

第 2 編 部材強度

1 部材の強度

本章では、土木学会「座屈設計ガイドライン」(福本嘔士編) 発刊以降に鋼構造の耐荷力に関して新しい知見が加えられた項目について記述を行う。そのために、柱、はりについては記述がないが、付録に設計指針案として、条文の形でまとめている。

1.1 設計フォーマット

1.1.1 まえがき

構造物の安全性照査は基本的にはある安全係数を考慮して作用の設計用値と抵抗の設計用値の大小関係を調べることであるが、設計用値の取り方と作用と抵抗の設計用値の比較調整のための安全係数の表示方法およびそれらの評価方法とによって多様な設計フォーマット(書式)が提案されている。

構造物設計法の限界状態設計への移行が世界的な趨勢であり、さらに土木構造分野での鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針¹⁾の策定や、鋼構造市場の大きな分野である建築構造への限界状態設計法の規準化²⁾の動きの中で、土木鋼構造設計法における設計フォーマットを決定するとともに、設計用値や安全係数を確定するための統一的な作業の早急な推進が求められている。

鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針策定の意義は、それぞれ異なった設計フォーマットに準拠している鋼構造およびコンクリート構造の設計規準を統一することにより、構造材料・構造寸法の選択基準を適性化すること、設計技術者の専門領域を拡大して両方の構造材料・構造形式を扱える能力を獲得し易いように支援することにある。

また、建設分野では鉄骨構造は建築鋼構造、鋼橋は土木鋼構造と明確に色分けされている。特に、土木鋼構造研究者および技術者にとって鋼構造 = 鋼橋の意識が強いため、鋼構造教育までが特化したものとなっている嫌いがある。今のところ、土木と建築の鋼構造設計規準の統一に向けての動きは見られないが、両者の境界領域の鋼構造設計への土木技術者の積極的な進出を支援するため、さらに、ISO 規準³⁾等対外的な対応も配慮した設計規準の策定が必要である。

設計フォーマットの選択に際して留意すべき基本的事項として、以下の項目が挙げられる。

- 1) 規準の適用範囲を限定しない共通コード(基本コード)か、特定の構造物を対象とした専用コードかを明確にしておく必要がある。前者であれば種々の用途や重要度の異なる構造物を包括するために、可能な限り柔軟性を持つことを重視するべきである。
- 2) 規準において許容する構造解析法と強度評価法の範囲を明確にしておく必要がある。
- 3) 規準に含まれる各種の力学条項に関するバックデータに精粗がある場合、粗の部分が将来において充実された際にも規準改訂が軽微で済むように設計フォーマットに柔軟性を持たせておく必要がある。

本節では、特定構造物に限定した専用コードではなく鋼構造設計規準共通コードの観点から、代表的な設計コードを比較し共通点と相違点を明らかにするとともに、上述のような土木鋼構造設計規準の置かれている環境条件を配慮した上でのフォーマットの選択について述べる。

1.1.2 設計フォーマットの比較

(1) 鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)のフォーマット¹⁾

鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)の概要および構成は以下の通りである。

1) 第1章－総則－では適用の範囲と用語の定義を述べている。設計フォーマットに関係する主要な用語は以下のように定義されている。

- 荷重の特性値 : 終局限界状態の照査に用いる特性値は、荷重のばらつきを想定した上で構造物の施工中および供用期間中に生ずる最大または最小荷重の期待値。使用限界状態の照査に用いる特性値は、構造物の耐用期間中にしばしば生ずる大きさのもの。疲労限界状態の照査に用いる特性値は、構造物の耐用期間中の変動状況を考慮して定めるものとする。
- 荷重の規格値 : 荷重の特性値とは別に、この指針以外の示方書またはその他の規程等に定められた荷重の値。
- 荷重の公称値 : 荷重の特性値とは別に、慣用的に用いられている荷重の値。
- 荷重修正係数 : 荷重の規格値あるいは公称値から特性値に変換するための係数。
- 荷重係数 : 荷重の特性値から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、環境作用の変動を考慮するための安全係数。
- 設計荷重 : 荷重の特性値に荷重係数を乗じた値。
- 構造解析係数 : 断面力等の算定時の構造解析の不確実性を考慮するための安全係数。
- 設計断面力 : 個々の設計荷重により生ずる断面力に構造解析係数を乗じた値の合計。
- 材料強度の特性値 : 定められた材料強度試験法による試験値のばらつきを想定した上で、試験値がそれを下回る確率がある一定値以下となることが保証された材料強度の値、またはこれと同等の値。
- 材料強度の規格値 : 材料強度の特性値とは別に、この指針以外の示方書またはその他の規程等に定められた材料強度の値。
- 材料修正係数 : 材料強度の規格値を特性値に変換するための係数。
- 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等を考慮するための安全係数。
- 設計材料強度 : 材料強度の特性値を材料係数で除した値。
- 部材係数 : 部材耐力の算定上の不確実性、部材寸法のばらつきの影響、部材の重要度(対象とする部材が限界状態に達したときに構造物全体に及ぼす影響)等を考慮するための安全係数。
- 断面耐力 : 設計材料強度から求められる断面の耐力。
- 設計断面耐力 : 設計材料強度を用いて算定した部材の断面耐力を部材係数で除した値。
- 構造物係数 : 構造物の重要度、経済性、限界状態に達したときの社会的影響等を考慮するための安全係数。

2) 第2章－設計の基本－では、設計目的、耐用年数、限界状態の区分、断面力と断面耐力の算定法および安全係数と修正係数の意義を述べている。

2.5 断面力および断面耐力の算定

- (1) 断面力を算定する関数は、荷重および部材の剛性を実際の値としたときに、断面力の平均値を算定するものであることを原則とする。
- (2) 断面耐力を算定する関数は、材料強度を実際の値としたときに、断面耐力の平均値を算定するものであることを原則とする。

さらに、この章では5つの安全係数の概要と修正係数の意味を説明している。

3) 第3章－材料－では鋼材およびコンクリートについて材料強度の特性値、材料定数などを説明している。鋼材の特性値に関しては、以下のように記述している。

3.2 鋼材

- (1) 鋼材の引張降伏強度の特性値 f_{yk} および引張強度の特性値 f_{uk} は、引張試験によるそれぞれの強度に基づいて定めるものとする。引張試験は JIS Z 2241 「金属材料引張試験方法」による。
- (2) JIS 規格のものは、特性値 f_{yk} および f_{uk} を JIS 規格の下限值としてよい。また設計に用いる鋼材の断面積は、公称断面積とする。
- (3) 鋼材の圧縮降伏強度の特性値 f'_{yk} は、鋼材の引張降伏強度の特性値 f_{yk} に等しいものとしてよい。
- (4) 鋼材のせん断降伏強度の特性値 f_{vyk} は、一般に次式により求めてよい。

$$f_{vyk} = f_{yk}/\sqrt{3}$$

- (5) 鋼材の支圧降伏強度の特性値は、一般に次式により求めてよい。

$$f_{ayk} = 1.5f_{yk}$$

- (6) 鋼材の材料係数 γ_s は、終局限界状態の検討においては、一般に次の値としてよい。

鉄筋および PC 鋼材 1.0

上記以外の鋼材 1.05

疲労限界状態の検討においては、一般に 1.05 としてよい。また、使用限界状態の検討においては、一般に 1.0 としてよい。

- 4) 第4章－荷重－では、荷重の種類と組合せ、荷重の特性値、荷重係数を説明している。
- 5) 第5章－構造解析－では、各限界状態を検討するための構造解析法の原則を述べている。
- 6) 第6章－終局限界状態に対する検討－では、設計フォーマットに係わる部分であるので全文を掲げる。

6.1 一般

- (1) 部材の終局限界状態に対する検討は、設計断面力 S_d の設計断面耐力 R_d に対する比を用いて、次式により行うものとする。

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1 \dots\dots\dots (1.1.1)$$

- i. 設計断面力 S_d は、各荷重の設計用値 F_d を用いて断面力 S (S は F_d の関数) を算定し、これに構造解析係数 γ_a を乗じ、適切な組合せのもとにそれらを合計した値とする。

$$S_d = \sum \gamma_a S(F_d) \dots\dots\dots (1.1.2)$$

- ii. 設計断面耐力 R_d は、設計材料強度 f_d を用いて断面耐力 R (R は f_d の関数) を算定し、これを部材係数 γ_b で除した値とする。

$$R_d = R(f_k/\gamma_m)/\gamma_b \dots\dots\dots (1.1.3)$$

- (2) 変位の終局限界状態、変形の終局限界状態、メカニズムの終局限界状態、その他の終局限界状態に対する検討は、必要に応じて、適切な方法で行わなければならない。

7) 第7章－使用限界状態に対する検討、第8章－疲労限界状態に対する検討、第9章－耐震に対する検討－では、それぞれ一般原則のみを述べている。

(2) SGST フォーマット⁴⁾

SGST フォーマットとは、東海鋼構造研究グループ(当時代表 福本⁵⁾によって検討されたもので、主として部材の抵抗強度に関して信頼性理論を適用して、設計フォーマットの提案を行ったものである。さらに、文部省科学研究費補助金総合研究A”鋼骨組構造物の極限強度の統一評価”(研究代表者 福本⁵⁾)において、座屈実験データおよび初期不整の実測値を用いた数値シミュレーションの両面から支持される板要素および部材の耐荷方式の提案と、SGST フォーマットに準拠した部材の終局強度設計規準の試案が作成されている。本報告書の部材強度分科会による鋼構造設計指針の改訂案も、SGST フォーマットの形を取り入れている。

ここでは、SGST フォーマットの概要を示し、(1)の鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)の設計フォーマットとの対応を述べる。

1) 限界状態設計法における安全性評価式

本道路協会の限界状態設計法分科会荷重検討班の第一次報告書⁸⁾によれば、安全性照査式は基本的に次の形式をとっている。

$$\nu \frac{S(S^*)}{R(r^*)} \leq 1 \dots\dots\dots (1.1.4)$$

ここに、

ν : 安全率(全体安全係数)

S^* : 設計荷重値

$S(S^*)$: S^* に基づいて算出される構造物の応答値、 $S(*)$ は構造解析の関数式

r^* : 注目する限界状態を算出するもととなる設計材料強度、公称降伏点、
その他の規格値

$R(r^*)$: 注目する限界状態、 $R(*)$ は強度式

安全率 ν には荷重・強度のばらつきには含まれない不確定要因に対処するとともに、考慮する限界状態に対する安全性のレベルを調整する役割も担っている。全体安全係数は以下の3つに分けられる。

$$\nu = \nu_c \nu_S \nu_R \dots\dots\dots (1.1.5)$$

ここに、

- ν_c : 全体調整係数
- ν_S : 構造解析係数
- ν_R : 抵抗強度係数

式(1.1.4)を式(1.1.5)の部分安全係数を用いて書き換えると

$$\nu_c \frac{\nu_S S(s^*)}{\frac{1}{\nu_R} R(r^*)} \leq 1 \dots\dots\dots (1.1.6)$$

ν_S, ν_R は構造解析あるいは抵抗強度を算出する理論の前提となる仮定や条件と現実との相違に対処するものとされる。 ν_c は個々の限界状態の照査において確保される安全性レベルを調整する係数である。

2) 終局強度の評価と設計強度式

座屈不安定を伴う構造部材、構造システムの終局強度(最大強度、耐荷力)は、一般に、耐荷力曲線によって次式のように表される。

$$\frac{R}{R_Y} = \bar{R}(\bar{\lambda}) \dots\dots\dots (1.1.7)$$

ここに、 R は終局強度、 R_Y は座屈など不安定現象に無関係な構造部材の断面の降伏性能を示し、 $P_Y = A\sigma_Y$, $M_Y = W\sigma_Y$, $Q_Y = A_T\gamma$ などがこれにあたる。

$\bar{R}(\bar{\lambda})$ は無次元終局強度曲線で $\bar{\lambda}$ の関数となる。ここに、 $\bar{\lambda} = \sqrt{R_Y/R_E}$ は細長比あるいは幅厚比などの材料特性、幾何学特性を示す無次元量、 R_E は理想弾性座屈強度であり、柱のオイラー座屈値、はりの弾性横ねじれ座屈値、板の局部弾性座屈値などがこれにあたる。

降伏強度 R_Y の評価は次の2通りを考慮することができる。

- $R_Y = R_Y|_n$: 公称降伏強度であり、保証降伏点応力、公称断面寸法を用いたもの
- $R_Y = R_Y|_a$: 実測降伏強度、実測断面寸法を用いたもの

$\bar{R}(\bar{\lambda})$ は実験データのばらつきを反映させ、また、理論解析に用いる初期不整の大きさにより、平均値、下界値など次のように表すことができる。

$$\bar{R} = \bar{R}_m : \text{平均値曲線 } m_R \dots\dots\dots (1.1.8)$$

$$R = R_l : \text{下界曲線 } m_R(1 - k_R V_R) \dots\dots\dots (1.1.9)$$

ここに、 m_R は実験データの平均値、 V_R は変動係数、 k_R は下界の程度を表す定数である。正規分布では $k_R = 1.65$ (片側非超過確率 5%)、 $k_R = 2.0$ (同 2.3%) である。従って、終局強度曲線としては R_Y と R の評価の組合せにより、

a) 公称降伏強度で無次元化した場合

$$\frac{R}{R_Y|_n} = \begin{cases} \bar{R}_m \\ \bar{R}_l \end{cases} \dots\dots\dots (1.1.10)$$

b) 実測降伏強度で無次元化した場合

$$\frac{R}{R_Y|_a} = \begin{cases} \bar{R}_m \\ \bar{R}_l \end{cases} \dots\dots\dots (1.1.11)$$

の4通りが考えられる。

実験データを整理する場合、このように R_Y , \bar{R} として何をとるかによって、結果がかなり変動する。鋼材の降伏点応力の公称値(最低保証値)と実測値では10%以上異なるのが常であり、その結果、単に左辺の R_Y のとり方で、同じ実測値でも無次元化された値で10%以上異なってくる。終局強度曲線の提案も、 \bar{R}_m , \bar{R} のとり方で異なってくる。ここでは無次元化されたデータのばらつきの範囲を考慮してb)の場合を採用する。

いま、鋼部材の抵抗強度(確率量)を R とすると

$$R = R_n \frac{R}{R_n} = R \frac{\bar{R} \cdot R_Y|_a}{\bar{R}_n \cdot R_Y|_n} = R_n \frac{\bar{R}}{\bar{R}_n} \frac{\sigma_Y}{F_Y} \frac{S}{S_n} \dots\dots\dots (1.1.12)$$

ここに、

$$\begin{aligned} R &= R/R_Y|_a, & R_Y|_a &= \sigma_Y S \\ R_n &= R_n/R_Y|_n, & R_Y|_n &= F_Y S_n \end{aligned} \dots\dots\dots (1.1.13)$$

- R_n : 示方書に定められる抵抗強度式
- $\sigma_Y(F_Y)$: 実測(公称)降伏点応力
- $S(S_n)$: 実測(公称)断面定数(断面積, 断面係数等)
- $M = \sigma_Y/F_Y$: 材料係数
- $F = S/S_n$: 製作係数
- $P = \bar{R}/\bar{R}_n$: 設計係数

σ_Y, S, R, M, F, P は確率量であり, R_n, F_Y, S_n, R_n は確定量である。

したがって、 R/R_n の平均値 R_m/R_n 、変動係数 V_R は次式で与えられる。

$$\frac{R_m}{R_n} = M_m F_m P_m \dots\dots\dots (1.1.14)$$

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} \dots\dots\dots (1.1.15)$$

ここに、 $M_m = \sigma_Y|_m/F_Y$, $F_m = S_m/S_n$, $P_m = \bar{R}_m/\bar{R}_n$ であり、 $\sigma_Y|_m, S_m, \bar{R}_m$ は σ_Y, S, R の平均値である。

SGST フォーマットでは、抵抗強度項 ϕR_n を

$$\begin{aligned} \phi R_n &\geq (\text{荷重項}), \\ \phi R_n &\equiv \phi_1(1 - k_{RV} V_R) R_m \end{aligned} \dots\dots\dots (1.1.16)$$

と定義する。

ϕ_1 は設計、施工時の2次的要因あるいは重要度を考慮する係数(較正係数)であり、各要因の標準状態に対し、単位の値($\phi_1=1$)となるべきものである。

したがって、

$$\phi = \phi_1(1 - k_R V_R) R_m / R_n \dots\dots\dots (1.1.17)$$

$\psi = R_m / R_n$ は設計式の信頼度係数で式(1.1.14)から求められる。すなわち、既存の実験データと与えられた設計式から、数値的に設計式の信頼度係数 ψ を評価することで、式(1.1.17)から抵抗係数 ϕ が決定される。

一般に、限界状態設計法における安全性の照査式が式(1.1.6)で与えられたとすると

$$\frac{1}{\nu_R} R(r^*) \geq \nu_c \nu_S S(S^*) \dots\dots\dots (1.1.18)$$

式(1.1.16)と式(1.1.18)の比較から

$$\phi_1(1 - k_R V_R) R_m = \frac{1}{\nu_R} R(r^*) \dots\dots\dots (1.1.19)$$

とおける。

3) 鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)の設計フォーマットとの対応

鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)¹⁾の設計フォーマットとSGSTフォーマットを比較する。

- i. 荷重係数は設計断面力 $S(F_d)$ および $S(S^*)$ に含まれており、両フォーマットとも同じ扱いをしている。
- ii. 構造物係数 γ_i はSGSTにおける全体調整係数 ν_c と等価である。
- iii. 構造解析係数 γ_a はSGSTの ν_S と同義であるが、共通設計指針(案)では各構造解析について係数を変更できる自由度を考慮している。
- iv. 2つのフォーマットの相違点は、抵抗に関する安全係数の扱いである。共通設計指針(案)では抵抗に関する安全係数を材料安全係数と部材安全係数に分けて別個に考慮するのにに対し、SGSTでは材料強度のばらつきと部材強度のばらつきを包括した抵抗強度係数 ν_R で表している。

個々の安全係数が適切に評価されておれば、2つのフォーマットにおける抵抗の設計用値 $R(f_k/\gamma_m)/\gamma_b$ と $R(r^*)/\nu_R$ は等価なものとなる。

(3) 日本建築学会・鋼構造限界状態設計規準(案)²⁾のフォーマット

日本建築学会構造委員会・限界状態設計法小委員会は鋼構造建築物を対象として、鋼構造限界状態設計規準(案)²⁾を発表している。荷重・耐力係数方式限界状態設計法に基づいたこの設計規準(案)の特徴は、座屈強度に支配されるスレンダーな部材で構成され、弾性解析が適用される構造物から、部材が局部座屈が生じない厚肉の断面で構成され、塑性設計法が適用可能な構造物までを対象として、明確な構造区分を導入しているところにある。また、地震荷重により断面が決定される場合について、変形能を確保するための構造区分が設けられている。

規準(案)の設計フォーマットは付属資料の中で詳細に述べられている。荷重・耐力係数方式の基本設計式は

$$\phi R_n \geq c\gamma W_n \dots\dots\dots (1.1.20)$$

$$\phi = 1/\sqrt{1 + V_R^2} \cdot \exp(-\alpha_R \cdot \beta_T \cdot \sigma_{lnR}) \cdot \bar{R}/R_n \dots\dots\dots (1.1.21)$$

$$\gamma = 1/\sqrt{1 + V_W^2} \cdot \exp(-\alpha_W \cdot \beta_T \cdot \sigma_{lnW}) \cdot \bar{W}/W_n \dots\dots\dots (1.1.22)$$

ここに、

ϕ	: 抵抗係数
γ	: 荷重係数
\bar{R}	: 抵抗の平均値
R_n	: 抵抗の公称値
\bar{W}	: 荷重の平均値
W_n	: 荷重の公称値
c	: 荷重 W を荷重効果 S に変換するための係数
V_R	: 抵抗の変動係数
V_W	: 荷重の変動係数
β_T	: 目標信頼性指標値
α_R, α_W	: 抵抗と荷重を別個に評価するための分離係数
σ_{lnR}	: 抵抗の標準偏差
σ_{lnW}	: 荷重の標準偏差

荷重(効果)の組合せを取り扱う場合には、以下の設計式の一般的表現が用いられる。

$$\phi R_n \geq \sum_x c_x \gamma_x W_{nx} \dots\dots\dots (1.1.23)$$

ここに、 x は荷重の種類を表す。

鋼構造限界状態設計規準(案)の設計フォーマットは構造信頼性理論として、いわゆる β 法を採用しており、式(1.1.21)および(1.1.22)により抵抗係数と荷重係数の算定を行うことになる。鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)¹⁾における構造物係数 γ_i あるいはSGSTフォーマットにおける全体調整係数 ν_c は目標信頼性指標値 β_T の設定で考慮され、設計者は陽にこの係数を取り扱うことはない。また β_T は式(1.1.21)および(1.1.22)のように抵抗係数 ϕ および荷重係数 γ に関係しており、SGSTの抵抗係数や荷重係数と同等ではない。また、全ての荷重や部材について β 法を適用するに足る統計データが整備されている訳ではないので、鋼構造限界状態設計規準(案)の条項の中での荷重係数や抵抗係数の値は現行の許容応力度設計法とほぼ同等の設計規範となるように設定されている。

(4) ISO/TC167/SC1³⁾のフォーマット

国際標準化機構(International Organization for Standardization: ISO)では主として建築構造物を対象として、国際統一コードの策定作業を開始し、その素案を提示して関係各国の意見を求め

ている。この規準は建築構造物を対象とするものの、海洋構造物を除いて、鋼橋やその他の鋼構造への適用も、付帯的な安全性の照査項目を追加することによって可能としている。作業の重点は荷重効果、構造要素および部材に関する各力学条項の表記法の統一に重点が置かれており、安全性のレベルは各国の規準に委ねている。

設計フォーマットは各国の支持が得られ易いように、2つの安全係数すなわち荷重安全係数 γ_f と抵抗安全係数 γ_r を用いて

$$F_d = \sum \gamma_f F_c \leq R_d = R/\gamma_r \dots\dots\dots (1.1.24)$$

ここに、 F_c ：作用の代表値、 R ：抵抗の特性値。

抵抗安全係数 γ_r は材料の性質(降伏応力度、引張強度、弾性係数)および断面寸法の変動、実構造物の抵抗値と解析や実験における抵抗値の偏差を含んでいる。従って、 γ_r は前述の鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)の3つの安全係数 $\gamma_i, \gamma_m, \gamma_b$ を包含したものと考えることができる。

(5) 土木学会・鋼構造物設計指針⁶⁾のフォーマット

鋼構造物設計指針の設計フォーマットは唯一つの安全率 ν を用いて、

$$\nu \frac{S}{R} \leq 1 \dots\dots\dots (1.1.25)$$

としている。設計荷重値 S および設計抵抗値 R として現行の規準値を用いる場合、安全率には荷重値および抵抗値の変動、解析法の信頼度その他の要因の全てを包括したものとなる。西野ら⁷⁾は、式(1.1.25)のフォーマットと同様の表示により

$$\nu^* \frac{S^*}{R^*} \leq 1 \dots\dots\dots (1.1.26)$$

ここに、安全率の設計値 ν^* は人的過誤に対処したり、荷重・抵抗の情報量が少ないときの調整係数の意味を持つ。 S^* および R^* はそれぞれ荷重効果および抵抗値の設計値で、2次モーメント法を用いて、それらの設計値が満たすべきフラクタイトルの組合せにより、決定される。このフォーマットでは荷重および抵抗の設計値はそれぞれの特性値を基本として決定されるから、規格値あるいは公称値を無視できない場合には、それらからの修正係数が S^* および R^* の中に入ることになる。これらの修正係数を荷重係数あるいは抵抗係数と見ると、式(1.1.26)のフォーマットは式(1.1.6)と等価なものとなる。

1.1.3 設計フォーマットの選択と今後の検討課題

前節では代表的な5つの設計フォーマットを比較して、それらの共通点と相違点を明らかにした。大別すると、

- 1 米国の荷重抵抗係数設計法^{9),10)}の流れを汲む日本建築学会・鋼構造限界状態設計規準(案)およびSGSTフォーマット、
- 2 ISOの鋼構造統一規準のフォーマットに採用されている表記法で、欧州の鋼構造限界状態設計法^{11),12),13)}、土木学会構造工学委員会・鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)、

3 土木学会鋼構造委員会・鋼構造設計指針のフォーマット。

我国における土木鋼構造物の限界状態設計規準のフォーマットとしては、以下の理由により²⁾の土木学会構造工学委員会・鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案)を採用し、早急に具体的条項の策定に取り掛かることが望まれる。

① 国際統一コードとなる ISO/TC167/SC1 のフォーマットと類似の表記法を採用しておくのが、これからの国際化に向けて得策である。

② 共通設計指針(案)の設計フォーマットは5つの安全係数を用いているが、まえがきで述べた理由により、今後の研究成果を随時取り入れるための柔軟性と考えたい。もし必要があれば、これらを纏めて ISO の安全係数と対応させることができる。

③ これまで我国において限界状態設計法の策定に向けて力学条項の試案などの形で蓄積されてきた研究成果を取り入れることができる。これらの研究成果は SGST フォーマットで記述されているものが多い。SGST フォーマットは表記法としては荷重抵抗係数設計法と類似しているが、安全係数の算出には β 法を使用していないので、2)の表記法に変換することは容易である。

このように土木鋼構造物の限界状態設計法に採用する設計フォーマットの選択について関係者の合意を取り付けることと並行して、以下に述べる項目について、適切な関係機関を中心として系統的な調査や表記法の妥当性に関する検討が加えられることを期待している。

材料係数および製作係数の平均値および変動係数の見直し

これまでの限界状態設計法の試案に用いられている材料係数などのデータは比較的薄い板厚の縮尺模型のデータも含まれている。特に材料係数については、実構造物の使用板厚の範囲に限定した場合とで有為な差がある可能性がある。また、鋼種の違いによる差も考えておく必要がある。さらに新しい鋼材の開発等の技術革新による材料係数の変化にも対処する必要があるであろう。これらは組織的な実測調査により適切な間隔をおいて更新する必要がある者と考えらる。

信頼度係数および設計係数の統一化

部材や板要素の基準強度の設計式はそれらの平均値を評価するように設定されることを原則としている。しかし、既往の鋼構造部材および板要素の極限強度に関する研究では強度の下限值を対象としたものが多い。板要素、部材から構造物までの強度を統一的に評価するには各構造レベルでの基準強度の評価式について見直しが必要である。

設計に準拠した抵抗係数の表記法

板要素および部材の強度に対する初期不整の影響は板要素の幅厚比や部材の細長比によって変化することが知られている。このような特性を忠実に反映させると部材安全係数 γ_b を幅厚比や細長比の関数として表示することになる。しかし、設計実務の観点から要求される単純化を優先して、限界幅厚比(細長比)以下のストックキーな領域では材料係数を、また座屈現象による強度低減領域に対しては材料係数と部材係数(幅厚比や細長比によらない一定値)を与えることになろう。このような取扱いにより、極度に安全側であったり危険側の設計にならないように、今後の検討作業において留意することが肝要である。

参考文献

- 1) 土木学会構造工学委員会：鋼構造とコンクリート構造の共通設計指針(案), 1992.
- 2) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計規準(案)・同解説, 1990.
- 3) ISO/TC 167/SC 1 : Steel Structures, Material and Design, 1991.
- 4) 東海鋼構造研究グループ(代表 福本秀士)：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用, 橋梁と基礎, 14-11, 14-12, 1980.
- 5) 文部省科学研究費補助金総合研究A “鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究”(研究代表者 福本秀士), 1991.
- 6) 土木学会：鋼構造物設計指針, 技報堂, 1987.
- 7) 西野文雄, 佐藤尚次, 長谷川彰夫：限界状態設計法に対する一解釈, 橋梁と基礎, Vol.23, No.3, 1989.
- 8) 日本道路協会：限界状態設計法分科会荷重検討班, 第1次報告書(内部資料), 1986.
- 9) AISC : Draft LRFD Bridge Design Specifications and Commentary, 1993.
- 10) AASHTO : Load and Resistance Factor Design Specification for Steel Bridges, 1991.
- 11) BS : BS5400 Part 3, Code of Practice for Design of Steel Bridges, 1982.
- 12) DIN : DIN18800 Stahlbauten, Teil 1-Teil 4, 1990.
- 13) Swiss Standard : SIA161, Steel Structures, 1979.

1.2 面内力を受ける板要素の基本強度

1.2.1 まえがき

わが国における座屈設計法については、土木学会鋼構造委員会のもとに設置された「座屈設計のガイドライン」作成小委員会(委員長 福本 嘯士 大阪大学教授)において、極めて多岐にわたり最新の情報がまとめられた。その成果は、「座屈設計ガイドライン¹⁾」として土木学会より出版された。

しかし、この分野におけるわが国の研究活動は、最近の多数の長大橋梁の架設ならびに建設計画と相まって、日進月歩の状態にある。そこで、「座屈設計ガイドライン」の第8章「板要素」における今後の展望を踏まえて、文献2)に基づいてその後得られた鋼板要素に関する研究成果を中心としてまとめたので、以下に報告する。

1.2.2 圧縮板

(1) 耐荷力曲線の統一化

図1.2.1に示すように圧縮板の耐荷力曲線は、道路橋示方書(以下「道示」と呼ぶ)をはじめ各国示方書の耐荷力曲線以外にも多くの研究者によって、理論的あるいは実験的立場から幾種類もの曲線が提案されている。ところが、それらの曲線は千差万別であるため、わが国が示す圧縮板の耐荷力曲線について数多くの議論がなされてきたにもかかわらず³⁾、改善されないで来た。しかしながら、実務設計の立場からも圧縮板の耐荷力曲線の改善に対する要望は強いものがある。幸いにも、わが国においては実験データならびに解析データが十分整ってきた現状にあるので、限界状態設計法に向けてこれらのデータに基づいた耐荷力曲線を考察することは重要である。そこで、解析データと実験データの双方から圧縮板の耐荷力曲線を提案することを試みた⁴⁾。

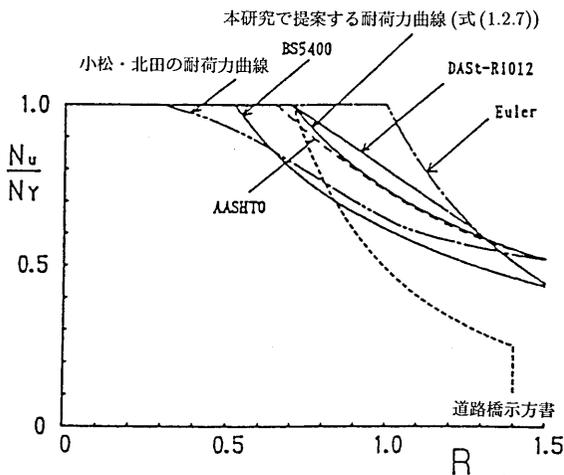


図 1.2.1 各国の基準耐荷力曲線

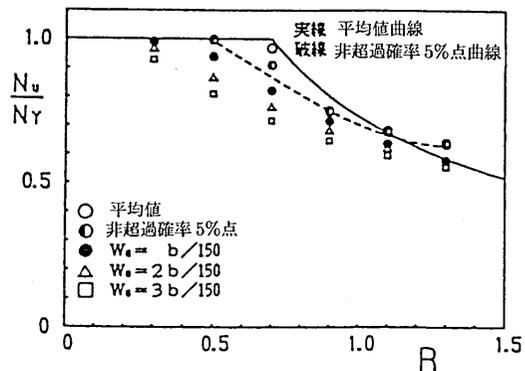


図 1.2.2 解析データと極限強度曲線

a) 解析データから得られる耐荷力曲線

圧縮板の解析データとしては弾塑性有限変位解析法に基づいて確率論的に求められた極限強度^{5),6)}

を利用する。実際的な残留応力(残留圧縮応力度 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_Y$, σ_Y : 降伏応力度)をもち、初期たわみの実測データに基づく統計データとして扱ったときの耐荷力曲線を図 1.2.2 に示す。図中、実線は式(1.2.1)に示す平均値曲線、破線は式(1.2.2)に示す非超過確率5%点を示す。

$$\frac{N_u}{N_Y} = \begin{cases} 1, & R \leq 0.7 \\ (0.7/R)^{0.865}, & 0.7 < R \end{cases} \dots\dots\dots (1.2.1)$$

$$\frac{N_u}{N_Y} = \begin{cases} 1, & R \leq 0.59 \\ (0.59/R)^{0.629}, & 0.59 < R \end{cases} \dots\dots\dots (1.2.2)$$

b) 実験データから得られる耐荷力曲線

実験データとしては、福本・伊藤によって作成された圧縮板の座屈実験データベース^{7),8)}を利用する。座屈実験データベースに基づいて提案されている耐荷力曲線は、ばらつきが大きいことが指摘されている他、周辺固定支持板も含まれたものである。座屈係数を考慮しても境界条件により極限強度が変化する¹⁾ことから、これらを同一に扱うには無理がある。そこで模型の形式別・研究者が用いた載荷装置別にそれぞれ分類し、幅厚比パラメータ R の各区間ごとの平均値を標本平均として分類されたこれらの副母集団に対し平均値による棄却検定を行い、平均値から標準偏差の2倍を超えるデータを無効データと考えた。この模型の形式別・載荷装置別に棄却検定されて新たに作られる2つのデータ群の積集合から幅厚比パラメータ R の各区間ごとの平均値を求めた。その結果を図 1.2.3 に実線で示す。図中、 M は平均値、 S は標準偏差を示す。また、実験データの平均値曲線を最小2乗法で求めると式(1.2.3)で示される。実験データのばらつきが正規分布と仮定した場合の非超過確率5%点に相当する $(M - 1.65S)$ 曲線を求めた結果を式(1.2.4)に示す。

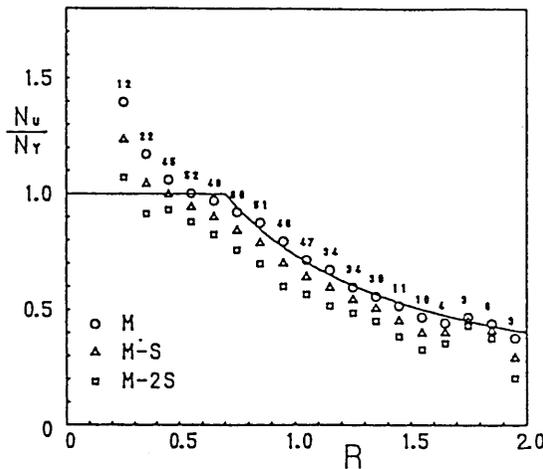


図 1.2.3 実験データと極限強度曲線

$$\frac{N_u}{N_Y} = \begin{cases} 1, & R \leq 0.7 \\ (0.7/R)^{0.862}, & 0.7 < R \end{cases} \dots\dots\dots (1.2.3)$$

$$\frac{N_u}{N_Y} = \begin{cases} 1, & R \leq 0.5 \\ (0.5/R)^{0.796}, & 0.5 < R \end{cases} \dots\dots\dots (1.2.4)$$

座屈実験データベース中において初期たわみが測定してあるデータは、138 データで、その平均値は $0.288b/150$ 、超過確率 5% 点での値は $0.745b/150$ であった。この結果から初期たわみについては、実際にそれほど大きく入っていないことがわかる。棄却検定により新たに作られたデータ群において、周辺単純支持板を対象として残留応力の有無について分類し、その平均値曲線を求めた。その結果、残留応力なしの場合は式 (1.2.5)、残留応力が含まれる場合は式 (1.2.6) となった。

$$\frac{N_u}{N_Y} = \begin{cases} 1, & R \leq 0.7 \\ (0.7/R)^{0.791}, & 0.7 < R \end{cases} \dots\dots\dots (1.2.5)$$

$$\frac{N_u}{N_Y} = \begin{cases} 1, & R \leq 0.7 \\ (0.7/R)^{0.883}, & 0.7 < R \end{cases} \dots\dots\dots (1.2.6)$$

ここで残留応力なしとした場合のデータは、焼きなまし等によって残留応力を取り除いてあるデータとした。また、残留応力ありとしたデータは、それ以外の製作方法によるものとした。

c) 耐荷力曲線の考察と評価

ここで得られた耐荷力曲線を許容応力度設計法に基づく道示の耐荷力曲線と対比するとすれば、平均値曲線を適用させるのが妥当である。下限値曲線を用いると、安全率は限りなく 1 に近づくと、解析データおよび実験データのばらつきは、安全率 1.7 に含まれているはずだから。本研究で扱う圧縮板の境界条件は周辺単純支持である。圧縮板の座屈実験データベースに含まれるモデルの境界条件は、周辺単純支持の他、周辺固定および 3 辺単純支持 1 辺自由である。前述したように圧縮板の耐荷力曲線の実験データにおいてこれらを同一に扱うわけにはいかないので、境界条件を周辺単純支持板(箱型断面短柱のモデルも単純支持とした)に限って残留応力の有無で比較すると、式 (1.2.5)、(1.2.6) の様になり、式 (1.2.1) または式 (1.2.3) で示される平均値曲線は、残留応力のある単純支持板に近い結果を示した。なお、3 辺単純支持 1 辺自由の場合の実験データは棄却検定を行ってもすべて省かれる結果となった。このことから本研究で、棄却検定が有効に行えており、式 (1.2.3) が十分に信頼できる結果と思われる。また、周辺単純支持板だけの実験データに対して棄却検定した場合も式 (1.2.5) および式 (1.2.6) とほぼ同一の結果が得られた。

解析結果から得られた耐荷力曲線を表す式 (1.2.1) と、実験結果からの式 (1.2.3) では、ほとんど差がないことから式 (1.2.7) を圧縮板の耐荷力の平均値曲線とした。その曲線を図 1.2.1 に示す。また、下限値曲線を式 (1.2.8) に示す。

$$\frac{N_u}{N_Y} = \begin{cases} 1, & R \leq 0.7 \\ (0.7/R)^{0.86}, & 0.7 < R \end{cases} \dots\dots\dots (1.2.7)$$

$$\frac{N_u}{N_Y} = \begin{cases} 1, & R \leq 0.5 \\ (0.5/R)^{0.80}, & 0.5 < R \end{cases} \dots\dots\dots (1.2.8)$$

解析と実験の双方からの平均値曲線がほぼ一致し、その耐荷力曲線は、安全性を考えた上で限界幅厚比パラメータ R_{cr} が 0.7 以上において現行の道示の圧縮板の耐荷力曲線よりも上げられることが確認された。限界状態設計法に対しては、SGST Format⁹⁾に従って式(1.2.7)を公称抵抗強度とすればよい。下界係数 X に含まれる係数 $k_R = 1.65$ として、実験データに基づいて抵抗係数 ϕ を求めると 0.847 となった。ただし、文献9)に従えば、

$$\phi = \phi_1(1 - k_R V_R) M_m \cdot F_m \cdot P_m \dots\dots\dots (1.2.9)$$

ここに、

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} \dots\dots\dots (1.2.10)$$

$\phi_1 = 1.0, k_R = 1.65, M_m = 1.15, F_m = 1.00, V_M = 0.11, V_F = 0.05$ 。また、 P_m と V_P については、式(1.2.7)と実験データより得られた値、 $P_m = 1.004, V_P = 0.1073$ を用いた。ところで、ミルシート付きの構造用鋼材について統計調査を行った文献10)の結果によれば、SM41(板厚 $t : 6mm < t \leq 40mm$) の場合、 $M_m = 1.30, V_M = 0.13$ より、 $\phi = 0.927$, SM50(板厚 $t : 6mm < t \leq 40mm$) の場合、 $M_m = 1.22, V_M = 0.11$ より、 $\phi = 0.898$ となる。

なお、非超過確率5%点については、式(1.2.2)および式(1.2.4)からわかるように、実験データから得られる耐荷力曲線は解析データから得られる曲線より低い強度評価を与え、むしろ文献1)における式(8.17)または式(8.18)で与えられる下限値曲線に近いものになる。

(2) ひずみ硬化の影響

ここでは、弾塑性有限変位理論に基づき、有限要素法を用いて、初期不整およびひずみ硬化を有する鋼板の極限強度特性を解明することを目的として実施した研究¹¹⁾について述べる。

表 1.2.1 圧縮板のパラメータ

幅厚比パラメータ :

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

= 0.3, 0.4, 0.5

ただし、 $k = 4.0, E = 2.1 \times 10^6 (kg/cm^2), \nu = 0.3$

鋼種 : SS41, SM50, SM50Y, SM58

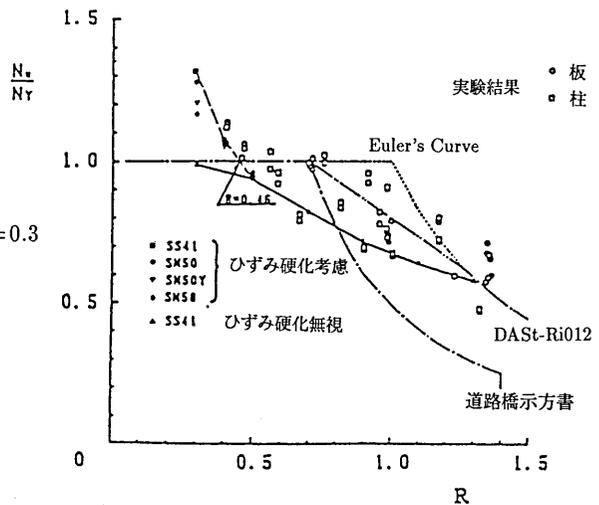


図 1.2.4 ひずみ硬化を考慮した極限強度曲線

表 1.2.1 に示すように鋼種と幅厚比パラメータ R をパラメータとして解析した結果を、図 1.2.4 に示す。破線は文献12)に基づくひずみ硬化を考慮しない場合の解析結果である。点線は Euler の曲

線、1点鎖線および2点鎖線は道示およびDASt指針012(以下、DAStと呼ぶ)の基準耐荷力曲線である。ひずみ硬化を考慮することによって極限強度の上昇が期待できる R の範囲はどの鋼種についても0.5付近より小さい領域である。 R が0.5以下では、ひずみ硬化を考慮した解析結果は極限圧縮荷重 N_u が降伏荷重 N_Y を越える実験結果の下限値となっている。 $R=0.4, 0.5$ は、極限強度の鋼種による差はほとんど無いが、 $R=0.3$ の場合、SS41材で極限強度は1.31、SM58材で1.17となり、降伏応力度が小さい鋼材ほどひずみ硬化の影響が顕著である。これは降伏点の高い鋼種ほど引張強さと降伏点の比が小さいためと考えられる。道示では、後座屈強度が考慮されていないが、実際には R の大きな領域では後座屈強度が期待出来る。道示、DAStとも $N_u/N_Y=1$ となる限界幅厚比パラメータは $R_{cr}=0.7$ となるが、ひずみ硬化を考慮しても $N_u/N_Y=1$ を確保できる幅厚比パラメータは $R_{cr}=0.46$ 付近にすぎない。実験値もこのことを示している。

(3) 種々の境界条件をもつ圧縮板

圧縮板の基本境界条件は周辺単純支持である。これは、弾性座屈理論においては個々の境界条件にしたがって座屈係数を求めて幅厚比パラメータ R を計算するだけで、共通の座屈強度曲線が得られるためである。文献1)では弾塑性有限変位解析法に基づいて、①周辺単純支持板、②周辺固定支持板、③3辺単純支持1辺自由の板、④3辺固定支持1辺自由の板について、下限値に相当する極限強度曲線が得られている。 $N_u/N_Y=1$ となる限界幅厚比パラメータは共通して $R_{cr}=0.5$ であるが、極限強度の下限値曲線は、 R で整理しても境界条件によって変化する。

(4) 今後の検討課題

周辺単純支持板については、基本強度の統一評価の観点から十分な成果が得られた。これは、箱形短柱の耐荷力評価を行う上でも利用できるものと考えられる¹³⁾。今後、種々の境界条件を有する圧縮板について同様の調査を実施し、圧縮板全般にわたって基本強度の統一化をはかることが残された課題である。

1.2.3 面内曲げと圧縮を受ける板

(1) 極限強度の評価法

面内曲げと圧縮を受ける鋼板について、数値計算により得られた極限強度¹⁴⁾をもとにして、極限強度の相関曲線と純圧縮および純曲げを受ける場合の極限強度曲線を用いて、面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法^{15),16)}について述べる。本評価法は、限界状態設計法において、極限強度に基づく鋼構造板要素の基本強度を評価する観点から貢献できるものとする。

a) 極限強度曲線

図1.2.5に示す載荷方法および表1.2.2に示す断面に関するパラメータに基づいて、純圧縮および純曲げを受ける鋼板の極限強度を求めた。極限強度については $\varphi=0$ (純圧縮)のとき N_u/N_Y 、 $\varphi=2$ (純曲げ)のときは M_u/M_Y で表す。ただし、 N_u ：極限圧縮荷重、 $N_Y=\sigma_Y bt$ 、 M_u ：極限面内曲げモーメント、 $M_Y=\sigma_Y b^2 t/6$ である。図1.2.6に最小2乗法を用いて次式(1.2.9)に示す近似式を利用すると精度よく表される。

$$\frac{N_u}{N_Y} \text{ or } \frac{M_u}{M_Y} = \left(\frac{R_{cr}}{R} \right)^\beta \dots\dots\dots (1.2.11)$$

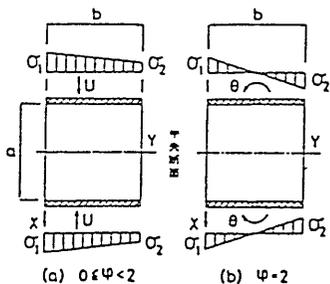


図 1.2.5 荷重方法

表 1.2.2 面内曲げと圧縮を受ける板の

パラメータ

・幅厚比パラメータ：

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

ただし、無補剛板の弾性座屈係数

$$k = \begin{cases} 8.4/(\psi + 1.1), & 0 \leq \psi \leq 1 \\ 10\psi^2 - 6.27\psi + 7.63, & -1 \geq \psi < 0 \end{cases}$$

応力比 $\psi = 1 - \varphi$

・応力勾配： $\psi = (\sigma_1 - \sigma_2)/\sigma_1$

・板パネルの縦横比： a/b

この近似式で極限強度を表すと式(1.2.12)~(1.2.15)のようになった。

i) $\sigma_{rc}/\sigma_Y = -0.4, \varphi = 0$ の場合

$$\frac{N_u}{N_Y} = \left(\frac{0.453}{R} \right)^{0.495} \leq 1.0 \dots\dots\dots (1.2.12)$$

ii) $\sigma_{rc}/\sigma_Y = 0, \varphi = 0$ の場合

$$\frac{N_u}{N_Y} = \left(\frac{0.451}{R} \right)^{0.511} \leq 1.0 \dots\dots\dots (1.2.13)$$

iii) $\sigma_{rc}/\sigma_Y = -0.4, \varphi = 2$ の場合

$$\frac{M_u}{M_Y} = \left(\frac{1.21}{R} \right)^{0.420} \leq 1.5 \dots\dots\dots (1.2.14)$$

iv) $\sigma_{rc}/\sigma_Y = 0, \varphi = 2$ の場合

$$\frac{M_u}{M_Y} = \left(\frac{0.790}{R} \right)^{0.594} \leq 1.5 \dots\dots\dots (1.2.15)$$

ここで、 R_{cr} は式(1.2.12)~(1.2.15)において右辺が1となる限界幅厚比パラメータ、 σ_{rc} は残留圧縮応力度である。

式(1.2.12)~(1.2.15)の極限強度曲線を図1.2.6に実線で表す。 $\varphi = 0$ の場合、残留応力の有無にかかわらずほとんど同じ曲線になるが、 $\varphi = 2$ の場合、残留応力のある方が残留応力のない方より極限強度が大きく、 R が増すにつれその差は大きくなる。これは、圧縮縁の残留引張応力度が極限強度に有利に作用するためである¹⁴⁾。また、図中には宇佐美¹⁷⁾の弾性有限変位解析結果に基づく耐荷力曲線を破線で併せて示した。宇佐美は箱形断面の腹板を対象として圧縮縁の垂直応力度 σ_1 が σ_Y に達した時点で腹板が終局限界に達するという仮定を用いて耐荷力を評価しているため、ここで得られた極限強度とは必ずしも一致しない。しかし、 $\varphi = 2$ の場合は応力勾配により圧縮縁の応力が最も大きいため、上述の破壊の仮定を使用しても、 $M_u/M_Y \leq 1$ の範囲において残留応力のない場合の極限強度曲線と良く一致することがわかる。

b) 極限強度の相関曲線

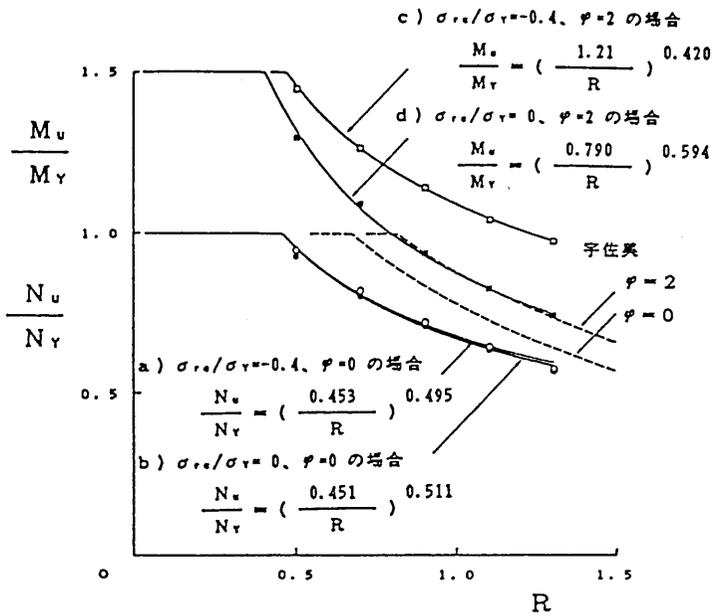


図 1.2.6 純圧縮または純曲げ時の極限強度曲線

図 1.2.7 と図 1.2.8 に残留応力がある場合および残留応力がない場合の極限強度の相関曲線を示す。縦軸 N_u^* は、極限圧縮荷重 N_u を純圧縮応力作用時の極限圧縮荷重 $(N_u)_{\phi=0}$ で無次元化した値、横軸 M_u^* は極限面内曲げモーメント M_u を純曲げ応力作用時の極限面内曲げモーメント $(M_u)_{\phi=2}$ で無次元化した値である。すなわち、

$$N_u^* = N_u / (N_u)_{\phi=0} \dots\dots\dots (1.2.16)$$

$$M_u^* = M_u / (M_u)_{\phi=2} \dots\dots\dots (1.2.17)$$

図中のプロットした記号が解析結果を示し、実線が式 (1.2.18) で表す極限強度の相関曲線である。幅厚比パラメータ R を 0.5, 0.9, 1.3 と変化させている。

ここで、式 (1.2.18) に示す極限強度の相関曲線の指数 p, q に影響を与えるパラメータとして R だけを考え、各々の p, q より最小 2 乗法を用いて p, q を R の 2 次式で表すと精度がよく、式 (1.2.19) および式 (1.2.20) のようになった。

$$(N_u^*)^p + (M_u^*)^q = 1 \dots\dots\dots (1.2.18)$$

i) $\sigma_{rc}/\sigma_Y = -0.4$ のとき

$$\begin{aligned} p &= 0.468 * R^2 - 1.63 * R + 2.00 \dots\dots\dots (1.2.19) \\ q &= 0.041 * R^2 + 0.340 * R + 0.974 \end{aligned}$$

ii) $\sigma_{rc}/\sigma_Y = 0$ のとき

$$\begin{aligned} p &= 0.782 * R^2 - 1.77 * R + 1.88 \dots\dots\dots (1.2.20) \\ q &= -0.250 * R^2 + 0.523 * R + 0.968 \end{aligned}$$

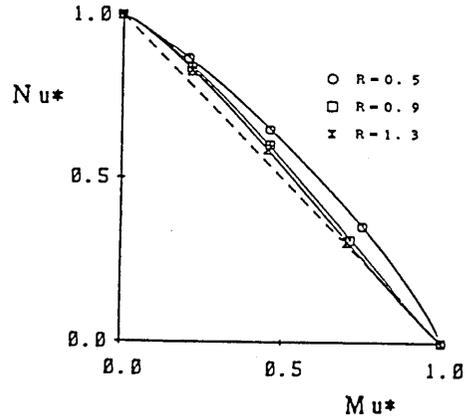
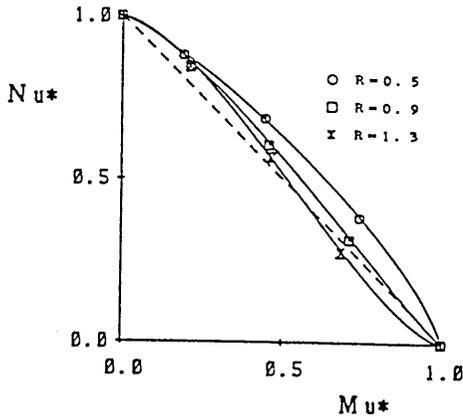


図 1.2.7 極限強度の相関曲線 (残留応力あり) 図 1.2.8 極限強度の相関曲線 (残留応力なし)

式(1.2.18)の近似式を使って求めた N_u と M_u がどれだけの精度を有するかを調べた。その結果、残留応力がある場合、最大でも $\pm 1.1\%$ の誤差しかないのがわかった。残留応力がない場合は、もっと精度が良く $\pm 0.7\%$ 以内の誤差であった。また、 R および φ で整理して誤差の影響を調べた結果、 R と φ に無関係であるのがわかった。面内曲げと圧縮を受ける板について、幅厚比パラメータ R だけをパラメータとして、式(1.2.18)で示される極限強度の相関曲線を用いると、 R と φ に無関係に精度よく耐荷力を評価できることがわかる。

(2) 極限強度の平均値曲線

圧縮板に比較すると、面内曲げを受ける鋼板に関する有効な実験データは皆無に近い状態である。そこで、ここでは理論的研究成果に基づいて、極限強度の平均値曲線を求めた¹⁸⁾。残留応力と初期たわみをそれぞれ独立に乱数として発生させ、予め求めておいたこれら両初期不整と極限強度の関係を示す敏感度曲線から、極限強度を統計量として処理した。初期不整の統計量としては、実橋または実物大模型による実測データ^{5),19),1)}を利用した。得られた極限強度の平均値および非超過確率5%点を表す曲線それぞれ式(1.2.21)および(1.2.22)に示す。

$$\frac{M_u}{M_Y} = \left(\frac{1.04}{R} \right)^{0.716} \leq 1.5 \dots\dots\dots (1.2.21)$$

$$\frac{M_u}{M_Y} = \left(\frac{1.00}{R} \right)^{0.720} \leq 1.5 \dots\dots\dots (1.2.22)$$

