

# 長大斜張橋鋼床版の初期不整の実測データと その圧縮強度の評価

大橋 治一<sup>1</sup>・依田 照彦<sup>2</sup>・樋口 康三<sup>3</sup>

<sup>1</sup>正会員 工修 本州四国連絡橋公団 設計部設計第二課 (〒105 東京都港区虎ノ門5-1-5)  
<sup>2</sup>正会員 工博 早稲田大学教授 理工学部土木工学科 (〒169 東京都新宿区大久保3-4-1)  
<sup>3</sup>正会員 本州四国連絡橋公団第二管理局坂出管理事務所 (〒762 坂出市川津町下川津4388-1)

長大橋では死荷重を軽減するために鋼床版を採用することが多い。世界最大の斜張橋となる多々羅大橋の主桁にも鋼床版箱桁が用いられている。斜張橋の鋼床版は、床組として活荷重を直接支えるほか、主桁の一部を構成する重要な部材であり、ケーブル張力の水平分力により圧縮力を常に受ける。鋼床版はデッキを縦リブと横リブで補剛した構造であり、縦リブにはねじり剛度の高いUリブが一般に用いられているが、このような補剛板の圧縮強度に関するデータはほとんどないのが現状である。そこで、初期不整について実橋での調査を行い、これをもとに初期不整を考慮した弾塑性有限変位解析を行い、設計法として提案されている柱モデル・アプローチの適用性の評価を行った。

**Key Words:** orthotropic steel deck, compressive strength, initial imperfection, residual stress, elasto-plastic finite displacement method, column-model approach

## 1. まえがき

鋼床版箱桁を主桁とする斜張橋においては、鋼床版は自動車の輪荷重を直接支持する床版としての役割に加えて、主桁の一部を構成する重要な部材でありケーブルからの水平分力により、圧縮力を常に受ける。斜張橋の長大化にともない、全体耐荷力は主桁の座屈に支配される傾向にあることから、主桁の座屈に対する設計は一層重要となっている。

近年、主桁の補剛板の設計には、拡張された柱モデル・アプローチが適用されることが多い。この設計法は、図-1(a)に示すように、長方形断面補剛材(平リブ)と有効幅を考慮した補剛板で構成された仮想補剛材長 $L_{eff}$ のT型ストラットを柱とみなし、補剛板の圧縮強度を推定する方法である<sup>1),2),3)</sup>。この設計法を用いることにより、道路橋示方書の規定に従う場合に比べて以下のような点を評価できることに特徴がある。

- ①初期たわみ、残留応力のような初期不整の影響を考慮することが可能である。
- ②広幅員の鋼床版のように、側辺拘束条件の影響が少ない場合には補剛板の圧縮強度の精度良い推定が可能である。
- ③横リブ剛度の影響を考慮することが可能である。

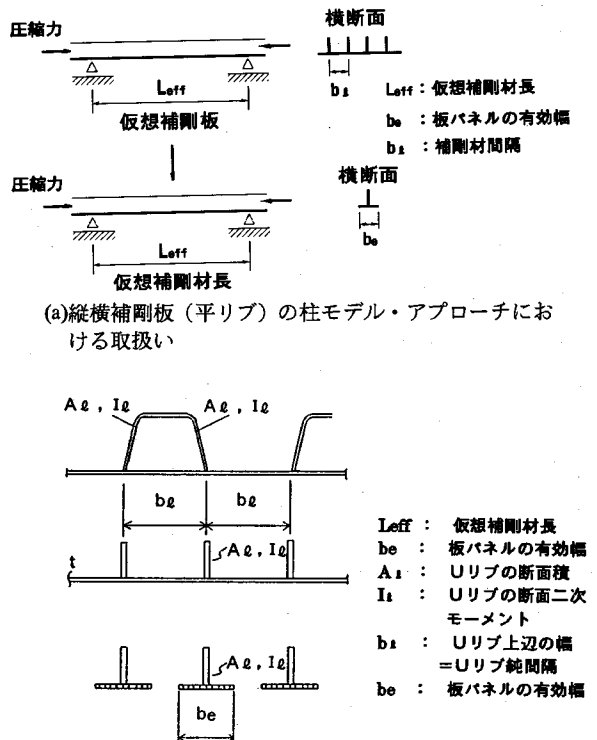


図-1 柱モデル・アプローチ<sup>3)</sup>

さらに、この設計法をU型断面補剛材（以下、Uリブと呼ぶ）に適用する場合には、図-1(b)に示すように、1本のUリブを断面積および断面二次モーメントの等価な2本の平リブに置換した仮想補剛材長の極限強度を求めることになる。ここで、仮想補剛材長は縦横補剛板の弾性座屈強度と等しくなるように設定されている。こうすることにより、実補剛材長と異なる仮定の補剛材長を用いることにより横リブ剛度の影響を考慮している。このようにして求められた極限強度を所要の安全率で割ったものが許容圧縮応力度になる。

そこで、本論文では、長大斜張橋の設計に柱モデル・アプローチを適用することの妥当性を確認するために、初期不整の実態調査および初期不整が圧縮強度に及ぼす影響の把握を行い、柱モデル・アプローチとの対比を行った。

