

## 論文 PC 複合トラス桁の交番載荷実験

吉川 卓<sup>\*1</sup>・野呂 直以<sup>\*2</sup>・大塚 久哲<sup>\*3</sup>

**要旨:** 本研究では、ラーメン構造に適用可能な PC 複合トラス橋の格点構造の開発を目的として、模型供試体による正負交番載荷実験を実施した。研究対象とした格点構造は、過去の研究において一方向荷重に対する性能の確認は行われているが、地震時を対象とした交番荷重下での性能の確認は行っておらず、ラーメン構造に適用するためには正負交番軸力下での性能確認が不可欠となる。実験の結果、本格点構造は地震時に作用する正負交番軸力に対して、十分な耐力を有していることを確認した。また、格点部の非線形挙動および、格点部周辺コンクリートのひび割れ性状から、ラーメン構造へ適用可能であることを確認した。

**キーワード:** PC 複合トラス, 交番載荷実験, 格点構造, 耐震性能, ラーメン構造

### 1. はじめに

PC 複合トラス橋は、通常の PC 箱桁橋におけるコンクリートウェブ部を鋼製のトラス材に置き換えた構造で、コンクリート製の上下床版と鋼トラス材から断面が構成される構造である。本構造は、上部構造の軽量化、ウェブ施工の省力化、下部構造や基礎構造の縮小等によりコスト削減を図った構造であり、国内では数橋の施工実績<sup>1),2),3),4)</sup>がある。現在、国内で施工された PC 複合トラス橋は、単純桁構造や連続桁構造、および橋脚高さが高いラーメン構造が採用されているが、いずれも上部構造への地震時作用断面力の影響が小さな構造形式といえる。一方、コスト削減の観点から、橋脚高さが 30m 程度の比較的低い場合においても、上部構造と橋脚を剛結とするラーメン構造を採用することも考えられるが、その場合、地震動の影響によってコンクリート床版と鋼トラス材が接合する格点部に大きな正負交番軸力が作用する。

研究で対象とした格点構造は、実物大供試体を用いた載荷実験によって耐荷性状<sup>5)</sup>や疲労耐久性<sup>6)</sup>に関する性能の照査を行い、実橋では島根県に建設された志津見大橋の格点構造として採

用されたものである。本格点構造は、過去の実験で一方向荷重に対する検証は行っているが、地震時に作用する交番荷重に対する検証は行われていない。PC 複合トラス橋をラーメン構造とするためには、格点構造の地震荷重に対する性能確認が不可欠である。このような背景から本研究では、ラーメン構造に適用可能な格点構造の開発を目指し、地震時を想定した正負交番軸力下での格点構造の性能を確認すること目的として、模型供試体による正負交番載荷実験を行った。

### 2. 対象橋梁

検討の対象とした橋梁は、図-1 に示す中央径間 90m として試設計を行った PC3 径間連続複合トラスラーメン橋である。本橋のレベル 2 地震動を対象とした非線形動的解析の結果、図に示した側径間位置では、上下床版および鋼トラス材ともに地震時の作用軸力が正負交番することが確認された。また、この部位は、地震時断面力が設計計算における終局荷重断面力を上回ることから、本研究では、図に示した位置を実験供試体の対象部位とした。

\*1 オリエンタル建設 (株) 技術部 工修 (正会員)

\*2 新日鉄エンジニアリング (株) 海洋・エネルギー事業部 工修

\*3 九州大学大学院 工学研究院建設デザイン部門教授 工博 (正会員)