図 1.2.9 にこれら両式を実線および一点鎖線で表す。また、比較の意味で式(1.2.14)および(1.2.15)をそれぞれ破線および二点鎖線で図中に示した。両初期不整が極限強度に複雑な影響を与えるため、極限強度の平均値および非超過確率5%点を表す曲線は、 $R = 0.8$ 付近で式(1.2.14)と交差し、 R が大きくなるにつれ、式(1.2.15)に漸近する。平均値から標準偏差の1.65倍を引いた ($M - 1.65S$) 曲線は、ばらつきが小さいため、式(1.2.22)とほぼ一致した。なお、現状では、実験データに基づいて抵抗係数 ϕ を求めることができないので、圧縮板で求められた抵抗係数 $\phi = 0.847$ を用いることにする(付録参照)。

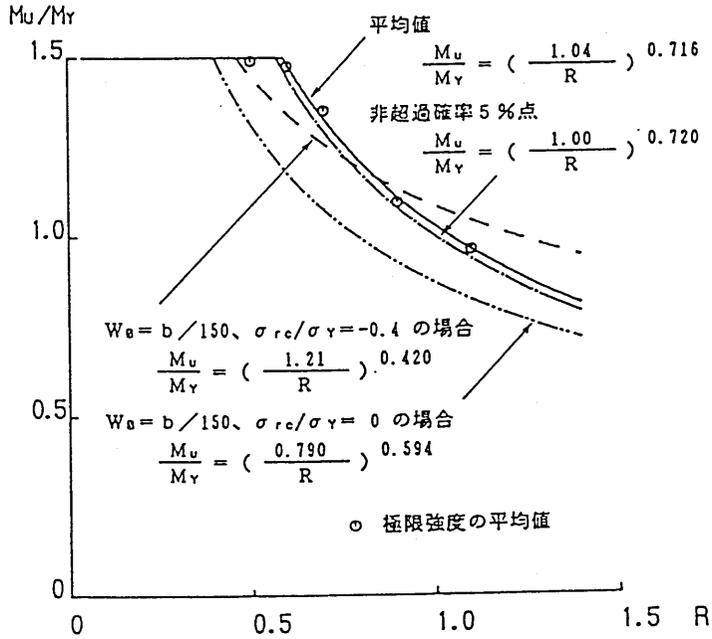


図 1.2.9 純曲げを受ける板の極限強度の平均値曲線

(3) 極限強度の平均値相関曲線

面内曲げと圧縮力の組合せをパラメータに加え、極限強度を統計的に評価し、極限強度の平均値を求めた。得られた極限強度のヒストグラムの一例を図 1.2.10 に示す。図中の記号 K_u は面内曲げと圧縮の組合せ力が作用するときの極限強度の指標で次式で表される。

$$K_u = \frac{N_u}{N_Y} + \frac{M_u}{M_Y} \dots\dots\dots (1.2.23)$$

式(1.2.7) および式(1.2.21) で示される極限強度の平均値を用いて、極限強度の相関曲線を描くと図 1.2.11 のようになる。最小自乗法を用いると、図中の曲線は次式で表される。

$$(N_u^*)^{p_m} + (M_u^*)^{q_m} = 1 \dots\dots\dots (1.2.24)$$

$$p_m = 0.274 * R^2 - 1.38 * R + 2.01 \dots\dots\dots (1.2.25)$$

$$q_m = -1.42 * R^2 + 3.31 * R - 0.088$$

(4) 今後の検討課題

極限強度の平均値の相関曲線を利用する評価方法を提示した。今後、平均値に基づく相関曲線の妥当性、ならびにそれらの箱断面部材への適用法^{1),20)}が残された課題である。

1.2.4 純せん断を受ける板

面内組合せ応力を受ける板パネルの設計が行われるとき Chwalla の座屈相関式が用いられるが、その基本となる純せん断応力を受ける板の極限強度は弾性座屈曲線に基づいている。板パネルの対象

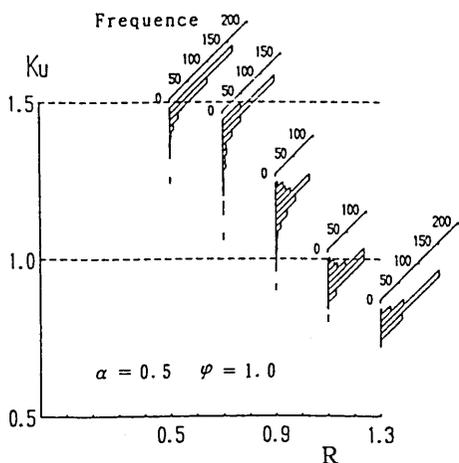


図 1.2.10 面内曲げと圧縮を受ける板の極限強度のヒストグラム

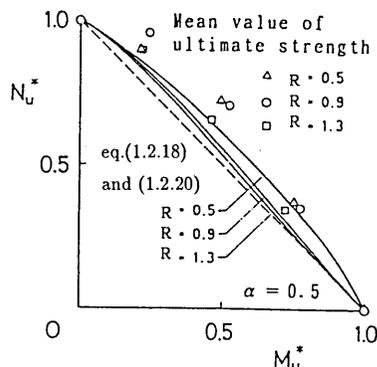


図 1.2.11 面内曲げと圧縮を受ける板の極限強度の平均値の相関曲線

によっては、たとえばプレートガーダの腹板などについては、数々の研究が行われてきたが、設計の際に基本となる純せん断応力状態の鋼板の極限強度特性の解明は十分とは言えない現状にある。

(1) 極限強度曲線²¹⁾

純せん断応力を受ける鋼板の極限強度を表現するパラメータとして、極限状態における節点力より算出される極限平均せん断応力度 $\bar{\tau}_{max}$ を降伏せん断応力度 τ_Y で除した $\bar{\tau}_{max}/\tau_Y$ を採用する。平均せん断応力度 $\bar{\tau}$ は図 1.2.12 に示す板要素の周辺に作用する節点力の総和を周辺の総断面積で除して求める。また降伏せん断応力度 τ_Y は平面問題における von Mises の降伏条件より、垂直応力度 σ_x, σ_y を零として求められ、 $\tau_Y = \sigma_Y/\sqrt{3}$ である。

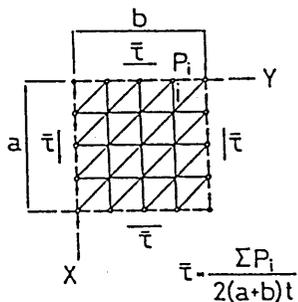


図 1.2.12 板要素と平均せん断応力度

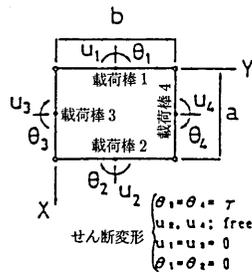


図 1.2.13 载荷棒と自由度

板の断面寸法に関するパラメータとしては、①縦横比 $\alpha (= a/b)$ ②幅厚比 b/t があげられる。この2つのパラメータに加えてさらに鋼種の相違による影響も考慮できる様に、次式に示す幅厚比パラメ

ータと座屈係数を考える。

$$R_\tau = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\tau_Y 12(1-\nu^2)}{E\pi^2 k}} \dots\dots\dots (1.2.26)$$

$$k = \begin{cases} 5.34 + 4.0/\alpha^2 & (\alpha \geq 1) \\ 4.0 + 5.34/\alpha^2 & (\alpha < 1) \end{cases} \dots\dots\dots (1.2.27)$$

せん断変形の導入に際し、図 1.2.13 に示すように解析モデルの板要素の周辺に面内曲げ剛性無限大の荷棒を取り付ける。パラメータ α を考慮出来る式 (1.2.26) に示す R_τ を用いて計算結果をプロットした図 1.2.14 では、弾性座屈曲線は 1 本で表現出来る。 α の値による極限強度の相違は顕著でなく、計算結果と弾性座屈曲線の交点についてはいずれの場合も $R_\tau = 1.15$ となった。また極限強度は一本の曲線で表現できるようである。ここで最小 2 乗法により図中の実線で示す式 (1.2.28) を得た。

$$\frac{\bar{\tau}_{max}}{\tau_Y} = \left(\frac{0.486}{R_\tau} \right)^{0.333} \leq 1, \quad 0.486 \leq R_\tau \leq 2 \dots\dots\dots (1.2.28)$$

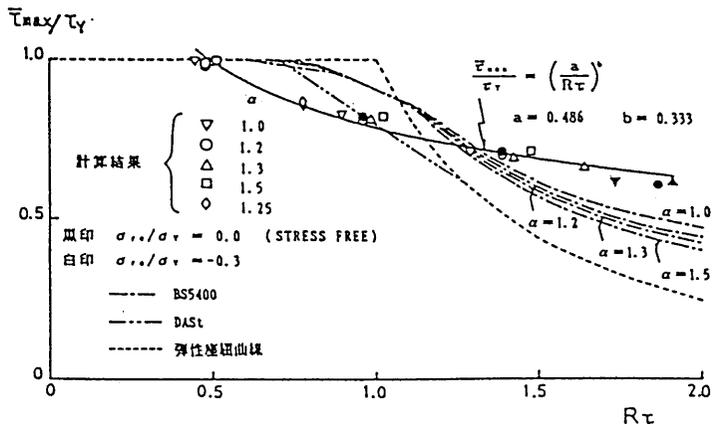


図 1.2.14 純せん断を受ける板の極限強度曲線

(2) 極限強度の平均値曲線

圧縮板に比較すると、せん断を受ける鋼板に関する有効な実験データはほとんど得られていない。そこで、ここでは理論的研究成果に基づいて、極限強度の平均値曲線を求めた²²⁾。残留応力が極限強度の与える影響が小さい²¹⁾ ことから、初期たわみのみを乱数として発生させ、予め求めておいた初期たわみと極限強度の関係を示す敏感度曲線から、極限強度を統計量として処理した。初期たわみの統計量としては、実橋による実測データ⁵⁾ を利用した。得られた極限強度の平均値および非超過確率 5% 点を表す曲線それぞれ式 (1.2.29) および (1.2.30) に示す。

$$\frac{\bar{\tau}_{max}}{\tau_Y} = \left(\frac{0.611}{R_\tau} \right)^{0.315} \leq 1, \quad 0.611 \leq R_\tau \leq 2 \dots\dots\dots (1.2.29)$$

$$\frac{\bar{\tau}_{max}}{\tau_Y} = \left(\frac{0.610}{R_\tau} \right)^{0.391} \leq 1, \quad 0.611 \leq R_\tau \leq 2 \dots\dots\dots (1.2.30)$$

図 1.2.15 にこれら両式を実線および一点鎖線で表す。また、比較の意味で式 (1.2.28) および平均値から標準偏差の 1.65 倍を引いた ($M-1.65S$) 曲線をそれぞれ破線および二点鎖線で図中に示した。初期の影響による極限強度のばらつきは、幅厚比パラメータが増加するに従い大きくなる。極限強度の平均値曲線と式 (1.2.28) で与えられる極限強度曲線との差は、幅厚比パラメータにかかわらずほぼ一定である。極限強度の非超過確率 5% 点を表す曲線は、幅厚比パラメータが大きくなるにつれ、平均値曲線 (1.2.29) から式 (1.2.28) に漸近する。なお、現状では実験データに基づいて抵抗係数 ϕ を求めることができないので、圧縮板で求められた抵抗係数 $\phi=0.847$ を用いることにする (付録参照)。

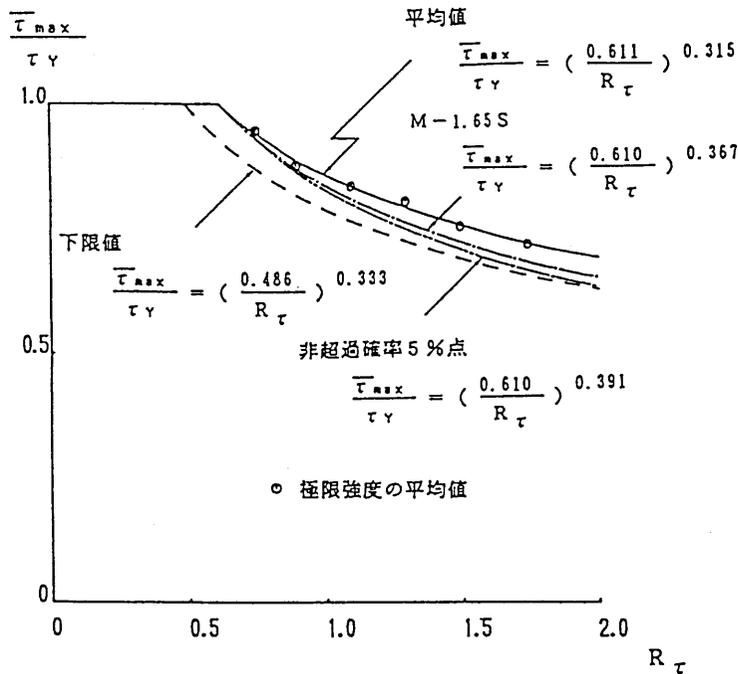


図 1.2.15 純せん断を受ける板の極限強度の平均値曲線

(3) 今後の検討課題

純せん断を受ける鋼板では、極限強度の低下に影響を及ぼす初期不整のうち、残留応力より初期たわみならびにその波形の方が支配的である。図 1.2.14 で示された極限強度曲線は下限値曲線と考えられる。圧縮板の場合と極限強度曲線を比較すると、限界幅厚比パラメータの値はほぼ等しいが、その勾配は純せん断を受ける鋼板の方が緩やかである。さらに、極限強度の平均値曲線を明らかにしたが、純せん断を受ける鋼板に適した抵抗係数を明確にすることが今後の課題である。

1.2.5 面内組合せ荷重を受ける板

(1) 極限強度の相関曲線

連続鋼箱桁橋の中間支点近傍における腹板、また斜張橋の主桁や主塔、および吊橋の主塔などは多数の補剛材を有する補剛板構造になっていて、補剛材で囲まれた板パネルには圧縮応力の他に面内

曲げ応力やせん断応力が組み合わさって作用している。このような面内組合せ荷重下での補剛板の設計においては、補剛材で囲まれた単一パネルの座屈安定性の照査が必ず行われる。ところが道示では、これに対する規定はなく、弾性座屈理論に基づく Chwalla の座屈相関式が解説として示されているのみであるため、Chwalla の座屈相関式と相当応力度の考え方を併用した DAST に基づいて設計せざるを得ない現状にある。したがって、わが国の実情にあったこの種の鋼板の座屈安定性の照査法が、実務設計の立場からも強く望まれている。そこで、組合せ荷重下における板パネルの座屈安定性照査法について、極限強度の立場から考察した²³⁾。

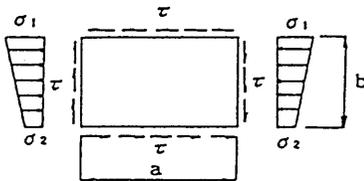


図 1.2.16 面内組合せ荷重を受ける板の解析モデル

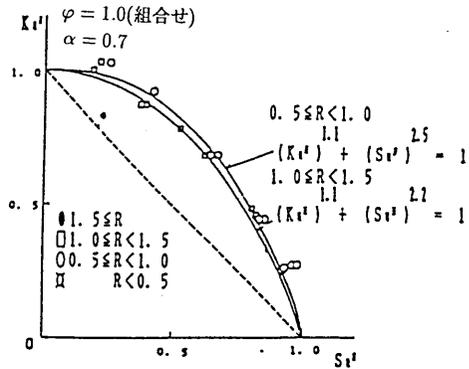


図 1.2.17 極限強度の相関曲線

図 1.2.16 に示すような面内組合せ荷重を受ける板要素を対象として極限強度の相関式を作成する。相関式作成にあたっては、既に提案されている①純圧縮、②純曲げ、③純せん断が作用する時、すなわち次式に示す 3 つの単一荷重を受ける時の極限強度の評価式を参考とする。

$$\left(\frac{N_u}{N_Y}\right)_{\varphi=0} = \left(\frac{0.453}{R_C}\right)^{0.495} \leq 1$$

$$\left(\frac{M_u}{M_Y}\right)_{\varphi=2} = \left(\frac{1.21}{R_B}\right)^{0.420} \leq 1.5 \dots\dots\dots (1.2.31)$$

$$\left(\frac{S_u}{S_Y}\right)_{\sigma=0} = \left(\frac{0.486}{R_S}\right)^{0.333} \leq 1$$

ここで、 R_C, R_B, R_S は、それぞれ圧縮力、面内曲げモーメントおよびせん断力のみが作用する時の幅厚比パラメータである。 $(N_u/N_Y)_{\varphi=0}, (M_u/M_Y)_{\varphi=2}, (S_u/S_Y)_{\sigma=0}$ は、それぞれ $\varphi = 0$ つまり圧縮力のみ、 $\varphi = 2$ つまり面内曲げモーメントおよびせん断力のみが作用する時の極限荷重を初期降伏荷重で無次元化したパラメータである。次に面内曲げと圧縮を受ける場合の極限強度の相関式は次式で与えられる。

$$\cdot (N_u^*)^p + (M_u^*)^q = 1 \dots\dots\dots (1.2.32)$$

$$p = 0.468R_{BC} - 1.63R_{BC} + 2.00 \dots\dots\dots (1.2.33)$$

$$q = 0.041R_{BC} - 0.34R_{BC} + 0.974$$

ここで、

$$\begin{aligned}
 N_u^* &= \left(\frac{N_u}{N_Y} \right)_\varphi / \left(\frac{N_u}{N_Y} \right)_{\varphi=0} \dots\dots\dots (1.2.34) \\
 M_u^* &= \left(\frac{M_u}{M_Y} \right)_\varphi / \left(\frac{M_u}{M_Y} \right)_{\varphi=2}
 \end{aligned}$$

また、 φ は断面力比を表すパラメータで、次式に示す通りであり、弾性状態では道示の応力勾配に等しい。

$$\varphi = \frac{2(M_u/M_Y)}{(N_u/N_Y) + (M_u/M_Y)} \dots\dots\dots (1.2.35)$$

R_{BC} は、圧縮力と面内曲げが作用する時の幅厚比パラメータである。 φ を与えると式(1.2.35)より $(N_u/N_Y)_\varphi$ が求められる。すなわち、

$$(M_u/M_Y)_\varphi = (\varphi/(2-\varphi))(N_u/N_Y)_\varphi \dots\dots\dots (1.2.36)$$

$$\left\{ \frac{(N_u/N_Y)_\varphi}{(N_u/N_Y)_{\varphi=0}} \right\}^p + \left\{ \frac{(\varphi/(2-\varphi))(N_u/N_Y)_\varphi}{(M_u/M_Y)_{\varphi=2}} \right\}^q - 1 = 0 \dots\dots\dots (1.2.37)$$

これらより、式(1.2.31)から(1.2.37)を用いて、次式に示すように面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度が評価できる。

$$(K_u)_\varphi = \left(\frac{N_u}{N_Y} \right)_\varphi + \left(\frac{M_u}{M_Y} \right)_\varphi \dots\dots\dots (1.2.38)$$

したがって、相関曲線は式(1.2.39)で与えることにする。

$$(K_u^*)^r + (S_u^*)^s = 1 \dots\dots\dots (1.2.39)$$

ここに

$$\begin{aligned}
 K_u^* &= \frac{K_u}{(K_u)_\varphi} \dots\dots\dots (1.2.40) \\
 S_u^* &= \frac{S_u/S_Y}{(S_u/S_Y)_{\sigma=0}}
 \end{aligned}$$

$N_u/N_Y, M_u/M_Y, S_u/S_Y$ は、それぞれ面内組合せ荷重が作用した場合に数値計算結果より得られる圧縮力、面内曲げモーメントおよびせん断力を初期降伏荷重で無次元化したパラメータである。 K_u は次式で表される。

$$K_u = \frac{N_u}{N_Y} + \frac{M_u}{M_Y} \dots\dots\dots (1.2.41)$$

以上のようにして得られた K_u^* を縦軸に、 S_u^* を横軸に配し R の値別に相関関係をプロットして、 φ の値別に整理してみた。その結果のうち $\varphi=1$ の場合について図 1.2.17 に示す。

(2) 今後の検討課題

図 1.2.18 は、DAS_t によって評価される耐荷力と数値計算により求まる極限強度を、相当応力度の考えに基づいた σ_v を σ_Y で無次元化した値 $(\sigma_v/\sigma_Y)_{DAS_t}$ を用いて比較したものである。ここで、 $(\sigma_v/\sigma_Y)^*$ は、数値計算により求まる極限強度である。これより次のことがわかる。① 幅厚比パラメ

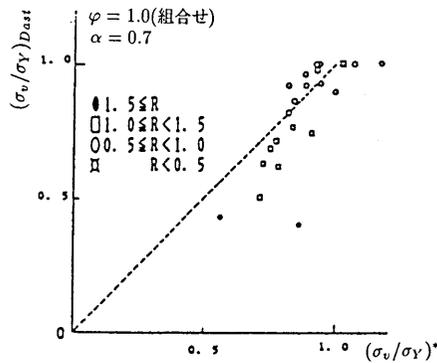


図 1.2.18 数値計算結果との比較

ータ R が大きいところでは、DAS_t の耐荷力評価は安全側であるが $0.5 \leq R < 1.0$ では $\varphi = 2.0$ を除いて全体的に危険側である。② φ の値が大きくなると $(\sigma_v/\sigma_Y)^*$ が、 (σ_v/σ_Y) を上回る傾向が大きくなり DAS_t はかなり安全側の設計をしていることになる。

これより、解析データのみならず、系統的に実施された実験データに基づいて、面内組合せ荷重を受ける鋼板の極限強度の評価法を確立させることが必要である。

1.2.6 あとがき

鋼板要素の基本強度について判断するとき、各国の設計規準における耐荷力曲線だけを比較することは、あまり意味を持たない。それは、設計が荷重と抵抗強度および安全性を確保するための諸係数のバランスで成り立っているからである。

しかし、限界状態設計法を推進するためには、わが国の実情に沿って正確な抵抗強度を把握することが必要不可欠である。本報告の成果がその一助となれば幸いである。

本報告をまとめるにあたり、大阪大学 福本嘯士 教授ならびに名古屋大学 伊藤義人 助教授に圧縮板の実験データの提供をはじめ、ご教示とご助言を賜った。また、大阪大学 西村宣男 教授には種々のご便宜をはかって頂いた。ここに、深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会編：座屈設計ガイドライン，土木学会，昭和 62 年 10 月。
- 2) 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，大阪大学学位論文，昭和 61 年 12 月。
- 3) 北田俊行：圧縮板の設計耐荷力曲線の統一化について，第 40 回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-79，1985 年 9 月。
- 4) 土屋義浩・奈良 敬・森脇良一：圧縮板の耐荷力曲線の統一化への試み，第 43 回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-107，1988 年 10 月。
- 5) 小松定夫編：鋼橋部材の形状初期不整と耐荷力の統計学的研究，JSSC，Vol.16，No.170，pp.10-43，1980 年 4 月。
- 6) Komatsu, S. and Nara, S. : Statistical Study on Steel Plate Members, Journal of Structural Engineering, Proc. ASCE, Vol.109, No.4, pp.977-992, Apr., 1983.

- 7) Itoh, Y. and Fukumoto, Y. : Basic Compressive Strength of Steel Plates from Test Data, Proc. of JSCE, No.340, pp.129-139, 1984.
- 8) Itoh, Y. : Ultimate Strength Variations of Structural Steel Members, Doctoral Thesis, Presented to Nagoya University, November, 1984.
- 9) 東海鋼構造研究グループ：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用，橋梁と基礎，Vol.14, No.11, pp.33-41/No.12, pp.38-44, 1980年.
- 10) 青木博文・村田耕司：構造用鋼材の降伏点，引張強さおよび降伏比に関する統計的調査，日本建築学会論文報告集，第335号，pp.157-166, 1984年1月.
- 11) 奈良 敬・出口恭司・小松定夫：ひずみ硬化を考慮した圧縮板の極限強度について，構造工学論文集，Vol.33A, pp.141-150, 1987年3月.
- 12) 小松定夫・北田俊行：初期不整を有する圧縮板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文報告集，第270号，pp.1-14, 1978年2月.
- 13) 中井 博・北田俊行・酒造敏広：圧縮を受ける薄肉箱形短柱の終局強度特性と終局強度算定法に関する研究，Vol.31A, pp.65-77, 1985年3月.
- 14) 奈良 敬・小島治雄・津田 真・小松定夫：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文集，第386号/I-8, pp.275-283, 1987年10月.
- 15) 奈良 敬・津田 真・福本嘯士：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究，土木学会論文集，第392号/I-9, pp.259-264, 1988年4月.
- 16) Nara, S. and Fukumoto, Y. : Ultimate Strength of Steel Plates under In-Plane Bending and Compression, Der Stahlbau, J.57, H.6, S.179-185, 1989.
- 17) Usami, T. : Post-Buckling of Plates in Compression and Bending, Journal of Structural Division, Proc. ASCE, Vol.108, No.ST3, pp.591-609, March, 1982.
- 18) Nara, S. and Fukumoto, Y. : Etude statistique de la resistance ultime des plaques enacier sollicitées dans leur plan, Construction Metallique, No.3, 1991, pp.15-24.
- 19) 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.
- 20) 石原広幸・奈良 敬・森脇良一：曲げを受ける薄肉箱形断面の極限強度に関する研究，第44回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-45, 1989年10月.
- 21) 奈良 敬・出口恭司・福本嘯士：純せん断応力を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文集，第392号/I-9, pp.265-271, 1988年4月.
- 22) 今牧修二：純せん断を受ける鋼板の極限強度の評価法に関する研究，岐阜大学卒業論文，1990年2月.
- 23) 石川 孝・奈良 敬・森脇良一：面内組合せ荷重を受ける鋼板の極限強度の相関曲線に関する考察，第43回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-106, 1988年10月.

付録. 抵抗係数について

本稿では、統計的に評価できるほど実験データが得られていないことから、面内曲げおよびせん断を受ける鋼板については、その抵抗係数を圧縮板で得られたものを採用し、 $\phi = 0.847$ とした。ここでは、理論的研究成果に基づき、抵抗係数について考察した結果について述べることにする。

圧縮板の極限強度の平均値曲線および下限値曲線を表す式(1.2.7)および(1.2.8)より、 $R = 0.7$ における下限値と平均値の比は0.764である。極限強度の平均値および非超過確率5%点の曲線を表す式(1.2.1)および(1.2.2)より、 $R = 0.7$ における非超過確率5%点と平均値の比は0.894である。いずれも $R = 0.7$ においてその比は最小となる。

付表1.2.1 面内荷重と抵抗係数

面内荷重	強度	②/①	P_M	V_P	ϕ
圧縮	① 式(1.2.1)	$R = 0.7$ のとき 0.894	1.004	0.1073	0.847
	② 式(1.2.2)				
曲げ	① 式(1.2.21)	$R = 1.0$ のとき 0.972	1.000	0.0283	0.915
	② 式(1.2.22)				
せん断	① 式(1.2.29)	$R_\tau = 1.0$ のとき 0.963		0.0378	0.910
	② 式(1.2.30)	$R_\tau = 1.4$ のとき 0.938			

一方、面内曲げの場合、極限強度の平均値および非超過確率5%点の曲線を表す式(1.2.21)および(1.2.22)より、 $R = 1.04$ において非超過確率5%点と平均値の比は最小値0.972をとる。せん断の場合には、極限強度の平均値および非超過確率5%点の曲線を表す式(1.2.26)および(1.2.27)より、 $R = 1.0$ において非超過確率5%点と平均値の比は0.963、 $R = 1.4$ において0.938となる。これより、面内曲げおよびせん断を受ける鋼板の場合、設計係数 P の変動係数 V_P は、それぞれ圧縮板の場合の変動係数のたかだか $(1 - 0.972)/(1 - 0.894)$ 倍および $(1 - 0.938)/(1 - 0.894)$ 倍である。設計係数の平均値 P_M については、圧縮板の場合の $P_M = 1.004$ より、 $P_M = 1.00$ と仮定して抵抗係数 ϕ を求めた結果を付表1.2.1に示す。面内曲げおよびせん断を受ける鋼板の極限強度のばらつきが圧縮板の場合に比して小さいことから、これらの抵抗係数は圧縮板のものより大きくなるのがわかる。面内荷重の種類による抵抗係数の適切な評価については、今後の実験的調査を待たなければならない。

なお、圧縮板の極限強度の下限値が降伏強度に等しくなる場合($R \leq 0.5$)、式(1.2.9)で定義される抵抗係数 ϕ は、 $P_m = 1.00, V_P = 0.00$ として計算すれば良い。その他のパラメータについて実験データより得られた値を用いて計算すれば、 $\phi = 0.921$ となる。また、文献10)のデータを用いると、SM41の場合で $\phi = 1.001$ となる。

1.3 1 方向圧縮を受ける補剛板要素の基本強度

1.3.1 圧縮補剛板

(1) はじめに

道路橋示方書(以下「道示」と呼ぶ)に規定される必要剛比 γ_N に等しい縦補剛材で補剛された圧縮板については、数多くのパラメトリック解析が実施された³⁾ほか、初期たわみを統計量として確率論的に耐荷力評価を行った結果が既に報告されている⁴⁾。その結果を図1.3.1に示す。図1.3.1(a)中における(M-S)曲線は、実験データに基づき、極限強度の平均値 M から標準偏差 S を引いて得られた曲線⁵⁾である。建設省土木研究所で実施された実験結果⁶⁾と非超過確率5%点に相当する解析結果を図1.3.2に示す。これより、非超過確率5%点が実験値の下限を捉えていることがわかる。

道示に基づいた圧縮補剛板の設計における大きな問題点としては、次の2つを挙げることができる。①弾性座屈理論により導かれる必要剛比の妥当性。②必要剛比以上の剛比 γ をもつ補剛材で補剛された場合の強度上昇効果の無視。問題点①については、圧縮補剛板の耐荷力曲線を圧縮板のそれよりも $0.5 < R < 1.0$ において低下させることで対処し、必要剛比の吟味が成されていない。問題点②については、設計の自由度を制限し、合理的設計の実現を著しく困難にしている。このような現状を踏まえて、問題点①に対しては、極限強度に基づいた最小剛比の考え方を示した⁷⁾。そこで、特に問題点②に対して極限強度の立場から圧縮補剛板の耐荷力評価法について考察を試みた⁸⁾。解析モデルは図1.3.3に示すように多くの縦補剛材を有する無限連続補剛板モデル(以下「多リブモデル」と呼ぶ)である。

(2) 圧縮補剛板の耐荷力評価法

a) 耐荷力の評価法に関する考察⁸⁾

箱桁橋の圧縮フランジのように縦補剛材本数の比較的多い補剛板の耐荷力を、できるだけ簡単な方法を用いて評価するには、細長比パラメータを利用して柱として評価する方法が有効である。ここでは、このことに着目して次の2つの評価法について考察を試みた。

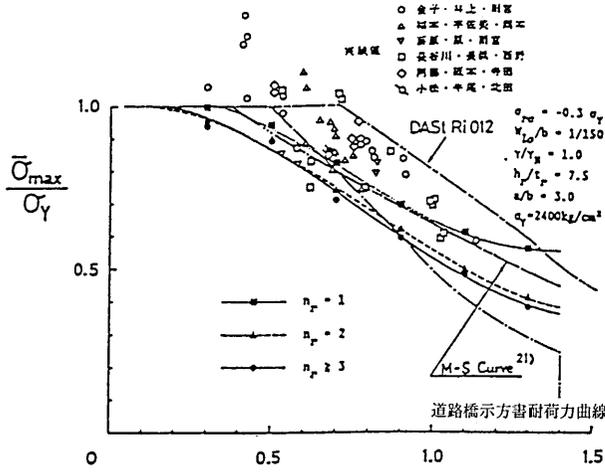
i) 板パネルの有効幅を考慮した細長比パラメータ λ_e を用いる方法

縦補剛材と縦補剛材間の板パネルから成る多リブモデルにおいて、有効幅の概念により板パネルの有効幅部分と縦補剛材から成る断面の細長比パラメータ λ_e を計算し、極限強度 N_u/N_Y との関係を調べた。ただし、

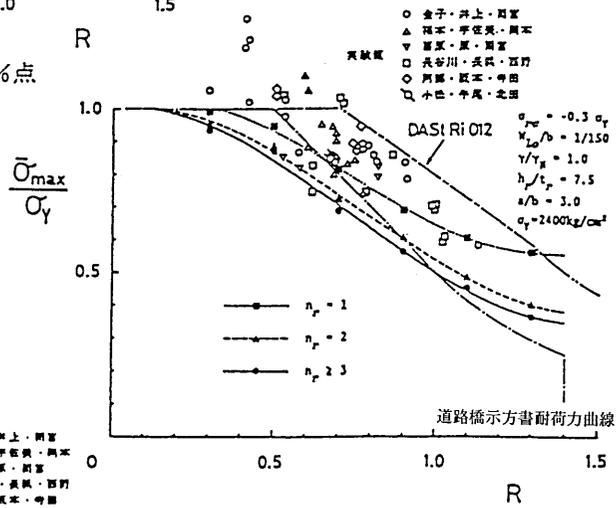
$$\begin{aligned} \lambda_e &= \sqrt{\sigma_Y / \sigma_{cr}} \\ &= (1/\pi)(\ell/r)\sqrt{\sigma_Y/E} \dots\dots\dots (1.3.1) \end{aligned}$$

ℓ : 横補剛材間隔(= a)、 E : ヤング係数、 r : 断面2次半径(= $\sqrt{I_C/A_C}$)、 N_u : 極限圧縮荷重、 N_Y : 降伏荷重、

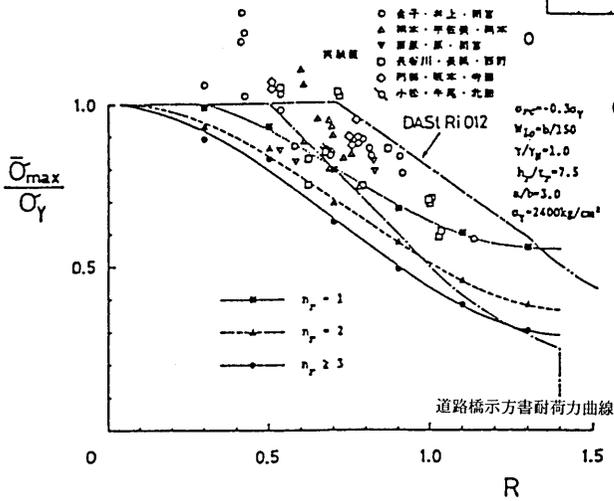
$$\begin{aligned} I_C &= (h_r^3 t_r - b_e t^3)/3 - e^2 A_C \\ A_C &= b_e t + h_r t_r \dots\dots\dots (1.3.2) \\ e &= (h_r^2 t_r - b_e t^2)/2A_C \end{aligned}$$



(a) 非超過確率 10%点



(b) 非超過確率 5%点



(c) 非超過確率 1%点

図 1.3.1 圧縮補剛板の極限強度曲線

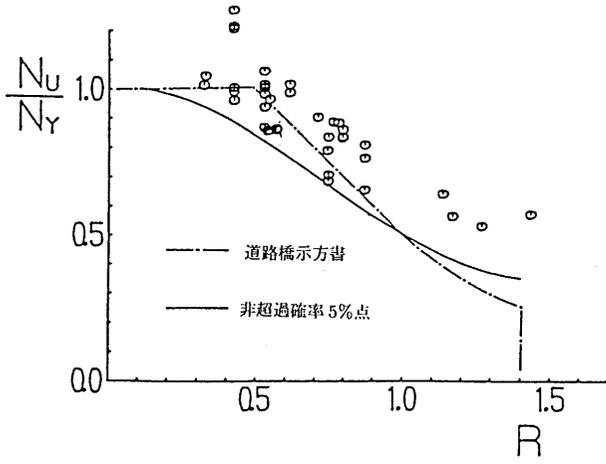


図 1.3.2 実験結果と解析データの非超過確率5%点

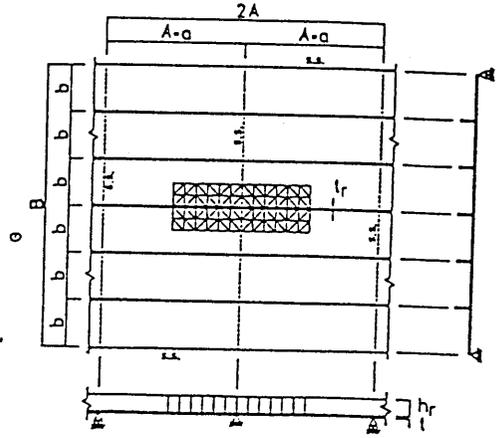
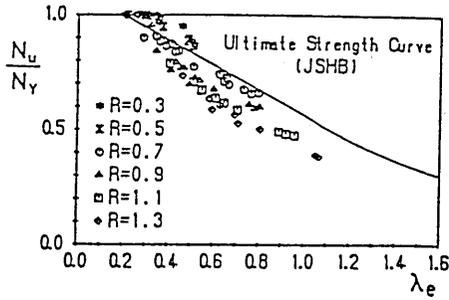
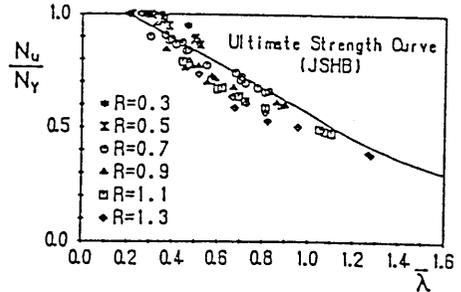


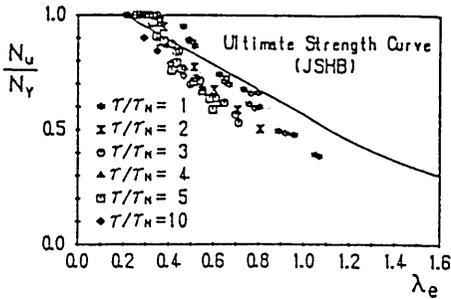
図 1.3.3 圧縮補剛板の解析モデル



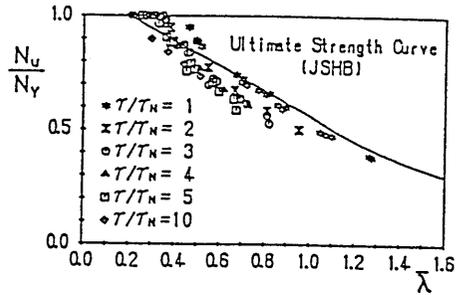
(a) 有効幅を考慮した細長比パラメータ、
幅厚比パラメータと極限強度



(c) 有効幅を無視した細長比パラメータ、
幅厚比パラメータと極限強度



(b) 有効幅を考慮した細長比パラメータ、
開比パラメータと極限強度



(d) 有効幅を無視した細長比パラメータ、
開比パラメータと極限強度

図 1.3.4 極限強度と細長比パラメータ

有効幅 b_e は圧縮板の極限強度の下限值曲線を用いて次式で表される。

$$b_e = \begin{cases} b, & R \leq 0.453 \\ b(0.453/R)^{0.495}, & R > 0.453 \end{cases} \dots\dots\dots (1.3.3)$$

ここに、 ν : ポアソン比、 k : 座屈係数 (=4) とすれば、

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y 12(1-\nu^2)}{E\pi^2 k}} \dots\dots\dots (1.3.4)$$

これより、多リブモデルの極限強度と λ_e の関係を調べた結果を、 R および γ/γ_N 別に図 1.3.4(a) および (b) に示す。図中の実線は道路橋示方書の柱の耐荷力曲線である。両図より、 R および γ/γ_N が大きい程極限強度は低く評価されることがわかる。

ii) 板パネルの有効幅を無視した細長比パラメータ λ を用いる方法

式 (1.3.3) において $b_e = b$ として式 (1.3.1) より計算した細長比パラメータが λ である。極限強度と λ の関係を図 1.3.4(c) および (d) に示す。これらの図より、極限強度に与える R および γ/γ_N の影響が、 λ_e の場合に比較して小さくなっていることがわかる。これは、 λ_e より λ を用いた方が r が小さくなるためであるが、基本的には板パネルの局部座屈の取り扱い方による差異である。有効幅により局部座屈を考慮して λ_e だけで耐荷力曲線を表示する方法では、局部座屈の影響が顕著となる R および γ/γ_N が大きい場合には危険側の評価となる。むしろ λ を用いて、柱の耐荷力曲線からの強度低下を示す局部座屈の影響を評価するパラメータを導入した方が良いと考えられる。

b) 耐荷力評価法の提案^{9),10)}

多リブモデルを用いて弾塑性有限変位解析を実施した結果を式 (1.3.5) で表される細長比パラメータで整理する。

$$\bar{\lambda} = \eta \sqrt{\sigma_Y/E} \cdot \beta a/r \dots\dots\dots (1.3.5)$$

$$\eta = 1/\sqrt{(\sigma_u/\sigma_Y)_{plate}} \dots\dots\dots (1.3.6)$$

$$(\sigma_u/\sigma_Y)_{plate} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.453) \\ (0.453/R)^{0.495} & (R > 0.453) \end{cases} \dots\dots\dots (1.3.7)$$

$$\beta = \begin{cases} 1/(1.164C^{0.251}) & (0 < C \leq 0.54) \\ 1.0 & (0.54 < C) \end{cases} \dots\dots\dots (1.3.8)$$

$$C = (a/B)^3(I_t/I_T) \dots\dots\dots (1.3.9)$$

ここに、 a : 横補剛材間隔、 r : 多リブモデルの断面 2 次半径、 B : 補剛板の全幅、 I_t : 横補剛材の断面 2 次モーメント、 I_T : 多リブモデルの断面 2 次モーメントである。

式 (1.3.7) は、文献 11) に基づく圧縮板の耐荷力曲線である。係数 η によって板パネルの幅厚比パラメータを細長比パラメータに反映させ、板パネルの局部座屈を考慮している。以上より求めた細長比パラメータ $\bar{\lambda}$ と極限強度の関係をそれぞれ γ/γ_N および R 別に整理して図 1.3.5 および図 1.3.6 に

示す。これより、各種パラメータを変化させた解析結果は、ほぼ同一曲線上にのることがわかる。図中の実線は、道示による柱の耐荷力曲線であるが、この曲線は $\bar{\lambda}$ の大きい領域でやや安全側の評価をしているものの、解析結果のほぼ平均値を与えていることがわかる。したがって、SS41の補剛板に対しての極限強度はこの曲線を用いて評価できる。また、鋼種のグレードが上がると、降伏応力度に対して残留応力度の入る割合がSS41に比べて小さくなり、極限強度が上昇する¹⁾。その影響を考慮するために、式(1.3.10)で表わされるような鋼種の影響を評価できる細長比パラメータ $\bar{\lambda}^*$ に修正した。すなわち、多リブモデルの極限強度曲線を式(1.3.11)とした。そして、補剛板の極限圧縮荷重 N_u を式(1.3.12)より計算する。ここで、 A_T は多リブモデルの断面積、 b は板パネル幅、 t は板パネル厚を表す。

$$\bar{\lambda}^* = (2400/\sigma_Y)^{1.2} \cdot \bar{\lambda} \dots\dots\dots (1.3.10)$$

$$\sigma_u/\sigma_Y = \begin{cases} 1.0 & (\bar{\lambda}^* \leq 0.2) \\ 1.109 - 0.545\bar{\lambda}^* & (0.2 < \bar{\lambda}^* \leq 1.0) \\ 1.0/(0.773 + \bar{\lambda}^{*2}) & (1.0 < \bar{\lambda}^*) \end{cases} \dots\dots\dots (1.3.11)$$

$$\tilde{N}_u = [(\sigma_u/\sigma_Y) \cdot n_u \cdot A_T + bt(\sigma_u/\sigma_Y)_{plate}] \cdot \sigma_Y \dots\dots\dots (1.3.12)$$

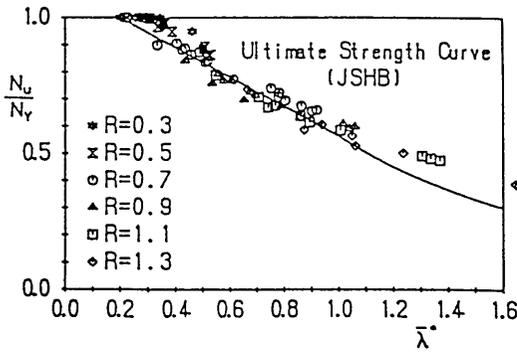


図 1.3.5 新しく導入した細長比パラメータ、
幅厚比パラメータと極限強度

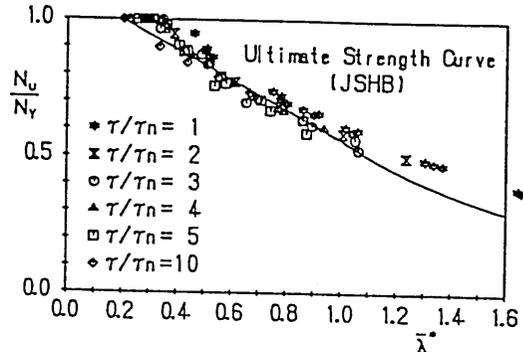


図 1.3.6 新しく導入した細長比パラメータ、
剛比パラメータと極限強度

c) 解析結果との比較

ここでは、上述した耐荷力評価法の精度を検証する。本評価法は、初期不整として、残留圧縮応力度 $\sigma_{rc} = -0.3\sigma_Y$ 、補剛材の初期たわみ $a/1000$ 、板パネルの初期たわみ $b/150$ を想定したものである。したがって、検証に用いた解析データとしては、同等の初期不整を有しかつ γ/γ_N を広範に変化させた数値計算例⁷⁾を採用した。図 1.3.7 および図 1.3.8 に、式(1.3.12)で計算される極限強度の推定値と解析結果の比較を示す。幅厚比パラメータ R および縦補剛材剛比パラメータ γ/γ_N の値にかかわらず、本評価法が弾塑性有限変位解析結果に基づく極限強度を精度良く推定していることがわかる。また、横補剛材を含む縦横補剛板についても同様に検証した。弾塑性有限変位解析法¹²⁾に基づく解析結果と本評価法による極限強度の推定値の比較¹³⁾を図 1.3.9 に示す。横補剛材の剛比パラメータが小さくなると安全側の評価をする傾向にあるが、図 1.3.7 および図 1.3.8 に示す縦補剛材のみの

補剛板の場合に比して少しばらつきが大きくなるものの、推定値は良好な精度をもつものと考えられる。

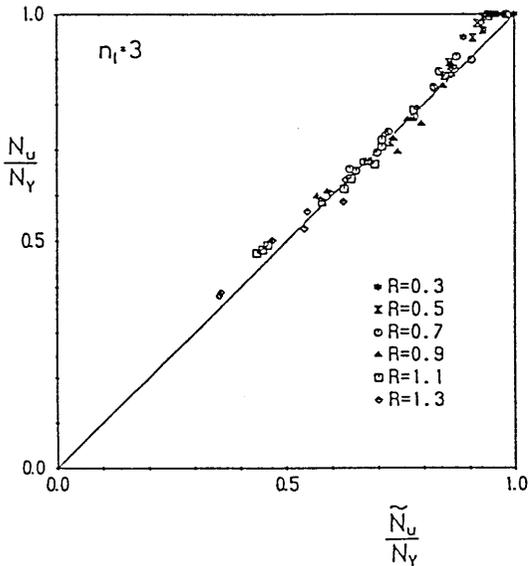


図 1.3.7 推定値と解析結果との比較

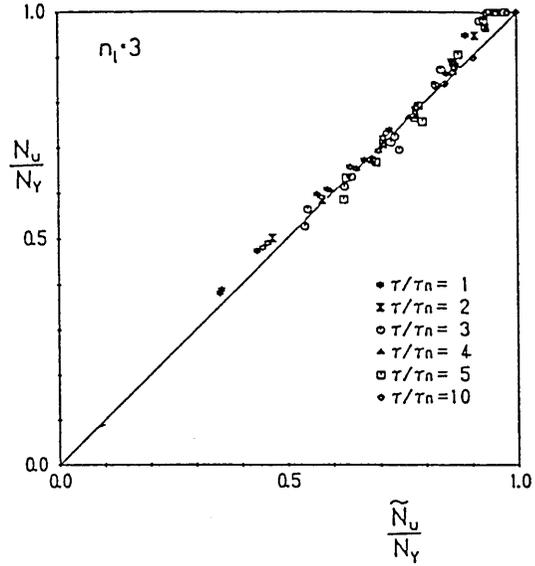


図 1.3.8 推定値と解析結果との比較

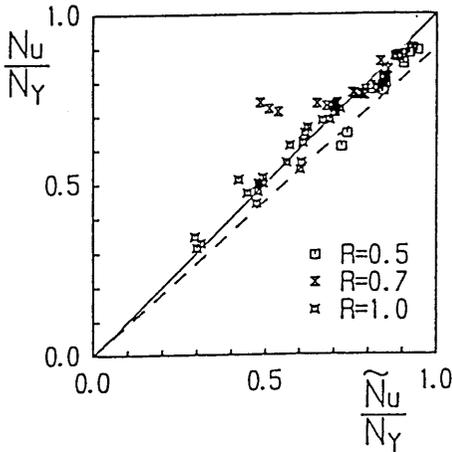


図 1.3.9 推定値と解析結果との比較
(縦横補剛板)

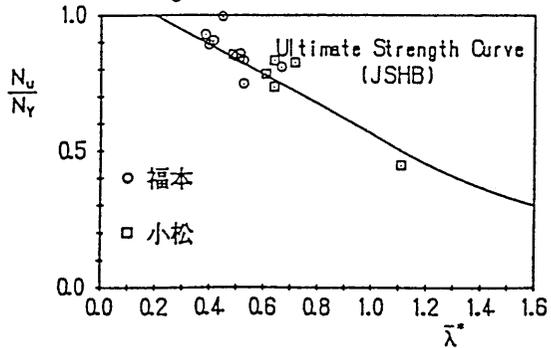


図 1.3.10 推定値と解析結果との比較

d) 実験結果との比較^{9),10)}

純圧縮を受ける補剛板については今まで多くの実験が行われているが、ここでは文献14)より11例、文献15)より6例を選んだ。ただし、実験値は補剛材本数 $n_t = 3, 4$ の場合だけである。これらの実験結果を、式(1.3.11)で与えられる曲線とともに図1.3.10に示す。実験結果が少ないので一概には言えないが、この曲線は、実験結果に対してほぼ下限値を与えていることがうかがえ、比較的精度よく強度が推定されていることがわかる。また、縦横補剛板について、文献16)~19)において実施

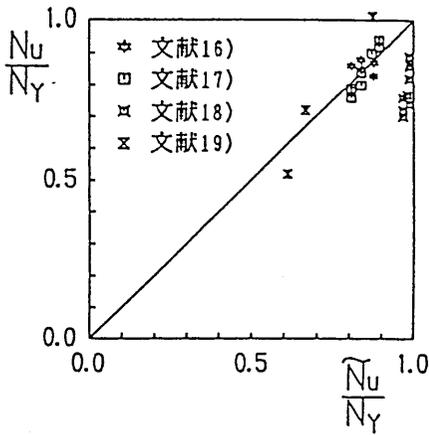


図 1.3.11 推定値と解析結果との比較
(縦横補剛板)

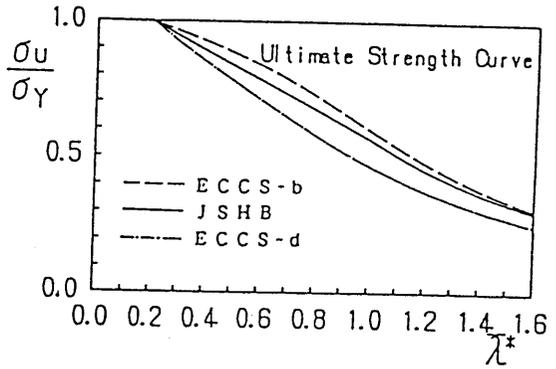


図 1.3.12 多リブモデルの極限強度曲線

された実験データと比較した結果を図 1.3.11 に示す。この結果を見る限り、個々の供試体による極限強度のばらつきよりも、文献毎のばらつきが支配的である。なかでも、文献 18) に示される極限強度は推定値に比してかなり小さい値を与える。

(3) 圧縮補剛板の極限強度の平均値の評価^{20),21)}

先に提案された耐荷力評価法を用いて圧縮補剛板の極限強度の平均値を求める方法について述べる。

a) 耐荷力評価式の提案

これまで、わが国で実施されてきた圧縮補剛板の破壊実験 129 例について統計処理を行い、その極限強度の平均値について考察した結果、式 (1.3.7) および式 (1.3.11) のかわりに次式に示す評価式で極限強度の平均値を推定できることがわかった。

$$(\sigma_u/\sigma_Y)_{plate} = \begin{cases} 1.0 & (R \leq 0.7) \\ (0.7/R)^{0.86} & (R > 0.7) \end{cases} \dots\dots\dots (1.3.13)$$

$$\sigma_u/\sigma_Y = \begin{cases} 1.0 & (\bar{\lambda}^* \leq 0.2) \\ S - \sqrt{S - 4\bar{\lambda}^{*2}/2\bar{\lambda}^{*2}} & (\bar{\lambda}^* > 0.2) \end{cases} \dots\dots\dots (1.3.14)$$

ここに、 $S = 1 + C_{ECCS}(\bar{\lambda}^* - 0.2) + \bar{\lambda}^{*2}$ 、 $C_{ECCS} = 0.339$ である。

式 (1.3.13) は圧縮板の極限強度の平均値曲線を示す。式 (1.3.14) は、図 1.3.12 に示すように柱の耐荷力曲線である ECCS-b 曲線である。また、極限強度の平均値から標準偏差の 1.65 倍を引く (M-1.65S) 曲線は ECCS-d 曲線と与えられることもわかった。このときは、 $C_{ECCS} = 0.765$ である。

b) 実験結果との比較

圧縮補剛板の極限強度の平均値の推定値と実験値を比較した結果を図 1.3.13 および図 1.3.14 に示す。また、縦横補剛板についても同様に比較した結果を図 1.3.15 に示す。これらの図より、縦補剛材