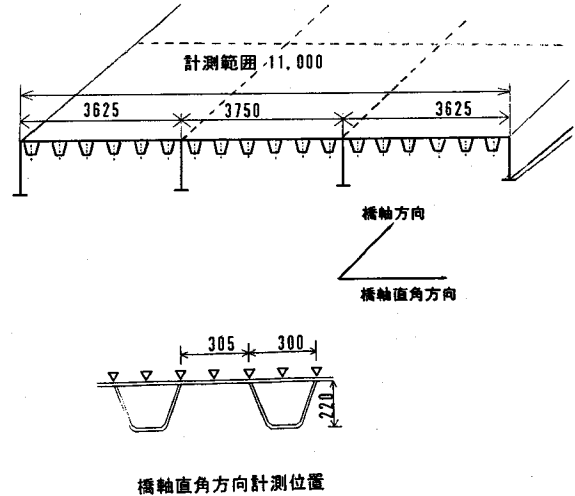


図-2 初期たわみを計測した実橋鋼床版 (単位: mm)

## 2. 初期不整の実測データ

鋼床版の初期不整（初期たわみ、残留応力）に関する実橋での測定データは少なく、後述の弾塑性有限変位解析に必要となるような詳細なデータは特に不足している。初期たわみに関しては、橋軸方向の横リブ間のたわみ等のように一部は製作基準等により基準値が規定されているが、圧縮強度に及ぼす影響については明らかにされていない。また、残留応力の大きさは使用板厚、溶接量、溶接方法および組立方法により異なることが予想される。

そこで、実橋の鋼床版および同等の条件で製作された試験体を用いて初期不整を測定した。

### (1) 初期たわみの測定

わが国の製作基準等<sup>5),6)</sup>においては、鋼床版の製作精度として、橋軸方向には横リブ間隔 $L$ に対して $L/1,000$ 、橋軸直角方向には縦リブ間隔 $w$ に対して $w/150$ と規定されているが、製作管理データとしては一般に記録されていないことが多い。

#### a) 測定方法

初期たわみの測定を行った実橋（明石海峡大橋）の鋼床版を図-2に示す。材質はSS400材で、板厚はデッキプレートが12mm、Uリブが6mmである。Uリブとデッキプレートの溶接は脚長6mmの片面すみ肉溶接である。溶接施工は標準的である多電極CO<sub>2</sub>自動溶接によって行われた。

たわみの測定は、橋軸方向に横リブ間に水糸を張り、これを基準線として175mm間隔（横リブ間隔の1/10間隔）に、デッキ表面までの距離を測定した。測定は、デッキ表面に鉛直に鋼尺（最小目盛り1mm）を立て、水糸とデッキ表面との距離を計測した。測定ラインとしては、Uリブの溶接線上、Uリブ内中央線上およびUリブ間中央線上とした。橋軸直角方向にはUリブ間隔の半分の150

mm間隔で測定した。これらの測定総点数は5,183点である。

なお、Uリブの面外たわみについては、上記の鋼床版での計測データがなかったので、別途、圧縮試験用に製作したUリブ1本と板パネルからなる試験体（デッキプレート板厚14mm、Uリブ板厚8mm）3体から測定した結果を示した。

#### b) 測定結果

##### ①橋軸方向の初期たわみ

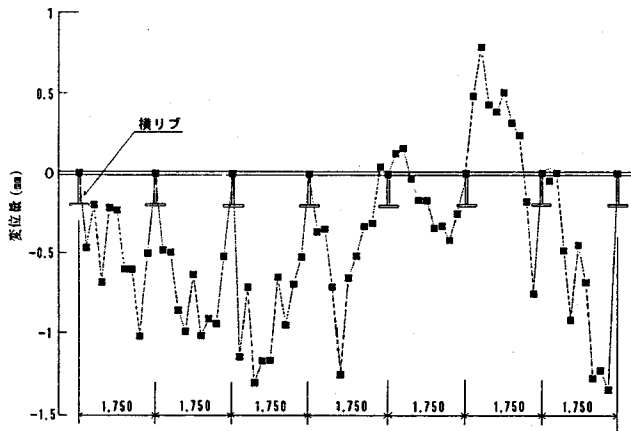
橋軸方向の初期たわみを測定すると、横リブ間での全体的なたわみ性状と局部的な板の凹凸が共存してみられる。横リブ間での初期たわみ値の橋軸方向の分布を図-3に、ヒストグラムを図-4に示す。最大初期たわみを横リブ間距離 $L$ で基準化したたわみ比は、平均で $L/3,600$ （99%限界値： $L/1,200$ ）であり、製作基準の規定値である $L/1,000$ に比べて高い精度で製作されている。