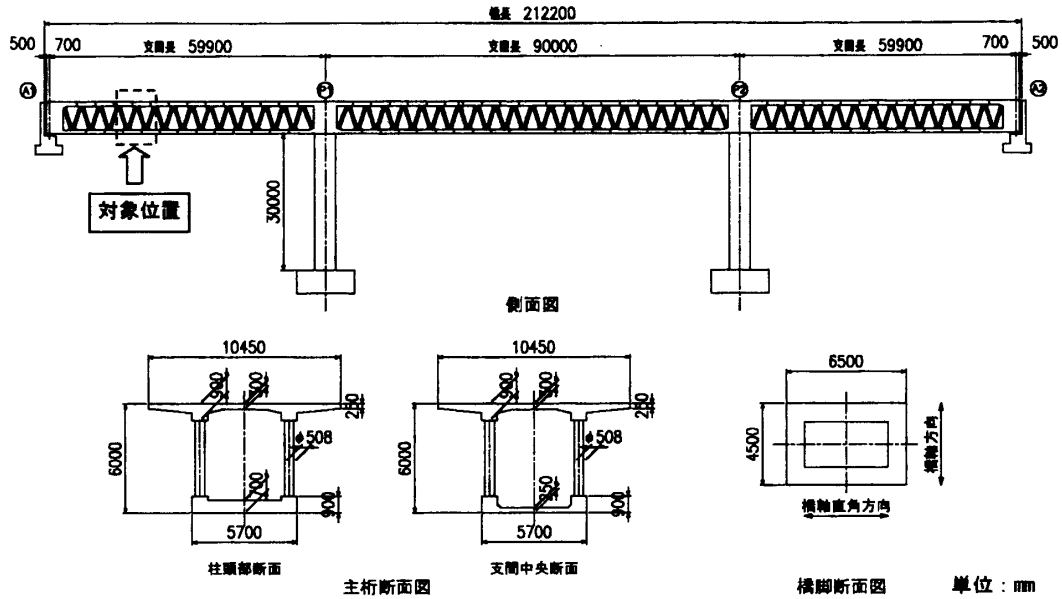


図-1 対象橋梁

3. 格点構造

研究で対象とした格点構造は、図-2 に示すように、圧縮材端部を雌格点、引張材端部を雄格点とし、格点部に作用するせん断力を引張材端部に溶接したリングシェアキーと称するせん断キーを介して伝達させる構造である。格点部の荷重伝達構造を図-3 に示す。圧縮材に作用する圧縮力は、鋼管内側に溶接されたリブを介し、鋼管内部に充填されたコンクリートに伝達される。次に、充填コンクリートからリングシェアキーに荷重が伝達し、フランジプレートを介し引張材に引張力として伝達される。

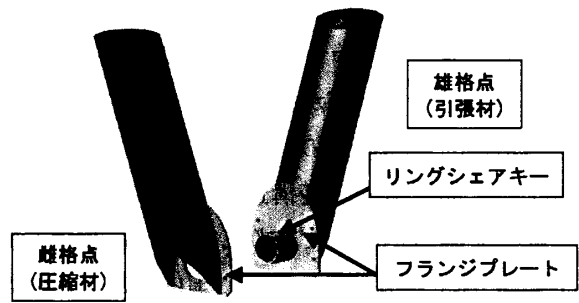


図-2 格点構造

実験に使用した格点部は、地震時に作用する断面力に対して、図-4 に示す補強を行っている。概要は以下の通りである。

- (1) 格点部に作用する正負交番軸力に対応するために、引張材となる雄格点内側にも溶接リブを配置し、鋼トラス材内部にコンクリートを充填することで圧縮力を伝達可能な構造とした。
- (2) コンクリート床版が軸引張状態となる場合に、鋼トラス材とコンクリート界面の肌すきや、ひび割れの集中が予想されることから、鋼トラス材に機械継ぎ手を溶接し、軸方向鉄筋と連続化した。また、溶接した機械継ぎ手から作用する引張力を隣の格点へ伝達すること、およびフランジプレート上縁が開くことによる格点部上

