

ラーメン構造に用いる複合トラス橋の 格点部の研究開発

吉川 卓^{*1}・野呂 直以^{*2} 大塚 久哲^{*3}

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、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る。また、透明感のある側面形状から景観性が向上することもあり、近年、わが国において数橋が施工されている。表 - 1 は、わが国における PC 複合トラス橋の施工実績である。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上部構造に大きな断面力が作用することとなり、上・下床版および鋼トラス材には、作用軸力が正負交番する部材が生じる。

PC 複合トラス橋上部構造に作用する断面力は、床版および鋼トラス材間で主に軸方向力として伝達され、床版と鋼トラス材の接合部である格点部では各部材からの断面力が集中し、複雑な応力状態になるものと予想される。地震時においては、格点部周辺コンクリートのひび割れや、鉄筋

降伏、格点部材の降伏等の損傷が、荷重伝達機構に影響を与える可能性があるが、そのような状況においても、格点構造は十分な耐力を有し、荷重伝達を確実に行う必要がある。

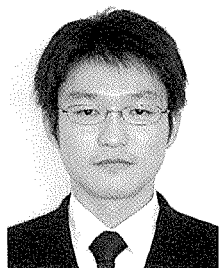
研究で対象とした格点構造は、実物大供試体を用いた載荷実験によって耐荷性状^{*)}や疲労耐久性^{*)}に関する性能の照査を行い、実橋では志津見大橋の格点構造として採用されたものである。しかしながら、本格点構造は、地震時に作用する正負交番載荷に対する挙動は確認されておらず、ラーメン構造に採用するためには地震荷重に対する性能確認が不可欠である。本研究では、ラーメン構造に対応可能な格点構造の開発を目指し、地震時を想定した正負交番軸力下での格点構造の性能と、PC 複合トラス橋全体システムとしての耐震性を確認することを目的として、模型供試体による正負交番載荷実験を行った。また、正負交番載荷実験終了後、供試体破壊までの載荷実験を行い、終局状態の確認を行った。

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 90 m として試設計を行った PC 3 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 - 1 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。とくに、上・下床版の軸力が正負交番する場合には、コンクリートのひび割れ、および鉄筋の降伏等が原因となり、鋼トラス材と上・下床版の荷重伝達機構に影響を与える可能性があり、耐震設計を行ううえで注意が必要となる。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。

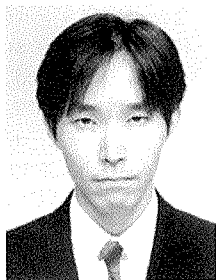
表 - 1 国内における複合トラス橋の施工実績

橋梁名	場所	最大 支間長	最大 橋脚高	構造形式
木ノ川高架橋 ¹⁾	和歌山県	85.0 m	27.0 m	4 径間連続桁構造
山倉川橋梁 ²⁾	新潟県	51.8 m	—	単径間構造
猿田川橋 ・巴川橋 ³⁾	静岡県	110.0 m 119.0 m	72.0 m 68.2 m	7 径間連続ラーメン構造 5 径間連続ラーメン構造
志津見大橋 ⁴⁾	島根県	75.0 m	30.3 m	5 径間連続桁構造



