

鋼橋技術研究会

—示方書研究部会—

第8回国内設計基準研究分科会成果報告書

1. 検討課題

- 1) 鋼橋脚隅角部の設計法について
- 2) 道路橋溶接部の疲労について

2. 提案の背景

- 1) 鋼橋脚隅角部の設計法について

鋼橋脚隅角部の設計法は奥村式が一般的に用いられているが、構造物の複雑化に伴い、当初理論の仮定形式とは異なる場合が多々有り、その場合の理論適用方法が明確でない。又、隅角部内板座屈照査の適用式が現行示方書に規定されていない等、隅角部の最適設計を行う上で問題があると思われる。

- 2) 道路橋溶接部の疲労について

道示では、鋼床版を除き、一般に疲労の影響を考慮しなくて良いことになっているが、最近溶接部近傍に於いて、疲労が原因と考えられるクラックの発生が報告されている。

したがって、これを防ぐ為の設計計算上及び構造細目の指針が必要と考える。

3. 討議意見等

3.1 鋼橋脚隅角部の設計法について

3.1.1 奥村理論の鋼橋脚隅角部設計法の問題点

- 1) F. E. M解析結果と比較すると、奥村式よりも高い応力集中が発生している。
- 2) 奥村式では面内荷重のみ考慮して設計しているが面外荷重に対しても、隅角部応力集中現象を評価する必要がある。
- 3) 平板にたいする板曲げ作用を無視している。
- 4) 残留応力を無視している。
- 5) 合成応力の扱いにたいする明確な規定がない（名古屋高速、首都高速、阪神高速等の各公団基準が異なる）

3. 1. 2 隅角部の基本的設計思想

隅角部を設計する際の基本的設計思想は下記に示すように大きく2つに大別される。

1) 構造細目を明確に想定する

・補剛材 ・溶接 ・疲労 ・etc

※ 隅角部は単品的要素が強いためそれを系統的に基準化し、構造細目として規定する。(参考例；船の設計)

2) 断面力を算出し、限界状態に対して照査する

断面力算出方法

- a. F. E. Mによって構造解析する
- b. 奥村式の様な簡易式を用いて算出する

F. E. Mと簡易法の比較

	方 法	精 度
簡 易 法	易	悪 (対症療法 of 検討が必要)
F. E. M	難 (cost up)	良 (最適精度の判断が難しい) (メッシュ分割法に左右される)

以上の事から、2) で考えなければならない問題点は構造設計の精度期待値をどの程度に置くかという事にある。

3. 1. 3 鋼橋脚隅角部の設計法 (新たな簡易計算方法を研究する)

現在ある簡易計算方法 (奥村理論)

↓ ・ 3. 1. 1 で示した様に問題点が多い

対症療法 of 検討が必要

↓ ・ 面外荷重の評価方法等

新たな簡易計算方法の研究

・ ワーキング グループを中心に進める

① σ - y にどれだけ入るかが一つの目安となるがそのガイドラインが現在
↓ ない。 便覧、解説等で何らかの提示ができないか検討の価値がある

②二軸応力に対する評価

③許容剪断力の決定

結論を「橋梁と基礎」等の雑誌へ投稿する

3. 2 道路橋溶接部の疲労について

3. 2. 1 鋼橋の疲労変状調査の委員会報告が土木学会論文集4月号に載せられている。

3. 2. 2 疲労に対する対処方法

1) 疲労を考慮する方法は現在のところ応力照査を行い許容応力度を低減
させる事により、安全率を増すしか方法がない。

$$\sigma_w < \sigma_{allow}$$

σ_{allow} : $\sigma_{tension}$, $\sigma_{compression}$, $\sigma_{fatigue}$

※ 現在疲労が問題となつている橋梁は経済設計を重視した、たとえば主桁間を大きく広げた古い橋梁に多く、現行の示方書で設計された橋梁については、それ程問題とする段階ではないと思われる。

また個別的には公団等でDetailの見直しが行われている。

2) 構造照査を行い構造細目を再検討する

・ 現段階において設計ではカバー出来得ない面がある。(局所応力は照査
されない) ↓

・ 従って構造細目で対処した方が良いのではないか。

↓

・ 疲労に関する鋼橋の構造細目の研究は他の部会(維持管理技術研究部会)
で維持管理マニュアル等の検討が行われているため、そちらに委ねる事とする
のが良いと思われる。

以上

鋼橋技術研究会 -示方書分科会-

第9回 国内設計基準分科会成果報告書

東京大学工学部

長谷川彰夫

** 鋼橋におけるプレート・ガーターと補剛板の設計 **

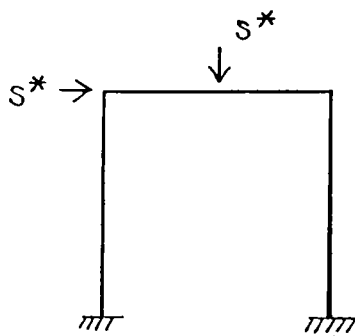
東京大学工学部 長谷川彰夫

鋼橋 → 骨組 + 床版

骨組 : 柱、梁の集合体

部材

設計



$$R(r^\circ) \geq \nu S(s^\circ)$$

s° : 設計荷重

$S(s^\circ)$: 構造応答

$R(r^\circ)$: 限界強度

$S(s^\circ)$: 設計荷重に対し微小変位弾性解析を用いて算出 : 設計者

部材力 : 軸力、 曲げモーメント、 せん断力
 N M V

$R(r^\circ)$: $\nu S(s^\circ)$ の限界値

軸力 N の限界

柱の強度

曲げモーメント M の限界

梁の強度 など

↓

一般に示方書で規定 : 部材の強度

鋼部材の強度

材料強度

+ 安定限界

+ 疲労

↓
 $N_Y = \sigma_Y A$
 $M_Y = \sigma_Y W$
 $V_Y = \tau_Y A_w$
 簡単

↓
 断面剛性に依存

↓
 骨組及び断面の形状
 決定を支配

↓
 設計細目
 連結
 維持管理

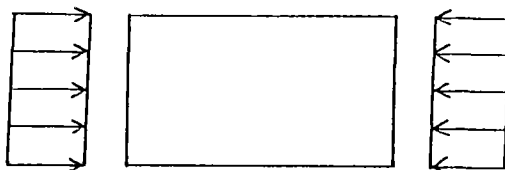
↓
 骨組の基本設計と直接
 関係しない

鋼部材の安定限界

鋼部材
↓
部材の安定
(全体座屈)

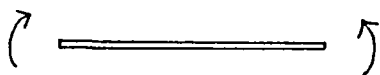
:

板要素集成断面
↓
板要素の安定
(局部座屈)



$$P_{cr} = \frac{\pi^2 E I}{(k l)^2}$$

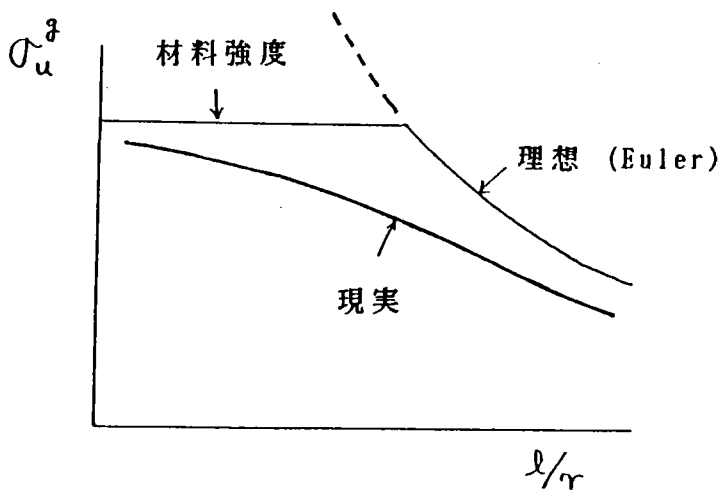
$$\sigma_{cr} = k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \left(\frac{t}{b}\right)^2$$

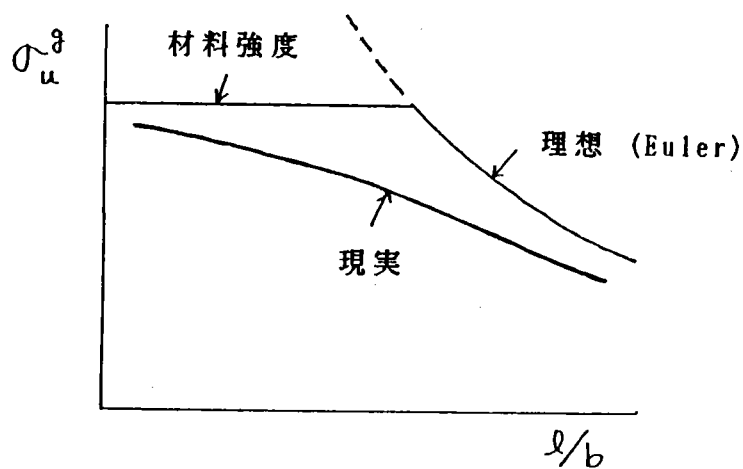


$$M_{cr} = \frac{\pi}{l} \sqrt{E I_{yy} \left(G J + \frac{\pi^2 E I_{zz}}{l^2} \right)}$$

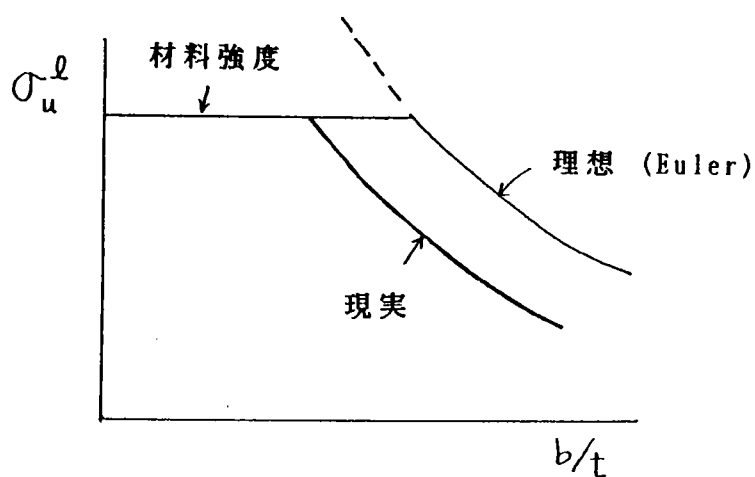
柱

残留応力
初期たわみ
↓
強度の低下



梁板要素

柱、梁と
特性に違い

柱の強度

$$1) \sigma_u^l = \sigma_y \quad \text{のもとで} \quad \sigma_u = \sigma_g$$

or

$$2) \sigma_u = \sigma_g \frac{\sigma_u^l}{\sigma_y}$$

↓
薄板使用可能、しかし薄板使用が本当によいかどうか？

梁 or 梁一柱 (プレート・ガーター)

断面の特殊性 (大スパン → Iを大きくしたい)

剛なフランジ + 薄板ウエブ + 補剛材

後座屈強度の存在

$$\sigma_u = \sigma_y \frac{\sigma_y l}{\sigma_y} \quad \text{より} \quad \sigma_u^{\circ} = \sigma_y \quad \text{の方がよい (効果的、設計容易)}$$

↓

$$\sigma_u = \sigma_y \quad + \quad \text{幅厚比、補剛材規定}$$

プレート・ガーター

大スパン → I大の期待 → 剛なフランジ + 薄肉ウエブ + 補剛材

↓
後座屈強度が期待できる。

如何に設計に取り込むか？

* 厳密に対応 → パラメーターが増してむやみに複雑 ×

* 特性をマクロにとらえて効果的かつ簡便に対応

構造物全体の設計精度、荷重の不確実性、安全率から考えてこの方がよい

プレート・ガーターの耐荷力を支配する要因

1) 横倒れ → 梁の耐荷力 $\sigma_u = \sigma_y$ で OK

2) フランジのねじれ座屈

圧縮板要素の規定でOK

* フランジ突出脚幅厚比制限

* 補剛板 ← ボックスガーター

3) ウエブの座屈に起因する耐荷力 (曲げ+せん断)

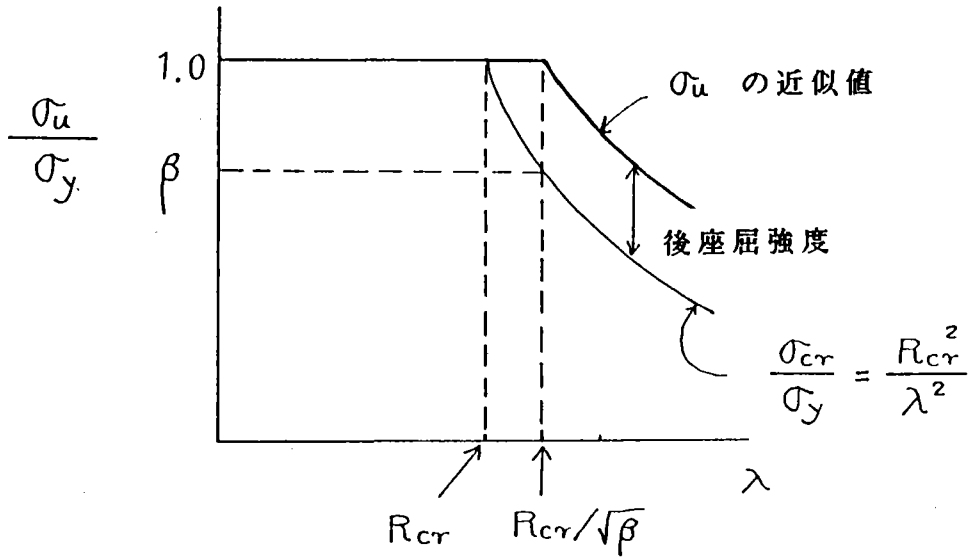
プレート・ガーター独自

ウエブの設計

フランジ、補剛材の存在による後座屈強度の期待

↑
できたらウエブを薄くしたい

$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_y} \geq \beta$ ($\beta < 1$) なら $\frac{\sigma_u}{\sigma_y} = 1$ と考える



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

$\lambda \leq \frac{R_{cr}}{\sqrt{\beta}}$ の範囲で $\frac{b}{t}$ を用いれば

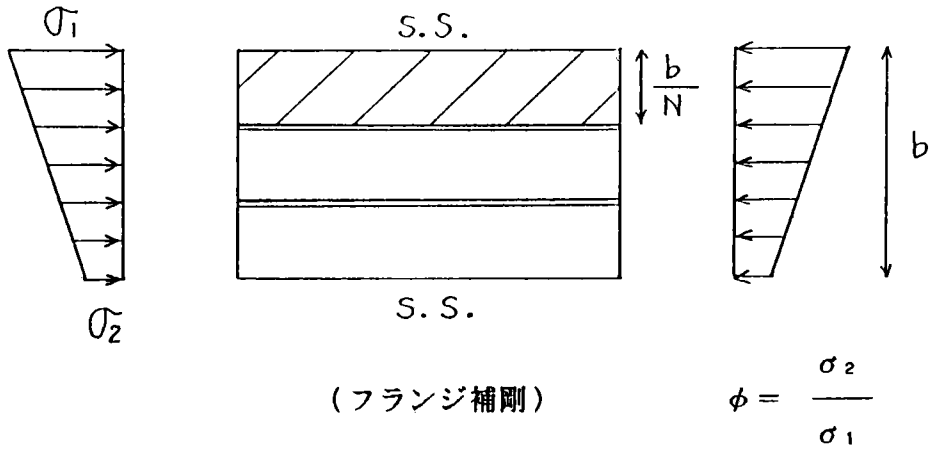
桁の降伏に先行してウェブが崩壊することはない。

$\lambda_{cr} = \frac{R_{cr}}{\sqrt{\beta}}$ で 最大幅厚比をきめる。

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

R_{cr} 、 β 、 k 、の決定のみが問題

例： 等間隔パネル数Nの補剛板



$\phi = 1$ 純圧縮 $\phi = -1$ 純曲げ

R_{cr} : 初期不整 特に残留応力の影響

$$R_{cr} = 0.85 - 0.15 \frac{N-1 \pm \phi}{N}$$

特に $N = 1$ のとき

$$R_{cr} = 0.85 - 0.15 \phi \quad \text{純圧縮 } 0.7 \quad \text{純曲げ } 1.0$$

β : 後座屈強度の期待度

$$\beta = \frac{1-C}{2N} (\phi - 1) + 1$$

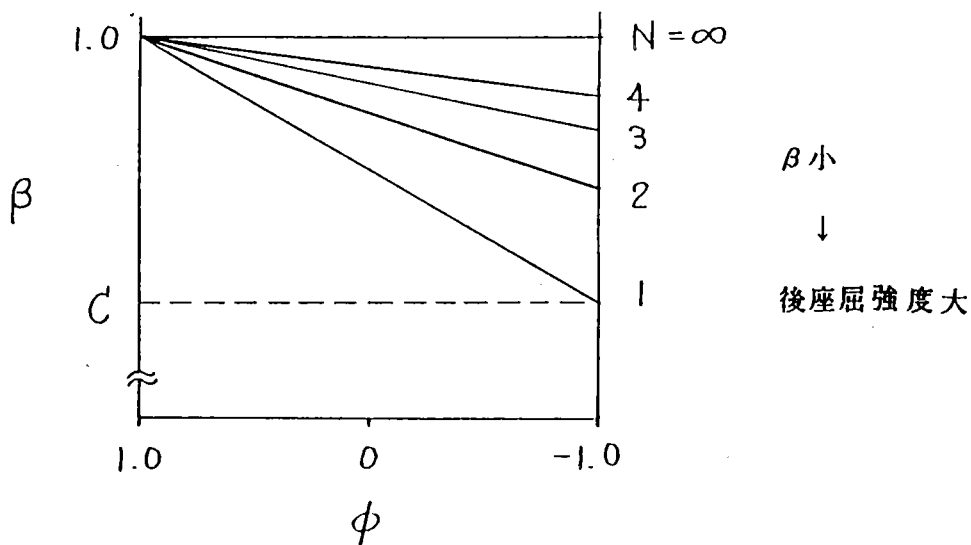
即ち

$$\beta = 1 \quad \text{for } N \rightarrow \infty \quad \text{or} \quad \phi = 1 \quad \text{後座屈強度期待しない}$$

多補剛 or 純圧縮

$$\beta = C \quad \text{for } N = 1 \quad \text{and} \quad \phi = -1 \quad \text{”} \quad \text{する}$$

