

立体トラス型ジベルを有する合成桁圧縮フランジの 架設時における座屈強度

Buckling Strength of Compressive Flange with Truss-Shaped Shear Connectors
of Composite Girder Bridge under Construction

太田俊昭*・山口栄輝**・日野伸一***

By Toshiaki OHTA, Eiki YAMAGUCHI and Shin-ichi HINO

A steel-concrete composite slab consisting of concrete and a bottom steel plate may be applied to a composite girder bridge. One of the problems then encountered is the buckling of the bottom plate during the construction period. However, in the case of a composite slab with truss-shaped shear connectors (TSC), the buckling strength of the bottom plate is expected to be large since TSC serve as stiffeners.

In the present research, the buckling strength of the steel plate with TSC is investigated. To this end, experiments have been conducted, using rather large steel plates. Analytical study has been also performed, and the evaluation method is proposed. The present study shows that the proposed method yields the results in good agreement with the experimental data, and the effect of TSC on the buckling strength is clarified.

1. まえがき

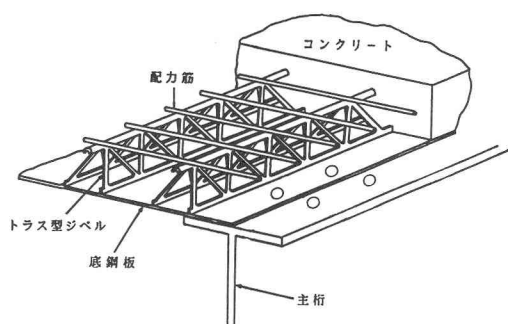
型枠と引張材を兼ねる鋼板上にコンクリートを打設し両者を一体化した合成版部材は、優れた力学特性を持つだけでなく、施工性においても利点を有するため、近年活発に研究開発や実用化が進められている。ピラミッド状のジベルを介して鋼板とコンクリートを合成した立体トラス型ジベル(TSC)を有する合成版もこうした合成構造の一つであり、著者らは一連の研究によりその力学性状を明らかにしてきた^{1)~4)}。

こうした合成版部材は単に床版としてではなく、合成桁橋の主桁圧縮フランジの一部として活用することにより合理的であると考えられる。しかしその際には、架設中に圧縮フランジとなる底鋼板の座屈に対する検討が必要となり、多くの補剛材が底鋼板に取り付けられることも少なくない。これに対し、図-1のようにTSC合成版を合成桁橋の床版かつ主桁圧縮フランジとして用いた場合、立体トラス構造のジベルが完成系における鋼板・コンクリート接合面のずれ止め機能だけでなく、架設時の圧縮フランジに対する補剛材の

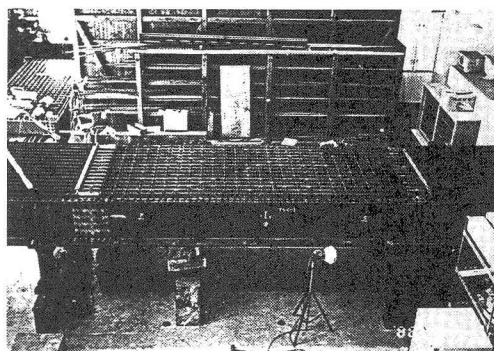
* 工博 九州大学教授 工学部土木工学科 (〒812 福岡市東区箱崎6-10-1)

** Ph.D. 東京大学講師 工学部土木工学科 (〒113 東京都文京区本郷7-3-1)

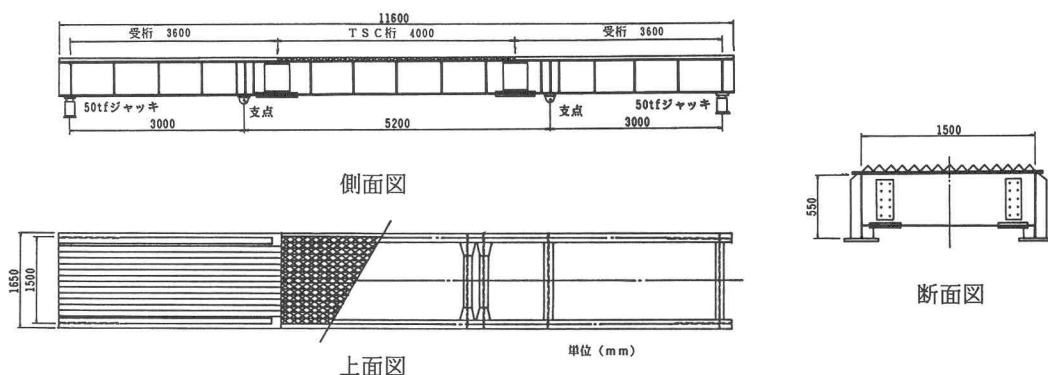
*** 工博 九州大学助教授 工学部土木工学科 (〒812 福岡市東区箱崎6-10-1)