^{*1} Taku YOSHIKAWA

オリエンタル建設 (株)
技術部



^{*2} Tadayuki NORO

新日鉄エンジニアリング (株)
海洋・エネルギー事業部



^{*3} Hisanori OTSUKA

九州大学大学院 工学研究院
建設デザイン部門 教授

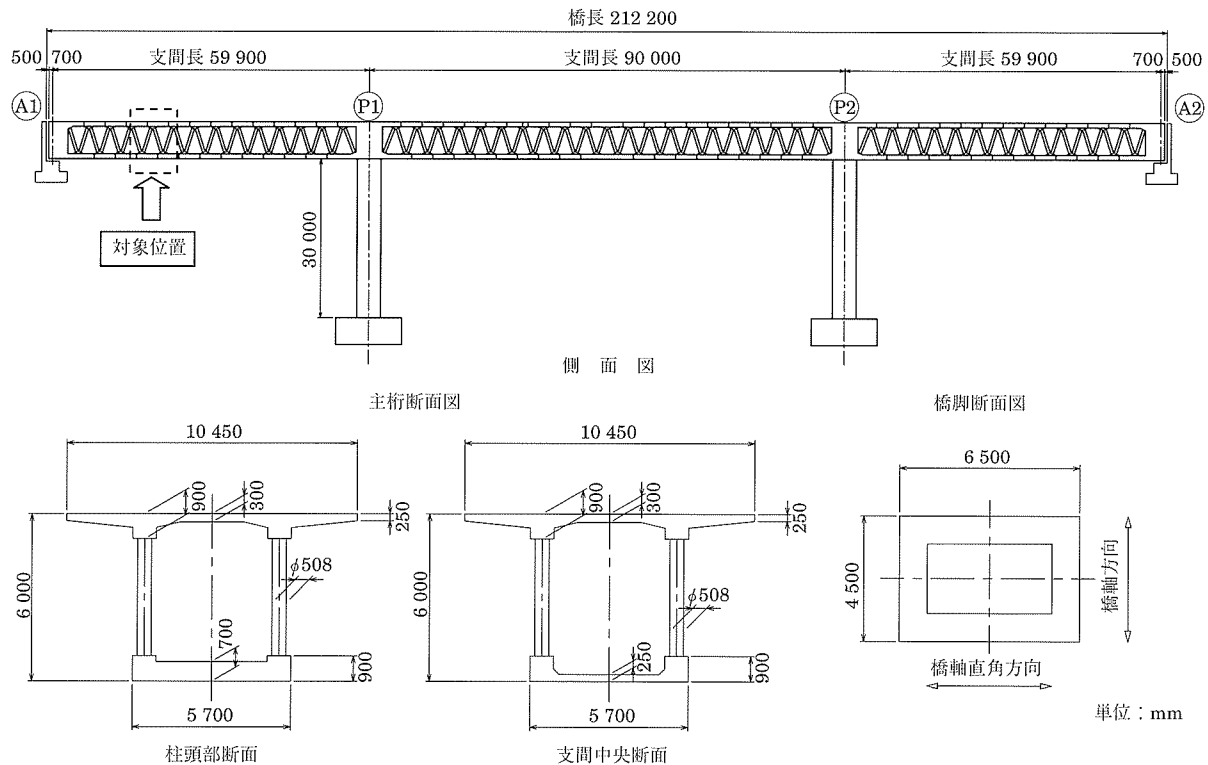


図 - 1 検討対象橋梁

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アキーと称する鋼管材によるせん断キーを介して伝達させる構造である。格点部に作用する荷重の伝達は、以下のように行われる。

圧縮材に作用した軸力は、鋼トラス材内側に溶接した付着リブを介して、鋼トラス材内部に充てんされたコンクリートに伝達される。続いて鋼トラス材内部のコンクリートから、引張材に溶接されたリングシアキーに力が伝達され、引張材のフランジプレートを通じて引張力として伝達される。なお、圧縮材の充てんコンクリートは、付着リブから作用する圧縮力を伝達する目的で設置されるため、付着リブが埋設される程度の高さまで充てんされる。また、リングシアキー内側にもコンクリートを充てんすることで、リングシアキーのせん断剛性向上を図っている。

本格点構造は、耐力試験および疲労試験によって所定の性能を有していることを確認し、実橋では志津見大橋に採用された構造である。なお、実験供試体では、地震時に作用する正負交番軸力に対応可能とするため、格点部に後述の補強を行っている。

4. 実験の方法

4.1 供試体概要

図 - 3 に実験に用いた供試体の概要を示す。実験供試体は、想定橋梁の約 1/4.25 スケールを有する単純桁モデルと

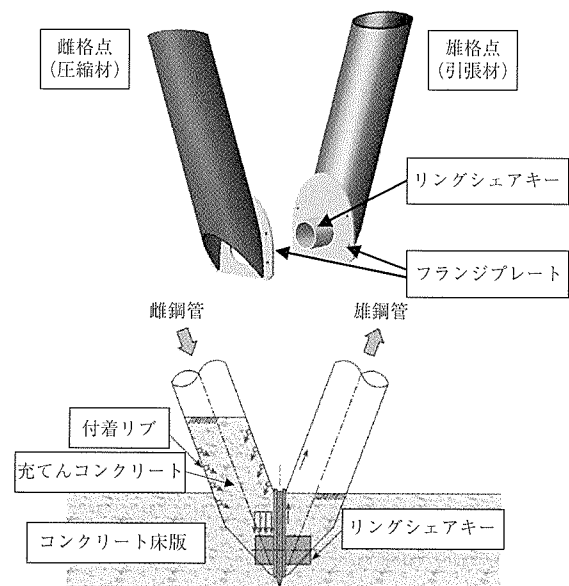


図 - 2 格点構造

した。桁高は 1.4 m、支間長は 8.4 m、格点間隔は 1.2 m である。なお、実験供試体は、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 IS12.7 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 N/mm^2 のプレストレスを導入した。