無補剛 and 純曲げ



β の解釈 (座屈安全率との関係)

$\frac{\sigma_u}{\sigma_y} = 1$ when

$\beta = \frac{\sigma_{1cr}}{\sigma_y} = \frac{\sigma_{1cr}}{\sigma_{all}}$
 $\frac{\sigma_{all}}{\sigma_y} = \frac{\nu_{cr}}{\nu_y}$

\rightarrow 座屈安全率 ν_{cr}
 \rightarrow 降伏安全率 ν_y

道示曲げ

せん断

$\beta = \frac{1.4}{1.7} = 0.824$

$\beta = \frac{1.25}{1.7} = 0.735$

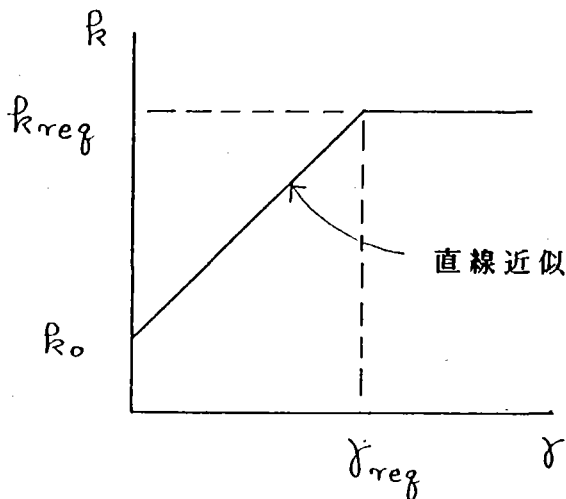
k: 期待する座屈係数
 \uparrow
 補剛材剛度に依存

$k = \text{Min}(k_R, k_F)$

ここに

$k_R = k_{req}$

$k_F = k_0 + \frac{k_{req} - k_0}{\gamma_{req}} \gamma$



(所要剛度 + 低減方式も可能)

結局 R_{cr} 、 β 、 k を適切に評価すれば、プレート・ガーターのウェブと補剛材のみならず、補剛板の設計も含めて可能

圧縮 + 曲げ + せん断 の組み合わせ



φの導入でOK



せん断のみはこれまでと同様に R_{cr} 、 β 、 k の評価に帰着

三者組み合わせ

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_u} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_u} \right)^2 \leq 1$$

$$\sigma_u = \sigma_v \quad \text{for} \quad \frac{\sigma_{cr}}{\sigma_v} = \beta \quad \rightarrow \quad \sigma_u = \sigma_v = \frac{\sigma_{cr}}{\beta}$$

及び $\sigma_{cr} = R_{cr}^2 k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{1}{(b/t)^2}$ に対応

↑

$$\frac{\sigma_{cr}}{\sigma_v} = \frac{R_{cr}^2}{\lambda^2}$$

即ち

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_u} \right)^2 + \left(\frac{\tau}{\tau_u} \right)^2 \leq 1$$

ここに

$$\sigma_u = \frac{\sigma_{cr}}{\beta} = \frac{R_{cr}^2}{\beta} k \frac{\pi^2 E}{12(1-\nu^2)} \frac{1}{(b/t)^2}$$

結局、三者組み合わせの場合も R_{cr} 、 β 、 k の適切な評価に帰着
ただし、この場合は現行道示のような応力照査式となる。

(中間補剛材間隔照査式)

**** 鋼橋におけるプレート・ガーダーと補剛板の設計 ****

付属資料

東京大学工学部 長谷川彰夫

- 1) プレート・ガーダーの荷重係数設計に関する一試案
橋梁と基礎 1979-8
- 2) 道路橋示方書 I I 鋼橋編改訂の背景と運用 第5回
(8章 プレート・ガーダー) 橋梁と基礎 1981-6
- 3) 鋼板要素の強度設計に関する一考察
土木学会年次講演集 1981-10
- 4) A Load Factor Design of Steel Plate Girders
名古屋工業大学学報 1978
- 5) A Limit State Design of Multiple Stiffened Plates
under Combined Bending and Compression
名古屋工業大学学報 1980

鋼橋技術研究会 一 示方書研究部会 一
第10回国内設計基準研究分科会成果報告書

1. 検討課題

中小規模斜張橋の設計方法について

- (1) ケーブル碇着部及びその付近の応力計算方法 (メインテーマ)
- (2) その他 : (衝撃係数、有効幅、塔の有効座屈長、耐風安定性、照査項目 etc)

2. 提案の背景

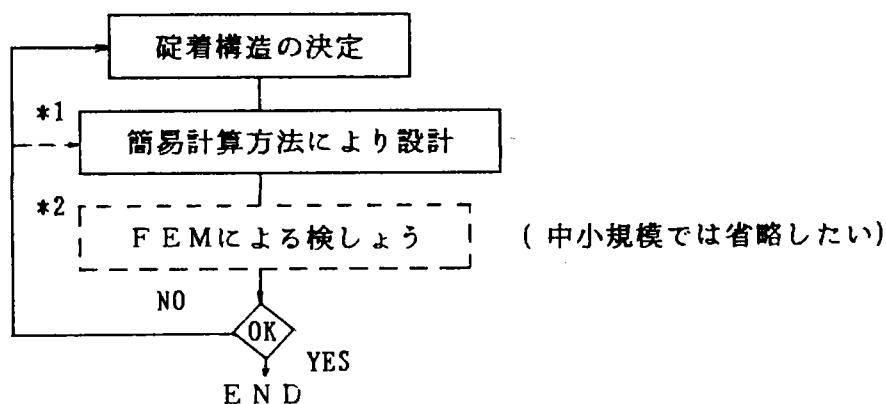
斜張橋の実績が増加してきており、その適用スパンも長大化すると共に中小のスパンや歩道橋に至るまで広く普及してきている。しかしながら現在の示方書や便覧等に於ける対応は満足なものではなく、その為設計者の判断にバラツキを生じさせたり、誤った設計方法をとってしまう恐れがある。その中でとくにケーブル碇着部及びその付近の応力計算方法については、応力が不明確でしかも重要な部分である為不安もあり、しばしば問題とされている。

これら設計者を悩ますのは、計算そのものをどう扱うかということと加えて、発注者への説明もしくは承認の為の資料をつくることにあると思われる。そこでこれらに対応するガイドや指針があったら便利ではないか。

3. 討議・意見等

- (1) ケーブル碇着部及びその付近の応力計算方法

1) 設計プロセス



- *1 一般によく用いられている方法は『豊里大橋のケーブル碇着部の設計について』(近藤・小松・小林・井上・松川)の論文を参考にした碇着部よりせん断によって応力がある角度を持って分布してゆくと仮定し、各位置の応力を算出する方法である。

*2 大きなプロジェクトなどではFEMや実験等行っても工事規模に見合っていればよいが、中小なものや歩道橋などでも必要であろうか。(作業労力と工事規模の関係)但し省略した場合、発注者等への対応はどうだろうか。
(現状では*1の論文等を参考に過去の実績等で示すしかないであろう。)

2) 簡易計算方法

前述の論文より、考え方の概要を示す。(論文ではストランドロープであり固定が多数となり説明を複雑にする為、ここではHi amやNewPwsに対応する1本ロープの固定として示す。)図1のようにケーブル張力の作用方向の前面に対して α 度、後面に対して β 度角度に伝達すると仮定し($\alpha = 30^\circ$, $\beta = 45^\circ$ の例が多い。)上下フランジの断面積比によって分配された S_u, S_l よりシャイベ上辺のせん断力は

$$\tau_u = \frac{S_u}{B_u} \quad (\text{これは任意点に適用}) \quad \text{となる。}$$

次にデッキプレートについても先と同様に、せん断力が分布し縦シャイベからの左右に分配されたせん断力 Q_1, Q_2 より任意断面A-Aでのせん断力はもう一方のシャイベからのせん断も受け図のようになる。

$$\tau_A = \frac{Q_1}{B_b c t D} + \frac{Q_2}{B_a d t D} \quad (tD : \text{デッキプレート厚})$$

又、垂直応力はせん断応力の分布線の前面が最大となり後面が0となる放物線分布と仮定し、図3の上段のような分布となる。

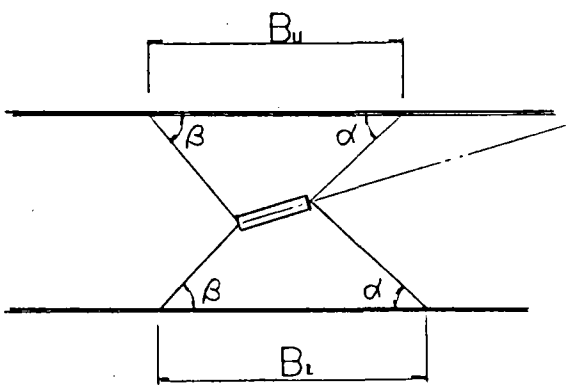


図1. 縦シャイベのせん断応力の分布

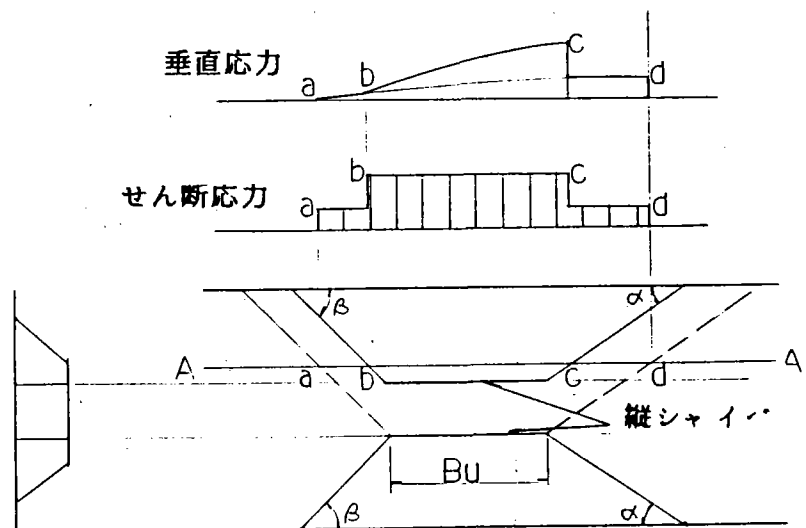


図2. デッキプレートの応力分布

3) 討議中の意見より

- a 判断規準を示したり、設計のガイドとなるようなものがあると設計者にとっては便利と思われるが。
- b 但し、それが設計者にとってどうかということを気をつけないとそれにしぼられてしまう可能性がある。
- c 今はFEMも簡単にかけられ、各社社内的にはさほど費用もかからないのだから、FEMでやってしまった方が早いのではないのだろうか。
- d FEMの場合、境界条件やメッシュわりでかなり異なってくることで結局真の値を出しているわけではない。

4) 複雑な構造部を計算するには (まとめてみると)

a 細目規定

船、飛行機などで用いられている方法で、経験やその他で寸法を物に規定してしまう。

b モデル簡易計算法

(例) 桁を梁理論で $\sigma = \frac{M}{I} y$ として解くと

精度が良い

真の挙動を説明 しようモデルと誤ってしまっている。

歴史的背景

この設計態度を複雑な構造にも適用する。

無理がある為、暗礁に乗り上げる。

しかし、安全であればFEMの2倍だろうが3倍だろうが1/2だろうが
どうでも良い。(つまり安全を確保できる簡易計算方法の作成)

c FEMで調べる。

精度と費用の問題

限界がある ———— 境界条件によってかなり異なる

(2) その他

ケーブル碇着部の他によく話題になるもの。

- a. 衝撃係数
- b. 桁の有効幅
- c. 荷重種類と組合せケース
- d. 塔の有効座屈長
- e. 負反力杓の反力
- f. 腹板の設計
- g. 照査項目
- h. 耐風安定性

etc

などである。

第1 1回国内設計基準研究分科会成果報告書

1. 検討課題

引張ボルトの実用計算式について

2. 提案の背景

引張ボルトの実用計算において、示方書では許容応力度をはじめとしてそれに関連する諸規定が示されていない。この為、鋼構造物設計指針（第4次案）7, 3, 2（解説）による高力ボルト接合設計施工指針（日本建築学会）に示す方法を用いて良いか。

資 料

- 1) 引張接合は、アンカーフレームや支承の取り付け、ラーメン隅角部などに実施例があるが、橋梁においては一般的に適用されるまでには至っていない。十分なボルト軸力によって締付けられた継手にボルト軸方向の力が作用する場合、その力がボルトの締付け力よりある程度小さいと、ボルトの付加応力はほとんど無視できるくらいに小さい。そして継手部の剛性は高く、組立施工の上でも便利な場合がある。

しかし、ボルトに生じる付加応力の程度、継手部の剛性、継手部材に生ずる応力状態などは、継手部構造の詳細いかなによって著しく異なる。このため一般的基準を示すまでに至らなかったため、この示方書では、許容応力度をはじめとしてそれに関連する諸規定を示していない。

2) 鋼構造物設計指針 (第4次案) 昭和61年4月 (土木学会)

章 構 成

PART A 一般構造物

- 第1章 総則
- 第2章 材料
- 第3章 荷重
- 第4章 構造解析
- 第5章 材料の強度
- 第6章 荷重の組合せと安全率
- 第7章 部材の限界状態の照査
- 第8章 部材に関連する一般事項
- 第9章 連結に関する一般事項
- 第10章 骨組構造物に関する一般事項
- 第11章 薄肉構造物に関する一般事項

PART B 特定構造物

- 第12章 複合構造物
- 第13章 管路および曲面構造物
- 第14章 ケーブル構造物
- 第15章 くい、矢板構造物
- 第16章 海洋構造物
- 第17章 軽量形鋼構造物

7. 3. 2 高力ボルト継手の照査

(3) 引張接合の場合

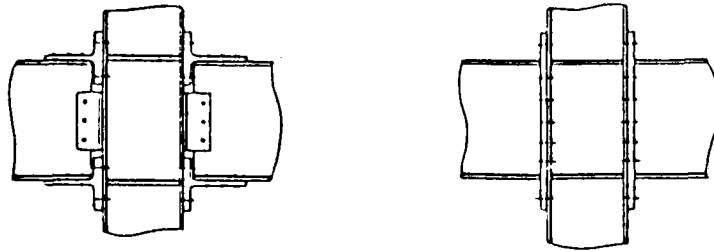
高力ボルトの引張接合部では、十分な配慮のもとにボルトの軸方向引張力およびせん断力、接合される板の曲げモーメントに対して安全性の照査を行うものとする。

(解説)

ここでは、高力ボルト引張接合の場合を除いて、道路橋示方書・同解説（日本道路協会）Ⅱ鋼橋編4.3.4～4.3.7の規定を参考に断面力の表現を用いて定めた。

高い引張強さを利用してボルト軸方向の力を伝達させる引張接合の利用価値は大きいと考えられるが、高力ボルト引張接合を採用する場合には、ボルトの強度、締付け力、継手部の剛性、応力状態などについて十分配慮する必要がある。

例えば、高力ボルト接合設計施工指針（日本建築学会）⁹⁾では、引張接合の例として、解説図7.2に示すようなスプリットT接合とエンドプレート接合が挙げられている。さらに、引張接合部の安全性の照査は次の各項に示す方法を標準としている。



(a) スプリットT接合 (b) エンドプレート接合

解説図7.2 高力ボルトの引張接合

a) スプリットT接合の場合

1) 軸方向引張力を受けるボルトの安全性の照査は、各ボルトが式(解7.6)を満足するように行う。

$$\nu \frac{P+R}{P_u} \leq 1 \dots\dots\dots (解7.6)$$

ここに、

ν : 6章の安全率

P : ボルト1本あたりの軸方向引張外力 (kgf)

R : てこ反力でTフランジの板厚、その形状・寸法、ボルトの位置、ボルトおよび接合される板のばね定数などを考慮して解析により求める。(kgf)
(解説図7.3参照)

P_u : ボルト1本あたりの引張強度で、表5.5による。(kgf)

2) 接合される板の安全性の照査は

式(解7.7)を満足するように行う。

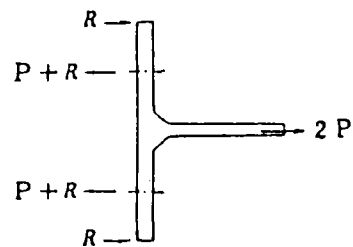
$$\nu \frac{M}{M_u} \leq 1 \dots\dots\dots (解7.7)$$

ここに、

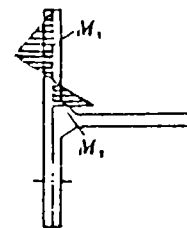
ν : 6章の安全率

M : 接合される板の曲げモーメントの最大値。(kgf・cm) (解説図7.4参照)

M_u : 曲げモーメントに対する終局強度で、通常全塑性モーメント。(kgf・cm)



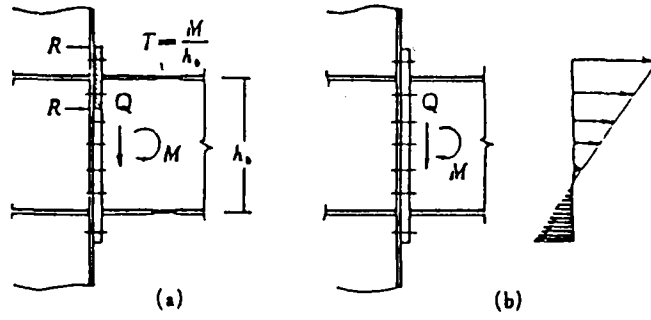
解説図7.3 てこ反力



解説図7.4 曲げモーメント図

b) エンドプレート接合の場合

エンドプレート接合の場合には、引張側フランジ周辺の部分だけを対象に、この部分について、スプリットT接合の安全性の照査法を準用するか(解説図7.5(a)参照)、エンドプレートの板厚を厚くして、てこ反力の影響をなくし、ボルトに作用する力を平面保持の仮定により単純化して鉄筋コンクリート断面と同様の手法で安全性の照査を行うか(解説図7.5(b)参照)のどちらかである。



解説図 7. 5 エンドプレート接合のモデル化

実用計算式

1) 定義と応用面

引張ボルト接合とは、ボルト軸方向の力を伝達する機能のほかに、ボルトで締め付けた部材間の摩擦抵抗により、摩擦接合としてのボルト軸直角方向の力、すなわちせん断力を伝達する。