図－１ T S Cをもつ合成桁橋



写真－１ 実験装置



図－２ 実験桁の形状寸法

役割をも果たすため、かなりの座屈強度が期待でき、補剛材の省略、ひいては建設コストの低減も可能であると思われる。しかし、ジベルを補剛材として設計上評価することは、現行の道路橋示方書⁵⁾の規定に該当しないため、その適用にあたってはT S Cの補剛効果を理論的に解明するとともに、実験的に安全性を照査する必要がある。

そこで、本論文では、実橋のおよそ 1/2 スケールのT S C板（T S Cを有する鋼板）を鋼桁に高力ボルトで接合した実験桁を製作して載荷実験を行い、T S C板の座屈強度を解明するとともに、その耐力の算定法を提示し、T S Cの補剛効果について実験的・解析的に考察した結果を報告する。

2. T S C板の座屈実験

(1) 実験桁および載荷装置

図－２に実験桁と載荷装置を示す。実験桁は、両側の受桁とその中間部に位置するT S C桁の3つの部分より構成されている。T S C桁の上フランジ部にはT S C板の供試体が、受桁の上フランジ部にはリブ付デッキプレートが組み込まれている。供試体の縮尺率を大きくすると、残留応力、初期たわみの影響が実際の場合と異なる可能性がある。しかし実験室のスペースにも限りがあり、実験桁の大きさにも自ずから制限が加わる。図－２に示す寸法は、こうした様々な要因を考慮の上決定されたものであり、結局、実橋で用いるT S C板の約 1/2 の供試体の載荷実験を行うこととした（写真－１）。

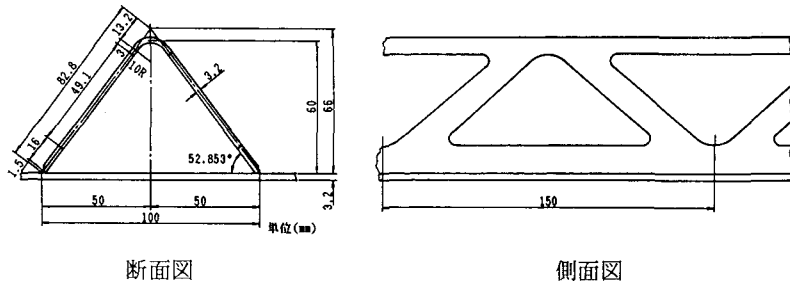


図-3 TSCの形状寸法

この実験装置は、端部から 3 m の位置に設けられた単純支持形式の支点で支えられた張出梁構造となっている。荷重は両端に 2 基ずつ据え付けられた油圧ジャッキ（最大能力 50 tf）を用いて行い、端部を押し上げることで TSC 板供試体を圧縮する方式をとっている。

(2) 供試体

TSC 板供試体としては、板厚 3.2 mm、幅（主桁間隔）1.5 m、長さ 3.0 m（縦横比 2.0）のタイプⅠ、および長さ 2.4 m（縦横比 1.6）のタイプⅡの 2 種類、各タイプにつき 2 体ずつ、計 4 体を製作した。各供試体には、図-3 に示すような鋼板打ち抜き型の TSC が 7 列配置されている。TSC 板および受桁のデッキプレートは SS41、その他は SM50Y で製作され、TSC 板供試体は高力ボルトで TSC 桁に取り付けられた。TSC 板供試体は、鋼板にジベルを溶接後、板のひずみを矯正するためひずみ取りを行ったが、厚さ 3.2 mm の薄板ということもあり、最終的な長さ方向の初期不整は板長の 1/340～1/530 程度であった。これは、道示における鋼床版デッキプレートの許容誤差 1/150 を満足する結果である。ちなみに、実橋での精度管理としては、主桁との取合いを考慮して圧縮板としての 1/1000 を目標としている。なお、残留応力については測定しなかった。