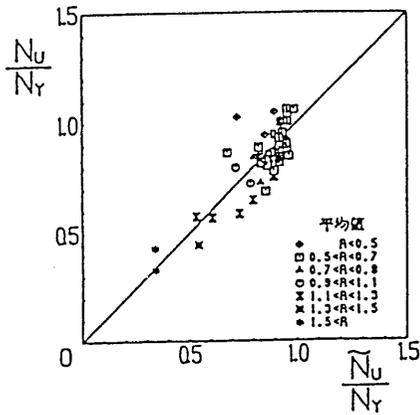


図 1.3.13 推定値と解析結果との比較

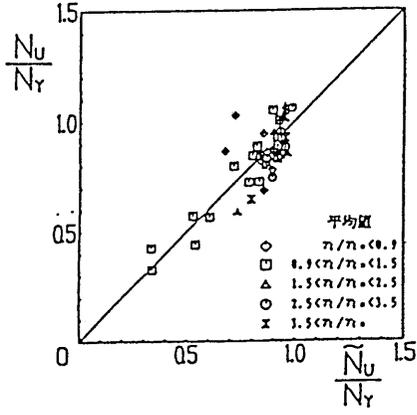


図 1.3.14 推定値と解析結果との比較

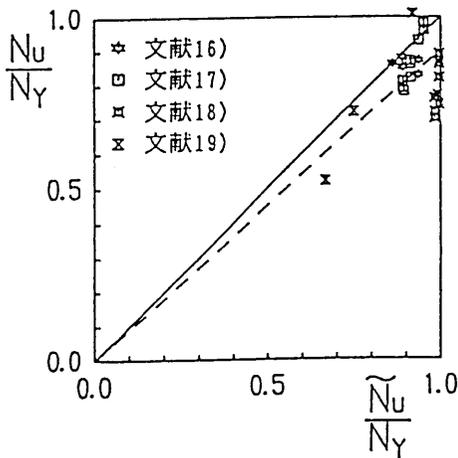


図 1.3.15 推定値と解析結果との比較
(縦横補剛板)

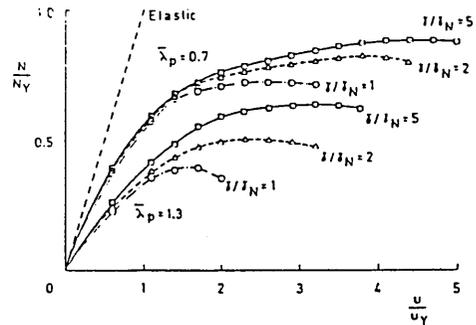


図 1.3.16 圧縮荷重 - 圧縮変位曲線

のみの補剛板については推定値が実験値の平均値を表していることがわかるが、縦横補剛板の場合には文献 18) の結果に引きずられて幾分推定値が実験値に比して高めになっている。

c) 抵抗係数の試算

縦横補剛板に関する実験データがまだ少ないので、ここでは、縦補剛材のみの補剛板について抵抗係数を求めた。式 (1.1.17) または文献 22) に従えば、抵抗係数は次式で表される。

$$\phi = \phi_1(1 - k_R V_R) M_m \cdot F_m \cdot P_m \dots\dots\dots (1.3.15)$$

ここに、式 (1.1.15) より

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} \dots\dots\dots (1.3.16)$$

$$\phi_1 = 1.0, k_R = 1.65, M_m = 1.15, F_m = 1.00, V_M = 0.11, V_F = 0.05.$$

また、 P_m と V_P については、式 (1.3.13) および式 (1.3.14) を用いて計算される推定値と 129 例の実験データより得られた値、 $P_m = 1.023$ 、 $V_P = 0.1442$ を用いた。その結果、 $\phi = 0.811$ となった。

(4) 今後の検討課題

提案式は縦補剛材のみで補剛された圧縮板の極限強度の平均値を精度良く推定する。縦横補剛板については、解析データから得られる平均値曲線は既に求められているので、今後さらに実験データを整備して平均値に基づく評価式を提案したい。また、縦補剛材が横補剛材を貫通して連続していない補剛板²³⁾ や縦補剛材間隔が不等間隔の圧縮補剛板²⁴⁾ についても、その設計法を提案したい。さらに、図 1.3.16 および 1.3.17 に示すように、補剛板の断面パラメータとダクティリティーの関係が明らかにされつつある³¹⁾ が、変形能の指標を設計に取り込む作業が重要である。

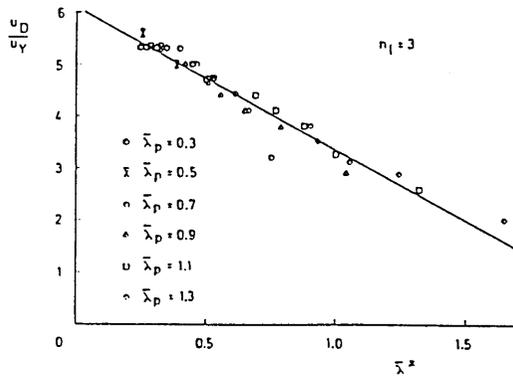


図 1.3.17 圧縮補剛板の変形能

1.3.2 面内曲げと圧縮を受ける補剛板

(1) 極限強度曲線

純圧縮ならびに面内純曲げを受ける補剛板の極限強度の推定法について述べる。純圧縮を受ける補剛板の極限強度については、式 (1.3.12) より N_u/N_Y が計算される。一方、面内純曲げを受ける補剛板の極限強度については、次のように考える²⁵⁾。

縦補剛材が必要剛比を満たす補剛板が純曲げを受ける場合、極限状態での補剛板の膜応力分布は、幅厚比パラメータ R が小さく縦補剛材本数が少ないほど全塑性状態に近づき、 R が大きく n_i が多くなるほど全塑性状態から遠ざかる傾向にある。また、圧縮側は座屈するために、応力分布は圧縮側と引張側で非対称になると思われるが、弾塑性有限変位解析により周辺単純支持された補剛板の全体解析を行った結果、補剛材本数 $n_i \geq 2$ の場合には、圧縮側、引張側でほぼ対称の応力分布形となることが分かった²⁶⁾。これより、その分布形を表す一つの方法として図 1.3.18 に示すようにできるだけ簡単な曲げ応力分布を仮定する。すなわち、端補剛材位置の補剛材を含む板パネルが極限状態に達した時に補剛板全体が極限状態に達すると仮定し、補剛板端部で降伏応力度 σ_Y に達し、端補剛材位置

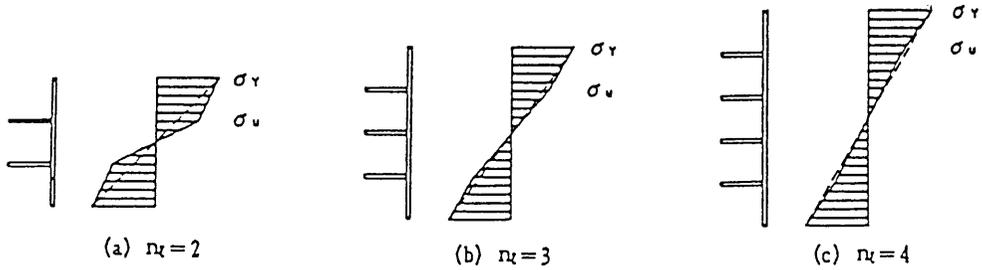


図 1.3.18 面内純曲げを受ける補剛板の応力分布の仮定

表 1.3.1 解析結果との比較

R 純曲げ	n_s	$\bar{\lambda}^*$	$M_{max}(t \cdot m)$ 解析値	M_{max}/M_r	$M(t \cdot m)$ 本法	M_{max}/M 誤差
0.5	2	0.74	155.743	1.4746	135.065	1.15
0.7	2	1.00	195.135	1.3578	169.855	1.15
1.0	2	1.56	327.184	1.1077	290.717	1.13
0.5	3	0.64	407.993	1.3031	379.537	1.07
0.7	3	0.91	273.819	1.1592	257.379	1.06
1.0	3	1.43	454.641	0.9509	423.313	1.07
0.5	4	0.60	695.270	1.1360	709.336	0.98
0.7	4	0.87	357.108	1.0130	362.255	0.99
1.0	4	1.36	583.044	0.8191	579.696	1.01

$$\sigma_y = 2400 \text{ kg/cm}^2$$

では多リブモデルより計算される極限平均圧縮応力度 σ_u に達する折れ線の分布形である。実際の補剛板では、 R が大きい場合、残留応力によって曲げ応力分布がこのように簡単にはならないが、簡易算定法としては十分に極限状態の曲げ応力分布を反映しているものと思われる。多リブモデルの強度 σ_u は式(1.3.11)で計算される。補剛板を弾塑性有限変位解析法を用いて全体解析した結果と本推定法による結果を比較した表 1.3.1 より、次のことがわかった。① $n_s = 2$ の場合は必ずしも良好な一致が得られていないが安全側の評価を与えている。② $n_s = 3, 4$ においては比較的精度よく曲げモーメントを評価している。③ 実際の縦補剛材本数 $n_s \leq 4$ 、設計基準パネル(ここでは圧縮縁のパネル)の幅厚比パラメータ R ($0.5 \leq R \leq 1.0$) の場合にはこの計算により曲げモーメントを推定することが可能であると思われる。④ 道示の規定に基づいて計算される曲げモーメント (M_J) と本推定法との比較を表中最終欄に示す。道示の規定では、曲げモーメントの上限値を降伏モーメントとしているが、本推定法と比較すると、やや低めの耐荷力を与える。

a) 極限強度の相関曲線²⁶⁾

表 1.3.2 に示す解析モデルのパラメータと図 1.3.19 に示す载荷方法を用いて、弾塑性有限変位解析を行った結果、極限強度の相関曲線は式(1.3.17)で示されることがわかった。この曲線は補剛材本

表 1.3.2 解析モデルのパラメータ

- ・幅厚比パラメータ：

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y 12(1-\mu^2)}{E\pi^2 k}}$$
 - ただし、無補剛板の弾性座屈係数

$$k = \begin{cases} 8.4/(\psi + 1.1), & 0 \leq \psi \leq 1 \\ 10\psi^2 - 6.27\psi + 7.63, & -1 \geq \psi < 0 \end{cases}$$
 - 応力比 $\psi = 1 - \varphi/(n_i + i)$
 - ・応力勾配： $\psi = (\sigma_1 - \sigma_2)/\sigma_1$
 - ・縦補剛材本数： n_i
 - ・板パネルの縦横比： α
 - ・縦補剛材の剛比： γ_i/γ_i^*
- ただし、 γ_i^* は圧縮補剛板の最小剛比

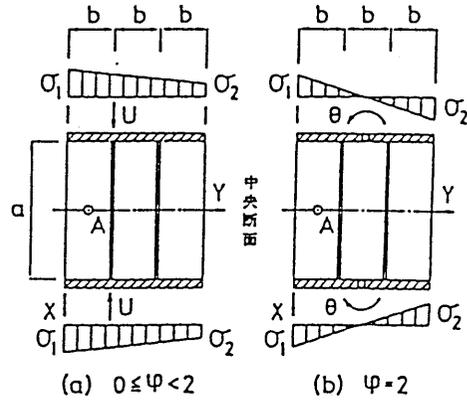


図 1.3.19 荷重方法

数 n_i 、剛比パラメータ γ_i/γ_i^* 、板パネルの縦横比 α によつての変化は少なく、板パネルの幅厚比パラメータ $R(0.5 \leq R \leq 1.0)$ によつて大きく変化することが分かっている。ここでは、この相関式を用いて極限強度の評価を行う。式中の N, M はそれぞれ圧縮荷重、面内曲げモーメントを表し、添字 u, Y は、それぞれ極限状態、降伏状態を表す。 φ は断面力比で式 (1.3.22) で表され、弾性状態では道路橋示方書の応力勾配に等しくなる。ここで、 $\varphi=0$ は純圧縮状態、 $\varphi=2$ は純曲げ状態を表す。

$$(N_u^*)^p + (M_u^*)^q = 1.0 \quad \dots\dots\dots (1.3.17)$$

$$N_u^* = (N/N_Y)/(N_u/N_Y)_{\varphi=0} \quad \dots\dots\dots (1.3.18)$$

$$M_u^* = (M/M_Y)/(M_u/M_Y)_{\varphi=2} \quad \dots\dots\dots (1.3.19)$$

$$p = 3.636R^2 - 6.458R + 3.821 \quad \dots\dots\dots (1.3.20)$$

$$q = -3.392R^2 + 5.571R - 0.961 \quad \dots\dots\dots (1.3.21)$$

$$\varphi = (2M/M_Y)/\{(N/N_Y) + (M/M_Y)\} \quad \dots\dots\dots (1.3.22)$$

$$R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_Y 12(1-\nu^2)}{E \pi^2 k}} \quad \dots\dots\dots (1.3.23)$$

$$k = \begin{cases} 8.4/(2.1 - \varphi) & (0 \leq \varphi \leq 1) \\ 10(1 - \varphi)^2 - 6.27(1 - \varphi) + 7.63 & (1 < \varphi \leq 0) \end{cases} \quad \dots\dots\dots (1.3.24)$$

b) 耐荷力評価法²⁷⁾

極限強度を評価するにあつて、まず純圧縮、純曲げ状態の極限強度を求める。そして、断面力比 φ を用いて式 (1.3.22) より圧縮荷重とモーメントの関係を求め、各々の場合について式 (1.3.17) により面内曲げ圧縮を受ける場合の極限強度を求める。極限強度は数回の収束計算で簡単に求めることができる。本評価法を用いて求めた極限強度と全体解析による極限強度を比較した結果を図 1.3.20 に示す。これより、図中の点線で示される本法は比較的精度よく強度を推定していることが分かる。

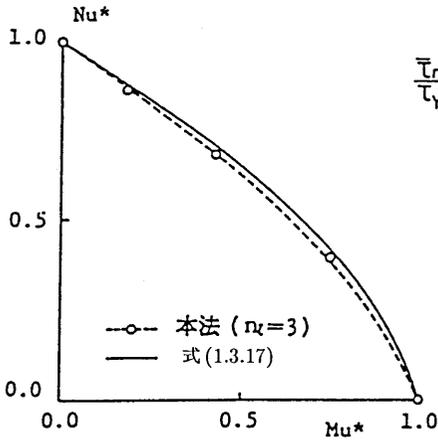


図 1.3.20 極限強度の相関曲線

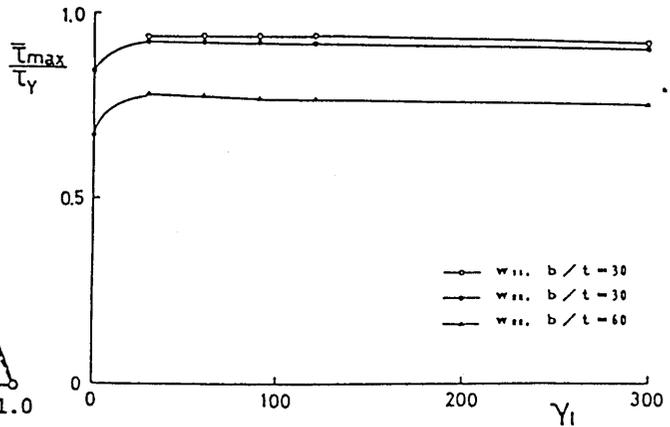


図 1.3.21 剛比と極限強度

c) 今後の検討課題

薄肉箱形断面部材の極限強度を推定するために、本成果の適用性について検討することが必要である。

(2) 純せん断を受ける補剛板²⁸⁾

現在、弾塑性有限変位解析を実施中である。幅厚比および補剛材剛比と極限強度の関係について基礎的資料を得たところである。その一例を図 1.3.21 に示す。

(3) 面内曲げとせん断を受ける補剛板²⁸⁾

現在、弾塑性有限変位解析を実施中である。幅厚比および縦補剛材本数を変化させたときの極限強度の相関曲線の一例を図 1.3.22 に示す。

(4) 面内組合せ荷重を受ける補剛板

この種の補剛板を対象とした弾塑性有限変位解析プログラムが既に開発済みである。これまで数例の実橋の座屈安定性照査に使用されている^{29),30)}が、極限強度の評価式を作成するための調査研究が必要である。

1.3.3 あとがき

補剛板の基本強度を評価する場合、鋼板要素の基本強度のように幅厚比パラメータだけで整理することは不可能である。圧縮および面内曲げを受ける補剛板については、縦補剛材を強度部材とする評価法が提案できた。しかし、補剛材の働きが面内荷重の種類により異なるので、せん断を受ける補剛板については今少し研究データを収集する必要がある。実橋の設計において個別にしか対応できない面内組合せ荷重を受ける補剛板についても、収集データをまとめて発表したい。限界状態設計法を推進するためには、わが国の実情に沿って正確な抵抗強度を把握することが必要不可欠である。本報告の成果がその一助となれば幸いである。

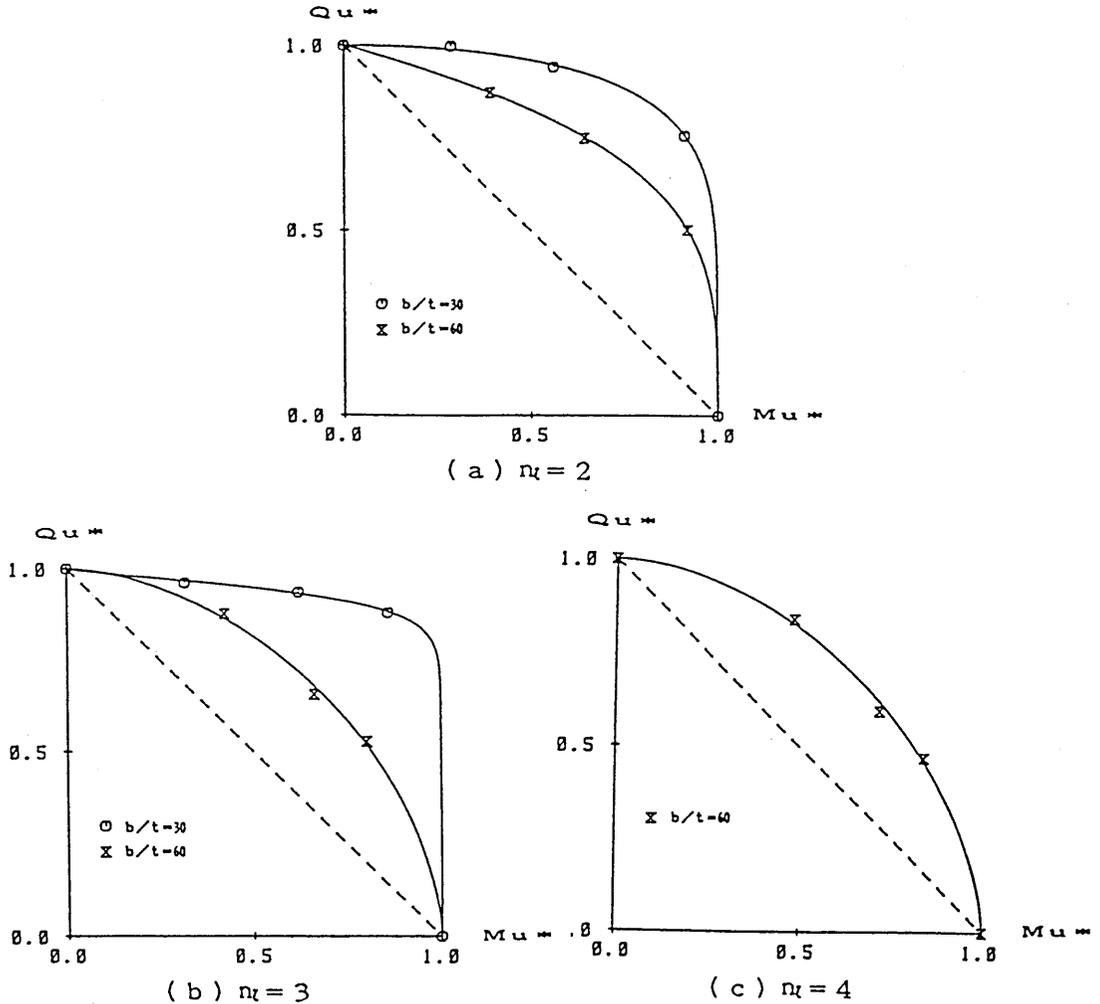


図 1.3.22 極限強度の相関曲線

本報告をまとめるにあたり、大阪大学 福本啓士 教授にはご教示とご助言を賜った。また、大阪大学 西村宣男 教授には種々のご便宜をはかって頂いた。さらに、建設省土木研究所構造橋梁部 藤原稔 部長には補剛板の実験データを提供して頂いた。ここに、深甚の謝意を表します。

参考文献

- 1) 土木学会編：座屈設計ガイドライン，土木学会，昭和62年10月
- 2) 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，大阪大学学位論文，昭和61年12月
- 3) 奈良 敬・小松定夫・北田俊行：連続補剛板の極限圧縮強度特性に関する研究，土木学会論文集，第392号/I-9，pp.273-280，1988年4月
- 4) 奈良 敬・小松定夫：補剛された圧縮板の極限強度曲線に関する統計学的研究，土木学会論文集，第392号/I-9，pp.289-296，1988年4月
- 5) 吉浪康行・大村 裕：実験データより見た補剛板の圧縮耐荷力について，構造工学論文集，Vol.33A，pp.161-170，1987年3月

- 6) 建設省土木研究所構造橋梁部橋梁研究室：補剛板の限界状態，土木研究所資料，第 1779 号，昭和 57 年 2 月
- 7) 奈良 敬・小松定夫・安松敏雄・池田博之：圧縮補剛板の縦補剛材剛比に関する研究，構造工学論文集，Vol.34A，pp.215-210，1988 年 3 月
- 8) 森脇良一・奈良 敬：圧縮補剛板の耐荷力評価について，昭和 62 年度土木学会中部支部研究発表会講演概要集，I-18，1988 年 3 月
- 9) 松永康男・奈良 敬・福本秀士：純圧縮を受ける補剛板の極限強度の評価法，第 43 回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-120，1988 年 10 月
- 10) 森田浩隆・奈良 敬・森脇良一：縦横に補剛された圧縮板の耐荷力評価法に関する研究，第 44 回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-55，1989 年 10 月
- 11) 奈良 敬・小島治雄・津田 真・小松定夫：面内曲げと圧縮を受ける鋼板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文集，第 386 号 /I-8，pp.275-283，1987 年 10 月
- 12) Komatsu, S., Kitada, T. and Nara, S. : Elasto-Plastic Analysis of Orthogonally Stiffened Plates with Initial Imperfections under Uniaxial Compression, Computers & Structures, Vol.11, No.5, pp.429-437, 1980.
- 13) 森田浩隆：縦横に補剛された圧縮板の極限強度特性と耐荷力評価法に関する研究，岐阜大学修士論文，平成 2 年 2 月
- 14) Fukumoto, Y., Usami, T. and Okamoto, Y. : Ultimate Compressive Strength of Stiffened Plates, ASCE Speciality Conference on Metal Bridges, St. Louis, Nov.12-14, 1974.
- 15) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛材を有する圧縮板の極限強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 255 号，pp.47-61，1976 年 11 月
- 16) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行・奈良 敬：縦横に補剛された圧縮板の極限強度に関する実験的研究，土木学会論文報告集，第 288 号，pp.13-28，1979 年 8 月
- 17) 前田幸雄・日笠隆司：補剛板の圧縮耐荷力について (その 1)，第 32 回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-284，1977 年 10 月
- 18) 吉浪康行：補剛板の圧縮強度と設計の合理化に関する研究，広島大学学位論文，昭和 63 年 11 月
- 19) 金井道夫・佐伯彰一：補剛された板の限界状態—実物大供試体による実験的研究，第 34 回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-114，1979 年 10 月
- 20) 村松正義・奈良 敬・森脇良一：圧縮補剛板の耐荷力評価法に関する研究，第 44 回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-56，1989 年 10 月
- 21) 森田浩隆・奈良 敬・森脇良一：縦横に補剛された圧縮板の座屈安定性照査法，平成元年度中部支部研究発表会講演概要集，I-12，1990 年 3 月
- 22) 東海鋼構造研究グループ：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用，橋梁と基礎，Vol.14, No.11, pp.33-41/No.12, pp.38-44, 1980 年
- 23) 奈良 敬・北田俊行・遠藤 港：縦補剛材が横補剛材を貫通して連続していない補剛板の圧縮強度，第 44 回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-54，1989 年 10 月
- 24) 伊藤憲治：圧縮補剛板の補剛材接合法とその極限強度の評価法に関する研究，岐阜大学卒業論文，1990 年 2 月
- 25) 奈良 敬・松永康男・福本秀士：面内曲げを受ける補剛板の極限強度の推定法，昭和 63 年度土木学会関西支部年次学術講演会講演概要，I-11，1988 年 4 月
- 26) 奈良 敬・山田浩幸・松永康男・小松定夫：面内曲げと圧縮応力を受ける補剛板の極限強度特性について，構造工学論文集，Vol.33A，pp.151-160，1987 年 3 月
- 27) 奈良 敬・松永康男・福本秀士：面内曲げと圧縮を受ける補剛板の極限強度の評価法，第 43 回土木学会年次学術講演会講演概要集，I-121，1988 年 10 月
- 28) 松永康男：面内組合せ力を受ける補剛板の極限強度特性に関する研究，大阪大学修士論文，1988 年 2 月

- 29) 小松定夫・奈良 敬・中林正司・奥田嘉久：多数の補剛材を有する腹板の極限強度に関する研究，構造工学論文集，Vol.35A，pp.1019-1030，1989年3月
- 30) 崎元達郎・奈良 敬・小松定夫・北沢正彦：曲げが支配的な主塔を有する長径間斜張橋の耐荷力に関する研究，構造工学論文集，Vol.36A，1990年3月
- 31) Nara, S. and Fukumoto, Y. : Evaluation of Ultimate Strength and Ductility of Longitudinally Stiffened Plates under Uniaxial Compression, Proc. of Annual Technical Session, SSRC, Chicago, Illinois, 15-17, Apr., 1991, pp.391-402.

1.4 2方向面内力を受ける補剛板の極限強度の簡易照査法

1.4.1 まえがき

最近、鋼橋構造物においては、長大化に伴って2方向面内力を受ける補剛板としての座屈照査が必要となる構造要素がよく用いられるようになってきた。たとえば、アーチ橋や斜張橋で採用される幅員の広いデッキ・プレートでは、橋軸方向の面内応力はもちろん、橋軸直角方向の曲げによる面内圧縮応力も無視できなくなり、2方向面内力を受ける補剛板としての座屈安定性照査が必要となる。

図1.4.1には、天保山大橋の鋼床版に発生する2方向の面内応力度の分布状況を示している¹⁾。橋脚 AP_1 の付近では、橋軸方向に最大で約 700kgf/cm^2 の引張応力度、橋軸直角方向には、最大で約 $1,000\text{kgf/cm}^2$ の圧縮応力度が発生しており、中央径間の鋼床版部では、橋軸方向に最大で $1,200\text{kgf/cm}^2$ 程度、橋軸直角方向には最大で 500kgf/cm^2 程度の圧縮応力度が発生していることがわかる。

さらに、図1.4.2には、神崎川ニールセン橋梁の鋼床版に対して実施された有限要素解析の結果の一例として、中央縦桁、縦桁、横桁、および横リブで囲まれた補剛板パネルの面内応力度の分布状況を示す²⁾。橋軸直角方向には最大で 700kgf/cm^2 程度の圧縮応力度、橋軸方向には、アーチリブのタイとして発生する応力を考慮すると、約 500kgf/cm^2 の引張応力度が発生している。

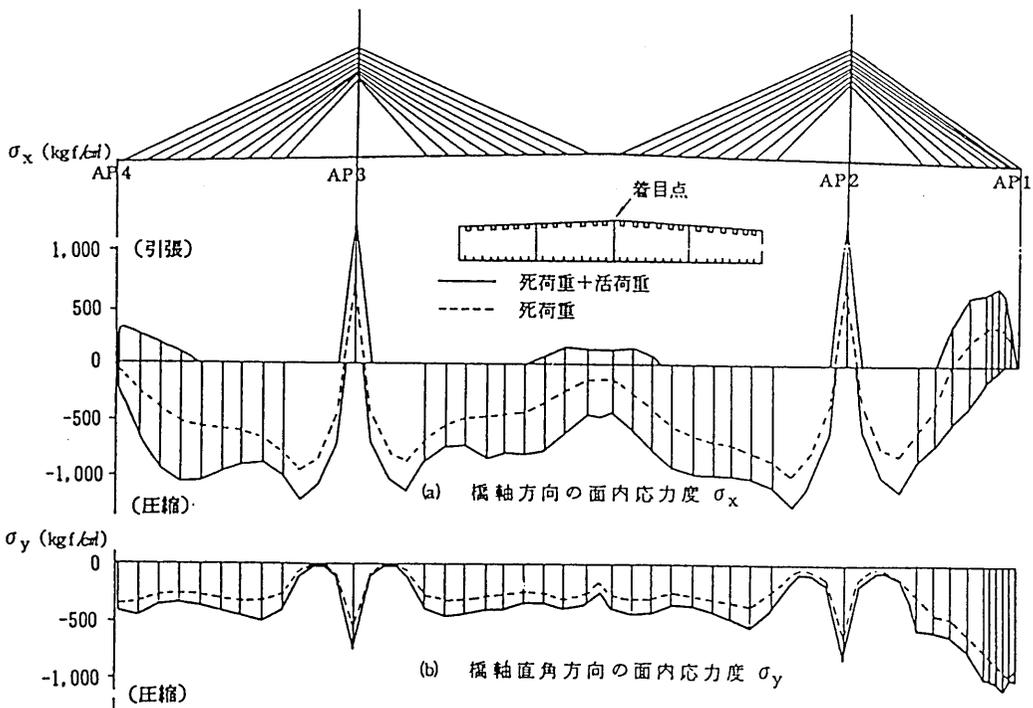


図 1.4.1 天保山大橋の鋼床版の面内応力度 (文献 1))

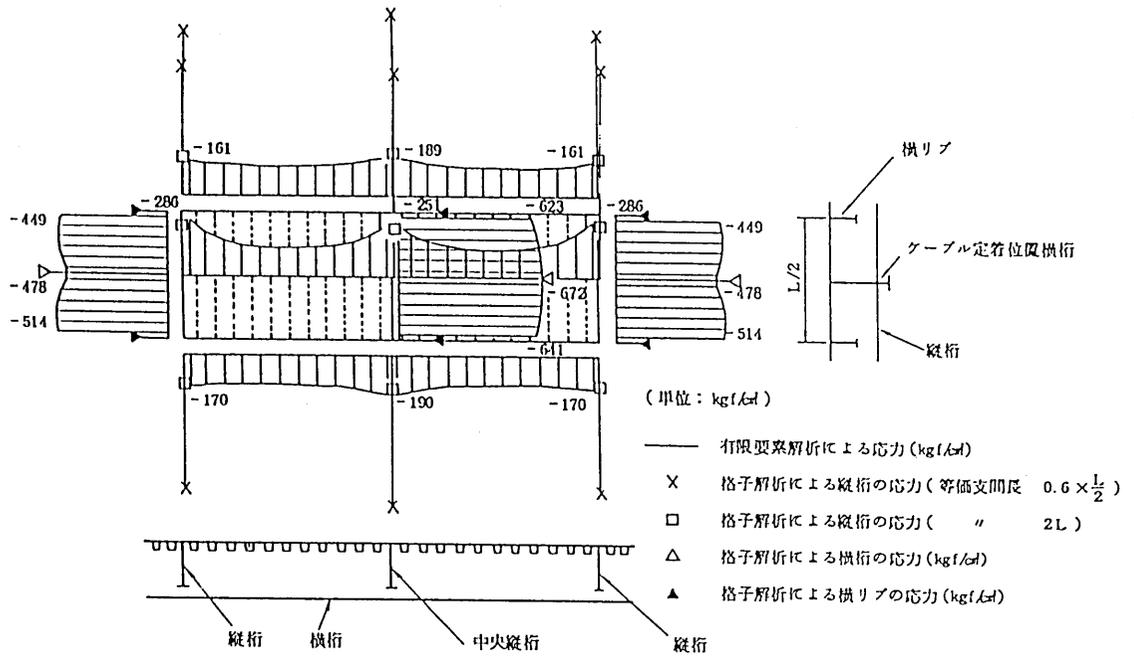


図 1.4.2 神崎川ニールセン橋梁の鋼床版の面内応力度 (文献 2)

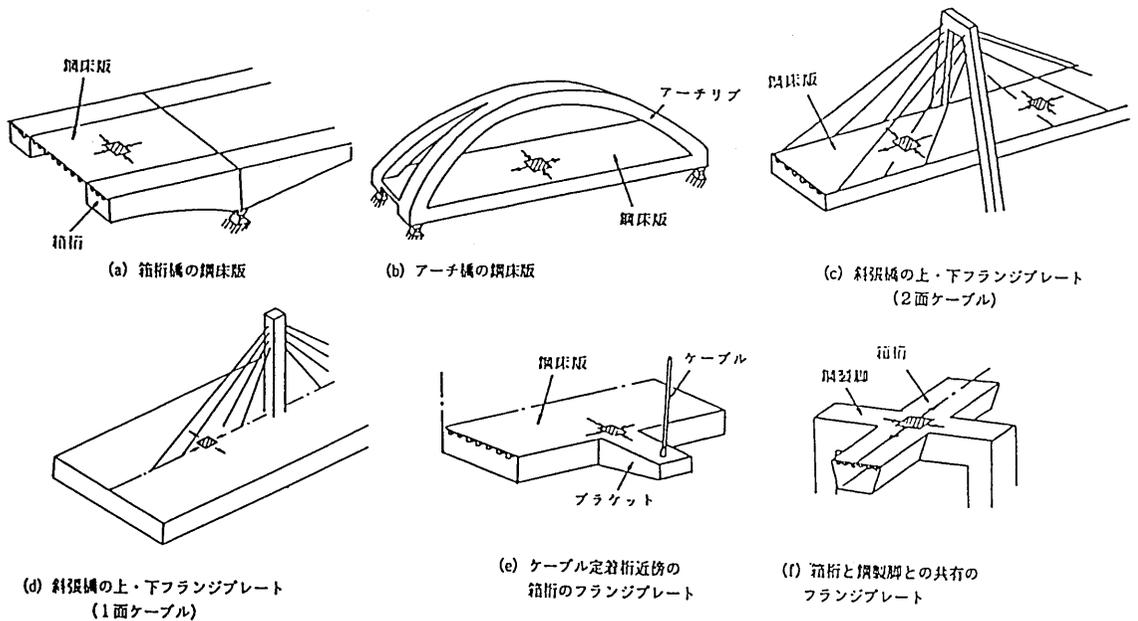


図 1.4.3 鋼橋における2方向面内力を受ける補剛板の例 (文献 3)

表 1.4.1 2 方向面内力を受ける補剛板として座屈照査が行われた
補剛板パネルを有する橋梁 (文献 3))

橋名	橋梁形式	スパン割など (m)	主桁間隔 (m)	図 2.4.3 の分類	最大の横方向圧縮 応力度(kgf/cm ²)	座屈安定性の解析方法	対 策
A	斜張橋	120+350+170	27.6 ~39.6	(c)	1,000	弾塑性有限変位解析と 実験	デッキプレートの板厚 を増大
B	自碇式吊橋	120+300+120	26.5	(c)	540	弾性座屈解析	横リブを追加
C	ニールセン・ローゼ 橋	254	25.5	(b)	600	簡易算定法 ⁷⁾	問題なし
D	ニールセン・ローゼ 橋	150	35.7	(b) , (e)	900	簡易算定法 ⁷⁾ 、弾塑性 有限変位解析と実験	デッキプレートの材質 変更と板厚を増大
E	斜張橋	200+460+200	31.0	(c)	1,000	弾性座屈解析	デッキプレートの板厚 を増大
F	ニールセン・ローゼ 橋	95+255+95	30.3	(b)	560	簡易算定法 ⁷⁾	問題なし
G	2箱桁橋 ⁴⁾	63+117+58	13.2 ~19.1	(a)	800	簡易算定法 ⁷⁾	問題なし
H	3箱桁橋	75+75+75 橋脚幅(32)	2.4	(f)	—	弾性座屈解析	問題なし
I	2箱桁橋	95+136+86 橋脚幅(19)	6.7	(f)	—	弾性座屈解析	問題なし

このように実橋においては、2方向面内力を受ける補剛板がよく用いられるけれども(図 1.4.3 参照)、現行のわが国の道路橋示方書⁵⁾では、2方向面内力を受ける補剛板の設計基準が設けられておらず、表 1.4.1 に示すように、その必要性に応じてケース・バイ・ケースに対処されているのが現状であり、早急に合理的な設計法を確立することが必要であると考えられる³⁾。

2方向面内力を受ける補剛板の設計法としては、現在、BS5400 Part 3⁶⁾に該当指針があり、補剛板の板パネルの耐荷力相関曲線や、縦補剛材の設計法が定められている。しかし、この設計指針では、補剛材の必要最小剛比がかなり大きな値になるなどの問題点がある。

最近、北田・中井・古田・鈴木⁷⁾、および北田・中井・古田^{8),9)}は、弾塑性有限変位理論に基づくパラメトリック解析により、2方向面内力を受ける補剛板パネルの極限強度の相関曲線を作成するとともに、極限強度の簡易計算法を提案している。さらに、簡易計算法の妥当性については、実験による検証も行っている¹⁰⁾。この方法によれば、2方向の作用面内力が与えられると、補剛板の極限強度は、かなり良好な精度で推定することができるとしている。

ここでは、文献 7)~9) の研究成果をもとに、SGST-Format¹¹⁾に従って、2方向面内力を受ける補剛板の極限強度の一簡易照査法を示すとともに、現在における問題点について取りまとめ、この種の補剛板の設計の便に供することを目的とする。

1.4.2 極限強度の簡易計算法

(1) 極限強度相関曲線

文献7)、および8)においては、図1.4.4に示すような縦方向補剛材が4本あるいは2本の補剛板モデルの弾塑性有限変位解析を行い、図1.4.5に示すような極限強度相関曲線を提案している。この相関曲線は、4つの区間からなっている。それぞれの区間の曲線は、次式で与えられる。

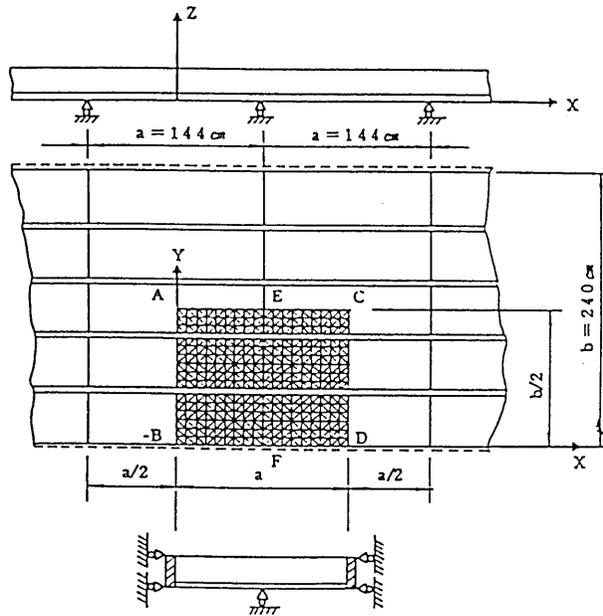


図 1.4.4 数値解析モデル

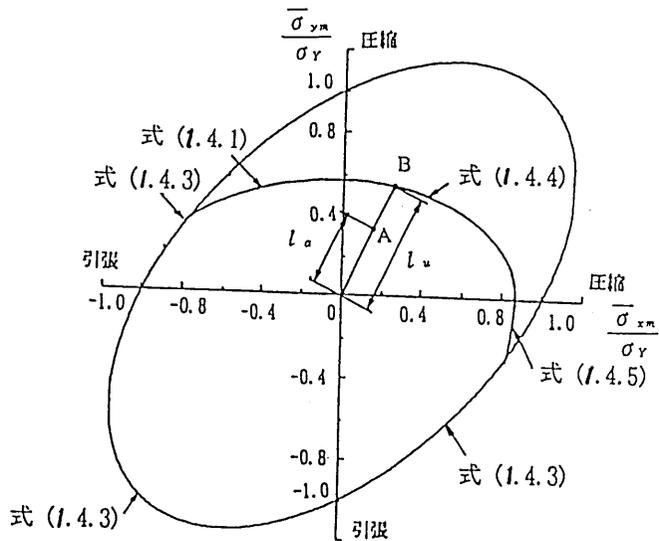


図 1.4.5 極限強度相関図

1) 縦方向に引張を受け、横方向に圧縮の面内力を受ける場合

i. $|\bar{\sigma}_{xm}/\bar{\sigma}_{ym}| \leq \zeta_A$ の場合 :

$$\left(\frac{\bar{\sigma}_{xm}}{\sigma_Y}\right)^2 + \left(\frac{\bar{\sigma}_{ym}}{\sigma_{ymo}}\right)^2 = 1 \dots\dots\dots (1.4.1)$$

ここに、

$$\zeta_A = \left(\frac{\sigma_Y}{\sigma_{ymo}}\right)^2 - 1 \dots\dots\dots (1.4.2)$$

$\bar{\sigma}_{xm}$: 2方向面内力を受ける場合の縦方向の極限応力度

$\bar{\sigma}_{ym}$: 2方向面内力を受ける場合の横方向の極限応力度

σ_y : 降伏点応力度

σ_{ymo} : 横方向圧縮力のみを受ける場合の横方向圧縮強度

なお、 $\bar{\sigma}_{xm}$ 、および $\bar{\sigma}_{ym}$ は、引張応力度を負、および圧縮応力度を正とする。

ii. $|\bar{\sigma}_{xm}/\bar{\sigma}_{ym}| > \zeta_A$ の場合 :

$$\left(\frac{\bar{\sigma}_{xm}}{\sigma_Y}\right)^2 - \left(\frac{\bar{\sigma}_{xm}}{\sigma_Y} \cdot \frac{\bar{\sigma}_{ym}}{\sigma_Y}\right) + \left(\frac{\bar{\sigma}_{ym}}{\sigma_{ymo}}\right)^2 = 1 \dots\dots\dots (1.4.3)$$

2) 2軸圧縮力を受ける場合

$$\left(\frac{\bar{\sigma}_{xm}}{\sigma_{xmo}}\right)^2 + \left(\frac{\bar{\sigma}_{ym}}{\sigma_{ymo}}\right)^2 = 1 \dots\dots\dots (1.4.4)$$

ここに、

σ_{xmo} : 縦方向圧縮力のみを受ける場合の縦方向圧縮強度

3) 縦方向が圧縮で、横方向が引張の面内力を受ける場合

i. $|\bar{\sigma}_{xm}/\bar{\sigma}_{ym}| \leq \zeta_B$ の場合 :

$$\left(\frac{\bar{\sigma}_{xm}}{\sigma_{xmo}}\right)^2 + \left(\frac{\bar{\sigma}_{ym}}{\sigma_Y}\right)^2 = 1 \dots\dots\dots (1.4.5)$$

ここに、

$$\zeta_B = \left(\frac{\sigma_Y}{\sigma_{xmo}}\right)^2 - 1 \dots\dots\dots (1.4.6)$$

ii. $|\bar{\sigma}_{xm}/\bar{\sigma}_{ym}| > \zeta_B$ の場合 :

式(1.4.3)を用いる。

図 1.4.5 の相関曲線を用いれば、 σ_{xmo} と σ_{ymo} が求めれば、2方向面内力を受ける補剛板の極限応力度 $\bar{\sigma}_{xm}$ と $\bar{\sigma}_{ym}$ が計算できる。

(2) 縦方向圧縮強度 σ_{xmo} の簡易計算法

1) σ_{xmo} の簡易計算法

ここで対象とするような幅が広く、アスペクト比が1より小さい補剛板パネルの縦方向圧縮強度は、補剛板としての圧縮強度よりは、1本の補剛材とそれに隣接する板パネルからなる柱としての圧縮強度に近くなる。道路橋示方書⁵⁾の補剛板の耐荷力曲線はアスペクト比が1より大なる補剛板の実

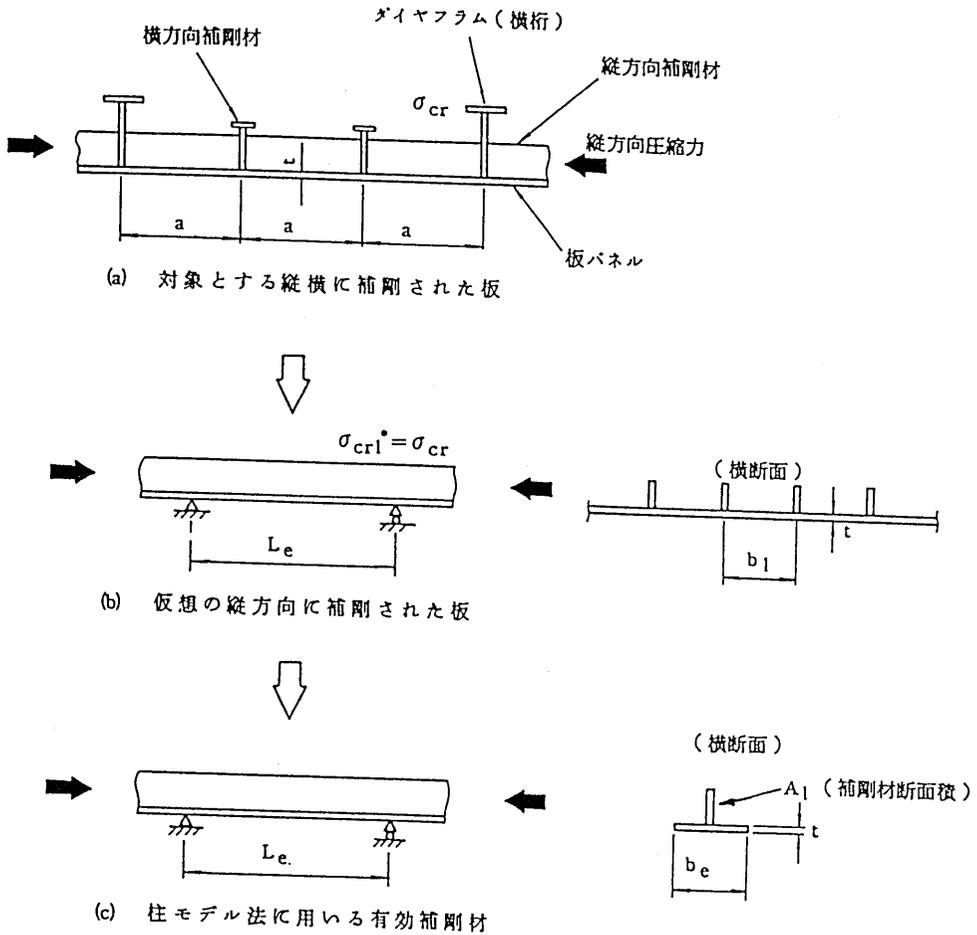


図 1.4.6 縦方向圧縮強度 σ_{xmo} の計算に用いる柱モデル法

験結果に基づいて定められているため、ここで対象とする補剛板パネルの縦方向圧縮強度の算出には、用いるべきではない。

したがって、ここでは、 σ_{xmo} は、文献 16)、および 12) の柱モデル法に従って求めることとする。

まず、図 1.4.6(a) に示すように対象とする補剛板の弾性座屈応力度 σ_{cr} を求め、つぎに、図 1.4.6 (b) に示すように、横補剛材のない仮定の縦補剛板 (縦方向にのみ補剛された板) を考え、この補剛板の弾性座屈応力度 σ_{cr}^* が σ_{cr} に等しくなるように等価な補剛板長 L_e を決定する。さらに、この仮定の補剛板をもとに、柱モデル法に用いる有効補剛材を設定する。 σ_{cr} 、および σ_{cr}^* は、文献 13) 等によって求めることができる。

すると、補剛板の縦方向圧縮強度 σ_{xmo} は、次式で与えられる。

$$\sigma_{xmo} = \sigma_{esm} \frac{A + b_e t}{A + bt} \dots \dots \dots (1.4.7)$$

ここに、

- σ_{esm} : 有効補剛材の極限応力度
- A : 縦方向補剛材 1 本の断面積
- b_e : 有効補剛材の断面を決定する際に必要な板パネルの有効幅
- b : 縦方向補剛材間隔
- t : 板パネルの板厚

表 1.4.2 有効補剛材の耐荷方式における係数 α, β, γ , および δ

鋼種	α	β	γ	δ
SS41	0.223	0.550	0.014	1.136
SM50	0.294	0.638	0.886	1.135
SM53	0.299	0.618	0.852	1.135
SM58	0.425	0.820	0.903	1.142

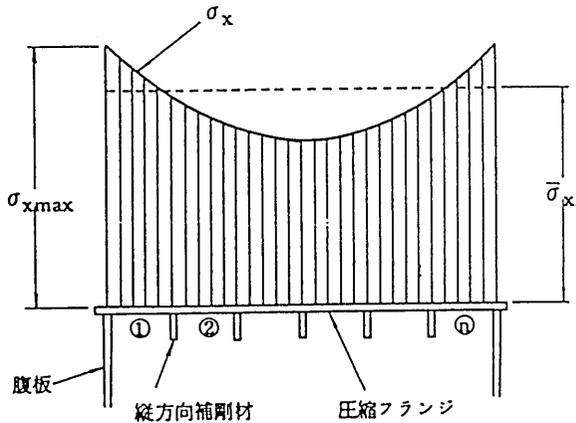


図 1.4.7 Shear lag 現象が生じているフランジの応力分布

有効補剛材の極限応力度 σ_{esm} は、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \sigma_{esm}/\sigma_Y &= 1.0, & (\lambda_e \leq 0.2) \\ \sigma_{esm}/\sigma_Y &= -\alpha\lambda_e^3 + \beta\lambda_e^2 - \gamma\lambda_e + \delta, & (0.2 < \lambda_e \leq 1.2) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.4.8)$$

ここに、パラメータ α, β, γ , および δ は、表 1.4.2 のとおりとする。また、 λ_e は、次式で与えられる有効補剛材の細長比パラメーターである。

$$\lambda_e = \frac{1}{\pi} \frac{L_e}{r_e} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \dots\dots\dots (1.4.9)$$

r_e は、有効補剛材の回転半径である。

なお、 $\lambda_e > 1.2$ の場合には、道路橋示方書⁵⁾の柱の基準耐荷力曲線を用いて σ_{esm} を求めるものとする。

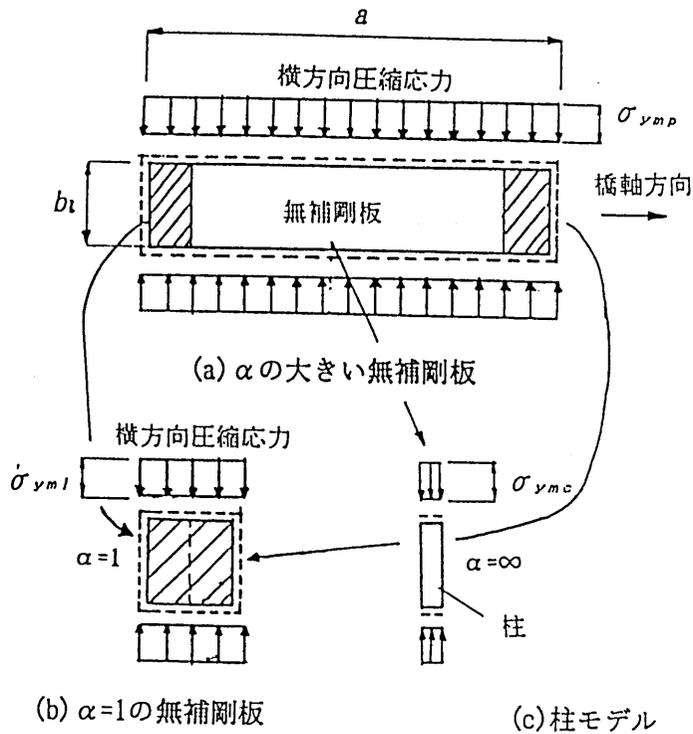


図 1.4.8 無補剛板の横方向圧縮強度を算定するための解析モデル

また、板パネルの有効幅 b_e は、次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} b_e/b &= 1.0, & (R_p \leq 0.3) \\ b_e/b &= 0.702R_p^3 - 1.640R_p^2 + 0.654R_p + 0.926, & (0.3 < R_p \leq 1.3) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.4.10)$$

ここに、

$$R_p = 0.526 \frac{b_t}{t} \sqrt{\frac{\sigma_{esm}}{E}} \dots\dots\dots (1.4.11)$$

式(1.4.8)を用いて有効補剛材の極限応力度 σ_{esm} を求めるためには、 σ_{esm} の関数である式(1.4.10)の有効幅 b_e が要求され、反復計算が必要となる。ただし、収束性がよく反復は2回程度で十分である。

2) Shear lag 現象により、縦方向応力の分布が一様でない場合の取り扱い

図 1.4.7 に示すように、Shear lag 現象により応力分布が一様でない場合には、最大応力度 σ_{xmax} が平均応力度 $\bar{\sigma}_x$ の 1.67 倍より小さければ、平均応力度 $\bar{\sigma}_x$ が一様に作用する補剛板として取り扱うことができる^{6),14)}。

ただし、端板パネル①、②については、安全側の見地より、縦方向には σ_{xmax} 、横方向には $\bar{\sigma}_y$ (1.4.2 (3) 2) 参照) が作用する板パネルとしての座屈照査が必要である。