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 - 2 に、使用した鋼材の材料試験値を表 - 3 に示す。供試体に使用した各材料は、可能なかぎり想定橋梁と縮尺が等しい材料を選定したが、たとえば、鉄筋のかぶり (15

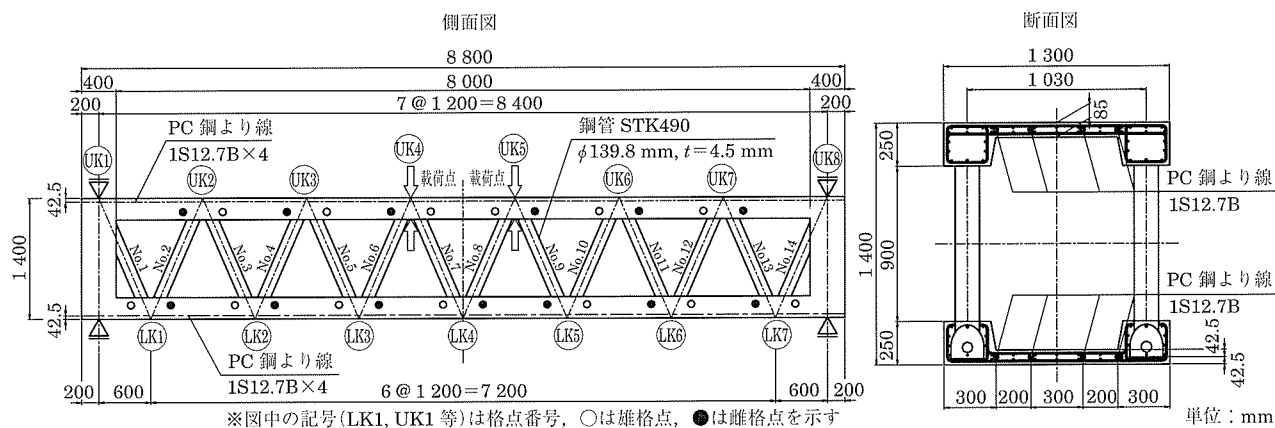


図-3 実験供試体

表-2 コンクリートの材料試験値

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

表-3 使用鋼材の材料試験値

部材	規格	寸法	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
鉄筋	SD 295 A	D 10	367	514
PC 鋼より線	SWPR7B	1S12.7	1 884	1 996
鋼トラス材	STK 490	$\phi 139.8 \times 4.5$	493	575
リングシェアキー	STPG 370	$\phi 60.5 \times 5.5$	510	535
フランジプレート	SM 490	$t = 9 \text{ mm}$	390	555

mm に設定) については供試体製作上の制約から縮尺は一致していない。なお、実橋の設計において、地震後に補修することが困難である格点構造は、鋼トラス材以上の耐力を有する必要があると考えられる。しかし、実験では、床版および格点部の破壊過程に着目するため、格点部の耐力を鋼トラス材の耐力以下となるよう部材を決定した。すなわち、リングシェアキーのせん断抵抗断面をリングシェアキーおよび内側に充てんされたコンクリートからなる合成断面であると仮定し、想定橋梁に作用する地震時軸力で部材が降伏応力程度となるよう寸法を設定した。

4.2 格点部の補強

実験供試体では、地震時の格点部の損傷を抑えるため、格点部周辺の補強を行っている。図-4に格点部の補強概要を示す。従来の地震の影響を考慮しない格点構造(図-4(a))では、格点付近で鋼トラス材と軸方向鉄筋が干渉するために軸方向鉄筋が不連続となる箇所が存在する。その場合、地震時に床版に引張力が作用すると、鉄筋の不連続箇所である格点とコンクリート界面にひび割れの集中や肌すきが生じ易く、地震後の耐久性が低下する可能性が考えられる。そこで、床版の軸引張力による格点部周辺のひび割れ集中を抑えるため、鋼トラス材に機械継手を溶接し、軸方向鉄筋を連続化させる補強を行った。また、溶接した機械継手から作用する引張力を隣の格点へ伝達させること、および作用した引張力によるフランジプレートの開きを抑

