

プレキャスト連結げたの模型供試体を用いた静的載荷試験

西川 和廣*1・箕作 光一*2・杉山 純*3
(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会

1. はじめに

橋梁における伸縮装置の存在は、車両走行時の衝撃による不快感や周囲に及ぼす騒音のために最近問題視されてきており、連続形式の橋の採用や埋設ジョイント等によるノージョイント化への動きとなって現れている。また、伸縮装置を無くすことは、橋梁の維持管理を容易にするという利点もある。

こうした状況において、工場または現場近くのヤードで製作したプレキャストPCげたを単純げたとして架設した後、中間支点部を場所打ち方式の鉄筋コンクリート構造により結合し連続化するプレキャスト連結げた橋の施工実績が、高架橋の分野を中心に増加する傾向にある。この形式の橋は、橋梁下に支保工を用いることなく比較的簡単に橋梁を連続化することが可能であり、最近の労働力不足の中で施工の省力化も期待できる工法である。

しかしながら、このプレキャスト連結げた橋の設計については、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編（平成2年2月）において、連結部鉄筋の重ね継手長や許容引張応力度等について若干の規定がなされてはいるものの、それ以外は各機関がそれぞれ作成した設計要領等の基準によっているのが現状である^{2)~8)}。

こうした状況を踏まえ、今後の適用の増大が期待されるプレキャスト連結げた橋の設計法の統一を目的とし、建設省土木研究所と(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会とで共同研究を行った。共同研究では、設計施工の実績調査、実橋の目視調査および模型供試体を用いた静的載荷試験を実施し、これらの結果および各機関の基準を参考に「プレキャスト連結げた橋の設計・施工基準(案)」をとりまとめた。ここでは、模型供試体を用いた静的載荷試験の結果を中心に報告する。

2. 設計の現状と問題点

連結げたは、まず単純げたの状態に架設した後、中間

支点上をRC構造によって結合し連続化するため、設計荷重作用時ならびに終局荷重作用時に対して組み合わせる各種荷重を連結前に作用するものと連結後に作用するものに分けて考える必要がある。この中でクリープの影響については、挙動そのものが仮定に基づいたものであるため、組合せに算入するか否かが問題である。

連結部の構造についても、プレストレストコンクリート(PC)構造のプレキャスト主げたから予め出しておいた連結用埋込み鉄筋を、添え筋を用いた重ね継手によって、RC構造の場所打ち部分で結合しているため、応力照査方法を分けることとなるが、それらの移行部分については曖昧になる可能性がある。

施工が煩雑となるため連結部分に用いる鉄筋は、径や配置間隔を的確に規定する必要がある。また、道示Ⅲにおける設計荷重下でのこの連結用鉄筋の引張応力度の妥当性を載荷試験等により確認する必要があるものと考えられる。

なお、目視による実橋調査において、連結部上の舗装面にはひびわれ等の異常は全く見られなかったが、一部橋梁の連結部横げた側面には、乾燥収縮の影響等によると思われる縦方向のひびわれが見られた。これは横げたの施工形式の違いによって差違が明らかであり、施工形式によってはこのひびわれに対する十分な配慮を行う必要がある。実橋調査の結果の詳細は、文献1)を参照されたい。

3. 静的載荷試験

実橋に近い形での連結げたの挙動を把握するため、実際の2径間連結げたを縮小した模型供試体について、静的載荷試験を実施した。その目的は主に以下の項目についての確認である。

- ① 連結部のひびわれ発生状況
- ② ひびわれ発生に伴う連結部剛性の低下と構造系の変化性状

*1 Kazuhiro NISHIKAWA : 建設省 土木研究所構造橋梁部橋梁研究室室長

*2 Kouichi MINOSAKU : 国土庁 地方振興局

*3 Jun SUGIYAMA : 建設省 土木研究所構造橋梁部橋梁研究室

- ③ 連結げたの最終耐力
- ④ 連結部下縁圧縮部の有効幅

3.1 試験方法

(1) 供試体

供試体として図-1に示す2体(供試体S4およびS6)を製作した。供試体はJISげたを用いた支間約16mの2径間連結げたを概ね1/2にモデル化したもので、けた長16.3m、けた高0.45mとした。主げたには、T形断面のプレテンション方式PCげたを用い、連結部はけた軸方向を0.85m、直角方向を1.0mの横げたとした。連結部鉄筋は供試体S4ではD13-4本、そして供

