾、および座屈設計ガイドライン⁷⁾などに従って求めることができる。

道路橋示方書・II 鋼橋編に従って σ_u を求めた場合、安全率 $\nu_\sigma^{(1)}$ は、 $1.13(=1.7/1.5)$ となる。
 $\delta_a^{(1)}$ 、および $\nu_\delta^{(1)}$ は、対象とする構造物に応じて、適切な値を決めなければならない。

4.1.4 二次設計

(1) 設計水平震度 $k_{nc}^{(2)}$ (区分 I の構造物)

次式により設計水平震度 $k_{nc}^{(2)}$ を求める。

$$k_{nc}^{(2)} = \frac{\alpha_u}{\sqrt{\mu(1 + \alpha_u)} - \alpha_u} k_{nc}^{(2)} \quad (\text{ただし、} k_{nc}^{(2)} \geq 0.3 \text{ とする}) \quad \dots\dots\dots (4.1.4)$$

ここに、

$$k_{nc}^{(2)} = C_z C_I C_R k_{no}^{(2)} \quad \dots\dots\dots (4.1.5)$$

$k_{no}^{(2)}$: 二次設計に用いる設計水平震度 (1.0 を標準とする)

C_z : 4.1.3(1) で規定する地域別補正係数

C_I : 4.1.3(1) で規定する重要度別補正係数

C_R : 構造物の固有振動周期に応じた補正係数で、表 4.1.9 および
図 4.1.4 に示す値とする⁴⁾。

$$\mu : \text{塑性率 } (\delta_u / \delta_Y) \quad \dots\dots\dots (4.1.6)$$

δ_u : 終局変位で、図 4.1.5 で定義する変位

δ_Y : 降伏変位

$$\alpha_u : \text{形状係数 } (= H_u / H_Y) \quad \dots\dots\dots (4.1.7)$$

H_u : 水平地震荷重を漸増して求めた極限水平地震荷重

H_Y : 水平降伏荷重

表 4.1.9 振動特性別補正係数 C_R (文献4))

地盤種別	等価固有周期 T_{EQ} (s) に対する c_R の値		
I 種	$T_{EQ} \leq 1.4$ $c_R = 0.7$		$1.4 < T_{EQ}$ $c_R = 0.876 T_{EQ}^{-2/3}$
II 種	$T_{EQ} < 0.18$ $c_R = 1.51 T_{EQ}^{1/3}$ ただし, $c_R \geq 0.7$	$0.18 \leq T_{EQ} \leq 1.6$ $c_R = 0.85$	$1.6 < T_{EQ}$ $c_R = 1.16 T_{EQ}^{-2/3}$
III 種	$T_{EQ} < 0.29$ $c_R = 1.51 T_{EQ}^{1/3}$ ただし, $c_R \geq 0.7$	$0.29 \leq T_{EQ} \leq 2.0$ $c_R = 1.0$	$2.0 < T_{EQ}$ $c_R = 1.59 T_{EQ}^{-2/3}$

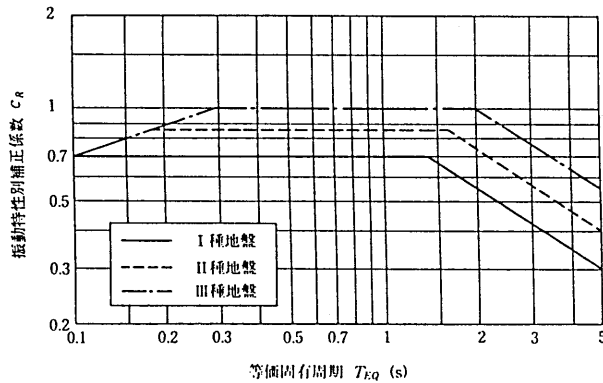


図 4.1.4 振動特性別補正係数 (文献4))

(2) 設計水平震度 $k_{nc}^{(2)}$ (区分 II の構造物)

次式により設計水平震度 $k_{nc}^{(2)}$ を求める。

$$k_{nc}^{(2)} = \frac{\alpha_s}{\sqrt{\mu_s(1 + \alpha_s)} - \alpha_s} k_{nc}^{(2)} \quad (\text{ただし, } k_{nc}^{(2)} \geq 0.3 \text{ とする}) \quad (4.1.8)$$

ここに、

$$k_{nc}^{(2)} = C_z C_I C_R k_{no}^{(2)} \quad (4.1.9)$$

$k_{no}^{(2)}$: 二次設計に用いる設計水平震度 (1.0 を標準とする)

C_z : 4.1.3(1) で規定する地域別補正係数

C_I : 4.1.3(1) で規定する重要度別補正係数

C_R : 構造物の固有振動周期に応じた補正係数で、表 4.1.9 および図 4.1.4 に示す値とする⁴⁾。

$$\mu_s : \text{修正塑性率 } (\delta_s / \delta_Y) \quad (4.1.10)$$

δ_s : 機能を失わずに、使用中に補修が可能な残留変位を生ずる
最大変位 (図 4.1.6 参照)

δ_Y : 降伏変位

$$\alpha_s : \text{修正形状係数} (= H_s / H_Y) \dots\dots\dots (4.1.11)$$

H_s : δ_s に対応するたわみ限界水平地震荷重

H_Y : 水平降伏荷重

である。

(3) 設計水平震度 $k_{ne}^{(2)}$ (区分 III の構造物)

次式により設計水平震度 $k_{ne}^{(2)}$ を求める。

$$k_{ne}^{(2)} = C_z C_I C_R k_{no}^{(2)} \quad (\text{ただし、} k_{ne}^{(2)} \geq 0.3 \text{ とする}) \dots\dots\dots (4.1.12)$$

ここに、

$k_{no}^{(2)}$: 二次設計に用いる設計水平震度 (1.0 を標準とする)

C_z : 4.1.3(1) で規定する地域別補正係数

C_I : 4.1.3(1) で規定する重要度別補正係数

C_R : 構造物の固有振動周期に応じた補正係数で、表 4.1.9、および
図 4.1.4 に示す値⁴⁾。

である。

[解説]

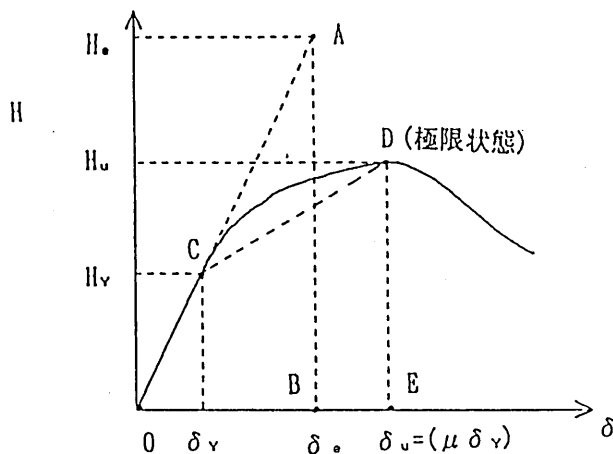


図 4.1.5 水平地震荷重とたわみの関係 (区分 I の構造物)

区分 I の構造物において、図 4.1.5 に示す状態 D 以降の変形状態で構造物は、不安定となるので、状態 D を極限状態とした。弾塑性域での応答であるため、文献 4) と同様の考え方により、設計水平

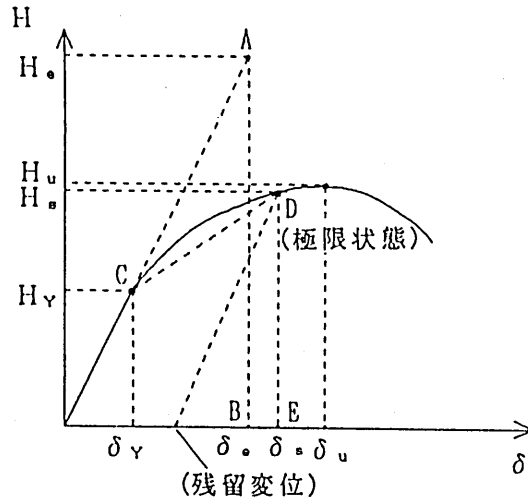


図 4.1.6 水平地震荷重とたわみの関係 (区分 II の構造物)

震度を低減した。ただし、ここでは、図 4.1.5 に示す $\triangle AOB$ と四角形 $OCDE$ の面積が等しくなるように、式 (4.1.4) を導いた。すなわち、次式より導いた。

$$\frac{1}{2} H_e \delta_e = \frac{1}{2} H_Y \delta_Y + H_Y \delta_Y (\mu - 1) + \frac{1}{2} (H_u - H_Y) \delta_Y (\mu - 1) \dots\dots\dots (4.1.13)$$

また、 $k_{no}^{(2)}$ 、および C_R は文献 4) によった。

さらに、区分 II の構造物においては、図 4.1.6 に示す状態 D を極限状態とした。最大変位 δ_s については、対象とする構造物に応じて適切に決めなければいけない。式 (4.1.8) の $k_{ne}^{(2)}$ の誘導は、上述の区分 I の構造物の場合と同様に導くことができる。

また、区分 III の構造物では、塑性変形によるエネルギー吸収は考えず、したがって、式 (4.1.4) による $k_{nc}^{(2)}$ の低減は考えないものとする。

(4) 設計水平震度 $k_{ne}^{(2)}$ の最大値

4.1.4(1)、あるいは 4.1.4(2) に従って求めた設計水平震度 $k_{ne}^{(2)}$ が 0.6 を上回る場合は、このような剛構造は不経済な設計となるので、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。

〔解説〕

鋼製橋脚においては、メタルの沓の代わりに積層ゴムを用いて固有振動周期を長くしたり、ダンパーを用いて減衰定数を大きくすることなどによって、作用地震荷重を低減することが可能である。したがって、 $k_{ne}^{(2)} > 0.6$ となる場合は、このような観点から作用地震荷重を低減するのがよい。

(5) 極限水平地震荷重 H_u 、たわみ限界水平地震荷重 H_s 、塑性率 μ 、および修正塑性率 μ_s の求め方

H_u 、 H_s 、 μ 、および μ_s は、2.4 の弾塑性有限変位解析により求めるものとする。

〔解説〕

ここで対象となる構造物は、鋼製ラーメン橋脚などが多い。このような構造物の弾塑性有限変位解析は、平面骨組構造物として取り扱うことができる。平面骨組構造物の弾塑性有限変位解析のプログラムは、比較的多く開発されているので、あえてここでは、弾塑性有限変位解析により H_u 、 H_s 、 μ 、および μ_s を算定することとした。

しかしながら、塑性ヒンジ理論でも、その解析誤差を構造解析係数 γ_a 、および部材係数 γ_b の中で適切に評価できれば、簡便な方法として、それを用いることが可能である。

ただし、 H_Y は、弾性微小変位解析により求めるものとする。

なお、用いる荷重の組合せについては、対象とする構造物に応じて適切に定めることが必要である。道路橋の場合、道路橋示方書^{4),5)}に従うものとする。

(6) 照査式（区分Ⅰの構造物）

以下の式(4.1.14)～(4.1.16)により安全性を照査するものとする。

$$\frac{\nu_{H_u}^{(2)} H^{(2)}}{H_u} \leq 1 \dots\dots\dots (4.1.14)$$

$$\frac{\nu_{\epsilon}^{(2)} \epsilon_{H_u}^{(2)}}{\epsilon_u} \leq 1 \dots\dots\dots (4.1.15)$$

$$\frac{\nu_{\delta}^{(2)} \delta^{(2)}}{\delta_a^{(2)}} \leq 1 \dots\dots\dots (4.1.16)$$

ここに、

$H^{(2)}$: $k_{ne}^{(2)}$ を用いて求めた水平地震荷重

$\nu_{H_u}^{(2)}$: 二次設計における極限水平地震荷重に対する安全率

ϵ_u : 構成鋼板要素の極限状態での平均軸方向ひずみ (図 4.1.7 参照)

$\epsilon_{H_u}^{(2)}$: 弾塑性有限変位解析において、水平たわみが δ_u になったとき (極限状態) の構成板要素の平均ひずみ (図 4.1.5 参照)