(3) 縦補剛板の横方向圧縮強度 σ_{ymo} の簡易計算法⁹⁾

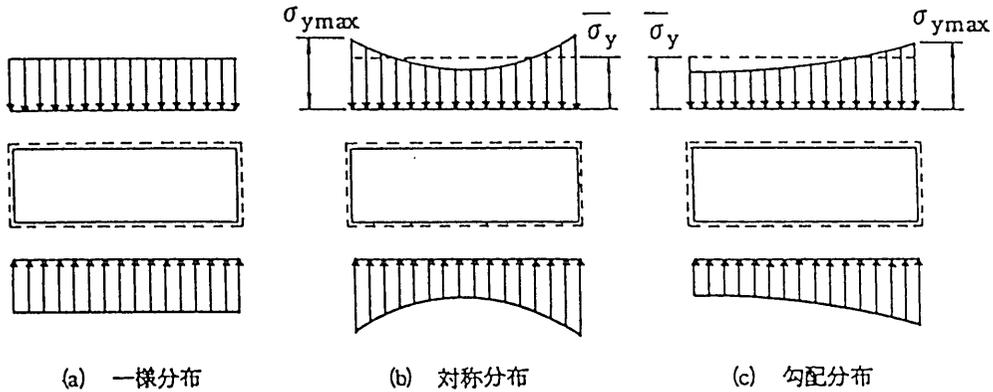


図 1.4.9 種々の応力分布を受ける圧縮板 ($\alpha=3$)

1) σ_{ymo} の簡易計算法

文献 9) では、横方向圧縮強度 σ_{ymo} を、2 ケースに分けて、次式で与えている。

i. 縦方向補剛材が閉断面で、補剛材の内側にある板パネルが横リブ位置で支持されていない場合 (通常のトラフリブの鋼床版はこのケースに該当する) :

$$\sigma_{ymo} = \sigma_{ymc} \dots\dots\dots (1.4.12)$$

ここに、 σ_{ymc} は、図 1.4.8(c) に示すように、板パネルを 1 本の柱にモデル化した場合の圧縮強度であり、道路橋示方書の柱の耐荷力曲線から求まる値に 0.9 を乗じた値とする。なお、乗数 0.9 は、柱と板パネルの許容初期たわみの違いを考慮するためである。式 (1.4.12) が利用できるのは、板パネルの座屈波形が筒状となるためである。

ii. 板パネルが横リブ位置で完全に支持されている場合 (通常の開断面補剛材を有する板はこのケースに該当する) :

$$\sigma_{ymo} = \left(0.830 + 0.122 \frac{\gamma}{\gamma^*} \right) \sigma_{ymp} \quad (\sigma_{ymo} \leq \sigma_{ymp}) \dots\dots\dots (1.4.13)$$

$$\sigma_{ymp} = \frac{\sigma_{ym} + \sigma_{ymc}(\alpha - 1)}{\alpha} \dots\dots\dots (1.4.14)$$

ここに、

- γ : 縦補剛材 1 本の剛比
- γ^* : 弾性座屈理論によって決まる必要最小剛比 (道路橋示方書のものとは異なる)
- α : アスペクト比 (= a/b)
- σ_{ym} : 文献 15) の圧縮板の耐荷力曲線から求まる強度

式 (1.4.14) の板パネルの横方向圧縮強度 σ_{ymp} は、図 1.4.8 に示すように、側辺部の板パネルと中央部の板パネル (柱に近い) の強度を断面積を考慮して平均化したものである。

2) 横方向の応力分布が一様でない場合の取り扱い

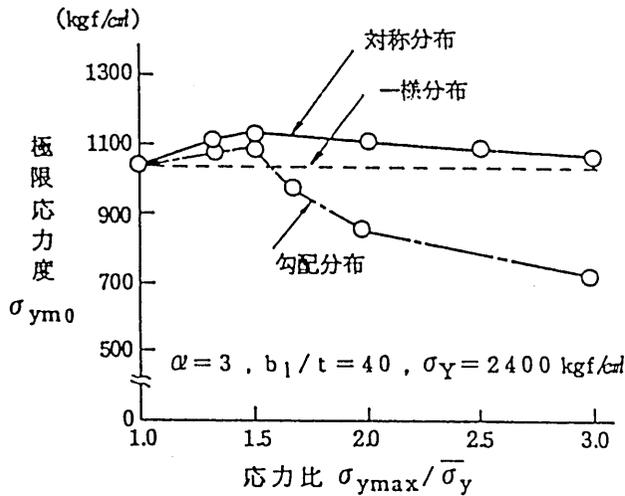


図 1.4.10 種々の応力分布による極限応力度の変化

文献9)において、 $\alpha = 3$ の周辺単純支持の板要素に図1.4.9に示すような種々の応力分布の横方向圧縮応力が作用した場合の極限応力度が弾塑性有限変位解析により求められ、図1.4.10に示すような結果を得ている。この図から、横方向圧縮応力の場合も、最大応力度 $\sigma_{y\max}$ が平均応力度 $\bar{\sigma}_y$ の1.5倍以下であれば、応力分布が一様でない場合も平均応力度 $\bar{\sigma}_y$ が一様に作用するものとして取り扱ってよいことがわかる。

1.4.3 座屈照査式

(1) 縦方向圧縮力のみを受ける補剛板の抵抗係数 ϕ

残留応力分布と初期たわみの大きさが既知である補剛板の極限強度に関する弾塑性有限変位解析の結果^{12),16)}、および実験結果^{17),18)}を用いて、簡易計算法の検証を行う。なお、弾塑性有限変位解析においては、板パネル部分、および補剛材部分の圧縮残留応力度はそれぞれ $0.3\sigma_Y$ および $0.2\sigma_Y$ 、また、初期たわみに関しては、補剛材の柱としての最大初期たわみを $a/1,000$ (a :縦補剛板長)、板パネルの最大初期たわみを $b/150$ としている。検証の結果をまとめて、表1.4.3、および図1.4.11に示す。

表1.4.3、および図1.4.11より、縦横補剛板モデルに対する弾塑性有限変位解析の結果を除き、簡易計算法による結果は、弾塑性有限変位解析の結果や実験結果に比較して、その誤差 Δ は、ほぼ $+15\% \sim -5\%$ の範囲(+ : 安全側、- : 危険側)にあることがわかる。この誤差 Δ の平均値 $\bar{\Delta}$ と分散 V_p は、以下のようになった。

$$\left. \begin{aligned} \bar{\Delta} &= 0.046 \\ V_p &= 0.061 \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (1.4.15)$$

いま、極限強度 σ_{xmo}/σ_Y の実験値、および弾塑性有限変位解析の結果を X_e 、簡易計算法による結果を X_p とすると、

$$\Delta = (X_e - X_p)/X_p \dots\dots\dots (1.4.16)$$

さらに、 X_e の平均値を \bar{X}_e とすると、式(1.4.16)より、

$$\bar{X}_e = (1 + \bar{\Delta})X_p = 1.046X_p \dots\dots\dots (1.4.17)$$

すなわち、 X_p の平均値 \bar{X}_e に対応する値を簡易計算法で求めるためには、 X_p に 1.046 を掛ければよいことになる。

また、SGST-Format¹¹⁾によると、式(1.1.16)から抵抗強度 ϕR_n は、次式で与えられる。

$$\phi R_n = \phi_1(1 - k_R V_R)R_m \dots\dots\dots (1.4.18)$$

ここに、

ϕ : 抵抗係数、

R_n : 設計に用いる抵抗強度、

R_m : 強度の平均値、

ϕ_1 : 設計、施工時の 2 次的要因あるいは重要度を考慮する係数 (較正係数) であり、各要因の標準の状態に対しては、 $\phi_1 = 1$ となる、

k_R : 下界の程度を示す定数 (強度が正規分布すると仮定したときに、非超過確率 5% に対応する値は 1.65 となる)、

V_R : 次式で与えられる強度 R の変動係数。

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} \dots\dots\dots (1.4.19)$$

V_M : 実測降伏点を公称降伏点で無次元化したパラメータ (材料係数) M の変動係数、

V_F : 実測断面定数を公称値で無次元化したパラメータ (製作係数) F の変動係数、

V_P : 強度の実験値を示方書で定められる強度で無次元化したパラメータ (設計係数) P の変動係数。

式(1.4.18)より、

$$\phi = \phi_1(1 - k_R V_R)R_m/R_n = \phi_1(1 - k_R V_R)M_m F_m P_m \dots\dots\dots (1.4.20)$$

ここに、 M_m, F_m 、および P_m は、それぞれパラメータ M, F 、および P の平均値である。 $P_m = \bar{X}_e/X_p = 1 + \bar{\Delta} = 1.046$ とおくと、抵抗係数 ϕ は、

$$\phi = \phi_1(1 - k_R V_R)M_m \cdot F_m(1 + \bar{\Delta}) \dots\dots\dots (1.4.21)$$

文献 11) を参照して、

$$\phi_1 = 1.0, k_R = 1.65, M_m = 1.15, V_M = 0.11, F_m = 1.00, V_F = 0.05$$

とすると、

$$V_R = \sqrt{0.11^2 + 0.05^2 + 0.061^2} = 0.135 \dots\dots\dots (1.4.22)$$

表 1.4.3 極限強度の集約表(その1)

ケース	$R_p^{(1)}$	α	n	γ/γ_N	①	②	③	④	備 考
1	0.7	0.5	2	1.0	0.681		0.680	0.001	単一補剛板モデル (文献 16))
2	0.7	1.0	2	1.0	0.691		0.640	0.080	
3	0.7	1.5	2	1.0	0.681		0.600	0.135	
4	0.7	2.0	2	1.0	0.659		0.570	0.156	
5	0.5	1.0	2	1.0*	0.773		0.750	0.031	連続補剛板モデル (文献 12))
6	0.7	1.0	2	1.0*	0.703		0.680	0.034	
7	0.5	1.0	2	1.0	0.858		0.810	0.059	
8	0.7	1.0	2	1.0	0.703		0.680	0.034	
9	1.1	1.0	2	1.0	0.470		0.480	-0.021	
10	1.3	1.0	2	1.0	0.376		0.410	-0.083	
11	0.7	1.0	2	1.0**	0.835		0.800	0.044	
12	0.36	1.0	∞	0.5	0.758		0.698	0.086	
13	0.53	1.0	∞	0.5	0.703		0.660	0.065	
14	0.71	1.0	∞	0.5	0.574		0.535	0.073	
15	0.89	1.0	∞	0.5	0.434		0.420	0.033	
16	1.42	1.0	∞	0.5	0.243		0.255*	0.080	
17	0.36	1.0	∞	1.0	0.778		0.778	0.000	
18	0.53	1.0	∞	1.0	0.737		0.734	0.004	
19	0.71	1.0	∞	1.0	0.644		0.624	0.032	
20	0.89	1.0	∞	1.0	0.529		0.527	0.004	
21	1.07	1.0	∞	1.0	0.432		0.442	-0.023	
22	1.25	1.0	∞	1.0	0.352		0.366	-0.038	
23	1.42	1.0	∞	1.0	0.307		0.322	-0.047	
24	0.36	1.0	∞	2.0	0.867		0.842	0.032	
25	0.53	1.0	∞	2.0	0.829		0.797	0.040	
26	0.71	1.0	∞	2.0	0.716		0.693	0.033	
27	0.89	1.0	∞	2.0	0.619		0.600	0.032	
28	1.07	1.0	∞	2.0	0.529		0.519	0.019	
29	1.25	1.0	∞	2.0	0.455		0.450	0.011	
30	1.42	1.0	∞	2.0	0.414		0.407	0.017	
31	0.71	0.333	4	1.0	0.722		0.633	0.141	連続補剛板モデル (文献 12))
32	0.71	1.0	4	1.0	0.700		0.623	0.124	
33	1.0	0.333	4	1.0	0.588		0.480	0.163	
34	1.0	1.0	4	1.0	0.552		0.472	0.169	
35	0.71	0.333	4	1.0	0.768		0.633	0.213	縦横補剛板モデル (文献 12))
36	0.71	0.333	4	2.5	0.768		0.632	0.215	
37	0.71	0.333	4	5.0	0.765		0.629	0.216	
38	1.0	0.333	4	1.0	0.638		0.480	0.329	
39	1.0	0.333	4	2.5	0.626		0.480	0.304	
40	1.0	0.333	4	5.0	0.602		0.478	0.259	
41	1.0	0.333	4	7.5	0.590		0.475	0.242	
A ₁ -1	0.551	1.458	3	0.52		0.820	0.866	-0.047	小松・北田の実験 (文献 17))
A ₁ -2	0.554	1.458	3	0.68		0.830	0.870	-0.046	
A _a -1	0.693	1.458	3	0.58		0.780	0.750	0.040	
A _a -2	0.687	1.458	3	1.06		0.850	0.820	0.037	
A _a -3	0.689	1.458	3	2.11		0.860	0.860	-0.012	

表 1.4.3 極限強度の集約表(その2)

ケース	$R_p^{(1)}$	α	n	γ/γ_N	①	②	③	④	備 考
Ba-1	0.896	1.458	3	0.99		0.730	0.650	0.123	小松・北田の実験 (文献 17))
Ea-1	1.135	1.458	3	1.01		0.570	0.490	0.163	
Ea-2	1.114	1.458	3	2.24		0.590	0.550	0.073	
Ea-3	1.119	1.458	3	4.77		0.650	0.610	0.066	
Ca-1	1.311	1.0	3	1.02		0.440	0.400	0.100	
Ca-2	1.656	1.0	3	1.03		0.330	0.300	0.100	
B-1-1r	0.733	1.19	3	1.05		0.840	0.750	0.120	福本・宇佐美の 実験 (文献 19))
B-1-2	0.698	1.20	3	1.65		0.900	0.870	0.034	
C-1-2	0.784	1.20	4	3.92		0.750	0.790	-0.051	
C-1-4	0.766	1.20	4	5.08		0.890	0.820	0.085	
C-2-1	0.695	1.20	4	1.14		0.800	0.820	-0.024	
C-2-2	0.694	1.20	4	1.94		0.850	0.800	0.062	
C-2-4	0.697	1.20	4	4.33		0.930	0.870	0.069	

①: 弾塑性有限変位解析による σ_{xmo}/σ_y
 ②: 実験による σ_{xmo}/σ_y
 ③: 柱モデル法による σ_{xmo}/σ_y
 ④ = (①-③)/③ or (②-③)/③

$R_p^{(1)}$: 幅厚比パラメータ, α : 縦補剛板パネルのアスペクト比, n: 縦補剛材本数、
 γ : 補剛材剛比, γ_N : 道示による必要最少剛比

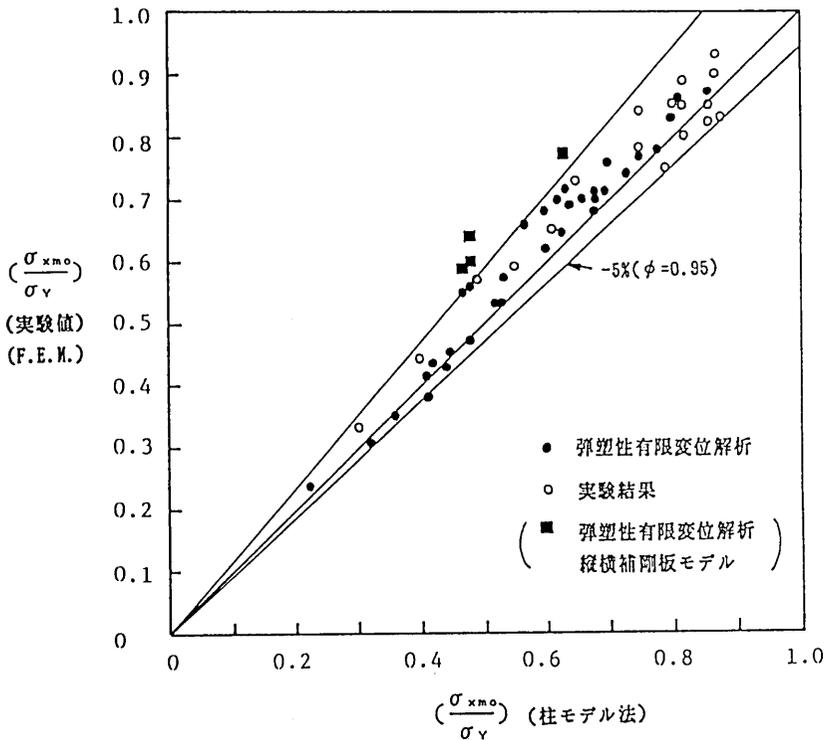


図 1.4.11 簡易計算法による極限強度と弾塑性有限変位解析の結果および実験結果との比較

さらに、

$$\begin{aligned}\phi &= 1.0 \times (1 - 1.65 \times 0.135) \times 1.15 \times 1.00 \times 1.046 \dots\dots\dots (1.4.23) \\ &= 0.93 \\ &\doteq 0.95\end{aligned}$$

したがって、

$$\phi X_p \doteq 0.95 X_p \dots\dots\dots (1.4.24)$$

すなわち、文献 12)、および 16) で示されている簡易計算法を用いて求めた極限強度 X_p に対する抵抗係数 ϕ は約 0.95 となる。 $\phi = 0.95$ に対応する直線を図 1.4.11 に示す。すべてのデータはこの直線より上側の安全側の領域にあることがわかる。

なお、以上の統計処理においては、縦横補剛板の極限強度の弾塑性有限変位解析の結果は含めなかったが、図 1.4.11 に示すように、これらに対応しているデータ (■) は、かなり安全側に位置しているため、縦補剛板の場合と同様、縦横補剛板に対しても抵抗係数には $\phi = 0.95$ を用いるものとする。

なお、以上の計算においては、鋼板の降伏点に関する材料係数 M は、平均値 $M_m = 1.15$ で変動係数 $V_M = 0.11$ の正規分布に従うとして、抵抗係数を求めたが、実橋などに用いられる鋼板は公称降伏点を下回ることはないと思われるので (k_R を 1.19 より大きくするとこのようなことが起こる)、今後、この点について検討を加えることが必要である。

(2) 横方向圧縮力、および 2 方向面内力を受ける補剛板の抵抗係数

SGST-Format¹¹⁾に従って、鋼材の降伏点、部材寸法、および強度のばらつきを考慮した場合、1.4.2(2) で求まる柱モデルを用いた補剛板の縦方向圧縮強度 σ_{xmo} に対する抵抗係数 ϕ は、0.95 となる。一方、1.4.2(3) で求まる横方向圧縮強度 σ_{ymo} に対しては、実験データも少なく、現時点では抵抗係数を定めることが困難である。しかしながら、ここで対象とする板パネルはアスペクト比が非常に大きく、その横方向圧縮強度 σ_{ymo} の特性は、柱の強度特性に類似してくる。また、 σ_{xmo} と同様に、 σ_{ymo} も大きな初期たわみ ($b_i/150$) と大きな残留応力 ($\sigma_{rc} = 0.3\sigma_Y$) を想定し、有限要素法を用いた弾塑性有限変位解析により求めたものである。以上の 2 点より判断して、ここでは、 σ_{ymo} に対する抵抗係数 ϕ も σ_{xmo} に対するものと同様に、0.95 を用いることにする。したがって、2 方向面内力が作用する補剛板の極限強度 σ_{xm} 、および σ_{ym} に対する抵抗係数も 0.95 であるものとする。

(3) 座屈照査式

すると、補剛板に作用する 2 方向の平均面内応力度 $\bar{\sigma}_x$ 、および $\bar{\sigma}_y$ が与えられると、補剛板の座屈照査は、次式によって行うことができる³⁾。

$$\nu \sqrt{\bar{\sigma}_x^2 + \bar{\sigma}_y^2} < \phi \sqrt{\bar{\sigma}_{xm}^2 + \bar{\sigma}_{ym}^2} \dots\dots\dots (1.4.25)$$

ここに、 ν は、荷重の組合せの不確定性、構造解析の誤差、および構造物・構造部材の重要性などを考慮した安全率であり、 ϕ は抵抗係数で 0.95 とする。

なお、式(1.4.25)の照査式は、図1.4.5における $\widetilde{OA}(la)$ と $\widetilde{OB}(lu)$ の長さを比較することを意味する。

$\bar{\sigma}_x$ 、および $\bar{\sigma}_y$ の計算に用いる荷重の大きさや ν の値については、今後、対象構造物に応じて検討を加えていくことが必要である。

(4) 作用応力度の算定法

縦方向の作用応力度 $\bar{\sigma}_x$ 、および横方向の作用応力度 $\bar{\sigma}_y$ は、対象とする補剛板パネルが座屈に対して最も不利となる類似の荷重状態に対して求めるのがよい。

対象となる補剛板パネルが鋼床版の一部である場合には、活荷重に対する応力度 $\bar{\sigma}_x$ 、および $\bar{\sigma}_y$ の計算には、それぞれL荷重、およびT荷重を用いる。さらに、平均応力度 $\bar{\sigma}_x$ には、床版作用による応力度を含めないものとする。ただし、縦桁を有する鋼床版で縦桁位置の鋼床版パネルが照査の対象となる場合には、床組作用による応力度も考慮する必要がある。鋼床版パネルの作用応力度の算定方法の詳細については、文献3)を参照されたい。

ところで、道路橋示方書・II鋼橋編⁵⁾の「6.2 鋼床版」によれば、鋼床版が、①主桁の一部として作用する場合の応力度と、②床版、および床組として作用する場合の応力度とを、それぞれ最も不利になる荷重に対して算出するものとしている。そして、①と②との両方の応力度を重ね合わせる場合には、許容応力度の40%割り増しを許している。

これは、主桁作用と床組・床版作用との荷重体系の差異(L荷重、およびT荷重)、ならびに各着目点ごとに、①と②との合応力度が最も不利となる荷重状態を決定する解析の煩雑さを省きたいということを意図したためである。

しかしながら、死荷重による縦方向の作用応力度 $\bar{\sigma}_x$ が卓越する長大橋の場合、活荷重の載荷状態が異なることに起因する許容応力度の大幅な割増しは、安全率を著しく低下させる設計となる可能性がある。また、とくに①と②との合応力度を求めた活荷重の載荷状態が類似している場合、許容応力度の大幅な割増しは、安全率を著しく低下させる原因となる。

以上の理由により、2方向面内力を受ける鋼床版パネルの耐荷力照査では、できるだけ類似した活荷重状態を用いて平均応力度 $\bar{\sigma}_x$ および $\bar{\sigma}_y$ を算出し、安全率の低減は考慮しない方が望ましい³⁾。

1.4.4 今後の検討事項

(1) 2方向面内力を受ける補剛板が鋼床版の一部である場合³⁾

1. 縦方向作用応力度 $\bar{\sigma}_x$ と横方向作用応力度 $\bar{\sigma}_y$ との同時性を考慮した簡便な活荷重の載荷方法を開発することが必要である。
2. 主構作用としての応力度と床版・床組作用としての応力度を重ね合わせる場合、道路橋示方書では、許容応力度の40%の割増しを認めている。すなわち、目標とする安全率を1.2としている。ここで示した座屈耐荷力照査法では、本文中で述べた問題点があるため、安全率を一律に1.7とすべきであるとしている。しかしながら、場合によっては、目標とする安全率を1.7以下に低減してもよいように思われる。今後は、適切な安全率の値について検討する必要がある。

これらの問題は、実測された活荷重列を用い、シミュレーション計算を行うことによって、明らかにできる可能性があると考える。

3. 横桁、横リブ、あるいは縦桁で補強された鋼床版の床版・床組作用としての作用面内応力を精度よく、簡便に求めることができる簡易計算法を開発する必要もある。

図 1.4.2 には、神崎川ニールセン橋梁鋼床版の面内応力度に関して、有限要素法による結果と設計において一般によく用いられる格子解析による結果とを対比して示している。

格子解析による横リブ位置における鋼床版の横方向応力度 σ_y は、有限要素法による結果とあまり一致していないことがわかる。これは、横桁の圧縮フランジの一部としての横リブの挙動を格子解析では考慮できないことに起因している²⁾。

また、縦桁位置における鋼床版の縦方向応力度 σ_x については、慣用的な方法により決定した等価支間長(ケーブル定着点間距離 $L/2 \times 0.6$)を用いた格子解析の結果は、有限要素法による結果と全く一致していないことがわかる。神崎川ニールセン橋梁の場合には、等価支間長を $2L$ にすると、格子解析による結果と有限要素法による結果がよく一致することがわかる。この等価支間長 $2L$ は、中央縦桁と横桁との交差点に集中荷重を作用させた格子解析による縦桁の曲げモーメント図から決定されたものであるが、一般性はない。

今後は、以上のような問題点を解決し、鋼床版のデッキプレートに発生する2方向の作用面内応力が精度よく計算できる簡易計算法を開発することが必要である。

(2) 2方向面内力を受ける補剛板の極限強度 $\bar{\sigma}_{xm}$ 、および $\bar{\sigma}_{ym}$ に対する合理的な抵抗係数 ϕ の検討

降伏点、部材寸法、および強度のばらつきを考慮した横方向圧縮強度 σ_{ymo} に対する合理的な抵抗係数 ϕ を定めるために、今後は、実験データの蓄積や弾塑性有限変位理論に基づいたパラメトリック解析などを行うことが必要である。

さらに、2方向面内力を受ける補剛板の極限強度、およびに対する合理的な抵抗係数 ϕ を定めるためにも、同様の研究を行うことが必要である。

(3) トラフリブを有する補剛板の縦・横方向圧縮強度 σ_{xmo} 、および σ_{ymo} の簡易計算法の開発

トラフリブを有する補剛板の場合には、図 1.4.12 に示すように、現在は、一本のトラフリブを等価な2本の開断面リブに置換し、近似的に σ_{xmo} 、および σ_{ymo} を求めている。

今後は、トラフリブを有する補剛板としての σ_{xmo} 、および σ_{ymo} を求めるための簡易計算法を開発することが必要である。とくに、鋼床版では、デッキプレートとトラフリブで鋼種が異なる場合があるが、このような場合の σ_{xmo} 、および σ_{ymo} の簡易算定法についても検討することが必要である。

なお、その際、文献 19) に示すように、実橋のデッキプレートに含まれる初期たわみや残留応力のデータを収集し、それらの特性を明らかにすることも必要である。

(4) 縦リブ、および横リブの合理的な配置法に関する検討

座屈という面からは、アーチ系橋梁の合成鋼床版のように、橋軸方向には引張力、橋軸直角方向には圧縮力を受ける鋼床版では、トラフリブを橋軸直角方向に配置するのがよい。また、斜張橋の鋼

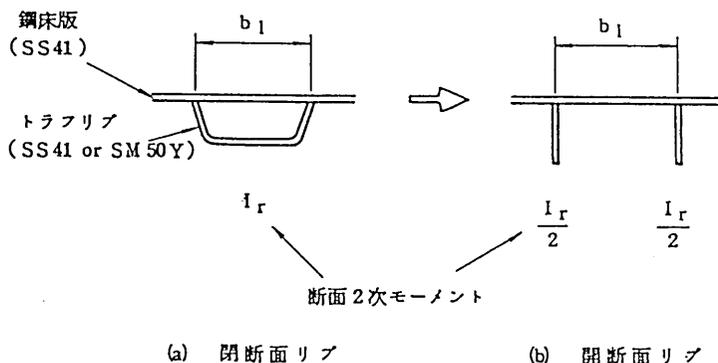


図 1.4.12 閉断面リブの開断面リブへの置換

床版のように、2方向面内圧縮力を受ける鋼床版では、トラフリブを用いず、開断面リブで縦横に補剛するのがよいと考えられる。

今後は、2方向面内力を受ける補剛板の合理的な補剛法について検討することも必要である。

1.4.5 まとめ

ここでは、2方向面内力を受ける補剛板の設計法に関する現状と問題点についてまとめたが、この資料が、このような補剛板の設計を行う上で何らかの参考になれば幸いである。

参考文献

- 1) Nakai, H., T. Kitada and Y. Taido: A Design Method of Wide Stiffened Plates Subjected to Compression - Application to Design of Shallow Box Girder in Long Span Cable-Stayed Bridge over River Aji at Osaka Bay, Japan, Memoirs of the Faculty of Engineering, Osaka City University, Vol.25, Dec. 1984, pp.147-169
- 2) 阪神高速道路公団、(財)大阪都市協会・都市技術研究所：2方向面内力を受ける補剛板の設計法に関する研究－神崎川ニールセン橋梁の鋼床版の座屈安定照査, 1988年3月
- 3) 北田俊行・中井 博・橋本良之・古田富保・野口二郎：2方向面内力を受ける補剛板の終局強度に基づく設計法の一提案, 橋梁と基礎, Vol.27, No.4, 1993年4月, pp.23-30
- 4) 北田俊行・中井 博・松本雅治・古田富保・福本和弘：広幅員を有する鋼床版箱桁橋の座屈安定性照査, 橋梁と基礎, Vol.26, No.6, 1992年6月, pp.29-34
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説, II 鋼橋編, 丸善, 1980年2月
- 6) British Standards Institution: BS 5400, Steel, Concrete and Composite Bridges, Part 3, Code of Practice for Design of Steel Bridges, April 1982
- 7) 北田俊行・中井 博・古田富保・鈴木宏昌：2方向面内力を受ける補剛板の極限強度に関する研究, 構造工学論文集, Vol.34A, 1988年3月, pp.203-214
- 8) Kitada T., H. Nakai and T. Furuta: Ultimate Strength and Interaction Curve of Stiffend Plates Subjected to Biaxial In-Plane Forces, Proceedings of JSCE, Structural Eng./Earthquake Eng., Vol.8, No.3, October 1991, pp.113s-122s

- 9) 北田俊行・中井 博・古田富保：横方向圧縮力を受ける補剛板の極限強度とその簡易算定法に関する研究, 土木学会論文集, No.446/I-19, 1992年4月, pp.137-146
- 10) 北田俊行・中井 博・宮坂佳洋・古田富保：2方向面内力を受ける補剛板の極限強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.437/I-17, 1991年10月, pp.79-88
- 11) 東海鋼構造研究グループ(代表：福本 秀士)：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用, 橋梁と基礎, Vol.14, No.11, 1980年11月, pp.33-41
- 12) 中井博・北田俊行・田井戸米好・福岡悟：縦・横補剛材および縦桁を有する圧縮板の一設計法, 構造工学論文集, Vol.31A, 1985年3月, pp.103-114
- 13) 土木学会：座屈設計ガイドライン, 第8章 板要素, 1987年10月, pp.161-191
- 14) Dowling, P. J.: Codified Design Methods for Wide Steel Compression Flanges, The Design of Steel Bridges, edited by Rockey and Evans, Paper No.16, 1981, pp.307-328
- 15) 小松定夫・北田俊行：初期不整を有する圧縮板の極限強度特性に関する研究, 土木学会論文報告集, 第270号, 1978年2月, pp.1-14
- 16) 小松定夫・北田俊行：初期不整をもつ補剛された圧縮板の極限強度の実用計算法, 土木学会論文報告集, 第302号, 1980年10月, pp.1-13
- 17) 小松定夫・牛尾正之・北田俊行：補剛材を有する圧縮板の極限強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, 第255号, 1976年11月, pp.47-61
- 18) Fukumoto, Y., T. Usami and Y. Okamoto: Ultimate Compressive Strength of Stiffened Plates, the ASCE Speciality Conference on Metal Bridges, St. Louis, November 12-13, 1974
- 19) 北田俊行・中井 博・古田富保：閉断面補剛材を有する鋼板に含まれる初期不整に関する研究, 土木学会論文集, 第428号, 1991年4月, pp.127-136
- 20) 北田俊行・中井 博・丹羽量久・小西義朗：幅の広い鋼床版の作用応力の簡易算定法について, 平成5年度関西支部年次学術講演会概要集, 土木学会関西支部, I-79, 1993年5月

2 構造物の強度

2.1 曲線桁

2.1.1 曲線桁の強度

曲線桁の強度は、式(2.1.1)により照査するものとする。

$$\sqrt{\left(\frac{M}{M_u}\right)^4 + \left(\frac{V}{V_u}\right)^4} + \left(\frac{T}{T_p}\right)^2 \leq 1 \dots\dots\dots (2.1.1)$$

ここに、

- M : 曲げモーメント
- V : せん断力
- T : ねじりモーメント
- M_u : 式(2.1.2)で計算される曲げモーメント
- V_u : 曲線桁の曲率を無視して、Rockeyモデル¹⁾により得られる終局せん断力
- T_p : 全塑性ねじりモーメント ($= \tau_u A_f h + T_{stp}$)
- h : 桁高
- τ_u : 降伏せん断応力
- A_f : 圧縮フランジの断面積
- T_{stp} : サンプナンの全塑性ねじりモーメント

2.1.2 曲線桁の曲げ強度

曲線桁の曲げ強度は、次式により与えられる。

$$M_u = \omega M_g \dots\dots\dots (2.1.2)$$

ここに、

- M_u : 曲線桁の曲げ強度
- ω : ウェブが分担する曲げモーメントを考慮する係数

$$\omega = 1 - 0.0005 \frac{A_w}{A_f} \left(\frac{h}{t_w} - 6\sqrt{\frac{E}{F}} \right) \dots\dots\dots (2.1.3)$$

- A_w : ウェブの断面積
- h : 桁高
- E : 弾性係数
- A_f : 圧縮フランジの断面積
- t_w : ウェブの板厚
- F : 降伏点応力度
- M_g : 式(2.1.4)と式(2.1.8)で計算される曲げモーメントの最小値

1) 圧縮フランジのねじれ座屈による強度

$$\left. \begin{aligned} \frac{M_g}{M_y} &= 1 && (R \leq 0.7) \\ &= \left(\frac{0.7}{R}\right)^{0.8} && (0.7 < R) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (2.1.4)$$

ここに、

M_g : 曲げ強度

M_y : 曲げとともに連成する曲げねじりモーメントを
考慮したフランジ降伏曲げモーメント

$$M_y = A_f h F \left(1 - \xi + \frac{A_w}{6A_f}\right) \dots\dots\dots (2.1.5)$$

A_f : 圧縮フランジの断面積

A_w : ウェブの断面積

h : 桁高

F : 降伏点応力度

ξ : $= 1 + |\lambda| - \sqrt{1 + \lambda^2}$

λ : $\frac{M_f}{Pb}$

P : 曲げによるフランジ軸圧縮力 $P = \frac{A_f M}{W}$

M : 荷重によって生じる曲げモーメント

W : 断面係数

M_f : 荷重によって曲げとともに連成する曲げねじりモーメント
によって生じるフランジ面内の曲げモーメント

b : 圧縮フランジの半幅

R : フランジ幅厚比パラメータ

$$R = \frac{b}{t_f} \sqrt{\frac{12(1 - \xi)(1 - \nu^2)}{k\pi^2}} \sqrt{\frac{F}{E}} \dots\dots\dots (2.1.6)$$

E : 弾性係数

k : 圧縮フランジの座屈係数

$$k = 0.425 \left(1 - 16.3 \frac{M_f}{Pb} \frac{b}{R_w}\right) \dots\dots\dots (2.1.7)$$

R_w : 曲線桁ウェブの曲率半径

2) 圧縮フランジの水平座屈 (桁の横ねじれ座屈) による強度

$$\frac{M_g}{M_y} = 1.857 + 0.148 \frac{L^2}{R_w b} \dots\dots\dots (2.1.8)$$

ここに、

- M_g : 曲げ強度
 M_y : 式(2.1.5)で与えられる曲げねじりモーメント
 を考慮したフランジ降伏曲げモーメント
 b : 圧縮フランジの半幅
 L : 曲線桁のフランジの固定点間距離
 R_w : 曲線桁ウェブの曲率半径

[解説]

曲線桁の実験資料は必ずしも十分とはいえず、その強度式はさらに検討の余地がある。

曲線桁には、1) 曲げモーメントと2) ねじりモーメント、3) せん断力および4) 曲げねじりモーメントが現れるので、これらの断面力を考慮して強度照査を行わなければならない。曲げモーメントとせん断力を同時に受ける曲線桁の強度相関式については、文献2)に示されているが、ここでは、直線プレートガーダーの相関式との整合性および曲げモーメントとねじりモーメントを同時に受ける場合を考慮して、式(2.1.1)とした。

曲げねじりモーメントによるフランジ反り応力は、桁の曲げモーメントの強度評価式で考慮し、式(2.1.1)では反り応力を考慮しないこととして煩雑さを避けた。

また、曲線桁では、直線桁の純曲げ状態のようなある断面だけが単独に現れることは一般にはなく、曲げとねじれあるいはせん断力が連成して変化するので、強度照査に用いる断面力は、着目区間(横ねじれ座屈については横桁等により主桁のねじれ角が拘束される区間、その他は、鉛直補鋼材間隔)の中央におけるものを基準とする。

式(2.1.4)は、文献6)のフランジねじれ座屈強度式と梁理論の仮定を組み合わせ得られ、腹板の曲げモーメント分担率を考慮していない。また、式(2.1.8)は文献2)から引用したが、その式は終局曲げモーメントが直接的に与えられているが、安全側を考慮して、腹板の分担する曲げモーメントの減少を考慮して、式(2.1.2)で補正することとした。

参考文献

- 1) Rockey, K. C., Skaloud, M. :The Ultimate Load Behaviour of Plate Girders in Shear, The Structural Engineer. Vol.50, No.1, pp.29-48, Jan. 1972.
- 2) 中井博, 北田俊行, 江見晋, 北沢正彦, 大南亮一: 曲線プレートガーダ橋の終局強度に基づく設計法の一提案, 橋梁と基礎, Vol.21, No.6, pp.33-39, Jun. 1987.
- 3) 中井博, 北田俊行, 大南亮一: 曲線桁橋腹板の曲げ強度に関する実験的研究, 土木学会論文報告集, No.340, pp.227-236, Dec. 1983.
- 4) 中井博, 北田俊行, 大南亮一, 福本和弘: 曲線プレートガーダのせん断強度に関する実験的研究, 土木学会論文集, No.350/I-2, pp.281-290, Oct. 1984.
- 5) 中井博, 北田俊行, 大南亮一: 曲げとせん断との組み合わせ荷重を受ける曲線桁の強度特性に関する研究, 土木学会論文集, No.365/I-3, pp.380-389, Apr. 1985.
- 6) Nakai, H. and Kotoguchi H. :A Study on Lateral Buckling Strength and Design Aid for Horizontally Curved I-Girder, Proc. of JSCE. No.339., pp.195-205., Nov., 1983.
- 7) 藤井堅, 大村裕: 曲線I形桁におけるフランジの局部座屈と幅厚比制限, 土木学会論文集, No.386/I-8, pp.339-347, Oct. 1987.

2.2 並列桁

2.2.1 まえがき

交通安全対策の一環として、幅員の狭い本橋の脇に歩行者および自転車専用の側道橋を設けることが行われており、その形式は2本主桁のプレートガーダ橋が最も多く建設されている。このような側道橋は幅員が2~3m 前後と狭いうえに、支間は河川管理上から本橋の支間に一致させることが多く、スパン長と主桁間隔の比が大きなスレンダーな構造となる。このような側道橋は、完成構造系においては床版コンクリートで結合された π 形断面はりの挙動を示し、一般に横倒れ座屈に対して安定な構造である。しかし、床版コンクリートが硬化する前の架設時構造系では、主桁の拘束点間における横ねじれ座屈(局部横倒れ座屈)および並列桁の全体横倒れ座屈に対する安全性の照査が重要である。

2.2.2 並列桁橋の局部横倒れ座屈

横桁あるいは横構・対傾構で連結された並列桁構造の主桁は中間でねじれ変位と横方向変位が離散的に拘束された中間拘束はりとしての挙動を示す。現行の示方書¹⁾における主桁拘束点間(以下、パネルという)の横ねじれ座屈に関する規定では、安全側の見地から着目パネルに対する隣接パネルの拘束効果を省略して拘束点間隔を座屈長としている。一方、着目パネルの横ねじれ座屈強度に及ぼす隣接パネルの拘束効果を考慮するための有効座屈長さ係数の算定および強度の評価方法が提案され^{1),2),3),4)}合理的な強度評価を行えるようになってきている。ここでは、最も簡便なNethercotらによる拘束効果の算定方法を用いた並列桁の局部横倒れ座屈強度の評価方法を以下に示す。

- (1) 並列桁の局部横倒れ座屈による曲げ強度は、式(2.2.1)で与えられる有効座屈長さ係数 K を用いて付録：「鋼構造物設計指針」の改訂案の式(5.3.9)で部材長 l を $K \cdot a$ に置き換えて式(5.3)により評価する。

$$K = \frac{3 - 1.6(\xi_1 + \xi_2) + 0.84\xi_1\xi_2}{3 - (\xi_1 + \xi_2) + 0.28\xi_1\xi_2} \dots\dots\dots (2.2.1)$$

ここに、

$$\xi_1 = \frac{\alpha_{R1}}{\alpha_{R1} + \alpha_M}, \quad \xi_2 = \frac{\alpha_{R2}}{\alpha_{R2} + \alpha_M}$$

$$\alpha_M = \frac{EI_M}{a_M}, \quad \alpha_{M1} = \frac{nEI_{Ri}}{a_{Ri}} \left[1 - \frac{P_{MS}}{P_{RiS}} \right] \dots\dots\dots (2.2.2)$$

n : 隣接パネルの遠端の横変形に対する支持条件に応じて決まる係数で、

- = 1 (遠端を越えて桁が連続している場合),
- = 1.5 (遠端がピン支持されている場合),
- = 2 (遠端が固定されている場合)。

P_{MS}/P_{RiS} : 着目パネル(M)および隣接パネル(R_i)の各々の横ねじれ座屈強度に対応する荷重強度比である。着目パネルが横ねじれ座屈に対して最も不利となる荷重分布状態に対して、式(5.3.9)で与えられる弾性横ねじれ座屈強度を用いて、各パネルの細長比パラメー

タを式(5.3.1)で評価する。その際、各パネルの端部拘束は無視して、式(5.3)により横ねじれ座屈強度を評価するものとする。

EI/a : 各パネルの弱軸曲げに関する曲げ剛度。

a : 各パネルの長さ。

2.2.3 並列桁の全体横倒れ座屈

支間長の大きい並列桁構造では、床版コンクリート打設時における全体横倒れ座屈が問題となることが多く、安全性の照査には、一般に橋全体を一本の桁とみなし断面変形しない一軸対称断面を有する薄肉ばりの弾性横倒れ座屈式を適用している⁵⁾。しかし、横桁および横構・対傾構のような横つなぎ材の弾性変形を考慮しない上記の方法では横方向変形に関する剛性が過大に評価される。そこで、横つなぎ材の弾性変形を考慮した全体横倒れ座屈強度の算定式が提案されている^{6),7),8),9)}。それらの理論的および実験的研究から、スパン長(L)と主桁中心間隔(b)の比(L/b)は全体横倒れ座屈の力学的な細長さを必ずしも適切に表すものではないが^{6),7)}、全体横倒れ座屈照査の必要性の指標には成り得る。したがって、本節では全体横倒れ座屈に対する照査の必要性の限界値を示し、次に弾性横倒れ座屈強度および全体横倒れ座屈に関する曲げ強度の算定式を与える。

- (1) 上横構を有さない2本主桁の上路並列桁橋でスパン長と主桁中心間隔の比 L/B が表2.2.1の制限を越える場合は、架設中のコンクリート床版打設時における全体横倒れ座屈に関する安全性を照査しなければならない。

表 2.2.1 全体座屈照査の必要限界値

形式	$(L/b)cr$
横桁連結形式	18
横構対傾構連結形式	25

- (2) 並列桁橋の全体横倒れ座屈に関する曲げ強度は式(2.2.3)で与えられる。

$$M_{max,u} = \frac{\phi_b M_Y}{2\lambda^2} \left[\beta_b - \sqrt{\beta_b^2 - 4\lambda^2} \right] \dots\dots\dots (2.2.3)$$

ただし、

$$\begin{aligned} \beta_b &= 1 + \alpha_b (\lambda - 0.4) + \lambda^2 \\ \alpha_b &= 0.15, \phi_b = 0.88 \quad (\text{主桁断面が圧延 H 形}) \\ \alpha_b &= 0.25, \phi_b = 0.85 \quad (\text{主桁断面が溶接 I, H 形}) \\ \lambda &= \sqrt{M_Y/M_E} \quad (\text{細長比パラメータ}) \end{aligned}$$

M_Y : 並列桁の圧縮側の降伏モーメント

M_E : 並列桁の弾性横倒れ座屈強度で、2.2.3.(3)により算定する。

(3) 並列桁の弾性横倒れ座屈強度は、横つなぎ材の形式によって (a), (b), (c) から算定できる。

(a) 横桁連結形式で、横桁が等間隔の場合⁶⁾

$$M_E = \frac{q_{cr} L^2}{8} = 5.294 \frac{r_z E I_y^g}{L^2} \cdot \frac{\sqrt{0.466 \pi^2 \alpha \beta + \eta^2 \alpha^2} - \eta \alpha}{\beta} \dots\dots\dots (2.2.4)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \alpha &= 1 + \gamma \\ \beta &= 1 + \frac{\gamma I_y^g}{2 I_y^m} \\ \gamma &= \frac{\pi^2 I_y^g a b}{6 I_y^c L^2} + \frac{\pi^2 a^2}{12 L^2} \left(1 + \frac{E I_y^m}{a k_c} \right) \\ \eta &= \frac{e_z}{r_z} \end{aligned}$$

a : 横桁中心間隔

b : 主桁中心間隔

e_z : 分布荷重作用位置 (主桁重心からの高さ)

q_{cr} : 分布荷重強度

r_z : 主桁1本の強軸に関する断面2次半径

E : ヤング率

I_y^g : 2主桁断面の鉛直軸に関する断面2次モーメント

I_y^m : 主桁1本の鉛直軸に関する断面2次モーメント

I_y^c : 横桁の鉛直軸に関する断面2次モーメント

k_c : 主桁と横桁連結部の局部変形を考慮する回転ばね剛性

L : 並列桁の支間長

(b) 横構・対傾構連結形式で、格間長が等しい場合⁷⁾

$$M_E = \frac{q_{cr} L^2}{8} = 5.294 \frac{r_z E I_y^g}{L^2} \cdot \frac{\sqrt{4.601 \beta + \alpha^2} - \alpha}{\beta} \dots\dots\dots (2.2.5)$$

ここに、

$$\begin{aligned} \alpha &= \eta + \frac{3.29 e_s}{r_z} \\ \beta &= 1 + \frac{\pi^2 E I_y^g}{G b t_s L^2} \\ \eta &= \frac{e_z}{r_z} \end{aligned}$$

a : 1横構部材当たりの格間長

- b : 主桁中心間隔
- d : 横構部材長さ
- e_s : 横構面の位置 (横構から主桁腹板中点までの高さ)
- e_z : 分布荷重作用位置 (横構からの高さ)
- q_{cr} : 分布荷重強度
- r_z : 主桁 1 本の強軸に関する断面 2 次半径
- t_s : 横構の換算板厚 (横構の各形式に対して図2.2.1 に示す)
- A_d, A_b : 横構部材断面積
- E : ヤング率
- G : せん断弾性係数
- I_y^g : 2 主桁断面の鉛直軸に関する断面 2 次モーメント
- L : 並列桁の支間長

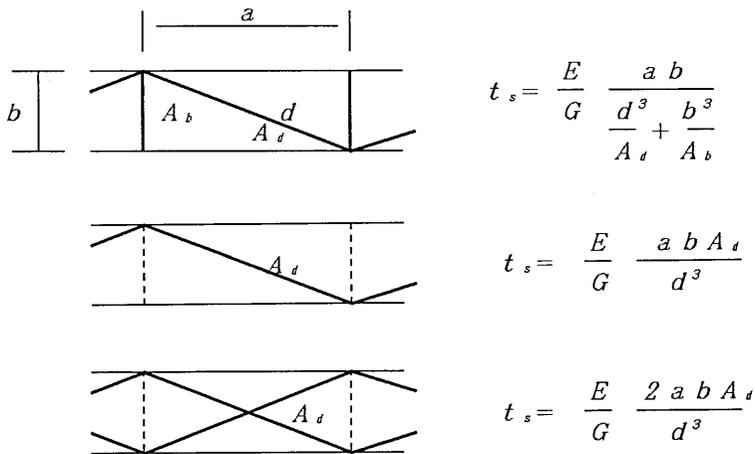


図 2.2.1 横構形式と換算板厚

(c) 横桁連結形式の横桁間隔あるいはダブルワーレン型横構連結形式で格間長が任意である場合⁹⁾

$$M_E = \frac{q_{cr}L^2}{8} = 1.13 \frac{\pi^2 EI_y G}{L^2} \left\{ 0.55g + \sqrt{(0.55g)^2 + \frac{I_z b^2}{2I_y G} \left(1 + \frac{4GK_T L^2}{EI_z b^2 \pi^2} \right)} \right\} \dots\dots\dots (2.2.6)$$

ここに,

$$I_y G = 2I_y + \frac{\beta}{1+\beta} \cdot \frac{Ab^2}{2}$$

$$\beta = \frac{48L}{\pi^2 Ab^3} \sum_{i=1}^n I_y G_i \cos^2 \frac{\pi x_i}{L} \quad (\text{横桁連結形式})$$

$$\beta = \frac{8L}{\pi^2 A} \sum_{j=1}^m \frac{A_{dj} a_j^2}{d_j^3} \cos^2 \frac{\pi x_j}{L} \quad (\text{横構連結形式})$$

A : 主桁 1 本の断面積

A_{dj} : 横構部材の断面積

E : ヤング率

G : せん断弾性係数

I_z, I_y : 主桁 1 本の強軸および弱軸に関する断面二次モーメント

I_{yCi} : 横桁の弱軸に関する断面二次モーメント

K_T : 主桁 1 本の純ねじり定数

L : 並列桁の支間長

a_j : 1 横構の格間長

b : 主桁中心間隔

d_j : 横構部材長さ

g : 分布荷重作用位置 (せん断中心主桁腹板中点から下方向を正とする座標)

n : 全横桁本数

m : 全横構組数

x_i : 並列桁橋支点を原点とする横桁取付部の座標

x_j : 並列桁橋支点を原点とする 1 横構中心の座標

参考文献

- 1) Nethercot, D.A. and Trahair, N.S. : Lateral buckling approximations for elastic beams, Struct. Eng., Vol.54, No.6, 1976.
- 2) 西村宣男 : 弾性拘束を受ける I 型断面はりの極限強度評価式, 土木学会論文集, No.386, 1987.
- 3) Dux, P.F. and Kitipornchai, S. : Elastic Buckling of Laterally Continuous I-beams, Jour. of Structural Division, ASCE, Vol.108, No.ST9, 1982.
- 4) 前川幸次, 福本秀士 : 中間拘束されたはりの横ねじれ耐荷力の近似計算法, 構造工学論文集, Vol.34A, 1988.
- 5) 日本道路協会 : 鋼道路橋設計便覧, 1979
- 6) 小松定夫, 西村宣男, 大野正人 : 横桁で連結された 2 主桁橋の全体横倒れ座屈強度と補剛設計法, 土木学会論文報告集, No.329, 1983
- 7) 小松定夫, 西村宣男, 中田憲正 : 横構・対傾構で連結された 2 主桁橋の全体横倒れ座屈荷重の簡易計算式, 土木学会論文報告集, No.341, 1984
- 8) Itoh, F. and Nogami, K. : Overall Lateral Buckling of Through Plate Girder Bridges, Proc. JSCE, No.344, 1984.
- 9) 西田進, 福本秀士 : 細長い 2 主並列桁の全体横倒れ座屈実験と座屈設計に関する検討, 橋梁と基礎, '89-5, 1989

2.3 局所荷重を受ける桁

局所荷重が作用する桁では、極限強度に対する安全性を以下の手順で照査するものとする。

- (1) 桁の荷重状態は図2.3.1に示すように局所荷重 P の他に曲げモーメント M 及びせん断力 S が作用している状態とする。

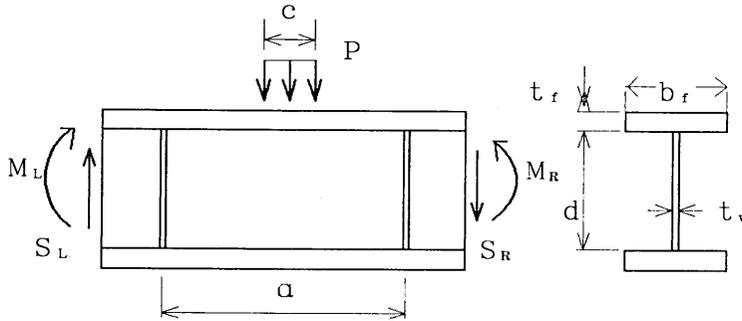


図2.3.1 局所荷重を受ける桁の諸寸法および断面力

- (2) 桁の局所荷重に対する極限強度 P_u は式(2.3.1)で計算する。

$$P_u = \phi_{pu} (25t_w^2 F_w + 4t_w t_f F_f) \left(1 + \frac{c_1}{2d}\right) \dots\dots\dots (2.3.1)$$

ここに、

- ϕ_{pu} : 抵抗係数 $\phi_{pu} = 0.77$
- F_w : 表 5.1 に示す腹板の設計強度 (kgf/cm^2)
- F_f : 表 5.1 に示す上フランジの設計強度 (kgf/cm^2)
- t_w : 腹板の板厚 (cm)
- t_f : 上フランジの板厚 (cm)
- d : 腹板の高さ (cm)
- c_1 : 腹板上縁の局所荷重作用幅 ($c_1 = c + 2t_f$) (cm)

- (3) 組み合わせ荷重での極限強度に対する安全性の照査式

局所荷重の他に曲げモーメントおよびせん断力を作用する場合の桁の極限強度に対する安全性は式(2.3.2)で照査するものとする。

$$\nu \left\{ \left(\frac{P}{P_u}\right)^2 + \left(\frac{M}{M_u}\right)^4 + \left(\frac{S}{S_u}\right)^4 \right\} \leq 1.0 \dots\dots\dots (2.3.2)$$

ここに、

- ν : 対象構造物の重要性に依存する安全率

P_u, M_u, S_u : 局所荷重、曲げモーメントおよびせん断力の荷重が単独に作用する時の桁の極限強度で、 P_u は式(2.3.1)、 M_u, S_u は付録2. の式で計算される値である。

P, M, S : 桁に作用する局所荷重、曲げモーメントおよびせん断力。なお、 M および S の値は局所荷重の載荷幅の中央にあたる断面での値を用いるものとする。

【解説】

局所荷重を受ける桁の耐荷力の算定式については、従来から相当数の提案がなされており、その中には実際の設計基準として採用されているものもある。ここで提案している算定式は文献1) および文献2) の知見を基により簡単な式として提案するものであり、元の形は以下に示す式(解2.3.1)である。

$$P_u = (25t_w^2\sigma_w + 4t_w t_f \sigma_f) (1 + c_1/2d) \dots\dots\dots (解2.3.1)$$

