

コンクリートを充てんした鋼製角形柱の鋼板要素の一設計法

A DESIGN METHOD OF STEEL PLATE ELEMENTS IN CONCRETE FILLED SQUARE STEEL TUBULAR COLUMNS

中井 博*・北田俊行**・吉川 紀***

By Hiroshi NAKAI, Toshiyuki KITADA and Osamu YOSHIKAWA

In this paper, the ultimate strength of steel plate elements in the concrete filled square steel tubular columns is analyzed by using the F.E.M. based on the elasto-plastic and large displacement theory. It is found through numerous parametric analyses that the influence of restrictions due to the concrete core upon the boundary conditions concerning the in-plane displacement of the steel plate element along the unloaded edges is thought to be negligible in an ordinary composite column. Furthermore, it is difficult to prevent the local buckling of steel plate elements by the shear connectors, even when they are sufficiently welded on the plate elements and anchored into the concrete core. A tentative design method is proposed by adopting a simplified ultimate strength curve and a column model approach using an effective stiffener which consists of a plate element and a longitudinal stiffener for unstiffened and stiffened steel plate elements, respectively.

1. ま え が き

大都市の臨海工業地帯に計画されている湾岸道路網においては、船舶の安全航行のために高橋脚が必要となり、また市街地の高速道路の橋脚も用地上の厳しい制約を受け、ますます高層化・巨大化する傾向にある。この種の構造物では、一般に設計条件がかなり厳しく、そのため構造物の部材として大きな耐荷力とじん性を有する鋼管にコンクリートを充てんした柱（以下、合成柱という）が最近注目されるようになり、諸外国をはじめ、わが国でも種々検討されてきた。

それらの研究成果は、英国の BS 5400 Part 5¹⁾、ドイツの DIN 18806 Teil 1²⁾、わが国の鋼管コンクリート構造計算規準・同解説³⁾およびコンクリート充てん鋼管鉄塔施工研究報告⁴⁾等^{5),6)}としてまとめられている。わが国の合成柱に関する研究は、上記の文献にみられるように、これまで主として建築構造物、鉄塔や地下鉄の駅舎の柱^{5),6)}を対象として行われてきたが、土木の分野、特

に高速道路やモノレールの橋脚に適用さるべく種々の研究が最近になって着手され、金井・大塩らによる一連の耐荷力実験⁷⁾や中井・吉川らの研究も報告されている⁸⁾。

土木構造物では建築構造物と異なり、主に橋脚の柱部材に合成柱を利用することが考えられているため、柱断面が著しく大きく、その設計方法には未解決の問題が数多くある。その1つに、長方形断面を有する合成柱の外側の鋼板（無補剛鋼板と補剛鋼板を総称する）に対する座屈設計をいかに行うべきかという問題がある。前述の BS 5400、および、DIN 18806 の指針の場合、補剛材のない長方形断面柱に対しては、SS 41 相当の鋼板で幅厚比が約 50 以下であれば、鋼板は局部座屈しないものとみなして設計してよいとしているが、その理論的に明確な裏づけとなる資料は与えられていないようである。

合成柱の耐荷力を評価する際、これら外側鋼板の局部座屈の効果を考慮した研究としては、山田^{9)~11)}、松井・津田¹²⁾、および、富井・崎野^{13)~15)}の実験・理論的研究がある。山田らの理論的研究では、鋼管の局部座屈を考慮するために、あらかじめ鋼の応力-ひずみ曲線を、また松井・津田の研究では、局部座屈を考慮した塑性崩壊機構を仮定することにより、局部座屈が角形合成柱の終局強度に及ぼす影響について取り扱っている。富井・崎野の研究では、鋼板要素の幅厚比が大きくなると、終局

* 正会員 工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科
(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

** 正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科
(同上)

*** 正会員 工修 阪神高速道路公団大阪第一建設部設計課
長(〒559 大阪市住之江区北加賀屋 2-11-8)

状態後の載荷に対して、合成柱の耐荷能力が大きく減少することを実験的に明らかにしている。しかし、いずれの研究においても、外側鋼板の挙動をそれほど正確には取り扱っていない。また、主として建築構造物に用いられる比較的断面寸法の小さい合成柱を対象としており、本研究で目的としている断面構成とは相当に異なったものを対象としていいると考えられる。

本研究では有限要素法を用いた弾塑性有限変位解析¹⁶⁾により、①充てんコンクリートの拘束効果が鋼板要素の終局強度に及ぼす影響を明らかにするとともに、②鋼板に溶接したスタッドジベルによる鋼板の座屈防止の可能性の検討を行い、さらに、③合成柱の外側の無補剛鋼板および補剛鋼板の一設計法を提案する。ただし、今回の解析においては、充てんコンクリートは常に弾性域にとどまっており、鋼板の変形を拘束できるものと仮定し、鋼板と充てんコンクリートとの連成作用を分離して取り扱っている。充てんコンクリートが塑性化し、3軸応力状態となり、鋼板と連成して崩壊する場合については、今後の研究課題としたい。なお、ポアソン比によるコンクリートの膨張が鋼板の座屈強度に及ぼす効果は鋼板に仮定した初期たわみの範囲内で十分カバーできるものと考ええる。詳細については今後の問題としたい。