建築構造における柱と梁の接合、ラーメン隅角部の接合、橋梁におけるトラス格点の接合、梁のモーメント継手、縦桁と横桁との接合などにおいて有利に利用しうる応力面を持っている。

2) 初等理論

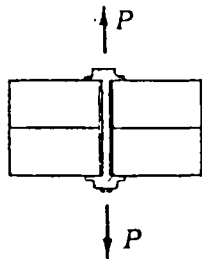


図 1 (a)

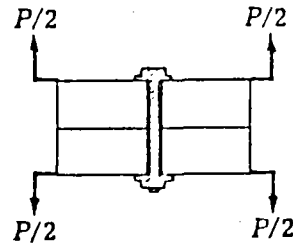


図 1 (b)

今、図1 (b) において板は厚さ方向の伸縮はするが曲げに対しては剛体として作用するものと仮定すると、図1 (a) 及び図1 (b) の挙動は全く等しくなる。(実際には図1 (b) で板が外力によって曲げ変形を起すので解析は複雑になるがこの場合は後述する) まずこの様な Simplest Case についてボルト軸張力 B と外力 P との関係を追跡してみる。

AB	ボルトの公称断面積
A_p	板の有効圧縮断面積
B_0	ボルトの締付力 (初張力 initial tension)
B	ボルトの全張力
C_0	初期材間支圧力 = B_0
C'	材間支材力
E	弾性係数 (ボルトと板とで等しいものとする。)
P	外力
P_{sep}	板の離間荷重

着目点: 板が離間するまでは初期張力 B_0 が有効に働いて、ボルトと板とが一体として働き、 $E(AB + A_p)$ になる柱によって外力 P に抵抗するが、離間後は EAB なる柱によって外力 P に抵抗する。

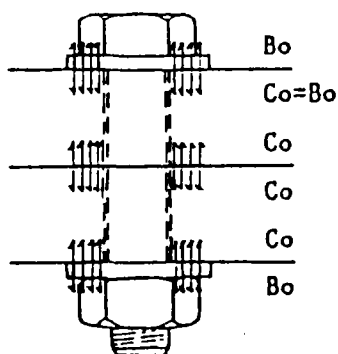


図2 (a)

初期張力導入直後

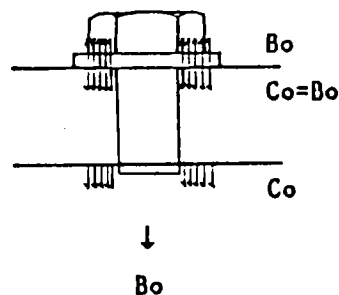


図2 (b)

図2 (a) を板の接合面で仮想的に切断したもの

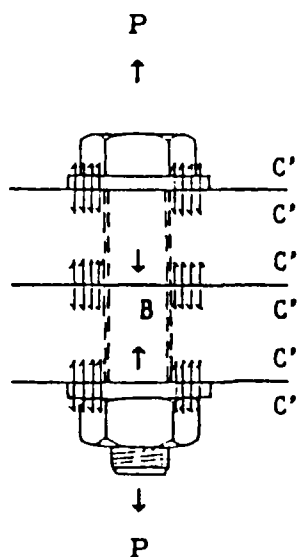


図3 (a)

引張外力Pの作用

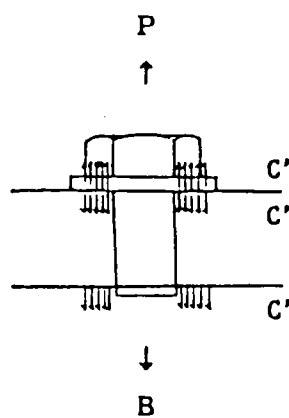


図3 (b)

図3 (a) を板の接合面で
仮想的に切断したものボルト全張力 $B = P + C'$

図2 (a), 2 (b), 3 (a), 3 (b) を参照して2枚の板が離間するまでは、材間支圧力は当初の C_0 であったものが C' に減じると考えると

$$C' = C_0 - P \frac{A_p}{A_p + A_B}$$

$$= B_0 - P \frac{A_p}{A_p + A_B} \quad \text{----- (1)}$$

$$B = P + C'$$

$$= B_0 + P \left(1 - \frac{A_p}{A_p + A_B} \right)$$

$$= B_0 + P \frac{A_B}{A_p + A_B} \quad \text{----- (2)}$$

次に板が離間する時の引張外力即ち離間荷重を P_{sep} とすると、(1) 式で $C' = 0$ と置いた時の P が P_{sep} と成るから

$$B_0 - P_{sep} \cdot \frac{A_p}{A_p + A_B} = 0$$

即ち
$$P_{sep} = \frac{A_p + A_B}{A_p} B_0 = \left(1 + \frac{A_B}{A_p}\right) B_0 \text{ ----- (3)}$$

又、この時には明らかに (2) 式より $B = P$ と成り外力 P はすべてボルトのみに吸収されてしまう。

有効圧縮面積 A_p としては、R. T. Douty & W. McGuire は次の提案を行なっている。

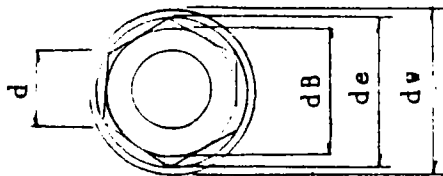


図4 有効支圧径

$$A_p = \frac{\pi}{4} (d_e^2 - d^2)$$

$$d_e = \frac{d_v + d_B}{2}$$

ここに	d_e	有効支圧直径
	d	ボルト孔径
	d_v	ワッシャー外径
	d_B	ボルト頭の内接円の直径

そこで 例えば W7/8" の高力ボルトでは

$$d = 22.2 \text{ mm}$$

$$d_v = 44 \text{ mm}$$

$$d_B = 35 \text{ mm}$$

$$d_e = 39.5 \text{ mm}$$

であるから

$$A_p = \frac{\pi}{4} (39.5^2 - 22.2^2) = 838.3 \text{ mm}^2$$

$$A_B = \frac{\pi}{4} \times 22.2^2 = 387.1 \text{ mm}^2$$

3) てこ作用の基礎的解析

Douty & Mcguire の理論

- 仮定
- 1) 無載荷時ボルト張力につり合う材間接触圧力 C_0 はボルト周辺の局所的な場所に限られている。そこでは板表面に凹みが出来ているものとし、この凹みは載荷後も変化しないとする。
 - 2) Prying Force Q は、接合板の奥行き方向に等分布する横荷重であるとする。

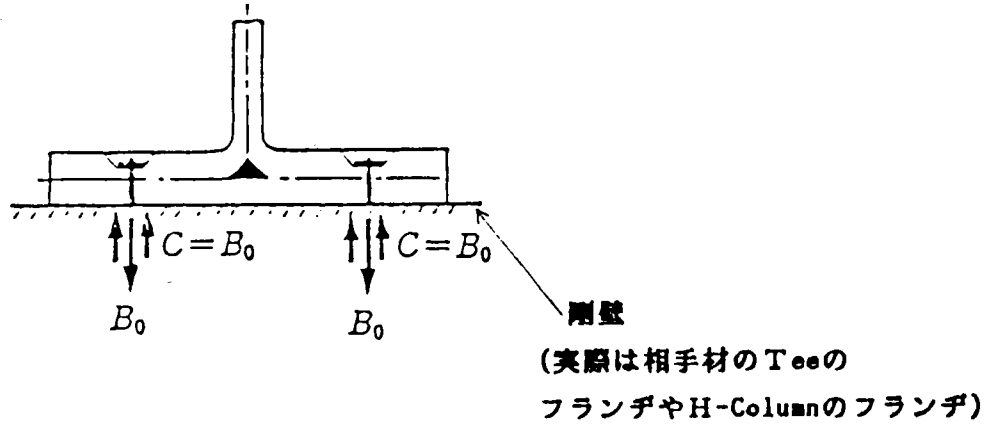


図 6 (a) 載荷前 $B_0 = C_0$

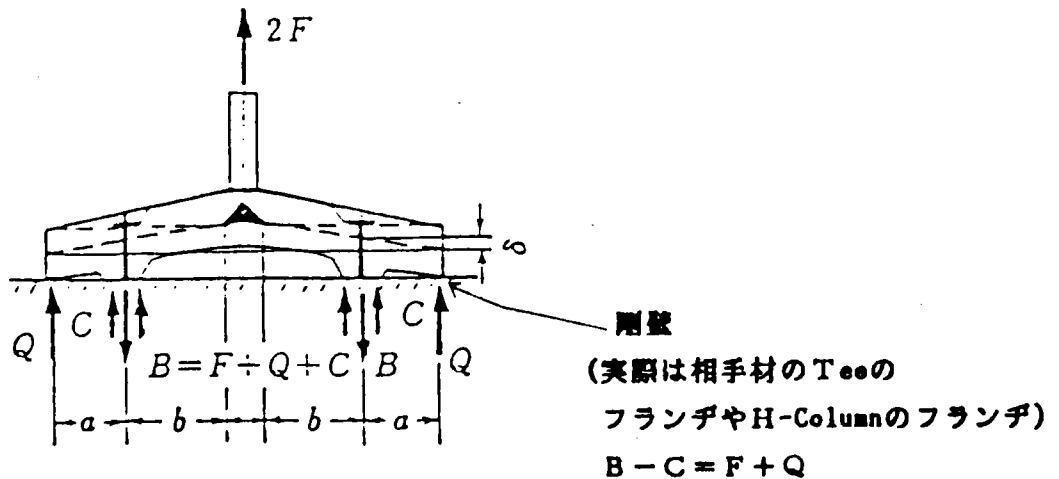


図 6 (b) Prying Force Q 発生後

従って (2) 式より

$$B = B_0 + \frac{387.1}{838.3 + 387.1} P = B_0 + 0.316P$$

又 (3) 式より

$$P_{sep} = \left(1 + \frac{387.1}{838.3} \right) B_0 = 1.462 B_0 \quad \text{と成る}$$

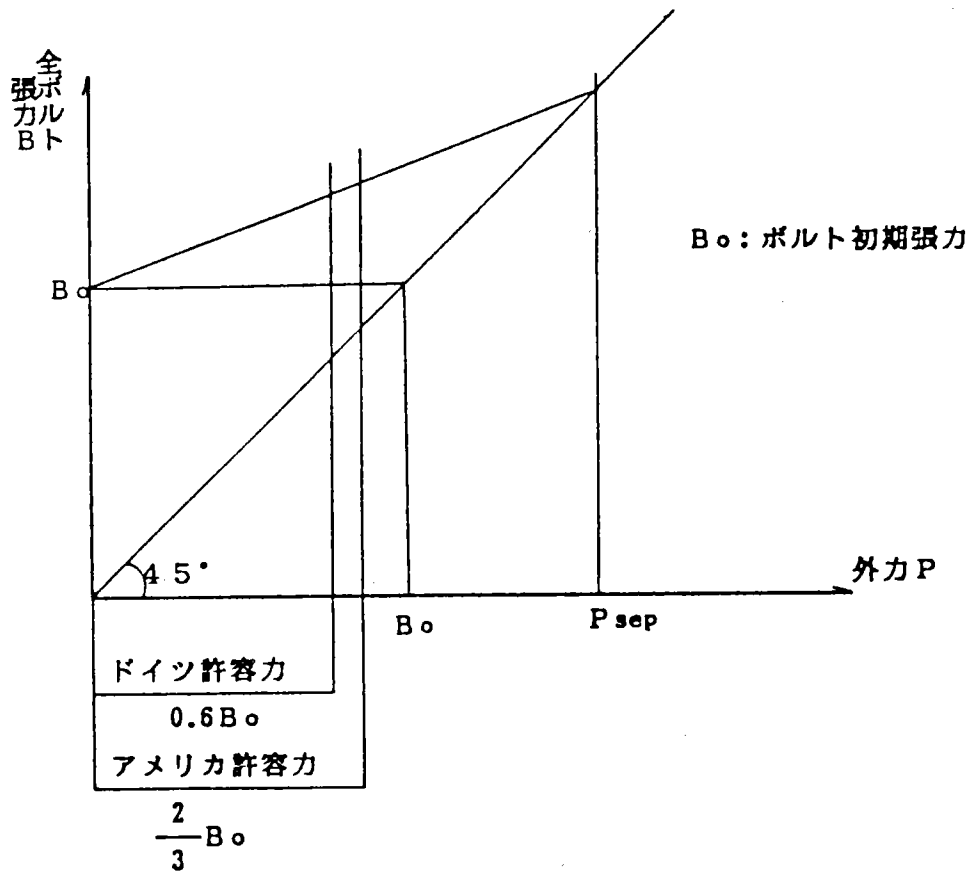


図5 全ボルツル張力 B と外力 P との関係

これを図示したものが図5である。

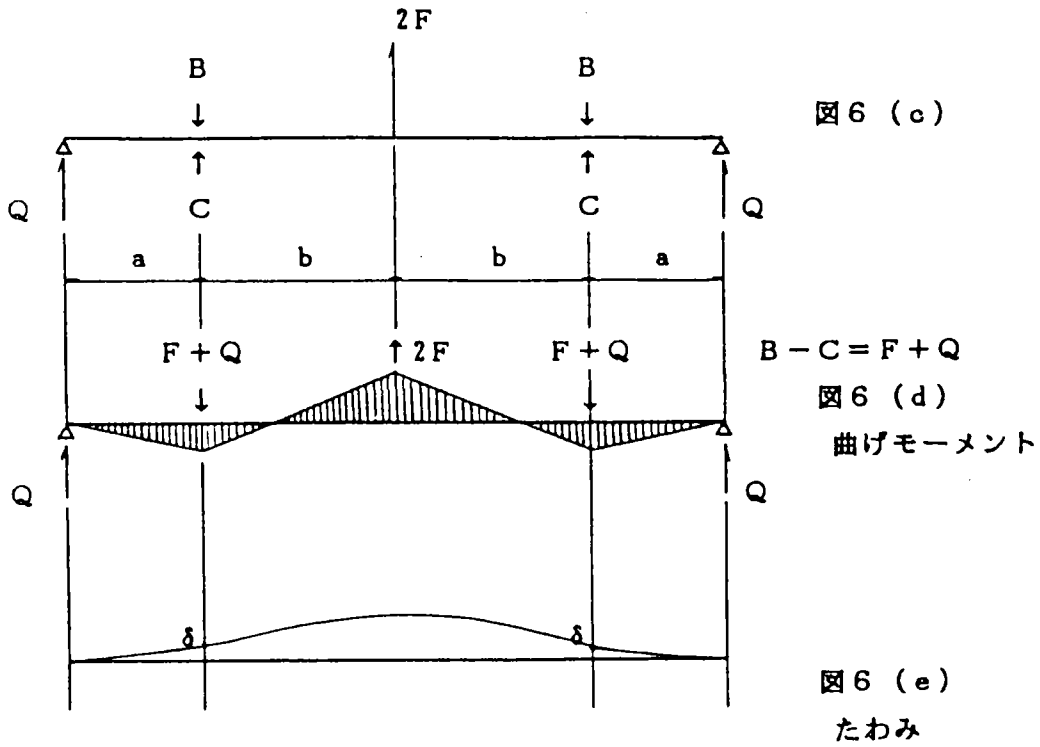
アメリカ及ドイツにおけるボルトの許容引張値 P_a

ボルトに作用する応力は実際は上述の様な単純なものではなく、連結部の変形によって起る Prying action (てこ作用) から生じるボルト張力を加算せねばならない。これを考慮して

アメリカの規定は $P_a = \frac{2}{3} B_0$

ドイツの規定は $P_a = 0.6 B_0$

と定めている。



以上の仮定を図示したものが図6 (a) ~ 図6 (e) である。
ここで $B - C = F + Q$ なる式を利用して図6 (c) は図6 (d) と等価になる。

初期張力 B_0 及び外力 $2F$ ，ボルトの締付位置 a ， b を既知として δ ， Q ， C を求める事が出来る。

まず、材間接触圧が $C_0 (= B_0)$ から C に減じた事に依りフランジ板がふくらみ、このために δ を生じたものと考えると

$$\delta = \frac{(C_0 - C) l_p}{E_p A_p} = \frac{(B_0 - C) l_p}{E_p A_p} = \frac{B_0 - C}{\gamma_p} \quad (4)$$

ここに $\gamma_p = \frac{E_p A_p}{l_p} = \frac{E A_p}{l_p} \quad (5)$

E は一般の鋼板の弾性係数をとってよい。

次に ボルトは初期張力 B_0 の時を基準にとると外力の作用により軸張力が B に増加しているから、ボルトの軸張力の増加によるボルトの伸びが δ に等しいと置くと

$$\delta = \frac{(B - B_0) l_b}{E b A b} = \frac{B - B_0}{\gamma b} = \frac{(F + Q + C) - B_0}{\gamma b} \quad \text{----- (6)}$$

$$\text{ここに } \gamma b = \frac{E b A b}{l_b} \quad \text{----- (7)}$$

$E b$ はボルトの載荷時の平均的な弾性係数
 l_b はボルトグリップ長

最後に図 6 (d) に示した梁モデルのボルト締付点のたわみが δ に等しいと置くと

$$\delta = \frac{a b^2}{E I} \left(\frac{F}{2} - \frac{a}{b} \left(-\frac{1}{3} \left(\frac{a}{b} \right) + 1 \right) Q \right) \quad \text{----- (8)}$$

$$\text{ここに } I = \frac{w t^3}{12} \quad \text{----- (9)}$$

W : フランジの奥行き

以上の (4), (6), (8) を連立に解いて

$$Q = \left[\frac{\frac{1}{2} - \frac{\frac{E I}{a b^2}}{\gamma b + \gamma p}}{\frac{a}{b} \left(\frac{1}{3} \frac{a}{b} + 1 \right) + \frac{\frac{E I}{a b^2}}{\gamma b + \gamma p}} \right] F \quad \text{----- (10)}$$

次に さらに大きな外力を加えた場合、接合板が離間し、 $C = 0$ と成った時の Q を求めんとすれば

図6 (b) で $C=0$ において、 $B=F+Q$ となる。
 (4) 式は不要となり (6) 式で $C=0$ と置き、
 それと (8) 式を連立に解いて