隣接する補剛板での初期たわみモードに着目して分類し、その発生頻度およびたわみ比を整理した結果を表-1に示す。

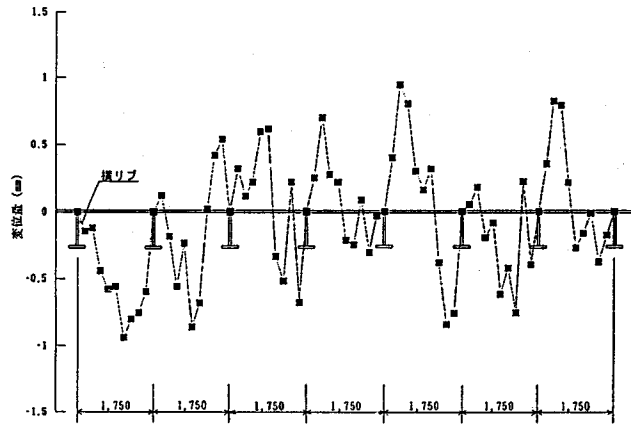
最も発生頻度の高いモードは、Uリブ側に変形する線対称のモードで、たわみ値は他のモードに比べて大きい。初期たわみが横リブを境に上下に反転するモードは全体の7%を占めている。また、2次のたわみモードも存在するが、この場合のたわみ値は小さい。

##### ②板パネルの局所的凹凸

横リブ間隔1.75mを1/10に分割した175mm間隔で測定した隣接する3点の初期たわみから、左右の点を結んだ線から測った中央点の初期たわみを局所的凹凸量として整理したものを図-5に示す。



(a)Uリブ間中央点



(b)Uリブ内中央点

(単位：mm)

図-3 橋軸方向の初期たわみの形状

板の凹凸量は非常に小さく、その最大値は0.9mmであった。

③橋軸直角方向断面内での初期面外たわみ

デッキ面にはUリブとデッキプレートとのすみ肉溶接の影響で、溶接線を境に面外方向に凹凸が生じる。測定結果の一例を図-6に、たわみ値のヒストグラムを図-7に示す。

全般的には、リブ間およびリブ内のデッキが下側にたわむ傾向がみられる。たわみ値は、平均値で $w/1,100$  (99%限界値： $w/400$ )であり、製作基準の規定値である $w/150$ に比べて高い精度となっている。

橋軸直角方向断面内でたわみの橋軸方向の変化としては、橋軸直角方向断面内でのたわみが橋軸方向に溝のように連続するのではなく、上下方向にも変動している(図-3(b)参照)。

④Uリブの板面外たわみ

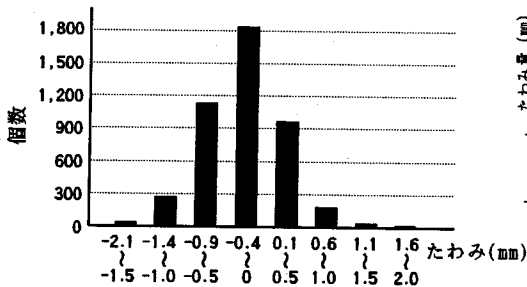
Uリブをデッキに溶接することにより、Uリブには板面外方向の変形が生じる。別途、圧縮試験用に製作したUリブ1本と板パネルからなる試験体によると全てUリブ内面側に変形していた。

たわみの最大値は0.14mmであり、リブ幅 $w$ に対する比は平均値 $w/700$  (最大値： $w/400$ )であった。

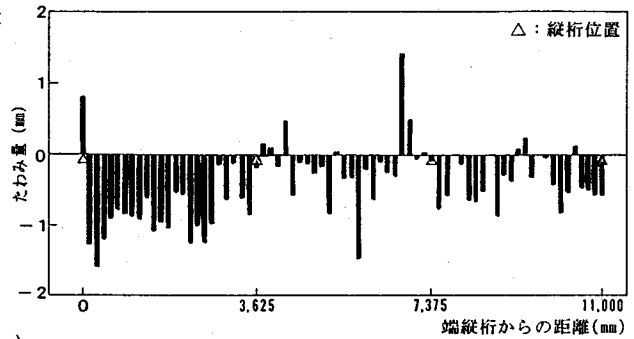
表一 隣接パネル間の橋軸方向の初期たわみモードの分類

	パターン 1	パターン 2	パターン 3	パターン 4	パターン 5	パターン 6	パターン 7	パターン 8	パターン 9
モード									
最大	L/1000	L/1700	L/1500	L/1750	L/1600	L/1600	L/1700	L/1800	L/2250
平均	L/1900	L/2000	L/2400	L/3300	L/2500	L/2850	L/2700	L/2950	L/2600
割合 (%)	40	2	7	4	19	2	17	7	2

