

鋼トラスウェブ PC 橋格点部の実験的研究

Experimental Study on a Joint in Prestressed Concrete Composite Bridges with Steel Truss Web

二井谷 教治*, 江口 信三**, 関口 信雄***, 野呂 直以****

Kyoji Niitani, Shinzo Eguchi, Nobuo Sekiguchi and Tadayuki Noro

*工修 オリエンタル建設(株) 技術研究所 (〒321-4367 栃木県真岡市鬼怒ヶ丘 5)

** オリエンタル建設(株) 技術研究所 (同 上)

*** 新日本製鐵(株) 鉄構海洋事業部 (〒100-0004 東京都千代田区大手町 2-6-3)

****工修 新日本製鐵(株) 鉄構海洋事業部 (〒229-1131 神奈川県相模原市西橋本 5-9-1)

Prestressed concrete composite bridges with steel truss web have been developed to reduce self-weight and to take advantages of both steel and concrete. In this type bridges, upper and lower concrete flanges are directly connected to steel truss web at joints. Since forces in members are transferred through each joint, steel-concrete connection system at joint has to be strong enough to carry these forces. Also, type of joint affects on easiness of assembling in a construction site as well as durability and economy of structures. A new type of joint composed of steel pipe and steel plate is proposed. Steel pipe diagonals are directly embedded into slab concrete at both ends. Static loading test was performed on a full-scale model test specimen to investigate static behavior and load carrying capacity of the joint. The ultimate strength of the joint was more than three times of design load. Also, test results are compared with analytical results.

Key Words: composite bridge, joint, full-scale model test

キーワード: 複合トラス構造, 格点, 実物大供試体

1. はじめに

主桁自重の軽量化, あるいは構造の合理化を図った複合構造の橋梁が, フランスを中心に発展してきている¹⁾. 鋼トラスウェブプレストレストコンクリート(以下 PC) 橋は, 従来の PC 箱桁橋のウェブを鋼トラスで置き換えた構造で, 鋼とコンクリートのそれぞれの特徴を活かした構造である. このタイプの橋梁は, わが国において施工実績はないが, 下部工を含めた全体構造の合理化, あるいは圧迫感の少ない景観の理由から, 第二東名高速道路においては 2 橋の施工が計画されている²⁾.

これまでの基礎的な研究から^{3,4)}, 鋼トラスウェブ PC 構造の載荷荷重に対する桁としての挙動は, 従来の箱桁と同様, はりとして近似できるものの, はり構造でいうところの曲げモーメントおよびせん断力は, 床版および斜材の各部材間で主に軸方向力として伝達され, いわゆるトラス構造としての特徴を有していることがわかっていく. したがって, 各部材の接合点である格点部では, 各部材からの断面力が集中し, 複雑な応力状態になるこ

とが予想されたため, 確実に応力伝達できる格点構造とすることが重要である. また, 複合トラス構造の適用支間は, 100m 程度あるいはそれ以上も考えられ, 施工方法も張り出し架設工法などがの方法が考えられる. したがって, 鋼トラスウェブ PC 橋において格点部の構造は, 力学的な観点からだけでなく施工性の面からも, さらに経済性および耐久性の面からも重要な部位であるといえる.

格点部の構造形式としては, 種々のものが考えられるが, ここでは, 図-1 に示すように斜材に丸形鋼管を用い, 圧縮・引張斜材の端部を雄型および雌型構造とした構造形式を対象とした. 格点部の構造は, 図-2 に示すように, 斜材端部を直接床版コンクリートに埋め込み, 鋼管を利用したせん断キー(以下リングシャーキー)およびコンクリートを介して, 斜材から斜材への軸方向力の伝達を行おうとするものである. 本研究では, 実物大の格点部模型供試体を用いて静的載荷試験を行い, 格点部の静的挙動および耐力を調査したので報告する. さらに, 実験結果と解析値との比較を行い, 本格点構造のよ