$\nu_{\epsilon}^{(2)}$: 極限平均ひずみに対する安全率

$\delta^{(2)}$: 弾塑性有限変位解析において、水平地震荷重が $H^{(2)}$ になったときの最大たわみ

$\delta_a^{(2)}$: 二次設計におけるたわみの許容値

$\nu_{\delta}^{(2)}$: 二次設計におけるたわみに対する安全率

(7) 照査式（区分Ⅱの構造物）

以下の式(4.1.17)～(4.1.19)により安全性を照査するものとする。

$$\frac{\nu_{H_s}^{(2)} H^{(2)}}{H_s} \leq 1 \dots\dots\dots (4.1.17)$$

$$\frac{\nu_{\epsilon}^{(2)} \epsilon_{H_s}^{(2)}}{\epsilon_u} \leq 1 \dots\dots\dots (4.1.18)$$

$$\frac{\nu_{\delta}^{(2)} \delta^{(2)}}{\delta_s} \leq 1 \dots\dots\dots (4.1.19)$$

ここに、

$H^{(2)}$: $k_{ne}^{(2)}$ を用いて求めた水平地震荷重

$\nu_{H_s}^{(2)}$: 二次設計における極限水平地震荷重に対する安全率

ϵ_u : 構成鋼板要素の極限状態での平均軸方向ひずみ (図 4.1.7 参照)

$\epsilon_{H_s}^{(2)}$: 弾塑性有限変位解析において、水平たわみが δ_s になったとき (極限状態) の構成板要素の平均ひずみ (図 4.1.5 参照)

$\nu_{\epsilon}^{(2)}$: 極限平均ひずみに対する安全率

$\delta^{(2)}$: 弾塑性有限変位解析において、水平地震荷重が $H^{(2)}$ になったときの最大たわみ

δ_s : 使用中に補修が可能な残留変位を生ずる最大変位

$\nu_{\delta}^{(2)}$: 二次設計におけるたわみに対する安全率

(8) 照査式 (区分 III の構造物)

以下の式 (4.1.20)、および式 (4.1.21) により安全性の照査を行うものとする。

$$\frac{\nu_{\sigma}^{(2)} \sigma^{(2)}}{\sigma_u} \leq 1 \dots\dots\dots (4.1.20)$$

$$\frac{\nu_{\delta}^{(2)} \delta^{(2)}}{\delta_a^{(2)}} \leq 1 \dots\dots\dots (4.1.21)$$

ここに、

σ_u : 構成部材の極限応力度 (板の局部座屈も考慮する)

$\sigma^{(2)}$: $k_{ne}^{(2)}$ を用いて、弾性微小変位解析により求めた応力度

$\nu_{\sigma}^{(2)}$: 二次設計における極限応力度に対する安全率

$\delta_a^{(2)}$: 二次設計におけるたわみに対する許容値

$\delta^{(2)}$: $k_{ne(2)}$ を用いて、弾性微小変位解析により求めたたわみ

$\nu_{\delta}^{(2)}$: 二次設計におけるたわみに対する許容値

である。

[解説]

図 4.1.5、あるいは図 4.1.6 の極限状態 D に至るまで、構成板要素は、図 4.1.7 の状態 A 以降の領域に至ってはいけないものとした。今後、研究が進み、極限状態以降での圧縮板、および圧縮補剛板の挙動が十分に明らかにされた段階では、構成板要素が状態 A 以降の領域に入る場合も認めた方が、より経済的な設計につながる可能性もあるものと考えられる。

ϵ_u については、種々の境界条件、および種々の荷重条件の板要素 (補剛板も含む) に対して検討を加えていくことが必要であると思われる。たとえば、純圧縮を受ける補剛板に対しては、文献 6) で、図 4.1.8 に示すように、 ϵ_u と次式で与える幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}^*$ の関係が示されている。

$$\bar{\lambda}^* = \eta \left\{ \frac{235(MPa)}{\sigma_y} \right\}^{1.2} \bar{\lambda} \dots\dots\dots (4.1.22)$$

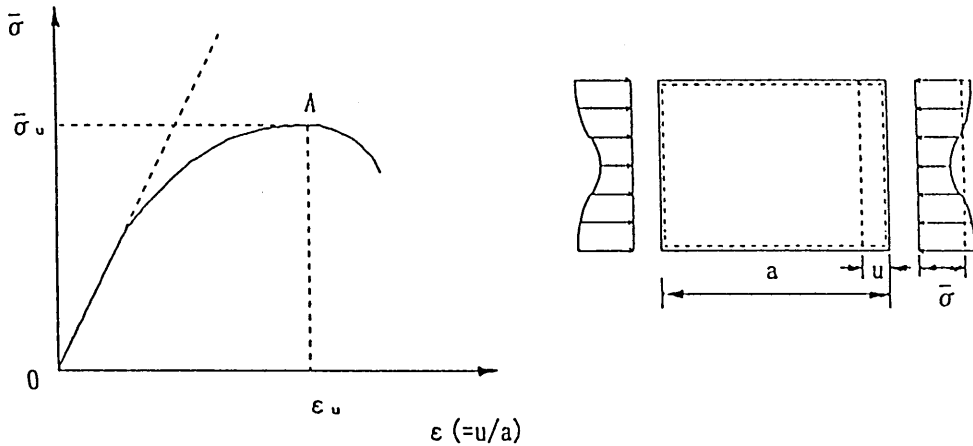
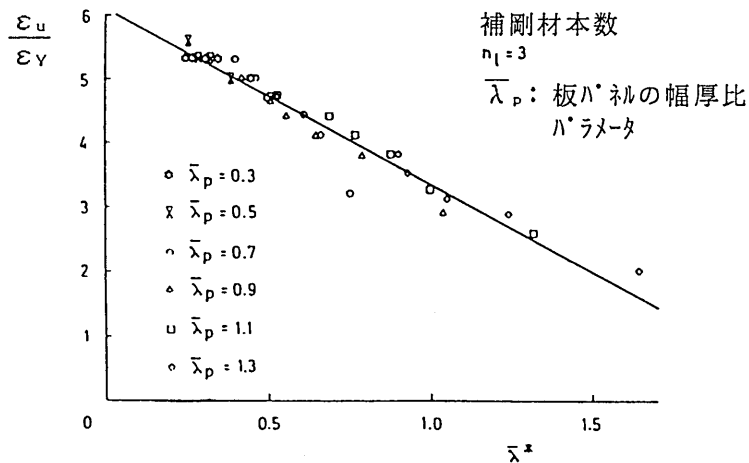


図 4.1.7 圧縮板の平均応力－平均ひずみ曲線

図 4.1.8 ϵ_u と $\bar{\lambda}^*$ との関係 (圧縮補剛板)(文献 6))

ここに、

$$\eta = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{up}}} \dots\dots\dots (4.1.23)$$

σ_{up} : 補剛板の板パネルの極限応力度

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y a}{E r}} \dots\dots\dots (4.1.24)$$

a : 補剛板長 (横リブ間隔)

r : 板パネルと補剛材 1 本からなる T 型断面の回転半径

$\nu_{Hu}^{(2)}$, $\nu_{Hs}^{(2)}$, $\nu_c^{(2)}$, $\nu_\sigma^{(2)}$, $\delta_a^{(2)}$, $\delta_s^{(2)}$, および $\nu_\delta^{(2)}$ については、対象とする構造物に応じて、適切な値を定める必要がある。

また、 σ_u については、道路橋示方書・II 鋼橋編⁵⁾、および座屈設計ガイドライン⁷⁾などにより求めることができる。

4.1.5 部材断面の寸法制限

4.1.4(5)において、極限水平地震荷重 H_u 、たわみ限界水平地震荷重 H_s 、塑性率 μ 、および修正塑性率 μ_s を、構成板要素の局部座屈が考慮できない弾塑性有限変位解析により求める場合は、局部座屈による構成板要素の面内剛性の低下が考慮できないので、部材断面は、以下の寸法制限を守らなくてはならない。

(1) 地域区分Ⅰにある構造物

$$R_b \leq 0.4 \quad \dots\dots\dots (4.1.25)$$

$$R_h \leq 0.5 \quad \dots\dots\dots (4.1.26)$$

$$\gamma \geq 5\gamma^* \quad \dots\dots\dots (4.1.27)$$

ここに、

$$R_b = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{crb}}} = 0.526 \sqrt{\frac{\sigma_y b}{E t}} \quad \dots\dots\dots (4.1.28)$$

$$R_h = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{crh}}} = 1.613 \sqrt{\frac{\sigma_y h}{E t_r}} \quad \dots\dots\dots (4.1.29)$$

$\gamma = EI_r / BD$: 補剛材剛比 (I_r : 補剛材 1 本の断面二次モーメント、 D : 板曲げ剛度)

γ^* : 弾性座屈理論に基づく必要最小剛比

(2) 地域区分Ⅱにある構造物

$$R_b \leq 0.5 \quad \dots\dots\dots (4.1.30)$$

$$R_h \leq 0.6 \quad \dots\dots\dots (4.1.31)$$

$$\gamma \geq 3\gamma^* \quad \dots\dots\dots (4.1.32)$$

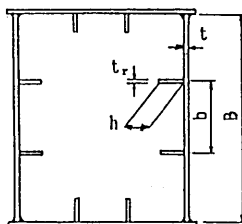


図 4.1.9 部材断面の例

〔解説〕

極限状態においては、断面内に塑性域が広がり、補剛材間の板パネルや補剛材の応力分布は、一様分布に近くなるものと考え、板パネル、および補剛材の幅厚比パラメータ R_b 、および R_h の計算における座屈係数 k は、それぞれ 4.0、および 0.425 を用いた。式 (4.1.25)、(4.1.26)、(4.1.30)、および (4.1.31) の限界幅厚比パラメータは、文献 7) に示されている弾塑性有限変位解析結果、およ

び実験結果を参考にして、工学的判断により決定した。これらの限界値については、今後、種々の角度から検討を加えて行くことが必要である。

また、式(4.1.27)、および式(4.1.32)の補剛材剛比の限界値は、文献8)の実験結果に従って定めた。 γ は、補剛材高さの3乗に比例するので、式(4.1.27)、および式(4.1.32)の照査式は、若干安全側に定めた。安全側に定めたことによる鋼重の増加は、きわめて小さいためである。

さらに、幅厚比を小さく、かつ補剛材剛比を大きくする領域は、構造物の中では、わずかである。たとえば、1本柱の鋼製橋脚の場合、橋脚基部のわずかな部分となる。したがって、ここで定める設計法によって設計する構造部材において、鋼重節減の観点から、4.1.5で定める限界値に近い断面を設計するのではなく、かなり余裕を見込んだ断面を設計しておくことが、耐震設計上好ましい。このような余裕を見込む設計により増加する鋼重も無視できる程度のもと思われるためである。

区分IIIの構造物の部材断面の寸法制限は、道路橋示方書II鋼橋編⁵⁾に従うものとする。

参考文献

- 1) 建設省：建設省総合技術開発プロジェクト・震災構造物の復旧技術の開発報告書，第2巻，土木構造物の震災復旧マニュアル(案)，3. 道路橋，pp.156~197，昭和61年3月
- 2) (社)日本道路協会：道路震災対策便覧(震災復旧編)，4.3 橋梁の応急復旧，丸善，pp.61~93，昭和63年2月
- 3) ISO TC 98/SC2/WG1：General Principal on Reliability for Structures, Revision of IS 2394, Seventh draft, 1192-06-19, LO/CNP
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，V 耐震設計編，平成2年2月
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説，II 鋼橋編，平成2年2月
- 6) Nara,S. and Y.Fukumoto：Evaluation of Ultimate Strength and Ductility of Longitudinally Stiffened Plates under Uniaxial Compression, Proceedings of 1991 Annual Technical Session, Structural Stability Research Council, pp.391~402, Chicago,U.S.A., April 15-17, 1991
- 7) (社)土木学会：座屈設計ガイドライン，鋼構造シリーズ2，第8章 板要素，pp.161~191，1987年
- 8) 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3月

4.2 最適設計を考慮した設計法

4.2.1 構造最適設計法の目的

構造物の設計は、要求される機能を満足し、かつその構造物に関わる種々の工学的価値基準が最高の状態で評価されるようになされるものであり、構造最適設計法は、その構造設計の過程を支援することを第一の目的とする。

〔解説〕

構造最適設計の研究は、当初は宇宙ロケットあるいは航空機のように構造体の重量がコストと密接に関係する分野からスタートしているため、あるいは、鋼橋の設計においては、発注者側からは、そのコストは総鋼重と線形の関係にあった等の理由により、構造物の重量を目的関数とすることが多くなされてきた。

