

長大斜張橋 U リブ補剛板の高力ボルト継手の圧縮強度

A COMPRESSIVE STRENGTH OF THE HIGH TENSION BOLT CONNECTION
IN THE U-SHAPE RIBS FOR A LONG SPAN CABLE STAYED BRIDGE川西 直樹^{*}、藤原 亨^{**}、青木 徹彦^{***}

Naoki KAWANISHI, Toru FUJIWARA and Tetsuhiko AOKI

^{*}工修 豊田工業高等専門学校助手 環境都市工学科 (〒471 愛知県豊田市栄生町 2-1)
(元本州四国連絡橋公団)^{**}工修 本州四国連絡橋公団 第三建設局計画課 (〒722 広島県尾道市東御所町 1 番 20 号)^{***}工博 愛知工業大学教授 土木工学科 (〒470-03 愛知県豊田市八草町八千草)

The joint parts of the U-shape ribs used in steel box girder are often made use of the high tension bolt connection. The parts are provided with the handholes in the bottom plate of U-shape ribs for inserting the inner splice plates and binding by high tension bolts. Steel box girders near the tower of a long span cable stayed bridge excel in the compressive force. Therefore, it is very important for the safety of its bridge's girder to grasp the ultimate strength for compressive force and failure mechanism. Here, we investigated these problems by conducting a compression test and using an elasto-plastic finite element method. Then we proposed the more better design method of high tension bolt connection of the U-shape rib acting the compressive force.

Key Words : connection, ultimate strength, U-shape rib, cable stayed bridge

1. はじめに

近年、斜張橋のスパンは長大化する傾向にあり、これに伴うケーブル張力の水平分力により桁に作用する断面力の内、軸圧縮力の占める割合が高くなっている。このような背景から鋼斜張橋の桁の座屈現象に対する設計上の配慮が一層重要となってきた。軸圧縮力を受ける鋼箱桁の上・下フランジなどに用いられる U リブ補剛板の高力ボルト継手部の構造は、内側添接板の挿入作業やボルトの取付け作業を考慮して、U リブ下面にハンドホールが設けられている(図-1)。この構造に高い軸圧縮力が作用した時に、添接板近傍の U リブや添接板自身に応力集中を生ずる可能性が高い。そして、これにより添接部の強度が低下し、桁の耐荷力を低下させてしまう可能性もある。一方、現行の設計基準など^{1),2)}では、このような点を配慮した記述がない。

現在、本州四国連絡橋公団では中央支間 890 m を有する鋼斜張橋の多々羅大橋が建設されているが、同橋では特に塔付近の桁において高い軸圧縮力が作用し、発生応力の 6 割以上は死荷重およびケーブル・プレストレス等の常時荷重作用時に生じる軸圧縮力に起因したものとなっている。そこで、本橋では上記のような問題点を考慮し、U リブ補剛板の高力ボルト継手部の構造検討のため、圧縮載荷実験および弾塑性有限変位解析によりその圧縮

強度の確認を行い、その結果から、本橋に用いる U リブ補剛板の継手部の実用的な強度改善の手法とその設計評価を行った。本論文はその検討により得られた知見をとりまとめ、圧縮荷重を受ける U リブ補剛板の高力ボルト継手の設計における注意点とその改良方法を提示したものである。

2. 添接板板厚の決定手法について

はじめに、高力ボルト継手構造の設計手法についてまとめておく。鋼箱桁の鋼床版に用いられる U リブ補剛板の高力ボルト継手部の添接板の板厚は主桁作用による発生応力、床組作用による発生応力およびそれらを同時に考慮した発生応力(この時は通常許容応力の 1.4 倍の割り増しが行われる)を考慮してその設計がなされる。長大斜張橋ではこれらの作用応力の中で特に主桁作用により発生する圧縮応力度が卓越し、これにより設計諸元が決定される可能性が高い。そこで、ここでは主桁作用に着目した設計手法について考えることとする。