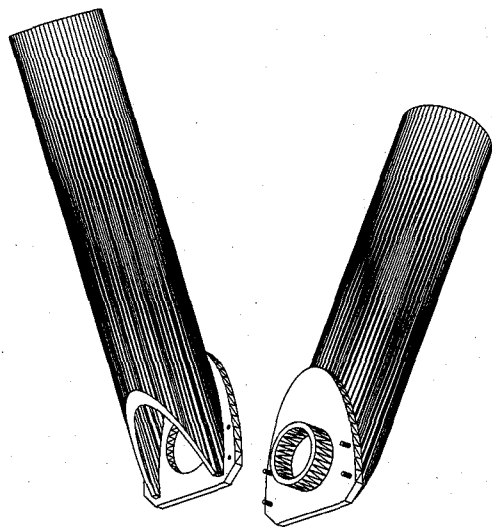


図-1 対象とする格点構造の概観

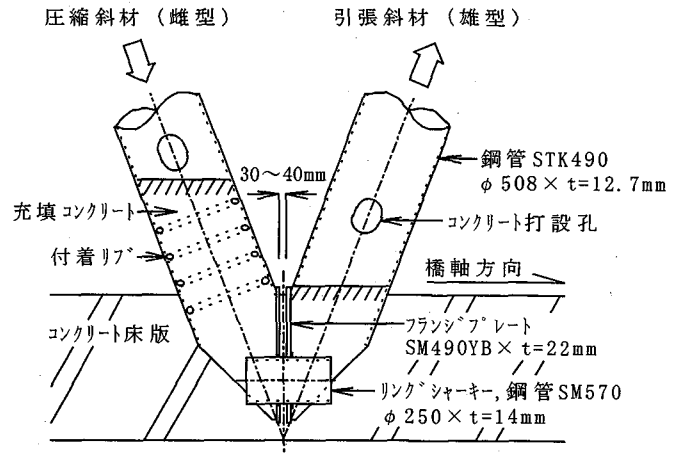


図-2 格点構造の概略

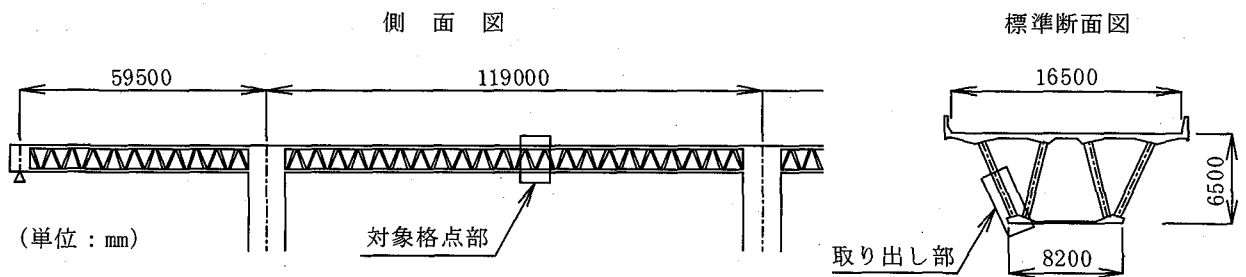


図-3 想定橋梁

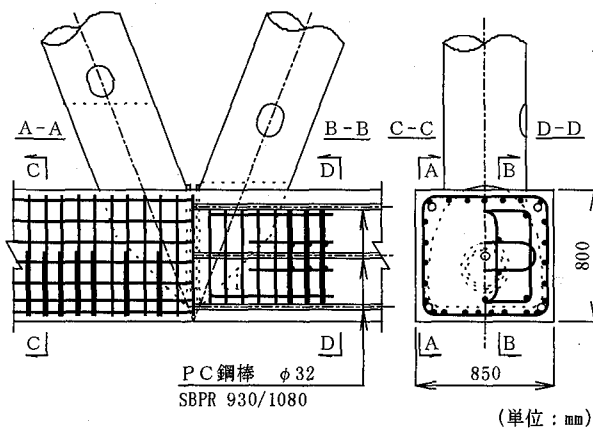


図-4 供試体格点部配筋状況

り効率的な設計方法を確立するための基礎とする事を目的とする。

2. 試験概要

2.1 供試体

試験に用いる供試体の寸法、設計荷重などを決定するため、図-3 に示す橋梁を想定した。供試体は、想定橋梁に B 活荷重を載荷した試設計の中から、支間中央部の下床版格点部を対象として、格点を中心に圧縮・引張斜材および床版の一部を取りだした形のものとした。図-4 に供試体の断面寸法および格点部の配筋状況を示す。鋼