しかし、本来の目的は、その構造物の評価項目すべてが目的関数の対象になるものであり、特に重量最小を目的とした設計理論ではない。経済性、機能性、安全性あるいは使用性等に関わるすべての事項が目的関数となり得るし、どのような目的関数のもとでも構造最適設計は可能である^{1),2),3)}。

最適設計法は、与えられた基準の下で、ある意味ではぎりぎりの設計を追求する。そのため、最適設計をすると構造物の安全性が落ちると心配されることがある。しかしこれは初歩的な誤解であり、最適設計法も慣用的な設計法も構造物の安全性に関する全く同じ基準に従って設計されるものである。慣用的な設計法では、場合によっては安全側の設計がなされることはあるかもしれないが、それは設計理論の不完全さのために偶然に構造物に付与される余裕であり、本来そのような余裕が必要なものならば、基準として規定されているべきものである。偶然に構造物に付与される余裕をもって、慣用的な設計法が安全側で、最適設計法が危険側ということはないし、却ってこのような考え方は構造物の安全性という見地からは逆に好ましくない設計思想ではないかと考えられる。

最適設計された構造物が、何らかの機能において本来生じるはずのない不都合が生じたならば、それは設計理論の問題ではなく、その機能に関する規定が不備なためである。これはまた、規定類の作成の段階で最適設計による検証をすることにより、不測の事態を防げる可能性を示すものである。

構造物の設計は、数式で表現される部分と、数式ではなかなか表現されない部分とから構成される。構造最適設計法は、その内、数式で表現される部分の解答を効率的かつ正確に引き出すための設計理論である。構造最適設計法による結果が、数式で表現されない部分から受け入れられないことは十分あり得ることであり、最終的な設計というわけでは勿論ない。

構造最適設計法は、設計者の工学的な創造性が十分に発揮できる設計環境を提供し支援することを最大の目的とする設計理論である。

4.2.2 慣用的な構造設計法と構造最適設計法

慣用的な設計法は、効率的ではあるが、経済性や設計主旨の達成に対する論理的保証がないので、構造最適設計法を用いることが望ましい。

〔解説〕

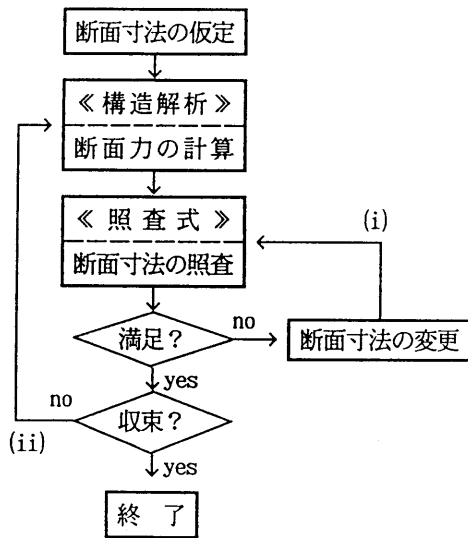


図 4.2.1 慣用的な設計法の流れ

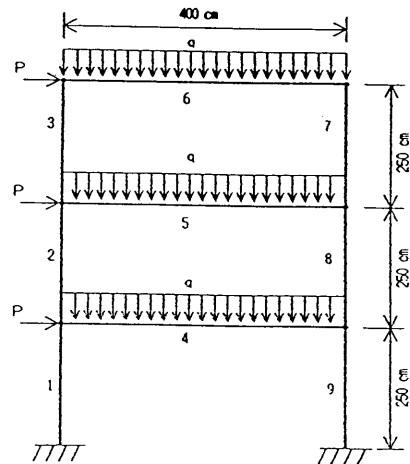


図 4.2.2 平面骨組構造物

「骨組構造物の設計」には、荷重系、基本形状を含む構造系の決定、構造解析、安全性に関する種々の照査、断面決定、および図面の作成までの広い概念を含むが、ここでは、主に部材剛性の最適配分を伴う構造設計について記述される。

従来、構造設計法といわれているものは、構造解析法と種々の照査をその中心とし、断面決定法に言及されることはほとんどなかった。しかし、最適設計法という概念の浸透と、最適化のための汎用的なプログラムの整備、コンピュータの発達等により、部材剛性の最適配分及び部材断面の決定に最適化手法を用いることは、それほど難しいことではなくなった。

特に開発的な構造物、あるいは複雑な構造物の設計には限らず、ごく一般の骨組構造物の設計においても、設計の均質化、合理化のためには、構造最適設計法は積極的に用いられるべきではないかと考えられる。

慣用的な設計法と最適設計法を簡単な例題で比較してみる。

慣用的な設計法の基本的な流れは、図 4.2.1 のようになる。最初に仮定断面が与えられ、その下で構造解析がなされる。図中の (i) の過程で設計断面が求められるが、これは、仮定断面の下での構造解析に対する結果であるので、仮定断面と設計断面の整合性⁴⁾が必要な場合は、(ii) の過程で設計断面が修正されることになる。

(i) の過程において、照査式がぎりぎり満足されるように設計断面を決定する設計法を、全応力設計法という。一般的に、照査式に対して余り余裕のある設計はされないと考えられるので、慣用的な設計法は全応力設計法と同一概念を表すと考えてよい。

図 4.2.2 に表す簡単な平面骨組構造物の設計を、全応力設計法と最適設計法で行った結果を比較する。荷重は、 $P = 20tf$ 、 $q = 6tf/m$ であり、断面は JIS G 3192 に定められている既製 H 形鋼⁵⁾を用いることにする。鋼材は SS41 である。図 4.2.1 の (i) の過程では、道路橋示方書に定められている関連の照査式を、ぎりぎり満足する断面ランクを選択する論理を用いている。

表 4.2.1 全応力設計及び最適設計の結果

設計変数	1	2	3	4	5	総容積	収束数
部 材	1~3	4	5	6	7~9	(cm^3)	初期設計数
全 応 力 設 計	①	3	27	20	14	28	748255
	②	1	27	27	13	28	796298
	③	1	27	20	14	29	922743
	④	1	27	20	15	29	925183
	⑤	1	27	20	17	29	929583
	⑥	1	24	27	14	29	951943
	⑦	1	27	27	13	29	977423
最適設計	20	20	20	13	24	627270	

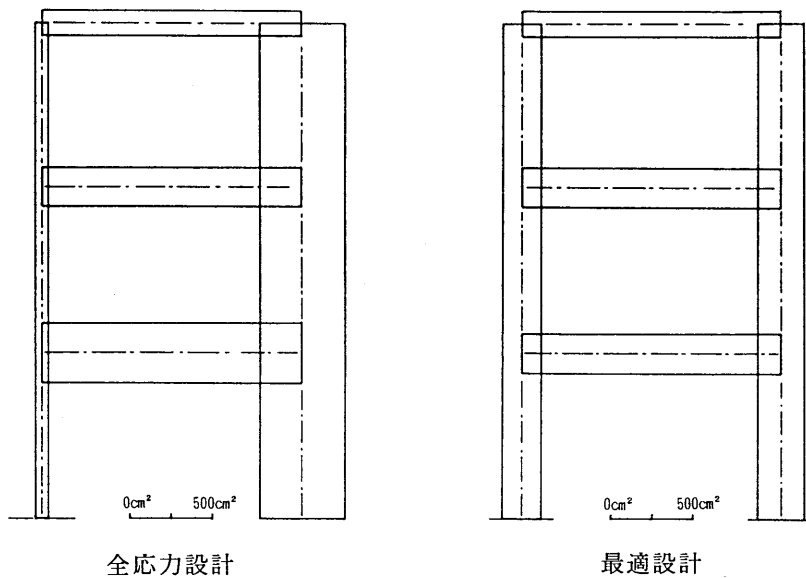


図 4.2.3 全応力設計と最適設計の部材断面積の比較

結果を、表 4.2.1 に示した。全応力設計の計算は、初期の仮定断面の組合せを 10000 ケース乱数で発生させ、それらに対する図 4.2.1 の (ii) の収束計算により設計断面を計算し集計した。部材番号の下に書いてある数字は、各部材の断面ランク⁵⁾を表す。この問題では、表に示すように 7 ケースの全応力設計が得られた。最下欄に、最適設計法(この場合は、離散的最適化問題になるので GA⁶⁾を用いている。)により得られた設計を示した。全応力設計の中で最も鋼材容積が少ない設計と比較しても、最適設計とはかなり差があることがわかる。これは、全応力設計は、部材剛性の最適配分を考慮していない設計法であるのに対し、最適設計法は、当然部材剛性の最適配分を考慮した上での断面決定法であるためである。図 4.2.3 に、全応力設計と最適設計の部材断面積の比較、図 4.2.4 に同じく作用曲げモーメント図の比較を示した。

この設計問題は、特殊な問題であり、慣用的な設計法を用いれば、必ず不経済な設計をするということを使うものではない。ただ、慣用的な設計法は、このような設計を生成しないということに対する論理的な保証がないことは指摘されるであろうし、最適設計法の利用が望ましい根拠の一つにな

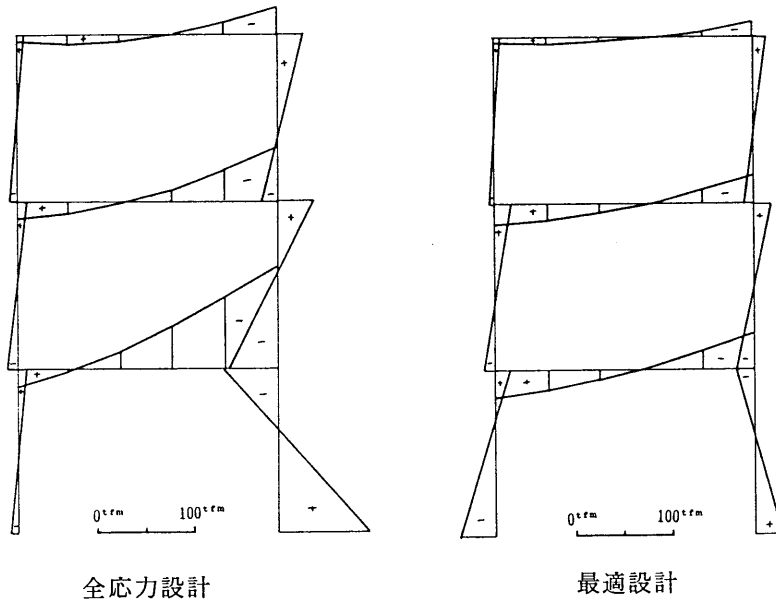


図 4.2.4 全応力設計と最適設計の作用曲げモーメントの比較

る例題である。

4.2.3 構造設計と多目的最適化問題

構造設計は、それを数式で表すと、一般に多目的最適化問題として以下のように表現される。

○目的関数： $\{F_1(x) F_2(x) \cdots F_r(x)\} \rightarrow \min \cdots \cdots \cdots (4.2.1)$

○制約条件： $g_j(x) \leq 0 \quad (j = 1 \sim m) \cdots \cdots \cdots (4.2.2)$

○上下限值： $x_i^L \leq x_i \leq x_i^U \quad (i = 1 \sim n) \cdots \cdots \cdots (4.2.3)$

○設計変数： $x = \{x_1 x_2 \cdots x_n\} \cdots \cdots \cdots (4.2.4)$

ここで、 $F_q(x)$, $g_j(x)$ は、それぞれ目的関数、制約条件、 x は設計変数のベクトル、 x_i^L , x_i^U は設計変数 i の上下限值、 r は目的関数の数、 m は制約条件の数 n は設計変数の数である。目的関数の数 r は、複数の場合と 1 の場合がある。複数の目的関数がある最適化問題を多目的最適化問題といい、それを解く最適化手法を、特に多目的計画法と呼ぶ。

多目的最適化問題においては、唯一解は無く、その最適設計はパレート解という集合で与えられる。また、一般的に多目的最適化問題は、1 目的の補助的最適化問題に変換して解かれる。

〔解説〕

最適設計法に関する一般的な事項を説明している。

最適設計法とは、式 (4.2.1)~(4.2.4) で定義される設計問題を解く方法の総称である。ここで、設計変数は連続量であり、目的関数および制約条件は、設計変数に関して 1 次の微係数まで連続な関数