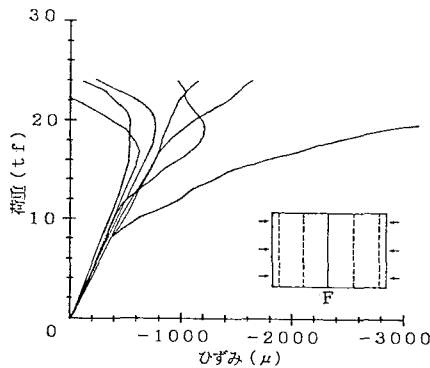
(3) 荷重方法

荷重実験は、油圧ジャッキに取り付けたロードセルによる荷重制御方式で行った。本実験では、両端のジャッキ圧が等しくなるよう対称に荷重し、支点間に純曲げ区間を発生させ、TSC 桁の上フランジに組み込んだ TSC 板供試体に圧縮力を作用させた。

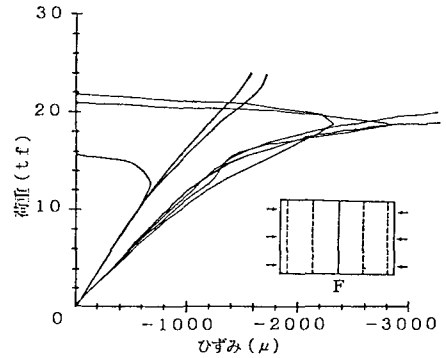
ところで、実験桁の張出し部（支点の外側）は全長の約 1/4 であり、鋼重の影響により TSC 板には 11～18 kgf/cm² の引張応力が生じる。これらの応力はそれほど大きなものではないが、引張応力を無視すると、座屈実験において実際より大きな耐荷力が得られるため好ましくない。このため、本実験では各ジャッキの荷重が 0.2 tf の場合を“初期状態”とした。この初期状態においては、鋼重により生じる TSC 板上縁の応力が、最大引張応力で 1.3 kgf/cm²、最大圧縮応力で -6.3 kgf/cm² となるため、鋼重の影響は十分小さく、無視できるものと判断した。

(4) 実験結果

図-4 に典型的な実験結果を示す。これはタイプⅡの F ラインに沿った鋼板および上弦材の、橋軸方向の荷重-ひずみ曲線を表している（本論文においては、1 基当たりのジャッキ荷重を荷重と称する）。図中に示すように、F ラインは供試体中央の橋軸直角方向のラインのことであり、図-4 はこの F ラインに沿って張り付けた 7 枚のひずみゲージにより測定した実験結果を示すものである。



(a) 鋼板-Fライン



(b) 上弦材-Fライン

図-4 荷重-ひずみ曲線 (タイプII)

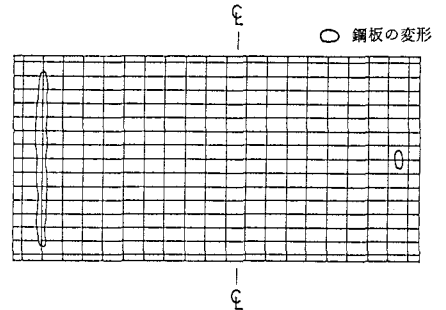
表-1 TSC板の耐荷力 (実験値)

(単位: tf)

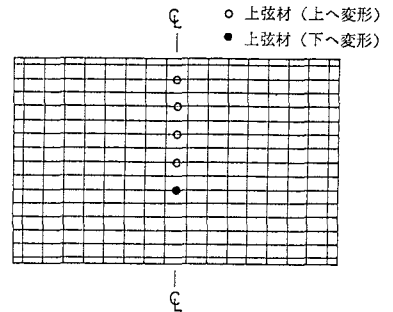
供試体	No.1	No.2	座屈状況
タイプI	17	16	載荷辺近傍の鋼板の座屈
タイプII	15	16	中央部の上弦材の座屈

図-4からもわかるように、8~10 tf 程度までは線形の荷重-ひずみ応答が得られる。しかし荷重が増加するにつれ、荷重-ひずみ曲線に非線形性が現れ、16 tf 付近において、ひじょうに多くの測定箇所ではひずみが急速に増加し始めるか、あるいはひずみが戻り始める現象が見られる。この値より小さな荷重でこうした現象が生じる箇所もあるが、それらは局所的な挙動にすぎない。このため、本研究では 16 tf をこの供試体の耐荷力とした。ここで言う耐荷力は供試体の崩壊を意味しているわけではなく、通常の耐荷力の定義とは必ずしも一致しないが、架設中に大きな変形を生じ、完成時に多くの初期不整を残すのは好ましくないとの判断からこのように定めた。実験結果は表-1にまとめているが、耐荷力に関する限りタイプI、IIの間に大きな差は見られなかった。