式(解2.3.1)による耐荷力算定式と従来各国の研究者により実施された143体の実験⁴⁾との比較結果を他の算定式のそれと一緒に示すと表解2.3.1のようになる。ただし、単位は N, mm 系で示してある。また、 σ_w, σ_f はそれぞれ腹板および上フランジの材料降伏点を示す。

提案する耐荷力式(解2.3.1)による抵抗係数 ϕ_{pu} の値をSGST-Format⁵⁾に基いて試算すると、つぎのようになる。

式(解2.3.1)の計算値に対する実験値の比の値の統計量は以下の通りである。

$$\begin{aligned} \text{平均値} \quad X &= P_M = 0.984 \quad (P_M: \text{設計係数}) \\ \text{標準偏差} \quad \sigma &= 0.144 \\ \text{変動係数} \quad \sigma/X &= V_P = 0.147 \quad (V_P: P_M \text{ の変動係数}) \end{aligned}$$

従って、 V_M (材料係数 M の変動係数)、 V_F (製作係数 F の変動係数)をそれぞれSGST-Formatに基づいて $V_M = 0.11$, $V_F = 0.05$ とすると、抵抗強度の全変動係数 V_R は

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} = \sqrt{0.11^2 + 0.05^2 + 0.147^2} = 0.190 \dots\dots\dots (解2.3.2)$$

となる。また、 $k_R = 1.65$ (k_R : 下界の程度を示す定数)、材料係数を $M_m = 1.15$ 、製作係数を $F_m = 1.00$ 、較正係数を $\phi_1 = 1.0$ とすると抵抗係数 ϕ_{pu} は以下に示す値となる。

$$\phi_{pu} = \phi_1(1 - k_R V_R) M_m F_m P_m = 1.0(1 - 1.65 \times 0.190) \times 1.15 \times 1.00 \times 0.984 = 0.777 \quad (解2.3.3)$$

このようにして求められた抵抗係数 ϕ_{pu} の小数第3位を切り捨てて $\phi_{pu} = 0.77$ とし、式(解2.3.1)に積したものが式(2.3.1)である。

次に式(解2.3.1)による耐荷力算定値 P_u と実験値 P_u^e の相関関係を調べた結果を示す。

まず、パラメータ a/d について以下の四つの領域での相関関係に差異があるかどうかを調べたが、結果は図解2.3.1~解2.3.4および表解2.3.2に示すとおり各領域でさしたる差はない。

- ①全領域、② $0 < a/d \leq 1$ 、③ $1 < a/d \leq 2$ 、④ $2 < a/d$

つぎに、パラメータ c/d に関する分析の例を以下に示す。 c/d についてはつぎの三つの領域を考え、相関関係の差を調べる。

表解2.3.1 局所荷重を受ける桁の耐力の各算定式による値と実験値との比較

提案者	算定式	P _u ^c /P _u		
		平均 x	偏差 σ	変動 σ/x
Granholm	P _u =9000t _w ² (1)	1.356	0.450	0.332
Bergfelt	P _u =0.68t _w ² (Eσ _w) ^{1/2} (t _f /t _w) ^{0.6} (2)	1.095	0.223	0.204
Dubas & Gehri	P _u =0.75t _w ² (Eσ _w t _f /t _w) ^{1/2} (3)	1.128	0.203	0.180
Dubas	P _u =0.75t _w ² (Eσ _w t _f /t _w) ^{1/2} (1+c/d) (4)	1.013	0.173	0.171
Skaloud & Drdackey	P _u =0.55t _w (0.9t _w +1.5ct _w /d)(Eσ _w t _f /t _w) ^{1/2} (5)	1.446	0.263	0.182
Drdackey	P _u =11.6σ _w t _w ² (1+0.004c/t _w)(D ₁ /t _w ⁴) ^{0.153} (6) D ₁ =b _f t _f ³ /12	1.553	0.357	0.230
Herzog	P _u =10000t _w ² [1.2+(5I _f d/4I _w t _w) ×(1+c/d) ² (0.85+a/100d)] (7) I _f =b _f t _f ³ /12 I _w =t _w d ³ /12	0.847	0.165	0.195
Chong (mec.sol.)	P _u =0.18σ _w t _w ² (Et _f /0.8t _w d ^{1/2}) ^{1/2} {1+ 8(c/d)(t _w /t _f) ^{2.5} } (8)	1.192	0.227	0.191
Chong (emp.2nd)	P _u =0.426(Eσ _w) ^{1/2} t _w ² {1+(t _f /t _w) ^{1/2} } ×{1+2(c/d)(t _w /t _f)} (9)	1.214	0.227	0.187
Roberts (mec.mod.)	P _u =0.5t _w ² (Eσ _w t _f /t _w) ^{1/2} {1+ 3(c/d)(t _w /t _f) ^{3/2} } (10)	1.587	0.246	0.157
Roberts (mec.sol.)	P _{u1} =4(M _f /β)+(4β+2c-2η)(M _w /αcosθ) (11) P _{u2} =4(M _f /β)+σ _w t _w (β+c), P _u =Min{ P _{u1} , P _{u2} }	1.191	0.228	0.191
文献 2)	P _u =P _c +P _w +P _f (12)	0.982	0.127	0.130
	(P/P _U) ² +(M/M _U) ² +(S/S _U) ² =1 (13) M _U :S _U ; Basler's Eq.	1.055	0.134	0.127
	(P/P _U) ² +(M/M _U) ⁴ +(S/S _U) ⁴ =1 (14) M _U :S _U ; Basler's Eq.	0.998	0.125	0.126
式(解2.3.1)	P _u =(25t _w ² σ _w +4t _w t _f σ _f)(1+c ₁ /2d) (15)	0.984	0.144	0.147
備考 1. (5), (6), (10)は安全率を含めた式と考えられる. 2. 実験桁143体の諸元は,以下の範囲にある. 75 ≤ d/t _w ≤ 505 0.75 ≤ α/d ≤ 14 3.1 ≤ t _f ≤ 30.5 1 ≤ t _f /t _w ≤ 12.4 0 < c/d ≤ 0.78 300 ≤ α ≤ 9800 0.2 ≤ A _f /A _w ≤ 7 0.72 ≤ σ _f /σ _w ≤ 1.58 250 ≤ d ≤ 1000 ただし, A _w =t _w d 2.1 ≤ b _f /t _f ≤ 48.8 1 < c ≤ 711 A _f =t _f b _f 1.0 ≤ t _w ≤ 4.9 178 ≤ σ _w ≤ 354				

表解2.3.2 a/d 各領域における P_u^e/P_u の統計量

算定式	領域	標本数	P_u^e/P_u		
		n	平均 X	偏差 σ	変動 σ/x
$P_u = (25t_w^2\sigma_w + 4t_w t_f \sigma_f)(1 + c_1/2d)$	①全領域	143	0.984	0.144	0.147
	② $0 < a/d \leq 1$	47	0.981	0.163	0.166
	③ $1 < a/d \leq 2$	48	0.990	0.148	0.150
	④ $2 < a/d$	48	0.981	0.120	0.122

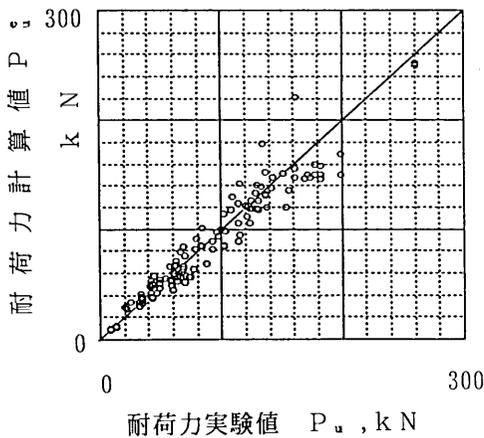
④ $0 < c/d \leq 0.05$ ⑤ $0.05 < c/d \leq 0.1$ ⑥ $0.1 < c/d$

領域④⑤⑥での相関図を図解2.3.5~解2.3.7に、また、統計量を表解2.3.3に示す。

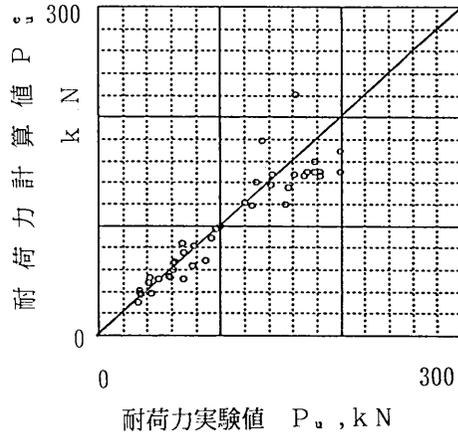
これらの結果から、 c/d についても領域による相関関係の差違は顕著でなく、式(解2.3.1)が領域に左右されず安定した信頼性を持って耐荷力を予測することが知られる。

表解2.3.3 c/d 各領域における P_u^e/P_u の統計量

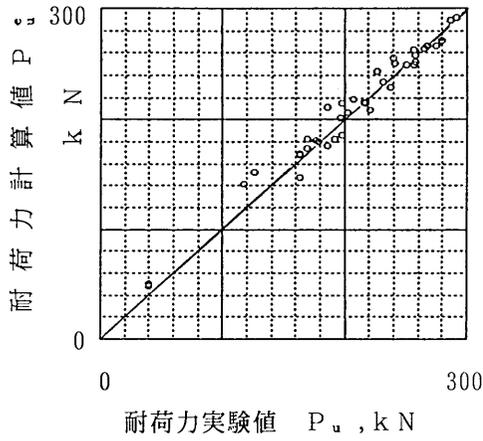
算定式	領域	標本数	P_u^e/P_u		
		n	平均 X	偏差 σ	変動 σ/x
$P_u = (25t_w^2\sigma_w + 4t_w t_f \sigma_f)(1 + c_1/2d)$	①全領域	143	0.984	0.144	0.147
	⑤ $0 < c/d \leq 0.05$	24	0.993	0.117	0.118
	⑥ $0.05 < c/d \leq 0.1$	60	0.965	0.150	0.156
	⑦ $0.1 < c/d$	50	1.000	0.151	0.151



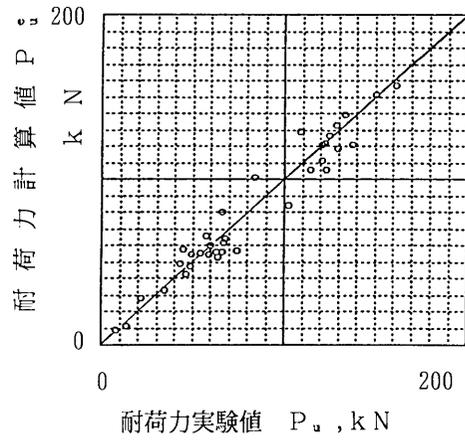
図解2.3.1 全領域



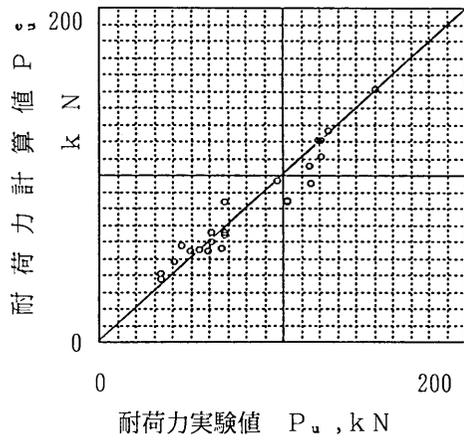
図解2.3.2 $0 < a/d \leq 1$



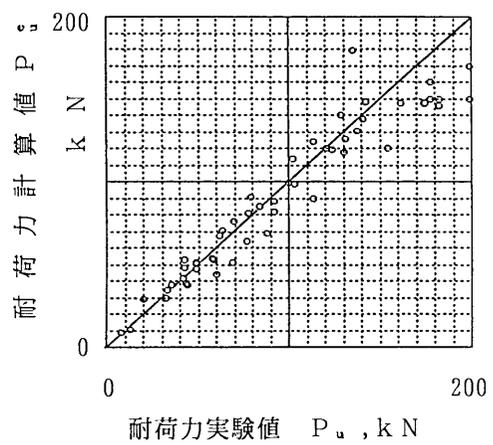
図解2.3.3 $1 < a/d \leq 2$



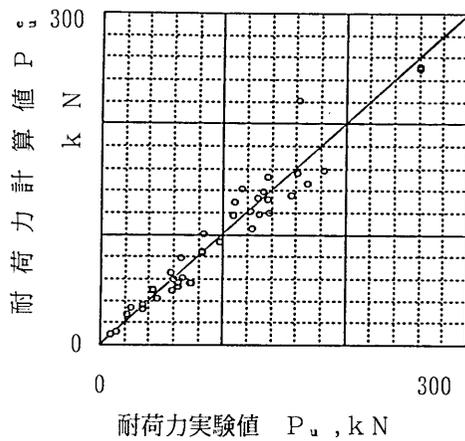
図解2.3.4 $2 < a/d$



図解2.3.5 $0 < c/d \leq 0.05$



図解2.3.6 $0.05 < c/d \leq 0.1$



図解2.3.7 $0.1 < c/d$

参考文献

- 1) 森脇良一・滝本哲四郎・三村裕一: 局所荷重を受ける桁の耐荷力, 土木学会論文集, 第339号(1983)
- 2) 森脇良一・滝本哲四郎・安井義則: 局所荷重を受ける桁の耐荷力算定法の拡張, 土木学会論文集, 第392号(1988)
- 3) 滝本哲四郎・今川洋志: 局所荷重を受けるクレーンなどの桁の耐荷力, R & D 神戸製鋼所技報, Vol.41(1991)
- 4) C.K.Chong : COLLAPSE OF PLATE GIRDERS SUBJECTED TO PARTIAL EDGE LOADING, Univ.Cardiff(1980)
- 5) 鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究(代表研究者 福本秀士): 科学研究費総合研究(A), 研究成果報告書(1990)
- 6) 長大橋技術研究会: 荷重抵抗係数設計法(1980)

2.4 ラーメン構造

2.4.1 緒言

わが国では、鋼骨組構造物の座屈設計は有効座屈長の概念を用いた方法(有効座屈長法)で行われている。これに対して、この方法が抱えている種々の矛盾点(Paradox)に対する指摘が研究者のみならず、実務技術者からも出ている^{1)-5),18)}。この章では、それらの問題点を整理し、有効座屈長法の新しい適用方法、および有効座屈長に代わる新しい座屈設計法である2次解析法の概念について概説する。

2.4.2 有効座屈長法の問題点

1) 有効座屈長の算定方法

有効座屈長法は有効座屈長を求める方法により、表2.4.1に示すように2種類に分類される¹⁸⁾。第1の方法は、有効座屈長を図2.4.1に示すような部分構造物の柱の座屈解析から求めるもので、通常AISCのノモグラフ¹⁵⁾から算定されるが、表中の公式(1),(2)が良い精度で使用できる。以下、この方法を部分構造解析法と呼ぶ。この方法は、わが国を始めAISC等で広く用いられている。わが国の道路橋示方書の座屈係数を求める公式は、同様な方法で求められたものであるが、桜井⁴⁾が指摘しているように、剛比が5.0以下の場合にはかなり安全側になっている。

表 2.4.1 有効座屈長法

部分構造解析法	全体構造解析法
<p>側方拘束がある場合</p> $K = \frac{3.0 - 1.6(\xi_1 + \xi_2) + 0.84\xi_1\xi_2}{3.0 - (\xi_1 + \xi_2) + 0.28\xi_1\xi_2} \quad (1)$ <p>側方拘束がない場合</p> $K = \sqrt{\frac{1.6 + 2.4(\xi_1 + \xi_2) + 1.1\xi_1\xi_2}{\xi_1 + \xi_2 + 5.5\xi_1\xi_2}} \quad (2)$ <p>ここで、$\xi_1 = 1 / (1 + G_1)$、$\xi_2 = 1 / (1 + G_2)$であり、Gは拘束係数で次式で定義される。</p> $G = \frac{\text{柱の剛度の和}}{\text{はりの剛度の和}} = \frac{\sum (I/L)_{\dots\dots\dots}}{\sum (I/L)_{\dots\dots\dots}}$ <p>Gの添字 t、b は柱の上端、下端を表す。</p>	$\text{Det} [K_e] - \Lambda [K_c(N)] = 0 \quad (3)$ $K = \frac{\pi}{h} \sqrt{\frac{EI}{\Lambda \cdot N}} \quad (4)$ <p>$[K_e]$ = 剛性マトリックス $[K_c(N)]$ = 幾何剛性マトリックス</p>

第2の方法は、有効座屈長を構造物全体の固有値解析から求めようとするものである(以下、全体構造解析法と呼ぶ)。この手法は、わが国では、西野らの論文⁶⁾で提案されて以後、実際の構造物の設計に広く用いられているが、もともと、古くから知られていた方法である(例えばWang⁷⁾)。以下、これらの2方法が抱えている問題点について調べる。

2) 部分構造解析法

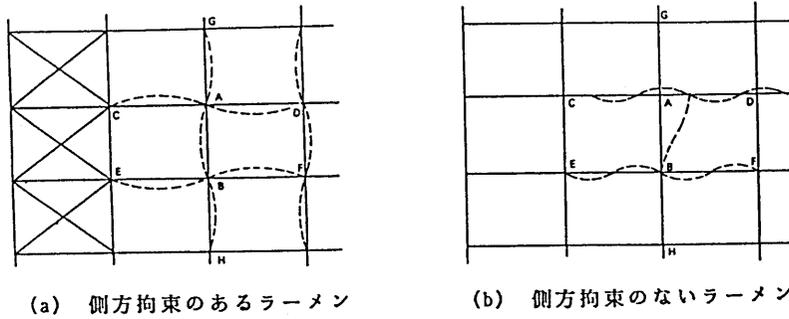


図 2.4.1 長方形ラーメン構造物

この方法は、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、表2.4.1の公式は、以下の基本仮定の基に導かれたものである。

- ①弾性挙動.
- ②すべての部材は一樣断面.
- ③すべての結合部は剛結.
- ④荷重は鉛直荷重のみで、すべて節点に作用する(はりには荷重が作用しない).
- ⑤すべての柱の座屈パラメータ

$$\phi = h\sqrt{\frac{P}{EI}} \dots\dots\dots (2.4.1)$$

は同一である。ここに、 $P =$ 軸圧縮力、 $EI =$ 曲げ剛度、 $h =$ 柱の長さである。

⑥すべての柱は同時に座屈し、考えている柱の両端のたわみ角は、 $\theta_G = \theta_B, \theta_A = \theta_H$ が成り立つ(図2.4.1参照)。

⑦側方拘束のある場合、はり両端の回転角は、大きさが同じで方向が逆方向である。⑧側方拘束のない場合、はり両端の回転角は、大きさおよび方向とも同じである。

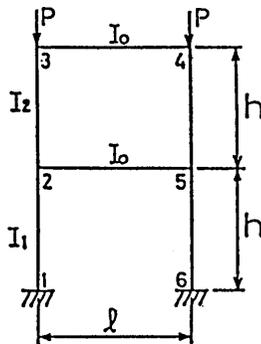


図 2.4.2 2層ラーメン

これらの条件をすべて満足する場合、表2.4.1の公式はほぼ正解値を与える。しかし、実際の構造物、荷重条件でこれらの全てを満足する場合は非常に少なく、文献3)によれば、1層1スパンラーメンで、構造および荷重が共に対称(柱はもちろん一樣断面)の場合のみである。例えば、図2.4.2に

表 2.4.2 座屈パラメータの変化による有効座屈長の誤差の変化

ϕ_2/I_1	ϕ_1/ϕ_2	第2層の柱の有効座屈長係数 K2		
		厳密解	部分構造解析(式(2))	誤差率(%)
0.5	0.707	1.422	1.706	20.0
0.6	0.775	1.506	1.770	17.6
0.7	0.837	1.586	1.832	15.5
0.9	0.949	1.740	1.949	12.0
1.0	1.000	1.813	2.004	10.6

示す2層ラーメンの場合、座屈時の変形は明らかに $\theta_1 \neq \theta_3, \theta_6 \neq \theta_4$ であるから、仮定⑥を犯すことになる。また、 $I_1 \neq I_2$ であれば、仮定⑤も満足されない。

1つの数値実験として、図2.4.2の2層1スパンラーメン(はりの剛比 = $I_0 h / I_1 \ell = 0.375$)の第2層目の柱の剛比を $I_2 / I_1 = 0.5$ から 1.0 に変化させたときの、第2層目の柱の有効座屈長を式(2)計算した値と後述の全体構造解析法で計算した値(厳密値)と比較したものが表2.4.2である。表2.4.2を見ると、第1層と第2層の柱の座屈パラメータの比 ϕ_1 / ϕ_2 が 1.0 に近づくと誤差は小さくなるが、その値が 1.0 となっても、両者は一致しない。これは、上記の基本仮定⑥を犯しているからである。節点 1, 6 は固定であるので、基本仮定⑥を満足するためには、座屈時に全ての節点の節点回転角は零でなければならない。すなわち、はりの剛性は無限大である必要がある。したがって、はりの剛性が低くなるほど、誤差は大きくなる。このことは、文献 19) でも指摘されている。

3) 全体構造解析法

この方法は、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(線形座屈解析)を行って固有値を求め、表2.4.1の式(3)、(4)によって各部材の有効座屈長を求める方法である。具体的には、次の手順のようになる。

- (1) 各部材断面を仮定する。
- (2) 荷重状態を設定する。
- (3) 弾性1次解析(微小変位解析)により各部材の軸力 N 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 $[K_G(N)]$ を作成し、式(3)により固有値解析を行い、最小の固有値 Λ を求める¹⁷⁾。
- (5) 各部材の有効座屈長を式(4)より求める。

この方法は、上記の部分構造解析法に対し、コンピュータの利用が前提になり、計算が煩雑になる代わりに、任意形状の骨組が任意の荷重を受ける場合の有効座屈長が算定できる。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で計算できる⁶⁾。このように、この方法は一見非常に合理的な方法であるように思われるが、実際の構造物に適用してみると種々な問題点が生じ、その適用

法及び結果の解釈をめぐって、実務技術者のみならず研究者の間でも混乱が見受けられる²⁾。尾下⁵⁾によって指摘された実務設計上の問題点は次の3点である。

- (1) 考えている部材に最も不利となる、すなわち、はり一柱の強度照査式の左辺が最も大きくなる載荷状態を見つけるためには、膨大な量の固有値解析が必要となる。
- (2) 変断面部材の有効座屈長の取扱いが煩雑である(1部材内でも、各断面ごとに“有効座屈長”が異なる)。
- (3) 軸圧縮力が小さい部材の有効座屈長が非常に大きくなり現実的でない。

上記の、(1)、(2)は設計の際に煩雑さが増すという問題で正確さの問題ではないが、(3)は設計の信頼性に影響する。以下、(3)のように設計の精度に影響するような数種の例を挙げてみる。

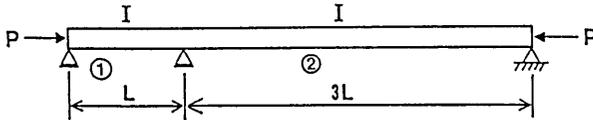


図 2.4.3 2 スパン連続はり一柱

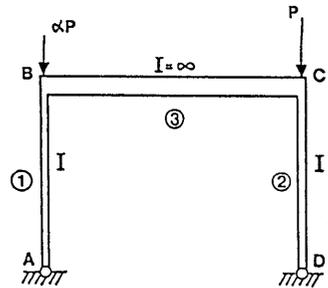


図 2.4.4 非対称荷重を受ける門型ラーメン

[例 1] 2 スパン連続はり一柱 (図2.4.3)

この構造物の座屈荷重は、マトリックス法によらずとも、座屈たわみ角法^{15),17)}等により簡単にも求められる。座屈荷重は $P_{cr} = 0.2\pi^2 EI/L^2$ であるから部材①、②の有効座屈長係数 K_1, K_2 はそれぞれ

$$K_1 = \frac{\pi}{L} \sqrt{\frac{EI}{P_{cr}}} = 2.23 \quad K_2 = \frac{\pi}{3L} \sqrt{\frac{EI}{P_{cr}}} = 0.743 \quad \dots\dots\dots (2.4.2)$$

となる。この場合、部材②の有効座屈長係数の値は妥当な値であるが、部材①の値は明らかに不合理であり、この部材の変形を拘束する部材②があるために、有効座屈長係数は、拘束部材がない場合の値 1.0 よりかえって大きくなってしまふ。この例のように、座屈に対して弱い部材(部材②)と強い部材(部材①)の座屈パラメータ ϕ の値の差が大きいと、座屈に対して強い部材の有効座屈長の値は過大になる。これは、低軸力部材の有効座屈長の値が過大になるのと同じ理由である。すなわち、座屈に対して極端に弱い部材があると、その座屈で構造物全体の座屈荷重が決められてしまうため、両端ピンの柱に置き換えことをする有効座屈長法では、強い部材の有効長さは極端に大きくなってしまふためである。

誤解が生ずるといけないので追加するが、軸力だけを受ける部材の場合には、当然のことながら図2.4.3のような設計は最適ではなく、部材①の剛性をもっと小さくするか、または部材②の剛性を

表 2.4.3 非対称荷重を受けるラーメン

α	K_1	K_2
1.0	2.0	2.0
0.25	3.14	1.57
0.04	7.3	1.46
0.0	∞	1.40

表 2.4.4 1層2スパンラーメン

	モデル(A)	モデル(B)
部分構造	$K_1 = \infty$	$K_1 = \infty$
解析法	$K_2 = 2.0$	$K_2 = 2.0$
全体構造	$K_1 = 3.23$	$K_1 = 0.72$
解析法	$K_2 = 3.23$	$K_2 = 3.23$

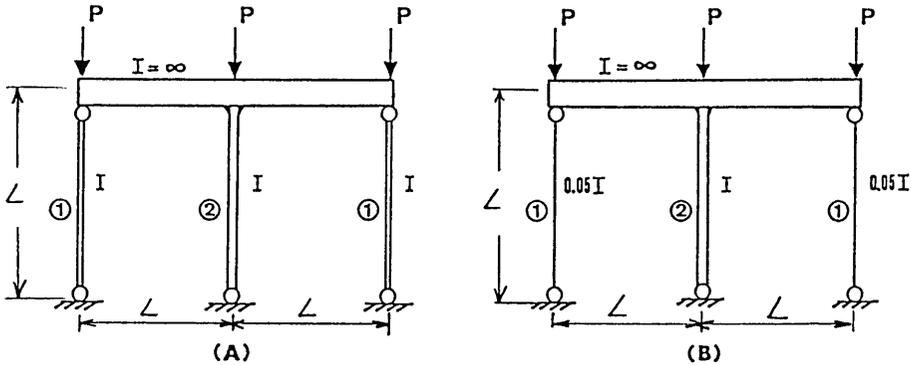


図 2.4.5 1層2スパンラーメン

もっと大きくする必要がある。しかし、この構造物に横荷重が存在する、すなわち、部材をはり一柱として設計しなければならないときは、図2.4.3のような構造で、最適設計になり得る可能性がある(部材①の横荷重が部材②の横荷重に比べて大きい場合)。はり一柱の強度相関式で照査するとき、有効座屈長を求めなければならないが、そのときに上記のような矛盾が生ずるということである。

なお、部分構造解析法の公式(1)により有効座屈長を計算すると、この問題は、はりが無いので、 $G_i = \infty, \xi_i = 0.0$ であるので $K_1 = K_2 = 1.0$ となり、安全側の値であるが矛盾はなくなる。

[例2] 非対称荷重を受けるラーメン(図2.4.4)

柱①に作用する鉛直荷重の係数 α を変化させることにより、作用する荷重は非対称となる。この α の値の変化による有効座屈長係数 K_1 (柱①), K_2 (柱②) の値の変化は表2.4.3のようになる。この構造物のはりの剛性は無限大であるので、柱の有効座屈長係数は、2.0 以上にはなり得ないが、表2.4.3 に示すように、 α が1.0 以外では、有効座屈長係数は2.0 より大きくなり、明らかに不合理である。

なお、部分構造解析法の公式(1)で有効座屈長を計算すると、この問題は柱基部がヒンジではりの剛性が無限大であるから、 $G_1 = \infty, G_2 = 0, \xi_1 = 0, \xi_2 = 1.0$ であるので $K_1 = K_2 = 2.0$ となり矛盾はなくなる。

[例3] 1層2スパンラーメン(図2.4.5)

この問題は、文献1)で有効座屈長を求める AISC の方法(式1, 2と基本的には同じ)のパラドックスを示すために引用された例である。図2.4.5(A),(B)の柱の両端はヒンジであり、図(B)の柱の断面2次モーメントは柱のその0.05倍である。柱①は英語で Leaning Column といい、それ自体は横方向の剛性はないが、横方向に剛性を持つ柱と一体となって、安定な構造物を形成する。この構

造物の側方変位モードに対する有効座屈長係数 K_1 (柱①), K_2 (柱②) を部分構造解析法および全体構造解析法で求めると表2.4.4のようになる。

文献1)によれば、柱①は両端ヒンジであるため、通常有効座屈長 $K_1 = 1.0$ で設計されるようであるが、上記のいずれかで計算しても1.0にはならない、部分構造解析法では $K_1 = \infty$ となり、設計は事実上不可能となる。また、全体構造解析法では、モデル(B)の柱①の有効座屈長は0.72となり、側方無拘束のラーメンの柱の有効座屈長が両端ピンの柱の有効座屈長より短くなることは、明らかに不合理である。なお、後述のように、モデル(B)に対して、側方変位が拘束されたものとして座屈荷重を求め、有効座屈長を求めると、 $K_1 = 1.02, K_2 = 4.54$ となり、柱①の有効座屈長は改善されるが、柱②の有効座屈長は、側方変位無拘束の場合より大きくなる。

[例4] 斜張橋

文献8)に、桁に等分布荷重を受ける斜張橋モデルの線形座屈解析より得られた座屈モードと荷重を単調に増大させ弾塑性有限変位解析を行ったときの崩壊時のモードの比較があるので図2.4.6に引用する。モデル1, 2, 3は、それぞれ、塔、桁、ケーブルより塑性化が生ずるモデルを表す。図2.4.6より分かるように、いずれのモデルにおいても、座屈モードと崩壊モードは塔においてはよく一致しているものも、桁においては非常に異なる。

従って、桁の設計時に、座屈解析(全体構造解析)から得られた有効座屈長を用いることは、合理的とは思われない。さらに、桁に関しては、線形座屈解析から得られた有効座屈長が過大になり、それを用いて設計するとかなり不経済な設計になることが指摘されている。

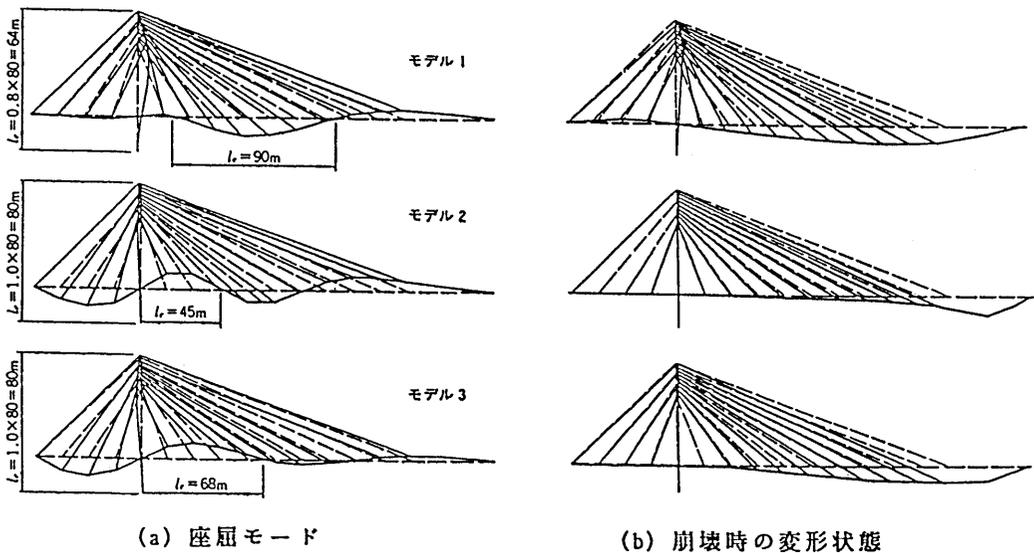


図 2.4.6 斜張橋の座屈モードと崩壊時の変形状態

4) 高次の固有値に基づく全体構造解析法²¹⁾

前述の全体構造解析法では、最小の固有値を基に、各部材の有効座屈長を求めた。この方法によると、構造物の内部に、座屈に対して弱い部材(座屈パラメータが大きな部材)が存在すると、強い部

材の有効座屈長は過大に評価されてしまうことになる。すなわち、前述の全体構造解析法が精度良く用いられる構造物は、各部材の座屈パラメータの値がほぼ等しい場合であると言える。

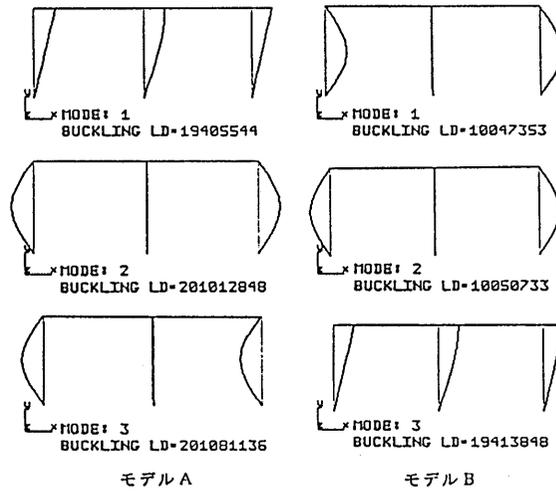


図 2.4.7 モデル A,B の座屈モード図

表 2.4.5 モデル A,B の座屈荷重と有効座屈長

モデル	次数	柱①		柱②	
		座屈荷重 $P_{cr}(tf)$	有効座屈長 $l_e(*L)$	座屈荷重 $P_{cr}(tf)$	有効座屈長 $l_e(*L)$
A	1	1.941E+07	3.268	1.941E+07	3.268
	2	2.010E+08	1.015	2.010E+08	1.015
	3	2.011E+08	1.015	2.011E+08	1.015
B	1	1.005E+07	1.016	1.005E+07	4.542
	2	1.005E+07	1.015	1.005E+07	4.541
	3	1.941E+07	0.731	1.941E+07	3.267

これに対して、高次の座屈固有値を用いて有効座屈長を求める方法が、尾下²¹⁾によって提案されている。図2.4.5の例について、 $L=1m, P=1tf, E=2.1 \times 10^7 tf/m^2, I=1.0m^4$ (柱), $I=1000m^4$ (はり)として座屈荷重、座屈モード、有効座屈長を求めると表 2.4.5、図2.4.7のようになる。図2.4.7の座屈モードから、モデル(A)では、柱に対して1次のモード、柱①に対して2次(または3次)のモードがそれぞれの柱が単独に座屈座屈する場合に対応し、モデル(B)では、柱①に対して1次または2次のモード、柱②に対して3次のモードが、それぞれの柱が単独に座屈する場合に対応することが分かる。従って、表2.4.5の枠で囲った有効座屈長が、各柱の真の有効座屈長を与え、[例3]のような矛盾はなくなる。この例では、座屈モードから各柱が単独に座屈するモードを推測できるが、各部材間の相関が強い場合には、どのモードの有効座屈長を用いれば良いかの判定が難しくなり、この点が

この方法の今後の研究課題である。

2.4.3 弾性2次解析法

前章で述べたように、有効座屈長法は種々の問題点を含んでいるためそれに代わる方法が現在の内外の研究者の間で模索されている。その1つの方法は2次解析法に基づく方法である。この方法は、次のように分類されよう。

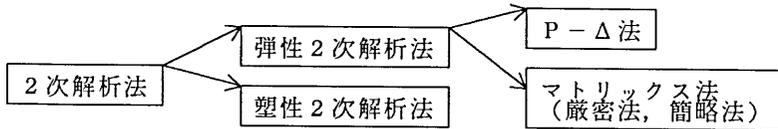


図 2.4.8 2次解析法の分類

2次解析法 (Second Order Analysis) は、わが国の土木の分野では、線形化有限変位解析法と呼ばれることが多いが、ここでは、欧米およびわが国の土木以外の分野で伝統的に用いられている名称である2次解析法を用いる。2次解析法は、骨組構造物の非線形解析では、非線形性の取扱いの精度が最も低い方法で、通常はり一柱理論 (Beam-Column Theory) と呼ばれる理論に基づく。この方法の非線形性は、軸力の存在によるいわゆる $P-\Delta$ 効果 (部材が変位することによって生ずる軸力×変位で表される付加的なモーメント) による。

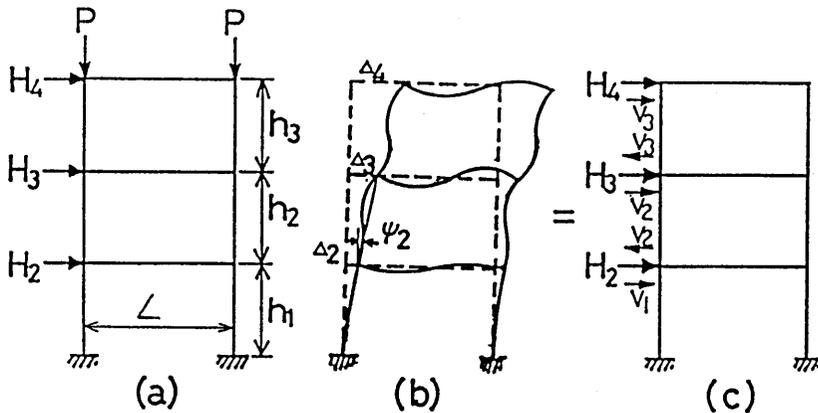


図 2.4.9 $P-\Delta$ 法の基本概念

図2.4.9の $P-\Delta$ 法は、2次解析法の内、特に側方拘束の無い長方形ラーメン構造物に対して適用出来る方法であり、マトリックス法は一般の構造物に適用可能である。以下、弾性2次解析法の範疇にはいる $P-\Delta$ 法とマトリックス法について説明を行う。

1) $P-\Delta$ 法

$P-\Delta$ 法については、文献9)で詳述した。基本的な概念は次のようである。すなわち、 $P-\Delta$

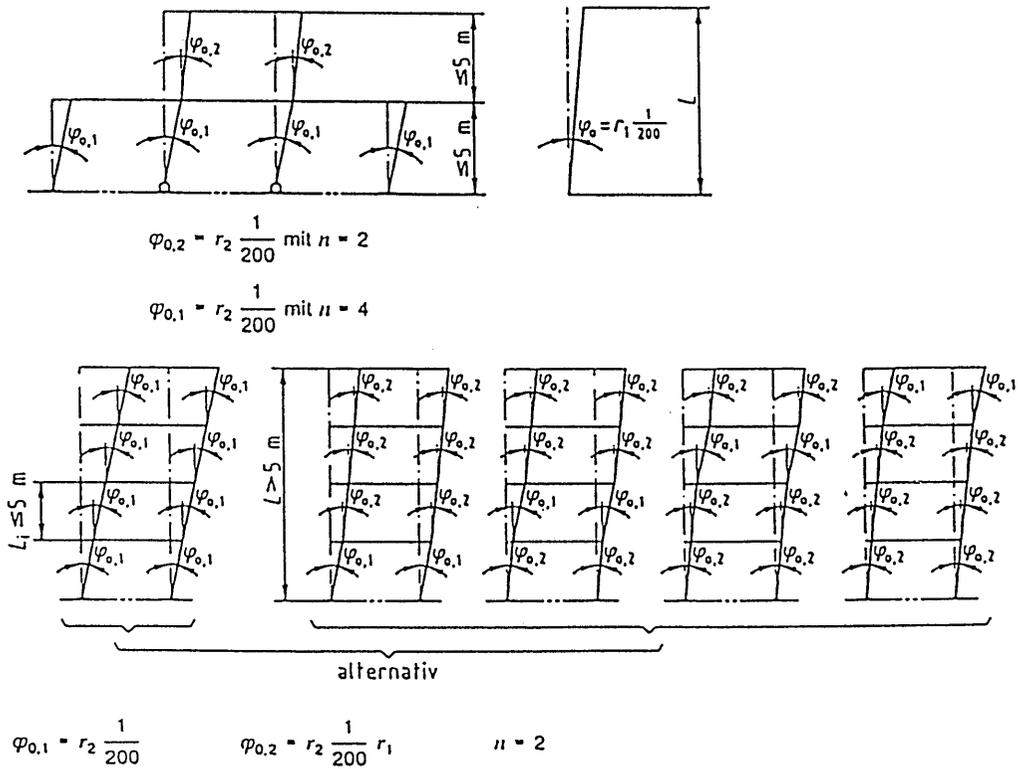


図 2.4.10 長方形ラーメンの初期変移モードの与え方の例

効果によって生ずる付加的なモーメントを等価な 1 対の水平力 (層せん断力) に置き換え, この層せん断力と水平荷重の和 (換算水平力) をラーメンに作用させて弾性 1 次解析より断面力を求め, 断面の強度相関式により安全性を照査する方法である. 換算水平力の概念は図 2.4.10 の床レベル 3 に着目すると次のようになる. 床レベル 2, 3 の水平変位 Δ_2, Δ_3 によって生ずる付加的モーメントは第 2 層の柱の軸力の和を $\sum N$ とすると, $(\sum N) \cdot (\Delta_3 - \Delta_2)$ となり, これに等価な層せん断力 V_2 は $V_2 = (\sum N)(\Delta_3 - \Delta_2)/h_2 = (\sum N)\Psi_2$ となる. ここに, $\Psi_2 = (\Delta_2 - \Delta_1)/h_2$ は第 2 層の部材回転角である. V_2 はラーメンの第 2 層に 1 対の水平力として図 2.4.10(c) のように作用する. 従って, 床レベル 3 に作用させるべき水平力すなわち換算水平力 H'_3 は $H'_3 = H_3 + V_2 - V_3$ となる.

$P - \Delta$ 法には, 繰り返し計算の必要な方法と不必要な方法が提案されている.

(繰り返し計算が必要な方法)

文献 10) で提案した $P - \Delta$ 法の基本的計算手順は以下のようである.

- ① 各部材断面を仮定する.
- ② 荷重状態を設定する.
- ③ 仮定した各層の部材回転角 Ψ_i ; より次式により i 層の層せん断力 V_i を求める.

$$V_i = \left(\sum N \right) (\Psi_{oi} + 1.2\Psi_i) \dots\dots\dots (2.4.3)$$

ここで, $\sum N = i$ 層の柱の軸力の和である. また, Ψ_{oi} は i 層の初期部材回転角 (後述) である.

④換算水平力 H'_i を次式より求める。

$$H'_i = H_i + (V_{i-1} - V_i) \dots\dots\dots (2.4.4)$$

ここで、 H_i = 床レベル i に作用する水平荷重 (図2.4.10参照)。

⑤ H'_i を各床レベルに作用させ、弾性1次解析により各層の部材回転角を求め、これを仮定した部材回転角と比較し、収束していなければ新に求めた部材回転角を Ψ_i としてステップ③に戻る。

⑥上の過程で求めた各部材の各断面の軸力 N 、曲げモーメント M が断面の強度照査式(後述の式(2.4.6))を満たすかどうかを照査する。満たしていなければステップ①に戻る。

部材回転角はたわみ角法で用いられる部材回転角のことで、ステップ③での部材回転角 Ψ_i は水平荷重 $H_i (i = 1, 2, \dots)$ のみを作用させた状態での弾性1次解析 (例えばたわみ角法) より容易に求められる。

(繰り返し計算が不必要な方法)

文献11)で提案した、部材回転角を求めるための繰り返し計算が不要な方法は以下のようなものである。

- ①各部材断面を仮定する。
- ②荷重状態を設定する。
- ③弾性1次解析により各部材の部材回転角 $\Psi_i^{(1)}$ を求める。
- ④次式により2次理論による近似的な部材回転角 Ψ_i を求める。

$$\Psi_i = \frac{1 + (\sum N / \sum H) \Psi_{oi}}{1 - 1.2 (\sum N / \sum H) \Psi_i^{(1)}} \Psi_i^{(1)} \dots\dots\dots (2.4.5)$$

ここで、 $\sum H$ = 層 i より上方の層に働く水平力の総和である。

⑤式(2.4.3)により i 層の層せん断力 V_i を求める。

⑥換算水平力 H'_i を式(2.4.4)より求める。

⑦ H'_i を各床レベルに作用させ、弾性1次解析により各部材の各断面の軸力 N 、曲げモーメント M を求め、それらが断面の強度照査式(式(2.4.6))を満たすかどうかを照査する。満たさないときは、ステップ①に戻る。

この方法は、文献11)でも述べたように、簡単な割には、精度がかなり良い。上述の計算に必要な断面の極限強度照査式および初期部材回転角 Ψ_{i0} の考え方を以下に説明する。

a) 断面強度照査式

2次解析法では、断面(または短柱)の極限強度照査式のみ必要で、部材の極限強度照査式はいらない。断面の極限強度照査式は色々提案されているが、次式の線形相関式¹⁰⁾をここでは用いる。

$$\frac{N}{Q N_Y} + \frac{M}{Q_B M_Y} \leq 1.0 \dots\dots\dots (2.4.6)$$

ここで、 Q, Q_B は、それぞれ、局部座屈による全断面降伏軸圧縮力 N_Y および降伏モーメント M_Y の低減係数を表し、これらの計算方法は文献10)に詳述してある。式(2.4.6)は初期降伏または局部座屈の発生を限界と考えた強度相関式で、比較的厚肉弾面では、静荷重に対してかなり安全側になるが、耐震設計を考えた場合、真の極限強度と設計時に考えている極限強度との間にはある程度の余裕を持つことが望ましい¹¹⁾ことからこの式を採用する。

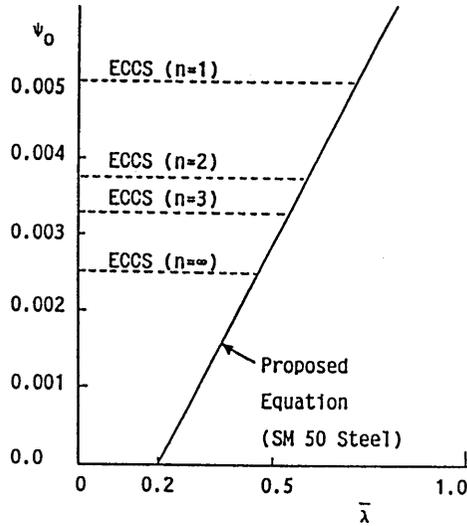


図 2.4.11 初期部材回転角の比較

b) 初期部材回転角 Ψ_{oi}

初期部材回転角は、構造物の持つあらゆる初期不整量すなわち初期たわみ、残留応力などをこれによって代表させようとするもので、ただ単に幾何学的初期不整だけを表す量ではない。この量は $P-\Delta$ 法に限らず、2次解析法全般にわたって最も重要な量であり、この方法で設計された構造物の安全性はこの量によるといっても過言でない。初期部材回転角についての問題点は、①大きさをどのように定めるか?②それをどのような形で構造物に与えるか(すなわちモードの決定)?である。

上記の①については弾性2次解析法で設計された構造物が、その構造物の極限強度との間に一定の安全性を有するように決められるべきであろうが、これはなかなか難しい。事実、Eurocode3¹³⁾、DIN18800¹⁴⁾の指針では、案が出るごとに値および表現式が変わっていつている。一方、著者は文献¹¹⁾で、1層1スパンラーメン構造物に対して、有効座屈長法と $P-\Delta$ 法で求められる強度がほぼ同じになる条件から初期部材回転角の表現式を求めた。また、問題点の②は一般の骨組構造物に対しては大きな問題であるが、長方形ラーメンに対しては簡単である。図2.4.11にその例を示す¹⁴⁾。

ECCS¹⁵⁾、Eurocode3¹³⁾ および DIN18800¹⁴⁾の最新版で与えられている初期部材回転角の大きさは以下のようなものである

$$\Psi_{oi} = \frac{1}{200} r_1 \cdot r_2 \dots\dots\dots (2.4.7)$$

Eurocode 3 (1990)

$$r_1 = \sqrt{(0.2 + 1/s)} \leq 1.0 \dots\dots\dots (2.4.8)$$

$$r_2 = \sqrt{(0.5 + 1/n)} \leq 1.0 \dots\dots\dots (2.4.9)$$

DIN 18800 Teil2 (1990), ECCS (1983)

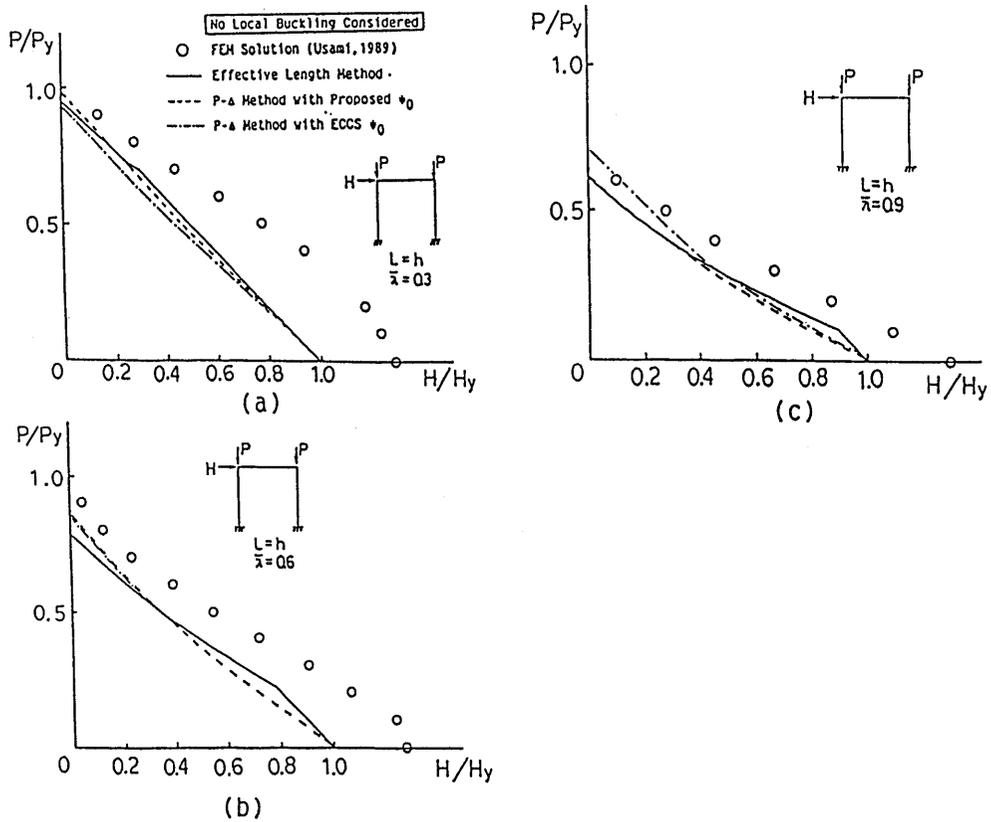


図 2.4.12 ラーメンの強度相関曲線の比較

$$r_1 = \sqrt{5/h(m)} \leq 1.0 \dots\dots\dots (2.4.10)$$

$$r_2 = (1 + 1/\sqrt{n}) / 2 \leq 1.0 \dots\dots\dots (2.4.11)$$

ここで、 s = 層の数、 n = 層 i の柱の数、 h = 層 i の柱の長さ (m) である。

一方、著者によって提案された式¹¹⁾は、

$$\Psi_{oi} = 0.25 \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} (\lambda - 0.2) \dots\dots\dots (2.4.12)$$

ここで、 λ は i 層の柱の細長比パラメータで次式で与えられる。

$$\lambda = \frac{Kh}{r} \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_Y}{E}} \dots\dots\dots (2.4.13)$$

ここで、 K = 有効座屈長係数、 r = 柱の断面 2 次半径である。

SM490 鋼材について、式 (2.4.12) と Eurocode 3 または ECCS の初期部材回転角 (ただし、 $h \leq 5m$ とする) を比較したものが図 2.4.12 である。図よりわかるように、1 層 1 スパン門型ラーメン ($n = 2$) については、 λ が 0.6 より大きくなると提案式の方が ECCS の式より大きな初期部材回転角を与えるようになる。図 2.4.13 は挿図にあるような 1 層 1 スパン門型ラーメン (柱の長さ h = はりの長さ L) の極限強度相関式 (P = 鉛直荷重、 H = 水平荷重、 $P_y = N_Y$ 、 H_y = 鉛直荷重がないときの初期降伏荷重) を、有効座屈長法、式 (2.4.12) の初期部材回転角を用いた P- Δ 法、ECCS の初期部材回転角

を用いた $P - \Delta$ 法、および FEM に基づく弾塑性有限変位解析結果と比較したものである。 $P - \Delta$ 法では、断面の極限強度式として式 (2.4.6)(ただし $Q = Q_B = 1.0$) を用いた。これらの図より、次のことがわかる。

① いずれの場合も、式 (2.4.12) を用いて計算した極限強度相関式は、有効座屈長を用いて計算した極限強度相関式とほぼ一致する。

② $\lambda = 0.6$ では、式 (2.4.12) および ECCS の初期部材回転角から求められた極限強度はほぼ一致、 $\lambda = 0.3$ では前者が大きくなり、 $\lambda = 0.9$ では前者が小さくなり、図 2.4.11 の考察の所で述べた事実と一致する。

片持柱、2 層 1 スパンラーメンについても 1 層 1 スパンラーメンとほぼ同じような結果が得られている。なお、FEM から計算した極限強度と設計強度 (有効座屈長法および $P - \Delta$ 法で求められた極限強度) との間にはかなりの差がある場合があるが、これは、設計強度が応力の再配分を用いない初期降伏 (または局部座屈) を限界状態に設定しているからで、FEM による極限強度との差はいわば余剰耐力と考えるべきである。

著者の提案になる式 (2.4.12) は有効座屈長が必要になるため、 $P - \Delta$ 法のメリットは多少薄れる。ところが、図 2.4.13 からわかるように、 λ が 0.6 より小さい場合には、式 (2.4.12) と ECCS は初期部材回転角の相違に関わらず結果はほとんど変わらないことから、実用的には、ECCS の式を採用することも考えられる。この点については、今後さらに検討する必要がある。

最後に $P - \Delta$ 法の利点・欠点をまとめると以下のようなよう。

利点

① 有効座屈長を求める必要がない。② 断面 (または短柱) の強度照査式のみが必要で、部材の安定照査式は不必要である。③ 変断面ラーメンに対しても適用が簡単である。④ 隅角部の設計の際に問題となる $P - \Delta$ 効果を含めた断面力が直接算定できる。

欠点

① 長方形ラーメンしか適用できず、一般のラーメンへの適用が困難である。

2) マトリックス法

上述のように $P - \Delta$ 法は長方形ラーメンにしか適用できないがマトリックス法は一般のラーメン構造物にも適用可能である。この方法は、用いる剛性マトリックスの精度に応じて厳密法と簡略法に区別される。厳密法に用いられる剛性マトリックスは、いわゆる座屈たわみ角法^{15),17)}から導かれる剛性マトリックスと同じであり、簡略法の剛性マトリックスは、それをテーラー展開して、軸力の線形項まで残したもので、線形座屈解析に用いられる剛性マトリックスと幾何剛性マトリックスの和に等しい。

マトリックス法の計算手順は次のようになる。

① 各部材断面を仮定する。

② 荷重状態を設定する。

③ 弾性 1 次解析により軸方向力 N を求める。

④ 部材の初期たわみの大きさおよび形状を決め、それを基に構造物の初期形状を決定し、節点座標値を算定する。

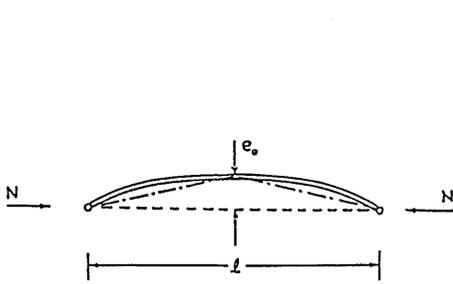


図 2.4.13 節点移動のない部材の初期変位

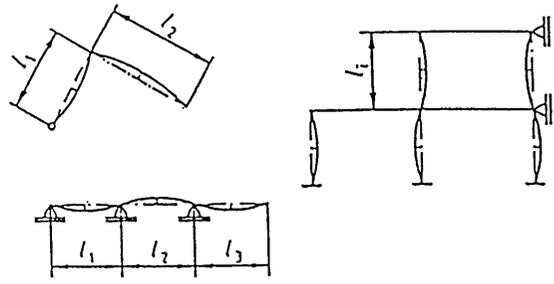


図 2.4.14 節点移動の無い構造物の初期変形モードの与え方の例

⑤次式の剛性方程式を解くことにより，断面力 \$N\$ および \$M\$ を求める。

厳密法

$$[K(N)]D = P \dots\dots\dots (2.4.14)$$

簡略法

$$([K_E] + [K_G(N)])D = P \dots\dots\dots (2.4.15)$$

ここに，\$[K(N)]\$ ははり一柱要素の剛性マトリックス^{16),20)}を重ね合わせた剛性マトリックス，\$D\$ は節点変位ベクトル，\$P\$ は荷重ベクトルである。中間荷重に対する荷重ベクトル \$P\$ は通常剛性マトリックス法と同様な方法で求めても良い¹⁶⁾。

断面力 \$N\$ および \$M\$ が断面の強度照査式(2.4.6)を満たすかどうかを照査する。満たさないときは，ステップ①に戻る。

2次解析法では剛性方程式を解くときに繰り返し計算は一般に用いる必要がなく，式(2.4.14)または(2.4.15)の連立方程式を未知節点変位 \$D\$ について解くだけでよい¹⁶⁾。また，節点変位から断面力を求める過程も通常のマトリックス構造解析と同じである。要するに，この方法では，①初期変形形状を構造物の骨組形状とする，②弾性1次解析の剛性マトリックス \$[K_E]\$ を \$[K(N)]\$ または \$[K_E] + [K_G(N)]\$ に置き換える，ことだけが通常のマトリックス剛性法と異なる。

2次解析法の計算手順は上記のように明快であるが，問題は④の構造物の初期変形形状を定める過程である。これについては，\$P-\Delta\$ 法と同様にその大きさとモードが問題となる。

a) 初期変位の大きさ

節点移動のない場合(例えば側方変位が拘束されたラーメン，連続はり一柱，3角形ラーメンなど)には，Eurocode 3¹³⁾では，次のように仮定している(図2.4.14参照)。

$$e_0 = \alpha(\lambda - 0.2)W/A \dots\dots\dots (2.4.16)$$

ここに，\$e_0\$ =部材中央の初期たわみ，\$W\$ =部材中央断面の断面係数，\$A\$ =部材中央断面の断面積であり，\$\alpha\$ は部材の種類によって決まる座屈曲線(ECCSの提案)を決めるための初期不整係数で表2.4.6のように決められている。

表 2.4.6 初期不整係数の値

座屈曲線の種類	a	b	c	d
α	0.21	0.34	0.49	0.76

わが国の道路橋示方書は、c 曲線を基に定められているから $\alpha = 0.49$ が適当であろう。なお、式(2.4.16)の λ には、有効座屈長を含むが、これは、側方拘束部材に関する式(1)を用いる。節点移動のある場合には、節点間の部材に $P - \Delta$ と同様に式(2.4.7)または(2.4.12)を用いれば良いであろう。式(2.4.12)は有効座屈長を含むため使いづらいため、 $\Psi_{oi} = 1/200$ を暫定的に用いる。これについては今後さらに検討する必要がある。

b) 初期変位の形状(モード)

節点移動のない場合、Eurocode3 には形状の規定はない。従って、図2.4.13の一点鎖線で示す直線形を使えば良いであろう。初期たわみ形状の例を図2.4.14に示す¹⁴⁾。

節点移動のある場合、一般のラーメン構造物に対して初期変形形状を定める一般的な方法を見いだすことは非常に難しい。1つの方法は、線形固有値解析を行って、固有モードを求め、最大部材回転角が規定値 $\Psi_{oi} = 1/200$ になるようにする方法がある。この方法でうまくいく場合も多いであろうが、例えば、前章の[例4]の斜張橋の場合には、座屈モードが最終的な崩壊モードと一致していないため、座屈モードに相似な初期たわみ形状を仮定することは意味がない。これについては、現在研究中であるが、暫定的には次のような2種類の方法で求められた初期たわみ形状の両方に対して安全になるように設計する方法が考えられる。

①与えられた荷重のもとで弾性1次解析を行い変形モードを求め、最大部材回転角を規定値 $\Psi_{oi} = 1/200$ となるようにスケールアップし、それを初期たわみ形状とする。

②与えられた荷重の基で線形座屈解析を行い座屈モードを求め、最大初期部材回転角が規定値になるようにスケールアップする。上記の①のみでは、鉛直荷重のみを受けるラーメンの場合、水平変位が出てこないために②が必要である。これらについては、今後さらに検討する必要がある。

2.4.4 結言

ラーメン構造物の座屈設計に関連して、有効座屈長の種々の問題点を例を挙げて説明し、それに代わる方法として2次解析法($P - \Delta$ 法およびマトリックス法)の概要について説明した。

側方拘束のない一般ラーメン構造物に対する2次解析法にはまだ解決しなければならない課題は多いが、近い将来には、有効座屈長法に代わって、この方法が骨組構造物の座屈設計法の主流になるものと思われる。

参考文献

- 1) Cheong-Siat-Moy, F : K-factor Paradox, J. Struct. Engrg., ASCE, 112(8), 1986, 1747-1760.
- 2) Cheong-Siat-Moy, F : Closure K-factor Paradox, J. Struct. Engrg., ASCE, 114(9), 1988, 2147-2150.