であることが必要である。

目的関数は、対象とする構造物の工学的価値を決める基準が定式化された関数である。前記のように、よく重量が用いられる(最小重量設計)が、その他、製作費、総コスト、機能性、使用性、安全性等、設計変数の関数として定式化される価値基準はすべて目的関数になり得る。

制約条件は、対象とする構造物が満足しなければならない事項が定式化された条件である。構造設計では、構造解析がこの制約条件の中に入ってくるのが一般であるので、制約条件が陽な関数で表されることは少ない。構造物、あるいは部材の安全性、安定性、必要剛度、必要板厚、変形量に関する制限、使用性に関する条件等すべての条件が含まれ、設計変数の関数を左辺とする不等式として定式化される。

上下限值に関する条件は、制約条件に含めることができるが、最適化手法の利用に際しては分けて考えた方が良いので、別に定義している。各設計変数が取り得る上下限の値が定義される。

設計変数は、設計問題において決定すべき変数である。断面を決定する場合は断面を構成する断面寸法の値が設計変数となる。断面寸法と断面定数との間に何らかの関係がある場合には、断面定数を設計変数とすることもある。その場合は設計変数の数が減少される。

剛比は、陽に設計変数にされることはなく、断面寸法が最適化されれば、自動的に最適剛比が得られることになる。

この他、幾何学的変数、あるいは鋼材等も設計変数とすることができる。

制約条件の中に等号の条件が含まれることがある。最適化手法の適用においては、等号の条件の扱いは若干煩雑であるので、等号の条件は何らかの方法で解き設計変数の数を減少させる方向で検討する方が良い。

構造物の評価は一つの価値基準でなされることはなく、一般に複数の価値基準を総合してなされる。最適化問題も必然的に多目的最適化問題として定義される。多目的最適化問題の最適解は、唯一解としては存在しなくパレート解という集合で与えられる。設計者はこのパレート解を吟味してトレードオフを行い、自分が最も適当と判断するパレート解の一つを設計として採用することになる⁷⁾。

4.2.4 最適化手法と構造最適設計

構造解析と、照査式、及び後記の感度解析と最適化のプログラムが結合されて構造最適設計のためのシステムが構築される。

線形計画法、非線形計画法などの最適化手法には、市販のプログラムを用いてよい。

〔解説〕

最適化手法は、制約条件の有無、あるいは、目的関数および制約条件が線形か非線形かによって分類され、それぞれ、線形計画法、無制約最適化手法、および制約のある最適化手法といわれる。構造設計の問題は、式(4.2.1)~(4.2.4)に定義されているように、制約条件があり、かつ関数は線形関数ではないので、制約のある最適化手法(非線形計画法)が用いられる。

その中には、SLP(逐次線形計画法)、SUMT(逐次無制約最適化手法、罰金関数法)、GRG(一般縮拘勾配法)、MFD(許容方向法)、SQP(逐次2次計画法)、双対法等がある。これらのほとんどの手法はプログラム化されて、支援システムと共に市販されている⁸⁾ので、これらの手法の理論を最

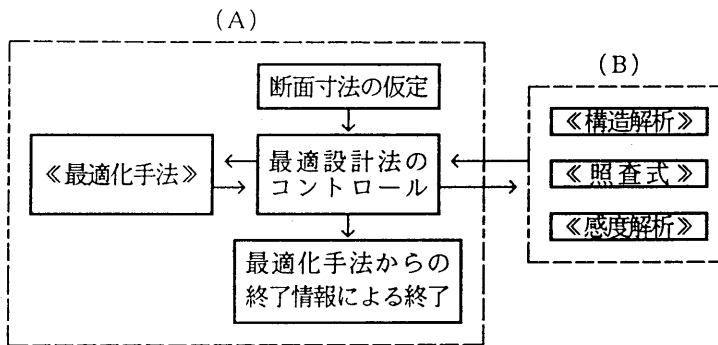


図 4.2.5 最適設計法を用いる構造設計の流れ図

初から勉強しプログラムを作成する必要はない。ただ、使用に際し、基本的な事柄については理解している方が好ましいのは、他の汎用的なプログラムの使用の場合と同様である。

最適設計法を用いる構造設計の簡単な流れ図を図 4.2.5 に示した。

図に示すように、構造設計のシステムは、《構造解析》、《照査式》などからなる解析の部分 (B) 及び《最適化手法》を、《最適設計法のコントロール》を介して結合することにより構成されている。最適化手法については、既成のプログラムが出ており、それらは、一般的に、図の (A) に該当する支援システムと共に提供される。したがって、最適設計法を用いる構造設計においては、(B) の部分をどのように作成するかという点と、感度解析が問題になる。

(B) に該当するプログラムに要求される機能を一言でいうと、チェックプログラムということになる。自動設計とか、対話型の設計プログラムが持っている一切の機能は必要なく、ただ、与えられた設計 (断面寸法) が照査式をどの程度満足するか、あるいはしないかの情報と、設定した価値基準を表す目的関数の値だけを出力すれば良い。構造解析と照査式を計算する部分だけで良いので、作成は容易であると考えられる。

最適化手法の応用に際しては、後記のように感度解析が必要になる。線形弾性構造物の解析の場合は、解析的な微分は可能であり、差分で計算することも数値計算上は問題はないが、終局強度解析のように繰り返し計算により応答値が得られる場合は、差分による感度解析は、コンピュータの負担を考えると必ずしも好ましくない。しかし、厳密な感度解析は難しいので何らかの近似的な扱いが必要になる。近似的な扱いは、終局強度解析の方法によっても対応が異なるが、今後の課題と考えられる。

なお、ここでいう近似的な扱いとは、後で説明される「近似の概念」とは異なり、感度解析における近似的な扱いを意味する。

4.2.5 感度解析

最適設計法の応用に際して必要な感度解析において、設計変数に関する微係数が解析的に得られない場合は、差分などの数値計算によってよい。

〔解説〕

構造物の変位、内力等種々の応答値、あるいは目的関数、制約条件の任意の設計変数に関する 1

次の微係数を計算することを感度解析という。

例えばトラス構造物を例にとると、荷重系を含む構造系が与えられた場合、節点変位は部材断面積の関数となる。また、不静定構造物の場合は、部材軸力も部材断面積の関数となる。これらの節点変位あるいは部材軸力の部材断面積に関する1次の微係数を計算することを感度解析という。構造解析の結果が、陽に表されることは一般的に少ないので、感度解析も数値計算で行われる。

線形弾性構造物の剛性方程式は次式で表される。

$$K\delta = P \quad \dots\dots\dots (解4.2.1)$$

両辺を設計変数 x_i で微分すると次のようになる。

$$\frac{\partial K}{\partial x_i} \delta + K \frac{\partial \delta}{\partial x_i} = \frac{\partial P}{\partial x_i} \quad \dots\dots\dots (解4.2.2)$$

これより、変位 δ の x_i に関する1次の微係数は、次式より計算されることになる。

$$\frac{\partial \delta}{\partial x_i} = K^{-1} \left(\frac{\partial P}{\partial x_i} - \frac{\partial K}{\partial x_i} \delta \right) \quad \dots\dots\dots (解4.2.3)$$

式(解4.2.3)の形は、式(解4.2.1)と基本的には同じであるので、構造解析と同様の手順で解くことができる。

終局強度解析のように、式(解4.2.1)の剛性マトリクス K にも設計変数が含まれる場合には、上記のように単純にはできず、解析的な微係数の計算は困難になると考えられる。その場合は、何らかの近似的な扱いが必要になる。解析的な微係数の計算が困難な場合は、差分で計算されることになる。上記の場合を例にとると、差分による計算は次のように表される。

$$\frac{\partial \delta}{\partial x_i} \doteq \frac{K(x + \Delta x_i)^{-1} P(x + \Delta x_i) - K(x)^{-1} P(x + \Delta x_i)}{\Delta x_i} \quad \dots\dots\dots (解4.2.4)$$

計算効率を考えると、式(解4.2.3)のように解析的に微係数を計算する方が望ましい。

4.2.6 近似の概念を利用する最適設計法

最適設計法を用いる場合は、構造解析による種々の応答値の計算を、簡単な代数式の計算で置き換えて近似し、効率化を図ることが望ましい。

〔解説〕

最適設計法による構造設計の場合は、図4.2.5の流れ図からも予想されるようにかなりの数の構造解析が必要となる。終局強度解析のように繰り返し計算により応答値が計算される場合は、構造系の規模がそれほど大きくなくても、1回の解析にかなりの計算時間がかかることがあり、全体の計算時間はかなり多くなる。そのため、最適化の計算の効率化を図るため、構造物の応答値が、断面定数あるいは断面定数の逆数と線形に近い関係があることに注目して、近似の概念が開発された⁹⁾。

これは要するに、必要な構造物の応答値を設計変数、あるいは設計変数の逆数に関してテイラー展開し、2次以降の項を無視することによって得られる1次近似式(応答近似式)の計算により、構造解析を置き換える方法である。当然、作られた近似式が有効な範囲は近似点の近傍に限られるので、

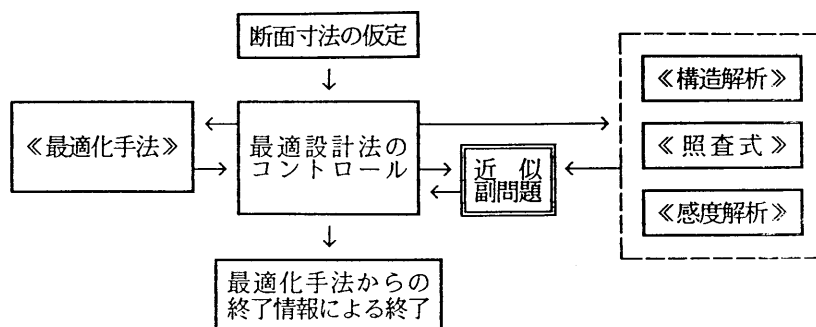


図 4.2.6 近似の概念を用いる最適設計の流れ図

ある程度設計が変更されたら、また近似式を作成し直す。この結果、構造解析は、近似式を作成する時だけ実行されることになり、近似の概念を用いない場合 (図 4.2.5) に比べて構造解析の回数は激減することになる。

近似の概念を用いる場合の流れ図を、図 4.2.6 に示した。

応答近似式の作成方法は、構造物の特性に応じていろいろな定式化が提案されている。

また、上記のように、近似式の作成にも 1 次の微係数は必要であり、合理的かつ効率的な最適設計のためには感度解析が必要不可欠ということになる。

4.2.7 その他

変数及び関数が離散的な場合は、それらが連続であると仮定して前項までの手法を用いて設計することも可能であるが、それができない場合は、何らかの離散的最適化手法を用いるものとする。

〔解説〕

鋼構造部材の設計における変数の離散性には種々のケースが考えられるが、断面寸法に限ると、その離散性については、2つのケースが考えられる。1つは、集成部材を用いる場合で、この場合は板厚および板幅が離散量となる。もう1つは、既製形鋼を用いる場合である。

前者の場合は、離散の度合いが少ないので連続量として扱い、最適化手法が応用されることが多い。この場合も、得られた結果は、そのままは使えないので、単純に切り上げる等、何らかの方法により離散量に置き換えてから使用しなければならない。

後者の場合は、従来の最適化手法の適用は困難であるが、部材断面の定数間に何らかの関係が仮定できる場合は、連続変数として解を出し、得られた結果の近傍の断面を用いる。あるいは、完全に離散的最適化問題として扱い、感度解析の結果を用いない離散的な最適化手法を用いなければならない。

この他に、補剛材の数、寸法、鋼材の種類等、離散的な変数は多い。

また、目的関数、制約条件等の関数も、非連続な場合がある。例えば、コストは、単純に (材料の重量) × (単価) というものではなく、溶接の有る無し、補剛材の数、鋼材の種類、また鋼材の板厚、規定以外の板幅の使用等により、かなり不連続に変化するのが実際であると考えられる。

このように、離散変数-非連続関数から構成される最適化問題に対応できる実用的な方法は従来少なかったが^{10),11)}、最近、GA^{6),12)}(genetic algorithms、遺伝的アルゴリズム)という方法が発表され、このような問題を解く有力な手法として注目されている。

参考文献

- 1) 山田善一編著：構造工学シリーズ1 構造システムの最適化-理論と応用-, 土木学会, 1988.
- 2) 土木学会：システム最適化に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, 1989.
- 3) 土木学会：第2回システム最適化に関するシンポジウム講演論文集, 土木学会, 1991.
- 4) 倉方慶夫・西野文雄・長谷川彰夫：骨組構造物における現行の座屈設計法の問題点, 橋梁と基礎, 92-2, pp.19-27, 92-3, pp.41-46, 1992.
- 5) 杉本博之：骨組構造物の全応力設計に関する数値実験的研究, 構造工学論文集, Vol.38A, pp.457-466, 1992.
- 6) 杉本博之・鹿沓麗：トラス構造物の離散的最適化問題へのGAの応用に関する基礎的研究, 第10回システム工学部会研究会資料, pp.103-110, 1992.
- 7) 亀廻井寿明・杉本博之・中山弘隆：構造最適設計のための改良型満足化トレードオフ法に関する研究, 土木学会論文集, No.441/I-18, pp.117-126, 1992.
- 8) 構造工学委員会構造システム最適化研究小委員会：構造システム最適化の現状と将来, 土木学会論文集, No.450/I-20, pp.1-12, 1992.
- 9) 杉本博之：構造最適設計の数理計画法からの脱皮, 構造工学論文集, Vol.35A, pp.339-345, 1989.
- 10) Sugimoto, H. : Minimum Weight Design of Trusses with Discrete Plate Thickness, 2nd East Asia-Pacific Conf. on Structural Engineering & Construction, 1989.
- 11) 杉本博之：近似の概念を利用したトラス構造物の離散的最適設計法に関する研究, 土木学会論文集, No.432/I-16, pp.79-88, 1991.
- 12) 杉本博之：GAの工業設計への応用にむけて, 数理科学, No.353, pp.45-50, 1993.