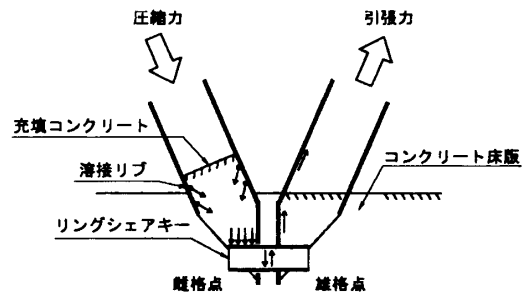


図-3 格点部の荷重伝達構造

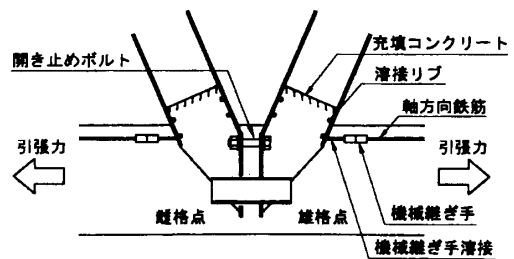
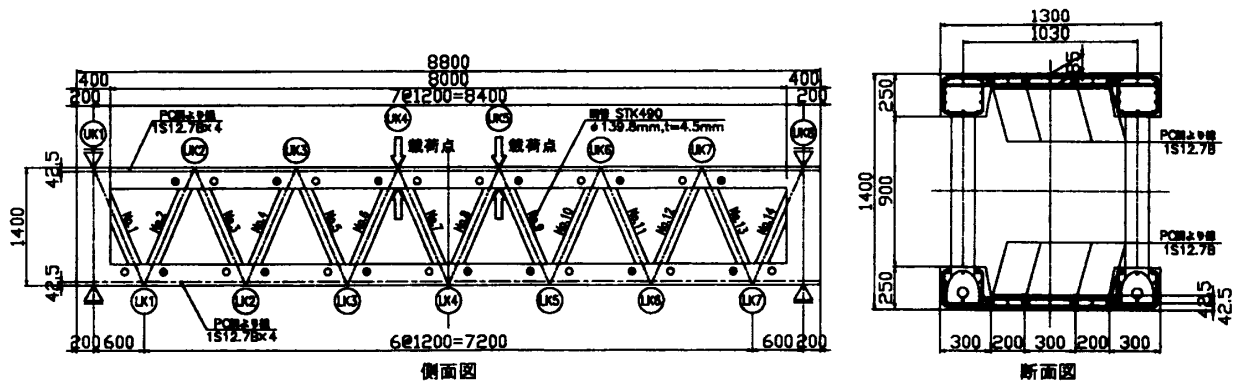


図-4 格点部補強



※図中の記号 (LK1, UK1 等) は格点番号, ○は雄格点, ●は雌格点を示す

単位: mm

図-5 実験供試体

緑のひび割れを抑制するために、フランジプレート上縁を開き止めボルトで固定した。

#### 4. 実験供試体

図-5 に実験に用いた供試体の概要を示す。供試体は、想定橋梁の約 1/4.25 スケールとなる単純桁モデルとした。なお、荷重装置の制約から張出し床版を省略したモデルとしている。上・下床版には、それぞれ PC 鋼より線 1S12.7 を 4 本配置し、想定橋梁における対象部位での静荷重時のコンクリート縁応力度とほぼ同等となる、 $2.0\text{N/mm}^2$  のプレストレスを導入した。軸方向鉄筋は、床版部に D10 を 125mm 間隔、格点部周辺に D10 を 11 本配置した。また、図には、雄格点および雌格点の配置を示している。雄・雌格点は、正載荷時（鉛直下向き荷重）に全ての格点が図-3 に示した方向の軸力を受けるように配置している。すなわち、負載荷時（鉛直上向き荷重）には全ての格点が図-3 と逆方向の軸力を受けることとなる。

荷重の荷重は、油圧ジャッキを使用して行った。載荷点は、上床版支間中央の格点位置とし、正載荷および負載荷ともに同一の点に荷重を作用させた。供試体の支持条件は、桁両端部の上下方向を拘束し、水平・回転を可動とした。荷重の荷重方法は、ひび割れ、鉄筋降伏等のイベントが確認された時点で荷重を除荷し、その後、荷重を反転させる繰り返し載荷を行った。なお、載荷装置の能力制限から、約±1,300kN の荷重を

表-1 コンクリートの材料試験値

設計基準強度 (N/mm <sup>2</sup> )	位置	実験時材齢	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	ヤング係数 (N/mm <sup>2</sup> )
40	上床版	16 日	48.7	4.24	$2.95 \times 10^4$
	下床版	28 日	48.2	3.37	$2.89 \times 10^4$