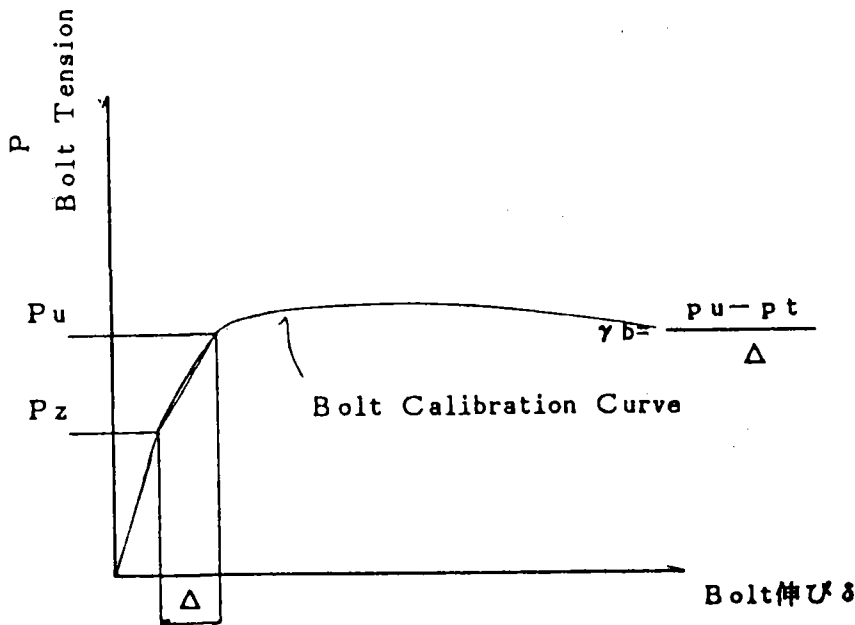
$$Q = \left[\frac{\frac{1}{2} - \frac{EI}{ab^2 \gamma b} \left(1 - \frac{Bo}{F}\right)}{\frac{a}{b} \left(\frac{a}{3b} + 1\right) + \frac{EI}{ab^2 \gamma b}} \right] F \text{ ----- (11)}$$

以上得られた二つのQの解式 (10), (11)を通じて考察すると、

Q<0とは成れないから Q<0の時は prying forceは起らない。
 之は接合板がボルトの断面積及びスパン a, bに比し、極端に厚い場合を示す。
 又、接合板が極端に厚くなく、elasticに働く時でも (10) 式の分子第2項は 1/2
 に近いのでQは小さい。

$\gamma b = EbAb / \Delta b$ の求め方について

Douty & McGuire は次の様に実験的に求める事を推奨している。



Pu: 規定極限荷重
 ASTM A325ボルトでは
 W3/4に対し 18.2t
 W7/8に対し 24.1t

Pz: 規定締付力
 ASTM A325ボルトでは
 W3/4に対し 12.9t
 W7/8に対し 16.4t

図7 γb の実験的計算法

4) 許容せん断力

今までに述べたところで明らかであるが

材間接触圧	C	
許容せん断力	Q _a	とすれば
すべり係数	M	
安全率	γ	

$$Q_a = \frac{MC}{\gamma} \text{-----} (12)$$

あるいは一般の摩擦接合型高力ボルトの許容せん断力に

$$\frac{C}{C_0} = \frac{C}{B_0} \text{ を掛ければ良い。}$$

今、prying action を無視すればCの代わりに

$$C' = C_0 - \frac{A_p}{A_p + A_B} P = B_0 - \frac{A_p}{A_p A_B} P \approx B_0 - P$$

として良い。

即ち引張ボルトの作用張力をPとすれば許容せん断力は

$$\frac{B_0 - P}{B_0} = 1 - \frac{P}{B_0} \text{ の比に落してやらねばならない。}$$

5) せん断力と引張力とを同時に受ける時の実用設計法

1963年 AISC 規格で、引張力とせん断力が同時に作用する高力ボルトの検定方法が条文で規定された。この規定では接合板の変形、てこ作用等は考えておらず、接合部を理想的にモデル化して解析している。

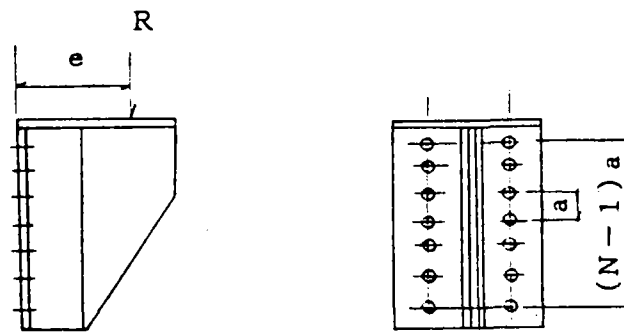


図7

- e : 接合面よりの偏心距離
 a : 高力ボルトの芯間距離
 $m = e / a$
 N : $e \neq 0$ の時の片側に必要な高力ボルトの数
 n : $e = 0$ の時の片側に必要な高力ボルトの数

ASTM A325 摩擦型接合継手に対し

$$Q_a = Q_o \left(1 - \frac{P}{B_o} \right) \text{-----(13)}$$

- Q_a : 高力ボルトの許容せん断力
 Q_o : 軸力がなく純粋にせん断力のみを受ける時の高力ボルトの許容せん断力
 P : 作用引張力
 B_o : 高力ボルト初期張力

図7に示す接合部では中立軸の位置は中心線より下側にあるが、正確な位置は分からない。そこで中立軸は高力ボルト群の中心線と仮定する。この仮定の下では図7の接合部の断面二次モーメントI、断面係数Wが次のように得られる。

$$I = \frac{N}{6} (N+1)(N-1)a^3$$

$$W = \frac{N(N+1)a}{3}$$

又、この時の作用モーメントは

$$M = R e$$

このモーメントによって最外端のボルトにはPなる引張力が作用する。

$$P = \frac{M}{W} = \frac{3 R e}{N(N+1)a} = \frac{3 R m}{N(N+1)} \quad \text{----- (14)}$$

ボルト1本に作用するせん断力Qは

$$Q = \frac{R}{2N} \quad \text{----- (15)}$$

(14), (15)を(13)に代入すれば

$$\frac{R}{2N} < Q_0 \left(1 - \frac{3 R m}{N(N+1)B_0} \right) \quad \text{----- (16)}$$

ここで $\sigma = \sigma_0$ の時、外力 R に耐えるに必要なボルトの数を n とすると

$$R = 2 n Q_0 \text{ ----- (17)}$$

(16)式の不等号を等号にしてそれに(17)式を代入すると

$$N = \frac{n-1}{2} + \frac{1}{2} \sqrt{(n+1)^2 + 24 m n \frac{Q_0}{B_0}} \text{ ----- (18)}$$

3. 討議・意見等

1) 実際に鋼橋において引張ボルト接合が使用されているか。

一次的な構造物として使用されているが一般的に橋梁には使用されていない。

(註)

→ 使用するにはあるのか

2) 鋼構造物設計指針(第4次案)の使用について

第7章部材の限界状態の照査 [7.3.2 高力ボルト継手の照査(解説)] は建築学会における引張接合部の安全性の照査項目として規定しているので橋梁以外を対象としているため鋼橋に使用するのとは比較的無理と思われる。

また、てこ反力、許容応力、疲労強度の決定、引張接合部の補強方法等に問題があるのではないか。資料及び実用計算式をもとに討議した結果橋梁において引張ボルト接合を使用する場合には、てこ作用がおこらない剛性の高い補強した構造としRC方式にて設計を行うことが望ましいと思われる。

鋼橋技術研究会
示方書研究部会

第12回 国内設計基準研究分科会成果報告書

I. 討議課題

- 1) ケーブルの設計について (メインテーマ)
- 2) 最近の新素材について

II. 討議課題提供の背景

現在、本州四国連絡橋プロジェクトにおいては多数の吊橋、斜張橋が架設され、また他にも多くの長大斜張橋あるいはニールセン橋が架設中あるいは計画中である。これらにはケーブルが使用されるがケーブルの許容値は道路橋示方書において切断荷重を次表の安全率で除して算出するものとするとしている。

表-14.5.2 ケーブルおよびハンガーの安全率

部 材		安 全 率
ケ ー ブ ル		3.0
ハンガー	直線部	3.5
	曲線部	4.0

しかし、本四国連絡橋あるいは最近の斜張橋の主ケーブルにおいては安全率を2.5としている例が多い。また同時に疲労に対する検討もなされている例が多くなって来ている。

1. ケーブルの許容応力度

ケーブルの許容応力度は道示においては表14・5・2（1頁）の通りであるがまず諸外国のケーブル（平行線ケーブル）の許容応力度を示すと次のようになっている。

(1) 米 国

表7.2.1 米国における許容応力度の変遷

No	許容応力度 (kg/cm^2)	ワイヤーの最小引張 強度 (kg/cm^2)	備 考	安全率
1	33.4	112.5	Brooklyn (1883)	3.37
2	51.3	147.7	Manhattan (1910)	2.88
3	55.2	151.2	Delaware (1924)	2.74
4	57.6 } 57.9	154.7	G. Washington (1931), S. F. O. Bay (1936) G. Gate (1937), B. Whitestone (1939) Tacoma N. (1949), D. Memorial (1951) Mackinac (1957)	2.67
5	57.6	158.2	W. Whitman (1957)	2.75
6	61.2	158.2	V. Narrows (1964)	2.58
7	61.2	154.7	New Port (1969)	2.53

(2) 英 国

表7.2.2 イギリスにおける許容応力度

No	許容応力度 (kg/cm^2)	ワイヤーの最小引張 強度 (kg/cm^2)	備 考	安全率
1	62	155	Forth (1965)	2.5
2	70	155	Severn (1966)	2.21
3	70	160	Bosporus (1973), Humber	2.29

(3) ドイツ

ドイツには、PWSを用いた長大吊橋の例はほとんどないが、PWSに関し次のようなDINがある。

DIN 1073 (1974)

一般的な応力照査のさいの許容応力度は次の値を用いる。

$$\text{許容 } \sigma_H = 0.45 \beta \quad \text{または } 0.67 \beta_{0.2}$$

ここに、 β_N : 公称引張応力度

$\beta_{0.2}$: 0.2 %オフセット耐力

また最近の斜張橋における実例、および各種基準をまとめると次頁の表のようになる。

ケーブルの設計法に関する各種基準 (平行線ストランド)

項目		基準者 道路橋示方書 (1980)	HBS (本州四国連絡 橋公団基準) (1980)	ASCE Recommendation (1977)	DIN 1073 (1974)	大和川橋	淀川橋梁	名港西大橋	ユーゴスラビア Save橋 (1979)
引張強 度	ワイヤー (素線)	160 kg/mm ² 以上 (平均165 kg/mm ² 以上)	160 kg/mm ² 以上 180 kg/mm ² 以下	—	公称引張強度 (β) は 160 kg/mm ² を超えないこと。	道路橋示方書による	165 kg/mm ² 以上	160 kg/mm ² 以上	170 kg/mm ²
	ストランド	(ワイヤーの引張強度) ×0.95	—	—	—	*	—	—	—
弾性係数		2.0 × 10 ⁶ kg/cm ²	2.0 × 10 ⁶ kg/cm ²	1.97 × 10 ⁶ ~ 2.0 × 10 ⁶ kg/cm ²	2.0 × 10 ⁶ kg/mm ²	2.0 × 10 ⁶ kg/mm ²	2.05 × 10 ⁶ kg/m	2.0 × 10 ⁶ kg/cm ²	2.0 × 10 ⁶ kg/cm ²
許容応力度		保証破断力の $\frac{1}{3}$ $\sigma_a = 51 \text{ kg/mm}^2$	$\sigma_p = 64 \text{ kg/mm}^2$	<ul style="list-style-type: none"> 保証破断力の38%~40% (61~64 kg/mm²) HiAm アンカーを開いた 場合は保証破断力の45% (74 kg/mm²) 	$\sigma_N = 0.45 \beta_N$ または $\sigma_N = 0.67 \beta$ $\sigma_{HZ} = 0.50 \beta_N$ または $\sigma_N = 0.75 \beta$ H: 主荷重, Z: 従荷重 $\beta_{0.2}$: ワイヤー0.2%伸び限界強度 $\sigma = 72 \text{ kg/mm}^2$	$\sigma_a = 64 \text{ kg/mm}^2$	$\sigma_a = \frac{165}{2.5}$ $= 66 \text{ kg/mm}^2$	$\sigma_a = 64 \text{ kg/mm}^2$	DIN 1073 に準拠
安全性		3.0	2.5	2.5 ~ 2.5 (=2.2: HiAm 時)	= 2.2	2.5	2.5	2.5	2.2
疲労に対する照査		—	ワイヤーの場合 $\sigma_s = \frac{30}{1-R}$ ケーブル消費部の場合 $\sigma = \frac{15}{1-k}$ ただし許容応力度以下 $k = \frac{\text{最低応力}}{\text{最高応力}}$	—	$R < 1.18 - \frac{62.09}{\beta_N}$ のとき $\sigma = \frac{2.5}{1-0.895}$ $k \geq$ のとき $\sigma = 0.45 \beta_N$ $= 72 \text{ kg/mm}^2$ $k = \frac{\text{最低応力}}{\text{最高応力}}$	$k < 0.681$ のとき $\sigma_{fa} = \frac{25}{1-0.895}$ $k \geq 0.681$ のとき $\sigma_{fa} = 64 \text{ kg/mm}^2$	$k < 0.694$ のとき $\sigma_{fa} = \frac{25}{1-0.895 k}$ $k \geq 0.695$ のとき $\sigma_{fa} = 6.5 \text{ kg/mm}^2$	$k < 0.681$ のとき $\sigma_{fa} = \frac{25}{1-0.895 k}$ $k \geq 0.681$ $\sigma_{fa} = 64 \text{ kg/mm}^2$	DIN 1073 に準拠
備 考		0.7% 伸び体力に対して 2.0 の安全率をとると 引張強度に対して2.8 と なるが、不均一、二次応 力の影響より3.0 とした	引張強度に対して2.5 降伏点に対して2.0 の 安全率 二次応力を含めた最大 応力は引張強度に対し て2.0 の安全率						

※ 応力変動比におけるケーブル応力度の算出法

$$k = \frac{\sigma_{\min}}{\sigma_{\max}} = \frac{\sigma_s + \sigma_{\min}}{\sigma_s + \sigma_{\max}}$$

σ_s : 死荷重応力度
 σ_{\min} : 活荷重応力度

DIN 1073 { 自動車荷重 - その活荷重応力度の 50 %
列車荷重 - 全列車荷重の応力度

DIN 5 { 自動車荷重 - 考慮せず
列車荷重 - 単線載荷 (KS-18) による応力度

2. 最近の新素材について

最近のハイテクブームの中で、新素材の開発も脚光を浴びている一つであるが、構造物に使用できる可能性のある素材として次の二つを紹介したい。

- 形状記憶合金
- アラミッド繊維 (ケブラー)

(1) 形状記憶合金

形状記憶合金の特性はある温度で一定の形を持った試料をそれより低い温度で変形し、再び元の温度にすると元の形状に自発的に戻ることである。

形状記憶合金には Fe 系, Ni-Ti 系, Cu-Al-Be 系等がある。

最近の主たる用途としては次のようなものがある。

- 冷暖房兼用エアコンの風向き偏向機構、コーヒーマーカーの部品
- 自動車エンジンの再始動性を向上する装置の部品
- ブラジヤー

Fe 系のものはコストが安く、種々の構造物に適用できる可能性がある。

例

- パイプ、鉄筋 etc の継手
- H.T. ボルト

形状記憶合金

1. 概要

Fe系の合金で、高温で記憶した形状を温室で変形させても、加熱すると元の形に戻ってしまう特性（形状記憶効果）を持っています。

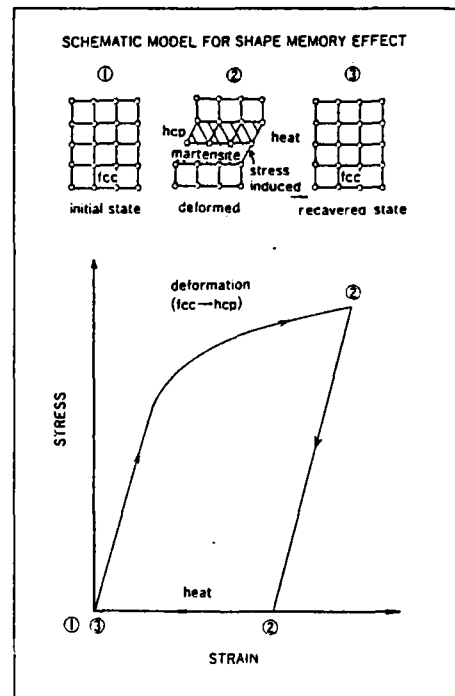
2. 特性

項目	成分	密度	融点	引張強度	降伏強度	伸び	変態点	形状記憶性能
特性	Fe-MnSi-X系	7.3 g/cm ³	1400~1450℃	70~100 (kg/mm ²)	30~50 (kg/mm ²)	12~30%	Af: ~150℃	一方向

3. 特徴

- (1) Fe系の合金であり、従来品に比較して安価です。
- (2) 形状記憶機能に加えて構造材としても使用可能です。
- (3) 高温側（100℃以上）で形状記憶効果を発揮します。
- (4) 各種形状に成形できます。
(板、棒、綿、箱等)