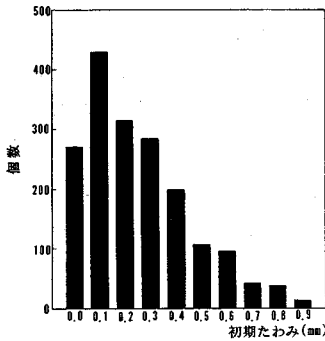
L: 横リブ間隔, Δ: 横リブ位置



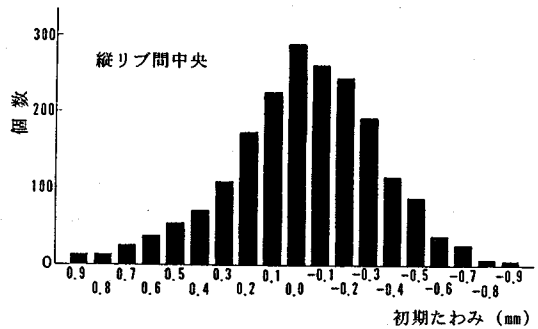
図一 4 橋軸方向の最大初期たわみのヒストグラム



図一 6 橋軸直角方向断面内での初期たわみの性状



図一 5 板パネルの局部凹凸のヒストグラム

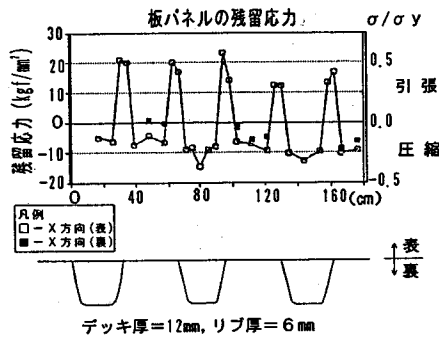


図一 7 橋軸直角方向断面内での初期たわみのヒストグラム

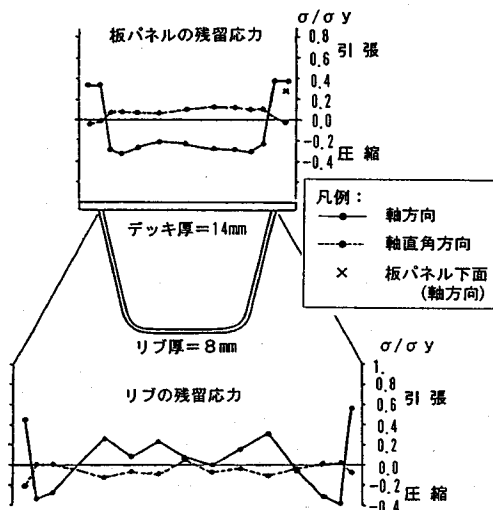
## (2) 残留応力の測定

残留応力の測定は、板厚構成、溶接量等の異なる2種類の鋼床版の試験体を用いて行った。すなわち、デッキ厚12mm, Uリブ厚6mmで構成された疲労試験用試験体およびデッキ厚14mm, Uリブ厚8mmの圧縮試験用試験体である。前者は、デッキとUリブとの溶接は開先をとらない脚長6mmの片面すみ肉溶接であるが、後者は鋼床版設計要領の規定に基づき、45度の開先加工を行い、脚長6mmの片面すみ肉溶接である。

残留応力は、切断法により残留ひずみを測定し、弾性平面応力問題として求めた。計測結果を図一8に示すが、残留応力の分布およびその大きさは、いずれの供試体でも同様であった。板パネルには、リブ内面側に最大 $-0.3\sigma_y$ の圧縮残留応力が生じている。この値は北田ら<sup>4)</sup>が縮尺1/3の供試体で計測した値( $-0.5\sigma_y$ )に比べると小さな値である。また、Uリブ周囲の残留応力分布は溶接部から約50mm離れたところに $-0.4\sigma_y$ の圧縮残留応力が発生していた。



(a) 疲労試験用試験体



(b) 圧縮試験用試験体

図-8 残留応力の測定結果

### 3. Uリブ補剛板の弾塑性有限変位解析と圧縮強度の評価

横リブにより断面保持された連続補剛板の圧縮強度は解析的に求めることができる。この場合、実橋の補剛板は多リブで構成されているが、この圧縮強度は1本のUリブと板パネル部分を取り出して解析できるとされている<sup>3)</sup>。

解析では、実橋の鋼床版で測定された初期たわみおよび試験体での残留応力をモデル化し、弾塑性有限変位解析を行った。解析プログラムは、非線形汎用プログラムABAQUS (Version5.2) を用いた。

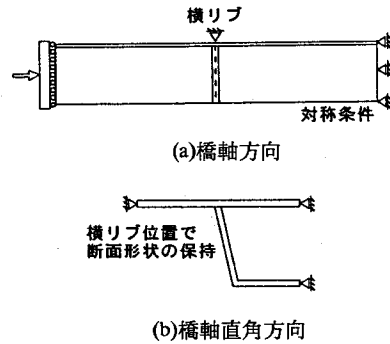


図-9 FEM解析の境界条件

#### (1) 解析方法

##### a) 解析モデル

解析モデルの範囲は、横リブを支点として隣接する2パネルとし、対称条件を用いて断面方向に1/2、長さ方向に1/2スパンとした1/4モデルである。モデルの総節点数は1,421、要素数は442である。

板パネルとUリブとの結合条件は、完全剛結した場合とすみ肉溶接ビードの剛性の影響を回転パネルとして評価した場合の解析結果に有意な差の無いことが確認されたので、本解析では全て剛結として取り扱った。

使用要素は8節点曲面シェル要素で、1節点あたり5自由度である。Uリブの下フランジと傾斜しているウェブとは冷間加工によるR=40mmの曲面で構成されているが、モデル化では折板で近似した。材料はSM490Yを用いたので応力・ひずみ曲線はバイ・リニアモデルとし、降伏点以降は弾性係数を1/100に低減した。降伏の判定はVon Misesの降伏条件によった。なお、Uリブの曲面部は加工硬化により降伏点が上昇するが、解析では安全側を考慮してこの影響を無視した。

境界条件は図-9に示すように、横リブ位置でUリブの断面形状は保持されるものとし、板パネルは軸方向の変位を自由とする単純支持とした。橋軸直角方向には、図-2に示すようにUリブ補剛板が橋軸直角方向に連続していることを考慮するために、板パネルおよびUリブの橋軸直角方向の変位を拘束(回転は自由)した。