荷重-ひずみ曲線は板のいたるところで大きな非線形性を示しているが、除荷後、最も大きな変形はタイプIの場合、載荷辺近くの鋼板で認められた。図-4(b)に示したFラインの上弦材のひずみは、他の箇所のひずみに比べてかなり大きなものであり、実際、タイプIIの供試体ではこの箇所において明確な上弦材の座屈現象が観察された。図-5に、座屈現象が発生した箇所を示している。これは各タイプ1体目の供試体におけるものであるが、2体目の供試体でも同様の箇所に座屈現象が観察された。このように、耐荷力に関してはタイプI、IIの間にあまり差は見られないものの、座屈モードの点では2つのタイプの間に顕著な差が認められた。



(a) タイプI



(b) タイプII

図-5 座屈現象発生箇所

3. TSC板の座屈強度の算定

(1) 鋼板の座屈強度

補剛板の座屈に関してはすでに多くの研究がなされており、Timoshenko のエネルギー法などによりその座屈強度は求められている⁸⁾。こうした補剛板の解析手法をTSC板の座屈解析に適用するには、TSCの斜材部の取り扱いが問題となる。この点に関しては、平面トラスの有限変位解析を行うことにより検討を加えた⁷⁾。紙面の都合上、結果の詳述については割愛するが、そ



図-6 理想化されたTSC板の断面

の結論に従えば、TSC板の耐荷力を求める際には、TSCの斜材を無視し、上弦材と下弦材による補剛効果のみを考慮に入ればよいことになる。さらに、鋼板と上弦材の距離は常に一定に保たれると仮定できるため、TSC板の橋軸直角方向断面は、結局、図-6のように理想化して取り扱うことが可能となる。

この仮定に基づき、さらに半波長の正弦関数で定義されたたわみ曲面を仮定すれば、Timoshenko のエネルギー法により四辺単純支持されたTSC板の座屈係数 k が次のように求められる。

$$k = \frac{(1+\alpha^2)^2 + 2\sum \gamma_i \sin^2(\pi b_i/b)}{\alpha^2 \{1 + 2\sum \delta_i \sin^2(\pi b_i/b)\}} \quad (1)$$

ここで $\alpha (=a/b)$ は板の縦横比、 $\gamma_i (=EI_i/bD)$ は曲げ剛性比、 $\delta_i (=A_i/bt)$ は面積比、 b_i は橋軸に平行な境界辺からの距離を表し、添字の i は変数が i 番目の上弦材(下弦材)に対応することを示している。なお、 a は板の橋軸方向の長さ、 b は橋軸直角方向の長さ、 E はヤング率、 I_i は鋼板の表面まわりに計算した上弦材(下弦材)の断面2次モーメント、 D は鋼板の曲げ剛度、 A_i は上弦材(下弦材)の断面積、 t は鋼板の厚さである。またこの k は

$$\alpha_1 = \{1 + 2\sum \gamma_i \sin^2(\pi b_i/b)\}^{1/4} \quad (2)$$

で最小値をとるので、式(1)の適用範囲は $\alpha \leq \alpha_1$ である。

ここで得られた k は全体座屈モードに対応するものであり、下弦材間の局部座屈に対応した k は次式で与えられる⁸⁾。

$$k = 4n^2 \quad (3)$$

ここに、 n は下弦材で区切られた区間数である。式(1)、(3)による2つの k のうち、小さい方の値が座屈応力を求める際には重要となる。

合成桁橋の架設時における圧縮フランジ鋼板の支持条件は、通常、安全性を考え四辺単純支持が仮定されるため、以上ではこの境界条件での座屈係数を考えた。しかしながら、実験供試体は高力ボルトで主桁に添接されており、実際の境界辺にはかなりの拘束力が生じているものと思われる。このため、次に四辺固定支持されたTSC板の座屈強度を考える。