4.3 部材接合部の挙動を考慮した骨組の設計

4.3.1 適用範囲

本設計法は、骨組部材の力学特性に加えて、部材と部材との接合部の剛性、強度および変形能等の力学特性が何らかの手法により定量的に知りうる場合適用できる。

〔解説〕

通常の骨組の設計においては、部材どうしの接合部は剛結かピン結合という仮定を用いて断面力が計算され、この作用断面力に対して、接合部が設計される手法が用いられている。このため剛結と仮定される場合には、接合部は必要以上に補剛されたり、あるいは逆に剛結条件を満足できないことも生じる。一方ピンと仮定される場合にも、実際の接合部は、ある程度の剛性を持っているときがあるにもかかわらず、この剛性が設計においては無視されている。したがって、接合部の剛性、強度および変形能等の力学特性を解析的あるいは実験的手法で定量的に知ることができれば、接合部の挙動を骨組の設計に反映させた方がより実状に即した合理的な骨組の設計法につながる可能性が強い。少なくとも、接合部と部材の設計はバランスのとれたものとなり、接合部の設計に関しては自由度も増す。

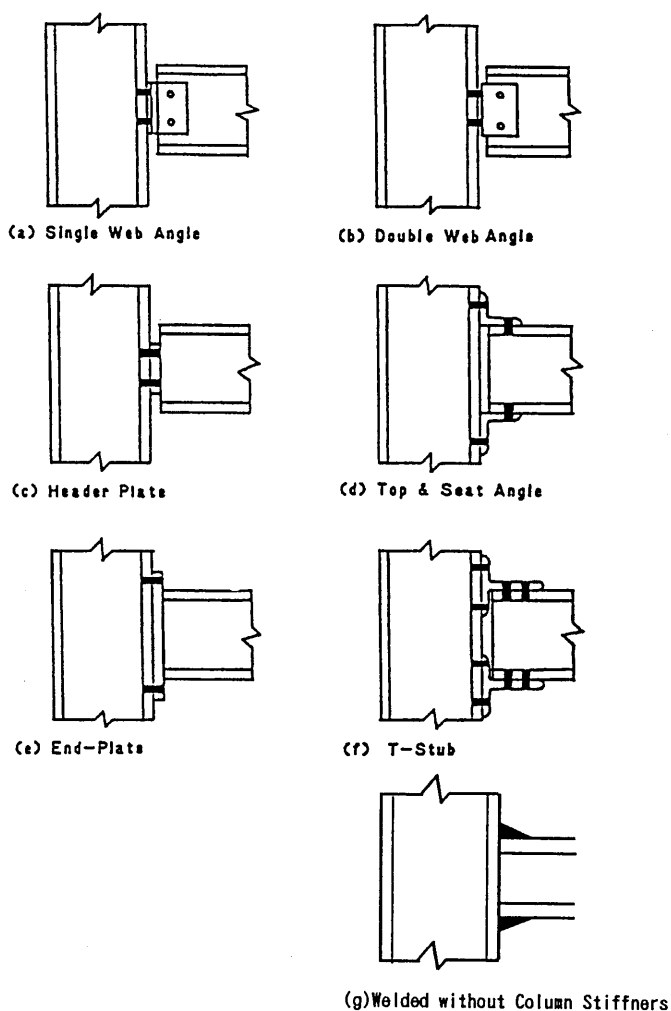
接合部の挙動を考慮した骨組の設計法の代表的例としては、はりと柱や柱と基礎の接合部が剛結とピン結合の中間的な剛性を持つ半剛結接合 (Semi-Rigid Connection, Flexible Connection, Partially Restrained Construction) を対象としたものを挙げることができる。この種の構造は近年欧米などを中心に盛んに研究され、すでに一部においては基準化もなされている^{1),2)}。半剛結接合は図解 4.3.1 に示すように主としてボルトを用いたもので、剛結構造に比べ製作費が低いことが特長である。さらに、剛結構造に比べ固定度が低いので接合部での柱の部材端モーメントが小さくなる長所もあるが、その一方で、水平変位が大きくなるので主として中層、低層の建築用骨組への適用が中心となる。また、最近、半剛結骨組の耐震性も研究されているが、接合部は繰り返し載荷に対して概ね安定した変形特性を示すこと、また動的な地震動に対しては剛結骨組に比べ必ずしも大きな変位を示さないこと、発生する内力も小さいこと等も明らかにされつつある。なお、土木分野においては、仮設構造等を除きこのような接合部構造は現在、必ずしも一般的なものではない。しかしながら、接合部の挙動を骨組の設計に反映する考え方自体は、土木構造物にも適用でき、設計の合理化にもつながる可能性を有している。したがって、各条項では特定の接合形式にとらわれず、一般論として、この種の設計法について述べる。

4.3.2 設計法の基本方針

基本的には 2 章で述べた剛結骨組に関する設計法を適用することができるが、本設計法においては新たに接合部の挙動を構造解析モデルの中で適切に考慮するとともに接合部の作用断面力および変形がその限界値を越えないことを照査する必要がある。

〔解説〕

接合部の挙動を考慮した骨組の設計においても、基本的には剛結骨組に対して 2 章で提案されている設計法 (弾性微小変位解析に基づく設計法, 弾性有限変位解析に基づく設計法) を適用することが



図解4.3.1 半剛結接合

できる。ただ、骨組の作用断面力、たわみ、有効座屈長等を算定するための構造解析モデルにおいては、接合部の挙動を適切に考慮する必要がある。このとき、接合部の挙動において、仮定と解析結果は矛盾してはならず、接合部の作用力あるいは変形が限界値以内にあることを照査することが必要となる。具体的な照査方法については、4.3.6 に示している。

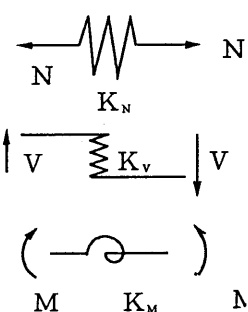
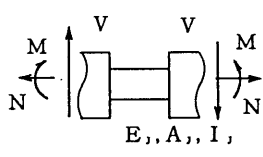
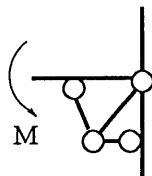
4.3.3 接合部のモデル化

接合部のモデル化においては、その挙動が骨組全体の挙動へ及ぼす影響を正しく表せるように構造解析モデルの中で適切に考慮されなければならない。

〔解説〕

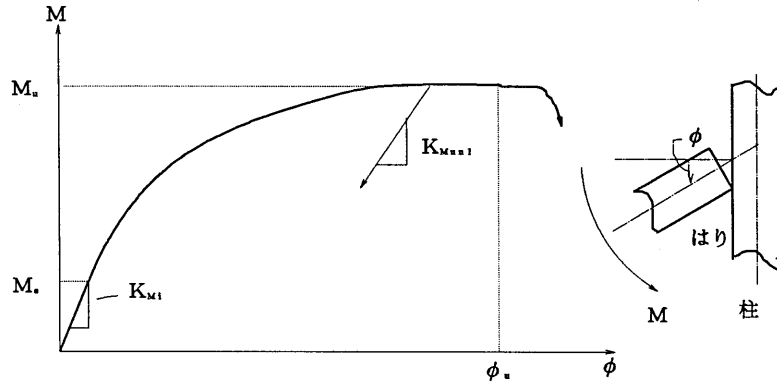
本設計法で重要となるのは接合部のモデル化である。接合部の挙動は多くの力学パラメータや幾

表解4.3.1 接合部のモデル

名称	概要	基本要素
ばねモデル	接合部の変形成分としてのび、せん断変形および回転変形が考えられ、それを表すように3種類のばねを適当に組み合わせる。	
等価はり要素モデル	接合部の挙動を微小はり要素を用いて近似しようというもので、既存の剛結骨組の解析プログラムをそのまま利用することができる。微小はり要素の力学および幾何学定数を実際の接合部の挙動が表現できるように設定する。	
等価トラス構造モデル	接合部を等価なトラス構造に置換するもので、既存の骨組解析プログラムを利用できる。トラス構造の一力部材の構成関係を適当に仮定して、実際の接合部の挙動を表現するものである。	

何学パラメータの他、接合部に作用する断面力の値やその相互作用に支配される。接合部のモデル化においては、このような点を考慮して接合部の挙動を正しく表しうるようなものを設定する必要がある。ただ、接合部の詳細なモデル化は構造解析を複雑化させるので骨組全体のモデルの中においてバランスのとれたモデルを選択するのが望ましい。モデルとして提案されている代表的なものは表解4.3.1に示すものが挙げられる。最も一般的であるのはばねモデルであり、半剛結接合のモデル化においては最も多く用いられている。等価はり要素モデル、等価トラス構造モデル³⁾は既製の骨組解析プログラムを用いて接合部を考慮した構造解析を行うことを意図して提案されたものである。ここでは、最もデータが蓄積され、かつ研究が行われているはり・柱の接合部のばねモデルに基づくモデル化について解説する。

はり・柱の接合部の力学特性のうち、主として骨組全体の挙動へ影響を及ぼす重要なものは、作用モーメント M と相対角変位 ϕ の $M-\phi$ 関係である。この挙動は本質的には図解4.3.2に示すように



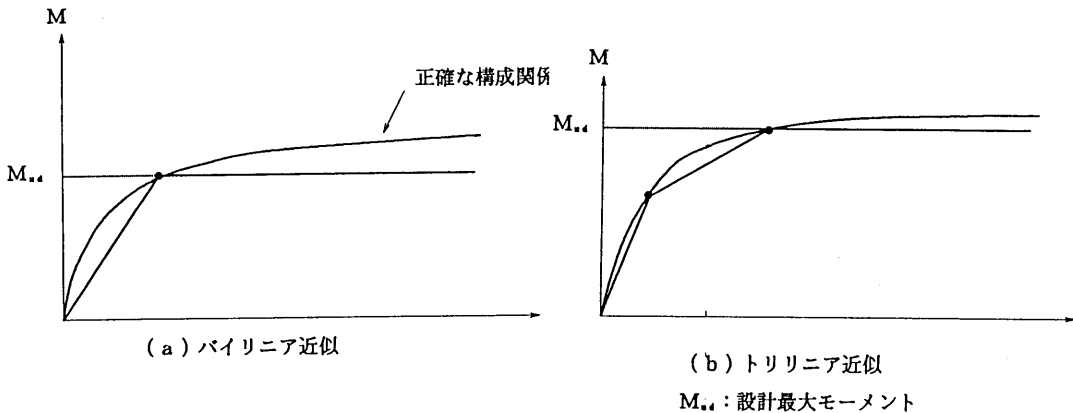
図解4.3.2 はりと柱の接合部の挙動

非線形となる。一般に $M-\phi$ 関係には軸力も影響するが、はりに作用する軸力が小さいので通常は無視されることが多い。 $M-\phi$ 関係を規定する重要な力学量については図解 4.3.2 に記入している。 M_u は接合部の最大モーメント、 ϕ_u は変形能で接合部が最大モーメントに到達したときの相対回転に相当している。 M_e は接合部の弾性限界モーメント、 K_{Mi} は初期剛性、 K_{Munl} は除荷剛性である。