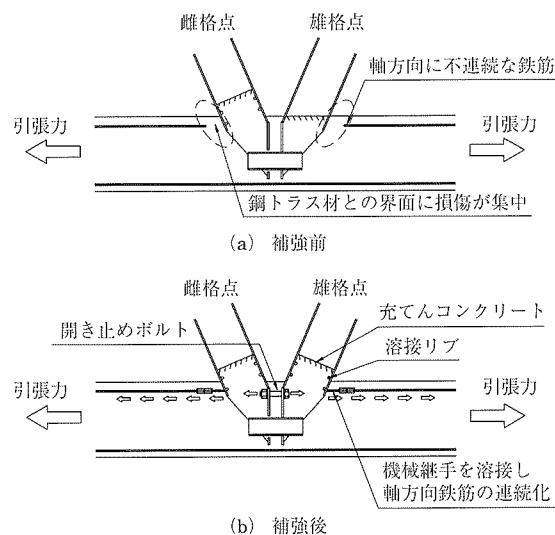


図-4 格点部補強概要

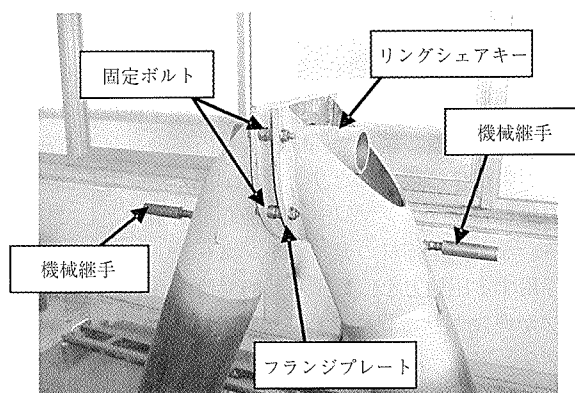


写真-1 実験に用いた格点

制するために、開止めボルト (M16) を設置した。なお、開止めボルトは、格点に溶接した機械継手鉄筋とほぼ同等の断面積を有する径とした。

また、鋼トラス材軸力が正負反転し、雄格点に圧縮力が作用する場合でも、格点に軸力が伝達されるよう、雄格点内側にも圧縮力伝達用のリブを溶接し、鋼管内部にコンクリートを充てんした。実験に使用した格点構造を写真-1に示す。なお、写真に示した固定ボルト (M6) は、格点構

造の固定，およびフランジプレート間の遊間を確保するためのものである。

4.3 試験の方法

写真 - 2 に実験状況を示す。実験供試体は，桁両端部の上下方向を拘束するよう設置した。載荷点は，上床版支間中央の格点位置とし，正載荷（鉛直下向き載荷）および負載荷（鉛直上向き載荷）ともに同一の点に荷重を作用させた。荷重の載荷方法は，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±1300 kN の荷重を上限とした。

図 - 3 には，実験供試体における雄格点および雌格点の配置を示している。雄・雌格点は，正載荷時にすべての格点が図 - 2 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，負載荷時にはすべての格点が図 - 2 と逆方向の軸力を受けることとなる。



写真 - 2 実験状況

5. 正負交番載荷実験

5.1 荷重変位曲線

表 - 4 に，実験時のイベント発生荷重と供試体の状況を示す。実験では，正載荷，負載荷ともに，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 - 3 に示す斜めひび割れが発生した。さらに載荷を続けると，

表 - 4 載荷荷重と供試体の状況

載荷荷重	供試体状況
正載荷	
+495 kN	支間中央付近下床版下縁に曲げひび割れ発生
+900 kN	格点 LK 2 (LK 6) に斜めひび割れ発生 (目視)
+936 kN	支間中央付近下床版鉄筋降伏
+1175 kN	支間中央付近下床版 PC 鋼材弾性限界
+1211 kN	格点 LK 2 リングシェアキー降伏
負載荷	
-600 kN	支間中央付近上床版上縁に曲げひび割れ発生
-850 kN	格点 UK 3 (UK 6) に斜めひび割れ発生 (目視)
-1148 kN	支間中央付近上床版鉄筋降伏
-1256 kN	支間中央付近上床版 PC 鋼材弾性限界