基本的には四辺単純支持板と同じ解析方法で座屈応力を求めるが、固定支持の場合には、たわみ曲面として境界辺上でたわみだけでなく、たわみ角もゼロになるものを用いる必要がある。簡単のために、ここでは一波長の余弦関数でたわみを仮定する。このたわみ曲面は単純なものではあるが、例えば正方形の無補剛板の場合、その近似解は厳密解⁹⁾より6%程度大きくなるだけであり、実用的には十分であると思われる。こうして求めた四辺固定支持TSC板の座屈係数は次式で表わされる。

$$k = \frac{4[3 + 2\alpha^2 + 3\alpha^4 + 2\sum \gamma_i \{1 - \cos(2\pi b_i/b)\}^2]}{\alpha^2 [3 + 2\sum \delta_i \{1 - \cos(2\pi b_i/b)\}^2]} \quad (4)$$

この k は

$$\alpha_2 = [1 + (2/3)\sum \gamma_i \{1 - \cos(2\pi b_i/b)\}^2]^{1/4} \quad (5)$$

で最小となるので、式(4)の適用範囲は $\alpha \leq \alpha_2$ と考えられる。

座屈強度の理論解は、通常、降伏応力 σ_Y を用いて無次元化され、次のように表される。

$$\frac{\sigma_{CR}}{\sigma_Y} = 1.0 \quad (R \leq 1.0) \quad (6)$$

$$\frac{\sigma_{CR}}{\sigma_Y} = \frac{1}{R^2} \quad (1.0 < R)$$

ここに

$$R = \frac{b}{t} \left[\frac{\sigma_Y}{E} \frac{12(1-\nu^2)}{\pi^2 k} \right]^{1/2} \quad (7)$$

であり、 ν はポアソン比を表している。しかし、式(6)はあくまで理想的な板を対象にした耐荷力であり、実際には初期不整、残留応力等の影響により、これより小さな応力で崩壊する。このため、道示⁵⁾では無補剛板、補剛板の基準耐荷力として式(6)のオイラー座屈応力に比べかなり小さな値を提示している。

図-7に道示⁵⁾に定める2つの基準耐荷力曲線を示しているが、これらの曲線間にそれほど大きな差はない。したがって、TSC板の基準耐荷力曲線は未だ明らかではないものの、これら2つの耐荷力曲線と大きく異なるとは考えられない。そこで、本研究では、安全側の値を示す補剛板の基準耐荷力曲線を用いてTSC板の基準耐荷力が求められると仮定する。

(2) 上弦材の座屈強度

TSC板においては鋼板部だけでなく、上弦材が局部的に座屈する現象も考慮に入れる必要がある。理想的なTSC板に圧縮力が作用する場合、すべての上弦材に同じ大きさの圧縮応力がかかると考えてよい。しかしながら、現実のTSC板に外力として圧縮力のみが作用しても、初期不整の影響により座屈荷重に達する前から板にはたわみが生じ、二次的な曲げ応力が付加され、上弦材の局部座屈に無視できない影響を与えるものと思われる。ここでは、まず板の弾性有限変位解析を行うことにより、上弦材に作用する圧縮応力について検討を加える。

本有限変位解析では図-8に示す degenerate 板要素を用い、全ラグランジェの手法による解析を行う¹⁰⁾。上弦材の補剛効果は、TSC板を直交異方性板として取り扱うことにより考慮に入れるが、このために用いた応力-ひずみ関係は次の通りである。

$$\begin{Bmatrix} S_{11} \\ S_{22} \\ S_{12} \end{Bmatrix} = \begin{bmatrix} \frac{E}{1-\nu^2} + \frac{24}{bh^3} \sum l_i \sin^2 \frac{\pi b_i}{b} & \frac{\nu E}{1-\nu^2} & 0 \\ \frac{\nu E}{1-\nu^2} & \frac{E}{1-\nu^2} & 0 \\ 0 & 0 & G \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} E_{11} \\ E_{22} \\ 2E_{12} \end{Bmatrix} \quad (8)$$

ここに、 S_{ij} は第2種 Piola-Kirchhoff 応力テンソル、 E_{ij} はグリーンのひずみテンソルである。なお、この構成則は、文献6)に示す、縦リブを有する補剛板を直交異方性板に置き換えた場合の曲げ剛度を与えるものとなっている。

実験に用いた2タイプのTSC板を取り上げ解析を行った。その際には、対称性を利用し、板の1/4を50要素、132節点でモデル化した。また初期不整として、板の中央点に $a/1000$ のたわみを与え、 $E=2.1 \times 10^6 \text{ kgf/cm}^2$ 、 $\nu=0.3$ を仮定した。本解析では、ガウス積分点での応力をもとに、上弦材の位置(高さ)に