荷重をモデルの左端に剛体を介して作用させ、この位置での鉛直方向の変位および回転を可能とした。右端はモデルの橋軸方向の変位を0とし、鉛直方向の変位および回転を可能とした。

また、連続補剛板の解析を行うにあたって、以下の理由から隣接する横リブ間2スパンをモデル化した。

①圧縮力の増加により断面の塑性化が起これ、これにともない中立軸が移動することを正確に考慮する必要がある。

②補剛材が片側にのみにある偏心圧縮柱においては、変形がどちらの方向に進行するかによって圧

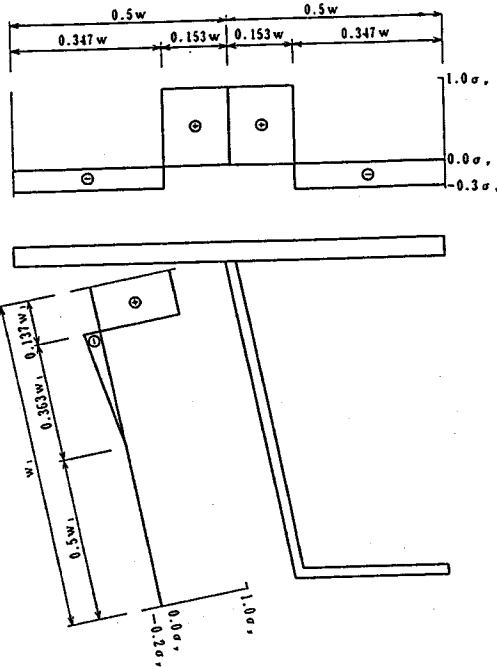


図-10 残留応力分布のモデル化

縮強度が影響を受けるため、初期たわみのモデル化が問題となる。

これらの問題は、連続する2スパンをモデル化し、初期たわみとして横リブ位置で反転するモードを入れた解析を行うことにより解決することができる<sup>3)</sup>。

### b) 残留応力のモデル化

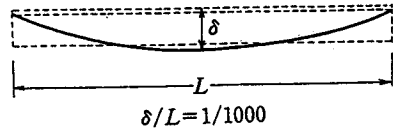
残留応力は、測定結果をもとに断面内の力の自己平衡条件から、図-10のような分布形状とした。

### c) 初期たわみのモデル化

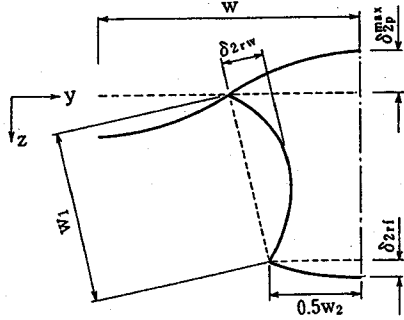
橋軸方向のたわみとしては、a) 解析モデルの項で述べたように、表-2の解析ケースVIIを除いて、横リブ位置でたわみが反転するモードとした。解析ケースVIIでは、横リブ間をモデル化し、この間に1次モードの初期たわみを入れた。図-11は、解析に用いた柱としての初期たわみと板パネルとしての初期たわみをそれぞれ示す。柱としての初期たわみモードは、表-1に示すように各種のパターンが存在するが、ここでは代表的な1次モードを示した。

橋軸直角方向断面内の初期たわみは、橋軸方向には正弦曲線で与えた。初期たわみの振幅の大きさは、スパン全域に同一の振幅で与えたものと、図-3にみられる小波を考慮するために、横リブ支間中央から端部に向けて減衰させたものを用いて解析した。また、製作基準におけるたわみの制限値を参考に基本ケースを定めた。

初期たわみの測定では橋軸方向および橋軸直角方向断面内で独立に計測しているため、これらの



(a) 柱としての初期たわみ (橋軸方向)



(b) 板パネルとしての初期たわみ (橋軸直角方向)

図-11 個々の初期たわみのモデル化

重ね合わせを行う場合、橋軸方向の初期たわみと橋軸直角方向断面内の初期たわみが適合するように式(1)を用いて解析に使用する初期たわみを決定した。その結果、図-12に示すUリブ断面の測線①~③の着目点における初期たわみは橋軸方向にも変化している。すなわち、Uリブの溶接線上では橋軸方向に正弦曲線で表される初期たわみのみがモデル化されており、小波はモデル化されていない。これに対して、板パネルには板の凹凸がモデル化されており、Uリブ間中央位置とUリブ内中央位置では逆方向にたわんでいる(図-12(b)参照)。

橋軸方向の波形を減衰させる場合、鋼床版の初期たわみの実測状況からは横リブ位置では小さくなる傾向がみられるが、それを適切にモデル化することが困難であるので、解析ではモデル端(スパン中央)から2.5波で減衰させることとした。これを部分減衰モデルと呼ぶ。

$$\delta = \frac{L/1000}{\cos(a/2L)} \cos \frac{\pi x}{L} + \frac{d}{2\cos(2\pi/5)} \cos \frac{\pi y}{w} \left( \cos \frac{\pi x}{5a} \cos \frac{2\pi x}{a} - \cos \frac{\pi x}{5a} \right) \quad (1)$$