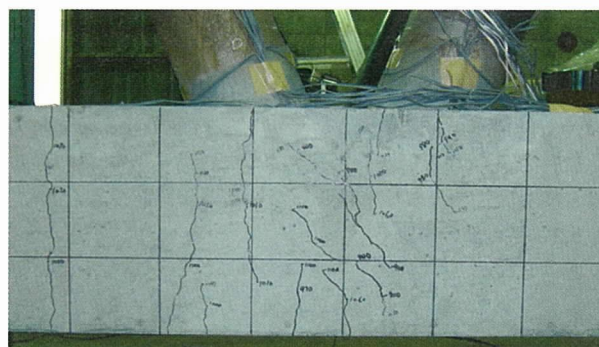


写真 - 3 格点部のひび割れ状況 (LK 6)

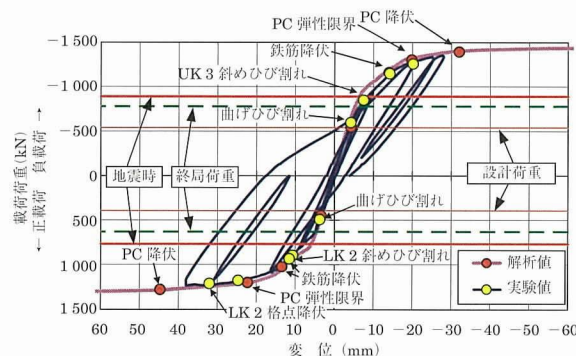


図 - 5 荷重変位曲線

引張縁鉄筋の降伏ひずみ，PC 鋼材の弾性限界ひずみに達し，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 3500μ ）には達していない。

図 - 5 に，実験より得られた荷重変位曲線を示す。グラフの縦軸は，載荷荷重であり，下向きに正載荷時の荷重，上向きに負載荷時の荷重を示している。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，鋼トラス材に作用する軸力が，想定橋梁における設計荷重作用時，終局荷重作用時および地震時に相当する軸力となる荷重を示している。さらに，ファイバーモデルを用いた非線形解析によって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。各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 - 2，3 に示した材料特性値を考慮した。ただし，コンクリートについては，引張強度を考慮している。また，各部材のせん断非線形は考慮していない。

実験と解析による荷重変位曲線を比較すると，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と良く一致していることがわかる。また，解析でのイベント発生荷重および変位は実験値とほぼ同程度であることから，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，格点部付近のコンクリート表面には，写真 - 3 に示した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性低下は生じず，斜めひび割れ発生後も荷重を維持

し続けていることから、格点部の斜めひび割れ発生によって、ただちに脆性的な破壊に至るものではないものと考えられる。また、正載荷時には、格点 LK 2 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、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 格点部の挙動

図 - 6 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 LK 2 は、正載荷時に終局荷重作用時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載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 UK 3 の場合も、LK 2 とほぼ同様の履歴曲線を示している。UK 3 は、図 - 2 と逆向きの荷重が作用する負載荷時において、終局荷重程度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、UK 3 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。