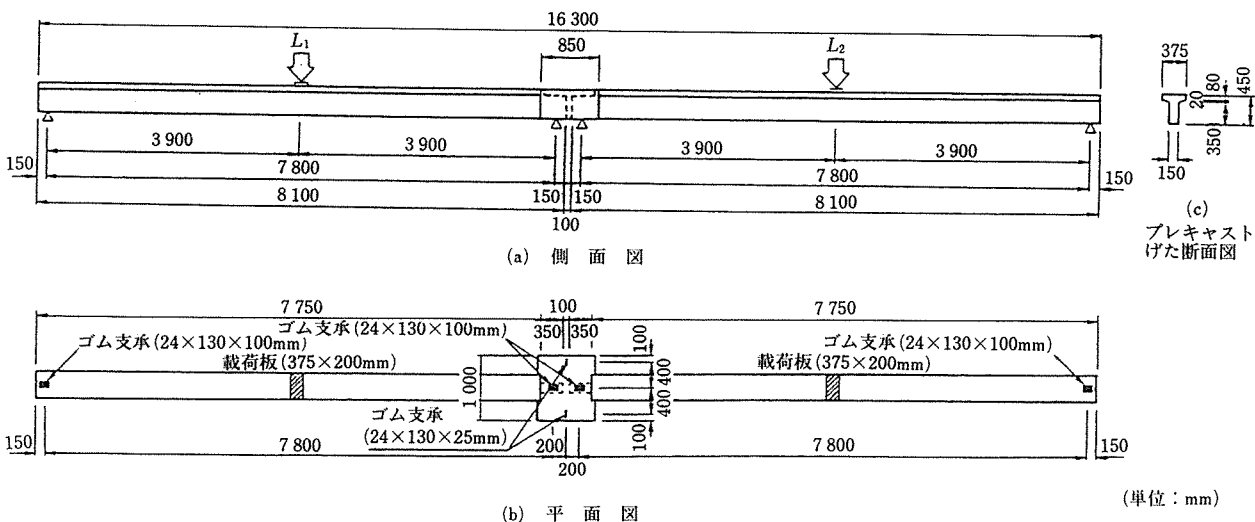
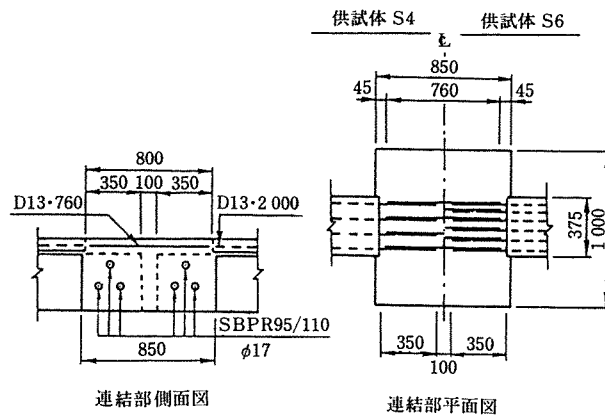


図-1 供試体の形状・寸法

表-1 使用材料の特性

| (a) 鋼材 | | | | | | |
|--------------------------|----------------------------|-----------------------------|-----------------------------|--------|----------|--|
| 種類 | 降伏点 (kgf/cm ²) | 引張強度 (kgf/cm ²) | 弾性係数 (kgf/cm ²) | 伸び (%) | 備考 | |
| PC鋼より線 (SWPR 7 A・9.3 mm) | 17 477 | 19 066 | 1.97×10 ⁶ | 7.2 | プレキャストげた | |
| | - | 17 981 | - | - | - | |
| 鉄筋 (SD 30 A・D 10) | 3 830 | 5 480 | - | 23.9 | プレキャストげた | |
| | 3 570 | 5 266 | 2.00×10 ⁶ | 19.7 | - | |
| 鉄筋 (SD 30 A・D 13) | 3 540 | 5 350 | - | 23.0 | 連結鉄筋 | |
| | 3 525 | 5 280 | 1.92×10 ⁶ | 19.1 | - | |
| PC鋼棒 (SBPR 80/95・17 mm) | - | - | - | - | 横げたの横締め | |
| | 8 580 | 10 117 | 1.94×10 ⁶ | 8.5 | - | |

注) 上段はミルシートによる値。下段は材料試験による値。

(b) コンクリート

| 種類 | | 載荷試験時 (現場養生) | | | | 材令 28 日 (水中養生) | | |
|----------|----------|-----------------------------|-----------------------------|-------|-------------------------------|-----------------------------|-----------------------------|-------|
| | | 圧縮強度 (kgf/cm ²) | 弾性係数 (kgf/cm ²) | ポアソン比 | 割裂引張強度 (kgf/cm ²) | 圧縮強度 (kgf/cm ²) | 弾性係数 (kgf/cm ²) | ポアソン比 |
| プレキャストげた | S 4(2-1) | 806 | 3.91×10 ⁵ | 0.208 | 47.3 | 650 | - | - |
| | S 4(2-2) | 916 | 3.86×10 ⁵ | 0.208 | 54.0 | 706 | - | - |
| | S 6(1-1) | 803 | 3.88×10 ⁵ | 0.190 | 56.3 | 695 | - | - |
| | S 6(1-2) | 817 | 3.56×10 ⁵ | 0.202 | 48.4 | 670 | - | - |
| 場所打ち部 | S 4 | 360 | 2.07×10 ⁵ | 0.159 | 29.0 | 328 | 2.05×10 ⁵ | 0.200 |
| | S 6 | 344 | 2.06×10 ⁵ | 0.171 | 29.7 | | | |

注) 円柱供試体 (φ10 cm×20 cm) の試験による値。

◇研究報告◇

試体 S 6 では D 13-6 本としたが、モデル化を考慮し、実橋としての鋼材量と同程度としたものが供試体 S 6 であり、けた自重およびプレストレス力によるクリープの影響を加味して鉄筋量を減じたのが供試体 S 4 である。すなわち 2 径間の中間支点上で正曲げとして生じるクリープによる 2 次断面力を考慮することにより、支点部の上側に配置する連結鉄筋量は減少させた。なお、連結鉄筋の重ね継手長はいずれも鉄筋径の 25 倍を確保した。

横げた部にはプレキャストげたとの一体性を確保するために横げた軸方向に約 15 kgf/cm^2 のプレストレスを PC 鋼棒 $\phi 17$ によって導入した。供試体製作に使用した材料の特性は表-1 に示すとおりである。

(2) 荷重方法および計測方法

供試体には各支点位置にゴム支承 $R_b \cdot D$ パッドを配置し、横げた軸方向についても、供試体の転倒を防止するための細長いゴムパッドを設置した (図-1)。