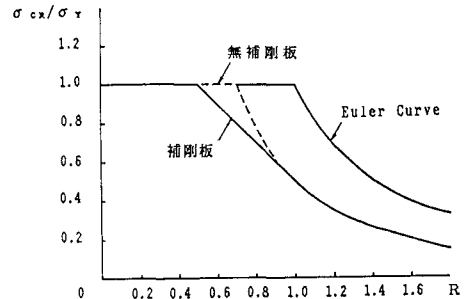


図-7 板の基準耐荷力曲線

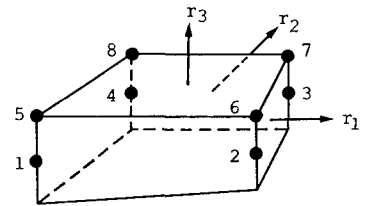


図-8 degenerate 板要素

おける橋軸方向の直応力を算定した。計算結果として、平均圧縮応力（載荷辺での応力） σ_0 が -800 kgf/cm^2 の場合の二次応力（すなわち、 σ_0 との差）分布を図-9 に示しているが、この図より、たわみが大きくなる板の中央部付近において、上弦材に作用する応力は平均圧縮応力よりかなり大きくなっていることがわかる。この点をさらに検討するため、有限変位解析で求めた応力値を双3次スプライン関数¹¹⁾で補間し、上弦材に作用する最大圧縮応力を算出した。結果を図-10 にまとめているが、平均圧縮応力 σ_0 を用いて上弦材の座屈荷重を算出すれば、上弦材の耐荷力を過大評価することは明白であり、平均圧縮応力に対して何らかの割増し係数を導入して上弦材の座屈強度を求める必要があることが理解される。上弦材の座屈が鋼板の座屈に先んじるような場合、TSC板全体の挙動は弾性変形が支配的であると仮定できるため、供試体の材質がSS41であることを考慮に入れれば、図-10 に示す結果より、割増し係数の大きさとして四辺単純支持板のタイプIには2.1、タイプIIには1.8、四辺固定支持板にはタイプI、タイプIIとも1.2をとれば安全であると考えられる。

次に上弦材の境界条件を考える必要がある。安全側の耐荷力を得ようとするれば、格点間距離を部材長とし単純支持を仮定すればよい。しかしながら、図-3 に示すように上弦材は格点でピン結合されているわけではなく、板の全長にわたって連続した部材となっている。そこで、上弦材を長さ150 mmの両端単純支持の柱および両端固定支持の柱として取り扱い、2つの座屈強度を求めることとする。さらに、塑性、初期不整、残留応力等の影響を考慮に入れ座屈強度を算出する必要があるが、本研究ではこのために、道示に定める圧

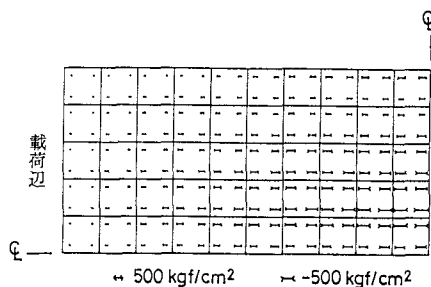
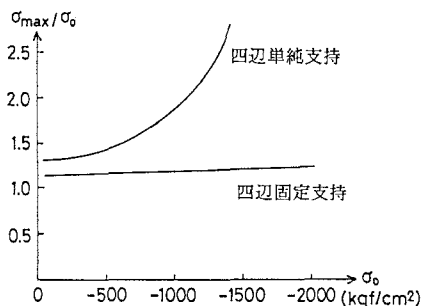
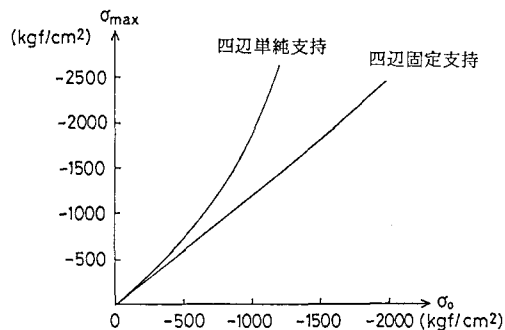
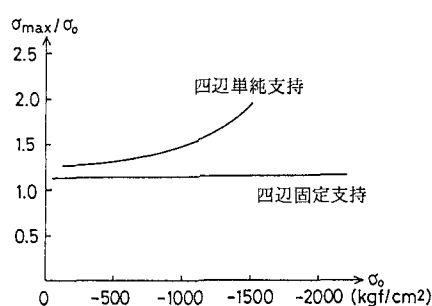
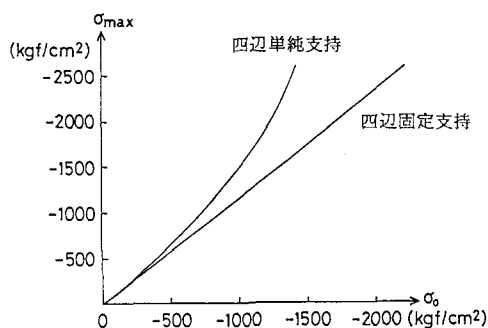