2. 無補剛鋼板の終局強度特性

(1) 解析モデル

無補剛鋼板より構成された合成柱では、通常の鋼製箱形断面柱と相異し図-1(a), および (b) に示すように、コンクリート充てん前後でそれぞれ異なった座屈波形が考えられる。すなわち、充てん前の鋼板要素は周辺単純支持の圧縮板として挙動し、同時に隅角部で直角を保持するため、図-1(a)のように鋼板は柱面内外に座屈する。ところが、充てんコンクリート硬化後は周辺でたわみ角も拘束され、しかも隅角部で直角を保持するため、図-1(b)のように柱面外のみ座屈する。そこで、コンクリートの充てん前については後述するとし、コンクリート硬化後の鋼板を図-2に示す周辺が固定支持された圧縮板にモデル化し、その終局強度特性を調べる。ただし、コンクリートと鋼板との間に作用する付着力は、無視できるものと仮定する。

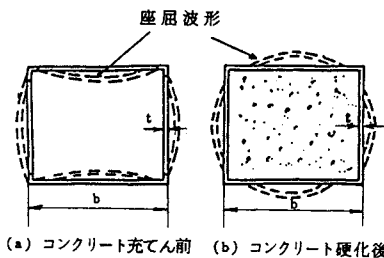


図-1 無補剛鋼板のコンクリート充てん前と硬化後との座屈波形の相違

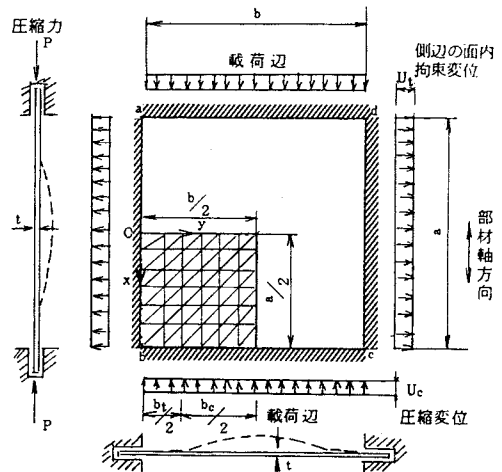


図-2 無補剛鋼板の解析モデルとメッシュ分割 (コンクリート硬化後)

縮板にモデル化し、その終局強度特性を調べる。ただし、コンクリートと鋼板との間に作用する付着力は、無視できるものと仮定する。

圧縮力 P は、図-2の載荷辺 \overline{ad} および \overline{bc} に一様相対圧縮変位 u_c を導入することにより与える。充てんコンクリート硬化後、鋼板の側辺 \overline{ab} および \overline{dc} における充てんコンクリートの面内拘束が鋼板の終局強度に及ぼす影響について調べるため、側辺の面内境界条件については以下の3ケースについて取り扱った。すなわち、①側辺の面内横変位を完全に解放する場合、②完全に拘束する場合、および、③軸方向の圧縮変位 u_c の1/2の引張変位 u_c を与える場合の3ケースである。最後のケースはコンクリートが塑性化し、そのポアソン比が $\mu_c = 0.5$ になった場合を想定したものである。

終局強度特性を調べるパラメトリック解析には、文献16)の弾塑性有限変位解析法を用いる。解析モデルの部材軸方向の長さ a は、周辺固定支持板の終局強度が最小になる長さにとるものとする。なお、解析モデルの対称性を利用して、図-2の左下の1/4部分のみを図示のようにメッシュ分割して解析した。

(2) 周辺が固定支持された圧縮板の終局強度特性

a) 初期不整 耐荷力解析を行うための残留応力

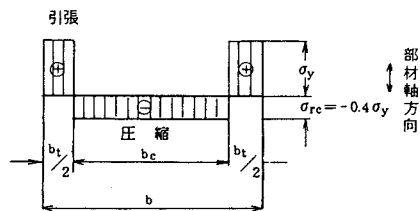


図-3 無補剛鋼板内の残留応力分布の仮定

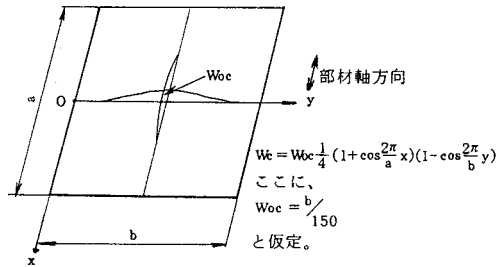


図-4 初期たわみの仮定

分布は、図-3に示すように仮定した。

この図で $\sigma_{rc} = -0.4\sigma_y$ なる圧縮残留応力度は、文献17)による補剛鋼板の板パネル部分に生じる最大値とした。一方、図-4は初期たわみを示す。図中、 $w_{0c} = b/150$ は、文献18)で決められている許容最大初期たわみ量である。降伏点 σ_y にはSS 41の公称値 2400 kgf/cm^2 (235.4 MPa) を用いた。ただし、無次元表示して整理し、他の鋼板に対しても適用できるように汎用性をもたせることにした。

b) 解析パラメーター 初期たわみと残留応力とを固定した場合、圧縮板の終局強度を支配するパラメーターとしてはアスペクト比 $\alpha (\alpha = a/b)$ 、幅厚比パラメーター $R_f (R_f = \sqrt{\sigma_y / \sigma_{crf}})$ 、および、側辺の面内境界条件がある。そこで、 α 、 R_f 、および、面内境界条件を種々変化させてパラメトリック解析を行った。

R_f の計算に必要な周辺固定支持圧縮板の弾性座屈応力度 σ_{crf} は、座屈波形を次式のように仮定すると、

$$w = w_c \frac{1}{4} \left(1 + \cos \frac{2\pi}{a} x \right) \left(1 - \cos \frac{2\pi}{b} y \right) \dots\dots\dots (1)$$