荷重は各径間の中央部への 2 点集中荷重とし、手押し式の油圧ジャッキを用いて静的に荷重した。その状況を写真-1 に示す。

荷重の各段階において、変位計により供試体のたわみを、ひずみゲージにより連結鉄筋の埋込み筋と添え筋およびコンクリート表面のひずみを、 π 形変位計によりひ

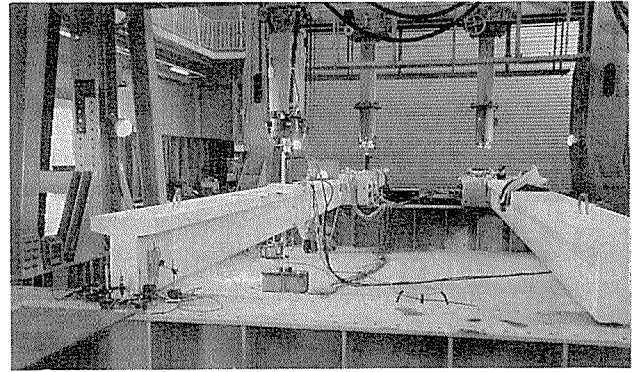


写真-1 荷重試験状況

びわれ幅をそれぞれ計測した。また、横げた中心位置の圧縮縁の橋軸方向ひずみ分布をモールドゲージにより計測した。

3.2 試験結果

(1) ひびわれ発生状況および破壊状況

図-2 は供試体 S 4, S 6 の横げた近傍のひびわれ発生状況と破壊状況を示したものである。曲げひびわれは、いずれの供試体とも、まずプレキャストげたと横げた部の継目部付近上面で発生し、その後横げた部中央付近上面に生じた。両供試体に顕著な差異は見られなかった。

破壊状況については、供試体 S 4 がプレキャストげたと横げた部の継目部付近下面でのコンクリートの圧壊

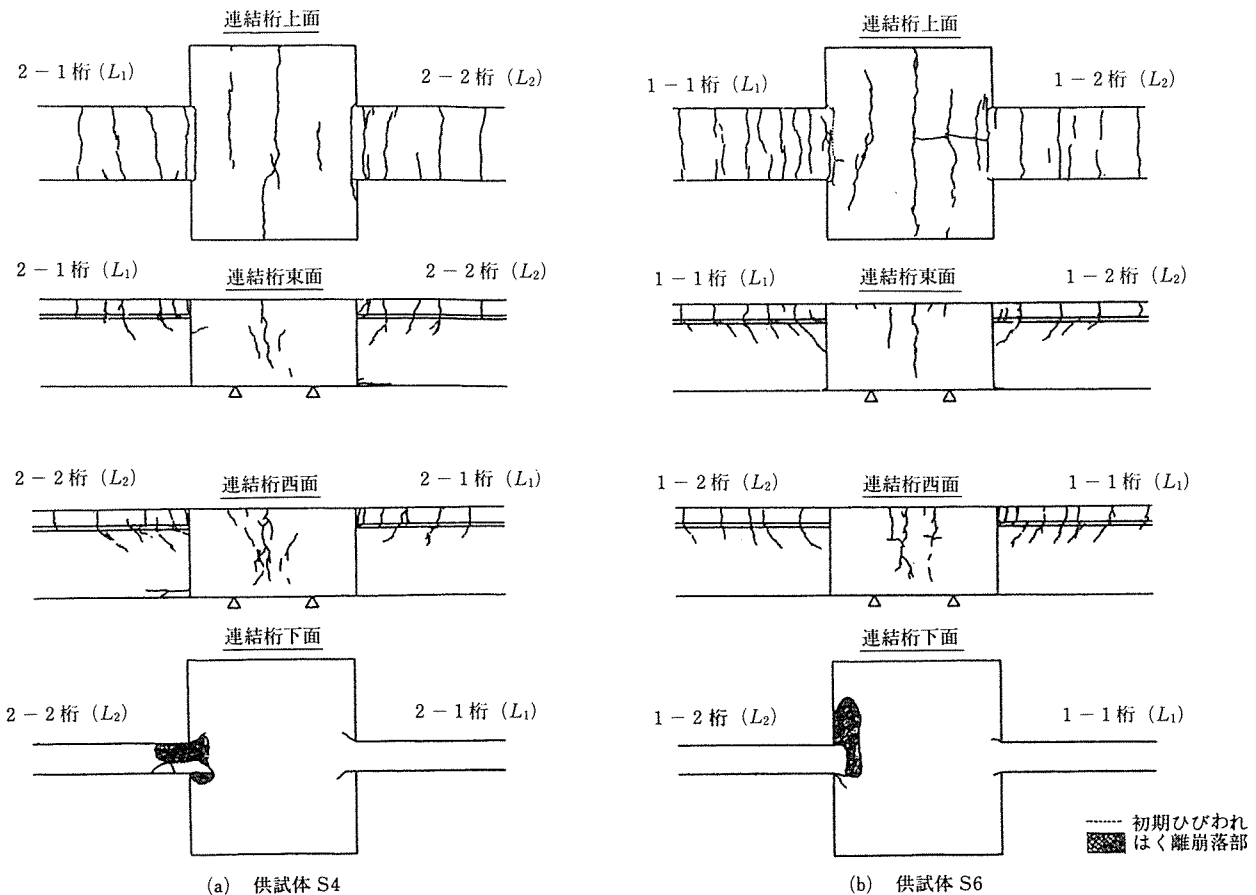


図-2 ひびわれ発生状況およびコンクリート圧壊状況

後、荷重点位置で主げた PC 鋼より線が破断にて耐力を失ったのに対し、供試体 S6 は、プレキャストげたと横げた部の継目部付近下面でコンクリートが圧壊した後、連結鉄筋が破断して耐力を失った。