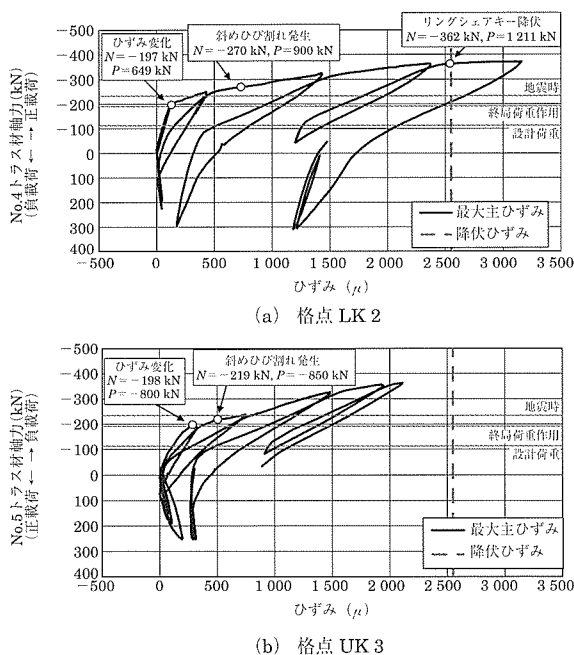


図 - 6 リングシェアキーの主ひずみ

5.3 ひび割れ幅

図 - 7 に、載荷荷重と格点部の斜めひび割れ幅の関係を示す。斜めひび割れ幅は、クラックゲージを用いて計測した値である。図 - 6 に示したように格点 LK 2 は、最大荷重付近でリングシェアキーが降伏に至っているが、リングシェアキーの降伏によって、ひび割れ幅が急激に増加する傾向は見られない。また、最大ひび割れ幅は、リングシェアキーが降伏していない格点 UK 3 とほぼ同程度である。除荷時の残留ひび割れ幅に着目すると、LK 2 で 0.07 mm、UK 3 で 0.03 mm とリングシェアキーが降伏した LK 2 の残留ひび割れ幅が大きくなっている。しかし、この値は、「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 mm と比較して十分に小さなものである。なお、供試体の鉄筋のかぶりは 15 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 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 mm は、実橋では約 0.16 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 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とくに有害とはならないものと考えられる。

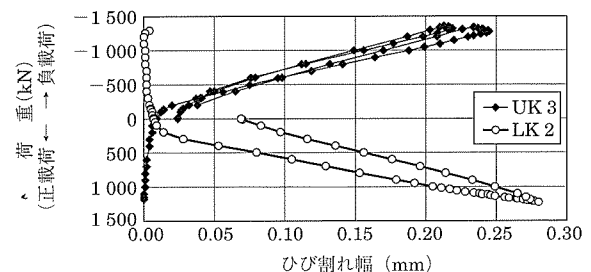
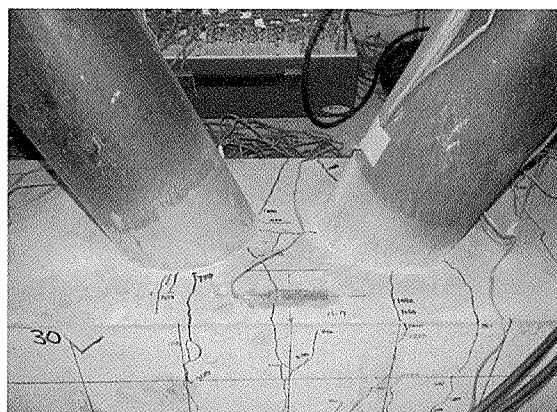


図 - 7 格点部の斜めひび割れ幅

5.4 格点補強効果に関する検討

写真 - 4 に、実験終了後の格点部周辺の損傷状況を示す。当初、地震時の格点付近の損傷状態として懸念していた、鋼トラス材とコンクリート界面の肌すきは生じておらず、また、フランジプレート間の開きによるコンクリートのひび割れも生じていない。これより、格点部周辺の損傷を抑える目的で設置した、機械継手、およびフランジプレートの閉止めボルトによる補強効果が有効であったものと考えられる。

図 - 8 に、載荷荷重と格点に溶接した機械継手鉄筋のひずみの関係を示す。ひずみの値は最大で約 8 000 μ 程度となっている。PC 箱桁の地震後の修復限界に関する研究⁷⁾では、一連の PC 箱桁模型の正負交番載荷実験⁸⁾の結果から、最外縁鉄筋の最大ひずみと残留ひび割れ幅の関係について考察を行っており、最外縁鉄筋の最大ひずみが 10 000 μ 以下であれば、残留ひび割れ幅がほぼ 0 であることを示している。PC 複合トラスの格点部においても PC 箱桁と同様に、最大ひずみを 10 000 μ 程度に抑える設計を行えば、鋼トラ



(a) 下床版格点上縁

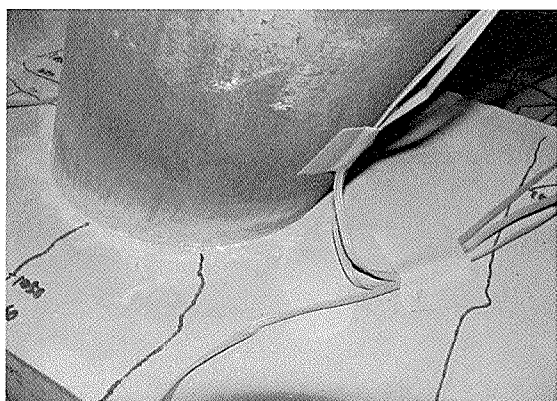
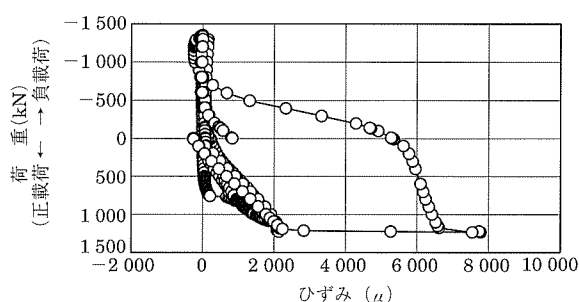
(b) 鋼トラス材とコンクリート界面
写真-4 格点部の損傷状況