次式のように求められる。

$$\sigma_{crf} = k_f \frac{\pi^2 E}{12(1-\mu^2)} \left(\frac{t}{b} \right)^2 \dots\dots\dots (2)$$

ここに、座屈係数 k_f は、

$$k_f = 4(\alpha^2 + 1/\alpha^2 + 2/3) \dots\dots\dots (3)$$

で与えられる。そして、 $\alpha=1$ のときに k_f は最小となり、 $k_{fmin} = 32/3 \approx 10.67$ が得られる。この値を用い、板幅 $b = 84 \text{ cm}$ とし、パラメーター α と R_f に見合うように、板の長さ a と板厚 t を決めた。ちなみに、文献18)では圧縮板の座屈係数を $k=4$ (周辺単純支持と仮定) としているので、 R_f と文献18)で定める幅厚比パラメーター R_s との関係は次式で与えられる。

$$R_s = 1.633 R_f \dots\dots\dots (4)$$

c) 解析結果とその考察 まず、側辺の面内境界条件が鋼板の終局強度に及ぼす影響を調べるため、表-1に示す3種類の面内境界条件を有する4ケースの圧縮板について解析を行った。後の解析で明らかになるが(図-6参照)、終局応力度 $\bar{\sigma}_{max}$ がほぼ σ_y に等しくなる幅

表-1 解析条件 (ケース1-4)

ケース	1	2	3	4
解析条件				
残留圧縮圧力 $-\sigma_{rc}/\sigma_y$	0.4	0	0	0
側辺の面内変位拘束の状態	面内自由	面内自由	横方向変位拘束	縦方向の圧縮変位の1/2の横方向引張変位を与える

($a = 63 \text{ cm}$, $b = 84 \text{ cm}$, $t = 2.29 \text{ cm}$, $w_{0c}/t = 0.2445$)
 $(\sigma_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2 (235.4 \text{ MPa}))$

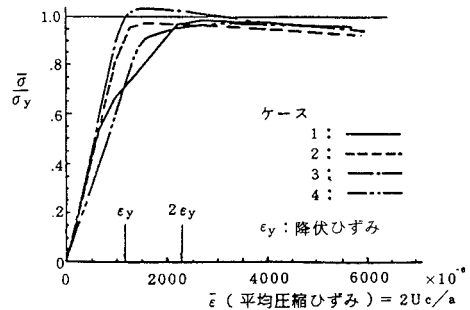


図-5 平均圧縮応力度と軸方向平均ひずみとの関係

厚比パラメーター、すなわち、 $R_f=0.4$ の圧縮板を対象とした解析結果を、図-5に示す。

この図のケース3のように、面内の横方向変位が完全に拘束されると、ポアソン比の関係で鋼板は横方向に圧縮力を受けることになる。このような板では、ミーゼスの降伏条件に従うと、見掛け上 σ_y が上昇することになり、鋼板の終局応力度は増加する。さらに、ケース3の場合、同じ平均圧縮応力レベルでは、他のケースに比べて、平均圧縮ひずみは減少する。それに対し、側辺を横方向に引張るケース4の場合には、見掛け上、降伏応力度が減少することになり、終局応力度は低下する。また、同じ平均圧縮応力レベルでの平均圧縮ひずみは増加し、見掛け上、剛性が低下することになる。

平均圧縮応力度と平均圧縮ひずみに関する前記の関係より、鋼のポアソン比が約 $\mu_s = 0.3$ 、コンクリートのポアソン比が約 $\mu_c = 1/6$ の弾性状態においては、ポアソン比の差により鋼板は横方向の圧縮応力を受けることになり、鋼板の荷重分担率は単純累加方式の場合(鉄筋コンクリートの計算法)より若干大きくなることが予想される。さらに、荷重が大きくなって、コンクリートのポアソン比が鋼のポアソン比より大きくなった場合、コンクリートは鋼板のフープ効果により3軸圧縮応力状態となり、コンクリート断面の荷重分担率がかなり大きくなることが予想される。また、この状態では、鋼板の降伏点は見掛け上低下することになり、鋼板自身の終局応力度は若干低下することになる。しかし、コンクリートの圧縮強度のばらつきが大きいことを考えると、その低下量は、それほど小さくなく、角形合成柱の場合には、実

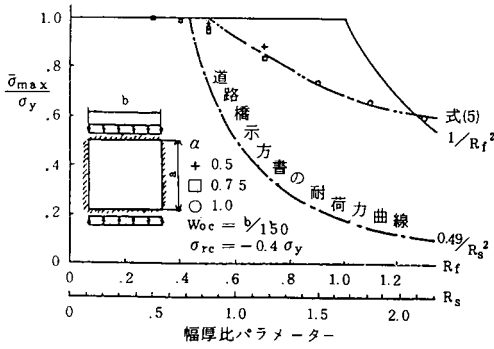


図-6 周辺固定支持板の極限応力度曲線

用上、面内境界条件の効果は無視してよいと考える。ちなみに、文献2)では、円形の合成柱に対しては、この効果を考慮して、鋼板の降伏点を低下させている。したがって、以下の解析においては、すべて、側辺の面内境界条件が自由の場合についてのみ取り扱うことにする。