(2) 連結鉄筋のひずみおよびひびわれ幅

図-3 に両供試体の継目部付近の埋込み鉄筋および添え筋についての荷重荷重と鉄筋ひずみの関係を示してい

る。連結鉄筋のひずみの変化をみると、いずれの供試体についても、プレキャストげたと横げたとの継目部位置では、荷重初期段階でひびわれが生じたため、埋込み鉄筋のひずみが直線的に変化している。これに対して中央部での添え筋のひずみは、ひびわれが発生するまでは小さく、発生後急激に増大している。なお添え筋の応力度が $1\,600\text{ kgf/cm}^2$ 時、すなわちひずみが $800\ \mu$ 時での

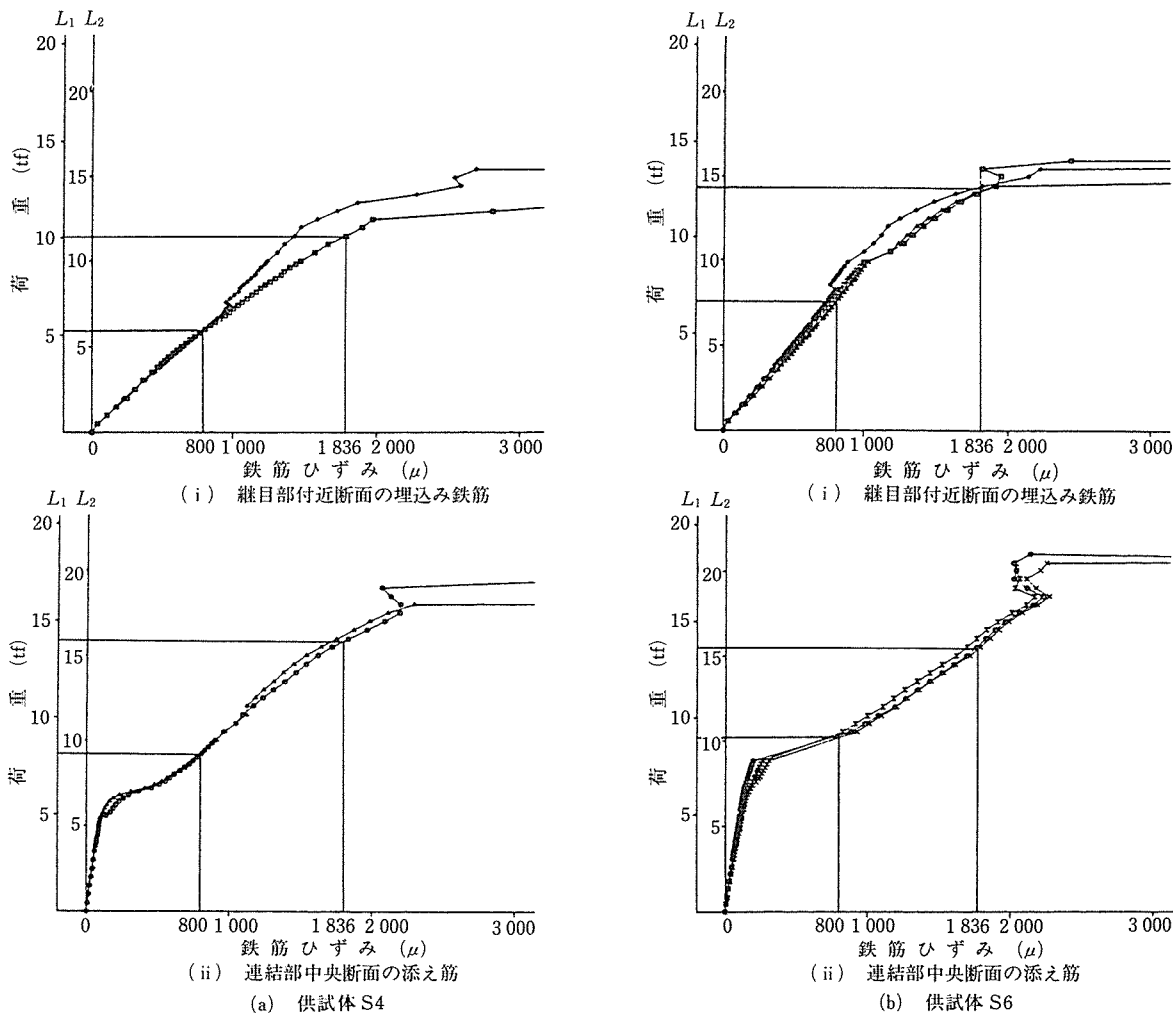