鋼箱桁を構成する補剛板に軸圧縮力が作用する時の局部座屈を考慮した許容応力度は、道路橋示方書の圧縮補剛板の規定¹⁾や座屈設計ガイドラインなどに記載されている柱モデル・アプローチ^{3),4)}などにより算出される。しかしながら、U リブの高力ボルト継手部の圧縮強度についてはその記載がない。ここでは以下のような二通りの考え方によりその添接板の板厚決定を行った。

- (1) 添接作業用のハンドホールによる U リブ底板の断面欠損分のみを補う板厚(断面積等価)
- (2) フランジ、U リブで構成される見かけの柱の中立軸周りの剛度が等価となる板厚

試設計結果を表-1 にまとめる。高力ボルトの配列は摩

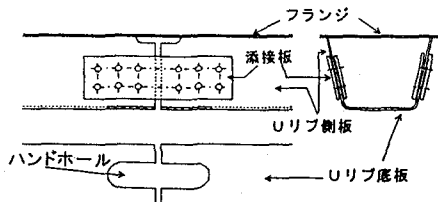


図-1 U リブ高力ボルト継手部の概略

表－1 各種設計思想による添接板の板厚比較

	(1)	(2)
添接板板厚(mm)	9	25
設計手法	断面積等価	柱としての剛度等価
弾性座屈解析結果	95%	100%

(設計条件) 使用鋼材: SM490Y, Uリブ: 320×240×8mm, フランジ厚: 14mm

表－2 圧縮試験ケースのまとめ

供試体名	CL25	CL25JA	CL25JB	CL25JC
溶接条件	継手なし	継手あり	継手あり	継手あり
添接板厚	—	12mm	16mm	16mm
ボルト列数	—	3列	3列	3+1*列

注* +1列は外側添接板のみを延長した単せん断接合

擦接合によるせん断力を十分にカバーすることのできる2段で片側3列の配置とした(図－1参照)。

(2)の板厚は(1)に対して約3倍程度となり、大きな差が見られる。特に(2)の板厚では重量の面から実施工者に対する負担が大きく、その施工は難しい。そこで、(1)の座屈強度を概略的に確認するため、添接部の曲げ剛性のみを低下させた単純支持柱の弾性座屈解析を行った。表－1にこの結果を示すが、(2)の場合に対して5%の座屈強度の低下しか認められず、(1)の構造はここまでの検討であれば設計上5%程度の強度低下を考慮することで成立することとなる。

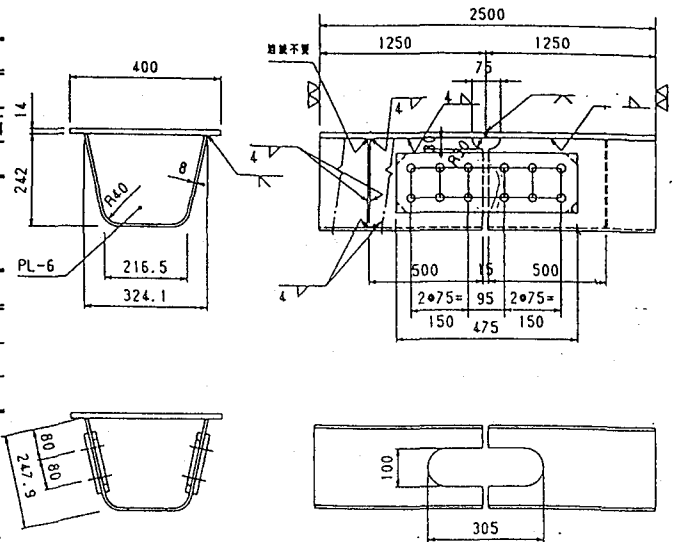
しかしながら、現実には添接部の構造はハンドホール、添接板および高力ボルトなどによる複雑な部材構成となっており、応力集中などの影響を受けてその耐荷特性が左右される可能性が高い。一方、弾性座屈解析ではこのような点が考慮できないため、(1)の考え方による設計諸元をそのまま実設計に取り込むことはできない。そこで、圧縮試験と弾塑性有限変位解析によりその耐荷特性の検討を行うこととした。