- 3) Kuhn,G. and Lundgren,H. : An Appraisal of the Effective Length Alignment Charts, Stability of Structures under Static & Dynamic Loads, ASCE, May, 1977.
- 4) 桜井 孝 : 道路橋の設計に於ける問題点, SGST 研究会資料, 1990.
- 5) 尾下里治 : 鋼橋の設計に於ける問題点, SGST 研究会資料, 1990.
- 6) 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, 13 章ラーメン構造, 橋梁と基礎, 1981 年 10 月
- 7) Wang, Chu-Kia : Computer Methods in Advanced Structural Analysis, Intext Educational Publishers, 1973.
- 8) 中村俊一・七浦恒康 : 斜張橋の終局強度に関するケーススタディー, 橋梁と基礎, 1989 年 7 月
- 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, 第 404 号 /I-11, 1989 年 4 月
- 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.
- 11) 宇佐美勉 : $P - \Delta$ 法に関する 1 考察, 土木学会中部支部研究発表会, 1991
- 12) 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, 1991.
- 13) Eurocode No.3 : Design of Steel Structures, Part1, General Rules and Rules for Buildings, 1990.
- 14) DIN 18800 Teil 2 : Stahlbauten, Stabilitätsfalle, Knicken von Stäben und Stabwerken, 1990.
- 15) Galambos, T.V. 著, 福本秀士・西野文雄訳 : 鋼構造部材と骨組—強度と設計—, 丸善, 1970
- 16) Faisal AL-Mashary and Chen,W.F. : Elastic Second-Order Analysis for Frame Design, J. Construct. Steel Research, 15, 1990, 303-322.
- 17) 土木学会 : 構造力学公式集, 1984
- 18) 野上邦栄 : 鋼ラーメン構造物の座屈設計について, 骨組構造物の座屈設計法の現状と問題点, 土木学会鋼構造委員会, 鋼構造終局強度研究小委員会, 第 2 回終局強度設計分科会資料, 1990 年 4 月
- 19) 福本秀士編 : 座屈設計ガイドライン, 土木学会, 1987
- 20) Chen,W.F.and Lui, E.M. : Structural Stability, Elsevier, 1987
- 21) 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 回年次学術講演会講演概要集, 1992

2.5 アーチ構造

2.5.1 まえがき

アーチ構造の面内不安定現象としては、軸圧縮力が支配的な場合の面内座屈と、曲げ成分が増加した場合の屈服が設計上の問題となる。この2現象に対する照査方法としては、座屈設計ガイドライン(土木学会)12.2.3(2)に紹介した方法¹⁾が、単純かつ精確で、比較的広い範囲の構造に適用可能である。

アーチ構造の面外不安定現象については、軸圧縮力が支配的な場合の面外座屈を照査すれば良い。照査法としては、座屈設計ガイドライン(土木学会)に紹介されているが、弾性座屈の最小固有値を用いて有効長さを求め、これを直柱の基準強度式に代入して、終局応力度を算出する方法が労力も少なく一般性も高い。しかしながら、アーチ系橋梁の場合に限ると現行の道路橋示方書の照査規定は、上記の手法によっているものの、基づいている固有値(有効長さ)の適用範囲に問題があるので、以下では、このことについて検討した結果を報告する。

2.5.2 道路橋示方書の面外座屈規定の問題点

現行の道路橋示方書(以下道示と略す)のアーチ橋に対する面外座屈の照査規定は、以下のように要約することができる。

- 1) いくつかのライズ-支間比の単材アーチについて、弾性座屈に対する固有値 γ を与え、有効座屈長さ $l' = \pi l_0 / \sqrt{\gamma} = \beta_z \cdot l_0$ (l_0 = アーチ支間長)を求める。
- 2) アーチの形式(上路式, 中路式, 下路式)の違いによる荷重の作用方向の変化の影響を考慮する補正係数 ϕ を上記の有効座屈長さに乗じる。 $l_e = \phi \beta_z l_0$
- 3) 補正して得られる有効座屈長さ l_e を用いて計算した細長比を直柱の基準強度式に代入して、許容軸方向圧縮応力度 σ_{ca} を求める。
- 4) 水平反力 H をアーチ部材の平均断面積 A_g で除して得られる作用応力度の代表値が、上記軸方向圧縮応力度 σ_{ca} の0.85(安全率1.7を2.0に割増すための係数=1.7/2.0)倍より小さいことを照査する。すなわち、 $H/A_g \leq 0.85\sigma_{ca}$

実橋に近い数値モデルについて、上記の道示の方法によって求めた強度と有限変位弾塑性解析法²⁾によって求めた強度を比較した研究^{3),4),5)}によると、道示の方法による結果は、特に橋門開口部を有する下路式及び中路式アーチ橋に対して非常に過大な強度(危険側の算定)を与えることが明らかになった。

本報告の目的は、道示の手法(弾性固有値解を用いた有効長さ手法)そのものが悪いのか、道示が与えている単材アーチに対する弾性座屈に対する固有値解の値 γ が複雑な実橋に適用できないのかを明らかにすることである。そこで、実橋に近いアーチ橋の数値モデルについて、構造系全体の弾性座屈に対する固有値解を求めて道示と同じ有効長さ手法を適用し、別途計算された有限変位弾塑性解析の結果と比較して、有効長さ手法の妥当性と適用性を検討した。

2.5.3 弾性固有値解を用いたアーチ橋の面外座屈強度の算定法

マトリクス構造解析により分岐座屈問題を考える場合、その固有方程式は微小変位の剛性マトリクスを K_e 、有限変位の影響を考慮する初期応力マトリクスを K_{g0} とすると、次式で与えられる。

$$|K_e + \alpha K_{g0}| = 0 \dots\dots\dots (2.5.1)$$

ここで $||$ は行列式を、 α は固有値を示す。今、構造物に基準荷重 P_0 を作用させた時の代表部材の軸力を N_0 とし、分岐座屈までの挙動を線形と仮定すると、弾性座屈時の部材軸力 N_{cr} は、

$$N_{cr} = \alpha N_0 \dots\dots\dots (2.5.2)$$

で与えられる。

一方、対象構造物の代表部材と同一の断面を有する両端ヒンジ柱の座屈軸力 $N_{cr,E}$ は、オイラーの式より、

$$N_{cr,E} = \pi^2 EI / l_e^2 \dots\dots\dots (2.5.3)$$

で与えられる。ここで EI は代表部材の曲げ剛性、 l_e は両端ヒンジ柱の長さである。いま、式(2.5.2)と式(2.5.3)を等置して l_e を求めると、アーチ橋の代表部材に生じているのと同じ大きさの軸力で座屈する両端ヒンジ柱の長さ、すなわちアーチ橋を両端ヒンジ柱に置き換えたと考えた場合の等価な柱の長さ (=有効長さ) が次式により求められる。

$$l_e = \pi \sqrt{EI / \alpha N_0} \dots\dots\dots (2.5.4)$$

さらに、式(2.5.4)を用いて細長比パラメーター λ_y が次式により計算される。

$$\lambda_y = (l_e / \pi r_y) \sqrt{\sigma_y / E} = \sqrt{A \sigma_y / \alpha N_0} \dots\dots\dots (2.5.5)$$

上式で、 σ_y は鋼材の降伏応力度、 r_y 及び A は代表部材断面の断面2次半径及び断面積である。

ここでさらに、基準軸力 N_0 を降伏軸力 $N_y (= A \sigma_y)$ とすれば、細長比パラメーターは簡単に次式で表わせる。

$$\lambda_y = \sqrt{1 / \alpha} \dots\dots\dots (2.5.6)$$

この λ_y を道示で規定される直柱の基準強度式に代入することにより、終局応力度 $\sigma = \sigma_u / \sigma_y$ が求められる。ここで、アーチ橋の終局強度を、終局時の荷重に対して線形計算で得られる代表部材の軸力 N_u より計算される終局応力度 $\sigma_{N_u} = N_u / A$ で定義することにして、 σ_{N_u} と上記の終局応力度 σ_u がほぼ一致すれば、 σ_u をアーチ橋の終局応力度(強度) σ_{N_u} と考えることができる。以下においては、有限変位弾塑性解析法を用いて求めたアーチ橋の数値モデルの終局強度と上記の方法で求めた終局応力度(σ_u)を比較することにより、この方法の適用性を検討する。

ところで、構造物の有効長さは荷重条件や代表断面を変化させると変わることが指摘されている⁶⁾が、本論文の以下の計算では、荷重条件はアーチ橋の面外座屈に最も厳しいと考えられる等分布荷重満載に固定し、代表断面も支点断面に固定して、議論を進めることにする。

2.5.4 有限変位弾塑性解析法によるアーチ橋の面外座屈強度の算定

定式化の詳細は文献2)に、解析法や解析例については文献4)に示しているのので、ここでは概要のみ述べる。

まず、式(2.5.1)で用いたのと同じ剛性マトリクス K_e, K_g に塑性化の影響を考慮するための剛性マトリクス K_p を加えると、つり合い方程式は次式で与えられる²⁾。

$$[K_e + K_p + K_g]U = P - (T\bar{f} - \bar{P}) \dots\dots\dots (2.5.7)$$

ここに、 U は節点変位の増分、 P は節点荷重の増分、 T は座標変換マトリクス、 \bar{f} と \bar{P} は前荷重段階までの断面力と節点荷重である。定式化には、von Mises の降伏条件と Prandtl-Reuss の応力-ひずみ関係を用い、塑性化した断面のねじりについてはせん断流一定の仮定を用いている。

数値計算では、断面を分割して、残留応力や塑性化を考慮し、各々の荷重段階での剛性マトリクスを評価しつつ、増分つり合い式(2.5.7)を解く。荷重は増分的に与え、各荷重段階で塑性化と区分線形化による誤差($T\bar{f} - \bar{P}$)を消去するためにニュートンラフソン法による収束計算を行う。最終状態近くの変位が急増する状態で、マトリクスが特異になった(変位が無限大になり崩壊する)と判断して、終局強度とする。具体的には、終局時の等分布荷重 p_u に対して、線形計算で得られる支点軸力 N_u または水平反力 H_u より計算される終局応力度 $\sigma_{N_u} = N_u/A$ または $\sigma_{H_u} = H_u/A$ を終局強度の代表値とする。

2.5.5 解析モデル

解析モデルは図2.5.1に示すような実橋に近い骨組形を有する下路式、中路式、上路式アーチ橋とする。下路式及び中路式アーチ橋のモデルは、支間長 l 、ライズ-支間比 f/l 、アーチリブの断面積 A_a を一定とし、アーチリブ間隔 a 、面外曲げ剛性比 \bar{I} および補剛率 β を変化させた。ここで、 \bar{I} は2本のアーチリブを一体と考えたときの面外曲げ剛性 EI_{ay} に対する道路桁全体の面外曲げ剛性 EI_{gy} の比($\bar{I} = I_{gy}/I_{ay}$)であり、補剛率 β はアーチリブ全長 L に対する横構によって補剛されたアーチリブ部分の長さ L_1 の比($\beta = L_1/L$)である。アーチリブの支点条件は、アーチの面内での回転に対しては両端ヒンジとし、アーチ面外への回転に対しては固定としている。また、中路式アーチにおいてはアーチリブと補剛桁はその交点で結合していない。下路式及び中路式アーチの断面寸法等を図2.5.2に示す。

上路式アーチ橋のモデルは、アーチリブと道路桁をクラウン部で剛結したモデルで、アーチリブ間隔 a およびライズ-支間比 f/l を一定とし、支間長 l および面外曲げ剛性比 \bar{I} を変化させた。上路式アーチ橋の断面寸法等を図2.5.3に示す。なお、各モデルの横構部材は、特に示していないが、全体系の崩壊まで部材として座屈しない程度の箱型断面とした。弾塑性解析を行う上で、断面寸法を具体的に与えざるを得ないが、いずれにしても強度は応力度の形で評価するので、アーチリブの断面積は任意に与えても影響は少ないと考え、通常的设计で得られる最小値に近い値を用いている。以上の数値モデルの構造諸元をまとめて表2.5.1に示す。

2.5.6 数値解析結果と考察

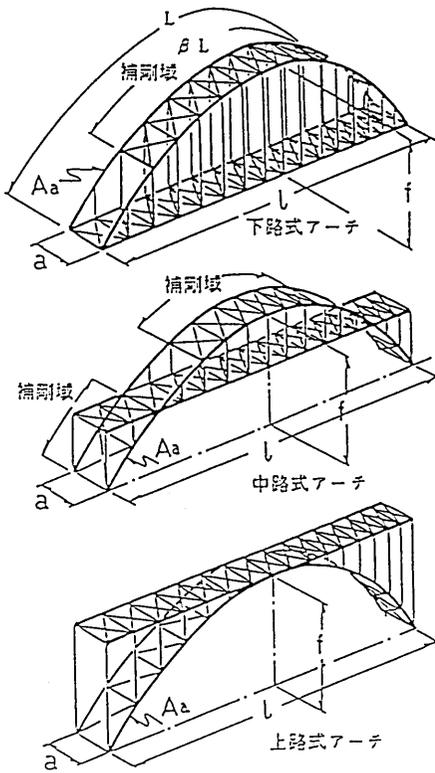
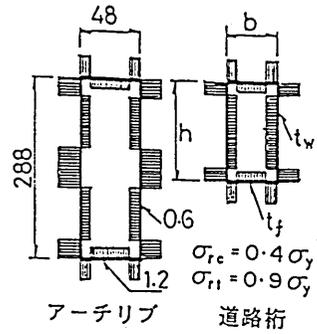


図 2.5.1 解析モデルの骨組構成



道路桁断面寸法
(下路・中路式アーチ橋)

\bar{I}	h	b	t_f	t_w
0.1	10.0	10.0	1.31	1.31
0.3	76.0	38.0	0.92	0.46
1.0	80.0	40.0	1.96	1.96
3.0	80.0	40.0	6.40	6.40

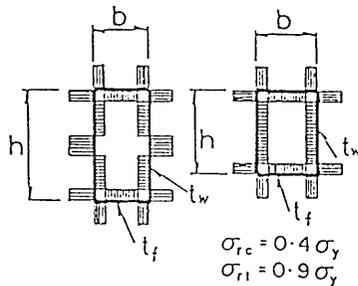
(単位 cm)

図 2.5.2 下路式および中路式アーチ橋の断面寸法と残留応力分布

アーチリブ断面寸法
(上路式アーチ橋)

ℓ (m)	h	b	t_f	t_w
100	120.0	40.0	1.0	1.0
200	168.0	56.0	1.4	1.4
300	204.0	68.0	1.7	1.7

(単位 cm)



アーチリブ 道路桁

道路桁断面寸法
(上路式アーチ橋)

\bar{I}	ℓ (m)	h	b	t_f	t_w
0.1	100	29.6	14.8	0.37	0.37
	200	41.6	20.8	0.52	0.52
	300	50.4	25.2	0.63	0.63
0.3	100	51.2	25.6	0.64	0.64
	200	71.2	35.6	0.89	0.89
	300	86.4	43.2	1.08	1.08
0.5	100	65.6	32.8	0.82	0.82
	200	92.0	46.0	1.15	1.15
	300	111.4	55.7	1.39	1.39
1.0	100	92.8	46.4	1.16	1.16
	200	129.8	64.9	1.62	1.62
	300	157.6	78.8	1.97	1.97

(単位 cm)

図 2.5.3 上路式アーチ橋の断面寸法及び残留応力分布

表 2.5.1 解析モデルの構造緒元

	下路式	中路式	上路式
支柱長 $\ell(m)$	150	150	100,200,300
ライズ $f(m)$	22.5	22.5	20,40,60
f/ℓ	0.15	0.25	0.20
主構間隔 $a(m)$	20,10,5	20,10,5	5.2
剛性比 \bar{I}	0.1 ~ 3.0	0.1 ~ 3.0	0.1 ~ 1.0
補剛比 β	0.48 ~ 0.86	0.64 ~ 0.88	1.0
断面積 $A_a(m^2)$	448	448	298.8 ~ 903.1

図2.5.4に、代表的なモデルの面外座屈変位モード図を示す。弾性固有値解析の結果と有限変位弾塑性解析の結果は、細部では若干異なる場合も生じるが、おおむねよく対応した変位モードを示している。以下の図においては、横軸に細長比パラメーター λ_y をとり、縦軸に終局強度 σ_{Nu}/σ_y 、または σ_{Hu}/σ_y をとって数値モデルの強度を評価する。各々の数値モデルについて、道示の直接適用または本文の方法の適用によって得られた細長比パラメーター λ_y の位置の縦座標として、有限変位弾塑性解析の結果得られた終局強度の値をプロットして示す。すなわち、ひとつの数値モデルについては、縦軸の値(強度)は等しく、横軸の値(評価された細長比)が道示の方法と本文の方法とでは異なることになる。なお、図中の実線は柱の基準強度曲線であり、道示では、評価された細長比に対するこの曲線の縦座標値でアーチ橋の面外座屈に対する終局強度を算定することを規定していることになる。

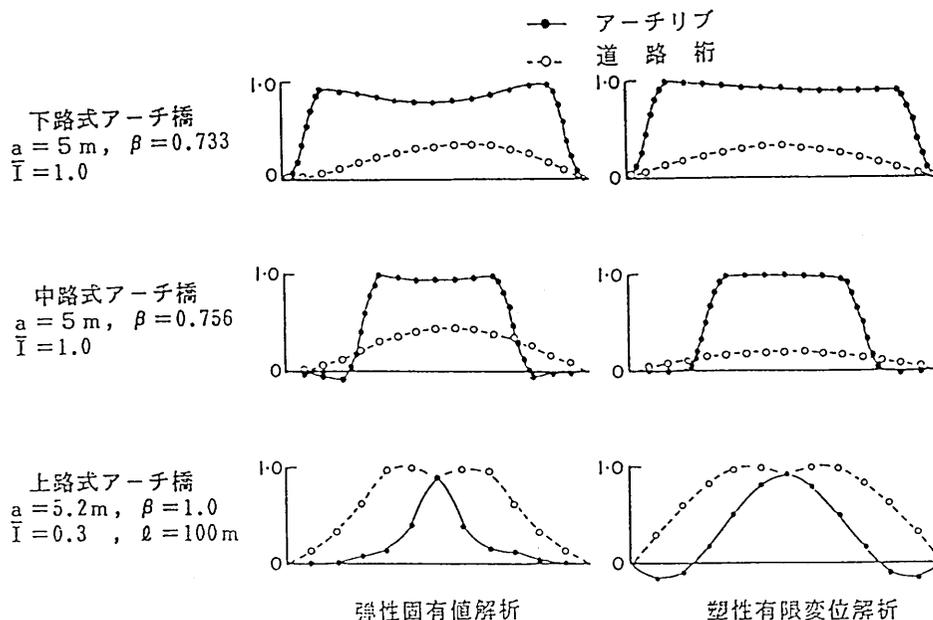


図 2.5.4 面外座屈変位モード

図2.5.5は、下路式アーチ橋の数値モデルに対して、道示の方法により細長比パラメーターを評価

した結果を示している。この図より、照査法の不確かさ等に対する安全率の割増し2.0/1.7を考慮しても、明らかに相当危険側の評価をすることになる。これは、示方書では、橋門開口部がある構造に対しても2本のアーチリブを一体断面として扱うために、細長比を小さく評価することが主な原因である。また、当然ながら示方書では、補剛域の影響が考慮されないので、 β が小さいほど危険度は大きくなること分かる。

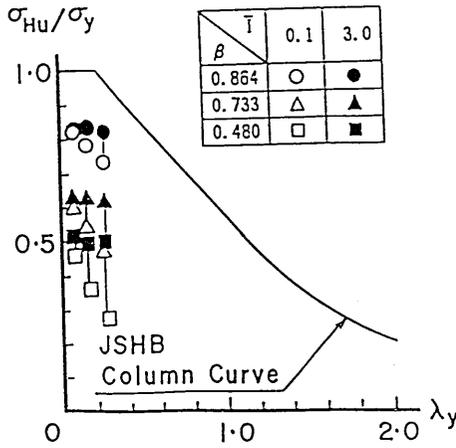


図 2.5.5 道路橋示方書による整理
(下路式アーチ)

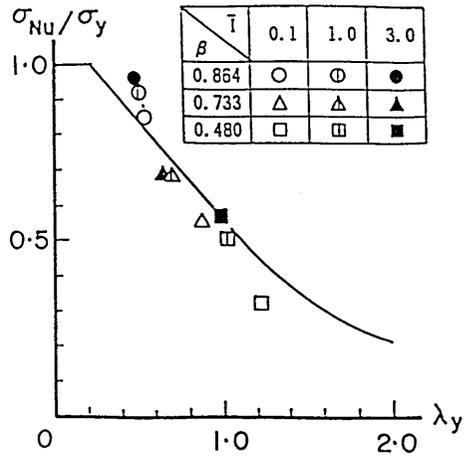


図 2.5.6 弾性固有値解析による整理
(下路式アーチ、主構間隔 5m)

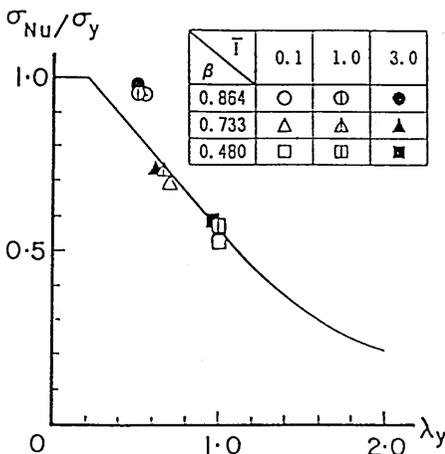


図 2.5.7 弾性固有値解析による整理
(下路式アーチ、主構間隔 10m)

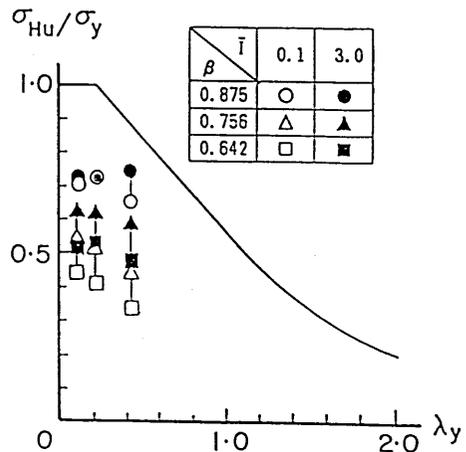


図 2.5.8 道路橋示方書による整理
(中路式アーチ)

図2.5.6, 2.5.7は、同じ数値モデルの有効長さを本論文の方法で評価して、終局強度をプロットしたものである。主構間隔 a 、補剛域 β 、面外曲げ剛性比 \bar{I} の実用的な変化の範囲に対して、充分良い

算定ができることが分かる。

図2.5.8, 2.5.9, 2.5.10は、下路式と同じく開口部を設ける必要のある中路式アーチ橋に対する結果である。図2.5.8に示す道示による評価の結果は再び危険側であり、図2.5.9, 2.5.10に示す本論文の方法による評価の結果は、主構間隔 a 、補剛域 β 、面外曲げ剛性比 \bar{I} の実用的変化の範囲に対して、充分に良い近似値を示している。

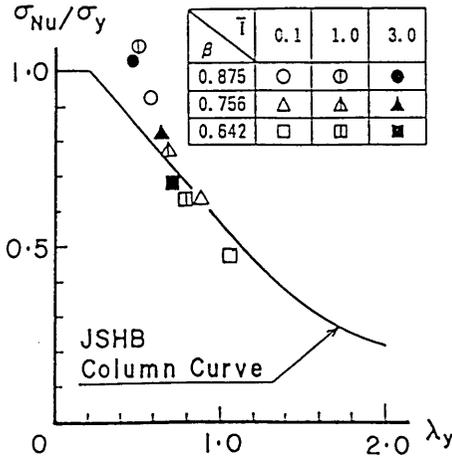


図 2.5.9 弾性固有値解析による整理
(中路式アーチ、主構間隔 5m)

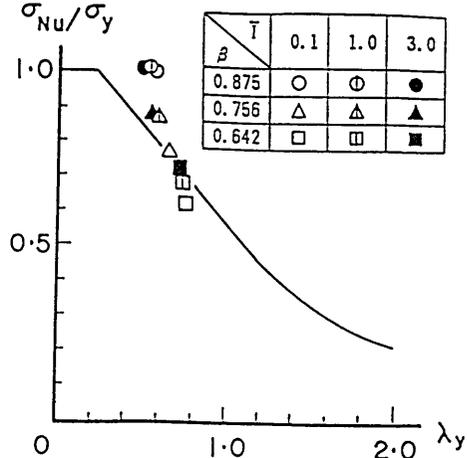


図 2.5.10 弾性固有値解析による整理
(中路式アーチ、主構間隔 20m)

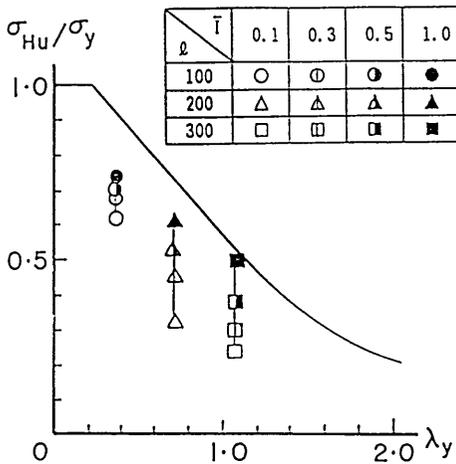


図 2.5.11 道路橋示方書による整理
(上路式アーチ、主構間隔 5.2m)

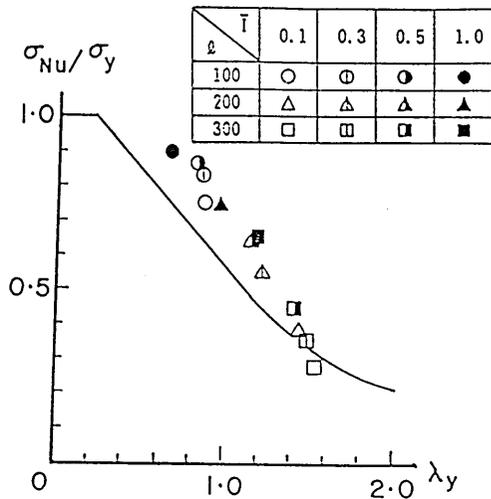


図 2.5.12 弾性固有値解析による整理
(上路式アーチ、主構間隔 5.2m)

図2.5.11, 2.5.12は橋門開口部を設ける必要の無い上路式アーチ橋の数値モデルに対する結果である。図2.5.11に示す道示による評価の結果は、道路桁の面外曲げ剛性(面外曲げ剛性比 I) が大きい場

合については、傾向として実線で示す直柱の基準強度曲線に近づくが、総じて危険側となる。これは、道示では、道路桁の面外曲げ剛性を無限大とし、横構で結ばれた2本のアーチリブ全体をひとつの断面と考えた一本のアーチリブのみの構造に対する固有値を用いているので、道路桁の曲げ剛性が小さくなるほど道路桁がアーチの面外変位を拘束する効果を過大に評価することになることと、アーチリブと横構からなる骨組の水平面外曲げに伴うせん断に対するせん断柔性が考慮されていないことが、主な原因であると考えられる。

図2.5.12は、同じ数値モデルに対する本論文の方法による評価結果である。若干安全側であるが、支間の変化、面外曲げ剛性比の変化にかかわらず、良好な評価を与えている。

2.5.7 まとめ

実橋に近い骨組構造に実橋が取り得る範囲の諸元を与えて作り出した数値モデルに対して、有限変位弾塑性解析を行い面外座屈で崩壊する場合の耐荷力を求めた。

次にこれらの数値モデルの有効座屈長さを、道路橋示方書を直接適用する場合と、構造系そのものの弾性座屈に対する固有値を求めて同様の手法を適用する場合の二種類の方法で計算して、数値モデルの面外座屈強度を評価し、直柱の基準強度曲線との比較を行った。その結果、道路橋示方書の直接適用は危険側の算定値を与え、構造系そのものの固有値を求めて行う場合は、比較的良好的な強度評価を与えることが明らかになった。

ここで用いた数値モデルは、実橋として断面決定したものではなく等断面リブを有するものであり、橋門部の断面補強、その他のディテールにおいては、必ずしも実橋そのものを表現したモデルとなっていない部分もあるが、構造系全体の弾性座屈に対する固有値を用いれば、道路橋示方書及び本論文で示した有効長さ手法そのものは、鋼アーチ系橋梁の面外座屈照査法として、有望な実用的方法のひとつであることが明らかになった。また、ここで用いた数値モデルの類型に属するアーチ系橋梁については、すでに、文献3),4),5)において、弾塑性有限変位解析により得られた終局強度に基づいて導出した有効長さ公式によっても、電卓程度の計算で精度よく面外座屈強度が算定できることが示されているが、本報告の方法は、電子計算機の使用を必要とするが、手法として一般性があるので、ここで取り扱った類型以外のアーチ系橋梁の面外座屈強度に対しても大きくはずれない近似値を与えることが期待されるという利点がある。

本報告では、アーチリブの格点間等を有効長さにとって梁-柱として、アーチリブ断面を決定した後に、アーチ構造全体の面外座屈を照査する方法について述べた。文献6),7)では、この手法を発展させて、個々の部材に対して有効長さを定義し、断面決定そのものを行う方法が、変断面柱や簡単なラーメン構造について検討されている。複雑なアーチ橋についてもこのような方法で断面決定をすることができるかは興味のあるところで、今後の課題としたい。

参考文献

- 1) 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, No.267, pp.39-52, 1977.
- 2) Komatsu, S. and Sakimoto, T.: Nonlinear Analysis of Spatial Frames Consisting of Members with Closed Cross Sections, Proc.JSCE, No.252, Aug.1976, pp.143-157.

- 3) 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年3月, pp.243-254.
- 4) Sakimoto, T. Sakata, T. and Tsuruta, E.: Elasto-Plastic Out-of-Plane Buckling Strength of Through Type and Half-Trough Type Arch Bridges, Structural Engineering/ Earthquake Engineering, Vol.6, No.2, Oct.1989, pp.307s-318s.
- 5) 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強度, 構造工学論文集, Vol.37A, 1991年3月
- 6) Nishino, F. and Hasegawa, A.: A Practical Design for Compression Members and Frames Using Eigen-Value Analysis, Preliminary Report of International Colloquium on stability of Metal Structures, Paris 16-17 Nov.1983, pp.497-504
- 7) 西野文雄, 三木千寿, 鈴木篤: 道路橋示方書 II 鋼橋編改定の背景と運用 第8回13章 ラーメン構造, 橋梁と基礎, 1981年10月, pp.10-13.

2.6 シェル構造

シェル構造物の設計に関して、鋼構造物設計指針 PART A 5.2.2 鋼管の強度で円筒鋼管についてのみ軸圧縮強度、曲げ強度、およびせん断強度の評価式が与えられている。これらの強度評価式は、円管の半径と板厚の比 r/t が 200 以下のものに限られている。諸外国の設計基準においては、これらの鋼管を Tubular Structures として分類しており、シェル構造物とは異なる評価式を用いている¹⁾。

図2.6.1に円筒鋼管の軸圧縮強度の下限値に関して、本指針のものと他の軸圧縮強度を比較した結果を示す。本指針は AISC、および AISI のものとほぼ一致している。宇佐美等は実験値に基づいて軸圧縮強度を平均値で提案している²⁾。この平均値曲線に同実験結果より得られ抵抗係数 = 0.91 を乗じて下限値に換算した結果を「宇佐美等の結果」として図に示した。

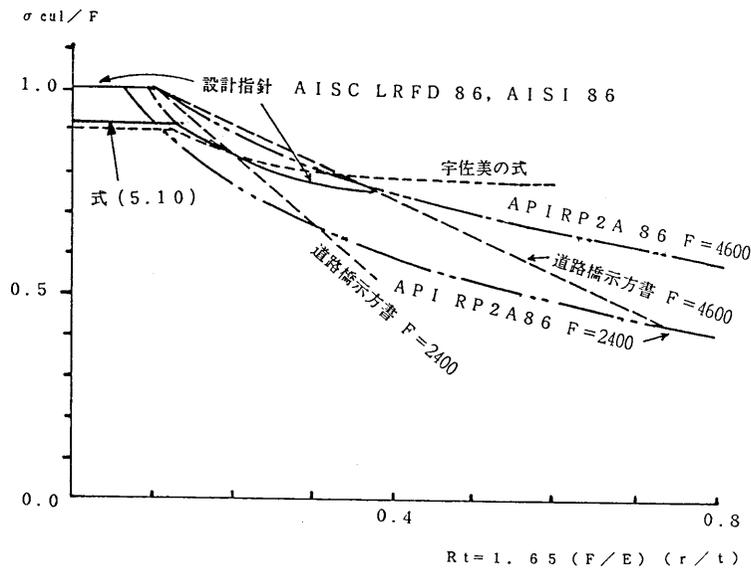


図 2.6.1 軸圧縮強度 (下限値) の比較

径厚比パラメータ R_t が 0.4 以下程度の範囲で鋼管の圧縮強度が $\sigma_{cul}/F = 1$ から減少する原因は鋼管の初期不整によることがほぼ明らかとなっているので、この初期不整と強度の相関関係を明らかにして、初期不整の限度を定めれば、各々の設計基準の強度評価の幅が狭められるものと考えられる。ECCS では形状に関する初期不整の上限値を定めている¹⁾。本指針においては、鋼管の適用範囲が $R_t \leq 0.355$ であるが他の設計基準に比較して、この適用範囲が狭いので今後これを拡大していく必要がある。

図2.6.2に曲げ強度の比較の結果を示す。純曲げの場合で、円筒の縁応力度が降伏応力度 F に達するとき (断面における応力分布は3角形分布)、円筒断面における曲げモーメントを M_y とし、断面の応力状態が全塑性状態(断面の応力分布は矩形分布)に達するときの曲げモーメントを M_p とし、断面の変形を無視すると、 $M_p = (4/\pi)(1 + t/2r) M_y$ (r : 円筒の半径、 t : 板厚) となる。図2.6.2は $M_p = 1.27 M_y$ と仮定して、各種の曲げ強度評価式を比較したものである。式 (5.11) で与えた評価式は、軸圧縮強度式を 1.2 倍し、これに抵抗係数を乗じて定めた。宇佐美等の結果では、適用範囲内において

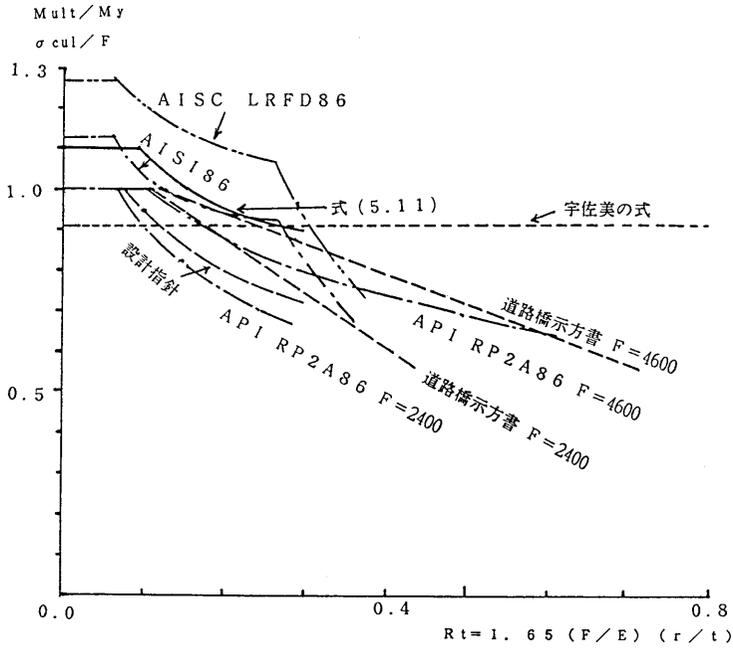


図 2.6.2 曲げ強度(下限値)の比較

$\sigma_{ult}/F = 0.91$ とする提案であるが、他の評価式では、 $R_t = 0.3$ 以下ではかなり小さい値におさえている。本指針では適用範囲を $R_t \leq 0.279$ として、今後のデータの蓄積を待って修正することとした。

注1. AISI LRFD 86 については $M_{ult}/M_p = 1$ を $M_p = 1.27M_y$ と換算して $M_{ult}/M_y = 1.27$ とした。

注2. AISI 86, API RP2A 86 については安全率を 1.5 として許容応力度に変換した。

注3. 宇佐美の式は平均値強度で与えられているがこれを下限値強度に変換して示してある。

設計指針のせん断強度は環補剛材またはダイヤフラムを $l/r = 6$ (l : 環補剛材の管軸方向間隔、 r : 円筒の半径) とした場合のせん断強度である。ECCS No.2988 では、 l/r に応じて以下のようにせん断強度を与えている¹⁾。 τ_u をせん断強度とし、 τ_d を断面に生じるせん断応力度とすると、 τ_d は次の条件を満足しなければならない。

$$\tau_d \leq \tau_u$$

$$\tau_d = \frac{V_d}{\pi r t} + \frac{T_d}{2\pi r^2 t} \dots\dots\dots (2.6.1)$$

ここに、

T_d : 作用ねじりモーメント

V_d : 作用せん断力

τ_u : せん断強度

r : 円筒の半径

t : 板厚

τ_u を評価する為に、初めに τ_{cr} を次のように定義する。

$$\tau_{cr} = 5.34 \sqrt{l + 0.0257Z^{1.5}} \frac{\pi^2 E}{12(l - \nu^2)} \left(\frac{t}{l}\right)^2 \quad \frac{l}{r} \leq 8.9 \sqrt{\frac{r}{t}} \dots\dots\dots (2.6.2)$$

$$\tau_{cr} = 0.25E \left(\frac{t}{r}\right)^{1.5} \quad \frac{l}{r} > 8.9 \sqrt{\frac{r}{t}} \dots\dots\dots (2.6.3)$$

ここに、

$$Z = \sqrt{1 - \nu^2} \frac{l^2}{rt}$$

E : 材料のヤング係数

ν : ポアソン比

l : 環補剛材の軸方向間隔

以上の条件を用いると、せん断強度 τ_u は式(2.6.4)、および(2.6.5)で与えられる。

$$\tau_u = 0.65\tau_{cr} \quad 0.65\tau_{cr} \leq 0.5 \frac{f_y}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots (2.6.4)$$

$$\tau_u = \left(1 - 0.25 \frac{f_y}{0.65\sqrt{3}\tau_{cr}}\right) \frac{f_y}{\sqrt{3}} \quad 0.65\tau_{cr} \geq 0.5 \frac{f_y}{\sqrt{3}} \dots\dots\dots (2.6.5)$$

ここに、 f_y : 材料の降伏点応力度

ただし、これらの評価式は円筒の実半径 r と公称半径 r_{nom} との誤差が

$$\left| \frac{r - r_{nom}}{r_{nom}} \right| \leq 0.01 \dots\dots\dots (2.6.6)$$

の範囲で適用される。

参考文献

- 1) Lynn S. Beedle (Editor-in-Chief) : Stability of Metal Structures A WORLD VIEW, Second Edition, Structural Stability Research Council, USA, 1991
- 2) 宇佐美勉, 青木徹彦, 加藤正宏, 和田匡央 : 鋼管短柱の圧縮および曲げ耐荷力実験, 土木学会論文集, 第416号, pp.255-264, 1990年4月

これ以降に記述した参考文献は、国内の構造設計者および研究者が、1991年12月現在でシェルの設計およびその研究資料として提供頂いた文献リストです。文献を設計法と研究論文に分類した以外は特に系統的な整理は行っていません。文献をお寄せ頂いた皆様に心よりお礼申し上げます。

設計法

- 1) 沿岸開発技術研究センター：鋼板セル設計マニュアル, 沿岸開発技術研究センター, 1990年7月
- 2) 沿岸開発技術研究センター：根入れ式鋼板セル設計指針, 沿岸開発技術研究センター, 1985年10月
- 3) 名古屋高速道路公社：鋼構造物設計基準 昭和59年名古屋高速道路公社, 名古屋高速道路公社, 1987年4月
- 4) European Convention for Constructional Steelwork : European Recommendations for Steel Construction, The Construction Press, 1981
- 5) API Recommended Practice 2A(RP24) : Recommended Practice for Planning, Designing and Constructing Fixed Offshore Platforms(AIP 米国石油協会), American Petroleum Institute, 17th Edition, April, 1987
- 6) API Bulletin 2U(BUL2U) : Bulletin on Stability Design of Cylindrical Shells, American Petroleum Institute, 1th Edition, May, 1987
- 7) Theodore V. Galambos : Guide to Stability Design Criteria for Metal Structures, The Structural Stability Research Council(SSRC), USA, November, 1987
- 8) Det Norske Veritas : Rules for the Design Construction and Inspection of Offshore Structure, Veritasveien 1, Norway, 1977
- 9) ASME : Criteria of the ASME Boiler and Pressure Vessel Code for Design by Analysis in Section III and VIII, Division 2:ASME, 1974

研究論文

- 1) 北田俊行・中井博・袴田文雄・山本竜太郎：長円形断面を有する薄肉部材の耐荷力に関する実験的研究, 構造工学論文集, Vol.35A, PP.135-144, 1984年3月
- 2) Tsang Saikai : Collapse of Ring Stiffened Cylindrical Shells Under Combined External Pressure and Axial Compression, Doctor theme of Philosophy in University of London Imperial College of Science and Technology, May 1985
- 3) 浜中順一・大矢弘史・鳥野信美・高野直延：地上2重殻式低温貯蔵タンクの座屈に対する考察－円筒胴補強リングの設計法とナックルプレートの許容圧縮応力－, 石川島播磨技報, 第21巻, 第1号, pp.1-9, 1981年1月
- 4) 中井博・北田俊行・江見晋・北沢正彦・大南亮一：曲線プレートガーダ橋の終局強度に基づく設計法の一案, 橋梁と基礎, pp.33-39, 1987年6月
- 5) 街道浩：面内面外荷重を受ける鋼製ラーメン隅角部の応力計算について, 川田技報, Vol.9, pp.140-149, 1990年1月
- 6) 荒井利一郎：節付き(仕切り円板付き)円筒体の応力・変形・振動性状に関する力学およびその弾性領域内柱体的座屈の一計算法について, 土木学会論文集, 第84号, pp. 29-70, 1962年10月
- 7) 宇佐美勉・青木敏彦・加藤正宏・和田匡史：鋼管短柱の圧縮および曲げ耐荷力実験, 土木学会論文集, 第416号/I-13, pp.255-264, 1990年4月
- 8) Gunawardena, S.R. · Usami, T : An Elasto-Plastic Large Deformation Analysis of Compressed Cylindrical Shells with Initial Imperfections, Proc. of JSCE, No.416/I-13, pp.67-77, April 1990
- 9) Sekita, k. · Kimura, H. Okubo, H., Takahashi, H. : Experimental Study of Ultimate Strength of Stiffend Circular Cylindrical Shell: 20th Annual OTC in Houston, May 1988
- 10) 清水泰洋・森脇良一：圧力容器ライニング材の座屈強度に関する研究(第1報)－円筒ライニングの座屈解析－, JHPI, Vol.21, NO.1, PP.9-15, 1983

- 11) 清水泰洋・森脇良一・浜田実：圧力容器ライニング材の座屈強度に関する研究(第2報)－胴部ライニング材の座屈実験－, JHPI, Vol.21, NO.3, PP.113-120, 1984
- 12) 安川度・川上肇・吉川孝男：初期不整を有する球殻の圧壊解析, 日本造船学会論文集, 第151号, PP.197-207, 1952
- 13) 清水泰洋・森脇良一：半球殻の座屈強度, 日本機学会論文集(A編), 第49巻, 第446号, PP.1225-1234, 1983年10月
- 14) 清水泰洋・森脇良一：剛体空どう中の回転体かくの座屈解析, 日本機学会論文集(A編), 第47巻, 第413号, PP.75-82, 1981年1月
- 15) 清水泰洋・森脇良一：剛体空どう中の回転体かくの座屈解析(外圧と軸圧縮力の組み合わせ荷重を受ける場合), 日本機学会論文集(A編), 第48巻, 第429号, PP.668-676, 1982年5月
- 16) Shimizu,Y., Moriwaki,Y. : Buckling Strength of Lining Shells of Pressure Vessels, 5th International Conference on Pressure Vessel Technology-Vol.I, Design and Analysis
- 17) Brendel,B.・Ramm,E. : Linear and Nonlinear Stability Analysis of Cylindrical Shells, Computers & Structures, vol.12, pp.549-558, 1980
- 18) Ramm,E.・Sattler,J.M. : Elasto-Plastic Large Deformation Shell Analysis Using Degenerated Elements,Symp.on Nonl.Finite Element Analysis of Shells, ASME-Winter Annual Meeting, November, 1981
- 19) Ram,E.・Schweizerhof,H.・Stegmulle,H. : Ultimate Load Analysis of Thin Shells Under Pressure Loads,Finite Element Methods for Nonlinear Problems Europe-US Symposium, Trondheim, Norway, 1985
- 20) Ramm,E. : Ultimate Load and Stability Analysis of Reinforced Concrete Shells, IABSE Colloquium Delft, 1987
- 21) Ramm,E.・Mehlhorn,G. : On Shape Finding Methods and Ultimate Load Analysis of Reinforced Concrete Shells, Eng.Struct., Vol.13, pp.178-198, April 1991
- 22) Okumura,I.A. : Stress in a Transversely Isotropic,Short Hollow Cylinder Subjected to an Outer Band Load, Ingenieur-Archiv 59, pp.310-324, 1989
- 23) Okumura,I.A.,Miyake,K. : Stress in a Short Hollow Cylinder Subjected to Partial Pressure on the Outside Surface ,Theoretical and Applied Mechanics, Vol.30, pp.81-93, 1981
- 24) Okumura,I.A. : On Stress in Very Thick Cylindrical Panels Analysed by the Three-Dimensional Theory of Elasticity, Theoretical and Applied Mechanics, Vol.31, pp.74-83, 1981
- 25) 藤井堅・大村裕：初期不整を有する曲線桁腹板パネルの非線形曲げ挙動について, 広島大学工学部研究報告, 第34巻, 第1号, pp.77-88, 1985
- 26) Fujii,K.・Ohmura,H. : Nonlinear Behaviour of Curved Guide-Web Considered Flange Rigidities, Proc.of VSCE, Vol.2, No.1, pp.45S-55S, April 1985
- 27) 藤井堅・大村裕：曲げを受ける曲線I形桁の弾塑性断面変形挙動, 構造工学論文集, Vol.33A, pp83-92, 1987年3月
- 28) 藤井堅・大村裕：初期たわみを有する曲線桁腹板パネルの内面曲げによる弾性非線形挙動, 構造工学論文集, Vol.35A, pp117-126, 1989年3月
- 29) Sakurai,T.・Chu,K.・Nishino,F. : A Numerical Analysis of Finite Displacement Problems of Elastic Shell Structures, Proc. of JSCE NO.368/I-5, pp.13-22, April 1986