図-3 荷重-連結鉄筋ひずみの関係

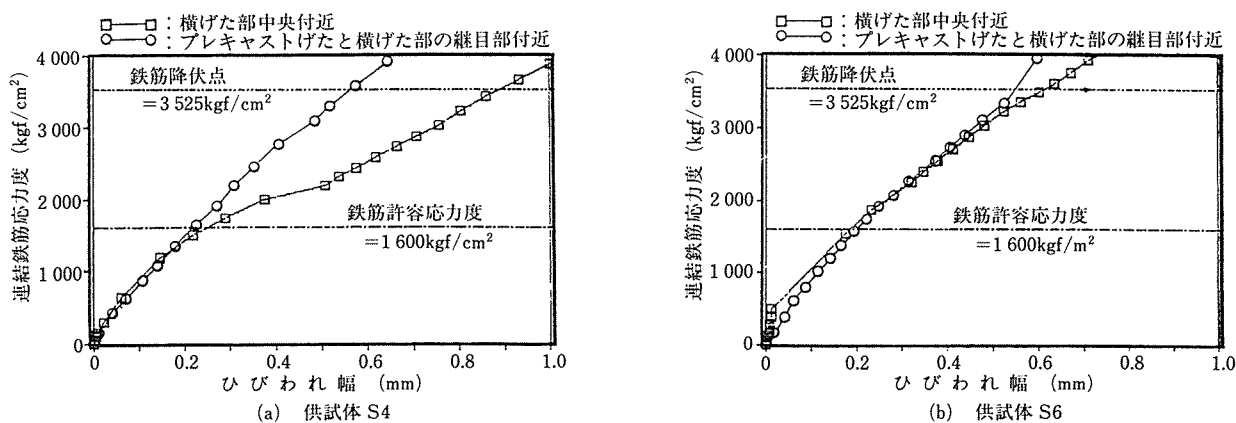


図-4 連結鉄筋応力度-ひびわれ幅の関係

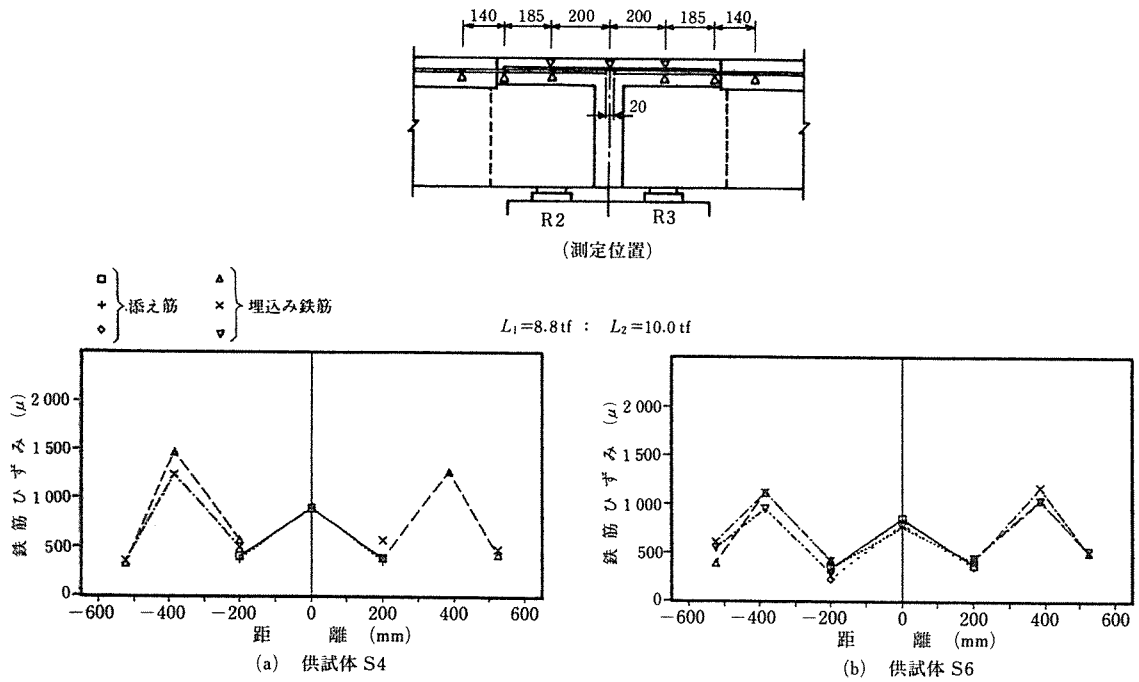


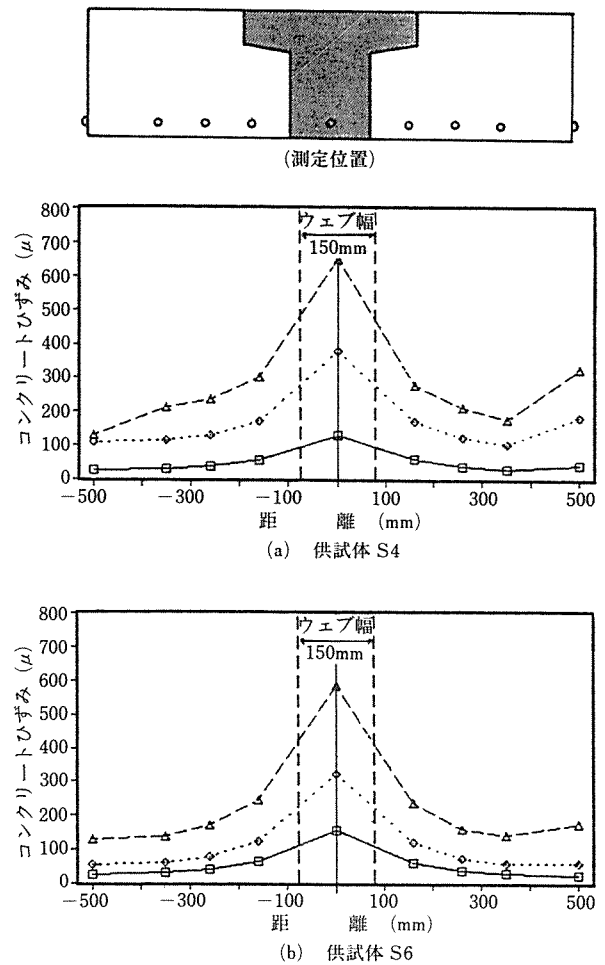
図-5 連続鉄筋のひずみ分布

荷重は供試体 S 4 で約 7 tf, 供試体 S 6 で約 8 tf であった。なお、同図の縦軸が荷重 L_1 と L_2 で異なるのは、試験時の載荷荷重が L_1 と L_2 で若干誤差を生じていたことによる。