次に、パラメーター R_f を 0.3~1.3、 α を 0.5, 0.75, 1.0 と変化させた場合の解析結果を図-6 に示す。この図より、 $R_f \leq 0.4$ で終局応力度 $\bar{\sigma}_{max}$ はほぼ降伏点 σ_y に等しくなることがわかる。 $R_f \leq 0.5$ の板では、 $\alpha = 0.75$ の板が最も小さな $\bar{\sigma}_{max}$ を与え、 $R_f \geq 0.7$ では弾性座屈応力度の場合と同様、 $\alpha = 1.0$ の板が最も小さな $\bar{\sigma}_{max}$ を与えることがわかった。

d) 終局強度特性とその推定公式 以上の結果をもとに、最小二乗法を用いると、以下の終局応力度曲線が導ける。

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_{max}/\sigma_y &= 1.0, (R_f \leq 0.5) \\ \bar{\sigma}_{max}/\sigma_y &= 0.433(R_f - 0.5)^2 - 0.831(R_f - 0.5) \\ &+ 1.0, (0.5 < R_f \leq 1.3) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (5)_{a,b}$$

ここに、

$$R_f = 0.323 \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \left(\frac{b}{t} \right) \dots\dots\dots (6)$$

である。なお、 $R_f = 0.5$ において、 $\bar{\sigma}_{max}$ は σ_y より 5% 程度低下していることが図-6 より明らかであるが、それにもかかわらず、式(5)で $R_f \leq 0.5$ のときに $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y = 1.0$ としたのは以下の理由による。①文献18)では、周辺が単純支持された圧縮板に対しては、 $R_s \leq 0.7$ では $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y = 1.0$ としている。しかし、初期たわみと残留応力を考慮した文献19)の弾塑性有限変位解析によると、 $R_s = 0.7$ では $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y = 0.821$ となり、 $\bar{\sigma}_{max}$ は 18% 程度 σ_y から低下すること。②同じく文献18)において、圧縮補剛板に対しては $R_s \leq 0.5$ のとき $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y = 1.0$ としている。しかし、文献20)の弾塑性有限変位解析によると、 $R_s = 0.5$ のとき、 $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y = 0.885$ となり、 $\bar{\sigma}_{max}$ は 11% 程度 σ_y から低下している。

表-2 コンクリート硬化後の $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y$ となる限界幅厚比および諸外国の基準との比較

計算値および諸基準	式(6)	BS 5400	DIN 18806
b/t の限界値	46 (28)	51	51

$$\sigma_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2 (235.4 \text{ MPa})$$

()内の値はコンクリート硬化前の限界幅厚比 b_1 (式(7)a)

このような現状を考慮して、本研究においては $R_f \leq 0.5$ では $\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y = 1.0$ と仮定した。

ところで、 $\sigma_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2 (235.4 \text{ MPa})$ とすると、式(6)より $R_f = 0.5$ のとき、 $b/t = 46$ となる。 $\bar{\sigma}_{max} = \sigma_y$ としてよい領域として、BS 5400, Part 5 では $t \leq b \sqrt{\sigma_y/3E}$ 、DIN 18806, Teil 1 では St 37 に対して $b/t \leq 51$ と与えている。これらを一覧表にすると、表-2のとおりとなる。

なお、以上の解析法をコンクリート硬化前の周辺が単純支持された圧縮板の場合に適用すると、次式の終局応力度曲線が得られる。

$$\left. \begin{aligned} \bar{\sigma}_{max}/\sigma_y &= 1.0, (R_s \leq 0.5) \\ \bar{\sigma}_{max}/\sigma_y &= 0.390(R_s - 0.5)^2 - 0.911(R_s - 0.5) \\ &+ 1, (0.5 < R_s \leq 1.0) \\ \bar{\sigma}_{max}/\sigma_y &= -0.146 R_s + 0.015/(R_s - 0.8) \\ &+ 0.713, (1.0 < R_s) \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots (7)_{a-c}$$

ここに、

$$R_s = 0.526 \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \left(\frac{b}{t} \right) \dots\dots\dots (8)$$

また、 $R_s = 0.5$ 、 $\sigma_y = 2400 \text{ kgf/cm}^2 (235.4 \text{ MPa})$ に対する限界幅厚比も表-2中に示した。

3. スタッドジベルによりたわみが拘束された圧縮板の挙動

鋼板にスタッドジベルを溶植した場合、充てんコンクリートが硬化後、スタッドジベルによって鋼板の座屈がどの程度防止できるか考察する。

検討を加えるにあたり、スタッドジベルによる鋼板の座屈防止の可能性について検討することが目的であるので、とりあえずジベルの弾性変形は無視し、充てんコンクリートの拘束により鋼板のたわみはスタッドジベル位置で完全に拘束されるものと仮定する。図-7に示すようなスタッドジベルを有する鋼板を対象とし、図-8に示すような解析モデルを考え、弾塑性有限変位解析¹⁶⁾を行った。