3. 圧縮試験の概要

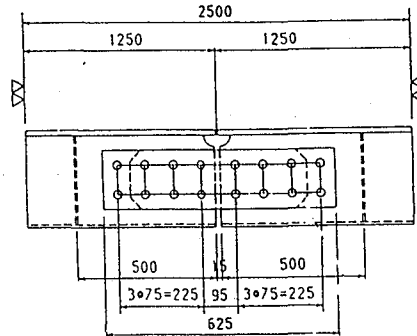
Uリブ補剛板の高力ボルト継手部に圧縮力が作用した時、その圧縮強度や崩壊のメカニズムを明らかにするためUリブ1本分を取り出した実物大の部分模型を用いて、圧縮試験を実施した。試験は一軸圧縮荷重を変位制御により載荷した。この時、供試体両端は回転軸が断面図心を通るような主軸周りの単純支持とし、スパン中央に継手部が位置するように設置した。供試体の圧縮強度は前述の柱モデル・アプローチの手法により推定し、その設計を行った。試験ケースは表－2のとおりで、高力ボルト継手構造の耐荷力実験を3ケースと、比較のため継手なしの1ケースの試験を行った。これらの供試体図面を図－2(a),(b)に示す。また、鋼材の材質はいずれもSM490Yとした。以下に、表－2の継手構造の選定理由を述べる。

3.1 JAタイプ

実験に先立ち、継手部に生じる応力集中を確認するため、弾性FEM解析を行った。その結果、図－3に示すように $\sigma = 1,700 \text{ kgf/cm}^2$ の平均圧縮応力を作用させた場合、添接板下縁および添接板背面のUリブ腹板に応力集中が発生することが解った。この時、前者は平均応力の約1.6倍、後者は約1.4倍の応力集中が発生していた。なお、解析時の添接板板厚は断面積等価の考え方から $t=9\text{mm}$ としている。これより、添接板の局部座屈応力度が許容降伏

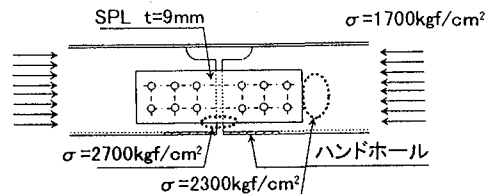


(a) CL25JA,JB



(b) CL25JC

図－2 供試体製作図



図－3 弾性FEM解析結果

応力度 (SM490Yでは $2,100 \text{ kgf/cm}^2$) 以下になる板厚として $t_{\text{req}}=12\text{mm}$ を選定した。

$$t_{\text{req}} = 1,700 \times 1.6 \times 9 / 2,100 = 11.6 \rightarrow 12\text{mm} \quad (1)$$

3.2 JBタイプ

JAタイプでは、添接板下縁と添接板背面のUリブ側板の降伏荷重がほぼ同程度となると予測されるため、添接板下縁の降伏により崩壊が始まった場合に添接板背面部の降伏荷重が推定できない。そのため、添接板が先に降伏しないような板厚として $t=16\text{mm}$ を選定した。

3.3 JCタイプ

添接板背面の応力集中を緩和するためには、添接板長を長くして応力分布を改善することが有効であると考えられるが、内側の添接板はハンドホールからの出し入れが可能な長さとする必要がある。そのため、外側の添接

板のみを伸ばし、添接板背面部を単せん断接合する形式を選定した。

4. 圧縮試験結果

4.1 初期不整計測結果

圧縮試験に先立ち同様な製作過程を経た供試体から切り出し法により残留応力を求めた。

計測結果を図-4に示す。これより、フランジの橋軸方向の圧縮残留応力の大きさは、降伏応力度 σ_y の2～3割程度であり、一方、溶接線に近い領域では降伏応力に近い大きな引張りの残留応力が生じていた。また、Uリブの側板内で圧縮の残留応力が三角形形状に分布しており最大で $-0.4\sigma_y$ の圧縮残留応力が発生していた。

各供試体に対して初期変形の計測も行った。計測は圧縮柱としての曲がり及び平面度を計測した。計測はダイヤルゲージ式変位計をリニアールに固定し供試体に沿わせスライドさせることで行った。計測結果を表-3、4にまとめる。両者はいずれも長大橋の製作基準⁹⁾であるL/1000 (L: 横リブ間隔) およびw/150 (w: 縦リブ間隔) をそれぞれ満足していた。