表-2 使用鋼材の材料試験値

部材	規格	寸法	降伏強度 (N/mm <sup>2</sup> )	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )
鉄筋	SD295A	D10	367	514
PC 鋼より線	SWPR7B	1S12.7	1884	1996
鋼トラス材	STK490	φ 139.8×4.5	493	575
リングシェアキー	STPG370	φ 60.5×5.5	510	535
フランジプレート	SM490	t=9mm	390	555

上限とした。

使用したコンクリートの実験時材齢における材料試験値を表-1 に、使用した鋼材の材料試験値を表-2 に示す。使用した各材料は、可能な限り想定橋梁と縮尺が等しい材料を選定したが、例えば、鉄筋のかぶり（15mm に設定）については製作上の制約から縮尺は一致していない。また、実橋の設計において、地震後に補修することが困難な格点部の耐力は、鋼トラス材の耐力以上に設定する必要があるが、実験では、床版および格点部の破壊過程に着目することから、鋼トラス材の耐力を格点部の耐力以上となるよう部材寸法を決定した。

#### 5. 載荷実験結果

##### 5.1 全体挙動

表-3 に、実験時のイベント発生荷重とイベント概要を示す。実験では、正載荷、負載荷とも

に、図-6 に示す設計荷重までは弾性状態を保ち、設計荷重を超えた付近で床版の引張縁に曲げひび割れが発生した。その後、正載荷では地震時荷重、負載荷では終局荷重を超えた時点で、格点部付近に写真-1 に示す斜めひび割れが発生した。ここで、供試体の設計、終局および地震時荷重を想定橋梁の設計計算における各荷重作用時の鋼トラス材軸力に相当する軸力が供試体に作用する載荷荷重と定義した。さらに載荷を続けると、引張縁鉄筋の降伏、PC 鋼材の弾性限界に達し、正載荷時には格点部（リングシェアキー）の降伏に至った。なお、使用した載荷装置の能力の範囲では、コンクリートの終局ひずみ（圧縮ひずみ  $3,500\mu$ ）には達していない。

図-6 に、実験より得られた荷重変位曲線を示す。縦軸は、載荷荷重であり、下向きに正載荷時、上向きに負載荷時の荷重を示し、死荷重作用時を原点としている。横軸は、支間中央点の鉛直変位を示している。また、図中には、格点 LK2 および UK3 に作用する圧縮軸力が、供試体の設計荷重、終局荷重および地震時荷重となる載荷荷重を示している。さらに、ファイバーモデルを用いた非線形解析により算出した荷重変位曲線、および各イベントの発生点を付記している。ファイバーの非線形特性は、道路橋示方書Ⅲ編のモデルを使用し、表-1、2 に示した材料特性値を考慮した。ただし、コンクリートの引張強度を考慮し、部材のせん断非線形は無視した。

荷重変位曲線より、ファイバーモデルを用いた解析値は、実験で得られた骨格曲線を精度良く評価していることがわかる。また、解析でのイベント発生荷重についても実験値と良く一致していることから、ファイバー要素を用いた非線形解析によって、PC 複合トラス橋の非線形挙動を精度良く評価できることが確認できた。また、この結果から、供試体の挙動にせん断変形の影響は顕著に現われていないものと考えられる。前述のように、終局荷重以降、格点部付近のコンクリート表面には、斜めひび割れが生じているが、斜めひび割れの発生前後で急激な剛

表-3 載荷試験イベント概略

載荷荷重	供試体状況
+495kN	支間中央付近下床版下縁に曲げひび割れ発生
+900kN	格点 LK2(LK6)に斜めひび割れ発生（目視）
+936kN	支間中央付近下床版鉄筋降伏
+1175kN	支間中央付近下床版 PC 鋼材弾性限界
+1211kN	格点 LK2 リングシェアキー降伏
-600kN	支間中央付近上床版上縁に曲げひび割れ発生
-850kN	格点 UK3(UK6)に斜めひび割れ発生（目視）
-1148kN	支間中央付近上床版鉄筋降伏
-1256kN	支間中央付近上床版 PC 鋼材弾性限界