原理



4. 用途

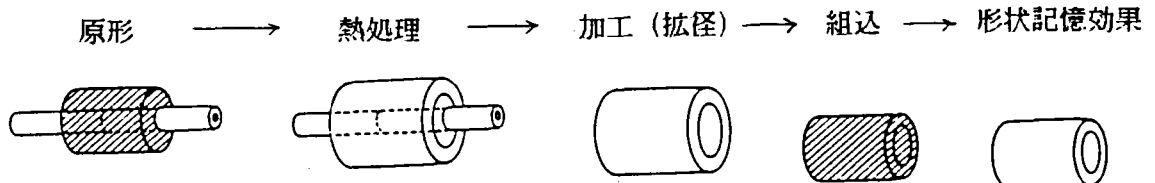
工具用：パイプ継手、ネジ、ボルト、パネ

構造用：各種構造物

機器用：火災報知器、蒸気ドレン抜き、厨房換気孔シャッター

具体例

パイプ継手



形状記憶合金の特性

	項 目	Fe系	Ti-Ni系	Cu系	
記憶特性	Ms点 (°C)	室温			
	As, Af点 (°C)	125, 250	-10 ~ 100	-100 ~ 100	
	ヒステリシス (°C)	約 100	min. 1.5 ~ 2.0	5 ~ 8	
	形状回復歪 (%)	3.5 ~ 4.0	6.0 (max. 8.0)	4.0	
	形状回復応力 (kg/cm ²)	20	60 (30)	35	
	繰り返し特性 (回)		10 ⁶	10 ³ ~ 10 ⁴	
物理特性	密度 (g/mm ³)	7.2	6.4 ~ 6.5	7.7 ~ 8.0	
	触点 (°C)	1320~1350	1240~1310	960 ~ 990	
	比熱 (cal/cm ³ °C)	0.13	6 ~ 8 (cal/mol °C)	0.1	
	熱伝導率 (cal/cm · sec · °C)	0.02	0.05	0.17~0.27	
	比抵抗 (10 ⁻⁶ Ωm)	1.20	50 ~ 110	9 ~ 11	
	熱膨張係数 (10 ⁻⁶ /°C)	15~18	10	18~19	
機械特性	引っ張り強さ (kg/mm ²)	80~90	70 ~ 110	50~60	
	降伏強さ (kg/mm ²)	35~45	Ms 5~20 As 10~60	5~15	
	伸び (%)	12~15	20~60	8~12	
	硬度 (Hv)	220~250	180 以上	140 ~ 190	
	販売価格 (千円/kg)		300 ~ 400	10~20	
	原価価格 (千円/kg)	3	4.9	5.5	

特 徴	<ul style="list-style-type: none"> 1. 温度範囲が高い。 2. 価格が安い。 3. 加工が容易。 4. 動作が緩慢 (但し制御用アクチュエータには不利な場合有り)。 	<ul style="list-style-type: none"> 1. 記憶特性には優れている。 2. 用途範囲が狭いため歩留りが悪い (降格充当が出来ない) 3. 加工性が悪いことが歩留りを更に悪くしている。 4. 用途が広がらないため固定費負担が高く、結果として、コストと用途拡大との悪循環に陥っている。 	<p>結晶粒界の問題から繰り返し特性、疲労等に問題があるとされている。</p>

(2) アラミッド繊維 (ケブラー)

「ケブラー」は米国デュポン社によって、1973年に開発された芳香族ポリアミド繊維で、その商標である。また、アラミッド繊維は、米国公正取引委員会連邦通称通称委員会によって、芳香族ポリアミドに命名された名称である。これは、従来のナイロン、脂肪族ポリアミドと区別するためと考えられる。

このアラミッド繊維は現在デュポンの独占品になっているが、帝人、ニカ社（オランダ）等がこの市場に進出しようとしている。

現在、市販されているケブラーについてその内容を以下に述べる。

ケブラーにはケブラー29とケブラー49は高強度（ 270 kg/mm^2 ）及び高モジュラス（ $13,000 \text{ kg/mm}^2$ ）の特性を持ち、プラスチック補強材として作られたものであり、ボート、航空機の床材、天井、側壁、あるいはゴルフシャフト、スキー板等スポーツ用品に使用される。

ケブラー29は引張強度はケブラー49と同じであるが、モジュラスは $6,000 \text{ kg/mm}^2$ とやや低く、特にロープ、ケーブル類や安全作業衣、コーティング基布に適している。

1) アラミッド繊維の特性

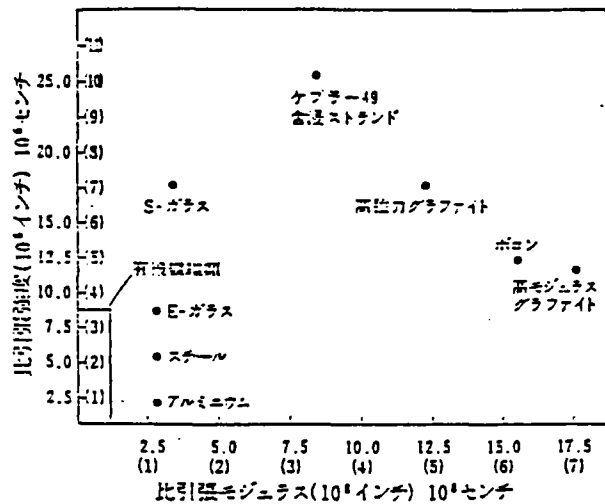
アラミッド繊維の原糸は直径約 12μ のフィラメントを数千本単位で束ねたものである。その物性を他の繊維と比較して次表に示す。

糸物性の比較

項 目 \ 種 類	ケブラー29	ケブラー49	ナイロン	テトロン	E-HTS ガラス	ワイヤ
引張り強さ (kg/mm ²)	292	292	84	102	245	200
" (g/D)	22	22	6.2	6.2	—	—
モジュラス (kg/mm ²)	6,300	13,000	560	1,400	7,000	29,000
破断時の伸び率 (%)	4.0	2.4	18.0	10.0	3.5	1.1
密度 (g/cm ³)	1.44	1.45	1.14	1.33	2.55	7.85

また、アラミッド繊維は密度が 1.44g/cm^3 と小さいため、比引張強度（単位重量当り強度）は現在ある素材の中では最も高く、比モジュラス炭素繊維やポロン繊維について高い。下図に各種繊維の比引張強度と比引張強度と比モジュラスを示す。

補強用繊維の比引張強度と比引張モジュラス



ロープ類の製作・加工による強度低下

材 質	ロープ構造	母材強度 (kg/mm ²)	強度劣下要因			全低下 (kg/mm ²)	残存強度 (kg/mm ²)
			空障率による (kg/mm ²)	加工燃減による (kg/mm ²)	端末定着による (kg/mm ²)		
Wire rope	stranded rope	160	55	20	0	75	85
			(35%)	(12%)	(0)	(47%)	(53%)
	spiral rope	160	33	17	0	50	110
			(20%)	(11%)	(0)	(31%)	(69%)
	Rocked Coil rope	140	15	20	0	35	105
			(11%)	(14%)	(0)	(25%)	(75%)
	PWS	160	28	0	0	28	132
			(18%)	(0)	(0)	(18%)	(82%)
PARAFIL rope	Type F (Kevlar)	280	77	84		161	119
			(28%)	(30%)		(58%)	(42%)
	Type A (高粘性ポリエステル)	102	21	39		60	42
			(21%)	(38%)		(59%)	(41%)
TSK Kavlar rope	Braid型	280	68	154		222	58
			(24%)	(55%)		(79%)	(21%)
	wire rope型	280	54	165		219	61
			(19%)	(59%)		(78%)	(22%)
	compositit型	280	93	126		219	61
			(33%)	(45%)		(78%)	(22%)

端末 Wire rope Zink Socket
 PARAFIL Spike Terminal TSK (Kevlar) エポシキ Socket.

ロープ類の加工による弾性係数の低下

材 質	ロ ー プ 構 造	母材弾性係数 (kg/mm ²)	ロ ー プ 弾 性 係 数	
			残存弾性係数	低下率 (%)
wire rope	stranded rope	21,000	14,000	33
	spiral rope	21,000	16,000	24
	Rocked coil rope	21,000	16,000	24
	PWS	21,000	20,000	5
PARAFIL	typeF (kevlar49)	13,000	8,000	38
	typeA (高粘性ポリエステル)			
Kevlar29rope (TSK)	Braid型	6,300	4,000~3,000	37 ~ 53
	Wire rope型	6,300	—	
	composite型	6,300	—	

2) 用途及び使用実績

ケブラーロープは、その強度、耐触性に優れ、しかも非常に軽量であることなどワイヤーロープに比較して優れた特徴をもっており、この特徴を活用した色々な用途が考えられるが、目下のところわが国における使用実績は極めて少ない。

	ロープ構造	直径 (mm)	端末構造	用 途
実	ブレード型	3.5 ~ 5.0	シープ止め	ヨットロープ
		9.0 ~ 11.0	アイスプライス	ブイロープ
		13.7	ク	送電線架線作業用
		50	ク	係船ロープ
		95	ク	オイルリグペンダント用
積	ワイヤーロープ型	13 ~ 18	アイスプライス	電線架線作業用
		22	ク	パイロットロープ
		45	ク	本四・南讃・塔架設クレーントラ用
		45	ク	オイルリグ用
	複 合 型	36 ~ 45	アンスプライス	気象観測ブイ係留ロープ
今後の 利用 分野	大型海洋構造物係留索, 卑航索, 海底係留索			オイルリグ、大型ケーソン プラント、浮魚礁、中層魚等
	電線・通信線展張索			新設・張替
	ワイヤーロープステ索分野			アンテナステー、橋梁等

鋼橋技術研究会

国内設計基準研究分科会

第13回 研究分科会資料
(成果報告書)

テーマ 「鋼橋脚基部の設計法について」

昭和62年1月21日

I. 討議テーマ

「鋼橋脚基部の設計法について」

II. 討議テーマ提供の背景

鋼橋脚基部の設計法については、「道示」にも明確な規定がなく、首都公団や阪神公団等の公団関係の設計基準にうたわれているにすぎない。

公団関係の設計を行う場合には、それぞれの基準に従えば特に問題はないと思われるが、それ以外の発注者、例えば建設省や地方自治体等の設計を行う場合どのような考えで設計を行うべきか迷うところである。

仮に、首都公や阪公等のいずれかの基準に従って設計を行うにしても、各公団毎に設計法には多少の差異が見られ、またそれが施工法や経済性にも影響を及ぼすものであることから準拠基準の選定には慎重を期す必要がある。

鋼橋脚基部の設計上の主な問題点としては次のような諸点が考えられる。

- ・ 鋼橋脚基部の設計法（杭方式，RC方式）
- ・ アンカーボルト材質の選定法（SS41，SS50，S35C）
- ・ アンカーフレームの設計法

Ⅲ. 鋼橋脚基部の設計法

鋼製脚柱基部の設計方法は、脚柱からの力に対して、

- ① ベースプレート下面のコンクリートは圧縮力に抵抗し、引張力に対してはアンカーボルトおよびアンカーフレームで抵抗させる方式（鉄筋コンクリート方式）
- ② ベースプレート下面のコンクリートを無視し、アンカーフレームで圧縮および引張力に抵抗させる方式（杭方式）

の2方法があるが、各公団の規準では下表のように規定されている。

公 団 名	設 計 法	備 考
日本道路公団	杭方式	—————
首都高速道路公団	杭方式	ベースプレート直下にコンクリートが十分に充てんされるような施工が期待出来る場合はRC方式も可。
阪神高速道路公団	鉄筋コンクリート方式	施工上困難な場合は杭方式も可。
名古屋高速道路公団	杭方式	ベースプレート下のコンクリート支圧が十分期待出来る時はRC方式も可。

上表より明らかなように設計法をどちらか一つに限定しているのは、道路公団の杭方式だけで他の公団は一応どちらかの方法に規定しているものの、条件付きで他の方法の採用も可としている。

一般的にベースプレート直下のコンクリートの充填が施工的に十分可能であれば鉄筋コンクリート方式で設計した方が経済的と思われるが、設計段階で施工条件

を明確に想定することは困難であり、実際の設計では安全サイドの杭方式を採用するケースが多いのではないかとと思われる。特に阪神公団や建設省、地方自治体等の設計を行う場合、どのように判断して設計法を選定しているか、体験を踏まえた討議をしていただきたい。

Ⅳ. アンカーボルト材質の選定

鋼製脚柱基部に用いるアンカーボルト材質としては、特に明確な規定はないが通常用いられている材質は、次の3種類と思われる。

材 料	鋼材の種類	規 格	許容応力度
SS41	構造用鋼材	J I S G3101	一般構造用 圧延鋼材 1400kg/cm ²
SS50	〃	〃	〃 1700 〃
S35C	鑄鍛造品	J I S G4051	機械構造用 炭素鋼鋼材 1900 〃

このうち、SS41とSS50の価格比は(1:1)程度であるが、SS50とS35Cの価格比は(1:1.25)程度となる。したがって各材質の強度(許容応力度)比と、価格比とで単純に比較すれば何らかの制約条件がない限りSS50を優先して使用するのが経済的であると思われるが、実際の設計ではどのように判断して選定しているか討議をしていただきたい。

Ⅴ. アンカーフレームの設計法

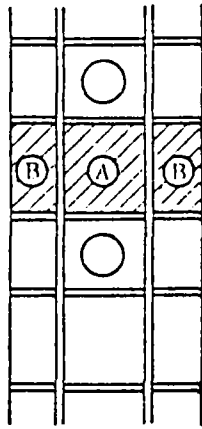
アンカーフレームのフランジ板厚の設計法は各公団とも下記に示す阪神公団の設計基準と考え方は同じである。

(ただし、道路公団には特に規定はない)

4. フランジ板厚

i) 板としての計算

図一解5.2.12においてコンクリートの支圧に対しⒶについては4辺固定で、Ⓑについては3辺固定、1辺自由の板としての応力照査を行う。



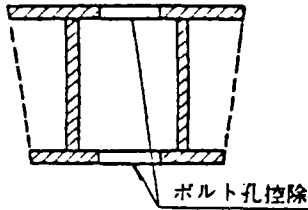
図一解5.2.12

ii) はりの曲げに対する計算

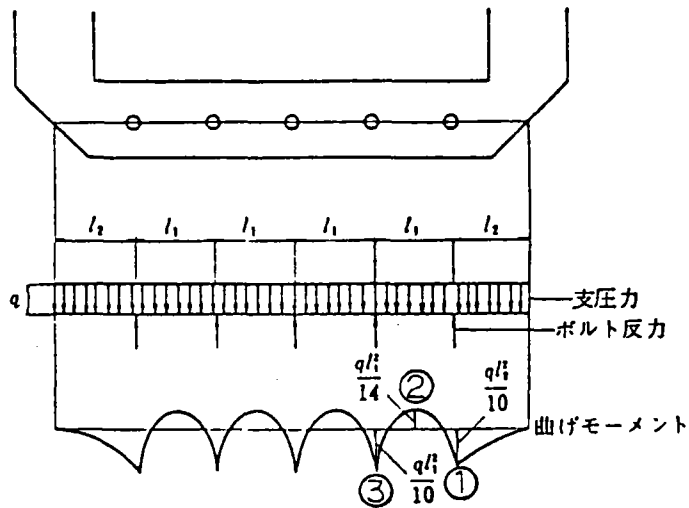
コンクリートの支圧に対しボルト位置を支点とするはりの曲げモーメントを計算し、アンカービームの断面の曲げに対する照査を行う。

$$\sigma = \frac{m}{I} y \leq \sigma_a \dots\dots\dots (解5.2.25)$$

ここに、 I : 図一解5.2.13 に示す断面で計算した断面2次モーメント (cm⁴)



図一解5.2.13



図一解5.2.14 アンカーフレームはりに作用する荷重

このうち、はりの曲げに対して阪公の基準では、各着目点での曲げモーメントを算式で示しているが、他の公団の基準ではそれが明示されていない。

これを一般的な「梁の式」で示すと

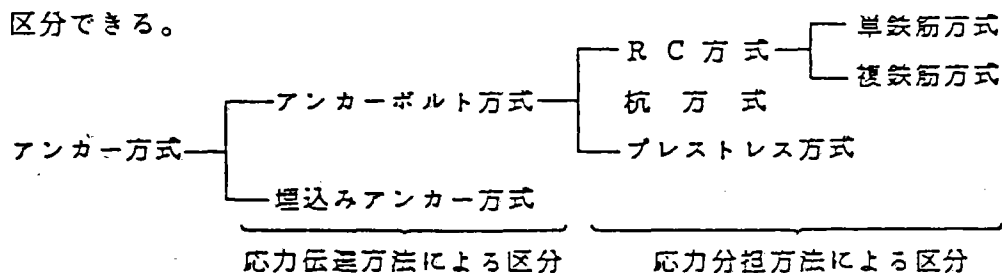
$$\left\{ \begin{array}{l} P t \textcircled{1} \quad M_1 = \frac{q l_2^2}{2} \\ P t \textcircled{2} \quad M_2 = \frac{q l_1^2}{10} \\ P t \textcircled{3} \quad M_3 = \frac{q l_1^2}{14} \end{array} \right.$$

となり、阪公基準と比較すると、Pt①の曲げモーメントが5倍にもなり、アンカーフレームの梁の板厚が、ほとんどこの位置で決定され、はなはだしく不経済な設計になってしまう恐れがある。

阪公基準の算式も含めて論議をしていただきたい。

VI. 吊橋や斜張橋の塔基部の設計法

一般的なアンカー形式としては、下図に示すように i) コンクリートへの応力伝達方法の考え方 ii) アンカーボルトとコンクリートの応力分担の考え方により区分できる。



塔基部の構造形式

塔基部構造においては、鉛直反力が非常に大きいため、杭方式のようにコンクリート天端の精度を無視する考え方は不合理となる。それ故コンクリート天端が十分一体となることを考慮して過去の実績ではアンカーボルトによるプレストレス方式及び埋込みアンカー方式が採用されている。

アンカーボルト方式の各設計法の特徴を次ページの表に示す。

各設計法のまとめ

公 団 名	本州四国連絡橋公団	首都高速道路公団 (道 路 公 団)	阪神高速道路公団
アンカーボルト方式	プレストレス方式	抗 方 式	R C 方 式
特 徴	塔基部と、頂版コンクリートとが一体となって挙動するよう、塔基部とコンクリートが剝離を生じないようにプレストレスを導入する方式	基部のコンクリートを施工上の理由で無視し、アンカーボルトのみで塔柱からの外力を基礎に伝達する方式	塔柱からの外力のうち、圧縮力はベースフレーム下面のコンクリートで引張力はアンカーボルトおよびアンカーフレームで抵抗させる方式 これは塔基部のコンクリートの仕上げが十分に良好である場合にのみ有効な方式である。
長所・短所	塔のFree-Standing 時のように軸力に対して、曲げモーメントが大きい場合には、プレストレス力を導入することによって塔の安定を保つことが出来る。 この反面、アンカーボルト軸力はプレストレス力が支配的であるため完成時等については不必要になる場合があるだけでなく、コンクリートの支圧応力度等にとっては不利となる場合もある。	塔基部のコンクリートを無視するため、吊橋のように大きな外力が作用するような場合は規模が大きくなる。	コンクリートと、アンカーボルト間の荷重の分担等 合理的ではあるが、塔ベースがコンクリートと一体とならず浮き上がった場合には、計算仮定が崩れることとなる。
実 績	関門橋、因島大橋、南北横渡瀬戸大橋、大島大橋 等の吊橋	横浜街 他 多数	横浜港横断橋