4.2 耐荷力特性

圧縮試験の最大荷重を表-5にまとめる。これより明らかに継手ありの供試体は継手なしの供試体に比べて耐荷力の格段の低下が認められる。特に、弾性FEM解析による応力集中を考慮して設計したCL25JAではCL25に比べて23%の耐荷力の低下が認められた。

供試体中央の横方向変位と荷重の関係を図-5に示す。これより、継手のないCL25は最大荷重の80%付近まで横方向変位の増加はほとんど見られないのに対し、継手を有する供試体はいずれも載荷初期より横方向変位を生じている。これは、一般部と継手部の中立軸位置が異なるためと考えられる。したがって、継手剛性の低いCL25JAで横方向変位が最も早期に生じている。

最大荷重後の荷重低下は継手なしの供試体では継手ありのものよりも大きく低下している。

次に、端部より885mmの断面位置での添接板背面部のUリブのひずみ分布を図-6に示す。いずれの供試体についてもUリブ底板のひずみが小さく、側板のひずみが大きくなっていることが分かる。これは継手部のハンドホールの影響によるものであるが、断面内の不均等の度合いはJA>JB>JCとなっている。また、柱中央部のフランジのひずみも観測したが他の箇所比べひずみの進行は少なかった。これはハンドホールによる断面欠損の影響でフランジ側が凸となる変形が生じる崩壊モードの影響によるものと考えられる。

図-7にCL25とCL25JCの崩壊後の変形の様子を示す。継手ありの供試体はすべて図-7(b)のような崩壊モードとなったが、継手なしのモデルでは逆にフランジ側で凹の崩壊モードが生じていた。これは、図-4よりフランジ側に比較的大きな圧縮の残留応力が広い範囲で分布しているため、圧縮荷重が増加していく中でフランジが断面の中で最も早期に降伏し、フランジ側の剛性低下が生じるためこのようなモードになると考えられる。

図-8に平均ひずみの変化の様子を示す。これよりCL25JAに関しては添接板およびUリブのひずみがいずれも $P/P_u=0.8$ (P_u : 最大荷重、P: 荷重) 以降から変化の割合が大きくなり始めており、両者の降伏がほぼ同時で

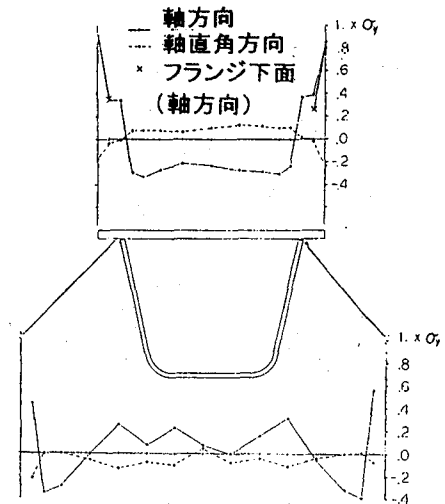


図-4 残留応力分布

表-3 初期変形(柱の曲がり)

供試体	たわみ δ (mm)	δ/L L: スパン長
CL25	2.25	0.90/1000
CL25JA	1.43	0.57/1000
CL25JB	1.80	0.72/1000
CL25JC	1.62	0.65/1000

表-4 板パネルの平面度(たわみ板幅比)

	CL25	CL25JA	CL25JB	CL25JC
フランジ	0.13/150	0.10/150	0.09/150	0.19/150
Uリブ側板	0.14/150	0.38/150	0.38/150	0.25/150
Uリブ底板	0.09/150	0.29/150	0.29/150	0.24/150