表解4.3.2 半解析的な接合部モデル

モデル	数式表現	備考
Colson 11) -Louveau(1983)	$\phi = \frac{M}{K_{Mi}} \frac{1}{\left\{1 - \left(\frac{M}{M_u}\right)^n\right\}}$	・ パワーモデル ・ n は実験値を参考に決定
Kishi 12) -Chen(1990)	$\phi = \frac{M}{K_{Mi}} \frac{1}{\left\{1 - \left(\frac{M}{M_u}\right)^n\right\}^{\frac{1}{n}}}$	
Eurocode3 1) (1990)	$\phi = \frac{M}{K_{Mi}} \quad \phi \leq \frac{M_u}{K_{Mi}}$ $M = M_u \quad \phi > \frac{M_u}{K_{Mi}}$	・ バイリニアモデル

なお、半剛結接合においては弾性域は小さく、低荷重状態から非線形性を示すものも多く、この挙動をモデル化において考慮することが必要である。このような設計に用いる接合部の挙動を表すモデルは実験的、あるいは解析的手法により得られた $M-\phi$ 関係をもとに設定しても良いが、その挙動は複雑であるので、解析的手法による場合、何らかの実験によって妥当性を検証するのが望ましい。具体的に提案されている接合部のモデルは大別すると次の2種類に分けることができる。



図解4.3.3 接合部構成別の線形近似

①実験値を曲線近似したモデル

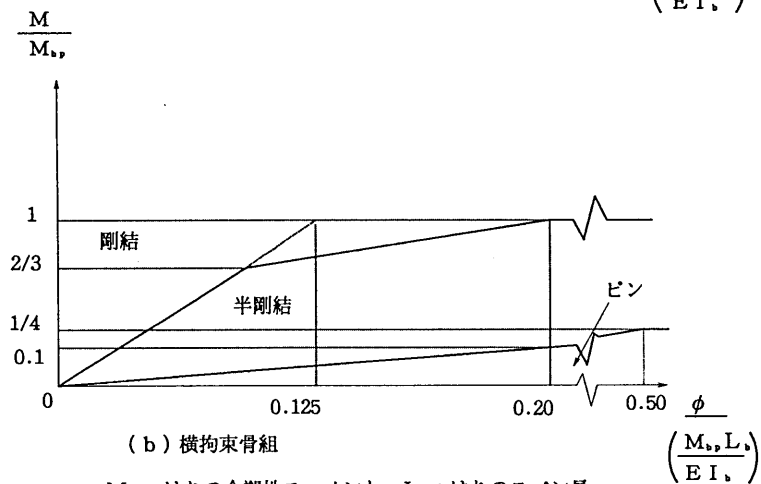
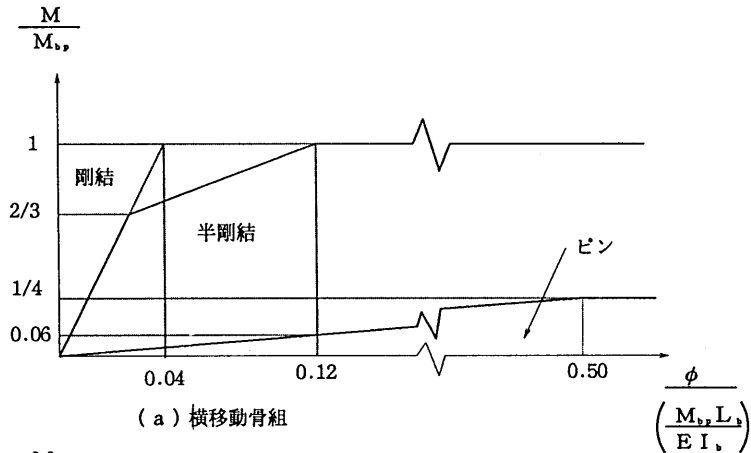
②半解析的なモデル

①のモデルには、実験的結果を単に曲線近似したモデルと実験値から支配パラメータを推定し、任意形状の接合部にも適用しうるような形式にしたモデルとがある。前者は接合部の実験に関するデータベース^{4)~6)}の中で $M-\phi$ 関係を数式で表現するために用いられている。B-スプラインモデル⁷⁾、指数モデル^{6),8)}が代表的なものである。これらは実験値をもとにしているので当然ながら、精度はよいが、実験値のないものは表現できない。後者は基準化モデル^{9),10)}と呼ばれ任意の形状の接合部を扱える形になっているが、実際には限られた実験ケースに基づき設定されるため、これも実験値が既知である接合部以外では必ずしも精度は良くない。

②のモデルは、初期剛性 K_{Mi} 、最大モーメント M_u 、変形能 ϕ_u 等については解析的に計算し、 $M-\phi$ 関係を規定するその他のパラメータについては実験結果を参考に決定する。この種のモデルの例を表解 4.3.2 に表示する。

このように提示された接合モデルの選択について、当該接合部の実験結果がデータベース中に存在しておれば、①に属する B-スプラインモデルや指数モデルを用いることができる。一方、対応するものの実験値がない場合には、①に属する基準化モデルや②半解析的なモデルを用いることになるが、実験によりその妥当性を確認するのが望ましい。構造解析手法によっては、接合部の $M-\phi$ 関数が区分的に線形あるいはさらに簡易化されたバイリニア型しか扱えない場合がある。このようなときには、挙動が安全側に評価されるように図解 4.3.3 のように $M-\phi$ 関係を近似することが Eurocode3 において提案されている。 $M-\phi$ 曲線の割線剛性が関与するたわみや断面力の算定では上記のような近似化は安全側と考えられるが、有効座屈長算定のための固有値解析では $M-\phi$ 曲線の接線剛性が関係するので、必ずしも安全側とはいえないことに注意すべきである。

最後に、どのような接合部が剛結あるいはピン結合として扱えるかということについて Eurocode 3 では、横移動拘束骨組、横移動骨組とについて、図解 4.3.4 に示すような領域を規定している。ここで剛結の領域は門型骨組の弾性座屈荷重が剛結の 95% 以上になる接合部弾性剛性と接合部最大モーメントがはりの全塑性モーメント以上になることを原則として、接合部の $M-\phi$ 関係における非線形性を考慮して決定されたものである。一方、ピン結合の領域は、剛結門型骨組の弾性座屈荷重の 5% 以



M_{p0} : はりの全塑性モーメント, L_0 : はりのスパン長

$E I_0$: はりの曲げ剛性

図解4.3.4 接合部の分類

下となる接合部弾性剛性と接合部の最大モーメントがはりの全塑性モーメントの25%以下となる領域としている。以上のように、これらの領域は基本的には接合部が線形弾性挙動を示す門型骨組という簡単なモデルをもとに決定されたものであるので、その一般性については必ずしも明かではない。したがって、現状においては、上記分類はひとつの目安程度に考えるべきであろう。

4.3.4 構造解析

構造解析は設計法に応じた解析手法を用いる。すなわち、2.2 弾性微小変位解析に基づく設計では微小変位理論による解析を原則とする。また、2.3 弾性有限変位解析に基づく設計では、有限変位理論による解析を原則とする。

〔解説〕

(1) 弾性微小変位解析に基づく設計

本設計法においては構造解析は微小変位理論によることを原則とする。ただ、接合部は低荷重状

態から材料非線形挙動を示すことも多い。このような場合には設計荷重下の接合部の作用断面力を推定し既知である接合部の非線形関係から対応する接合部の割線剛性¹³⁾を与えれば、見かけ上線形弾性解析とすることができる。このとき、推定した接合部の断面力と解析結果得られた断面力とを比較し、推定した値が妥当であることを確認する必要がある。推定した値が妥当でない場合には、解析結果を参考に接合部の割線剛性を修正することになる。なお、より正確な解析を行うためには、接合部のみの材料非線形挙動を考慮した微小変位解析¹³⁾を実施することが必要となる。有効座屈長推定のための弾性固有値解析に用いる解析手法については4.3.5 有効座屈長の所で述べる。

(2) 弾性有限変位解析に基づく設計

本設計においては有限変位理論による非線形解析を原則とする。接合部の材料非線形挙動については、(1)と同様接合部に作用する断面力を推定し、対応する割線剛性を与えることで、近似的に弾性有限変位解析とすることができる。この場合も、より正確な解析を行うためには接合部のみの材料非線形性を考慮した有限変位解析^{13)~17)}を実施するとよい。

4.3.5 有効座屈長

有効座屈長を用いる 2.2 弾性微小変位解析に基づく設計では、有効座屈長の評価において接合部の影響を適切に考慮する必要がある。

〔解説〕

(1) 部分構造の固有値解析による手法

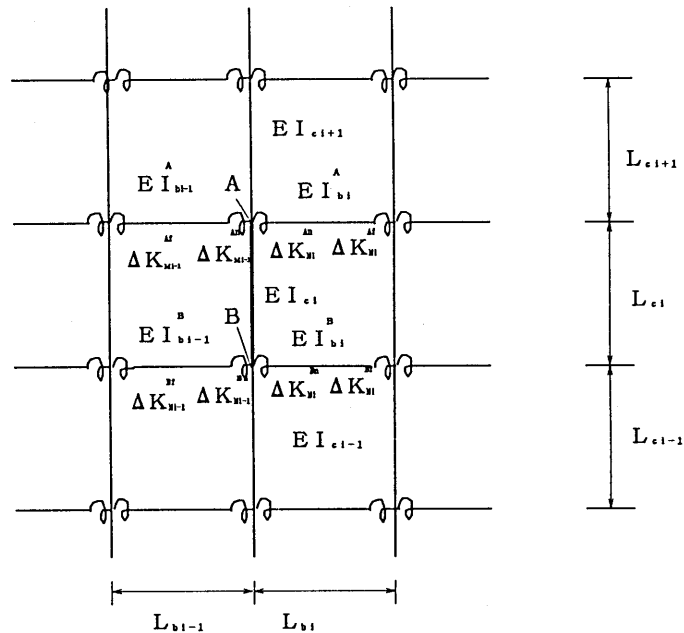
この手法は全体構造の固有値解析によらず、部分構造モデルを用いて近似的に有効座屈長を算定する。手法としては、すでに剛結骨組に対して広く実用化されている Alignment Chart による方法²⁾を接合部の剛性を考慮できるように若干修正することで対応できる。ここでは、はりと柱の接合部の挙動を考慮した場合について説明する。本手法では以下の条件を満足する場合正解を与え、他の場合は近似解となる。

1. 全てのはり・柱部材は弾性的に変形。
2. 無限の階層と径間とを持った矩形骨組。
3. はりおよび柱の寸法はそれぞれ同一。
4. はりと柱の接合部の挙動特性はすべて同一。
5. 柱の軸力は全て同一で、全柱は同時に座屈。
6. はりの軸力は零。
7. はりへの作用荷重は無。

部分構造モデルは図解 4.3.5 に示す通りであり、柱 AB の有効座屈長を対象とする。このとき各層について、座屈時の節点回転角が同一であると仮定することで、横移動骨組 (Sway frame) の横移動座屈 (Sway buckling) と横拘束骨組 (Nonsway frame) の横拘束座屈 (Nonsway buckling) に対応して、それぞれ次の特性方程式が得られる。

〈横移動座屈〉

$$\frac{G_A G_B (\Pi/K)^2 - 36}{6(G_A + G_B)} = \frac{\Pi}{K} \cot \left(\frac{\Pi}{K} \right) \cdots \cdots \cdots (\text{解4.3.1})$$



L_b : はりの長さ, L_c : 柱の長さ
 EI_b : はりの曲げ剛性, EI_c : 柱の曲げ剛性
 ΔK_M : 座屈時の接合部の接線回転剛性 ($\Delta M = \Delta K_M \Delta \phi$)

図解4.3.5 部分構造解析法における構造モデル

〈横拘束座屈〉

$$\frac{G_A G_B}{4} \left(\frac{\Pi}{K} \right)^2 + \left(\frac{G_A + G_B}{2} \right) \left\{ 1 - \frac{\Pi}{K} \cot \left(\frac{\Pi}{K} \right) \right\} + \frac{2 \tan \left(\frac{\Pi}{2K} \right)}{\frac{\Pi}{K}} - 1 = 0 \quad \text{..... (解4.3.2)}$$