写真-1 格点部のひび割れ状況 (LK6)

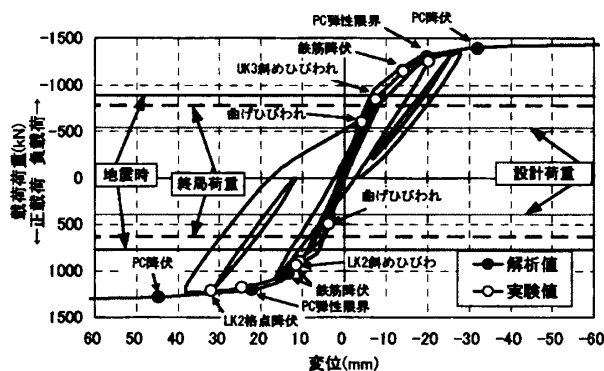


図-6 荷重変位曲線

性低下は生じず、また、斜めひび割れ発生後も荷重を維持し続けている。また、正載荷時には、格点 LK2 のリングシェアキーが降伏に至っているが、その後も荷重が低下せず耐力を維持していることから、本格点構造は、斜めひび割れの発生やリングシェアキーが降伏に至る場合でも脆性的な破壊とはならないことが確認できた。

5.2 リングシェアキーの挙動

図-7 に、リングシェアキーのフランジプレート間に貼付した 3 軸ひずみゲージの応答値より算出した主ひずみを示す。図中縦軸は、鋼トラス材に作用する軸力の値を示しており、引張軸力を正としている。

格点 LK2 は、正載荷時に終局荷重付近でひず

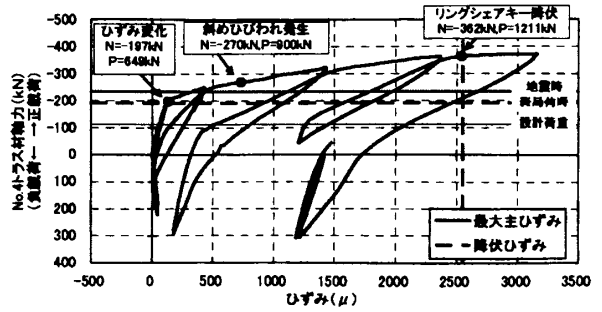
みの勾配の変化点が現れ、その後リングシェアキー降伏ひずみまで一定の勾配を保っている。ひずみの勾配変化点から、斜めひび割れ発生までの間は、せん断力の分担が格点周辺のコンクリートからリングシェアキーへ移行する区間であると考えられる。リングシェアキーが降伏ひずみに達した後も、鋼トラス材に作用する軸力が低下せず一定の値を保持している。また、作用軸力の方向が逆転する負荷荷を受けた場合でも、地震時荷重を超える程度まで弾性状態を保っている。

格点 UK3 の場合も、LK2 とほぼ同様の履歴曲線を示している。UK3 は、負荷荷時に図-2 と逆向きの荷重が作用し、終局荷重付近でコンクリートに斜めひび割れが生じるが、斜めひび割れ発生後も鋼トラス材の軸力は増加し続けている。また、UK3 においても、正負の荷重に対して地震時荷重を超える程度までの耐力を有している。以上の結果から、本格点構造はレベル 2 地震時に作用する正負交番軸力に対して、十分な耐力を有しているものと考えられる。

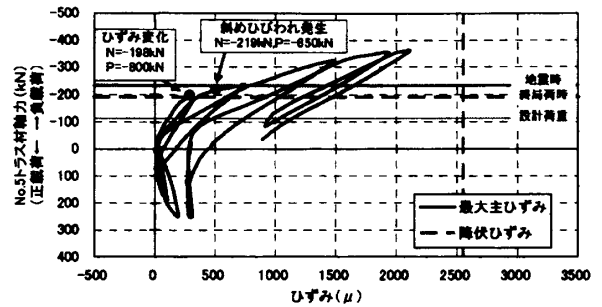
5.3 フランジプレートの挙動

図-8、図-9 に、格点 LK2 のフランジプレートに貼付した 1 軸ひずみゲージの位置とその計測値を示す。なお、A~C 点、D~F 点は、それぞれ、雄格点、雌格点のひずみゲージである。図中縦軸は、鋼トラス材に作用する軸力の値を示しており、引張軸力を正としている。