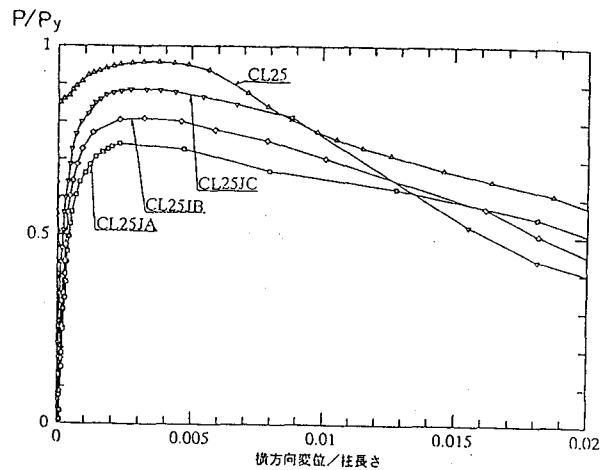


図-5 荷重-面外方向変位曲線

あったと推定される。CL25JBに関して、Uリブのひずみが急増するのは $P/P_u=0.8$ 付近であるのに対して、添接板のひずみが急増するのは $P/P_u=0.9$ 以降である。CL25JCに関してCL25JBとほぼ同様の傾向であるが、Uリブのひずみが急増するのは $P/P_u=0.9$ 以降となっている。

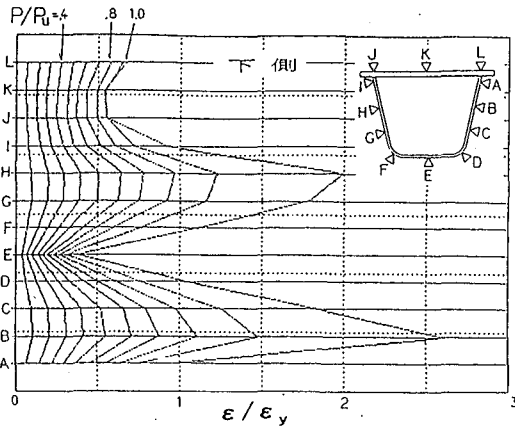
以上の点から、CL25JBの耐力がCL25JAを上回ったのは添接板の強度(板厚)増によるもので、CL25JCがCL25JBを上回ったのは添接板の延長によりUリブの応力集中の改善がなされたことによるものと考えられる。言い換えれば、CL25JAの崩壊は添接板の降伏が主要因であるのに対し、CL25JB、JCはUリブの応力集中部の降伏が主要因であると推定される。

表一5 最大荷重のまとめ(圧縮試験)

供試体名	試験内容	最大荷重 P_{cr} (kN)	最大応力度 σ_{cr} (kN/cm ²)	σ_{cr}/σ_y
CL25	継手なし	4440	39.6	0.96
CL25JA	添接板板厚 $t=12$ mm ボルト 3列	3440	30.7	0.75
CL25JB	添接板板厚 $t=16$ mm ボルト 3列	3750	33.4	0.81
CL25JC	添接板板厚 $t=16$ mm ボルト 3+1列	4110	36.6	0.89

注記1) 最大応力度 σ_{cr} は、供試体実測断面積 $A=112.2\text{cm}^2$ より算出した。

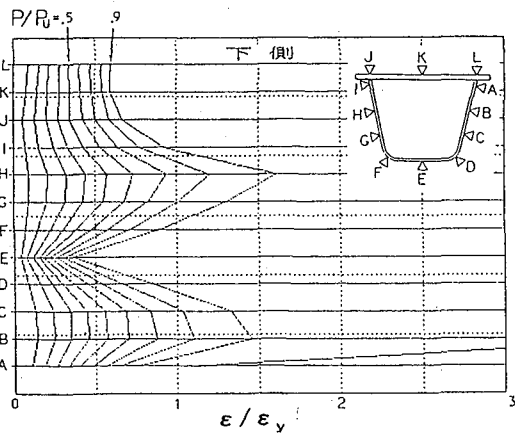
2) 降伏応力 σ_y はフランジ、Uリブで実測した値を基にしており、実測結果は両者に差異はなく、実測値の 41.2kN/cm^2 を使用した。