ここに K は有効長さ係数で柱 AB の有効座屈長 L_{cei} は $K L_{ci}$ で評価される。また G_A , G_B はそれぞれ節点 A および B に接合されている柱と接合部を含めたはりの剛性比で次式で定義される。

$$G_A = \frac{EI_{ci+1}/L_{ci+1} + EI_{ci}/L_{ci}}{\eta_{i-1}^A EI_{bi-1}^A/L_{bi-1} + \eta_i^A EI_{bi}^A/L_{bi}} \quad \text{..... (解4.3.3)}$$

$$G_B = \frac{EI_{ci}/L_{ci} + EI_{ci-1}/L_{ci-1}}{\eta_{i-1}^B EI_{bi-1}^B/L_{bi-1} + \eta_i^B EI_{bi}^B/L_{bi}} \quad \text{..... (解4.3.4)}$$

η_K^α ($\alpha = A, B$ $K = i-1, i$) は接合部の剛性を考慮するための補正係数で横移動座屈, 横拘束座屈に対してそれぞれ次のようになる。

〈横移動座屈〉

$$\eta_K^\alpha = \frac{(2 + \Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha f}) \Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha n}}{12 + 4(\Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha n} + \Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha f}) + \Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha n} \Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha f}} \quad \text{..... (解4.3.5)}$$

〈横拘束座屈〉

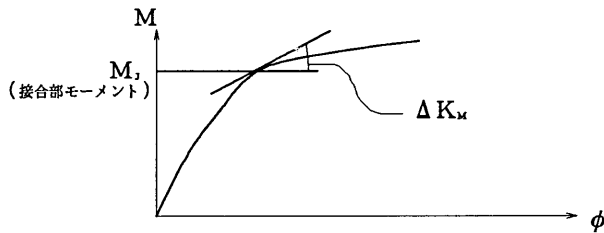
$$\eta_K^\alpha = \frac{(6 + \Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha f}) \Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha n}}{12 + 4(\Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha n} + \Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha f}) + \Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha n} \Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha f}} \quad \text{..... (解4.3.6)}$$

ここに

$$\Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha f} = \frac{\Delta K_{MK}^{\alpha f} L_{bK}}{EI_{bK}^{\alpha}} \dots\dots\dots (解4.3.7)$$

$$\Delta \bar{K}_{MK}^{\alpha n} = \frac{\Delta K_{MK}^{\alpha n} L_{bK}}{EI_{bK}^{\alpha}} \dots\dots\dots (解4.3.8)$$

ここで ΔK_M は座屈時の接合部の接線剛性であり、割線剛性ではないことに注意すべきである。座屈前に接合部にモーメントが作用する場合には対応する座屈時の接合部モーメントを推定し、これに応じた図解 4.3.6 に示す接線剛性を用いる。式(解 4.3.3), (解 4.3.4) で定義された G_A , G_B を用いることにより剛結骨組の Alignment Chart²⁾により有効長さ係数 K を求めることができる。



図解4.3.6 接合部モーメントと接線剛性

(2) 全体構造の固有値解析による手法

これは全体構造の固有値解析を実施し、2.2 に示している手順で有効座屈長を決定する。この場合部材は線形弾性として扱うが、接合部については、低荷重から材料非線形挙動を示す場合にはこの特性を固有値解析で考慮しなければならない。本解析は厳密には非線形固有値問題^{14)~16)}となる。近似値的に弾性固有値問題として扱うためには(1)でも述べたように、座屈時の接合部の接線剛性を仮定することで対処できる。ただ、仮定した値が妥当であることについて検証する必要がある。

4.3.6 接合部の終局限界状態の照査

接合部の終局限界状態の照査は、設計荷重下において、接合部に作用する設計断面力あるいは接合部の変形に対して次式により行うものとする。

$$\gamma \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \dots\dots\dots (4.3.1)$$

$$\gamma \frac{\delta_{S_d}}{\delta_{R_d}} \leq 1 \dots\dots\dots (4.3.2)$$

ここに

- γ : 構造物係数
- S_d : 4.3.4 の構造解析により求まる接合部の設計断面力
- R_d : 接合部の設計耐力
- δ_{S_d} : 4.3.4 の構造解析により求まる接合部の設計変形量
- δ_{R_d} : 接合部の設計限界変形量

である。

〔解説〕

接合部の挙動を考慮した骨組の設計では、剛結骨組に関して2.2~2.4に示してある各設計法における終局限界状態の照査に加えて、接合部の照査を行うことが必要である。接合部の設計耐力および設計限界変形量は、通常、接合部の耐力および変形能をもとに何らかの方法で低減することにより設定される。

はりと柱の半剛結接合の場合、 R_d は設計限界モーメント M_{ud} , また δ_{R_d} は設計限界回転変形能 ϕ_{ud} に対応する。

参考文献

- 1) EC3 : Eurocode NO.3, Design of Steel Structures, Draft Issue, Commission of European Communities, April 1990.
- 2) AISC : Manual of Steel Construction, Load and Resistance Factor Design, 1st Edition, American Institute of Steel Construction, Chicago, IL, September 1986
- 3) Stutzki, C. : A Numerical Approach to Compute the Ultimate Carrying Capacity of Spatial Frames with Deformable Joints, Doctoral Dissertation, University of Aachen, West Germany, 1982.
- 4) Goverdhan, A.V. : A Collection of Experimental Moment-Rotation Curves and Evaluation of Prediction Equations for Semi-Rigid Connections, Master's Thesis, Vanderbilt University, Nashville, TN 490p, 1983.
- 5) Nethercot, D.A. : Utilization of Experimentally Obtained Connection Data in Assessing the Performance of Steel Frames, in Connection Flexibility and Steel Frames, (W.F.Chen Ed.) Proc of a Session sponsored by the Structural Division, ASCE, Detroit, pp13-37, 1985.
- 6) Chen, W.F. and Kishi, N. : Semi-Rigid Steel Beam-to-Column Connections : Data Base and Modeling, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.115, No.1, pp105-119, 1989.
- 7) Jones, S.W., Kirby, P.A. and Nethercot, D.A. : Columns with Semi-Rigid Joints, Journal of Structural Division, ASCE, Vol.108, ST2, pp361-372, 1982.
- 8) Lui, E.M and Chen, W.F. : Analysis and Behavior of Flexibly-Jointed Frames, Engineering Structures, Vol.8, pp107-118, 1986.
- 9) Frye, M.J. and Morris, G.A. : Analysis of Flexibly Connected Steel Building Frames, Canadian Journal of Civil Engineers, Vol.2, No.3, pp280-291, 1976.
- 10) Ang, K.M. and Morris, G.A. : Analysis of Three-Dimensional Frames with Flexible Beam-Column Connections, Canadian Journal of Civil Engineers, Vol.11, pp245-254, 1984.
- 11) Colson, A. and Louveau, J.M. : Connections Incidence on the Inelastic Behavior of Steel Structures, Euromech Colloquium, p174, October, 1983.
- 12) Kishi, N. and Chen, W.F. : Moment-Rotation Relations of Semi-Rigid Connections with Angles, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol.116, No.7, pp1813-1814, 1990.
- 13) Goto, Y. and Chen, W.F. : On the Computer-Based Design Analysis for Flexibly Jointed Frames, Journal of Constructional Steel Research, Special Issue on Joint Flexibility in Steel Frames (W.F.Chen Ed), Vol.8, pp203-231, 1987.
- 14) Goto, Y., Suzuki, S. and Chen, W.F. : Analysis of Critical Behavior of Semi-Rigid Frames with or without Load History in Connections, International Journal of Solids and Structures, Vol.27, No.4, pp467-483, 1991.
- 15) 後藤芳願, 鈴木五月, 松浦 聖 : はりと柱の結合部の非弾性特性を考慮した半剛結平面骨組の臨界挙動の解析, 土木学会論文集第410号/I-12, pp287-296, 1989年10月.

- 16) 後藤芳顯, 鈴木五月, 松浦 聖 : はりと柱の接合部に非弾性特性を有する半剛結矩形骨組の安定性に関する一考察, 土木学会論文集第 416 号 / I-13, pp329-338, 1990 年 4 月.
- 17) Goto,Y,Suzuki,S and Chen,W.F. : Stability Behavior of Semi-Rigid Sway Frames, Engineering Structures, Vol.15, No.3, pp209-219, 1993.

4.4 P- Δ 法によるラーメン構造物の設計

4.4.1 適用範囲

本設計法は、鋼骨組構造物における主としてラーメン構造を用いた上部構造の設計に適用する。この設計法に示されていない事項については、類似の構造物に関する基準によるものとする。

〔解説〕

本来、対象を特定しない一般的な鋼構造物の設計を可能にする方法が望ましいが、本設計法は、既存の設計法に比べて解析的な設計法に移行した新しい限界状態設計法である。しかし、その実績はDIN⁶⁾およびSSRC⁷⁾において基準化されてはいるものの、わが国においてはまだ不十分のため、現在までにおいて有効とされるラーメン構造(ラーメン橋脚、吊橋および斜張橋のいわゆる吊形式橋梁の塔など鉛直の柱部材と水平はり部材で構成される長方形ラーメン構造)に適用できる設計法⁷⁾⁻¹¹⁾を示している。

4.4.2 設計法の基本方針

本設計法の基本思想は、限界状態設計法に基づくラーメン構造全体系に対する安全性の保証である。

〔解説〕

ラーメン構造物の耐荷力に対する安全性は、ラーメン構造全体の形状、剛性分布の他荷重状態にも依存することを考慮する時、本質的には構造全体系として評価されるべきである。このことを踏まえ、本設計法では、構造全体系を対象にして、しかも実務設計レベルにそった解析的な照査法を行うこととした。

本設計法は、有効座屈長の概念を用いない方法であり、しかも設計者に非線形解析を委ねる煩雑さを避ける主旨に従い、部材曲げ剛性への軸力の影響および水平変位の影響による2次効果がラーメン構造物の安定性にとって最も主要な要因であるとし、この影響を含めた非線形性の影響を等価横荷重の形で直接構造解析側に導入し、微小変位理論による構造解析により得られる設計断面力と設計断面耐力の比較で安全性を照査するという方針をとることにした。

なお、この方法は変断面を有する構造物にも適用可能である。

4.4.3 材料強度

(1) 鋼材の材料強度

鋼材の材料強度については、文献1)の定めによるものとする。

〔解説〕

鋼材の引張試験から定まる応力-ひずみ曲線は、検討の目的に応じて適切な形を仮定するものとし、その曲線に基づいて得られる引張降伏強度の特性値、および引張強度の特性値は、文献1)の材料及び細部構造分科会の成果を準用することとした。

(2) 構造用鋼材の設計材料強度

4.4.5 の構造解析のもとで、4.4.7 の限界状態の照査が行われる場合、構造用鋼材の設計材料強度は、文献 1) の定めによるものとする。

〔解説〕

構造用鋼材の軸方向引張強度、曲げ引張強度、軸方向圧縮強度、および曲げ圧縮強度などの設計材料強度の定め方、およびその大きさは、文献 1) の材料及び細部構造分科会および文献 2) の部材強度分科会により適宜適切な形で示された成果を準用することとした。

4.4.4 荷重

設計にあたって考慮する荷重の種類、設計荷重の組み合わせ、および荷重係数は、文献 3) の定めによるものとする。

〔解説〕

設計にあたって考慮すべき荷重の種類は、対象とする構造物によって異なるばかりでなく、限界状態に対して考慮すべき設計荷重の組み合わせ、および荷重係数も種々存在することになる。したがって、ここでの基本的事項については、文献 3) の鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針 (案) の定めに従うこととした。

4.4.5 構造解析

構造解析は、微小変位理論による線形解析を原則とし、その解析モデルは平面骨組構造とする。

〔解説〕

ラーメン構造物の安全性の照査は、本来非線形構造解析に基づく設計断面力と設計断面耐力との比較によって行われるべきであるが、本設計法では、実務的設計の立場からラーメン構造の終局強度に影響する初期不整や変形による 2 次効果を等価な横荷重に変換することにより考慮し、構造解析は従来の設計法と同様に微小変位のはり理論に基づく線形解析により計算を行うこととした。