格点 LK2 は、本供試体で最も大きなトラス材軸力が作用する格点である。フランジプレート内で最も大きなひずみが発生したのは、リングシェアキー近傍に位置する B 点、E 点であるが、正負交番荷重が作用しても、それらの発生ひずみは鋼材降伏ひずみ (1,950 $\mu$ ) に達していない。しかし、両箇所の荷重ひずみ曲線とともに、トラス材軸力が 180kN 程度 (試験機載荷荷重+800kN 程度) でひずみの勾配の変化点が現れている。前述の表-3 に記述する荷重試験イベント概略の格点 LK2 の斜めひび割れ発生時にほぼ近似する荷重であることから、格点近傍のコンクリー



(a) 格点 LK2



(b) 格点 UK3

図-7 リングシェアキーの主ひずみ

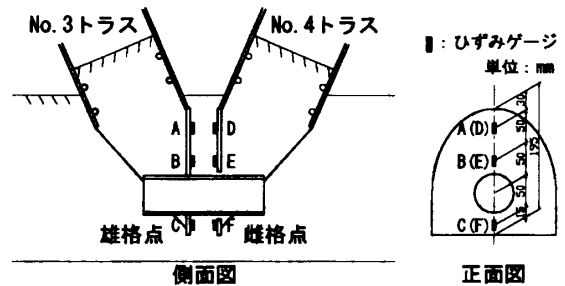
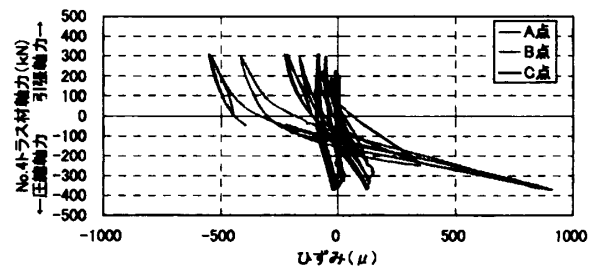
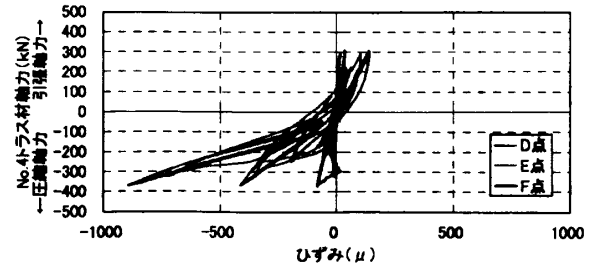


図-8 フランジプレートひずみ計測位置



(a) 雄格点フランジ



(b) 雌格点フランジ

図-9 フランジプレートの鉛直ひずみ

トの一部でひび割れ等が発生し、格点に作用する断面力をフランジプレートが負担し始めたものと考えられる。フランジプレートは、格点に作用する断面力の全てを負担できる断面として設計するため、ひずみ勾配の変化点は設計において特に問題となるものではない。

なお、A点、D点の発生ひずみ、C点、F点の発生ひずみはそれぞれ  $400\mu$ 、 $350\mu$  程度と小さく、交番荷重が作用する格点でも、格点部のフランジプレートを設計する時に特別な配慮は必要がないと思われる。