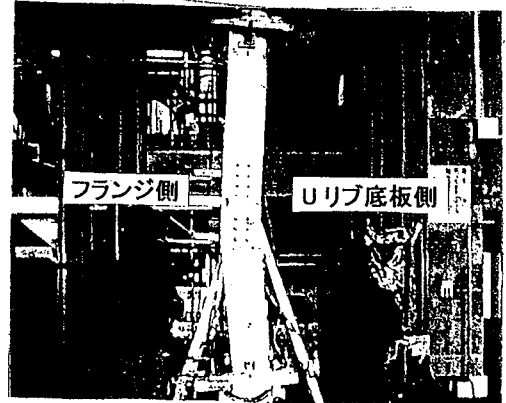
図一6(a) CL25JAのひずみ変化



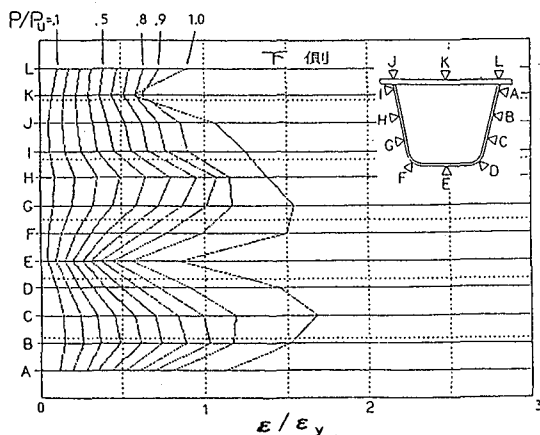
図一7(a) CL25の最終変形図



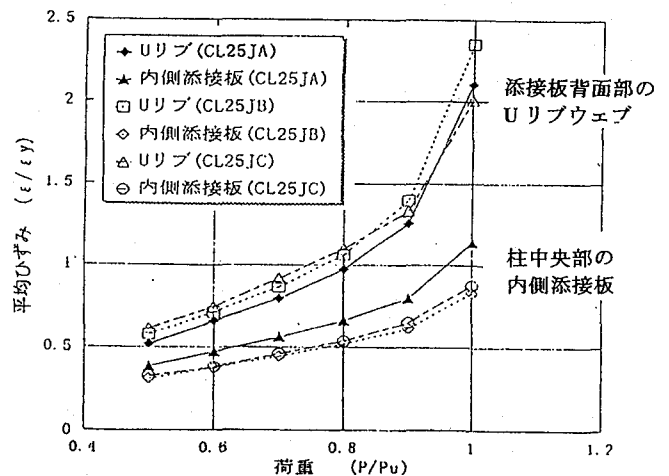
図一6(b) CL25JBのひずみ変化



図一7(b) CL25JCの最終変形図



図一6(c) CL25JCのひずみ変化



図一8 平均ひずみの変化の様子

表－6 解析ケースおよび解析条件

解 析 モ デ ル	解 析 条 件				
	初期変形		残留応力	境界条件	その他
	全体曲り	板平面度			
CL25	実測値	実測値	実測値	ピン	
CL25JC	実測値	実測値	無 視	ピン	添接 3+1 列 t=16mm

表－ 7 最大荷重、極限応力度総括

解析モデル	最大荷重(kN)		極限応力度 (σ_{α}/σ_y)		
	解析	実験	解析	実験	設計目標値*
CL25	4440	4440	0.958	0.958	0.88
CL25JC	3850	4110	0.830	0.886	0.88

注*) 設計目標値とは柱モデル・アプローチの手法により算定される継手のないモデルの極限応力度であり、この値は SM50 材に対して文献 3) で示された式により算出した。

5. 弾塑性有限変位解析

先の実験を弾塑性有限変位解析によりシミュレーションし、耐荷力の確認を行った。なお、解析プログラムには、非線形汎用プログラム ABAQUS (Version 5.3) ⁶⁾ を使用した。

解析ケースは表－6のとおり 2 ケースとした。材料特性に関しては圧縮試験前に行った引張り試験の結果を部材毎に正確に反映したひずみ硬化型のモデルを用いた。

CL25JC の解析上の残留応力は無視した。これは耐荷力を左右する柱中央部で部材が連続しておらず、橋軸方向の残留応力が部材端では抜けてしまい、一般部で計測された残留応力分布とかなり異なることを考慮したものである。