図-4 は両供試体の、連続鉄筋応力度とひびわれ幅の関係を示したものである。横げた部中央付近および継目部付近のいずれの位置においても鉄筋応力度 1 600 kgf/cm² 程度に対するひびわれ幅は、いずれの供試体とも約 0.2 mm であることがわかる。また、図-5 は連続鉄筋のひずみ分布として、鉄筋応力度が約 1 600 kgf/cm² 時のひずみを、横げた中央からの距離が -200 mm 以下および 200 mm 以上については埋込み鉄筋、そして -200 mm から 200 mm までの間は添え筋のひずみを示したものである。添え筋ひずみは埋込み鉄筋ひずみよりも小さいことがわかる。これは、横げた部中央付近では剛な横げたの影響を受けて、ひずみが小さくなるためと思われる。

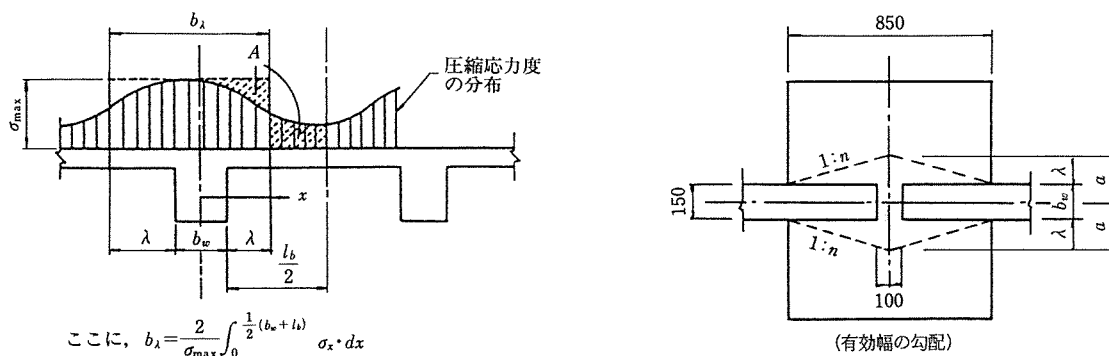
(3) 横げた部下縁圧縮部の軸方向ひずみ分布

図-6 は横げた部下縁圧縮部の供試体軸方向ひずみの分布を S 4, S 6 両供試体について示したものである。いずれもプレキャストげたのウェブ幅にあたる以外の部分にもひずみが分布しており、連結部では負の曲げモーメントに対する抵抗断面として場所打ち横げた部分がある程度考慮できると考えられる。ここで、圧縮部有効幅の推定を道示Ⅲ「2.2.2 有効断面」に従って、連続鉄筋応力度が約 1 600 kgf/cm² 時のひずみ分布に対して行くと、図-7 に示すように、片側有効幅として $\lambda=115\sim 160$ mm となる。これは横げた部のウェブから中央ま



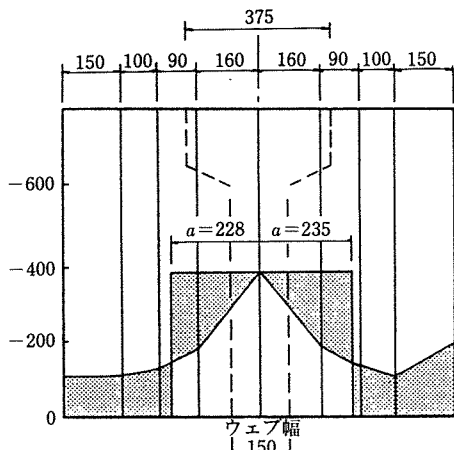
- 荷重ステップ
 □ : 横桁部中央付近ひびわれ発生程度
 ◇ : 連続鉄筋応力度 1 600 kgf/cm² 程度
 △ : 連続鉄筋降伏程度

図-6 横げた部の下側圧縮部の軸方向ひずみ分布

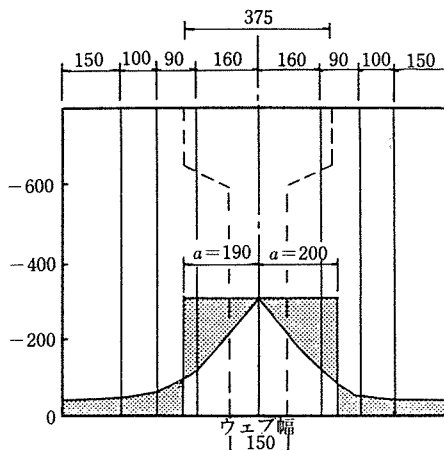


ここに、 $b_\lambda = \frac{2}{\sigma_{\max}} \int_0^{\frac{1}{2}(b_w+l_b)} \sigma_x \cdot dx$

(道示Ⅲ「2.2.2 有効断面」における圧縮フランジの有効幅)