図-9 二次応力分布
(四辺単純支持；タイプI)



(a) タイプI



(b) タイプII

図-10 上弦材に作用する最大圧縮応力

縮部材の基準耐荷力曲線を用いることとする。

(3) 計算結果

上記の算定法を用いれば、実験供試体の座屈強度が容易に求められる。さらに、実験桁は静定の張出梁構造であるため、対応するジャッキ荷重も容易に計算でき、結果を表-2にまとめている。なお、鋼板の座屈係数は、四辺単純支持と考えた場合にはタイプⅠで 89、タイプⅡで 136、四辺固定支持の場合にはタイプⅠ、Ⅱでそれぞれ 352、539となっている。また道示の規定に従い、上弦材の有効座屈長は、両端単純支持の場合には 150 mm、両端固定支持の場合には 97.5 mm として計算を行っている。

4. 実験および解析結果の考察

表-2 TSC板の耐荷力(理論値)

(単位: tf)

供試体	四辺単純支持TSC板			四辺固定支持TSC板		
	鋼板	上弦材		鋼板	上弦材	
		両端 単純支持	両端 固定支持		両端 単純支持	両端 固定支持
タイプⅠ	4.0	7.7	9.1	15.6	13.4	16.0
タイプⅡ	6.1	8.9	10.7	20.1	13.4	16.0

表-1, 2によれば、四辺単純支持板として求めた耐荷力は、いずれも実験値をかなり下回り、本実験供試体の境界条件を四辺単純支持として扱うのは不適切であることが理解される。これに対し、四辺固定支持の条件下で耐荷力を求めれば、実験値に近い値が得られ、本実験で用いた鋼板と桁の取り付け方法には固定支持を仮定すべきであることがわかる。特に、鋼板の境界条件を四辺固定支持、上弦材の境界条件を両端固定支持として計算した値を用いれば、耐荷力の理論値が、タイプⅠでは 15.6 tf (鋼板の座屈)、タイプⅡでは 16.0 tf (上弦材の座屈) となり、定量的に実験値をよくとらえているだけでなく、座屈モードの違いにも対応した結果が得られる。この結果は、上弦材の境界条件も両端固定支持を仮定すべきであることを示唆しているが、実際、実験で観察された上弦材の座屈モードは明らかに両端固定のものに近く(写真-2)、上弦材の境界条件は両端固定支持と見なして解析するべきであると結論づけられる。

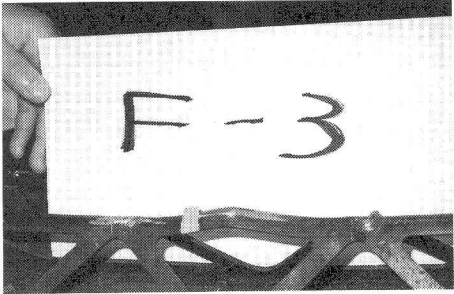


写真-2 上弦材の座屈(タイプⅡ)

四辺固定支持板に補剛材(TSC)が全く取り付けられていない場合、座屈係数は $\alpha=2.0$ (タイプⅠ)のとき 7.88、 $\alpha=1.6$ (タイプⅡ)のとき 8.33 となる⁹⁾。先に記したように、TSC板が四辺固定支持されている場合の座屈係数は、タイプⅠで 352、タイプⅡで 539 である。このことより、本実験においてTSCがかなりの補剛効果を発揮していることが理解される。