ここに  $\delta$ : 鉛直たわみ量 (mm)

$x$ : 橋軸方向の位置 (mm)

$y$ : 橋軸直角方向の位置 (mm)

$L$ : 横リブ間隔 (2,444mm)

$w$ : Uリブ上辺の幅 (320mm)

$d$ : 板パネルの凹凸値 (0.9mm)

$a$ : 板パネルの凹凸の橋軸方向の波長 (350mm)

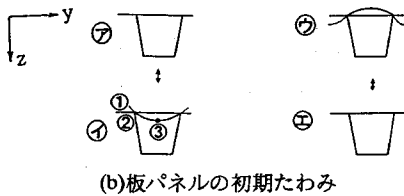
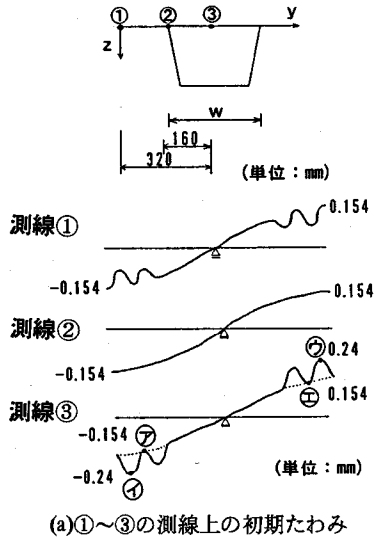


図-12 橋軸方向および橋軸直角方向断面内での初期たわみの重ね合わせ方法

## (2) 解析結果

解析結果の一覧表を表-2に示す。基本ケースの崩壊モードを図-13に示す。図-14には端部中立軸点での平均応力・変位図を示す。

また、板パネルおよびUリブ中央点の橋軸方向の変位図を図-15に、終局時の塑性領域の拡がりの状況を図-16に示す。

Uリブ下フランジの上下面でのひずみの進展状況を見ると、終局荷重に達するよりも以前には局部座屈はしていないと判断される。

以上の解析結果から次のことが考察される。

①基本ケースの荷重・変位の挙動（解析ケースⅠ）  
荷重の増加にともない初期たわみモードに相似して変位が増加し、特に、Uリブの下フランジの圧縮側で変位の増加が著しい。下フランジ右端から半波長離れた位置では、変位は荷重が小さな範囲ではプラスの方向に移動するが、さらに荷重が増加すると橋軸方向の全体的なたわみモードに支配され、マイナスの方向に移動する。また、終局状態ではUリブの下フランジのひずみ増分が著しい。

②板パネルの凹凸の影響（解析ケースⅡ）

表-2の解析ケースⅡに示すように、圧縮強度は板パネルの局部の凹凸の有無によって支配され、板パネルの凹凸が無い場合には圧縮強度は高い。

しかし、板パネルの凹凸の振幅・波長はそれ程影響を与えない。

③初期たわみの減衰波形の影響

橋軸方向の初期たわみの減衰波形をスパン全域に入れた場合と、スパン中央部付近のみ入れた部分減衰の場合とを比較したが、圧縮強度に差はみられなかった。

④初期たわみの重ね合わせの影響（解析ケースⅦ）

橋軸方向の初期たわみと橋軸直角方向断面内での初期たわみを単純に足し合わせると、橋軸方向の初期たわみの包絡線を大きく評価したことと等価になる。すなわち、橋軸方向の初期たわみ $L/1,000$ と橋軸直角方向断面内での初期たわみ $w/150$ を加えたものをスパン $L$ で割ったたわみ比は $L/1543$ に相当する。しかし、この解析結果によれば、この程度の初期たわみにおいても基本ケースに対する強度低下はわずかであった。

⑤2次モードの影響（解析ケースⅤ）

同じ大きさの初期たわみ量の2次モード（横リブ支間内に1つの節を有するたわみモード）導入した場合、たわみ比としては大きいにもかかわらず、その圧縮強度は1次モードに比べて高い。

⑥デッキ板厚の影響（解析ケースⅧ）

デッキの板厚を14mmに厚くした場合の影響はほとんどみられなかった。

⑦Uリブ板厚の影響（解析ケースⅨ）

Uリブの寸法は一般に日本鋼構造協会規格によることが多く、その場合の最大板厚は8mmであるが、Uリブ板厚を更に大きくした場合の圧縮強度の変化を解析的に調べた。その結果、基本ケースに比べて圧縮強度の向上がみられた。

⑧単スパンモデルの影響（解析ケースⅩ）

連続補剛板の解析においては2スパンをモデル化する必要があることは既に述べたが、モデル化による圧縮強度による影響を把握する目的で単スパンモデルで解析を行った。その結果、単スパンモデルとした場合には、圧縮強度を過大に評価する場合があることがわかった。

## (3) 柱モデル・アプローチとの比較

解析結果と設計法として提案されている柱モデル・アプローチとの比較を行った。柱モデル・アプローチに用いた耐荷力曲線は座屈設計ガイドライン<sup>1)</sup>から引用している。なお、この柱モデル・アプローチでは、残留応力の大きさはSM53に対して $0.23\sigma_y$ を仮定している。