(a) 供試体 S4



(b) 供試体 S6

図-7 有効幅の推定

表-2 ひびわれ発生荷重, 連結鉄筋降伏荷重および最大荷重

| | | | | 供試体 S 4(4 D 13) | | | 供試体 S 6(6 D 13) | | | | |
|------------------------|-----------|-----------|------------------|--|-------------------|---------------------------------------|--|-------------------|-------------------|---------------------------------------|----------------------|
| | | | | 実 測 値 | | 計算値 ⁴⁾ | 実 測 値 | | 計算値 ⁴⁾ | | |
| | | | | 荷重 L ₁ | 荷重 L ₂ | | 荷重 L ₁ | 荷重 L ₂ | | | |
| ひびわれ発生荷重 ¹⁾ | 横 げ た 部 | 継 目 部 | L ₁ 側 | 1.3 ton | 1.5 ton | 初期ひびわれ有り | 2.2 ton (3.9 ton) | 2.2 ton | 2.2 ton | 3.3 ton (4.9 ton) | |
| | | | L ₂ 側 | 初期ひびわれ有り | | | | | | | 4.7 ton |
| | 支 間 中 央 | 連 結 部 中 央 | L ₁ 側 | 9.7 ton | 11.0 ton | 8.0 ton (7.1 ton) | 8.7 ton | 8.8 ton | 9.7 ton | 11.0 ton | 8.0 ton (7.1 ton) |
| | | | L ₂ 側 | 8.3 ton | 9.4 ton | | 9.7 ton | 11.0 ton | | | |
| 連結鉄筋降伏荷重 ²⁾ | 埋 込 み 鉄 筋 | 継 目 部 | L ₁ 側 | 10.0 ton | 11.4 ton | 5.2 ton | 12.5 ton | 14.2 ton | 12.0 ton | 13.6 ton | 7.6 ton |
| | | | L ₂ 側 | 13.8 ton | 15.6 ton | | 14.0 ton | 15.8 ton | | | |
| | 添 え 筋 | 連 結 部 中 央 | | 11.3 ton | 12.8 ton | | | | | | |
| 最 大 荷 重 ³⁾ | | | | 18.9 ton | 20.5 ton | ① 5.2 ton ② 14.7 ton ③ 19.6 ton | 18.4 ton | 21.0 ton | | ① 7.6 ton ② 15.5 ton ③ 19.6 ton | |
| 備 考 | | | | プレキャストげたと横げた部との継目部付近下面でコンクリートの圧壊後、荷重 L ₂ 側プレキャストげたの鋼線破断 | | | プレキャストげたと横げた部との継目部付近下面でコンクリートの圧壊後、荷重 L ₂ 側連結鉄筋(埋込み鉄筋)破断 | | | | |

- 1) 実測値は、目視により発見された荷重値。計算値は、横げた部については鉄筋の引張応力が 1 600 kgf/cm² の時、支間中央についてはコンクリート下縁の引張応力が 30 kgf/cm² の時にそれぞれひびわれが発生すると仮定して求めた値。() 内はクリープによる 2 次力を考慮した場合の値。
- 2) 実測値は、鉄筋のひずみが 1 836×10⁻⁶ (材料試験結果より=3 525/1.92×10⁶) に達したときの荷重をグラフから読み取った数値。計算値は、鉄筋のひずみが 1 836×10⁻⁸ に達する荷重。
- 3) 実測値は、試験時の最大荷重。計算値は、道路橋示道書Ⅲに示される破壊抵抗曲げモーメント相当荷重。
- 4) 計算値における曲げモーメントの分布は、バネ支点を有する 3 径間連続げたに中央集中荷した場合は形状を仮定。ただし、最大荷重は、①横げた部の連結鉄筋の降伏を破壊と仮定した場合、②横げた部の連結鉄筋の降伏により、塑性ヒンジが形成され、モーメントの再分配が起こり、以後プレキャストげたは単純げたとして挙動すると仮定した場合、③横げた部の連結鉄筋の降伏以降も、連続げた構造として挙動すると仮定した場合。

◇研究報告◇

での勾配 $1:n$ に対して、 $1:3.7\sim 1:2.7$ に相当する。

(4) 耐 力

各供試体のひびわれ発生荷重、連結鉄筋降伏荷重および最大荷重を表-2 に示す。ここに示す最大荷重の計算値は、道示Ⅲに示される破壊抵抗曲げモーメントに対して求めたもので、①横げた部の連結鉄筋の降伏を破壊と仮定した場合、②横げた部の連結鉄筋の降伏により塑性ヒンジが形成され、プレキャストげたが単純げたとして挙動すると仮定した場合、③横げた部の連結鉄筋の降伏以後も連続げたとして挙動すると仮定した場合、を併記している。最大荷重について実測値と計算値を比較すると、両供試体ともに実測値は③の場合の計算値にほぼ一致しており、プレキャスト連結げたは、連結鉄筋量の多少によらず、設計上の耐力である①の計算値以上の十分な曲げ耐力を有していることがわかる。この理由としては、横げた部がプレキャストげた部に比べて非常に剛な構造であるために、連結鉄筋の降伏以降も横げた部が曲げモーメントの増加を分担し、連続げた構造が維持されたことが考えられる。

4. 「プレキャスト連結げた橋の設計施工基準(案)」への静的試験結果の反映

前述の設計上の問題点に対して、模型供試体を用いた静的載荷試験結果等を反映させた形で、プレキャスト連結げた橋の設計方法について以下の提案を「プレキャスト連結げた橋の設計施工基準(案)」において行った。

① 荷重の組合せについて

プレキャスト連結げたは、PC 鋼材によって横締めされたかなり剛な横げたで中間支点上を結合しているために、耐荷挙動は連続げたのそれとほぼ同じであることが載荷試験によって明らかとなった。また、クリープおよび乾燥収縮の影響による不静定力についても同様に評価してよいと考えられる。

以上により、設計荷重作用時・終局荷重作用時における連結部および支間中央部の荷重組合せにおいて、同不静定力を考慮することとした。

② 連結部の設計手法について

プレキャストげた部は基本的に PC 構造であるのに対して、場所打ち方式の連結部は RC 構造として応力度照査を行う必要がある。

連結部上側に配置する連結鉄筋の許容引張応力度については、道示Ⅲにおける規定 $\sigma_{sa}=1\ 600\text{ kgf/cm}^2$ に対してひびわれ幅を 0.2 mm 程度に抑えうることが載荷試験によって明らかとなったので、同規定値の妥当性が確認された。