したがって、組み合わせ荷重は 4.4.4 の条項の設計荷重に 4.4.6 の条項に従って与えられる等価横荷重を加えた荷重を用いることにより、軸方向力が大きく有限変位の影響が無視できない構造物の場合、厳密な有限変位解析を行わなくても容易に非線形性の影響を考慮した変位および断面力を求めることが可能となる。

4.4.6 等価横荷重

骨組構造の終局強度に影響する初期たわみ、および残留応力等の因子に対しては等価な横荷重を構造全体系に導入することにより考慮する。その値は、下記の方法により決定する。

$$R_i = \Sigma N_i \dots\dots\dots (4.4.1)$$

$$V_i = \gamma R_i \frac{\Delta_{i+1} - \Delta_i}{h_i} \dots\dots\dots (4.4.2)$$

$$H'_i = V_{i-1} - V_i \dots\dots\dots (4.4.3)$$

ここに、

N : i 層における設計軸方向力の総和

N_i : i 層における設計軸方向力

V_i : i 床レベルにおける設計剪断力

γ : 横方向変位の安全係数

Δ_i : i 床レベルの横方向変位

h_i : i 層高

H'_i : i 床レベルの等価横荷重

なお、横方向変位の安全係数 γ は、類似の構造物に関する設計基準に定めがある場合には、それに準拠し、ない場合には責任技術者の判断による。

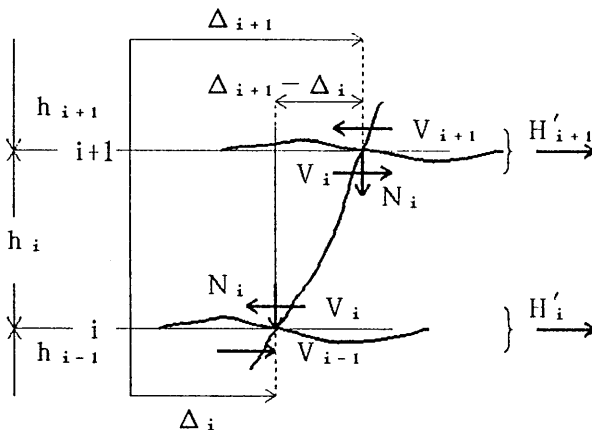


図 4.4.1 多層多径間ラーメン構造の i 層の層間剪断力

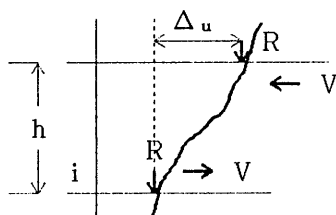
〔解説〕

ラーメン構造物の耐荷力は、初期たわみや付加曲げモーメントなどの幾何学的非線形性、および残留応力の材料非線形性などの影響により低下することは良く知られている。したがって、ラーメン構造物あるいは構成部材の耐荷力を求める場合に線形解析を行うには何らかの配慮が必要になる。

その一方法として、ここでは、実際に含まれる残留応力や初期たわみなどの初期不整を簡単な等価横荷重に置き換えて解析を行う方法を適用する。この等価横荷重を与えるということは、既存の設計体系において強度を低減することにより表している初期不整の影響を、等価横荷重を導入して生じる付加曲げモーメントにより表すことを意味している。したがって、本設計法は耐荷力に影響する非線形性が構造解析において含まれることになるので、解析から求まる設計断面力と設計断面耐力を比較するだけで良く、照査は単純になる。当然その際に与える等価横荷重は、様々な構造物に対して妥当な結果を与えるものでなくてはならない。

● 等価横荷重について⁷⁾

骨組構造物の耐荷力を考えた場合、一般に荷重の特性値に荷重係数を乗ずることにより終局荷重としての設計荷重を決定できるならば、その終局状態における剪断力(水平力)を用いることにより等価横荷重を確定することが可能である。したがって、設計荷重に基づく軸方向力 R に対する等価層間剪断力 V は、図解 4.4.1 から明らかなように、



図解 4.4.1 層間剪断力

$$V = \frac{R\Delta u}{h} \dots\dots\dots (解4.4.1)$$

と与えることができる。ここに、 h : 層高、 Δu : 終局状態での相対変位である。しかし、この終局状態における厳密な Δu 値は、弾塑性有限変位解析により求めない限り一般に困難であるため、ここでは、設計荷重の基での横方向変位を補正する安全係数を導入した次式

$$\Delta u = \bar{\gamma}\Delta \dots\dots\dots (解4.4.2)$$

を仮定することにする。ここに、 Δ : 設計荷重の基での微小変位解析により得られる横方向相対変位、 $\bar{\gamma}$: 横方向変位の安全係数である。

しかし、現状においてこの横方向変位の安全係数 $\bar{\gamma}$ の値を具体的に定義することは、実績データが不充分のため時期尚早であり、ここでは安全側の値として $\bar{\gamma}=1.7$ を推奨する。特に $\bar{\gamma}=1.7$ の値を用いることは、変形による 2 次効果の影響以外の多くの非線形性を考慮していることになる。

実際には、相対変位 Δ は 4.4.5 の線形解析により求めるため、これにより算出される層間剪断力はその変形の影響が考慮されないため過小評価されることになる。したがって、設計荷重に等価横荷重を加えた荷重のもとで再度線形解析を行い、設計荷重を修正することになる。

いま、図 4.4.1 の多層多径間ラーメン構造の i 層において、変形前の細実線の部分骨組が、横荷重 H_i と鉛直荷重が作用し太実線に変形し、釣り合い状態にある場合を考えることにする。ここで i は床レベルを表す。この時、等価層間剪断力 V_i は、式(解 4.4.1) および式(解 4.4.2) より、

$$V_i = \frac{\bar{\gamma}R_i}{h_i}(\Delta_{i+1} - \Delta_i) \dots\dots\dots (解4.4.3)$$

と書き換えられる。

したがって、 i 床レベルの等価横荷重 H'_i は、この床レベルにおける層間剪断力の相対差として求められる、

$$H'_i = V_{i-1} - V_i \dots\dots\dots (解4.4.4)$$

となる。

実際の計算手順はまず、設計荷重の基で線形解析から初期変位 Δ_i および軸方向力 R_i を求める。次に、これらの値を式(解4.4.3)と式(解4.4.4)に代入して等価横荷重 H'_i を決定する。この等価横荷重と設計横荷重の和($H_i + H'_i$)と軸方向力 R_i の組み合わせ荷重の基で、線形解析により節点変位および設計断面力を求め直し、式(解4.4.3)により求められた層間せん断力 $V_i^{(i)}$ が、前回の層間せん断力 $V_i^{(i-1)}$ に対して

$$|V_i^{(i)} - V_i^{(i-1)}| < \epsilon \quad \dots\dots\dots (解4.4.5)$$

になるまで、繰り返し計算を行うことになる。収束した結果、最終的に得られる軸方向力 N および曲げモーメント M には、変形による影響および他の非線形性の影響が含まれていることになる。

なお、 $P - \Delta$ 法には上記のように繰り返し計算を必要とする方法と $P - \Delta$ 効果の近似的な評価式を用いることによって繰り返し計算を必要としない方法とがある。以下では、実務計算における便宜を考えて、後者の方法の計算手順⁹⁾を併せて述べる。

ある荷重状態に対して弾性一次解析法により柱部材に生ずる部材回転角 $\psi_i^{(1)}$ を計算する。これを以下の近似式により $P - \Delta$ 効果を含む部材回転角 ψ_i に修正する。

$$\psi_i = \frac{1 + (\sum N / \sum H) \psi_{0i}}{1 - 1.2(\sum N / \sum H) \psi_i^{(1)}} \psi_i^{(1)} \quad \dots\dots\dots (解4.4.6)$$

この修正された部材回転角を用いて $P - \Delta$ 効果による層せん断力 V_i を次式により計算する。

$$V_i = (\sum N)(\psi_{0i} + 1.2\psi_i) \quad \dots\dots\dots (解4.4.7)$$

ここに、 $\sum N$: i 層の柱部材の軸力の和、 ψ_{0i} : i 層の初期部材回転角。

設計断面力を求めるために各床レベルに作用させる換算水平力は、外力としての水平荷重と式(解4.4.4)の層せん断力の和として与えられる。したがって、部材の設計断面力は、鉛直荷重と換算水平力に対して、弾性一次解析法を適用して算定すれば良い。

4.4.7 限界状態の照査

(1) 一般

設計においては、構造物に考えられる必要なすべての限界状態についてその安全性の照査を行うことを原則とする。ここに、限界状態は終局限界状態使用限界状態、および疲労限界状態の3種類とする。

〔解説〕

鋼構造物の設計では、ここで示す3つの限界状態の照査⁵⁾をすれば十分であると考えられるが、本設計法では特に終局限界状態および使用限界状態に対して照査することとし、疲労限界状態の照査については類似の構造物に設計基準のある場合には、それに準拠するものとした。また、定めがない場合には条文の要請の基に責任技術者が検討し判断することとした。

本項では、終局限界状態および使用限界状態に対して安全性の照査が必要な項目のみを取り上げて規定している。

(2) 終局限界状態の照査

軸圧縮力と曲げを受ける骨組部材断面の終局限界状態は、次の条件により照査する。

$$\gamma_i \left(\frac{N}{N_{cr}} + \frac{C_m M}{M_{cr}(1 - N/N_e)} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (4.4.4)$$

$$\gamma_i \left(\frac{N}{N_y} + \frac{M}{M_{cr}} \right) \leq 1 \dots\dots\dots (4.4.5)$$

ここに、

γ_i : 構造物係数

N : 設計軸方向力

N_{cr} : 設計圧縮耐力 (有効座屈長係数は 1 とする)

N_e : オイラー座屈荷重 (有効座屈長係数は 1 とする)

N_y : 降伏軸方向力

M : 設計用曲げモーメント力

M_{cr} : 設計用曲げモーメント耐力

C_m : モーメント換算係数 (オースチン式)

横拘束無 : $C_m = 0.85$

横拘束有 : $C_m = \text{Austin 式}$

である。

〔解説〕

ここでは、構造物が建設中および耐用期間中の崩壊に対して十分安全であることを耐荷力安全性の照査により確認するための設計上の必要な照査を示している。

実際には、4.4.5 の条項の構造解析により得られた設計断面力が、耐荷力の照査に関する断面の強度相関式を満足するように設計することになる。本設計法では、許容応力度設計法において広く用いられているはり－柱の線形相関式^{4),7)}および文献 2) の部材強度分科会の成果報告書を基礎にした式 (4.4.4) および式 (4.4.5) を基本式とした。ただし、構造物の耐荷力に影響する非線形性については構造解析側において考慮されることから、両端ヒンジを持つ柱として設計することができ、設計断面耐力を算出するための有効座屈長は骨組長そのものを用いれば良いことになる。

なお、構造物係数は、文献 3) の共通の原則の定めに従うものとする。

参考文献

- 1) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会・材料及び細部構造分科会：委員会報告書 (案), 1991.11
- 2) 土木学会・鋼構造委員会・鋼構造終局強度研究小委員会・部材強度分科会：委員会報告書 (案), 1992.9
- 3) 土木学会・構造工学委員会・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, 1992.7
- 4) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 (1 共通編, 2 鋼橋編), 1990.2
- 5) 土木学会：鋼構造物設計指針 PartA, PartB, 1987.3

- 6) DIN18800 : Deutche Norm Teil 1 und Teil 2, 1988
- 7) T.V.Galambos : Guide to Stability Design Criteria for Metal structures, 4th Ed., John Wiley & Sons, 1988
- 8) 中井博・酒造敏広・大垣賀津雄：鋼薄肉ラーメン構造物の限界強度の近似計算法，土木学会論文集，No.380, 1987.4
- 9) 宇佐美勉・垣内辰雄・水野克彦：鋼ラーメン構造物の合理的設計式の一提案，土木学会論文集，No.404, 1989.4
- 10) 宇佐美勉：鋼平面ラーメン構造物の極限強度評価式の実験データによる検証，構造工学論文集，Vol.36A, 1990.3
- 11) 野上邦栄・上田浩章・山本一之：鋼ラーメン構造物の安定照査に関する一考察，構造工学における数値解析法シンポジウム論文集，第15巻，1991.7
- 12) 野上邦栄・上田浩章・山本一之：鋼ラーメン構造の設計における $P-\Delta$ 法と有効座屈長法の限界強度評価，構造工学論文集，Vol.39A, 1993.3