付録：「鋼構造物設計指針」の改訂案

1 基本方針

本章は、土木学会・鋼構造物設計指針¹⁾の改訂試案を最近の成果を基に作成したものである。当分科会で合意した改訂の基本方針は以下のようである。

- (1) 鋼構造物設計指針(土木学会)―以下指針と呼ぶ―の改訂作業が始まり、改訂案の募集が現在行なわれているので、この分科会はその作業に全面的に協力する。
- (2) とりあえず科学研究費総合研究(A)報告書・鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する研究²⁾―以下報告書と呼ぶ―第II章の内容(板要素および補剛板、圧縮部材、曲げ部材、軸力と曲げを受ける部材)をたたき台にして検討を行い、指針と整合性の取れた形の基準案を作成する。その他の項目については、同報告書第II章程度の段階にまで担当班で詰め、委員会で基準案作成のために検討を行なう。
- (3) SGST Format³⁾は、道路協会:限界状態設計法分科会でもある程度認められた方法であるので、本分科会では出来るかぎりこのフォーマットに従って基準化を行なう[†]。
- (4) 指針のフォーマットは、強度(平均値近く取る)に抵抗係数を乗じた形(報告書式F-15で ϕR_n)すなわち抵抗係数を与えず下限値を直接与える形になっているが、部材の真の強度式として信頼できるのは平均値であり、将来の改訂時に強度の平均値を与える式が分かっていると不都合を生ずる可能性があるので、本分科会では出来る限り平均値を表わす式を明示する。
- (5) 曲げ部材に対して強度上限を降伏モーメント M_y とする現行の設計方法以外に、全塑性モーメント M_p に設定する設計(第1ヒンジ法)あるいは可能ならば塑性ヒンジの回転を考える設計(塑性設計法)を採用できるような体裁にしておく。
- (6) 基準がかなり複雑になることが予想される部分(たとえば、プレートガーダー)については、基準としては出来る限り現在の示方書のレベル程度に抑え、それでカバーできない一般的なものについては、例えば指針の付録などの設計資料集(条文化する必要はない)に基づいて設計を行なってもよいとする2段構えの方法の採用を検討する。さらに、簡略法による設計、および、より厳密だが複雑な方法による設計の両設計方法を併記し、どちらの方法によって設計しても良いとするスタイル(例えば、現行道路橋示方書の山形およびT形断面圧縮部材の設計条項のスタイル)も検討する。
- (7) 現在の案では、板要素、はり、プレートガーダーの強度式の間整合性が取れていないがこれについては極力調整する。柱に複数設計曲線を採用した場合、例えば、ラーメン、アーチの強度式も断面形に応じて曲線を変える方向で検討する。

[†]平成4年7月に鋼構造とコンクリート構造の共通コード案⁴⁾が発表されたが、SGST Formatとこのコードのフォーマットとの関係は本編1.1設計フォーマットを参照されたい。

- (8) 耐震性能を上げるため、特定の部材に対しては、幅厚比の制限を厳しくする、また、剛比を大きくするなどの対応策が必要かも知れない。

基本方針の内、塑性ヒンジの回転を考える設計法および耐震性能を配慮した基準案は改訂案の中に取り入れることが出来なかった。

改訂案作成中に明らかになった種々の問題点については、各項の解説に記載してある。ここでは、各項に共通する、鋼材の降伏応力のばらつき、および、全断面降伏強度に対する抵抗係数を求めるための考え方を以下の補遺に示す。

[補遺]

(1) 降伏応力のばらつき

文献³⁾に記載されている鋼材の降伏応力の平均値および変動係数は以下のようである。

$$M_m = (\sigma_y/F)_m = 1.15, V_M = 0.11 \quad (1)$$

ここに、 σ_y = 降伏応力、 F = 公称降伏応力、 $(\cdot)_m$ = 平均値、 $V_M = \sigma_y/F$ の変動係数である。これらの値は、種々の鋼種の鋼材から切りだした 1822 個の引張り試験の統計解析から得られたものである。このデータを用いて、鋼材の降伏応力の抵抗係数を SGST Format から求めてみると、

$$\phi = (1 - k_R V_R) R_m / R_n = (1 - k_R V_R) M_m = (1 - 1.65 \cdot 0.11) \cdot 1.15 = 0.94 \quad (2)$$

となる。記号については、本編 1.1 設計フォーマットの項を参照されたい。式(2)から分かるように、非超過確率 5%(すなわち、 $k_R = 1.65$)を設定すると、公称降伏点応力 F に乗ずる抵抗係数 ϕ は、1.0 より小さく、0.94 となる。保証降伏点応力を下回る鋼材は希であると信じられているので、この結果は意外と思われるかもしれないが、これは、文献^{5),6)}に指摘されている下記の理由によるものと思われる。

実験室の引張り試験における静的降伏応力は、ひずみ速度がゼロの状態での下降伏点応力を採るのが一般的であり、文献 3) の値もそのような状態で測定された値を使っている。ところが、ミルテストでの降伏応力はひずみ速度ゼロの状態で測定されているわけではなく、一般には、JIS 金属材料引張り試験方法に基づき、ある有限のひずみ速度で行われている。図1.1は Beedle ら⁵⁾が示した引張試験から得られた応力-ひずみ関係であるが、降伏だなでのひずみ速度の影響を明瞭に示している。この図から、ひずみ速度による降伏応力の上昇率は、表1.1のようになる。

降伏棚でのひずみ速度は、特別の注意を払わない限り、容易に $500 \mu\text{mm}/\text{mm}/\text{sec}$ になることから、JIS の試験法では、静的降伏応力の 10% 程度高い降伏応力が得られると考えられる。

一方、Galambos ら⁶⁾は、ミルテストでの降伏応力 $(F)_{mill}$ と、ひずみ速度をゼロにした降伏応力 $(F)_{st}$ の差を表す実験式として以下の式を与えている。

$$(F)_{mill} - (F)_{st} = 2.25 + 0.000704\epsilon \quad (3)$$

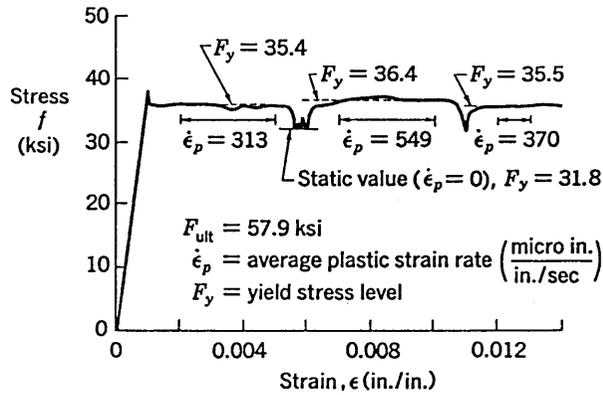


図 1.1 ひずみ速度が降伏応力に及ぼす影響

表 1.1 ひずみ速度による降伏応力の上昇率

ひずみ速度 ($\mu\text{mm}/\text{mm}/\text{sec}$)	降伏応力上昇率 ($(F)_{dy}/(F)_{st}$)
313	1.11
370	1.12
549	1.14

ここで、降伏応力の単位は kgf/mm^2 であり、 $\dot{\epsilon}$ はひずみ速度 ($\mu\text{mm}/\text{mm}/\text{sec}$) である。JIS には、降伏棚でのひずみ速度の規定値がないが、仮に $\dot{\epsilon} = 500 \mu\text{mm}/\text{mm}/\text{sec}$ とすると、

$$(F)_{mill} = (F)_{st} + 2.29(\text{kgf}/\text{mm}^2) \tag{4}$$

となる。すなわち、JIS の実験方法によるミルテストの降伏応力は、静的降伏応力より、 $2.28 \text{ kgf}/\text{mm}^2$ 程度高く測定されることになる。このことを考慮に入れると、例えば SS400 鋼材の場合、非超過確率 5% でのミルテストの降伏応力は、 $24 \times 0.94 + 2.29 = 24.8 \text{ kgf}/\text{mm}^2$ となり、保証値 24.0 を上回る事となる。

参考までに、「鋼構造限界状態設計基準案(日本建築学会)」⁷⁾およびアメリカの荷重抵抗係数設計法⁶⁾で採択されている降伏応力の統計量を表1.2に示す。A36 鋼材は JIS の SS400 に相当する鋼材であるが、同表から分かるように、建築学会、AISC 共、道路橋示方書が与えているそれぞれの鋼材に対する公称降伏点応力を下回る値を降伏応力の下界値相当の強度に採用していることが分かる。

(2) 全断面降伏強度の抵抗係数

抵抗係数を求める一般式は、次式で与えられる(記号については、1.1 参照)。

$$\phi = \phi_1(1 - k_R V_R) R_m / R_n \tag{5}$$

表 1.2 鋼構造限界状態設計基準案と AISC の荷重抵抗係数設計法での降伏応力の統計量

鋼構造限界状態設計基準案 ⁷⁾						荷重抵抗係数設計法 ⁶⁾					
鋼種	F	$(\sigma_y/F)_m$	V_M	ϕ	$\phi \cdot F$ kg/mm ²	位置	F A36 鋼	$(\sigma_y/F)_m$	V_M	ϕ	$\phi \cdot F$ kg/mm ²
SS400 SM400	24	1.16	0.131	0.909	21.8	フランジ	25.3	1.05	0.10	0.876	22.2
SM490	33	1.12	0.095	0.944	31.2	ウェブ	25.3	1.10	0.11	0.900	22.8

公称降伏応力 F の単位: kg/mm²

1.1 で与えられている値を使うと, $\phi_1 = 1.0$, $k_R = 1.65$ とおいて,

$$R_m/R_n = M_m F_m P_m = (\sigma_y/F)_m (A_m/A_n) (R_m/R_n) = (1.15)(1.00)(1.00) = 1.15 \quad (6)$$

$$V_R = \sqrt{V_M^2 + V_F^2 + V_P^2} = \sqrt{0.11^2 + 0.05^2 + 0} = 0.121 \quad (7)$$

$$\phi = (1.0)(1 - 1.65 \cdot 0.121)(1.15) = 0.920 = \phi_0 \quad (8)$$

$$\phi_0 = 0.92 \quad (9)$$

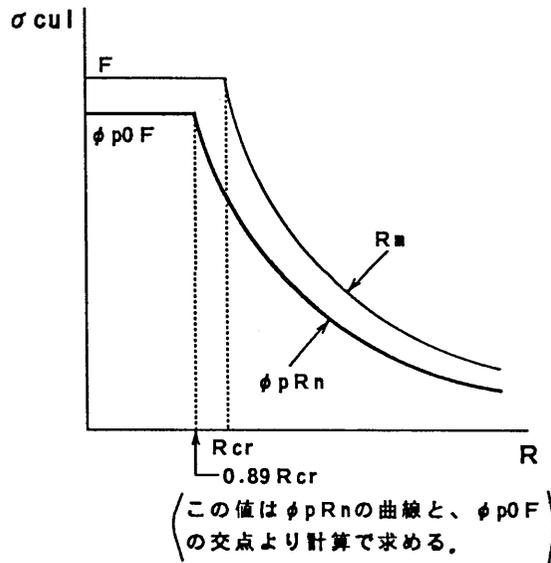


図 1.2 板要素の強度曲線

上式の ϕ_0 を全断面降伏強度の抵抗係数とする。この抵抗係数 ϕ_0 には、断面積の影響 (A_m , V_F) も含むが、強度を応力表示した場合 (例えば、板要素の強度式) にもこの抵抗係数を用いることにしている。

例として圧縮力を受ける板要素の強度式は、次式で表され、グラフにプロットすると図1.2のようになる。

$$\sigma_{cul} = \begin{cases} \phi_{p0} \cdot F & (0.0 \leq 0.89R_{cr}) \\ \left(\frac{R_{cr}}{R}\right)^{0.8} \phi_p \cdot F & (0.89R_{cr} \leq R) \end{cases} \quad (6)$$

$$\phi_{p0} = \phi_0 = 0.92 \quad (7)$$

$$\phi_p = 0.84 \quad (8)$$

参考文献

- 1) 土木学会：鋼構造設計指針 PART A 一般構造物，鋼構造シリーズ 3,1987
- 2) 福本秀士：鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究，文部省科学研究補助金（総合研究 A）研究成果報告書，1990.
- 3) 東海鋼構造研究グループ（代表 福本秀士）：鋼構造部材の抵抗強度の評価と信頼性設計への適用，橋梁と基礎，14-11,14-12,1980.
- 4) 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，No.450/I-20, pp.13-20, 1992.7.
- 5) Beedle,L.S. and Tall,L.: Basic Column Strength, Proc. ASCE, Vol. 86, No. ST7,July, 1960.
- 6) Galambos,T.V. and Ravindra, M.K.: Properties of Steel for Use in LRFD, Proc.ASCE, Vol.104, No.ST9, Sept., 1978.
- 7) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計基準（案）・同解説，1990.

2 材料および部材の強度

(鋼構造物設計指針 第5章 材料の強度)[†]

5.1 適用範囲

鋼構造物設計指針 5.1 適用範囲

5.2 鋼材の強度

鋼構造物設計指針 5.2 鋼材の強度

5.2.1 部材の強度

(1) 鋼構造部材の軸方向引張強度は式(5.1)に示す値を標準とする。

$$P_{tu} = \phi_t \cdot A_n \cdot F \quad (5.1)$$

$$\phi_t = 0.92$$

ここに、

P_{tu} : 軸方向引張強度 (kgf)

A_n : 照査する断面の純断面積 (cm^2)

ϕ_t : 引張部材の抵抗係数

F : 表 5.1(鋼構造物設計指針 P.29) に示す設計強度 (kgf/cm^2)

(2) 構造用部材の局部座屈を考慮した軸方向圧縮強度は、式(5.2)に示す値を標準とする。

$$P_{cu} = \begin{cases} \phi_{c0} \cdot A_g \cdot Q_c \cdot F \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\phi_c}{\phi_{c0}} \right) \frac{\bar{\lambda}}{\bar{\lambda}_0} \right] & (\bar{\lambda} \leq \bar{\lambda}_0) \\ \frac{\phi_c \cdot A_g \cdot Q_c \cdot F}{2\bar{\lambda}^2} \left[\beta - \sqrt{\beta^2 - 4\bar{\lambda}^2} \right] & (\bar{\lambda} > \bar{\lambda}_0) \end{cases} \quad (5.2)$$

$$\beta = 1 + \alpha(\bar{\lambda} - \bar{\lambda}_0) + \bar{\lambda}^2 \quad (5.2.1)$$

ここに、

P_{cu} : 部材の軸方向圧縮強度 (kgf)

ϕ_{c0} : 0.92

ϕ_c : 圧縮部材の抵抗係数で、断面形状及び製作過程により表 5.2.1 より選択する。

A_g : 照査する断面の総断面積 (cm^2)

F : 表 5.1(鋼構造物設計指針 P.29) に示す設計強度 (kgf/cm^2)

[†] 本章以降の節番号(5.1, 5.2 など) および式番号(5.1, 5.2 など)は鋼構造物設計指針の節番号および式番号に一致する。ただし、鋼構造物設計指針に対応する式がない場合は、5.2.1等の式番号を用いる。

$\bar{\lambda}$: 細長比パラメータ,

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{Q_c F \ell}{E r}} \quad (5.2.2)$$

ℓ : 部材の有効座屈長 (cm) で, 両端ピンの支持条件の場合の部材長 L を基準とし, 部材両端の支持条件に応じて表 5.2(鋼構造物設計指針 P.31) に示す値を標準とする. ただし, 拘束が不十分と考えられる場合には, その値を合理的な値まで増大させるものとする.

r : 部材支持軸に関する総断面の断面 2 次半径 (cm)

$\bar{\lambda}_0$: 限界細長比パラメータで, 断面形状及び製作過程により表 5.2.1 より選択する.

α : 初期不整係数で, 表 5.2.1 より選択する.

E : 表 2.3(鋼構造物設計指針 P.18) に示すヤング係数 (kgf/cm²)

Q_c : 局部座屈を生ずる短柱の無次元化強度

$$Q_c = \frac{\Sigma(\sigma_{cup} \cdot A_{fc})}{\phi_{c0} \cdot A_g \cdot F} \quad (5.2.3)$$

σ_{cup} : 両縁支持板, 片縁支持板, 補剛板, および鋼管についてそれぞれ式 (5.4), (5.5), (5.6) に示す座屈強度 (kgf/cm²).

A_{fc} : σ_{cup} を計算した板要素または鋼管の断面積

Σ : 断面を構成する板要素の総和

- (3) 構造用部材の強軸回り圧縮側における曲げ強度は, 式 (5.3) に示す値を標準とする. ただし, 圧縮フランジがコンクリート版などで直接固定されている場合には, $\bar{\lambda}_b$ は常に $\bar{\lambda}_{b0}$ より小さいものとする.

$$M_{buz} = \begin{cases} \phi_{b0} \cdot M_n \cdot \left[1 - \left(1 - \frac{\phi_b}{\phi_{b0}} \right) \frac{\bar{\lambda}}{\bar{\lambda}_{b0}} \right] & (\bar{\lambda}_b \leq \bar{\lambda}_{b0}) \\ \frac{\phi_b \cdot M_n}{2\bar{\lambda}_b^2} [\beta_b - \sqrt{\beta_b^2 - 4\bar{\lambda}_b^2}] & (\bar{\lambda}_b > \bar{\lambda}_{b0}) \end{cases} \quad (5.3)$$

ただし,

$$\beta_b = 1 + \alpha_b(\bar{\lambda}_b - \bar{\lambda}_{b0}) + \bar{\lambda}_b^2$$

ここに,

M_{buz} : 強軸曲げに関するはり部材の曲げ強度 (kgf · cm)

ϕ_b : 曲げ部材の抵抗係数 (表 5.3)

$\bar{\lambda}_b$: はりの細長比パラメータ

$$\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_n / M_E} \quad (5.3.1)$$

(M_n は式 (5.3.2)~(5.3.4)、 M_E は式 (5.3.9) により求める)

表5.2.1 鋼柱断面の区分

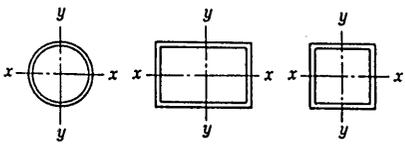
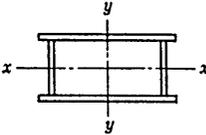
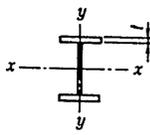
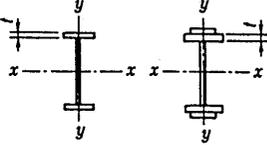
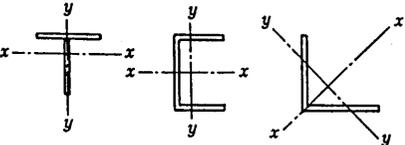
断 面	座標軸	グループ	α	$\bar{\lambda}_0$	ϕ_c
	両軸とも	1	0.089	0.2	0.88
溶接箱形 	両軸とも	1	0.089	0.2	0.88
圧延 I 形 	$t \leq 40$ 両軸とも	1	0.089	0.2	0.88
	$t \geq 40$ 両軸とも	3	0.432	0.2	0.85
溶接 I 形 	$t \leq 40$ 両軸とも	2	0.244	0.2	0.85
	$t \geq 40$ 両軸とも	3	0.432	0.2	0.85
	両軸とも	2	0.224	0.2	0.85
その他	両軸とも	3	0.432	0.2	0.85

表5.3 はりの曲げ強度式のパラメータ

	α_b	$\bar{\lambda}_{b0}$	ϕ_{b0}	ϕ_b
圧延I, H形断面, 箱形, π 形断面	0.15	0.4	0.92	0.88
溶接I, H形断面	0.25	0.4	0.92	0.85

表5.4 はりの構成板の限界幅厚比

	塑性限界幅厚比パラメータ R^p	弾性限界幅厚比パラメータ R^0
フランジ周辺支持板	0.5	0.63
自由突出板	0.5	0.61
ウェブ	0.55	0.88

$\bar{\lambda}_{b0}$: はりの限界細長比パラメータ (表 5.3)

α_b : はりの初期不整係数 (表 5.3)

M_n : フランジまたはウェブの幅厚比パラメータ R_f, R_w により修正した、はり断面の曲げ基準強度 (kgf · cm)

$$i) R_f \leq R_f^p, R_w \leq R_w^p \text{ の場合、} \quad M_n = F \cdot Z \quad (5.3.2)$$

$$ii) R_f \leq R_f^0, R_w \leq R_w^0 \text{ の場合、} \quad M_n = F \cdot W \quad (5.3.3)$$

$$iii) R_f \leq R_f^0 \text{ または } R_w \leq R_w^0 \text{ の場合、} \quad M_n = F \cdot W_{eff} \quad (5.3.4)$$

R_f, R_w : それぞれフランジ及びウェブの幅厚比パラメータ

$$R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\nu^2)}{k}} \sqrt{\frac{F}{E} \frac{b}{t}} = \frac{1.05}{\sqrt{k}} \sqrt{\frac{F}{E} \frac{b}{t}} \quad (5.3.5)$$

k : 座屈係数

フランジ周辺支持板 $k = 4.0$

フランジ自由突出板 $k = 0.425$

ウェブ $k = 23.9$

b : 板の全幅 (図 5.5 参照 ただし、ウェブの場合は h に置き換える)

Z : 塑性断面係数 (cm^3)

W : 圧縮フランジの弾性断面係数 (cm^3)

W_{eff} : 局部座屈による有効幅を考慮して求めた圧縮フランジのの有効断面係数。有効幅は図 5.5 のようにとる。

圧縮フランジ有効幅

$$\text{周辺支持板 } b_e/b = (0.7/R_f)^{0.80} \quad (5.3.6)$$

$$\text{自由突出板 } b_e/b = (0.7/R_f)^{0.64} \quad (5.3.7)$$

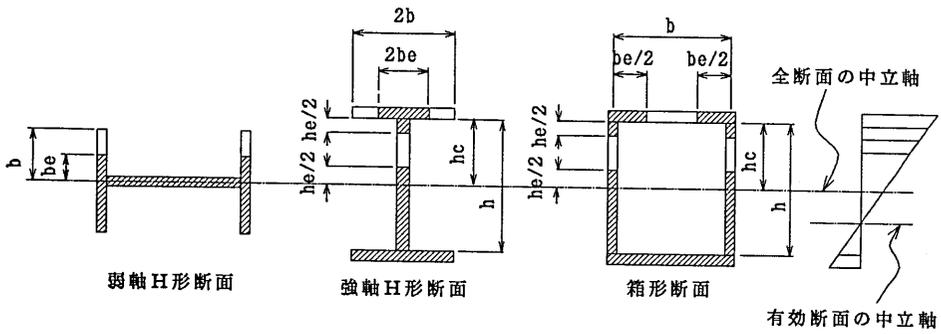


図5.5 はりの有効断面

表5.5 中間荷重を受けるはりに対する式(5.3.9)の係数

荷重状態	M_{max}	$Cb1$	$Cb2$	$Cb3$
	$\frac{Pl}{4}$	1.365	0.553	0.406
	$\frac{Pl}{3}$	1.096	0.500	0.480
	$\frac{Pl}{4}$	1.040	0.422	0.570
	$\frac{ql^2}{8}$	1.132	0.459	0.525
	$\frac{ql^2}{24}$	1.286	1.563	0.782
	$\frac{Pl}{8}$	1.736	1.406	2.767

$$\text{ウェブ有効幅 } h_e/h_c = (1.0/R_w)^{0.80} \quad (5.3.8)$$

ただし、弱軸 H 形断面のウェブについては式 (5.3.7) を適用ものとする。

M_E : 面外変形に対して両端単純支持はりの弾性横ねじれ座屈モーメント ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$)。荷重条件が以下の場合に当てはまらないと考えられるときは、弾性座屈固有値解析によって横ねじれ座屈モーメントを求めてもよい。

$$M_E = \frac{C_{b1}\pi^2 EI_y}{\ell^2} \left[C_{b2}h_t + C_{b3}\beta_z + \sqrt{(C_{b2}h_t + C_{b3}\beta_z)^2 + \frac{1}{\gamma} \frac{I_w}{I_y} \left\{ 1 + \frac{\ell^2 GJ}{\pi^2 EI_w} \right\}} \right] \quad (5.3.9)$$

ただし、

$$r = 1 - I_y/I_z$$

I_y, I_z : それぞれ弱軸、強軸に関する断面 2 次モーメント (cm^4)

J : サンプナンのねじり定数 (cm^4) (表 5.6 参照)

I_w : そりねじり定数 (cm^6) (表 5.6 参照)

ℓ : 面外変形に対して両端単純支持はりの部材長 (cm)。一般的には、圧縮フランジの固定点間距離をとってよい。ただし、両端の拘束が十分と考えられる場合は合理的な値まで小さくしてもよい。

C_{b1} : 等価モーメント係数 (中間荷重の場合は、表 5.5 を参照)

$$C_{b1} = \frac{1.0}{0.6 + 0.4\beta} \leq 2.5 \quad \text{ただし、} \beta = M_2/M_1 \quad (5.3.10)$$

M_1, M_2 : それぞれ部材両端の曲げモーメント ($\text{kgf} \cdot \text{cm}$)。ただし、 $M_1 > M_2$ とし、符号は着目しているフランジに圧縮応力が生じる曲げモーメントを正とする。

h_t : 荷重作用位置 (高さ) とせん断中心の距離 (符号は荷重作用位置がせん断中心より曲げ引張り側にある場合が正)

C_{b2} : 荷重条件による荷重作用位置の影響を補正する係数 (表 5.5 を参照)

β_z : 断面の非対称性を表す量。代表的な断面に対しては表 5.6 を参照。

$$\beta_z = \int_A \frac{Y(Z^2 + Y^2)}{2I_z} dA - Y_S \quad (5.3.11)$$

Y_S : 図心からせん断中心までの距離 (cm)

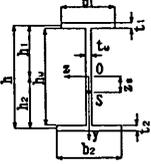
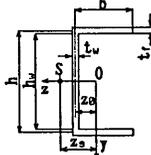
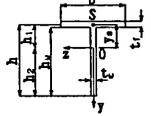
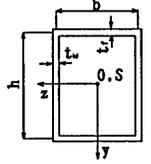
C_{b3} : 荷重条件による非対称断面の影響を補正する係数 (表 5.5 参照)

【解説】

(1) はり部材には曲げモーメントと同時に、一般にせん断力も作用している。ここでは、ウェブの強度にせん断力の影響が無視できるはり部材を対象としている。

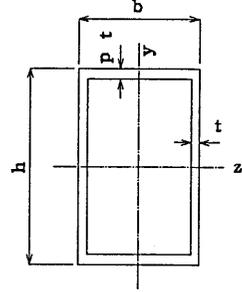
(2) はり部材の横ねじれ座屈による強度の低減は柱部材との統一性を考え、圧延 H 形はりと溶接 H 形はりを区別して、ペリーロバートソン形の強度曲線で与えた。箱形、 π 形断面はりは一

表5.6 薄肉断面形のせん断中心とそりねじりに関する定数

<p>(a) I形</p> 	$z_s = 0, y_s = \alpha h - h_1$ $I_\omega = \frac{b_1^3 t_1 h^2}{12} \alpha$ $J = \frac{1}{3} (b_1 t_1^3 + h_w t_w^3 + b_2 t_2^3)$ $\beta_z = \frac{1}{2 I_z} \left\{ b_2 t_2 h_2 \left(\frac{b_2^2}{12} + h_2^2 \right) + \frac{t_w}{4} (h_2^4 - h_1^4) \right. \\ \left. - b_1 t_1 h_1 \left(\frac{b_1^2}{12} + h_1^2 \right) \right\}$ $\alpha = \frac{1}{1 + (b_1/b_2)^3 (t_1/t_2)}$
<p>(b) みぞ形</p> 	$z_s = z_0 + \alpha b, y_s = 0$ $I_\omega = \frac{b^3 t_f h^2}{2} \left(\frac{1}{3} - \frac{\alpha}{2} \right)$ $J = \frac{1}{3} (2 b t_f^3 + h_w t_w^3)$ $\beta_z = 0$ $\alpha = \frac{1}{2 + h t_w / (3 b t_f)}$
<p>(c) T形</p> 	$z_s = 0, y_s = -h_1$ $I_\omega = \frac{b^3 t_f^3}{144} + \frac{h^3 t_w^3}{36}$ $J = \frac{1}{3} (b t_f^3 + h_w t_w^3)$ $\beta_z = \frac{1}{2 I_y} \left\{ \frac{t_w}{4} (h_2^4 - h_1^4) - b t_f h_1 \left(\frac{b^2}{12} + h_1^2 \right) \right\}$
<p>(d) 箱形</p> 	$z_s = y_s = 0$ $I_\omega = \frac{b^3 t_f h^2}{24} \left(1 + \frac{h t_w}{b t_f} \right) (1 - 2\alpha)^2$ $J = \frac{2 b^2 h^2}{b/t_f + h/t_w}$ $\beta_z = 0$ $\alpha = \frac{1}{1 + h t_f / (b t_w)}$

般に横ねじれ座屈が生じにくい、かなり背が高い場合には横ねじれ座屈が生じ得る。箱形、 π 形断面はりの横ねじれ座屈強度曲線は暫定的に圧延H形断面はりと同一とした。参考として、断面の曲げ基準強度を降伏モーメントとしたときの箱形断面はりの細長比パラメータを調べた。

$$\begin{aligned}
 t_f &= pt \\
 I_z &= \frac{th^2}{6}(3pb + h) \\
 I_y &= \frac{t}{6}(3hb^2 + b^3) \\
 J &= \frac{2b^2h^2pt}{ph + b} \\
 I_\omega &= \frac{tb^2h^2(ph - b)^2(h + pb)}{24(ph + b)} \\
 q &= h/b
 \end{aligned}$$



両端単純支持で等モーメントを受けるはりの弾性横ねじれ座屈モーメントは、

$$M_E = \frac{\pi}{\ell} \sqrt{\frac{1}{\gamma} EI_y GJ \left(1 + \frac{\pi^2 EI_\omega}{\ell^2 GJ} \right)}$$

$$\gamma = 1 - I_y/I_z$$

ねじり定数比 κ^2

$$\kappa^2 = \frac{\pi^2 EI_\omega}{\ell^2 GJ} = \frac{\pi^2 E}{48 G} \left(\frac{b}{\ell} \right)^2 \frac{(pq - 1)^2 (p + q)}{p(pq + 1)}$$

ここで、

$$\left\{ \frac{b(pq - 1)}{\ell} \right\}^2 = \left(\frac{ph - b}{\ell} \right)^2$$

したがって、部材長(簡単には圧縮フランジの固定点間距離) ℓ が $(ph - b)$ の 2~3 倍あれば $\kappa^2 \ll 1$ である。

$$M_E = \frac{\pi}{\ell} \sqrt{\frac{EI_y GJ}{\gamma}}$$

はり断面の基準曲げ強度は降伏モーメントとすると、

$$M_n = F \cdot W = 2F \cdot I_z/h$$

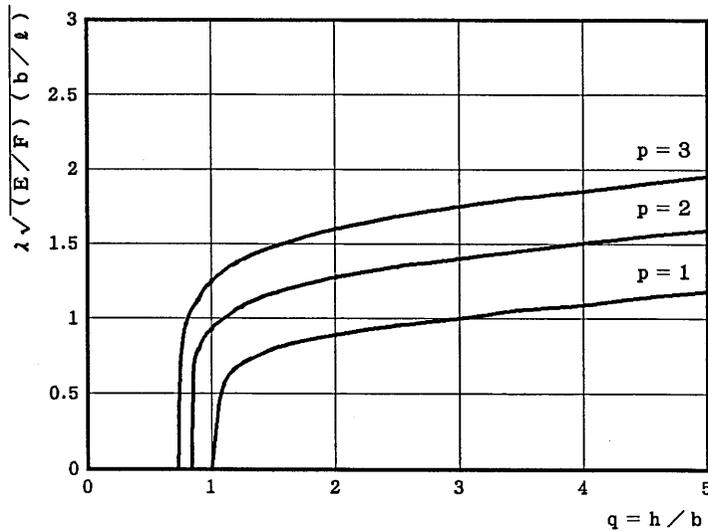
細長比パラメータ λ は、

$$\bar{\lambda}^2 = \frac{M_n}{M_E} = \frac{2FI_z \ell}{h \pi} \sqrt{\frac{\gamma}{EI_y GJ}}$$

$$\bar{\lambda}^2 \frac{E b}{F \ell} = 0.2963 \sqrt{\frac{(pq + 1)(3p + q)^2}{(p + 3q)} \left\{ 1 - \frac{3q + p}{q^2(3p + q)} \right\}}$$

上式を図化すると図解 5.1 のようになる。

$F = 2400(\text{kg/cm}^2)$ (SS400 鋼材) で、 $p = 1, \ell/b = 1.0$ の箱形断面はりの場合、 $\bar{\lambda} > 0.11$ となり横ねじれ座屈による強度の低減があるのは、 $q = h/b > 3.2$ の場合である。一般的な正方形に近い箱形断面はりの場合は横ねじれ座屈を考慮する必要はない。



図解5.1 箱断面の縦横比と細長比パラメータの関係

(3) 横方向に十分支持された短いはりでは断面の曲げ強度 (M_P または M_Y) に到達することができ、長いはりでは弾性横ねじれ座屈モーメントに接近した強度で決まる。このことから、横ねじれ座屈の細長比パラメータは断面の曲げ強度 M_n に対応して $\bar{\lambda}_b = \sqrt{M_n/M_E}$ が用いられる。各種の荷重条件、境界条件の影響は弾性横ねじれ座屈モーメント M_E の算定の中に考慮される。式(5.3.9)は弾性座屈理論解から荷重条件の影響を近似したものである。荷重条件が当てはまらない場合や、両端の拘束(境界条件)が十分と考えられる場合には、規定を複雑にすることを避けるため、弾性座屈固有値解析によって横ねじれ座屈モーメントを求めても良いこととした。

(4) 横ねじれ座屈と局部座屈の連成強度の評価法として、柱部材と同様に Q-factor 法を導入した。Q-factor を求める場合には、構成板要素の強度を単一板として評価し、それらの有効幅から有効断面を求め、そして中立軸の移動を考慮して断面の曲げ強度を算定する。(有効断面法)

(5) わが国の道路橋示方書では比較的、幅厚比の大きい溶接桁を対象に、降伏モーメント M_y を基準にした規定を設けている。しかし幅厚比の小さい圧延はりなどでは全塑性モーメント M_P に達する強度が期待できることから、全ての構成板の幅厚比が塑性限界より小さい場合は M_P までの到達を許す規定とした。(第1ヒンジ法)

(4) 圧縮応力を受ける鋼板の局部座屈強度は次の各項に示す値を標準とする。

1) 一様圧縮を受ける両縁支持板の局部座屈強度は、式(5.4)に示す値を標準とする。ただし、プレートガーダーの腹板には適用しないものとする。

$$\sigma_{cul} = \begin{cases} \phi_{p0}F & (R \leq 0.63) \\ \left(\frac{0.7}{R}\right)^{0.80} \phi_p F & (0.63 < R) \end{cases} \quad (5.4)$$

ϕ_{p0}, ϕ_p : 抵抗係数 $\phi_{p0} = 0.92, \phi_p = 0.84$,

σ_{cul} : 局部座屈強度 (kgf/cm^2)

F : 表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm^2)

R : 幅厚比パラメータ, $R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k}} \sqrt{\frac{F b}{E t}}$

μ : 表 2.3 に示すポアソン比

k : 座屈係数, $k = 4.0$

E : 表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm^2)

b : 板の固定縁間距離 (cm)(図 5.2 参照)

t : 板厚 (cm)

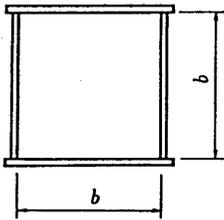


図5.2 両縁支持板の固定縁間距離

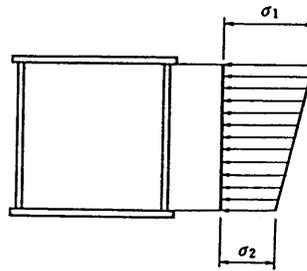
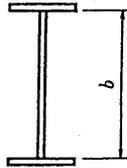


図5.3 両縁支持板の縁応力度

2) 面内曲げを受ける両縁支持板の局部座屈強度は、式 (5.5) に示す値を標準とする。ただし、プレートガーダーの腹板には適用しないものとする。

$$\sigma_{bul} = \begin{cases} F & (R \leq 0.89) \\ \left(\frac{1.0}{R}\right)^{0.80} \phi_p F & (0.89 < R) \end{cases} \quad (5.5)$$

ϕ_{p0}, ϕ_p : 抵抗係数 $\phi_{p0} = 0.92, \phi_p = 0.84$,

σ_{bul} : 局部座屈強度 (kgf/cm^2)

F : 表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm^2)

R : 幅厚比パラメータ, $R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k}} \sqrt{\frac{F b}{E t}}$

μ : 表 2.3 に示すポアソン比

k : 座屈係数, $k = 23.9$

E : 表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm^2)

b : 板の固定縁間距離 (cm)(図 5.2 参照)

t : 板厚 (cm)

3) 面内曲げと一様圧縮の組み合わせ力を受ける両縁支持板の局部座屈強度は、式(5.6)に示す値を標準とする。ただし、プレートガーダーの腹板には適用しないものとする。

$$\frac{\sigma_{cu}}{\sigma_{cul}} + \left(\frac{\sigma_{bu}}{\sigma_{bul}} \right)^2 = 1 \quad (5.6)$$

σ_{cu} : 圧縮強度 (kgf/cm^2)

σ_{bu} : 面内曲げ強度 (kgf/cm^2)

σ_{cul} : 式(5.4)で与えられる単独の圧縮強度 (kgf/cm^2)

σ_{bul} : 式(5.5)で与えられる単独の面内曲げ強度 (kgf/cm^2)

あるいは、次式(5.7)の値を標準としてもよい。

$$\sigma_{cul} = \begin{cases} \phi_{p0}F & (R \leq 0.63) \\ \left(\frac{0.7}{R} \right)^{0.80} \phi_p F & (0.63 < R) \end{cases} \quad (5.7)$$

ϕ_{p0}, ϕ_p : 抵抗係数 $\phi_{p0} = 0.92, \phi_p = 0.84$,

σ_{cul} : 局部座屈強度 (kgf/cm^2)

F : 表5.1に示す設計強度 (kgf/cm^2)

R : 幅厚比パラメータ, $R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k}} \sqrt{\frac{F}{E} \frac{b}{t}}$

μ : 表2.3に示すポアソン比

k : 座屈係数, $k = 4.0$

E : 表2.3に示すヤング係数 (kgf/cm^2)

b : 板の固定縁間距離 (cm)(図5.2参照)

t : 板厚 (cm)

f : 応力勾配による係数, $f = 0.32\psi^2 + 0.08\psi + 1$

ψ : 応力勾配, $\psi = (\sigma_1 + \sigma_2)/\sigma_1$, ($0 \leq \psi \leq 2$)

σ_1, σ_2 : それぞれの板の両縁での縁応力度 (kgf/cm^2)。ただし、圧縮応力度を正とし、 $\sigma_2 \leq \sigma_1$ とする。(図5.3参照)

4) 面内圧縮を受ける片持支持板の局部座屈強度は、式(5.8)に示す値を標準とする。

$$\sigma_{bul} = \begin{cases} \phi_{p0}F & (R \leq 0.61) \\ \left(\frac{0.7}{R} \right)^{0.64} \phi_p F & (0.61 < R) \end{cases} \quad (5.8)$$

ϕ_{p0}, ϕ_p : 抵抗係数 $\phi_{p0} = 0.92, \phi_p = 0.84$,

σ_{bul} : 局部座屈強度 (kgf/cm^2)

F : 表5.1に示す設計強度 (kgf/cm^2)

R : 幅厚比パラメータ, $R = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k}} \sqrt{\frac{F b}{E t}}$

μ : 表 2.3 に示すポアソン比

k : 座屈係数, $k = 0.425$

E : 表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm^2)

b : 自由突出幅 (cm) (図 5.4 参照)

t : 板厚 (cm)

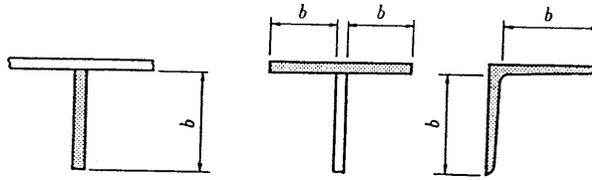


図5.4 片縁支持板の自由突出幅

[解説]

(4) 圧縮応力を受ける板の局部座屈強度は、図解 5.6 に示すような等分布圧縮応力を受ける板厚一定の矩形板の弾性座屈応力度

$$\sigma_E = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (\text{解5.7})$$

を基に、基準となる幅厚比パラメーターを

$$R = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_E}} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k}} \sqrt{\frac{\sigma_y t}{E b}} \quad (\text{解5.8})$$

と定義し、残留応力や初期変形の影響による局部座屈強度の低下を考慮するとともに、幅厚比の大きい範囲では弾性座屈後の耐荷余力を見込んで局部座屈強度を定めている。ここに、座屈係数 k は、 $\alpha = \infty$ のときを考えて最小値をとり、一様圧縮を受ける両縁支持板の場合には $k = 4.0$ 、片縁支持板の場合には $k = 0.425$ としている。

板面内の曲げを受ける圧縮板および、面内曲げと圧縮の組合せ力を受ける板の局部座屈強度は、圧縮応力 σ_{cu} と曲げ応力 σ_{bu} と、曲げおよび一様圧縮がそれぞれ単独に作用する場合の局部座屈強度の比を用いて、相互作用曲線の形で定めた。また、設計上の便宜を考慮して、道路橋示方書のような応力勾配を示すパラメータ f を用いた強度式 (5.7) を用いてもよいこととしている。なお、式 (5.6) と式 (5.7) は、組合せ荷重状態に関し同じ強度を与えるものではない。

式 (5.7) について、幅厚比パラメータ R における応力勾配を示すパラメータ f は、応力勾配がある場合の座屈係数を、応力勾配 $\psi = 0$ の場合に比較して f 倍できるとみなして、式 (解 5.8) より、

$$f = \sqrt{\frac{k(\psi = \psi)}{k(\psi = 0)}} \quad (\text{解5.9})$$

表解5.1

応力勾配 $\psi = \frac{\sigma_1 - \sigma_2}{\sigma_1}$	$\psi = 0$	$\psi = 1$	$\psi = 2$
座屈係数 k	$k = 4.0$	$k = 7.81$	$k = 23.9$
応力勾配による補正係数 f	$f = 1.0$	$f = 1.40$	$f = 2.44$

とおき、表解5.1に示すように、 $\psi = 0, 1, 2$ のときの値を計算し、その ψ については、 f を2次放物線で補間し、

$$f = 0.32\psi^2 + 0.08\psi + 1 \quad (\text{解5.10})$$

と定めている。

5) 一方向圧縮を受ける補剛板の局部座屈強度は式(5.6)に示す値を標準とする。

$$\sigma_{cul} = \phi_{sp} N_{usp} F \quad (5.6)$$

ここに、

F : 表5.1に示す設計強度 (kgf/cm^2)

N_{usp} : 式(5.6.1)で与えられる補剛板要素の基準圧縮強度

ϕ_{sp} : 抵抗係数 (= 0.81)

補剛板要素の基準圧縮強度は次式で与えられる。

$$N_{usp} = \{(N-1)\sigma_T(bt/n + h_r t_r) + bt\sigma_{culp}/n\} / \{bt + (n-1)h_r t_r\} \quad (5.6.1)$$

ここに、

σ_{culp} : 式(5.6.2)で与えられる両縁支持板の基準圧縮強度

σ_T : 式(5.6.3)で与えられる縦補剛材間の板パネルと縦補剛材1本のT形断面部の基準圧縮強度

n : 縦方向補剛材によって区切られるパネル数 ($n \geq 2$)

b : 補剛板の全幅

t : 板パネル厚

σ_{culp} および σ_T は次式で与えられる。

$$\sigma_{culp} = \left(\frac{0.7}{R_{cp}} \right)^{0.86} \leq 1 \quad (5.6.2)$$

$$\sigma_T = \begin{cases} 1.0 & (\bar{\lambda}^* \leq 0.2) \\ \frac{S - \sqrt{S - 4\bar{\lambda}^{*2}}}{2\bar{\lambda}^{*2}} & (\bar{\lambda}^* > 0.2) \end{cases} \quad (5.6.3)$$

式中の記号は次式で与えられる。

$$S = 1 + 0.339(\bar{\lambda}^* - 0.2) + \bar{\lambda}^{*2} \quad (5.6.4)$$

$$\bar{\lambda}^* = \left(\frac{2400}{\sigma_Y} \right)^{0.2} \eta \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{F}{E}} \frac{\beta a}{r} \quad (5.6.5)$$

$$\eta = \frac{1}{\sqrt{\sigma_{culp}}} \quad (5.6.6)$$

$$\beta = \begin{cases} \frac{1}{1.164C^{0.251}} & (0 < C \leq 0.54) \\ 1.0 & (0.54 < C) \end{cases} \quad (5.6.7)$$

$$r = \sqrt{\frac{I_T}{A_T}} \quad (5.6.8)$$

$$e = \frac{h_r^2 t_r - b t^2 / n}{2A_T} \quad (5.6.9)$$

$$C = \left(\frac{a}{b} \right)^3 \frac{I_t}{I_T} \quad (5.6.10)$$

$$I_t = \frac{h_t^3 t_t}{3} \quad (5.6.11)$$

$$I_T = \frac{h_r^3 t_r - b t^3 / n}{3} - e^2 A_T \quad (5.6.12)$$

$$A_T = \frac{b t}{n} + h_r t_r \quad (5.6.13)$$

ここに、

a : 横方向補剛材間隔

h_r : 縦方向補剛材の高さ

t_r : 縦方向補剛材の板厚

h_t : 横方向補剛材の高さ

t_t : 横方向補剛材の板厚

R_{cp} : 縦横の補剛材で囲まれた圧縮板の幅厚比パラメータ

6) 一方方向の面内曲げを受ける補剛板の局部座屈強度は式(5.6.14)に示す値を標準とする。

$$\sigma_{bul} = \phi_{sp} M_{usp} F \quad (5.6.14)$$

ここに、

F : 表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm^2)

M_{usp} : 式(5.6.15)で与えられる補剛板要素の基準圧縮強度

ϕ_{sp} : 抵抗係数 (= 0.81)

補剛板要素の基準面内曲げ強度は次式で与えられる。

$$M_{usp} = \begin{cases} \sigma_{cbulp} b^2 t & n = 2 \\ \frac{\sigma_T (bt/n + h_r t_r) (n-2)b/n + \sigma_{cbulp} b^2 t \{0.125 - (3n^2 - 12n + 13)/3n^3\}}{M_F F} & n \geq 3 \end{cases} \quad (5.6.15)$$

ここに、

M_F : 補剛板要素の降伏曲げモーメント

σ_{cbulp} : 圧縮縁の板要素の局部座屈強度

σ_{cbulp} は、式(5.6.17)で示される面内曲げと一様圧縮の組み合わせ力を受ける両縁支持板の基準座屈強度 σ_{cup} および σ_{bup} を用いて、次式で与えられる。

$$\sigma_{cbulp} = \sigma_{cup} + \sigma_{bup} \quad (5.6.16)$$

$$\left(\frac{\sigma_{cup}}{\sigma_{culp}}\right)^p + \left(\frac{\sigma_{bup}}{\sigma_{bulp}}\right)^q = 1 \quad (5.6.17)$$

$$\sigma_{bulp} = \left(\frac{1}{R_{bp}}\right)^{0.72} \leq 1 \quad (5.6.18)$$

$$p = 0.468 R_{cbp}^2 - 1.63 R_{cbp} + 2.00 \quad (5.6.19)$$

$$q = 0.041 R_{cbp}^2 + 0.340 R_{cbp} + 0.974$$

ここに、

σ_{bulp} : 面内曲げのみを受ける両縁支持板の基準座屈強度

R_{bp} : 圧縮縁の板要素が面内曲げのみを受けるときの幅厚比パラメータ

R_{cbp} : 圧縮縁の板要素が面内曲げと一様圧縮の組み合わせ力を受けるときの幅厚比パラメータ

7) 一方方向の圧縮と面内曲げを受ける補剛板の局部座屈強度は式(5.6.20)により照査するものとする。

$$\frac{\sigma_{cu}}{\sigma_{cul}} + \frac{\sigma_{bu}}{\sigma_{bul}} \leq 1 \quad (5.6.20)$$

ここに、

σ_{cu} : 補剛板の圧縮強度

σ_{cul} : 式(5.6)で与えられる補剛板要素の基準圧縮強度

σ_{bu} : 補剛板の曲げ強度

σ_{bul} : 式(5.6.14)で与えられる補剛板要素の基準曲げ強度

【解説】

(4) 一方方向の圧縮や面内曲げを受ける補剛板の補剛材の剛度と配置は8.3.1に準ずる。すなわち、補剛材の剛度は道路橋示方書に定める必要剛比以上とする。補剛材の配置については、等間隔とする。

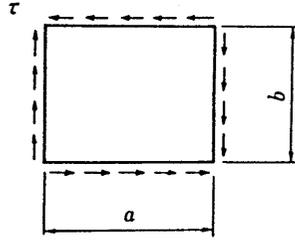


図5.5 板の固定縁間距離

(5) 構造用鋼材のせん断強度は、式(5.9)に示す値を標準とする。

$$\tau_u = \frac{\phi_{p0} F}{\sqrt{3}} \quad (5.9)$$

τ_u : せん断強度 (kgf/cm^2)

F : 表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm^2)

(6) せん断応力を受ける周辺支持板の局部座屈強度は、式(5.10)に示す値を標準とする。

$$\tau_{ul} = \begin{cases} \phi_{p0} \tau_u & (R_r \leq 0.35) \\ \left(\frac{0.6}{R_r}\right)^{0.32} \phi_p \tau_u & (0.35 < R_r) \end{cases} \quad (5.10)$$

ϕ_{p0}, ϕ_p : 抵抗係数 $\phi_{p0} = 0.92, \phi_p = 0.84$

τ_{ul} : 局部座屈強度 (kgf/cm^2)

τ_u : 式(5.7)に示すせん断強度 (kgf/cm^2)

F : 表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm^2)

R_r : 幅厚比パラメータ, $R_r = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{12(1-\mu^2)}{k_r}} \sqrt{\frac{F b}{E t}}$

μ : 表 2.3 に示すポアソン比

k_r : 座屈係数

$$k_r = 5.34 + 4.0(b/a)^2 \quad (1 < a/b)$$

$$k_r = 4.0 + 5.34(b/a)^2 \quad (1 \geq a/b)$$

E : 表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm^2)

a : 板の固定縁間距離(縦方向長)(cm) (図 5.5 参照)

b : 板の固定縁間距離(横方向長)(cm) (図 5.5 参照)

t : 板厚 (cm)

(8) 局所荷重を受ける両縁支持鋼板の局部座屈強度は、式(5.9.1)に示す値を標準とする。

$$\sigma_{pul} = \begin{cases} \phi_{p0} F & (R \leq 0.63) \\ \left(\frac{0.7}{R}\right)^{0.80} \phi_p F & (R > 0.63) \end{cases} \quad (5.9.1)$$

ここに、

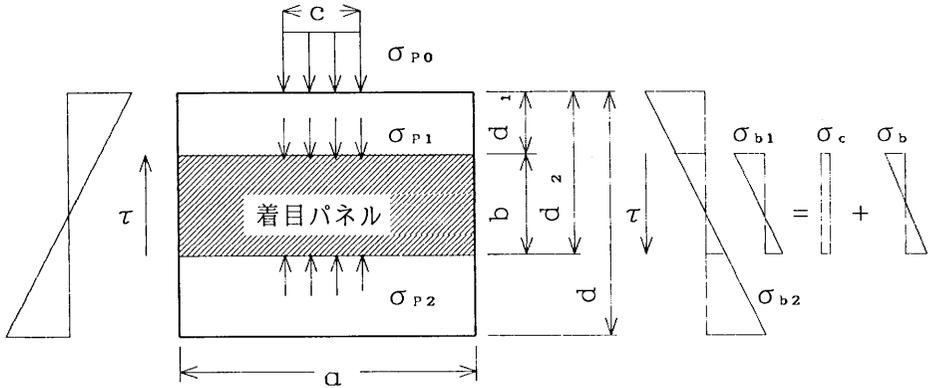


図5.7 局所荷重を受けるパネルの諸寸法と応力度

σ_{pul} : 局部座屈強度 (kgf/cm^2) ただし、着目パネルの上辺の位置の応力度 σ_{p1} に対応するものである。図 5.7 に示すように、載荷辺より着目パネルの上辺および下辺までの距離をそれぞれ d_1 と d_2 とするとき、 σ_{p1} と載荷辺位置における応力度 σ_{p0} および局所荷重 P とは式 (5.9.2) の関係にある。

$$\sigma_{p1} = \sigma_{p0} \left(1 - \frac{d_1}{d} \right) = \frac{P}{ct} \left(1 - \frac{d_1}{d} \right) \quad (5.9.2)$$

ϕ_{p0}, ϕ_p : 抵抗係数 $\phi_{p0} = 0.92, \phi_p = 0.84$

F : 表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm^2)

R : 幅厚比パラメータ, $R = 1.05 \sqrt{\frac{F}{k_p E} \frac{b}{t}}$

k_p : 式 (5.9.3) に示す局部座屈係数

E : 表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm^2)

b : 図 5.7 に示す板の固定縁間距離 (縦方向長)(cm)

t : 板厚 (cm)

$$k_p = \left\{ 0.8 + 2.4 \left(\frac{b}{a} \right)^2 \right\} \left(\frac{c}{a} + \frac{a}{c} \right) \eta_p \quad (5.9.3)$$

$$\eta_p = \frac{\psi_p^2 + 3\psi_p + 1}{(1 + \psi_p)^3}$$

c : 図 5.7 に示す全体パネル上縁の局所荷重の載荷幅 (cm)

a : 図 5.7 に示す板の固定縁間距離 (横方向長)(cm) ただし、 a が式 (5.9.4) で計算される a_{cr} を超える場合は a のかわりに a_{cr} を用いるものとする。

$$a_{cr} = \begin{cases} \frac{b^2}{10c} + b + c & (b \leq c) \\ 1.5b + 0.6c & (c < b) \end{cases} \quad (5.9.4)$$