(1) 解析に用いた初期不整

解析に用いた残留応力分布は、図-9に示すとおりで

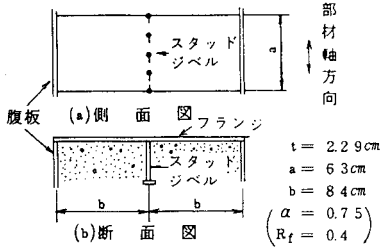


図-7 スタッドジベルを有する鋼板

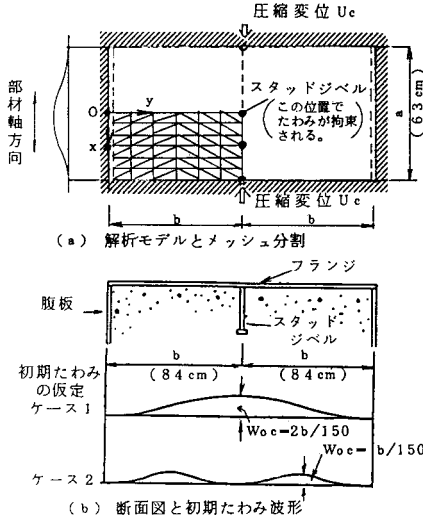


図-8 解析モデルのメッシュ分割と初期たわみ波形の仮定

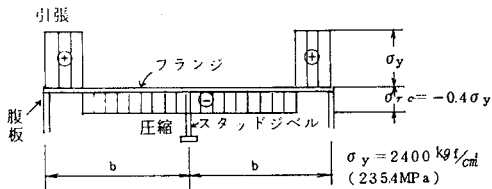


図-9 スタッドジベルを用いた鋼板内の残留応力分布の仮定

ある。

初期たわみは、図-8に示す2ケースとする。すなわち、ケース1は2パネルにわたる初期たわみ波形が存在する場合であり、ケース2はスタッドジベル位置で0となる場合で、それぞれ次式で波形が与えられるものとする。

ケース1の初期たわみ波形：

$$w = \frac{2b}{150} \frac{1}{4} \left(1 + \cos \frac{2\pi}{a} x\right) \left(1 - \cos \frac{\pi}{b} y\right) \dots\dots (9)$$

ケース2の初期たわみ波形：

$$w = \frac{b}{150} \frac{1}{4} \left(1 + \cos \frac{2\pi}{a} x\right) \left(1 - \cos \frac{2\pi}{b} y\right) \dots\dots (10)$$

(2) 解析パラメーター

上記2つの初期たわみ波形と図-10に示すような4

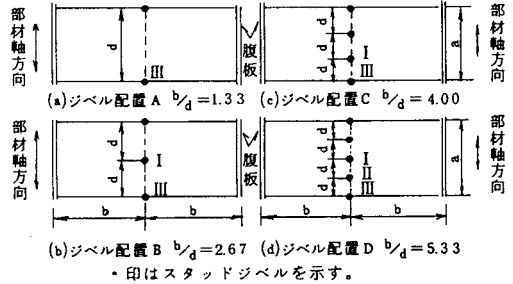


図-10 スタッドジベルの配置法 (a, bは図-7参照)

つのジベル配置とをパラメーターとし、終局強度を解析した。

(3) 解析結果とその考察

解析結果を、図-11~12に示す。ジベルの本数をジベル配置Dのように増やせば、終局応力度はスタッドジベル線に沿って固定支持された圧縮板の終局応力度にほぼ近くなることが図-11からわかる。ジベル配置Cの場合、ジベル本数を増したにもかかわらず、ジベル配置Bより若干終局応力度が下がっているのは、板の中央にジベルが存在していないためである。さらに、図-12からわかるように、ジベルに働く軸力はジベル配置Bの方がジベル配置Cより大きくなっている。

以上の図より、ケース1の初期たわみ波形を有する板

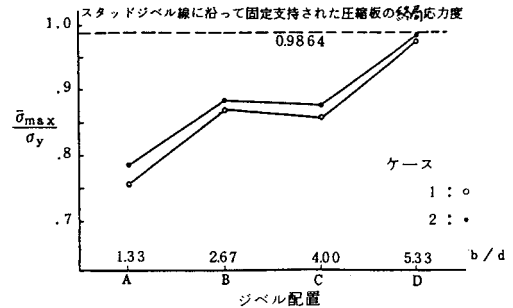


図-11 スタッドジベルの配置法と極限応力度との関係

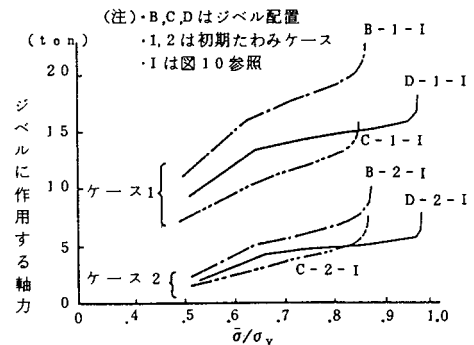


図-12 スタッドジベルに作用する軸力と平均圧縮応力度との関係

の方が、ケース2に比べて、終局応力度は若干低下し、ジベルに働く軸力は大幅に上回っていることがわかる。

ところで、ジベルには、図-12に示すような軸力が作用する。この軸力は、ジベルピッチをさらに小さくすれば、かなり小さくすることも可能である。しかし、文献22)によると、異形鉄筋とコンクリートの付着応力はかなり小さく、通常のジベルでは付着応力がかなり低い荷重レベルでなくなり、スタッドジベルは引き抜かれ、板のたわみを十分に拘束できなくなることが予想される。一方、ジベルを長くすることも考えられるが、施工性と経済性との両面から、座屈防止としてのジベルの利用の可能性は期待できないと考えられる。

4. 補剛鋼板の終局強度特性

(1) 充てんコンクリート硬化後の補剛鋼板の板パネルの挙動

縦補剛材がコンクリート中に十分にアンカーされていれば、図-13に示すように、縦補剛材間の板パネルのみに局部座屈が発生する。その場合には、縦補剛材間の板パネルも周辺固定支持板であると考え、2.の無補剛鋼板と同様に設計することができる。縦補剛材には、この場合、以下に述べるような力が作用する。すなわち、縦補剛材に隣接する板パネルが充てんコンクリートの拘