#### 5.4 ひび割れ幅

図-10に、載荷荷重と格点部の斜めひび割れ幅の関係を示す。LK2の格点は降伏しており、UK3は降伏していないが、最大ひび割れ幅は  $0.25\sim 0.30\text{mm}$  程度と大きな差は生じていない。除荷時の残留ひび割れ幅に着目すると、LK2で  $0.07\text{mm}$ 、UK3で  $0.03\text{mm}$  とリングシェアキーが降伏したLK2の残留ひび割れ幅が大きくなっている。しかし、道路橋示方書V編に記述されている、地震後の構造物の耐久性の観点から規定されている残留ひび割れ幅の限界値である  $0.2\text{mm}$  と比較して十分に小さな値となっている。なお、供試体の鉄筋のかぶりは  $15\text{mm}$  であり、実橋で場所打ち施工を行う場合の鉄筋のかぶりの規定値は  $35\text{mm}$  である。鉄筋のかぶりとひび割れ幅が比例関係にあると考えれば、供試体の残留ひび割れ幅  $0.07\text{mm}$  は、実橋では約  $0.16\text{mm}$  に相当し、この場合でも残留ひび割れ幅に対する限界値である  $0.2\text{mm}$  を下回る。これらの結果から、格点部に発生する斜めひび割れは、地震後の構造物の耐久性に対して特に有害とはならないものと考えられる。

#### 6. まとめ

PC複合トラス橋のラーメン構造に対応可能な格点構造の開発を目的として、模型供試体による正負交番荷重実験を行った。実験の結果を以下にまとめる。

(1) ファイバーモデルを用いた非線形解析によ

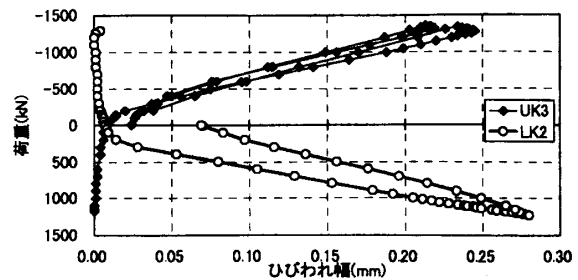


図-10 格点部の斜めひび割れ幅

って、PC複合トラス橋の非線形挙動を精度良く評価することができる。

- (2) 格点部コンクリートには、終局荷重を超えるまで斜めひび割れは発生しない。また、斜めひび割れの発生によって桁の剛性が急激に低下することはなく、斜めひび割れの発生によって、脆性的な破壊には至らない。
- (3) 対象とした格点構造は、レベル2地震時に相当する正負交番荷重に対して十分な耐力を有する。また、斜めひび割れ発生後も十分な耐力を維持する。
- (4) 格点部に生じる斜めひび割れの残留ひび割れ幅は、 $0.07\text{mm}$  程度であり、地震後の修復限界である  $0.2\text{mm}$  と比較して十分に小さい。

以上、本格点構造は、ラーメン構造のPC複合トラス橋の格点として、地震時に必要とされる十分な性能を有していると考えられる。

#### 参考文献

- 1) 南浩郎, 小野武, 瀬戸清, 尾鍋卓巳: 那智勝浦道路木ノ川高架橋の施工, 橋梁と基礎, Vol.38, No.1, pp.13-19, 2004.1
- 2) 石田清, 木戸, 小山幸寛, 大久保秀樹: 羽越線山倉川橋りょうの設計・施工, プレストレストコンクリート, Vol.46, No.2, pp.56-63, 2004.3
- 3) 青木圭一, 能登谷英樹, 加藤敏明, 高德裕平, 上平康裕, 山口貴志: 第二東名高速道路猿田川橋・巴川橋の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.39, No.5, pp.5-11, 2005.5
- 4) 藤原浩幸, 坂田寛司, 椎木洋子, 正司明夫, 後小路祥一, 野呂直以: 志津見大橋の設計・施工, 橋梁と基礎, Vol.39, No.11, pp.5-11, 2005.11
- 5) 二井谷教治, 江口信三, 関口信雄, 野呂直以: 鋼トラスウェブPC橋格点部の実験的研究, 構造工学論文集, Vol.46A, pp.1509-1516, 2000.3
- 6) 野呂直以, 室井進次, 二井谷教治, 江口信三: 複合トラス橋の格点部の実験的研究, 構造工学論文集, Vol.47A, pp.1485-1490, 2001.3