ところで、図-9に示す計算結果を見ると、板のたわみにより生じる二次応力のため、上弦材に作用する圧縮応力はTSC板の中央部付近で最も大きくなっている。タイプⅡの実験で観察された、上弦材の局部座屈は板の中央部に生じるという現象(図-5(b))は、この計算結果より容易に説明づけられる。また、この二次応力は鋼板中央部には引張応力として作用し、圧縮応力を減少させる。このため、鋼板の座屈は板の中央部より、むしろ載荷辺に近いところで生じやすくなる。タイプⅠのTSC板で見られた座屈モード(図-5(a))は、まさにこれを実証するものである。

5. まとめ

全長 11 m 余りの大型の実験桁を用いて T S C 板の座屈実験を行った。さらに、Timoshenko のエネルギー法をもとにした T S C 板の耐荷力算定法を提示し、理論値と実験値の比較を行った。この研究で得られた成果をまとめれば次のようになる。

- (1) 鋼板を高力ボルトで主桁に締結した場合には、固定支持板と考える必要がある。
- (2) 上弦材は、格点間距離を部材長とする両端固定の柱として取り扱うのが妥当である。
- (3) 初期不整のため、上弦材に作用する応力は板中央部において平均圧縮応力よりかなり大きくなる。したがって、上弦材の座屈強度の算定には、平均圧縮応力に対して割増し係数を考える必要がある。
- (4) 以上の点に留意して計算を行えば、実験値とよく一致した座屈強度および座屈モードが得られる。
- (5) 鋼板の座屈は載荷辺近傍で、上弦材の座屈は板中央部で生じるという現象は、二次応力の影響を考慮に入れば容易に説明づけられる。
- (6) T S C を取り付けると座屈係数は相当大きくなり、T S C がかなりの補剛効果を有することが理解される。

以上の研究成果をもとに T S C 板を合成桁橋に適用すれば、この種の床版の特長である現場施工の省略化や迅速化だけでなく、主桁圧縮フランジの補剛材量を軽減できるというメリットも生じるため、より合理的な T S C 合成版の活用が可能になると考えられる。

謝 辞：本研究の実験を行うに際し、九州橋梁・構造工学研究会（K A B S E）の「T S C 合成版構造の開発に関する研究分科会」（主査 太田俊昭）の委員および関係者各位にご尽力頂いた。ここに記して感謝の意を表したい。また、この論文は第 2 回合成構造の活用に関するシンポジウムで発表した論文に、その後の研究成果を取り入れ、修正・加筆を行ったものである。シンポジウムにおいて貴重なご意見を寄せられた方々に深謝する次第である。

参考文献

- 1) 太田俊昭・日野伸一・北之園宏・今井富士夫：立体トラス型ジベルを有する鋼板-コンクリート合成桁の力学的特性，合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，pp.239～245，1986年。
- 2) 太田俊昭・日野伸一・輿石正巳：立体トラス型ジベルを有する鋼板-コンクリートはりの構造特性，コンクリート工学年次講演会論文集，第 9 号，pp.525～530，1987年。
- 3) Ohta, T., Hino, S., Koshiishi, M. and Mori, H. : A development of new steel-concrete composite slabs with pyramid-shaped shear connectors, Proc. of 12th Conf. on Our World in Conc. & Struct., pp.213～233, 1987.
- 4) 太田俊昭・日野伸一・輿石正巳・日向泰山：立体トラス型ジベルを有する合成版構造の力学特性と設計法に関する研究，構造工学論文集，Vol. 34A, pp.297～305，1988年。
- 5) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，1980年。
- 6) 福本秀士：構造物の座屈安定解析，土木学会編 新体系土木工学 9，技報堂出版，1982年。
- 7) 長浜昭洋：立体トラス型ジベル付き鋼板の座屈耐荷力に関する研究，九州大学工学部土木工学科卒業論文，1988年。
- 8) 伊藤学：鋼構造学，コロナ社，1985年。

- 9) Levy, S. : Buckling of rectangular plates with built-in edges, Journal of Applied Mechanics, ASME, 1942.
- 10) Kanok-Nukulchai, W., Hasegawa, A. and Nishino, F. : Generic formulation procedure for large deformation analysis of structural elements, Structural Eng./Earthquake Eng., JSCE, Vol.3, No.1, pp.53s-61s, 1986.
- 11) de Boor, C. : Bicubic spline interpolation, J. Math. Physics, Vol.41, pp.212-218, 1982
(1990年10月12日受付)