プレストレス方式の応力度の算出法としては、本四公団二建の内規「吊橋及び斜張橋の塔基礎設計要領」で規定されているが、それによるとプレストレス導入後の外力に対するアンカーボルトの軸力、塔柱およびコンクリートの応力度は、それらの弾性分配を考慮して算出するよう規定している。

即ち、塔柱がコンクリートから浮上らない場合には、塔基部を図一解3.2.7のような力学モデルに変換して、それらの力の分担率を決定することとしている。ここに、バネ定数 K は、軸力に対しては EA/l 、モーメントに対しては EI/l なる値で決定されるものである。

この力学モデルは次の条件を満足するものである。

- ・ [塔柱+コンクリート] の変形量とアンカーボルトの変形量とが等しい。(適合条件) → 並列バネ
- ・ アンカーボルトとコンクリートとの間には付着がないため、それぞれのアンカーボルトはその全長に亘って軸力が一定である。
- ・ 任意の横断面において、アンカーボルトと塔柱の応力和、あるいはアンカーボルトとコンクリートの応力和が作用外力に等しい。(つり合い条件)
- ・ 従って、塔柱に作用する力とコンクリートに作用する力とが等しい。→ 直列バネ

以下に、二建内規の算式を示す。

4) プレストレス後の外力

イ) 力学モデル

計算における力学モデルを図-解3.2.7に示す。

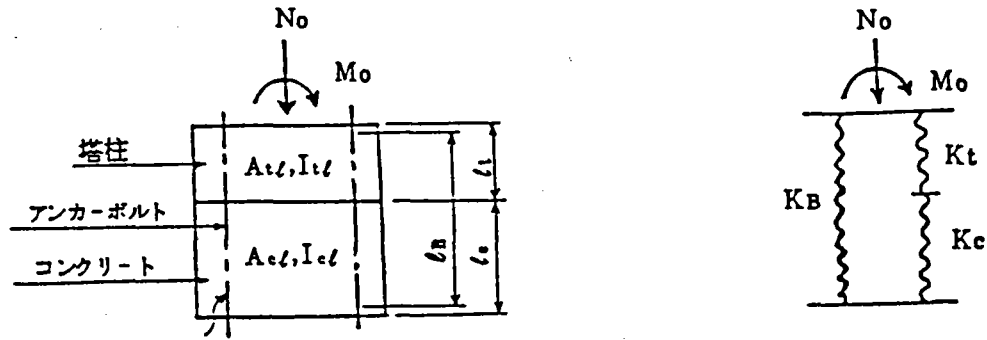


図-解3.2.7 力学モデル

ロ) N_o 分担力

$$N_o = N_B + N^*$$

ここに N_B : アンカーボルトの分担力 (t)

N^* : 塔柱及びコンクリートの分担力 (t)

$$N_B = \frac{K_B}{K} N_o$$

$$N^* = \frac{K'}{K} N_o$$

$$\text{ここに } K = K_B + \frac{K_t \cdot K_c}{K_t + K_c}$$

$$K' = \frac{K_t \cdot K_c}{K_t + K_c}$$

$$K_t = E_t A_t l / l_t$$

$$K_c = E_c A_c l / l_c$$

$$K_B = E_B A_B / l_B$$

----- (解3.2.5)

各部の応力度

塔 柱

$$\sigma_{tN} = N^* / A_t l$$

コンクリート (支圧応力)

$$\sigma_{cN} = N^* / A_c l$$

アンカーボルト

$$\sigma_{BN} = N_B / A_B$$

----- (解3.2.6)

ハ) M_o 分担力

$$M_o = M_B + M^*$$

ここに M_B : アンカーボルトの分担力 (t·m)

M^* : 塔柱及びコンクリートの分担力 (t·m)

$$M_B = \frac{J_B}{J} M_0$$

$$M^* = \frac{J'}{J} M_0$$

$$\text{ここに } J = J_B + \frac{J_t J_c}{J_t + J_c}$$

$$J' = \frac{J_t J_c}{J_t + J_c}$$

$$J_t = E_t I_{t\ell} / \ell_t$$

$$J_c = E_c I_{c\ell} / \ell_c$$

$$J_B = E_B I_B / \ell_B$$

----- (解 3.27)

各部応力度

塔 柱

$$\sigma_{tM} = M^* \cdot y_t / I_{t\ell}$$

コンクリート(支圧応力)

$$\sigma_{cM} = M^* \cdot y_t / I_{c\ell'}$$

アンカーボルト

$$\sigma_{BM} = M_B \cdot y_B / I_B$$

----- (解 3.28)

5) 合成応力度

塔 柱

$$\sigma_t = \sigma_{tp} + \sigma_{tN} \pm \sigma_{tM} \text{ (圧縮)}$$

コンクリート(支圧応力)

$$\sigma_c = \sigma_{cp} + \sigma_{cN} \pm \sigma_{cM} \text{ (圧縮)}$$

アンカーボルト

$$\sigma_B = \sigma_{Bp} - \sigma_{BN} \pm \sigma_{BM} \text{ (引張)}$$

----- (解 3.29)

以上は、塔基部の浮上りが生じない場合に関するものであるが、二建の内規では塔基部の浮上りについて「塔柱設計時の塔基部固定条件を満足させるため、常時においては、塔基部の浮上りは生じないようなプレストレス量を設定するものとした。なお、暴風時、地震時等の一時荷重については、3.2.3節に示す引き抜きに対する照査を行なうこと、また、アンカーボルトが非常に多く必要となることを避けるため、若干の浮上り(式(解3.2.9)の σ_c が引張となる事)を許す」こととしているが、現時点では浮上りを許した場合の塔基部の計算方法は確立されておらず、F. E. M解析による検討等、各設計者の判断に委ねているのが実情であり、今後、精度のよい算式規定が望まれるところである。

鋼橋技術研究会

国内設計基準研究分科会

第14回 研究分科会資料

テ - マ 「鋼床版橋における設計上の問題点」

昭和62年3月18日

I. 討議テーマ

「鋼床版橋における設計上の問題点について」

II. 討議テーマ提供の背景

鋼橋においては、近年支間の長大化の傾向とともに、鋼床版の需要は桁橋をはじめ、斜張橋、吊橋に至るまで多岐に渡り、益々増加している。RC床版に対する鋼床版橋の特徴としては、次の3つの点が挙げられる。

- 1) 死荷重の軽減により支間の長大化が図れる。
- 2) RC床版厚分だけ桁高を高くできる。
- 3) 工期が短縮できる。

一方、鋼床版橋は、その構造的特性から、次のような問題をかかえている。

- 1) 床版と主桁の合成構造であるため、その挙動が複雑。
- 2) 床組部材間の取り合いが多く弱点をつくりやすい。
- 3) 床版が溶接構造で剛性が小さいため、疲労に対する照査が必要。

これらに関連した問題点の中には「道示」や公社、公団等の基準にも明確な指針、規定のないもの、また各基準間で考え方の異なるものが見られる。

そこで、鋼床版橋における設計上の問題点として次の3つの話題を取り挙げてみた。

- 1) 鋼床版横リブと横桁が分離構造のときの横リブ、横桁の設計
- 2) Uリブスリットのある鋼床版横リブの設計
- 3) 鋼床版の疲労に対する考え方

Ⅲ. 鋼床版横リブと横桁が分離構造のときの横リブ，横桁の設計

1. 主桁作用による鋼床版横リブ，横桁の応力

- (1) 箱桁における横桁は，主桁間のたわみ差による曲げ変形の他に主桁の振り剛性による振りモーメント反力による曲げ変形が付加される。
- (2) 3主桁の箱桁を想定し，主桁G1に集中荷重Pをかけると，横桁は図1. 1 (a)のような変形をおこす。
- (3) この結果として，横桁の材端には，曲げモーメントとせん断力が発生する。
(図1. 1 (b)参照)
- (4) この部材力は，主桁のたわみ差により発生するせん断力及び曲げモーメントと，主桁の振り剛性に起因するせん断を伴わない曲げモーメントに分解することができる。
- (5) 前者の曲げモーメントはせん断曲げ，後者はいわゆる純曲げである。
- (6) 純曲げの場合，せん断力はゼロであり，曲げの曲率は一定である。したがって，応力状態は図1. 2 (a)のようになり，横リブ，横桁は一体として働く。
- (7) せん断曲げの場合，横リブ，横桁は互いにせん断力を伝えることができないため，重ね梁として働く。このとき，応力状態は図1. 2 (b)のように各々独立している。
- (8) 横リブの下フランジでは，純曲げとせん断曲げによる応力度は符号が同符号となる。

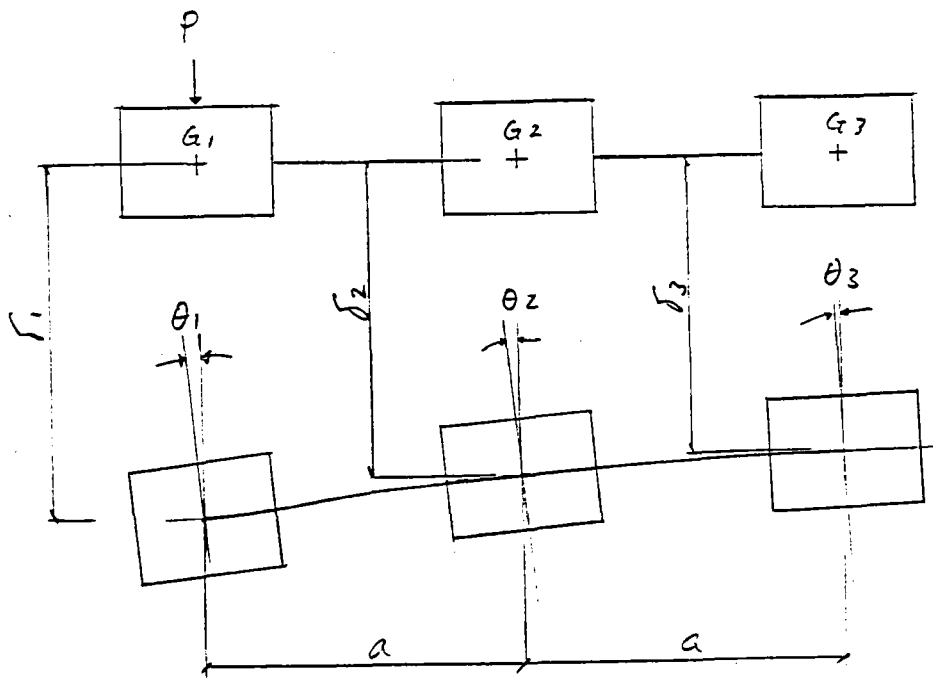


図1. 1 (a) 横桁の変形

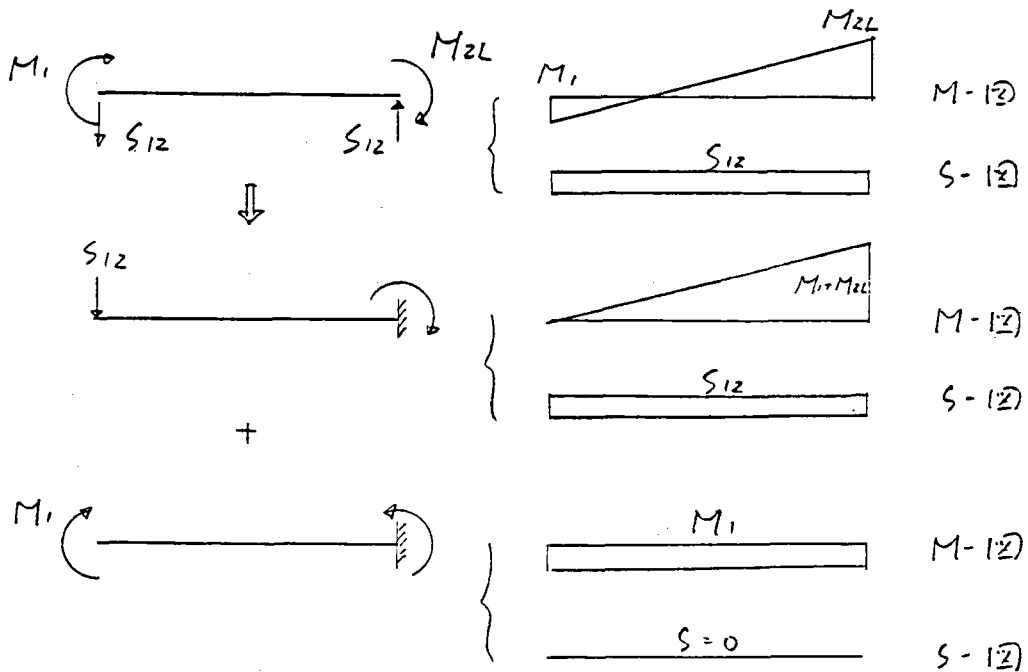
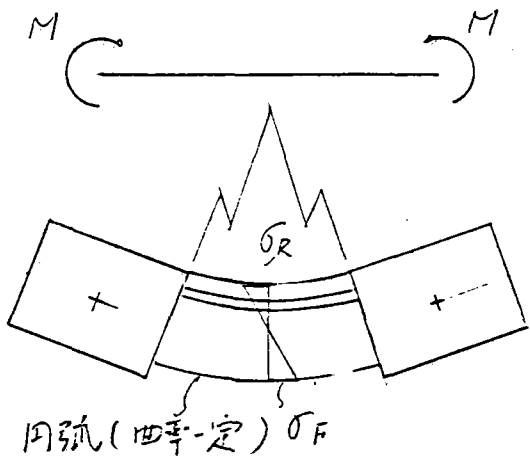


図1. 1 (b) 横桁部材力の分解



$$\sigma_R = \frac{M}{I_0} \cdot y_R$$

$$\sigma_F = \frac{M}{I_0} \cdot y_F$$

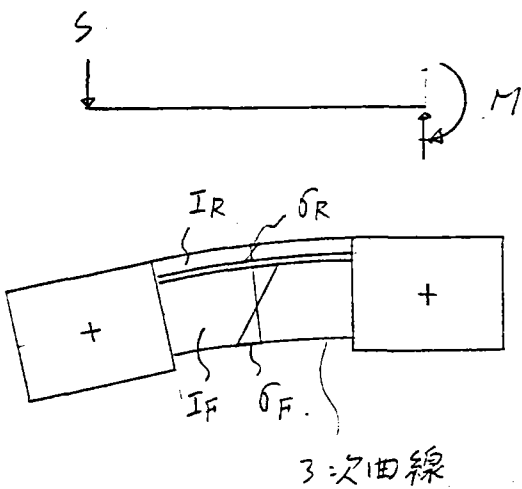
I_0 : 種桁と種リブの

合成断面 2次モーメント

y_R, y_F : 中立軸から種桁

種リブまでの距離

図 1. 2 (a) 純曲げによる横桁・横リブの応力度



$$\sigma_R = \frac{M_R}{I_R} y$$

$$\sigma_F = \frac{M_F}{I_F} y$$

$$M_R = \frac{I_R}{I_R + I_F} M$$

$$M_F = \frac{I_F}{I_R + I_F} M$$

I_R : 種リブの断面 2次モーメント

I_F : 種桁の

図 1. 2 (b) セン断曲げによる横桁・横リブの応力度

2. 格子解析用の仮定剛度

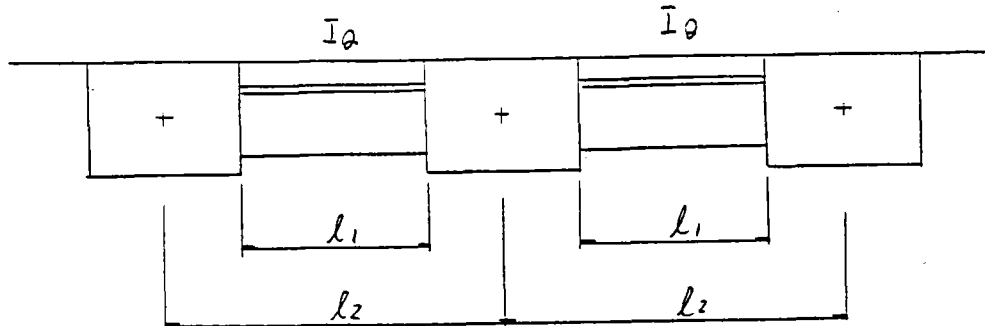


図 1. 3 横桁の等価剛度

(1) 格子解析のための横桁の換算仮定剛度は、一般に次の2式のうち、いずれかが用いられる。

$$(a) \quad I_a = I_0 \left(\frac{l_2}{l_1} \right) \quad \dots\dots\dots \text{名古屋公社}$$

$$(b) \quad I_b = I_0 \left(\frac{l_2}{l_1} \right)^3 \quad \dots\dots\dots \text{道路公団}$$

(a) 式は、横桁に純曲げが作用するとき、また(b) 式は、セン断曲げが作用するときの相関式である。

(2) すなわち、横桁と横リブが分離している場合、それらが重ね梁として働くときは(b)式、一体梁として働くときは(a)式が成り立ち、各々次のように表わされる。

$$(a) \quad I_a = I_0 \left(\frac{l_2}{l_1} \right) \quad \dots\dots\dots \text{一体梁}$$

$$(b) \quad I_b = (I_R + I_F) \left(\frac{l_2}{l_1} \right)^3 \quad \dots\dots\dots \text{重ね梁}$$