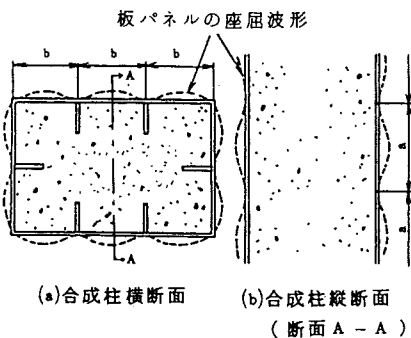


図-13 補剛鋼板の板パネルの座屈波形

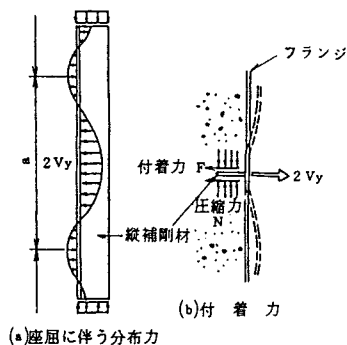


図-14 補剛材に作用する力

束を受け、合成柱の外側に座屈したとすると、図-14に示すように、この板パネルの座屈に起因する分布力 $2V_y$ が縦補剛材に作用することになる。この分布力 $2V_y$ は縦補剛材の曲げ抵抗とコンクリートと縦補剛材間との付着力 F で受け持たせる必要がある。補剛材がコンクリート中に十分アンカーされていれば終局状態付近ではコンクリートは3軸圧縮応力状態になっていると考えられ、このような状態では付着力の増大が期待できるのではないと思われる。しかしながら、この点については、今後、実験的な研究を通じて十分に検討を加える必要があると思われる。

(2) 充てんコンクリート硬化後の補剛鋼板の終局強度の簡易計算法

コンクリートの付着力を考慮することはかなり難しいので、現段階では安全側の見地から、付着力を無視した以下に示す設計法を考察する。また、ここでは縦補剛材間の板パネルの幅厚比パラメーター R_f が0.5以下 ($\bar{\sigma}_{max}/\sigma_y=1.0$) の場合のみを対象とする。

ダイヤフラム間の縦補剛板パネルの座屈波形は図-15のようになり、補剛板パネルはダイヤフラム位置で固定支持に近いと考えられる。さらに、板パネルの $\bar{\sigma}_{max}$ はほぼ σ_y に達することを考慮すると、補剛板パネルの解析モデルとしては、有効幅を縦補剛材間隔 b に等しく取り、有効座屈長 L_e をダイヤフラム間隔 L の半分に

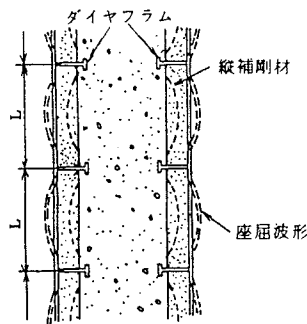


図-15 ダイヤフラム間の補剛板パネルの座屈波形

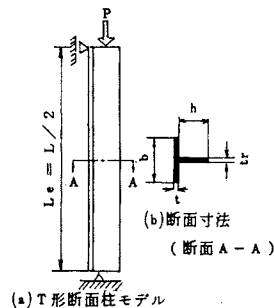
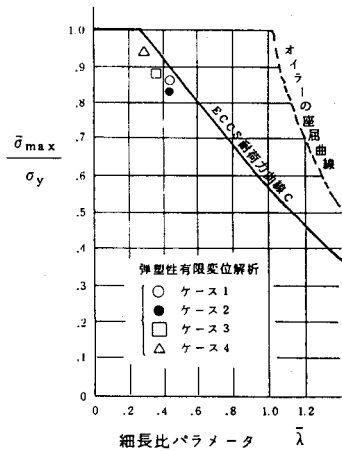
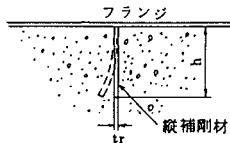


図-16 T形断面柱モデルとその断面



図一17 ECCSの耐荷力曲線Cと弾塑性有限変位解析結果との比較



図一18 縦補剛材の局部座屈

取った図一16に示すT形断面柱で近似することができる。このようなT形断面柱の耐荷力は、図一17に示すECCS²¹⁾の耐荷力曲線cを用いて求めることができる。図中のパラメーター $\bar{\lambda}$ は、次式で与えられる細長比パラメーターである。

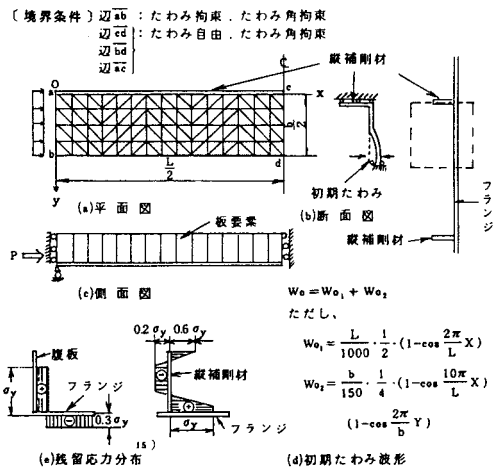
$$\bar{\lambda} = \sqrt{\frac{\sigma_y}{\sigma_{cr}}} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{L_e}{r} \dots\dots\dots (11)$$

ここに、 L_e :有効座屈長、 r :回転半径

また、縦補剛材は図一18に示すようにコンクリートによってその局部座屈が拘束されるので、設計に際し突出幅厚比 h/t_r の制限を相当に緩和することができる。このように h/t_r の大きい断面を使用して補剛材の断面二次モーメントを大きくするとともに、 h を大きくすることにより、コンクリートとの大きな付着力を期待することができるものと考えられる。