また、連結部下縁圧縮部の有効幅についても図-7 に見られるように、 $1:2.7\sim 1:3.2$ の勾配で期待できるの

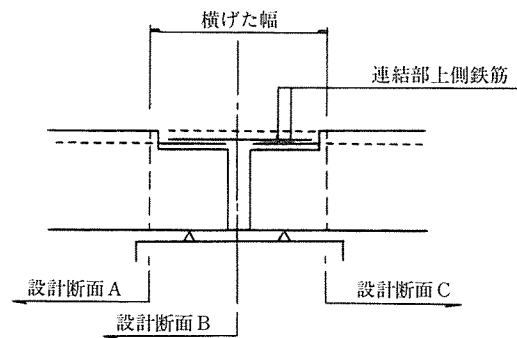


図-8 連結部近傍の設計断面

で、応力度照査においては若干余裕をもたせた $1:5$ の勾配で有効幅を考慮できることとした。

③ 構造細目について

プレキャスト連結げた橋の設計の実績の調査や今回の載荷試験結果を考慮して、連結部上側の鉄筋は $D\ 22\text{ mm}$ 以下として中心間隔は 10 cm 以上とした。なお、この連結部上側鉄筋の最小量については以下のように定めているが、これは施工時期の変更による不静定力の評価誤差に対処する意味もある。

ポストテンションげた： $D\ 22$ ，中心間隔 15 cm

プレテンションげた： $D\ 19$ ，中心間隔 15 cm

(ただし1段配置)

④ その他

連結部の負の曲げモーメントに対する設計断面は、一般的には図-8 に示すように横げた中央（断面B）以外に、横げた前面位置での主げた断面（断面AおよびC）としてよい。断面AおよびCは、上側引張応力に対しては断面Bで照査する連結部上側鉄筋で負担しており、横げた中央断面より負曲げモーメントが減少するので照査を省略し、下縁部の圧縮応力に対してのみ照査することによってよいとした。この場合の圧縮応力は、PC 構造として予め作用している圧縮応力度に、RC 構造として算出した圧縮応力度を加算する。

5. おわりに

プレキャスト連結げた橋の最大の利点は、単純げた橋を架設する方法に若干の手を加えることにより連続形式にすることができることであり、施工の省力化、工期の短縮、品質の向上といった観点からも、非常に優れた橋梁形式であると考えられる。今回、共同研究の成果により統一的な設計法として「プレキャスト連結げた橋の設計・施工基準(案)」が作成された。これが今後のプレキャスト連結げた橋の発展の一助となることを願うものである。

参 考 文 献

- 1) 建設省土木研究所・(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：「プレキャスト連結げたの設計法に関する共同研究報告書」, 1992年2月
- 2) (社)日本道路協会：「道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編」, 1990年2月
- 3) (社)日本道路協会：「コンクリート道路橋設計便覧」, 1985年10月
- 4) 阪神高速道路公団 PC 構造物検討委員会：「プレストレストコンクリート桁橋設計の手引(案)」, 1986年4月
- 5) 近畿地方建設局滋賀国道工事事務所：「PC プレテンション T 桁による連結連続桁設計の手引(案)」, 1987年5月
- 6) 九州地方建設局：「土木工事設計要領, 連結桁設計要領」, 1989年4月
- 7) 阪神高速道路公団：「PC 構造物標準図集」, 1989年4月
- 8) 阪神高速道路公団：「設計基準第2部構造物設計基準(橋梁編)」, 1990年6月
- 9) 国広, 朝倉, 小笠原：「プレテンション PC けた橋連結部強度試験」, 土木研究所資料第706号, 1971年12月
- 10) (財)高速道路調査会道路技術研究部会橋梁構造研究委員会コンクリート構造分科会：「PC プレテンション桁橋の連結構造に関する研究報告書(昭和46年度)」, 1972年1月
- 11) 鈴木, 佐藤, 山本：「連続 PC 活荷重合成桁模型実験」, プレストレストコンクリート Vol. 14, No. 2, pp. 18~23, 1972年4月
- 12) 大浜, 小林：「プレキャストコンクリート連続合成ばりの力学的挙動に関する研究」, 土木学会論文報告集第206号, pp. 135~145, 1972年10月
- 13) 国広, 朝倉, 小笠原：「ポストテンション PC 合成けた橋連結部強度試験」, 土木研究所資料第792号, 1973年1月
- 14) (財)高速道路調査会道路技術研究部会橋梁構造研究委員会コンクリート構造分科会：「PC ポストテンション合成桁橋の連結構造に関する研究報告書(昭和47年度)」, 1973年2月
- 15) 阪神高速道路公団, オリエンタルコンクリート(株)：「大阪堺線堺延伸工区プレテンション連結方式桁橋の連結部耐力試験報告書」, 1975年3月
- 16) 阪神高速道路公団, (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会「ポストテンション連結方式合成桁橋の連結部耐力試験報告書」, 1976年3月
- 17) 阪神高速道路公団阪神高速道路協会構造研究委員会：「PC 連結げた設計基準(案)に関する研究報告書」, 1977年3月
- 18) (社)プレストレスト・コンクリート建設業協会：「PC 連結桁について」, プレストレストコンクリート技術資料No. 9

【1992年5月7日受付】

◀刊行物案内▶

新たな展開を示す PC 構造
 <第19回 PC 技術協会講習会テキスト>
 (平成3年2月)

頒布価格：4 500 円 (送料：450 円)

内 容：プレストレストコンクリート橋の新たな展開 [池田尚治]／組立プレストレストコンクリート造(建築) [岡本順二郎]／新しいプレテンション桁の JIS について [池田尚治, 藤元安宏, 深山清六, 佐久間隆夫]／PC 橋の新しい構造事例 [小林 敏, 宮地 清, 野村貞広]／各地の美しい PC 構造物 [各開催地域の講師]／各種の省力化工法 [(社)プレストレスト・コンクリート建設業協会]