(3) 一方、構造的な制約上、一般的に (l_2 / l_1) 、 $(I_R + I_F / I_0)$ 及び (I_b / I_a) には次の関係がある。

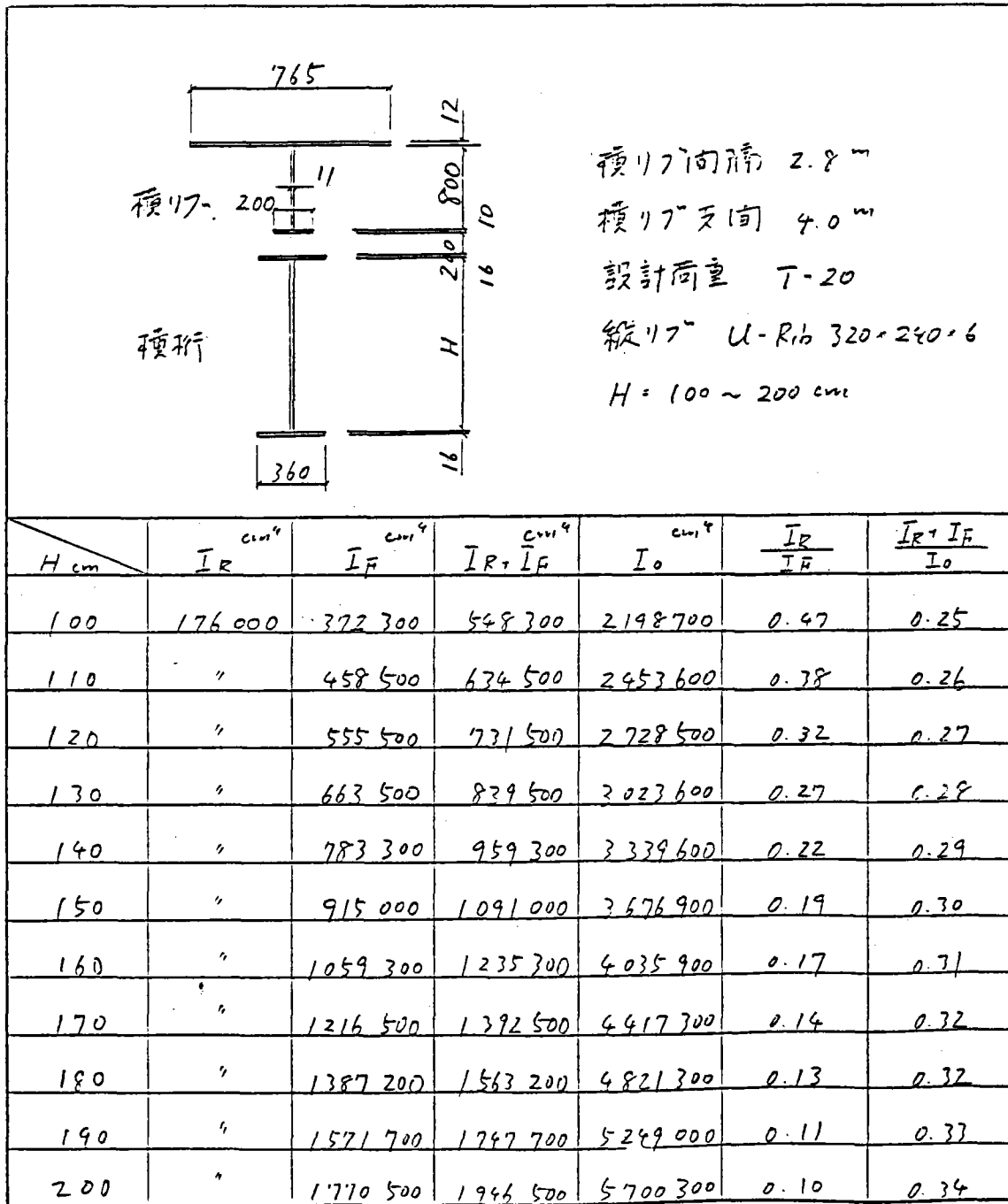
$$(a) \quad 1 < \frac{l_2}{l_1} < 2$$

$$(b) \quad \frac{1}{4} < \frac{I_R + I_F}{I_0} < \frac{1}{2}$$

$$(c) \quad \frac{1}{4} < \frac{I_b}{I_a} < 2$$

(4) このように横桁の仮定剛度は、横桁が重ね梁として働くか、又、一体梁として働くかによって大きく異なる。

表1.1 横リブ, 横桁の剛比



3. 格子剛度

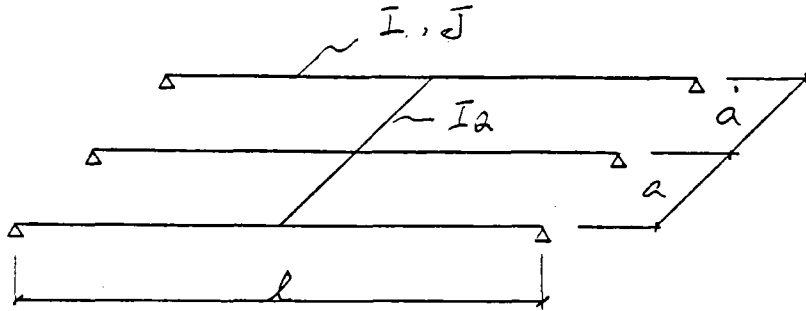


図1.4 格子桁モデル(横桁1本)

(1) 図1.4のような格子桁モデルの曲げ格子剛度 Z 及び振り格子剛度 ZI は次のように表わされる。

1) 曲げ格子剛度

$$Z = \frac{1}{8} \left(\frac{l}{a} \right)^3 \frac{IQ}{I}$$

2) 振り格子剛度

$$ZI = \frac{l}{8a} \cdot \frac{EIQ}{GJ}$$

(2) 一方、図1.5は2箱桁で横桁を1本有する格子桁の分配係数 k_{aa} と Z 及び ZI の関係を示したものである。

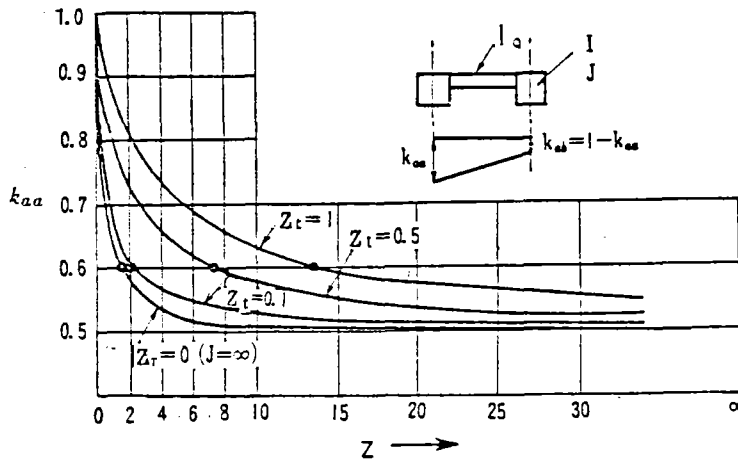


図1.5 k_{aa} , Z , ZI の関係

- (3) 通常用いられている箱桁は $ZI = 0 \sim 1.0$ であるが、 $Z/ZI > 20$ のとき、比較的分配が良いことがわかる。また、 ZI は小さい程分配が良くなる。
- (4) また、 $0.1 < ZI < 1$ 、 $Z/ZI > 20$ の関係があるとき、横桁の分配効果は、剛度 IQ にあまり左右されない。

IV. Uリブスリットのある鋼床版横リブ

1. 概 要

Uリブを使用する場合、横リブとの交差部ではUリブを連続させるために、横リブ板に大きな切抜き（スリット）が設けられる。このようなUリブスリットを有する横リブは、複雑な応力状態を示すことが実験でも確認されているが、いまだ明確な設計基準は確立されていない。

開断面リブのスリット周辺の応力分布については、K. Kunert²¹⁾ や大村ら²²⁾ による研究がある。特に K. Kunert は、デッキプレートと横板との間の水平せん断力を計算し、フィレンチール桁の考え方で応力度を求めれば、実験値とよく合うことを報告している。さらに、スリットの形状を改良することで、疲労強度をかなり高めることができることを実験で確認している。

開断面リブの場合については、実験の設計等に検討されたいくつかの報告²³⁾がある。ここで、U. Krüzer は K. Kunert と同様にフィレンチール構造に置き換え計算しており、成瀬は有限要素法により解析している。いずれも、デッキプレートと横リブ板との間に作用する水平せん断力により高い応力度が生じることを指摘している。

このように、縦リブスリットのある鋼床版横リブの、特殊な形状によるところの二次的な応力は、数値にとらえようと許容応力度をはるかに越えてしまう。一般に、応力集中によって一部材料が降伏しても、塑性応力の再配分によって応力分布は均等化するという考え方をされる場合がある。しかし、力のつり合い状態が唯一可能なものであるときは、降伏域がしだいに広がっていくおそれがある。しかも、鋼床版のように直接荷重がくり返し載荷される場合は、疲労破壊の危険性も含んでいる。

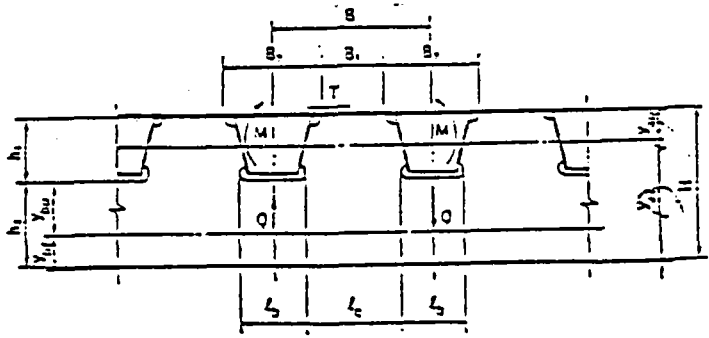


図-21 Uリブスリットを有する鋼床版横リブ

2 応力状態

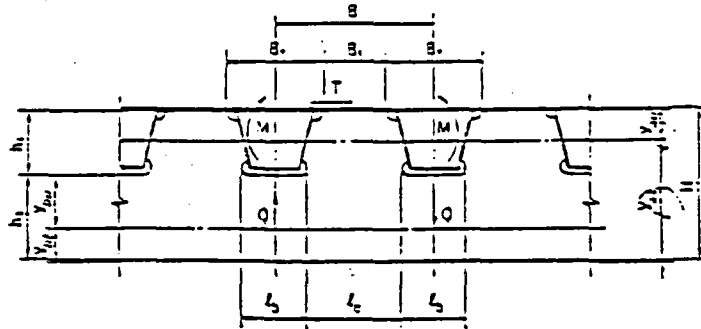


図-21 Uリブスリットを有する鋼梁連続リブ

(1) 垂直応力度

a) 曲げモーメントMによる垂直応力度 (図-22)

$$\sigma_M = \frac{M}{I_x} y_a \quad \dots\dots\dots 42$$

I_x : 断面 a-a の中立軸に関する断面二次モーメント

y_a : 中立軸から着目点までの距離

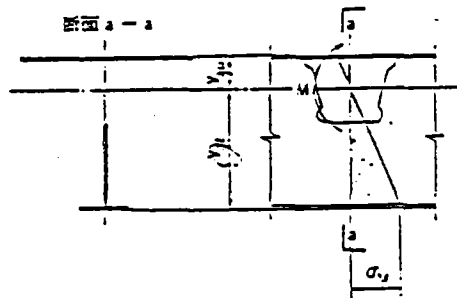


図-22 曲げモーメントによる垂直応力度 σ_M

b) せん断力Qによる二次応力度 (図-23)

せん断力によって、スリット隅角部に生じる付加曲げモーメント M_0 は、

$$M_0 = \frac{l_1}{2} Q \quad \dots\dots\dots 43$$

となり、二次応力度 σ_0 は次のようになる。

$$\sigma_0 = \frac{M_0}{I_b} y_b = \frac{Q l_1}{2 I_b} y_b \quad \dots\dots\dots 44$$

I_b : 断面 b-b の中立軸に関する断面二次モーメント

y_b : 中立軸から着目点までの距離

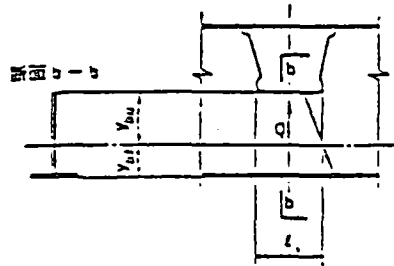


図-23 せん断力による二次応力度 σ_0

c) 水平せん断力Tによる二次応力度 (図-24)

水平せん断力によって、スリット下側に生じる付加曲げモーメント M_T は、

$$M_T = T h_1 \quad \dots\dots\dots 45$$

となり、二次応力度 σ_T は次のようになる。

$$\sigma_T = \frac{M_T}{I_c} y_c \quad \dots\dots\dots 46$$

I_c : 断面 c-c の中立軸に関する断面二次モーメント

y_c : 中立軸から着目点までの距離

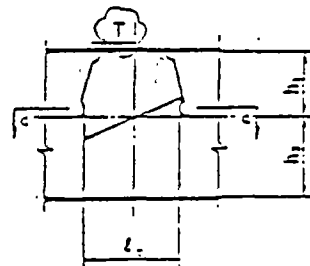


図-24 水平せん断力による二次応力度 σ_T

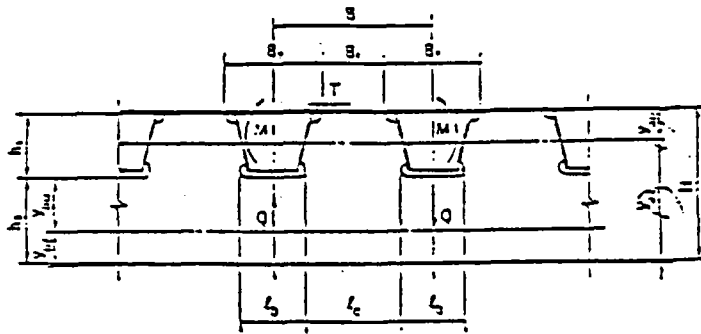


図-21 Uリブスリットを有する鋼系鉄板リブ

② せん断応力度

a) 鉛直方向 (図-25)

Uリブスリットの谷の部分で最も大きくなるが、この部分は逆T断面になっているので、せん断応力度は単純にせん断力を腹板断面積で割って求めるわけにはいかない。よって、厳密には曲げに伴うせん断応力度を求めなければならない。

$$\tau_v = \frac{QS_x}{I_y t_w} \quad \dots\dots\dots 48$$

- I_y : 断面 $b-b$ の中立軸に関する断面二次モーメント
- S_x : 荷目点より外側断面の中立軸に関する断面一次モーメント

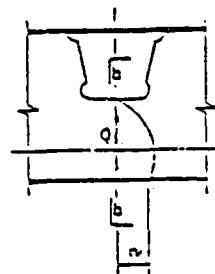


図-25 鉛直方向のせん断応力度 τ_v

b) 水平方向 (図-26)

デッキプレートと横リブ腹板との境界部に作用する水平せん断力 T は、Uリブスリットにより残されたわずかな腹板で受け持たれるので、この境界部には大きな水平せん断応力度が生じる。一般に、水平方向の腹板の断面欠損率は二分の一以上であるので、一般部の二倍以上のせん断応力度が作用することになる。

$$T = \tau_H t_w B = \frac{QS}{I_x} B \quad \dots\dots\dots 49$$

- S : 中立軸に対するデッキプレートの断面一次モーメント
- I_x : 横リブの中立軸に関する断面二次モーメント
- t_w : 腹板厚

$$\sigma_H = \frac{T}{B t_w} \quad \dots\dots\dots 49$$

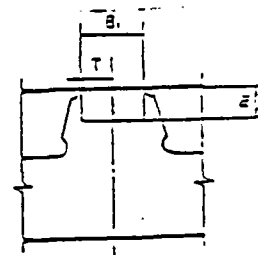


図-26 水平方向のせん断応力度 σ_H

3 応力照査位置と照査式 (図-27)

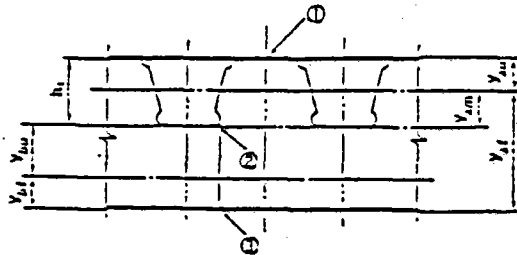


図-27 応力照査位置

照査点①

$$\tau_H = \frac{T}{B_s t_w} \leq \tau_s \quad \text{-----} 50$$

$$\sigma_M = \frac{M}{I_s} y_{sm} \leq \sigma_s \quad \text{-----} 50$$

合成応力度の照査

$$\left(\frac{\sigma_M}{\sigma_s}\right)^2 + \left(\frac{\tau_H}{\tau_s}\right)^2 \leq 1.2 \quad \text{-----} 50$$

すみ内溶接の照査 S

$$S \geq \frac{T}{\sqrt{2} B_s \tau_s} \quad \text{-----} 50$$

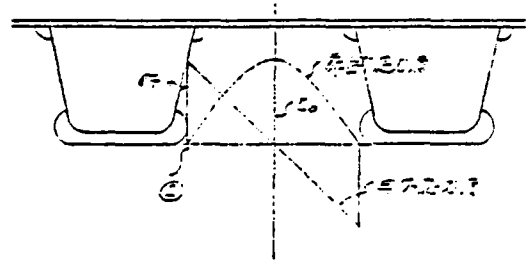
ここで、 τ_s : 許容せん断応力度

σ_s : 許容引張応力度

照査点②

$$\sigma_{M+Q} = \frac{M}{I_s} y_{sm} + \frac{Ql_s}{2I_s} y_{sl} < \sigma_s \quad \text{-----} 50$$

$$\sigma_T = \frac{6Th_s}{I_s l_s^2} < \sigma_s \quad \text{-----} 50$$



二軸応力状態の照査

$$\left(\frac{\sigma_{M+Q}}{\sigma_s}\right)^2 \pm \left(\frac{\sigma_{M+Q}}{\sigma_s}\right)\left(\frac{\sigma_T}{\sigma_s}\right) + \left(\frac{\sigma_T}{\sigma_s}\right)^2 \leq 1.2 \quad \text{-----} 50$$