(3) 簡易計算法の検討

上述の柱モデル・アプローチの妥当性を確かめるために、図一19に示す解析モデルについて、有限要素法を用いた弾塑性有限変位解析を行った。その際、表一3に示す4つの補剛板モデルを対象として解析した。これら補剛板モデルに共通するパラメーターは、補剛板幅 $\frac{b}{2} = 27.5$ cm、縦補剛材本数 $n_s = 4$ 、補剛材間の板パネルの幅厚比パラメーター $R_f = 0.5$ ($R_o = 0.815$)、板パネル板厚 $t = 1.2$ cm、補剛板材料の降伏点 $\sigma_y = 2400$ kgf/cm² (235.4 MPa)、および、縦補剛材の突出幅厚



図一19 補剛鋼板の弾塑性有限変位解析のためのモデル

表一3 補剛鋼板の解析モデルの断面諸元および解析結果

ケース	1	2	3	4
b (cm)	55.0	55.0	55.0	55.0
t (cm)	1.2	1.2	1.2	1.2
h (cm)	15.6	14.1	15.6	15.6
t _r (cm)	0.975	0.881	0.975	0.975
L _e (cm)	150.0	125.0	125.0	100.0
I/I _{req}	1.01	1.00	1.45	2.25
I (cm ⁴)	1,180.7	815.3	1,180.7	1,180.7
r (cm)	3.81	3.23	3.81	3.81
$\bar{\lambda}$	0.423	0.417	0.353	0.282
解析結果 σ_{max}/σ_y	0.851	0.841	0.893	0.929
E.C.C.S.** σ_{max}/σ_y	0.889	0.889	0.929	0.961

注)・弾塑性有限変位解析結果

.. ECCSの耐荷力曲線Cによる結果

比 $h/t_r = 16$ 、である。

また、表中、 r_t は縦補剛材比、 $r_{t,req}$ は文献18)で定められた r_t の必要最小値、 I は有効補剛材($b \times t$ の板パネルと1本の縦補剛材と考える)の断面二次モーメントである。

ダイヤフラム間隔 L を300 cm、250 cmと変化させて、 $r_t = r_{t,req}$ になるように縦補剛材を設計したのが、同表のケース1とケース2との補剛板モデルである。そして、両補剛板の有効補剛材の細長比パラメーター $\bar{\lambda}$ はほぼ等しくなっていることがわかる。一方、 $\bar{\lambda}$ を変化させるため、ケース1の補剛板と同じ断面を用い、長さ L を250 cm、200 cmと変化させたのがケース3とケース4との補剛板である。

これら弾塑性有限変位解析による終局応力度のほか、ECCSの耐荷力曲線Cを用いた柱モデル・アプローチによる計算値を表一3中に示した。また、両者を比較し図一17にプロットした。これらの図表から、柱モデル・アプローチによる結果は、弾塑性有限変位解析による結

果とよく一致しており，ここで提案した柱モデル・アプローチによる簡易計算法が妥当なものであることがわかる。

(4) 充てんコンクリート打設前および硬化前の補剛鋼板の挙動

合成柱においては，幅厚比 b/t や h/t_r の大きい補剛板および縦補剛材を用いて設計される関係上，コンクリート充てん前あるいは，まだコンクリートが固まらない状態の架設途上においては，図-20に示すように，補剛板の全体座屈，板パネルおよび補剛材の局部座屈の3者の連成を考慮した終局強度を求め，それに基づいて設計強度を定める必要がある。ただし，上部構造の死荷重を合成断面で受け持つような合成柱の場合には，架設時に鋼板に作用する応力レベルは，それほど高くないと考えられる。したがって，かなり安全側であってもできるだけ簡便な耐力力の近似式を作成することが望ましいと考えられ，たとえば道路橋示方書の方法¹⁸⁾などを用いることができる。

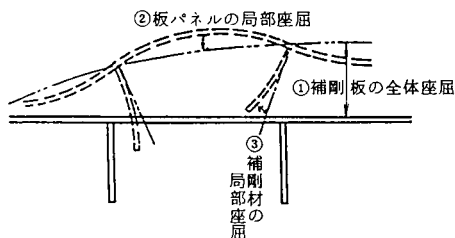


図-20 コンクリートの拘束を受けない補剛鋼板の連成座屈

上部構造の死荷重を合成柱で受け持つか，あるいは，鋼断面のみで受け持つかで，鋼板断面寸法が若干異なってくることも予想される。

5. まとめ

本論文は，コンクリートを充てんした角形断面柱の外側の鋼板の設計法について，有限要素法を用いた弾塑性有限変位解析を行って種々検討を加えたものである。これらの結果を要約すると，以下のようである。

(1) 周辺が固定支持された幅 b ，板厚 t の圧縮板に $b/150$ の初期たわみと降伏点 σ_y の40%の圧縮残留応力度とが存在する場合の終局応力度 $\bar{\sigma}_{max}$ を求める終局応力度曲線を提案した。そして，コンクリート充てん後の無補剛鋼板の終局応力度は，この曲線を用いて求めることができることを示した。

(2) 初期たわみ $b/150$ と $0.4\sigma_y$ との圧縮残留応力度を有する周辺が単純支持された圧縮板の終局応力度曲線も提案した。この曲線により，合成前の無補剛鋼板の終局応力度を求めることができる。

(3) 鋼板の圧縮軸方向の中央線に適当な間隔でスタッドジベルを設けた場合，スタッドジベルが完全にコンクリートにアンカーされるならば，この鋼板の終局強度はスタッドジベル線で固定された鋼板の終局強度まで高まる。しかし，終局状態では，スタッドジベルに作用する引張力は著しく大きく，コンクリートの付着力のみでジベルを完全にアンカーすることは不可能であることがわかった。