ψ_p : σ_{p1} に対する σ_{p2} の比で式 (5.9.5) で計算される値。

$$\psi_p = \frac{\sigma_{p2}}{\sigma_{p1}} = \frac{d - d_2}{d - d_1} \quad (5.9.5)$$

(9) 組合せ応力度での座屈照査式

局所荷重の他に、圧縮力と曲げモーメントおよびせん断力が作用する場合の板の座屈強度の安全性は、式 (5.9.6) で照査するものとする。

$$\nu \left\{ \sqrt{\left(\frac{\sigma_{p1}}{\sigma_{pu1}}\right)^2 + \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_{cu1}}\right)^2} + \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{bu1}}\right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_{u1}}\right)^2 \right\} \leq 1.0 \quad (5.9.6)$$

ここに、

ν : 安全率

$\sigma_{p1}, \sigma_c, \sigma_b, \tau$: 着目パネルに作用する局所荷重, 圧縮力, 純曲げモーメントおよびせん断力による作用応力度。なお, σ_c, σ_b, τ の各応力度は, 局所荷重の載荷幅の中央にあたる断面での値をもちいるものとする。ただし, σ_c が引張り応力度となる場合は, 式 (5.9.6) の σ_c の値は零とする。

$\sigma_{pu1}, \sigma_{cu1}, \sigma_{bu1}, \tau_{u1}$: 局所荷重, 圧縮力, 曲げモーメントおよびせん断力の荷重が単独で作用する時の座屈強度。おのおの式 (5.9.1), 式 (5.4), 式 (5.4.2), 式 (5.8) で計算される値である。

なお, σ_c, σ_b の値は図 5.7 に示す着目パネルでの曲げモーメントによる応力度 σ_{b1}, σ_{b2} を用いて表わすと

$$\sigma_c = \frac{\sigma_{b1} + \sigma_{b2}}{2}, \quad \sigma_b = \frac{\sigma_{b1} - \sigma_{b2}}{2} \quad (5.9.7)$$

ここに、

σ_{b1} : 着目パネル上縁での縁応力度 (kgf/cm^2)

σ_{b2} : 着目パネル下縁での縁応力度 (kgf/cm^2)

【解説】 (8) 局所荷重を受ける板の局部座屈強度は、4 辺が単純支持され、上縁に幅 c の荷重を受ける板厚一定の矩形板の弾性座屈応力度

$$\sigma_{per} = k_p \frac{\pi^2 E}{12(1 - \mu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2 \quad (解5.1)$$

をもとに、基準となる幅厚比パラメータ

$$R = \sqrt{F/\sigma_{per}} = \sqrt{F/[k_p E \pi^2 / 12(1 - \mu^2)](t/b)^2}$$

を定義し、残留応力や初期変形の影響による局部座屈強度の低下を見込んで式 (解 5.1) の弾性座屈応力度を低減させて定めている。ただし、幅厚比パラメータ R が比較的大となる領域においては座屈後の耐荷余力を考慮して、弾性座屈応力度を上回る値としている。抵抗係数 ϕ_{p0}, ϕ_p の値は、圧縮応力を受ける板のそれと同じ値とした。

局所荷重を受ける板の座屈の設計法に関しては、BS5400¹⁾やDASt.Ri012²⁾の外国の基準があり、それぞれ座屈係数の計算法が示されているが本指針では、座屈係数 k_p は文献3)での値を近似化した式(解5.3)で与えられる値とする。

$$k_p = \{0.8 + 2.4/(a/b)^2\}\{(c/a) + (a/c)\} \quad (\text{解5.3})$$

ここに、 $a > a_{cr}$ のとき $a = a_{cr}$

ただし、

$$a_{cr} = \begin{cases} 0.1(b^2/c) + b + c & (b \leq c) \\ 1.5b + 0.6c & (c < b) \end{cases}$$

また、 $\psi_p \neq 0$ の場合は、文献4)を基に式(解5.3)の補正係数を ψ_p の関数として近似的に求め η_p にまとめている。

局所荷重を受ける板の座屈係数については、同じ記号(k)で表現されていても、本指針とは意味の異なる場合があるので注意が必要である。本指針では、式(解5.1)に見るとおり他の圧縮力を受ける板などのそれと同じ形式の座屈係数の定義としている。

指針の式を適用する上で σ_p の扱いにも注意が必要である。局所荷重により板面内に発生する応力度は複雑であり、これを厳密に扱う方法は文献5)および文献7)やDASt.Ri012などに示されている。本指針の σ_{p1} 、 σ_{p2} は座屈を評価するための便宜的な値として示している。従って疲労などの他の強度評価にこれらの応力度を使用することは適切ではない。

【解説】(9) 曲げモーメントおよびせん断力による応力度との組合せ弾性座屈照査式は次式(解5.4)とする。

$$\left(\frac{\sigma_p}{\sigma_{pcr}}\right)^n + \left(\frac{\sigma_b}{\sigma_{bcr}}\right)^m + \left(\frac{\tau}{\tau_{cr}}\right)^m = 1 \quad (\text{解5.4})$$

ここに、

$$\sigma_{pcr} = k_p \sigma_e, \quad \sigma_{bcr} = k_b \sigma_e, \quad \tau_{cr} = k_\tau \sigma_e$$

$$\sigma_e = (E\pi^2/[12(1-\mu^2)])(t/b)^2$$

$$k_b = 23.9$$

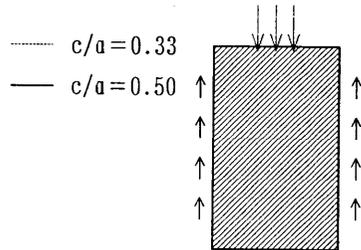
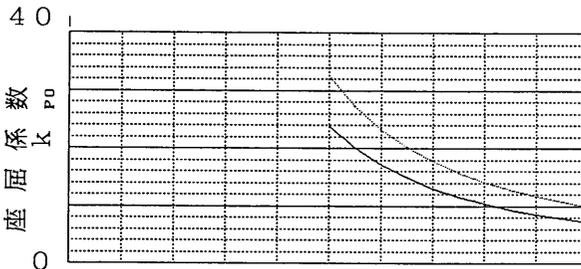
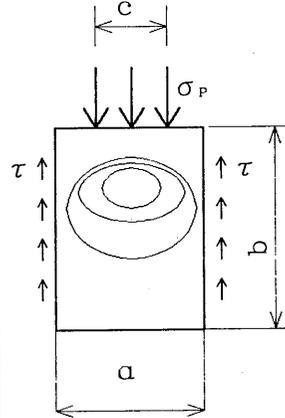
$$k_\tau = \begin{cases} 4 + 5.34/(a/b)^2 & (a/b < 1) \\ 5.34 + 4/(a/b)^2 & (1 \leq a/b) \end{cases}$$

式(解5.4)を満足する σ_p の値を σ_e で除して与えられる k_p の値をBS5400およびDASt.Ri012と比較した結果の一例を表解5.2に示す。ただし、BS5400およびDASt.Ri012の座屈係数に合せ $k_p(c/a)$ の値をもって比較している。

表解5.2から板のみの断面諸量では局所荷重により発生する σ_b および τ の影響が無視できない程度で存在することが知られる。本指針では、組合せ座屈照査式(解5.4)の指数の値として、 $n=1, m=2$ を採用している。また、 σ_c も複合した場合の照査式として2軸圧縮を受ける板の座屈相関式⁸⁾を参考にして指針本文中の式(5.9.6)を採用した。

表解5.2 $k_p(c/a)$ の値の比較 ($\psi_p = 0$)

c/a	a/b	BS5400	DASt. Ri012	文献 3)			式(解5. 4)		
				$\sigma_b=0$	n=2	n=1	$\sigma_b=0$	n=2	n=1
				$\tau = 0$	m=2	m=2	$\tau = 0$	m=2	m=2
0.01	0.6	5.28	8.79	7.64	7.48	7.33	7.47	7.31	7.17
	1.0	2.51	3.23	3.45	3.32	3.21	3.20	3.09	3.00
	2.0	1.01	1.17	1.44	1.33	1.25	1.40	1.29	1.22
	3.0	0.62	0.73	0.96	0.83	0.75	0.93	0.81	0.74
0.5	0.6	8.47	10.61	9.34	9.04	8.79	9.33	9.04	8.78
	1.0	4.03	3.92	4.21	3.98	3.80	4.00	3.80	3.64
	2.0	1.62	1.58	1.80	1.59	1.46	1.75	1.55	1.43
	3.0	0.99	1.19	1.41	1.06	0.94	1.34	1.03	0.91
1.0	0.6	11.73	16.50	15.29	14.08	13.24	14.93	13.80	13.00
	1.0	5.58	6.08	6.90	5.99	5.49	6.40	5.66	5.22
	2.0	2.24	2.55	2.94	2.22	1.95	2.80	2.15	1.91
	3.0	1.37	2.03	2.35	1.33	1.15	2.13	1.29	1.11

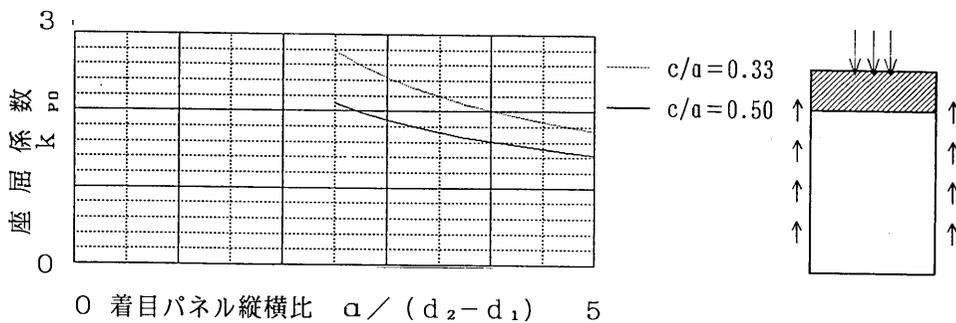


0 着目パネル縦横比 $a / (d_2 - d_1) \quad 1$
 図解5.1 $d_1/d = 0, d_2/d = 1$

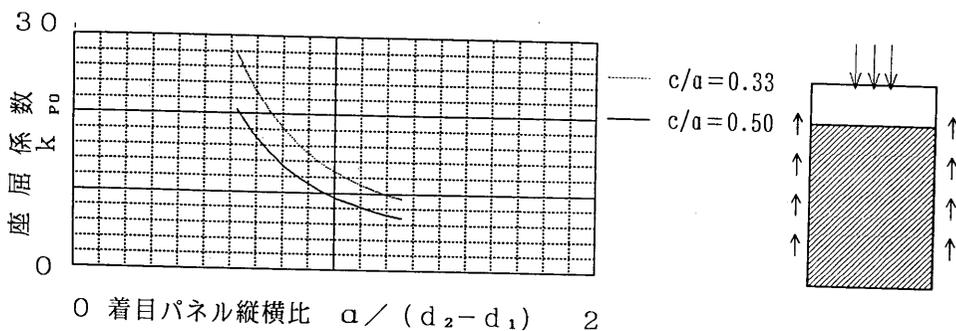
従来、局所荷重に対する補剛板の座屈安全性の照査法として文献6)がある。本指針での式(解5.4)による座屈係数を文献6)の値と比較した結果を図解5.1~図解5.6に示す。なお、これらの図の右側の▨部分は着目パネルを示す。

文献6)では、着目パネルの座屈を評価するとき全体パネルでの載荷辺の応力度(図5.7での σ_{p0})を代表値として換算した座屈係数となっている。そこで比較を容易にする意味から、式(解5.4)で計算される値 k_p を文献6)での座屈係数 k_{p0} に置き換えるために次式をもちいた。図の縦軸は、 k_{p0} で本指針の k_p とは異なるので注意されたい。

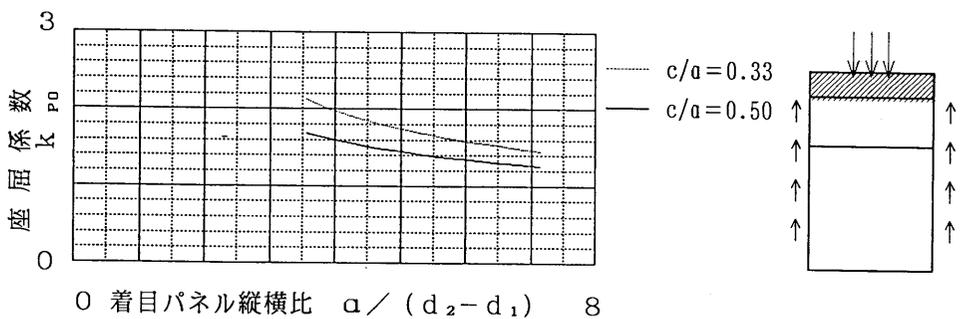
$$k_{p0} = k_p d / (d - d_1) \tag{解5.5}$$



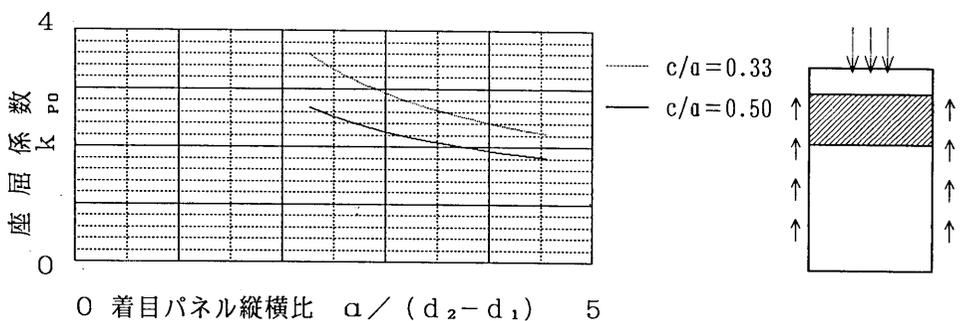
図解5.2 $d_1/d = 0, d_2/d = 0.2$



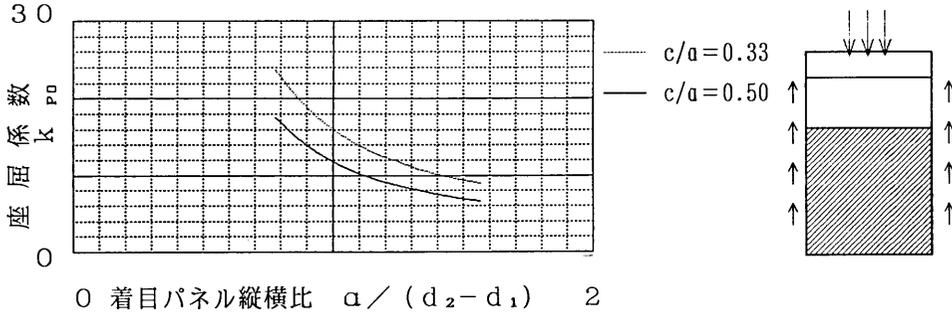
図解5.3 $d_1/d = 0.2, d_2/d = 1$



図解5.4 $d_1/d = 0, d_2/d = 0.14$



図解5.5 $d_1/d = 0.14, d_2/d = 0.3$



図解5.6 $d_1/d = 0.36, d_2/d = 1$

参考文献

- 1) BS5400 : British Standards Institution ; Part 3 (1982)
- 2) DAST-Richtlinie 012 : Deutscher Ausschuss für Stahlbau (1978)
- 3) 森脇良一・滝本哲四郎・三村裕一：局所荷重を受ける桁の耐力, 土木学会論文報告集, 第 339 号 (1983)
- 4) 滝本哲四郎：局所荷重を受けるクレーンなどの桁腹板の座屈強度, R&D 神戸製鋼所技報, Vol.39 (1989)
- 5) 伊藤鉦一：鉛直局所荷重を受けるプレートガーダー腹板の DAST 指針 012 による座屈照査例, 橋梁と基礎 (1984)
- 6) 日本道路協会：鋼道路橋施工便覧 (1985)
- 7) 土木学会関西支部共同研究グループ報告書：薄板構造の強度と設計に関する調査研究 (1988)
- 8) 三上市蔵・木村泰三・徳田浩一：単一パネルの 2 軸圧縮強度の検討, 土木学会第 46 回年次学術講演会概要集 (1991)
- 9) M.Z.Khan, A.C.Walker : Buckling of plates subjected to localized edge loading, The Structural Eng., Vol.50, No.6, 1972
- 10) N.Yamaki : Buckling of a Rectangular Plate under Locally Distributed Forces Applied on Two Opposite Edges, Rep.No.26 of I.H.S.M., Tohoku Univ., 1952
- 11) E.W.Parkes : The stresses in a built-up girder subjected to a concentrated load, Cambridge Univ.Eng.Lab., 1955

5.2.2 鋼管の強度

- (1) 鋼管の軸方向引張強度および軸方向圧縮強度は、それぞれ設計指針 5.2.1(1),(2) 項によるものとする。
- (2) 圧縮応力を受ける鋼管の局部座屈強度は、式 (5.10) に示す値を標準とする。

$$\sigma_{cul} = \begin{cases} \phi_{c0}F & (R_t \leq 0.119) \\ \left(0.665 + \frac{0.0304}{R_t}\right) \phi_{cc}F & (0.119 < R_t \leq 0.355) \end{cases} \quad (5.10)$$

ここに、

σ_{cul} : 鋼管の局部座屈に対する圧縮強度 (kgf/cm^2)

ϕ_{c0}, ϕ_{cc} : 抵抗係数, $\phi_{c0} = 0.92, \phi_{cc} = 1.00$

F : 表 5.1 に示す設計強度 (kgf/cm^2)

R_t : 径厚比パラメータ、 $R_t = 1.65 \left(\frac{F}{E}\right) \left(\frac{r}{t}\right)$

E : 表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm^2)

t : 鋼管の板厚 (cm)

r : 鋼管の半径 (中心から外縁までの距離)(cm)

(3) 曲げ応力を受ける鋼管の局部座屈強度は、式 (5.11) に示す値を標準とする。

$$\sigma_{bul} = \begin{cases} 1.20\phi_{c0}F & (R_t \leq 0.099) \\ \left(0.798 + \frac{0.0304}{R_t}\right)\phi_{cc}F & (0.099 < R_t \leq 0.279) \end{cases} \quad (5.11)$$

ここに、 σ_{bul} : 鋼管の圧縮曲げ強度 (kgf/cm^2)

係数 F, R_t, t, r, ϕ_{c0} および ϕ_{cc} については (2) と同じとする。

(4) 曲げ応力および圧縮応力を同時に受ける場合の圧縮強度は (2) および (3) によらず、式 (5.12) を用いてもよい。

$$\sigma_{cul} = \begin{cases} \phi_{c0}fF & \left(R_t \leq \frac{0.119}{f}\right) \\ \left(0.665f + \frac{0.0304}{R_t}\right)\phi_{cc}F & \left(\frac{0.119}{f} < R_t \leq \frac{0.335}{f}\right) \end{cases} \quad (5.12)$$

ここに、

σ_{cul} : 鋼管の局部座屈に対する圧縮強度 (kgf/cm^2)

f : 応力勾配による係数 $f = 1 + (\psi/10)$

ψ : 応力勾配 $\psi = (\sigma_1 - \sigma_2)/\sigma_1$ ($0 < \psi < 2$)

σ_1 : 曲げにより、鋼管に圧縮が生じる側の合応力度 (kgf/cm^2)、ただし、符号は圧縮応力度を正とする。

σ_2 : 曲げにより、鋼管に引張が生じる側の合応力度 (kgf/cm^2)。ただし、符号は圧縮応力度を正とする。

係数 F, R_c, t, r, ϕ_{c0} および ϕ_{cc} については (2) と同じとする。

(5) 鋼管のせん断強度は、環補剛材またはダイヤフラムを設ける場合、式 (5.13) に示す値を標準とする。

$$\tau_{ul} = \begin{cases} \phi_{c0}\tau_u & (R_r \leq 0.682) \\ \frac{0.57\phi_{cc}\tau_u}{(R_r)^{\frac{5}{4}}} & (0.682 < R_r \leq 1.50) \end{cases} \quad (5.13)$$

ここに、

τ_{ul} : 鋼管のせん断強度 (kgf/cm^2)

τ_u : 鋼材のせん断強度 $\tau_u = F/\sqrt{3}(kgf/cm^2)$

R : 厚比パラメータ、 $R_r = 2.63(\frac{\tau_u}{E})^{\frac{4}{5}} \cdot \frac{r}{t}$

E : 表 2.3 に示すヤング係数 (kgf/cm^2)

t : 鋼管の板厚 (cm)

r : 鋼管の半径 (中心から外縁までの距離)(cm)

ϕ_{c0} および ϕ_{cc} は (2) と同じとする。

[解説]

式 (5.12) の局部座屈強度を考慮した鋼管の圧縮強度は修正前の設計指針の式 (5.10) で示されている軸圧縮および曲げ応力を受ける強度式を f (応力勾配による係数) 倍し、それに抵抗係数を乗じて定めた。式 (5.11) および (5.12) において、 σ_{bul} および σ_{cul} が材料の設計強度 F より大きくなる場合がある。これは純曲げが作用する場合は純圧縮が作用する場合より圧縮強度が 1.2 倍程度大きくなることによるものである。詳しくは第 2 編 2.6 シェル構造を参照されたい。

3 限界状態の照査

(鋼構造物設計指針 第7章 限界状態の照査)

7.1 一般

鋼構造物設計指針 7.1 一般

7.2 骨組部材の終局限界状態の照査

7.2.1 軸方向力を受ける部材の照査

軸方向力を受ける部材の照査は、次の各項によって行うものとする。

(1) 引張力を受ける場合

$$\nu \frac{P}{P_{tu}} \leq 1.0 \quad (7.1)$$

(2) 圧縮力を受ける場合

$$\nu \frac{P}{P_{cu}} \leq 1.0 \quad (7.2)$$

ここに、

ν : 6章の安全率

P : 軸方向力 (kgf)

P_{tu} : 式(5.1)で与えられる部材の引張強度 (kgf)

P_{cu} : 式(5.2)で与えられる部材の圧縮強度 (kgf)

7.2.2 曲げモーメントを受ける部材の照査

1) 断面強度の照査

曲げモーメントを受ける部材の照査は式(7.3)、(7.4)により行う。ただし、箱形およびI、H形断面を構成する全ての板の幅厚比が表5.4の塑性限界幅厚比より小さい場合は、式(7.3)の断面強度の照査を式(7.4.1)~(7.4.3)に、式(7.4)の部材強度の照査を式(7.4.4)に代えることができる。

$$\frac{\nu M_y}{M_{uy}} + \frac{\nu M_z}{M_{uz}} \leq 1 \quad (7.3)$$

$$\frac{\nu M_y}{M_{uy}} + \frac{\nu M_z}{M_{buz}} \leq 1 \quad (7.4)$$

① 断面強度の照査

(1) 箱形、 π 形および円形断面

$$M_y/M_{uy} \leq M_z/M_{uz} \text{ の場合 } \quad \frac{3}{4} \left(\frac{\nu M_y}{M_{uy}} \right)^2 + \left(\frac{\nu M_z}{M_{uz}} \right) \leq 1 \quad (7.4.1)$$

$$M_y/M_{uy} > M_z/M_{uz} \text{ の場合 } \quad \left(\frac{\nu M_y}{M_{uy}} \right) + \frac{3}{4} \left(\frac{\nu M_z}{M_{uz}} \right)^2 \leq 1 \quad (7.4.2)$$

(2) IおよびH形断面

$$\left(\frac{\nu M_y}{M_{uy}}\right) + \left(\frac{\nu M_z}{M_{uz}}\right)^2 \leq 1 \quad (7.4.3)$$

②部材強度の照査

$$\left(\frac{\nu M_y}{M_{uy}}\right)^\alpha + \left(\frac{\nu M_z}{M_{uz}}\right)^\alpha \leq 1 \quad (7.4.4)$$

ただし、

箱形断面 $\alpha = 1.4$ I、H形断面 $\alpha = 1.0$ ($B/D < 0.3$) $\alpha = 0.4 + B/D \geq 1$ ($B/D \geq 0.3$)

ここに、

 ν : 6章の安全率 B : フランジ幅 D : 断面の高さ

M_y, M_z : それぞれ、照査する断面に作用する弱軸および強軸回りの曲げモーメント。ただし、式(7.4)の適用にあたっては、部材両端の曲げモーメントが異なり、その間で曲げモーメント M が直線的に変化する場合には、式(7.4.5)、式(7.4.6)のうち大きい方で表される等価換算曲げモーメント M_{eq} あるいは $M_{eqz}(kgf \cdot cm)$ に置き換えてもよい。

$$M_{eq} = 0.6M_1 + 0.4M_2 \quad (7.4.5)$$

$$M_{eq} = 0.4M_1 \quad (7.4.6)$$

M_1, M_2 : それぞれ部材両端の曲げモーメント ($kgf \cdot cm$)。ただし、 $M_1 > M_2$ とし、符号は着目しているフランジに圧縮応力が生じるモーメントを正とする。

M_{uy}, M_{uz} : それぞれ照査する断面の弱軸および強軸まわりの終局曲げモーメント ($kgf \cdot cm$) であり、全塑性モーメント M_P に達し得ないときには、圧縮側と引張り側の両方を照査する。

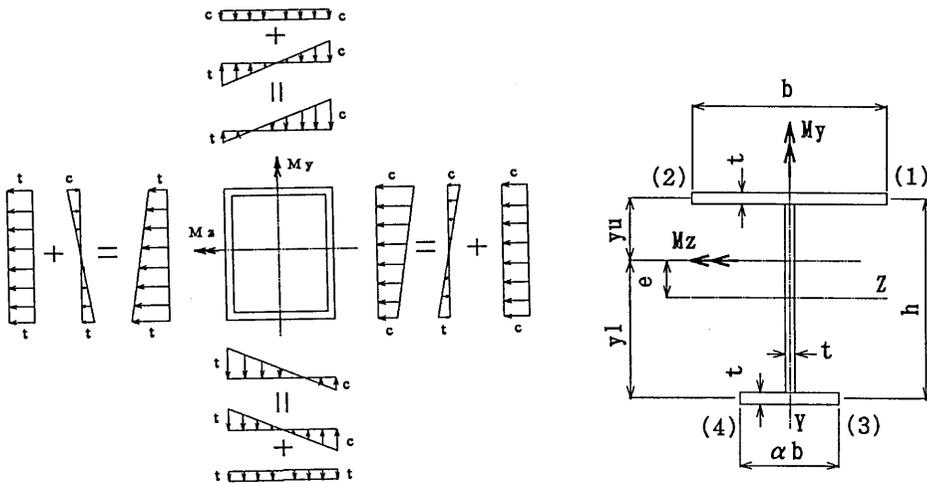
$$M_{uy} = \phi_{b0} \cdot M_{ny}, \quad M_{uz} = \phi_{b0} \cdot M_{nz} \quad (7.4.7)$$

M_{ny}, M_{nz} : それぞれ照査する断面の局部座屈を考慮した弱軸、および、強軸まわりの曲げ基準強度 ($kgf \cdot cm$) であり、式(5.3.2) ~ (5.3.4) により求める。ただし、引張り側の強度を求める場合は、引張り側の断面係数を用いる。

M_{buz} : それぞれ照査するはり部材の強軸まわりの圧縮側における曲げ強度 ($kgf \cdot cm$) であり、式(5.3)により求める。

【解説】

- (1) 断面を構成する板の幅厚比が塑性限界より小さく、全塑性モーメント M_P に達し得るはり部材が2軸曲げを受ける場合は、重ね合わせ以上の強度が期待できるので非線形の強度相関式を採用した。
- (2) 指針案では2軸曲げの強度相関式の分母は、弱軸と強軸に単独の曲げモーメントが作用したときの最小曲げ強度を用いる。幅厚比が大きく局部座屈を考慮する場合には、それぞれの軸に関して別個に有効断面を設定して、断面の曲げ基準強度を求める。しかし、下図に示すような2軸曲げを合成した応力状態によっては、設計断面力作用時に引張応力しか働かない構成板要素に局部座屈を考慮して、断面の曲げ基準強度を算定する場合があります、安全側に過ぎる可能性も有り得る。この点に関しては十分なデータがなく、今後の研究課題であるが、指針案では強度相関式は各々の軸の最小強度を結ぶ曲線であり、相関曲線式の形により補正されれば良いと考えている。
- (3) 2軸曲げの照査式が応力表示であれば、断面内の各点にたいして応力を足し合わせて強度の照査をする。しかし断面力表示の場合、弱軸と強軸の最大応力発生位置が断面内で異なれば、応力的には意味の無い、足し合わせを行っていることになる。このようなことは、断面が2軸対称でない場合に起こり得る(局部座屈によって有効断面が2軸対称でなくなる場合も同様)。例えば、下図の断面で考える。



$$b/h = \beta$$

$$A \doteq ht(\alpha\beta + \beta + 1)$$

$$e_y = \frac{b}{2} \frac{1 - \alpha}{\alpha\beta + \beta + 1}$$

中立軸から圧縮縁および引張縁までの距離は、

$$y_u = \frac{h}{2} \frac{2\alpha\beta + 1}{\alpha\beta + \beta + 1}$$

$$y_l = \frac{h}{2} \frac{2\beta + 1}{\alpha\beta + \beta + 1}$$

したがって、局部座屈の影響がなく降伏が断面の曲げ強度となるとき、断面の各点で決まる Z 軸回りの曲げ強度の関係は、

$$M_{uz}^{(1)} (= M_{uz}^{(2)}) > M_{uz}^{(3)} (= M_{uz}^{(4)})$$

$$\frac{M_{uz}^{(1)}}{M_{uz}^{(3)}} = \frac{2\beta + 1}{2\alpha\beta + 1}$$

断面の各点で決まる Y 軸回りの曲げ強度の関係は、

$$M_{uy}^{(1)} (= M_{uy}^{(2)}) < M_{uy}^{(3)} (= M_{uy}^{(4)})$$

$$\frac{M_{uy}^{(1)}}{M_{uy}^{(3)}} = \alpha$$

応力表示による照査

$$\sigma_z^{(1)} + \sigma_y^{(1)} < \sigma_{ca} \quad (\text{圧縮縁})$$

$$\sigma_z^{(4)} + \sigma_y^{(4)} < \sigma_{ta} \quad (\text{引張縁})$$

断面力表示による照査 (指針案)

指針案では非対称断面も最適に設計できるように圧縮側と引張側の区別をして、次式の照査をする。照査式の分母にある曲げ強度は、各軸に関して最小値を用いる。

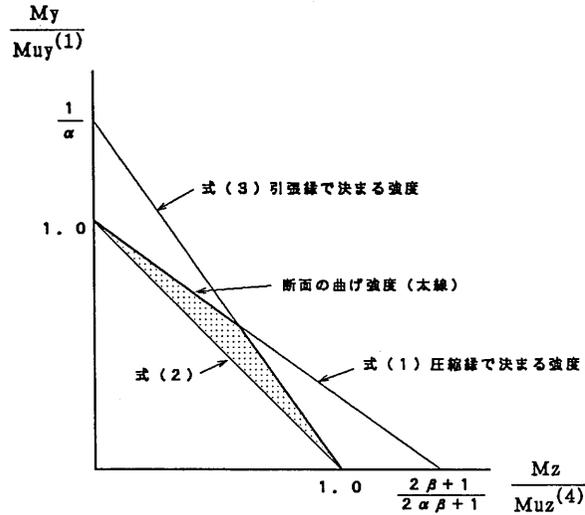
$$\frac{M_z}{M_{uz}^{(1)}} + \frac{M_y}{M_{uy}^{(1)}} < 1 \quad (\text{圧縮側}) \quad (1)$$

$$\frac{M_z}{M_{uz}^{(4)}} + \frac{M_y}{M_{uy}^{(2)}} < 1 \quad (\text{引張側}) \quad (2)$$

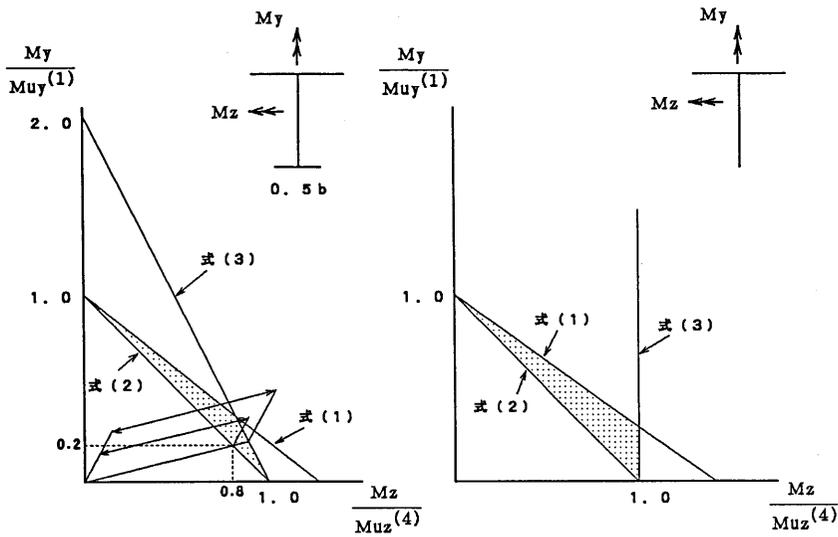
したがって、断面力表示では引張側の照査が応力表示よりも安全側になっている。応力表示と同じであるためには、式(2)に替えて式(3)の照査をしなければならない。

$$\frac{M_z}{M_{uz}^{(4)}} + \frac{M_y}{M_{uy}^{(4)}} < 1 \quad (\text{引張側}) \quad (3)$$

式(1)~(3)の関係は下図のようになる。実務上、1軸対称のI形断面を弱軸回りに大きな曲げモーメントが作用するような使い方はしないので式(2)と式(3)の差は小さい。したがって指針案では、式(2)の照査でも良いことにする。また、断面が最適に設計されれば式(1)と式(2)は一致する。



具体的にフランジ幅の比が $\alpha=0.5$ と $\alpha=0$ (T形断面) の場合は下図のようになる。



$$\frac{0.917 - 0.825}{0.825} \times 100 = 11.2\%$$

フランジ幅比 $\alpha = 0.5$ において、現実的な曲げモーメント比として、弱軸に $M_y/M_{uy} = 0.2$ 、強軸に $M_z/M_{uz} = 0.8$ が作用する場合、式(2)と式(3)の差は11.2%である。

7.2.3 軸方向力と曲げモーメントを受ける部材の照査

軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける部材の照査は次の各項により行うものとする。

(a) 軸方向力が引張力の場合

$$\frac{\nu P}{P_{tu}} + \frac{\nu M_y}{M_{tuy}} + \frac{\nu M_z}{M_{tuz}} \leq 1 \tag{7.9}$$

$$-\frac{\nu P}{P_{tu}} + \frac{\nu M_y}{M_{cuy}} + \frac{\nu M_z}{M_{cuz}} \leq 1 \quad (7.10)$$

$$-\frac{\nu P}{P_{tu}} + \frac{\nu M_y}{M_{cuy}} + \frac{\nu M_z}{M_{buz}} \leq 1 \quad (7.11)$$

ただし、断面を構成するすべての板の幅厚比が表 5.4 の塑性限界幅厚比より小さい場合は、式 (7.10) の照査は不要であり、式 (7.9) の断面強度の照査を次の各項により行うことができる。

i) 箱形および円形中空断面

(イ) $\nu M_z/M_{npz} \leq \nu M_y/M_{npy}$ の場合

$$\frac{\nu M_y}{M_{npy}} + \frac{3}{4} \left(\frac{\nu M_z}{M_{npz}} \right)^2 \leq 1 \quad (7.11.1)$$

(ロ) $\nu M_z/M_{npz} > \nu M_y/M_{npy}$ の場合

$$\frac{3}{4} \left(\frac{\nu M_y}{M_{npy}} \right)^2 + \frac{\nu M_z}{M_{npz}} \leq 1 \quad (7.11.2)$$

ただし、

$$M_{npy} = C \left(1 - \frac{\nu P}{P_{tu}} \right) \phi_{b0} M_{py} \leq \phi_{b0} M_{py}$$

$$M_{npz} = C \left(1 - \frac{\nu P}{P_{tu}} \right) \phi_{b0} M_{pz} \leq \phi_{b0} M_{pz}$$

$$C = 1.18 \quad (\text{箱形断面})$$

$$= 1.25 \quad (\text{円形中空断面})$$

ii) I 形および H 形断面

$$\frac{\nu M_y}{M_{npy}} + \left(\frac{\nu M_z}{M_{npz}} \right)^2 \leq 1 \quad (7.11.3)$$

ただし、

$$M_{npy} = 1.19 \left[1 - \left(\frac{\nu P}{P_{tu}} \right)^2 \right] \phi_{b0} M_{py} \leq \phi_{b0} M_{py}$$

$$M_{npz} = 1.18 \left(1 - \frac{\nu P}{P_{tu}} \right) \phi_{b0} M_{pz} \leq \phi_{b0} M_{pz}$$

(b) 軸方向力が圧縮力の場合

$$\frac{\nu P}{P_{cul}} + \frac{\nu M_y}{M_{cuy}} + \frac{\nu M_z}{M_{cuz}} \leq 1 \quad (7.12)$$

$$-\frac{\nu P}{P_{tu}} + \frac{\nu M_y}{M_{tuy}} + \frac{\nu M_z}{M_{tuz}} \leq 1 \quad (7.12.1)$$

$$\frac{\nu P}{P_{cu}} + \frac{\nu M_y}{M_{cuy} \left(1 - \frac{\nu P}{P_{cry}} \right)} + \frac{\nu M_z}{M_{buz} \left(1 - \frac{\nu P}{P_{crz}} \right)} \leq 1 \quad (7.13)$$

ただし、断面を構成するすべての板の幅厚比が表 5.4 の塑性限界幅厚比より小さい場合は式 (7.12.1) の照査は不要であり、式 (7.12) の断面強度の照査及び式 (7.13) の部材強度の照査は次の各項により行うことができる。

i) 箱形および円形中空断面

(イ) 断面強度の照査を式(7.12)により行う。

① $M_z/M_{npz} \leq M_y/M_{npy}$ の場合

$$\frac{\nu M_y}{M_{npy}} + \frac{3}{4} \left(\frac{\nu M_z}{M_{npz}} \right)^2 \leq 1 \quad (7.13.1)$$

② $M_z/M_{npz} > M_y/M_{npy}$ の場合

$$\frac{3}{4} \left(\frac{\nu M_y}{M_{npy}} \right)^2 + \frac{\nu M_z}{M_{npz}} \leq 1 \quad (7.13.2)$$

ただし、

$$M_{npy} = C \left(1 - \frac{\nu P}{P_{cul}} \right) \phi_{b0} M_{py} \leq \phi_{b0} M_{py}$$

$$M_{npz} = C \left(1 - \frac{\nu P}{P_{cul}} \right) \phi_{b0} M_{pz} \leq \phi_{b0} M_{pz}$$

$$C = 1.18 \quad (\text{箱形断面})$$

$$= 1.25 \quad (\text{円形中空断面})$$

(ロ) 部材強度の照査を式(7.13.3)により行う。

$$\left(\frac{\nu M_y}{M_{nuy}} \right)^\alpha + \left(\frac{\nu M_z}{M_{nuz}} \right)^\beta \leq 1 \quad (7.13.3)$$

ただし、

$$\alpha = 1.3 + \frac{\nu P}{P_{cul}} \frac{1000}{(l/r_y)^2} \geq 1.4$$

$$\beta = 1.3 + \frac{\nu P}{P_{cul}} \frac{1000}{(l/r_z)^2} \geq 1.4$$

$$M_{nuy} = \left(1 - \frac{\nu P}{P_{cu}} \right) \left(1 - \frac{\nu P}{P_{cry}} \right) \phi_{b0} M_{py}$$

$$M_{nuz} = \left(1 - \frac{\nu P}{P_{cu}} \right) \left(1 - \frac{\nu P}{P_{crz}} \right) M_{buz}$$

ii) I形およびH形断面

(イ) 断面強度の照査を式(7.13.4)により行う。

$$\frac{\nu M_y}{M_{npy}} + \left(\frac{\nu M_z}{M_{npz}} \right)^2 \leq 1 \quad (7.13.4)$$

ただし、

$$M_{npy} = 1.19 \left[1 - \left(\frac{\nu P}{P_{cul}} \right)^2 \right] \phi_{b0} M_{py} \leq \phi_{b0} M_{py}$$

$$M_{npz} = 1.18 \left(1 - \frac{\nu P}{P_{cul}} \right) \phi_{b0} M_{pz} \leq \phi_{b0} M_{pz}$$

(ロ) 部材強度の照査を式(7.13.5)により行う。

$$\left(\frac{\nu M_y}{M_{nuy}} \right)^\alpha + \left(\frac{\nu M_z}{M_{nuz}} \right)^\alpha \leq 1 \quad (7.13.5)$$

ただし、

$$\alpha = 1.0 \quad (B/D < 0.3)$$

$$\alpha = 0.4 + \frac{\nu P}{P_{cul}} + \frac{B}{D} \geq 1 \quad (B/D \geq 0.3)$$

$$M_{nuy} = \left(1 - \frac{\nu P}{P_{cu}}\right) \left(1 - \frac{\nu P}{P_{cry}}\right) \phi_{b0} M_{py}$$

$$M_{nuz} = \left(1 - \frac{\nu P}{P_{cu}}\right) \left(1 - \frac{\nu P}{P_{crz}}\right) M_{buz}$$

ここに、

A_g : 照査する断面の総断面積 (cm^2)

A_n : 照査する断面の純断面積 (cm^2)

B : フランジ幅 (cm)

D : 断面の高さ (cm)

F : 表 1.2.1 に示す設計強度 (kgf/cm^2)

l : 部材の有効座屈長さ (cm) で、両端ピン支持条件の場合の部材長 L を基準とし、部材両端の支持条件に応じて鋼構造物設計指針の表 5.2 に示す値を標準とする。ただし、拘束が不十分と考えられる場合にはその値を合理的な値まで増大させる。

M_{buz} : 強軸曲げに関するはり部材の曲げ強度 ($kgf \cdot cm$) であり、式 (5.3) により求める。

M_{cuy}, M_{cuz} : それぞれ弱軸および強軸まわりの作用曲げモーメントによる圧縮側に着目した曲げ強度 ($kgf \cdot cm$) であり、次式で与えられる。

$$M_{cuy} = \phi_{b0} M_{ny}, \quad M_{cuz} = \phi_{b0} M_{nz} \quad (7.13.6)$$

M_{eq} : 等価換算曲げモーメント ($kgf \cdot cm$) で、次式のうち大きい方の値をとる。

$$M_{eq} = 0.6M_1 + 0.4M_2$$

$$M_{eq} = 0.4M_1 \quad (7.13.7)$$

M_1, M_2 : それぞれ部材両端の曲げモーメント ($kgf \cdot cm$)。ただし、 $M_1 > M_2$ とし、符号は着目しているフランジに圧縮応力が生じるモーメントを正とする。

M_{ny}, M_{nz} : それぞれ照査する断面の局部座屈を考慮した弱軸および強軸まわりの曲げ基準強度 ($kgf \cdot cm$) であり、式 (5.3.2)~(5.3.4) により求める。ただし、引張側の強度を求める場合は、引張側の断面係数を用いる。

M_{py}, M_{pz} : それぞれ弱軸および強軸まわりの全塑性モーメント ($kgf \cdot cm$) で、次式で与えられる。

$$M_{py} = FZ_y, \quad M_{pz} = FZ_z \quad (7.13.8)$$

M_{tuy}, M_{tuz} : それぞれ弱軸および強軸まわりの作用曲げモーメントによる引張側に着目した曲げ強度 ($kgf \cdot cm$) であり、次式で与えられる。

$$M_{tuy} = \phi_{b0} M_{ny}, M_{tuz} = \phi_{b0} M_{nz} \quad (7.13.9)$$

M_y, M_z : それぞれ照査する断面の弱軸および強軸まわりに作用する曲げモーメント ($kgf \cdot cm$) である。ただし、式(7.11)、式(7.13)、式(7.13.3)および式(7.13.5)の適用にあたっては、部材両端の曲げモーメントが異なり、その間で曲げモーメントがほぼ直線的に変化する場合は、等価換算曲げモーメント M_{eqy}, M_{eqz} に置き換える。

P : 軸方向引張力または軸方向圧縮力 (kgf) で、正值とする。

P_{cry}, P_{crz} : それぞれ弱軸および強軸まわりのオイラー座屈荷重 (kgf) であり、式(5.2.2)の細長比 λ を用いて次式で求める。

$$P_{cr()} = \frac{A_g \cdot F}{\lambda^2} \quad (7.13.10)$$

P_{cul} : 局部座屈を考慮した圧縮耐力 (kgf) で、次式により求める。

$$P_{cul} = \phi_{c0} \cdot Q_c \cdot F \cdot A_g \quad (7.13.11)$$

P_{cu} : 局部座屈を考慮した柱の中心軸圧縮強度 (kgf) で、式(5.3)により求める。ただし、式(5.3)および式(5.4)中の設計強度 F を $Q_c F$ に置き換える。

P_{tu} : 断面の引張耐力 (kgf) で、次式により求める。

$$P_{tu} = \phi_t F A_n \quad (7.13.2)$$

Q_c : 式(5.2.3)に定義した局部座屈を考慮した短柱の有効断面積係数

r_y, r_z : それぞれ弱軸および強軸に関する部材総断面の断面2次半径 (cm)

y, z : それぞれ強軸および弱軸を表わす。

Z_y, Z_z : それぞれ弱軸および強軸に関する部材総断面の塑性断面係数 (cm^3)

ν : 安全率¹⁾

ϕ_{b0} : 曲げ部材の抵抗係数 (= 0.92)

ϕ_{c0} : 圧縮部材の抵抗係数 (= 0.92)

ϕ_t : 引張部材の抵抗係数 (= 0.92)

【解説】

第7.2.3節は軸方向力と曲げモーメントを同時に受ける部材について、軸方向力が引張力の場合と圧縮力の場合について大別し、それぞれ考えられる限界状態の性質に応じて照査式を定めた^{1),2)}。各照査式の分母には局部座屈の影響を考慮した圧縮強度および曲げ強度を用いている。

まず、軸方向力が引張力の場合、式(7.9)は作用曲げモーメントの引張側に着目した断面強度の照査式であり、式(7.11)は横倒れ座屈を考慮した部材強度の照査式である。また、式(7.10)は作用曲げモーメントの圧縮側に着目した断面強度の照査式であるが、有効断面が2軸対称断面である場合には不要となる。有効断面が1軸対称断面で断面強度の限界値が降伏モーメントである場合には、過度に安全側になることを避けるために式(7.9)および式(7.10)に代えて応力照査を用いてよい。さらに、断面を構成するすべての板の幅厚比が表5.4の塑性限界幅厚比より小さい場合には、断面強度の照査に式(7.11)の非線形照査式を採用することにより合理的な設計を行えるようにした。一方、部材強度に関する非線形照査式は、その研究成果が十分に得られていないので採用しなかった。

次に、軸方向力が圧縮力の場合、式(7.12)は作用曲げモーメントの圧縮側に着目した断面強度の照査式であり、式(7.13)は部材強度の照査式である。式(7.13)には軸圧縮力による付加曲げの影響を考慮している。また、式(7.12.1)は作用曲げモーメントの引張側に着目した断面強度の照査式であるが、有効断面が2軸対称断面である場合には不要となる。有効断面が1軸対称断面で断面強度の限界値が降伏モーメントである場合には、過度に安全側になることを避けるために式(7.12)に代えて応力照査を用いてよい。さらに、断面を構成するすべての板の幅厚比が表5.4の塑性限界幅厚比より小さい場合には、断面強度の照査式および部材強度の照査式に非線形式(7.13.1~7.13.5)を採用することにより合理的な設計を行えるようにした。

参考文献

- 1) 土木学会: 鋼構造物設計指針 PART A 一般構造物(第6章), 1987年11月。
- 2) 福本秀士: 鋼骨組構造物の極限強度の統一評価に関する総合的研究, 文部省科学研究補助金(総合研究A)研究成果報告書, 1990。

7.3 板の終局限界状態の照査

7.3.1 面内力を受ける板の照査

面内力を受ける板の照査は次の各項により行うものとする。

(1) 応力度の照査

$$\frac{\nu \sigma_{max}}{\phi_{p0} F} \leq \phi_c \quad (7.21)$$

$$\frac{\nu \tau_{max}}{\phi_{p0} \tau_u} \leq \phi_c \quad (7.22)$$

(2) 2軸応力状態の照査

$$\left(\nu \frac{\sigma_x}{\phi_{p0} F} \right)^2 - \left(\nu \frac{\sigma_x}{\phi_{p0} F} \right) \left(\nu \frac{\sigma_y}{\phi_{p0} F} \right) + \left(\nu \frac{\sigma_y}{\phi_{p0} F} \right)^2 + \left(\nu \frac{\tau}{\phi_{p0} \tau_u} \right)^2 \leq \phi_c \quad (7.23)$$

(3) 座屈の照査

$$\nu \frac{\sigma_{cx}}{\sigma_{culx}} + \left(\nu \frac{\sigma_{bx}}{\sigma_{bulx}} \right)^2 + \nu \frac{\sigma_{cy}}{\sigma_{culy}} + \left(\nu \frac{\sigma_{by}}{\sigma_{buly}} \right)^2 + \left(\nu \frac{\tau}{\tau_{ul}} \right)^2 \leq \phi_c \quad (7.24)$$

ここに,

ν : 第6章に示す安全率 ($= \nu_c \nu_s$)

ϕ_{p0} : 抵抗係数 ($\phi_{p0} = 0.92$)

ϕ_c : 式の精度に関する調整係数

σ_{max} : 最大垂直応力度 (kgf/cm^2) で、絶対値をとる。

F : 表5.1に示す設計応力度 (kgf/cm^2)

τ_{max} : 最大せん断応力度 (kgf/cm^2)

τ_u : 式(5.9)に示すせん断応力度 (kgf/cm^2)

ν : 第6章の安全率を1.1で除した値

σ_x, σ_y : 照査する箇所互いに直交する方向に生じる垂直応力度 (kgf/cm^2)。ただし、引張応力度を正、圧縮応力度を負とする。

τ : 照査する箇所に生じるせん断応力度 (kgf/cm^2)

σ_{cx}, σ_{cy} : 互いに直交する方向に生じる垂直応力度 (kgf/cm^2)。ただし、一様引張応力度が作用している場合には零とする。

σ_{bx}, σ_{by} : 互いに直交する方向に生じる曲げ応力度の最大値 (kgf/cm^2)

$\sigma_{culx}, \sigma_{culy}$: 互いに直交する方向の式(5.4)に示す局部座屈強度 (kgf/cm^2)

$\sigma_{bulx}, \sigma_{buly}$: 互いに直交する方向の式(5.5)に示す曲げ圧縮座屈強度 (kgf/cm^2)

τ_{ul} : 式(5.11)に示すせん断座屈強度 (kgf/cm^2)

7.3.2 面外力を受ける板の照査

面外力を受ける板の照査は次の各項により行うものとする。

(1) 応力度の照査

$$\frac{\nu \sigma_{max}}{\phi_{p0} F} \leq \phi_c \quad (7.21)$$

$$\frac{\nu \tau_{max}}{\phi_{p0} \tau_u} \leq \phi_c \quad (7.22)$$

(2) 2軸応力状態の照査

$$\left(\nu \frac{\sigma_x}{\phi_{p0} F} \right)^2 - \left(\nu \frac{\sigma_x}{\phi_{p0} F} \right) \left(\nu \frac{\sigma_y}{\phi_{p0} F} \right) + \left(\nu \frac{\sigma_y}{\phi_{p0} F} \right)^2 + \left(\nu \frac{\tau}{\phi_{p0} \tau_u} \right)^2 \leq \phi_c \quad (7.23)$$

ここに、

ν : 第6章に示す安全率 ($= \nu_c \nu_s$)

ϕ_{p0} : 抵抗係数 ($\phi_{p0} = 0.92$)

ϕ_c : 式の精度に関する調整係数

σ_{max} : 最大垂直応力度 (kgf/cm^2) で、絶対値をとる。

F : 表 5.1 に示す設計応力度 (kgf/cm^2)

τ_{max} : 最大せん断応力度 (kgf/cm^2)

τ_u : 式 (5.9) に示すせん断応力度 (kgf/cm^2)

ν : 第 6 章の安全率を 1.1 で除した値

σ_x, σ_y : 照査する箇所て互いに直交する方向に生じる垂直応力度 (kgf/cm^2)。ただし、引張応力度を正、圧縮応力度を負とする。

τ : 照査する箇所に生じるせん断応力度 (kgf/cm^2)

7.3.3 横断面に組み合わせ力を受ける鋼管の照査

鋼管横断面に軸力、曲げモーメント、ねじりモーメントおよびせん断力の組み合わせ力を受ける鋼管の局部座屈強度は、強度式として式 (5.10)、(5.11) および (5.13) を用いる場合は、式 (7.28) に示す値を標準とする。

$$\frac{\nu\sigma_c}{\sigma_{cul}} + \frac{\nu\sigma_b}{\sigma_{bul}} + \left(\frac{\nu\tau}{\tau_{ul}}\right)^2 \leq 1 \quad (7.28)$$

式 (5.12) および (5.13) を用いる場合は、式 (7.29) に示す値を標準とする。

$$\frac{\nu\sigma_c}{\sigma_{cbul}} + \left(\frac{\nu\tau}{\tau_{ul}}\right)^2 \leq 1 \quad (7.29)$$

ここに、

ν : 第 6 章に示してある安全率

σ_c : 圧縮応力度 (kgf/cm^2)

σ_b : 曲げ圧縮応力度 (kgf/cm^2)

τ : せん断応力度 (kgf/cm^2)

σ_{cul} : 式 (5.10) で与えられている圧縮強度 (kgf/cm^2)

σ_{bul} : 式 (5.11) で与えられている曲げ圧縮強度 (kgf/cm^2)

σ_{cbul} : 式 (5.12) で与えられている圧縮強度 (kgf/cm^2)

τ_{ul} : 式 (5.13) で与えられているせん断強度 (kgf/cm^2)