図-8 機械継手鉄筋のひずみ

ス材界面に肌すきや大きな残留ひび割れは生じないものと考えられる。

6. 終局載荷実験

6.1 実験概要

前述の正負交番載荷実験では、載荷装置の能力に制限があったため、供試体の破壊までの載荷を行うことができなかった。そのため、正負交番載荷実験終了後の供試体を最大荷重 10 000 kN の載荷試験機に移設し、供試体の破壊に至るまでの終局載荷実験を行った。なお、本載荷試験機では、鉛直上向きの荷重を作用させることができないため、鉛直下向き載荷（正載荷）のみを行った。実験状況を写真-5 に示す。



写真-5 終局載荷実験状況

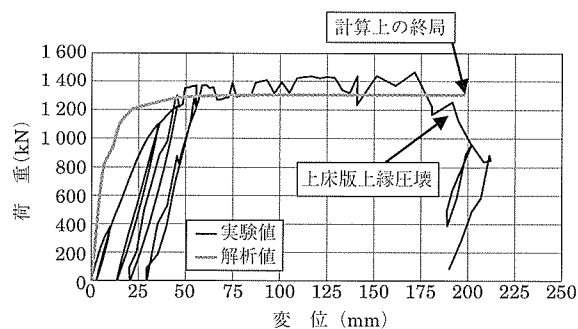


図-9 荷重変位曲線

6.2 荷重変位曲線

図-9 に、実験より得られた荷重変位曲線を示す。また、図には、ファイバーモデルを用いた非線形解析より算出した荷重変位曲線を付記しており、コンクリートの圧縮ひずみが 3 500 μ に達した時点解析上の終局状態としている。実験では、約 1 400 kN 付近で荷重が一定となり、変位のみが増加した。その後、載荷点変位が約 200 mm 程度となった時点で、上床版支間中央上縁のコンクリートが圧壊に至り終局に達した。

解析値と実験値を比較すると、荷重の最大値に若干の誤差が生じているが、終局変位はほぼ一致していることから、ファイバーモデルによる非線形解析によって複合トラス構造の終局挙動を精度良く評価可能であることが確認できた。また、格点部が降伏した状態であっても、終局状態はコンクリート床版の圧壊となることから、本格点構造を有する複合トラス橋は十分なじん性を有しているものと考えられる。

7. おわりに

本研究では、ラーメン構造に用いる 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載荷実験を行った。実験より得られた結果は以下のとおりである。

- (1) ファイバーモデル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ではなく、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耐力を維持することが確認された。
- (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 mm 程度であり、地震後の修復限界である 0.2 mm と比較して十分に小さい。
- (5) 終局時の破壊形態は、格点部が降伏した状態であっても、終局状態はコンクリート床版の圧壊となることから、本格点構造を有する複合トラス橋は十分なじん性を有しているものと考えられる。

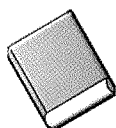
参考文献

- 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.
- 2) 石田清，木戸素子，小山幸寛，大久保秀樹：羽越線山倉川橋りよ

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，栢木洋子，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：複合トラス橋梁の格点部の実験的研究，構造工学論文集，Vol.47A，pp.1485～1490，2001.3
- 7) 広瀬剛，岡田稔規，御園生静栄，浦川洋介：PC上部構造の修復限界状態に関する一考察，土木学会年次学術講演会概要集，pp.389～390，2004.9
- 8) 例えば，大塚久哲，岡田稔規，角本周，堤忠彦：PC箱桁の復元力特性に関する交番載荷実験，プレストレストコンクリート，Vol.42，No.2，pp.90～97，2000.3

【2007年1月16日受付】



新刊図書案内

PC技術規準シリーズ

外ケーブル構造・プレキャストセグメント工法 設計施工規準

頒布価格：会員特価 4 000 円（送料 500 円）

：非会員価格 4 725 円（送料 500 円）

社団法人 プレストレストコンクリート技術協会 編
技報堂出版