基本ケースの圧縮強度は降伏強度の $0.83\sigma_y$ であり、柱モデル・アプローチの計算結果 $0.85\sigma_y$ とほぼ同等の値を与える。初期たわみとして実測結果の平均値を用いた場合には $0.90\sigma_y$ となった。

実橋で測定された最大の初期たわみおよび残留応力を考慮した解析結果とほぼあっていることから、柱モデル・アプローチの計算結果は下限値を与えるものと考えられる。

表-2 Uリブ補剛板の弾塑性有限変位解析結果

解析ケース	橋軸方向のたわみ		橋軸直角方向断面内でのたわみ	$\sigma_u / \sigma_y$
	橋軸方向たわみ	板の凹凸(波長)		
I. 基本ケース	L/1,000	d=2.1mm(a=350mm), 部分減衰	w/150	0.83
II. 板の凹凸 (波長, 振幅)	L/1,000	d=0.9mm(a=350mm), 部分減衰	w/355	0.83
	L/1,000	無し	無し	0.94
	L/1,000	d=1.8mm(a=350mm), 部分減衰	w/355	0.83
	L/1,000	d=0.9mm(a=175mm), 部分減衰	w/355	0.82
III. 大波 (振幅)	L/1,500	d=0.9mm(a=350mm), 部分減衰	w/355	0.84
	L/200	d=0.9mm(a=350mm), 部分減衰	w/355	0.75
IV. 減衰範囲	L/1,000	d=0.9mm(a=350mm), 全域減衰	w/355	0.83
V. たわみモード (2次モード)	L/1,000	無し	無し	0.96
	L/1,000	d=0.9mm(a=350mm), 部分減衰	w/355	0.85
VI. 平均たわみ値	L/3,600	d=0.3mm(a=350mm), 部分減衰	w/1,100	0.90
VII. たわみの重ねせ	L/543	d=2.1mm(a=350mm), 部分減衰	w/150	0.82
VIII. デッキ厚14mm	L/1,000	d=0.9mm(a=350mm), 部分減衰	w/355	0.84
IX. リブ厚 10mm 12mm	L/1,000	d=0.9mm(a=350mm), 部分減衰	w/355	0.87
	L/1,000	d=0.9mm(a=350mm), 部分減衰	w/355	0.92
X. 単スパンモデル (たわみの方向: 上下)	L/1,000	d=0.9mm(a=350mm), 部分減衰	w/355	0.91
	L/1,000	d=0.9mm(a=350mm), 部分減衰	w/355	0.92
柱モデル・アプローチ	L = 2.444 m とした場合 (補剛材長=横リブ間隔)			0.85

注1 L: スパン, w: Uリブ間隔, d: 板の凹凸, a: 小波の波長

注2 鋼床版の諸元: 特記なきところは, デッキ厚  $t_d=12\text{mm}$ , リブ厚  $t_r=8\text{mm}$ , 横リブ間隔  $L=2.444\text{m}$

注3 橋軸方向のたわみを2次モードとした解析ケースVの橋軸方向の初期たわみはLに対する値.

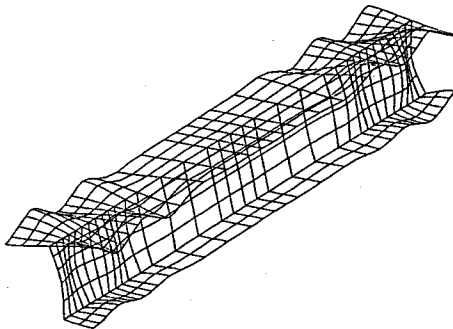


図-13 崩壊モード

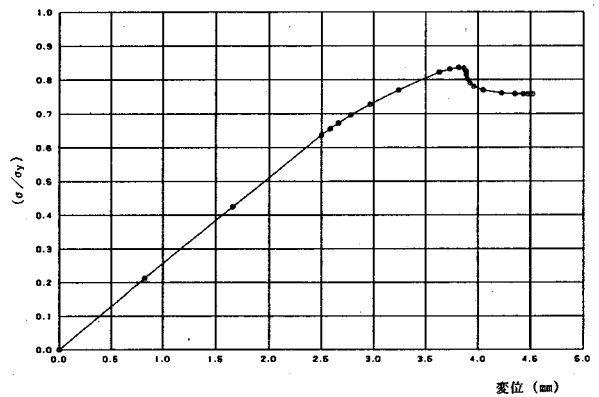
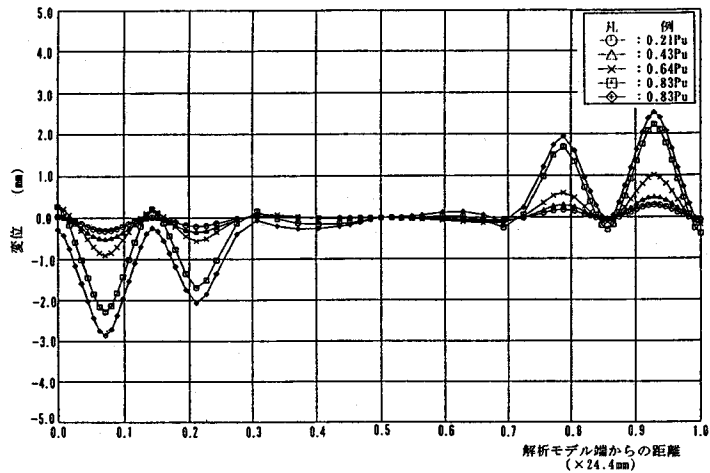
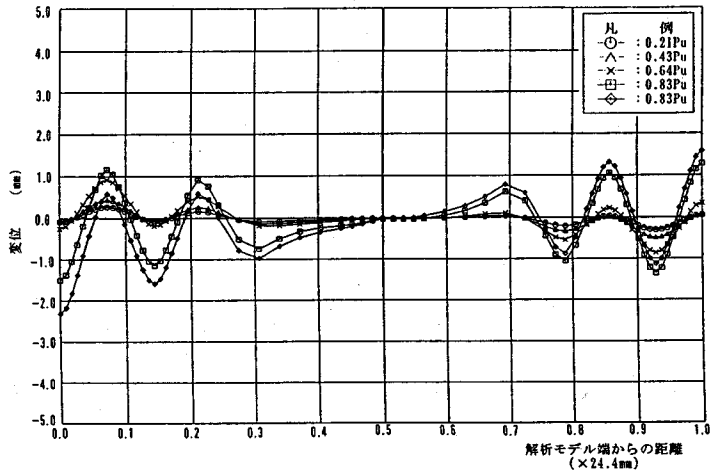