← 非常に厳しい条件式である。

注) 自由辺であるので、せん断応力度 τ は 0 である。

照査点③

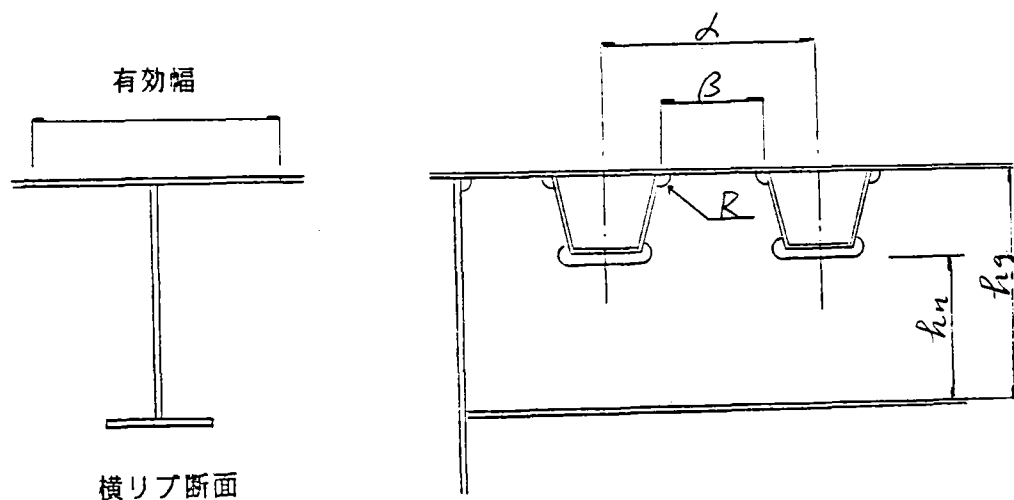
$$\sigma_{M+Q} = \frac{M}{I_s} y_{sl} + \frac{Ql_s}{2I_s} y_{sl} < \sigma_s \quad \text{-----} 50$$

$$\tau_V = \frac{QS_s}{I_s t_w} < \tau_s \quad \text{-----} 50$$

ここで、 S_s : 断面 $b-b$ の中立軸に関する下フランジの断面一次モーメント

4. 横リブのせん断力に対する照査

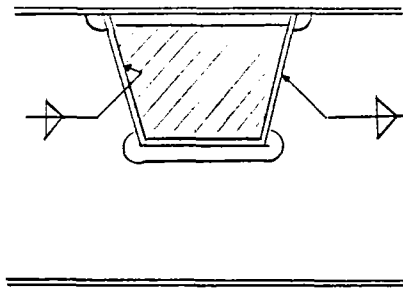
阪神公団の基準では、横リブに作用するせん断力に対して腹板のせん断応力度を次式によって照査することとしている。



$$\left[\begin{array}{l} \tau_V = \frac{h_g}{h_n} \cdot \tau_m \quad (\text{kg/cm}^2) \\ \tau_H = \frac{\alpha}{\beta - 2 \cdot R} \cdot \tau_m \quad (\text{kg/cm}^2) \end{array} \right.$$

ここで、 τ_m は、腹板高 h_g が総て有効としたときのせん断応力度

5. Uリブ内のダイヤフラムの設置について



Uリブスリットによる2次的な応力度を低減させる為には、Uリブ内にダイヤフラムを設置すると効果的である。しかし、デッキとダイヤフラムとは溶接できないので、水平方向のせん断応力度に対しては効果がない。

一方、このダイヤフラム設置により、製作上腹板位置とダイヤフラム位置を一致させることが困難であること、縦リブ両面の溶接によって拘束による溶接割れが発生する恐れがあるなどの問題が指摘されている。

したがって、Uリブスリットによる2次応力の低減を目的として、Uリブ内にダイヤフラムを設ける場合には十分な注意が必要である。

V. 鋼床版の疲労に対する考え方

1. 「道示」と本四公団 鋼床版設計要領（案）（以下「本四」）の相違点

- (1) 「道示」，「本四」とともに疲労の検算は，構造物の耐用年数のうちに負載される荷重の種類と回数，部材の疲れ強さなどを考慮して，検算に用いる荷重とそれに対する許容応力度とを定めている。
- (2) 「道示」の場合，T荷重（衝撃を含まない）1台により生じる最大応力度が，表3. 1の許容応力度以下としている。
- (3) 「本四」の場合，疲れ強さは応力振幅のみに支配されて，平均応力には影響されないと考え，疲労に対する許容応力度は，鋼床版を構成する部材の床作用によって生じる応力度の最大振幅に対して，表3. 2のように決められている。

2. 道路橋示方書

表 3. 1.

4) T荷重(衝撃を含まない) 1台による縦リブの応力度は表-6.2.2に規定する許容応力度をこえてはならない。

表-6.2.2 T荷重1台載荷に対する縦リブの許容曲げ引張・圧縮応力度(kg/cm²)

種 類		鋼 種				
		SS 41 SM 41 SMA 41	SM 50	SM 50 Y SM 53 SMA 50	SM 53 SMA 53	
母 材		1,400	1,600	1,600	1,600	
工 場 溶 接	仕上げした全断面溶込み グループ溶接部	1,400	1,600	1,600	1,600	
	仕上げしない全断面溶込み グループ溶接部	1,000	1,000	1,000	1,000	
	リブ十字すみ肉溶接部 ¹⁾	900	900	900	900	
	連続縦すみ肉溶接部 ²⁾	1,100	1,100	1,100	1,100	
現 場 溶 接		原則として上記の値の80%とする。				

1) 応力方向に連続した母材上にある、応力方向に直角なすみ肉溶接
2) 応力方向に連続したすみ肉溶接

鋼床版においては、活荷重応力の占める割合が大きいため、自動車の走行によって生じる繰返し応力度も大きい。そこで、鋼床版の疲労破壊を防ぐために4)の規定を設けた。疲労について照査する場合、橋の耐用年数のうちに載荷される荷重の大きさと回数および部材の疲労強度などを考慮して、照査に用いる荷重と許容応力度を定めなければならない⁴⁾。そこで許容応力度については、疲労強度は平均応力度に左右されず応力振幅のみに支配されると考えて、200万回程度の繰返しに対して疲労クラックが発生しないような応力度振幅を疲労に対する許容応力度とすることにした^{5),6),7),8)}。また、疲労を照査する場合の荷重については、交通量、輪荷重のばらつき、車両の走行位置のばらつきおよび実橋の鋼床版に生じる応力度振幅の測定結果などを考慮し、T荷重(衝撃を含まない) 1台により生じる最大応力度で照査すればよいものとした。

したがって、4)項の照査はT荷重1台による床版および床組としての応力度に対して行えばよく、主げた作用による応力度は考慮しなくてよい。なお、表-6.2.2の縦リブとはデッキプレートをも含んだ部材としての縦リブのことであり、許容曲げ応力度は引張応力および圧縮応力の両方を意味する。

現場溶接については、工場溶接に比べ溶接の等級が1ランク低いものとみなし、日本鋼構造協会疲労設計指針・同解説(案)(JSSC Vol.101, No. 10, 1974, 5)を参考に疲労強度を20%低減させるのを原則とした。ただし、溶接施工試験を行って溶接性を確認し、溶接検査によって15章に規定する所定の等級と溶接精度が得られる場合は、工場溶接と同等と考えるとよく、許容応力度も工場溶接の値を用いてよい。また、現場溶接と同様の条件下で製作した供試体などにより疲労強度を確認した場合もこの限りではない。

なお、表-6.2.2に示すリブ十字すみ肉溶接部および連続縦すみ肉溶接部は図-解6.2.1に示すような溶接部のことである。

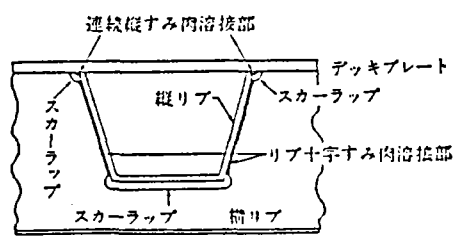


図-解 6.2.1 リブ十字すみ肉溶接と連続縦すみ肉溶接

3. 本四公団 鋼床版設計要領（案）

表 3.2 デッキプレート，縦リブの床作用に対する疲労許容応力度

デッキプレート，縦リブの床作用に対する疲労許容応力度振幅は表 4.2 のとおりとする。

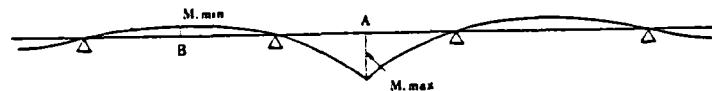
表 4.2 デッキプレート，縦リブの床作用に対する許容応力度振幅 (kg/cm²)

	1	2	3	4	5	6
継手の種類	母材	応力方向に直角な仕上げした突合せ溶接部	応力方向に直角な仕上げしない突合せ溶接部		リップ十字すみ肉溶接部	連続縦すみ肉溶接部
通用の場所	—	縦リブおよびデッキプレートの橋軸直角方向の表面仕上げした突合せ溶接	<ul style="list-style-type: none"> デッキプレートと橋軸直角方向の仕上げしない突合せ溶接 裏当金がなく外観が見られる縦リブの仕上げしない突合せ溶接 	裏当金を使った縦リブの突合せ溶接	<ul style="list-style-type: none"> 縦リブと横リブとのすみ肉溶接 縦リブとその現場継手用の裏当金とのすみ肉溶接 	縦リブとデッキプレートとのすみ肉溶接
許容応力度振幅 (SS41) (SMA41)	1.400	1.400	1.100	900	900	1.100

〔解説〕 疲労の影響を検算する場合は，構造物の耐用年数のうちに負載される荷重の種類と回数，部材の疲れ強さなどを考慮して，検算に用いる荷重とそれに対する許容応力度とを定めなければならない。

疲労設計法は，国広らの提案^{4.1),4.2)}によるものとした。それによれば，疲れ強さは応力振幅のみに支配されて平均応力には影響されないと考え，疲労に対する許容応力度は，鋼床版を構成する部材の床作用によって生ずる応力度の振幅に対して決められる。すなわち，疲労許容応力度振幅は，道路橋示方書Ⅱ. 6.2.6 に示される主桁作用と床作用の合計に対する許容応力度（41キロ級鋼の場合2000kg/cm²）を上限値として，200万回の繰返し載荷を行なっても疲労クラックが発生しない応力度の変動幅を基準に決められる。

縦リブを解説図 4.1 に示す連続桁とした場合，一例として A 点に着目すれば A 点に作用する曲げモーメントの影響線は図中の実線で示される。



解説図 4.1 A 点の曲げモーメントに関する影響線

点 A での部材下縁では，輪荷重が A 点と B 点に位置するときそれぞれ σ_{max} 、 σ_{min} が得られ，その時の応力度振幅の σ_r と許容応力度振幅 σ_{al} との間には次式の関係がなければならない。










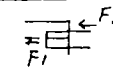






$$\sigma_r = \sigma_{max} - \sigma_{min} < \sigma_{al} \quad (4.1)$$

陽角部。設計例「間丁アヤト」其計表

No.	適用基準	陽角部。種別及α形状	使用7075	抽出時の着目断面力数	面外力評価	合成応力度 の検討	FEM解析 の実施	備考及特記事項	
1	首都公園	平面 T	不明	N.S.M max. min	18	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	最終検査は局部座屈による低減率αの検査。 7075は全断面有効。応力配分=1
2	"	" (鋼管柱)	"	Max.時 M.N.S Min.時 M.N.S	6	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	
3	阪神公園	"	"	"	"	有 無 <input type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	< 仕様より >
4	"	" (精肉柱)	"	"	"	有 無 <input type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	< " >
5	名産屋公社	" (鋼管柱)	"	"	"	有 無 <input type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	< " >
6	福岡北九州市	平面 L	"	N.S.M Max. Min	18	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	L + T 断面力合成
7	首都公園	平面 T (鋼管柱)	"	"	"	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	面内(隅部) + 面外(一般部) 応力相加算。 < 仕様より >
8	"	立体 L+	"	N.S.M max. min	18	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	< " >
9	"	"	"	N.S.M max. min	18	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	< " >
10	名産屋公社	平面 T	"	"	"	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	
11	阪神公園	平面 T	"	"	"	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	
12	首都公園	平面 T	JIP	N.S.M max. min	18	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	
13	名産屋公社	平面 T	"	"	18	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	
14	福岡北九州市	平面 T	"	"	"	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	有 <input checked="" type="checkbox"/>	
						有 無 <input type="checkbox"/>	有 無 <input type="checkbox"/>	有 無 <input type="checkbox"/>	

隅角部設計例「1013ア」集計表

80

No.	適用基準	隅角部の種類及形状	使用プログラム	抽出時の着目断面力数	面外力の評価	合成応力度の検討	FEM解析の実施	備考及の特記事項
15	道路橋示方書	 平面構造	自社プログラム	3×3×2 = 18	有 (無)	有 (無)	有 (無)	$(\frac{\sigma_a}{\sigma_a})^2 + (\frac{\tau_a}{\tau_a})^2 \leq 1.2$ Ca = 示現規定許容せん断力
16	首都高速 鋼構造物 設計基準	 平面構造		3×3×2 = 18	有 (無)	有 (無)	有 (無)	
17	首都高速	 立体構造 (丸柱)		3×6×2 = 36	有 (無) 一般断面比	不明 有 (無)	有 (無)	面内最大応力時の面外応力 面外最大応力時の面内応力
18	阪神高速	 平面構造	日本電算 (株)		有 (無)	有 (無) 道示による	有 (無)	
19	阪神高速	 平面構造	不明	不明	不明	有 (無) 方法は不明	有 (無)	$\circ (\frac{\sigma_a}{\sigma_a})^2 + (\frac{\tau_a}{\tau_a})^2 < 1.2$ $\circ RC \rightarrow 鋼への材質変更により構造決定$
20	阪神高速	 平面構造	不明	不明	不明	有 (無) 方法は不明	有 (無)	$\circ (\frac{\sigma_a}{\sigma_a})^2 + (\frac{\tau_a}{\tau_a})^2 < 1.0$
21	阪神高速	 平面構造	不明	3×3×2 = 18	有 (無)	有 (無)	有 (無)	$\circ (\frac{\sigma_a}{\sigma_a})^2 + (\frac{\tau_a}{\tau_a})^2 < 1.0$ \circ 面外は上形隅角部とする。 → 
22	首都高速	 平面構造	日本電算(株)	3×3×2 = 18	有 (無) 一般断面比	有 (無)	有 (無)	$\circ F_1 + F_2$ でウエブ厚決定 
23	首都高速	 立体構造 (隅角部は平面構造)	日本電算(株)	3×3×3 = 27	有 (無) 一般断面比	有 (無)	有 (無)	\circ 面内応力については実験を実施し実験より設計用の係数を決定。
24	首都高速	 立体構造	日本電算(株)	4×6×5 = 120	有 (無)	有 (無)	有 (無)	$\circ (\frac{\sigma_a}{\sigma_a})^2 + (\frac{\tau_a}{\tau_a})^2 < 1.2$
25	首都高速	 平面構造 (柱断面が菱形)	日本電算(株)	3×3×3 = 27	有 (無)	有 (無)	有 (無)	\circ 面外応力に1.4の応力集中係数を考慮 $\circ (\frac{\sigma_a}{\sigma_a})^2 + (\frac{\tau_a}{\tau_a})^2 \leq 1.2$ $\sigma = \sigma_N + \sigma_{b1} + \sigma_{b2}$ α, β は FEMにて決定
26	首都高速	 平面構造	日本電算(株)	3×3×2 = 18	有 (無)	有 (無)	有 (無)	$\circ (\frac{\sigma_a}{\sigma_a})^2 + (\frac{\tau_a}{\tau_a})^2 \leq 1.2$ $\sigma = \sigma_M + \sigma_N + \sigma_S$ $\tau =$ 隅角部のせん断力 $Ca = 0.45Ca$
27	阪神高速	 平面構造	東洋情報システム	3×3×2 = 18	有 (無) 一般断面比	有 (無)	有 (無)	$\circ (\frac{\sigma_a}{\sigma_a})^2 + (\frac{\tau_a}{\tau_a})^2 \leq 1.2$ $\sigma = \sigma_M + \sigma_N + \sigma_S$ $\tau =$ 隅角部のせん断力 + 面外せん断力 $Ca =$ 示現規定許容せん断力
28	名古屋高速	 平面構造 (割込ウェブあり)	不明	3×3×2 = 18	有 (無) 一般断面比	有 (無)	有 (無)	面内力に対する照査時 Ca は 0.45Ca とする。面外力に対する照査は次の通り \circ は面内力面外力に対して□○断面で計算($\sigma = \sigma_M$) \circ はせん断力理論による $\circ (\frac{\sigma_a}{\sigma_a})^2 + (\frac{\tau_a}{\tau_a})^2 \leq 1.2$ (地震時は1.0) Ca は示現規定せん断力 $\circ (\frac{\sigma_a}{\sigma_a})^2 + (\frac{\tau_a}{\tau_a})^2 \leq 1.0$ $\sigma = \sigma_S$ だけ $\tau =$ せん断力理論による(割込ウェブ) L.S. Beedle 法による(割込ウェブ) σ_a, τ_a : 示現規定許容応力度

隅角部。設計例「関ヶ原JCT」集計表

No.	適用基準	隅角部の種類及形状	使用JCT形式	抽出時の着目断面力数	面外力の評価	合成応力度の検討	FEM解析の実施	備考及特記事項
30	首都高速	平面		3x3x2 18	有(無)	有(無)	有(無)	隅角部内。集中荷重(反力)と分力による評価
31	首都高速	立体		3x6x2 36	有(無)	有(無)	有(無)	断面力と応力の置換。応力卓越下又と抽出。 (仮定断面使用) 隅角内。二軸応力部。留意
32	首都高速	平面	JIP (STEEL/PIER)	3x3x2 18 2x3x2 12	有(無)	有(無)	有(無)	局部座圧による応力低減が生じないようM&Nを設定
33		立体		せん断。根。不明	有(無)	有(無)	有(無)	フルデッキトラス。支策部
34	首都高速	立体	JIP		有(無)	有(無)	有(無)	主桁とIF剛結された場合
35	首都高速	立体	JIP	2x6x2 24 3x6x2 36	有(無)	有(無)	有(無)	モデル載荷下(想定)による同時載荷状態
36	首都高速	平面	JIP (STEEL/PIER)	3x3x2 18 2x3x2 12	有(無)	有(無)	有(無)	近接隅角。処理(モデル化の問題)
37	首都高速	平面			有(無)	有(無)	有(無)	隅角部。検討。等。試設計
38	各公社	平面			有(無)	有(無)	有(無)	現場溶接。釘付。拘束応力と評価
39	首都高速	立体			有(無)	有(無)	有(無)	フルトラス。終局耐力。釘付。照査実験済。2.3
40	首都高速	立体	JIP	3x6x2 36	有(無)	有(無)	有(無)	多セル1箱桁。全断面と梁部材との評価
41	首都高速	立体	自社	3x6x2 36	有(無)	有(無)	有(無)	モデル活荷重と作成。同時載荷状態による解析
42	阪神高速	立体	JIP	3x6x2 36	有(無)	有(無)	有(無)	主解析にはFEM(板曲げ層)を用いて。3.
					有(無)	有(無)	有(無)	
					有(無)	有(無)	有(無)	

FEMで面外方向のせん断をおくれている。
 4. 面外方向は要素49の法線方向の力