図－9は添接板要素のモデル化を示したものであるが、添接板と U リブの実際の位置関係を考慮して、U リブ要素の板厚中心より添接板要素の板厚中心をオフセットさせた。添接板と U リブは斜線内節点が同一挙動となるような拘束条件を設け、添接板と U リブのすべり現象は無視した。なお、黒丸はボルト位置を示しているが、解析にはボルト要素は考慮していない。

解析結果の最大荷重と最大応力の総括を表－7に示す。また、それぞれのケースの崩壊モードを図－10に示す。

5. 1 CL25 の解析結果

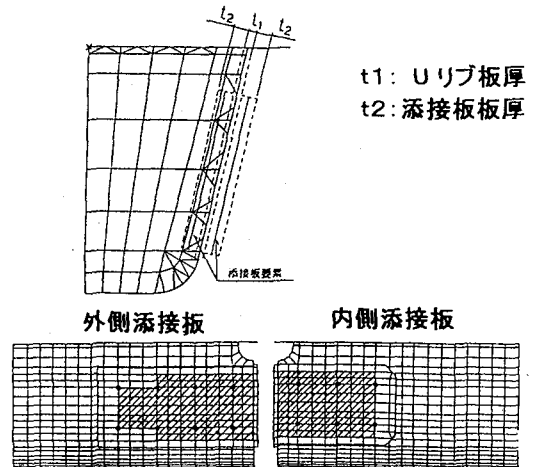
最大荷重、崩壊モードの結果からそれぞれ試験結果との良好な一致が確認できる。これにより、一般部の U リブ補剛板の耐荷力解析の妥当性が確認された。また、図－11に添接板背面の U リブのひずみ変化を示すが、試験結果と比較して、両者は十分類似していることが分かる。

また、解析や実験の極限応力度の結果は設計値のそれを上回っており、U リブ自身の局部座屈や隅肉溶接部の回転剛性の低下などに起因した耐荷力の低下は認められなかった。

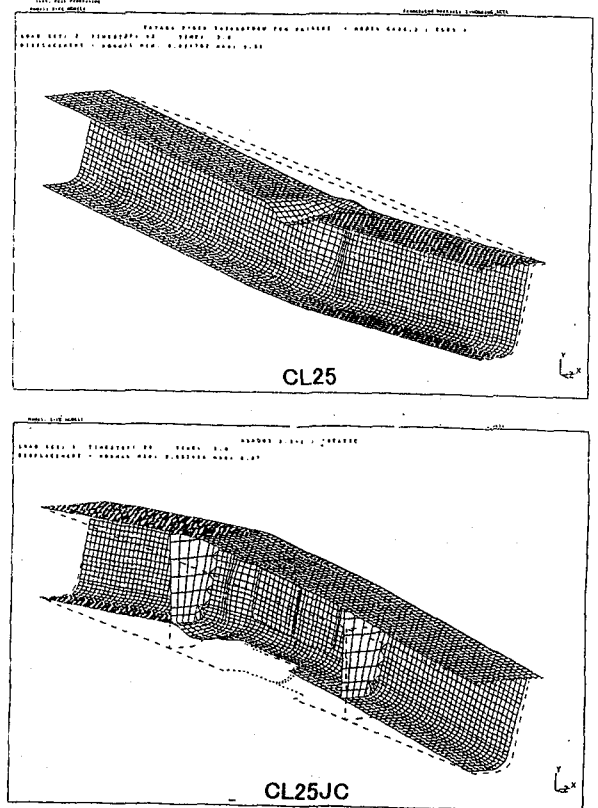
5. 2 CL25JC の解析結果

崩壊モードは試験結果と良好に一致しており、添接板下縁と添接板後背部の U リブの応力集中部の降伏により耐荷力が決定する傾向にあるといえる。解析時の添接板背面の U リブのひずみ変化を図－12に示すが図－ 6 と比較してひずみ分布の傾向も試験結果とよく類似していることが分かる。