図-14 端部の中立軸点での平均応力・変位図





(a)Uリブ下フランジ中央点



(b)板パネル中央点

図-15 着目点の橋軸方向の変位図

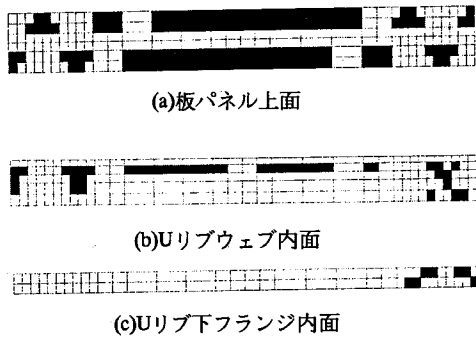


図-16 終局荷重時の塑性域の拡がり状況

#### 4. 結論

本論文では、長大斜張橋の鋼床版として用いられるUリブ補剛板の圧縮強度を評価するために、実橋の初期不整の把握、その結果をもとに有限変位弾塑性解析による圧縮強度の解析、設計法として提案されている柱モデル・アプローチの適用性について検討した。その結果、以下のことを結論づけることができる。

(1)現行の製作法に基づき製作された鋼床版の初期たわみは、製作基準等で規定された基準値に比べて小さな値であった。

(2)残留応力の分布および大きさについては、今回測定した、板厚と溶接量の異なる2種類の鋼床版において有意な差はみられなかった。板パネルの圧縮残留応力の大きさは最大 $-0.3\sigma_y$ であった。

(3)初期不整を考慮した弾塑性有限変位解析の結果によると、終局強度は板の凹凸の有無の影響は大きい、今回の計算例の範囲では、その凹凸の大きさにはほとんど影響を受けない。

(4)柱モデル・アプローチの計算結果は、実橋で計測された初期たわみおよび残留応力を考慮した解析結果の下限値を与えるものと考えられる。

(5)したがって、今回検討した幅厚比の範囲では、Uリブの局部座屈が終局強度を支配することはないと判断される。

(6)実橋での初期不整の測定結果を考慮すると、柱モデル・アプローチは鋼床版の圧縮強度の算出法として安全側の値を与えるものの、鋼床版の設計に利用することが可能であるといえる。

謝辞：本研究を進めるにあたり、ご指導をいただいた本州四国連絡橋鋼上部構造委員会（西野文雄委員長）ならびに委員の方々に深く感謝の意を表します。

#### 参考文献

- 1)土木学会：座屈設計ガイドライン，1987年10月。
- 2)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。
- 3)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，1885年3月。
- 4)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.437，1-17，1991年10月。
- 5)本州四国連絡橋公団：鋼橋等製作基準，1989年4月
- 6)日本道路協会：道路橋示方書・同解説（鋼橋編）1994年2月。
- 7)本州四国連絡橋公団：鋼床版設計要領，1989年4月。
- 8)奈良敬，小松定夫，北田俊行：連続補剛板の極限強度特性に関する研究，土木学会論文集，NO.392，1-9，1988年4月。

(1995. 11. 20受付)

## INITIAL IMPERFECTION DATA AND EVALUATION OF COMPRESSIVE STRENGTH OF ORTHOTROPIC STEEL DECK FOR LONG-SPAN CABLE-STAYED BRIDGES

Harukazu OHASHI, Teruhiko YODA and Kozo HIGUCHI

Orthotropic steel deck has been often used for long-span bridges because of its light dead weight. The Tataru Bridge, the longest cable-stayed bridge, uses orthotropic steel deck box girder. Orthotropic steel deck used for cable-stayed bridges carries live loads as a bridge deck but is an important structural member consisting main girder to which compressive force due to horizontal component of cable tension acts. In this paper, measurement of initial imperfection on an actual deck was made, then the compressive strength of continuous deck stiffened by trough ribs was analyzed by elasto-plastic finite displacement method thereby the applicability of proposed design method of column-model approach was evaluated.