(4) 角形合成柱の場合，充てんコンクリートによる鋼板側面の面内変位拘束が鋼板の終局強度に及ぼす影響は小さく，無視してよい。

(5) 補剛材間の板パネルは充てんコンクリートの拘束により内側にたわむことができず，その座屈波形は周辺固定支持板の座屈波形に類似し，板パネルの局部座屈強度が上昇する。

(6) 補剛板パネルにおいても，ダイヤフラム位置で固定支持となる座屈波形が発生し，有効座屈長がダイヤフラム間隔の半分にとれる。

(7) 合成柱の補剛鋼板の終局応力度については，柱モデル・アプローチによる簡易計算法を提案した。

(8) 補剛材の局部座屈が充てんコンクリートにより拘束され，突出幅厚比 h/t_r の大きい補剛材が使用できる。したがって，板厚 t_r を薄くし，突出幅 h を大きくすることにより，座屈に対して必要な断面二次モーメントを確保し，しかも鋼材を節約した設計が可能となる。さらに， h が大きくなることにより，コンクリートとの大きな付着力も期待できる。

(9) 上部構造の死荷重を合成断面で受け持つ合成柱においては，合成前の補剛鋼板の設計は道路橋示方書に従って設計することができる。

(10) 他方，上部構造の死荷重を鋼断面のみで受け持つ合成柱の合成前の補剛鋼板に関しては，補剛板の全体座屈，補剛材間の板パネルおよび補剛材の局部座屈の3者の連成を考慮した終局応力度を求め，それに基づいた設計法を開発する必要がある。

謝 辞：本研究に対して，文部省科学研究費の補助を受けたこと，さらに，当時，大阪市立大学学生 梶川晴近氏（現・鳥取県庁）のご協力を得たことを付記する。

参 考 文 献

- 1) British Standards Institution, BS 5400, Part 5, March 1980.
- 2) DIN 18806, Teil 1, Tragfähigkeit von Verbundstützen, Berechnung und Bemessung, Sept. 1981.
- 3) 日本建築学会：鋼管コンクリート構造計算規準・同解説，第2版，昭和55年2月。
- 4) 送電線建設技術研究会：コンクリート充てん鋼管鉄塔施

- 工研究報告書(改訂版), 電気書院, 1973年6月.
- 5) 網本克己: 鋼管とコンクリートの合成柱について, 土木学会誌, 46-8, 昭和36年8月.
 - 6) 渡辺 健・阿部一彦・斉藤政義・田川健吾: コンクリート充てん鋼管の圧縮実験, 土木学会誌, 51-10, 1966年10月.
 - 7) 金井道夫・大塩俊夫: 鋼-コンクリート合成鋼管について, 土木技術資料, 23-9, 1981年9月, 佐伯彰一・金井道夫: コンクリートを充てんした鋼製脚, 道路, 1982年12月.
 - 8) 中井 博・吉川 紀: コンクリートを充てんした鋼製橋脚の耐荷性に関する実験的研究, 土木学会論文集, 第344号/I-1, pp.129~138, 1984年4月.
 - 9) 山田 稔・河村 広・岡本 明: 軸圧をうける各種角形鋼管コンクリート部材の弾塑性曲げ変形並びに崩壊性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.2121~2122, 昭和56年9月.
 - 10) 山田 稔・河村 広・菅野尚教: 軸圧をうける角形コンクリート部材の弾塑性曲げ変形性状に関する研究, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.2129~2130, 昭和56年9月.
 - 11) 山田 稔・河村 広・塩谷弘治: 軸圧をうける角形鋼管コンクリート部材の弾塑性曲げ変形性状に関する研究(Ⅱ. 一方向曲げ, 幅厚比の影響), 日本建築学会近畿支部研究報告書, pp.73~76, 昭和51年6月.
 - 12) 松井千秋・津田恵吾: 充填コンクリートの効果を考慮した角形鋼管の幅厚比制限について, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.2125~2126, 昭和56年9月.
 - 13) Tomii, M. and Sakino, K. : Experimental Studies on the Ultimate Moment of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns, 日本建築学会論文報告集, 第275号, pp.55~65, 昭和54年1月.
 - 14) Tomii, M. and Sakino, K. : Elasto-Plastic Behavior of Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns, 日本建築学会論文報告書, 第280号, pp.111~122, 昭和54年6月.
 - 15) Tomii, M. and Sakino, K. : Experimental Studies on Concrete Filled Square Steel Tubular Beam-Columns Subjected to Monotonic Shearing Force and Constant Axial Force, 日本建築学会論文報告集, 第281号, pp.81~92, 昭和54年7月.
 - 16) 小松定夫・北田俊行・宮崎清司: 残留応力および初期たわみを有する圧縮板の弾塑性解析, 土木学会論文報告集, 第244号, pp.1~14, 1975年12月.
 - 17) 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, 1979年9月.
 - 18) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説(Ⅰ共通編, Ⅱ鋼橋編), 昭和55年2月.
 - 19) 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.
 - 20) Komatsu, S. and Nara, S. : Statical Study on Steel Plate Members, The Journal of Structural Engineering, Vol.109, No.4, pp.977~992, April, 1983.
 - 21) E. C. C. S. : European Recommendations for Steel Construction, The Construction Press, 1978.
 - 22) 土木学会: コンクリート標準示方書解説, 昭和55年版, p.90, 表6.

(1984.7.6・受付)