しかし、最大荷重は継手のない CL25 に比べてやや誤



図－9 継手部分のモデル化



図－10 崩壊モード

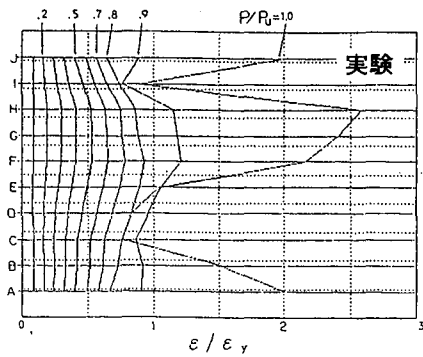


図-11 CL25 の中央断面のひずみ変化

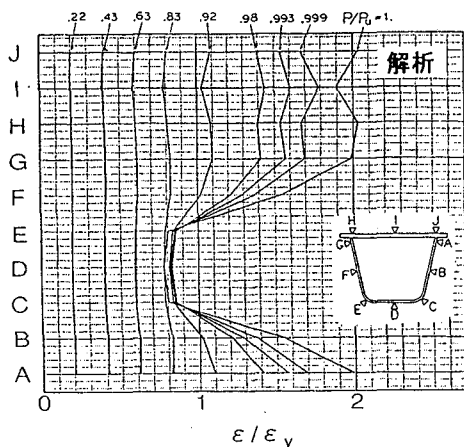


図-12 CL25JC のひずみ変化(解析)

差が生じ、設計値と解析値を比較しても後者がそれを下回った。その最大の原因は継手部のモデル化と考えられる。即ち、添接板とUリブとの接触範囲を最初から図-9のように仮定しているが、これは最大荷重近くでの想定であり、低い荷重状態では過小評価となっていると考えられる。厳密には添接板とUリブの節点間の拘束条件は、高力ボルトの軸力を考慮した接触モデルで表現しなければならないと考えられる。

上記の問題は今後の課題として挙げられるが、今回の解析手法により設計評価を行った場合、少なくとも安全側の解が得られるため、実務的な耐荷力の評価として十分に利用できると考えられる。

6. まとめ

以下に本検討から得られた知見をまとめる。

(1) 継手ありの試験結果は継手なしのモデルに比べ、耐荷力の低下が認められる。これは添接部周辺の応力集中に起因した崩壊モードの影響によるものと考えられる。

(2) 長大斜張橋のように桁の広い範囲で軸圧縮力が卓越する構造物では、曲げ圧縮が主となる一般的な桁の場合と異なり、添接位置の工夫により発生応力の低い部分に継手を配置できない。このため、添接板を実務的な設計手法（例えば、断面積等価や弾性FEM解析による応力集中を考慮した設計）によりその諸元を決定してしまうと、目標通りの強度が期待できず、全橋の安全性にも問題が生じる可能性がある。

(3) 耐荷力の不足を招かないように実設計では添接板の塑性化がUリブの塑性化よりも早期に生じないように配慮を行い、かつ、外側の添接板を伸ばすなどの措置により添接板背面のUリブに生ずる応力集中現象を緩和する必要がある。これらにより効果的にこの継手構造の耐荷力の向上が図られる。

(4) 継手なしのモデルでは、圧縮試験と解析の結果は一致しておりUリブ補剛板の圧縮耐荷力の評価として弾塑性有限変位解析による手法の妥当性が確認できた。

(5) 継手ありのモデル（CL25JC）の耐荷力は、実験結果に比べて解析結果が5%程度低めの値となった。この要因についてはボルト構造のモデル化の影響（摩擦面のすべりによる応力の再配分）等が考えられるが、今回の手法による解析により、崩壊現象の傾向を捉えることができ、設計上安全側に耐荷力の評価を行うことができることが分かった。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説（鋼橋編），1996年12月。
- 2) 本州四国連絡橋公団：鋼床版設計要領，1989年4月。
- 3) 土木学会：座屈設計ガイドライン，1987年10月。
- 4) 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。
- 5) 本州四国連絡橋公団：鋼橋等製作基準，1989年4月。
- 6) ABAQUS USER'S MANUAL Volume I, II Version 5.3, 1994

(1997年9月26日受付)