管の断面寸法は実物大とし、コンクリート床版の断面は矩形とした。これは、図-3 に示す対象橋梁の床版部から、床版厚の薄い部分を省略し、格点周辺部だけを取りだしたものである。コンクリート床版には、PC 鋼棒 $\phi 32$ を 5 本配置し、プレストレスを導入している。プレストレス量は、供試体のコンクリート床版下縁引張応力度が、設計荷重作用時に想定橋梁と同じく 1.2N/mm^2 になるように設定した。なお、供試体の設計荷重作用時とは、斜材軸力が想定橋梁のそれと等しくなる載荷荷重時を意味する。コンクリート部材は、設計荷重時にひび割れを発生させない設計とし、軸方向鉄筋およびスタールップは、道路橋示方書⁹⁾に基づく最小量を配置した。終局時の格点部に作用するせん断力に対しては、本格点構造のせん断キーとしての役目をするリングシャーキーのみで受け持つものと仮定し、設計荷重の 3 倍程度の耐力を想定して寸法を決定した。斜材および床版の耐力は、リングシャーキーの耐力以上に設定した。斜材鋼管の途中にある楕円形の開口は、鋼管内にコンクリートを打設するための打設孔と確認孔を兼ねたものである。コンクリートの打設は、格点部の周辺および鋼管内部など特に注意を要するため、別途行ったコンクリート打設施工試験によって決定した方法・手順によって行った。

2.2 使用材料

供試体に使用したコンクリートは、普通コンクリート

表-1 コンクリートの配合

コンクリート種類	粗骨材の最大寸法 (mm)	スランプ (cm)	スランプリュー (cm)	水セメント比 W/C (%)	水粉体比 W/(C+LS) (%)	空気量 (%)	細骨材率 s/a (%)	単 位 量 (kg/m3)								
								水 W	セメント C	膨張材 E	混和材 LS	細骨材 S	粗骨材 G	混和剤 A 1	混和剤 A 2	増粘剤 A 3
普通	20	8±2.5	—	50	—	3±1.5	45	165	330	—	—	813	1005	6.6	—	—
高流動	13	—	65±5	70	32.7	2.5±1.5	50	180	257	40	253	790	796	—	11.6	0.4

表-2 コンクリートの性状

	普通	高流動
スランプ(cm)	8.0	—
スランプリュー(cm)	—	59×61
空気量(%)	2.5	3.4
コンクリート温度(°C)	15	17
圧縮強度(N/mm ²)	47.9	47.2
弾性係数(N/mm ²)	2.92×10 ⁴	2.78×10 ⁴

表-3 使用鋼材の種類と諸数値

鉄筋 (SD345)	D16	D19
降伏強度(N/mm ²)	380	368
引張強度(N/mm ²)	577	592
弾性係数(N/mm ²)	2.06×10 ⁵	2.06×10 ⁵
P C 鋼材 (SBPR 930/1080 φ32)		
降伏強度(N/mm ²)	1010	
引張強度(N/mm ²)	1130	
弾性係数(N/mm ²)	2.04×10 ⁵	
鋼管	斜材	リングシャーキー
種類	STK490	SM570
寸法	φ508×12.7	φ250×14
降伏強度(N/mm ²)	410	621
引張強度(N/mm ²)	576	682
弾性係数(N/mm ²)	1.62×10 ⁵	1.89×10 ⁵
フランジプレート (SM490YB)		
降伏強度(N/mm ²)	403	
引張強度(N/mm ²)	545	
弾性係数(N/mm ²)	2.12×10 ⁵	

および高流動コンクリートの2種類とした。床版部および鋼管内部など一般部には、粗骨材最大寸法 20mm の普通コンクリートを用いた。図-2 に示すように、両斜材端部のフランジプレート間は、40mm 程度の間隔を設けている。これは、張り出し架設による施工時の上げ越し調整および誤差吸収を行えるよう考慮したものである。このフランジプレート間は、間隔が比較的狭いため、コンクリート打設時の充填性を考慮して、粗骨材最大寸法

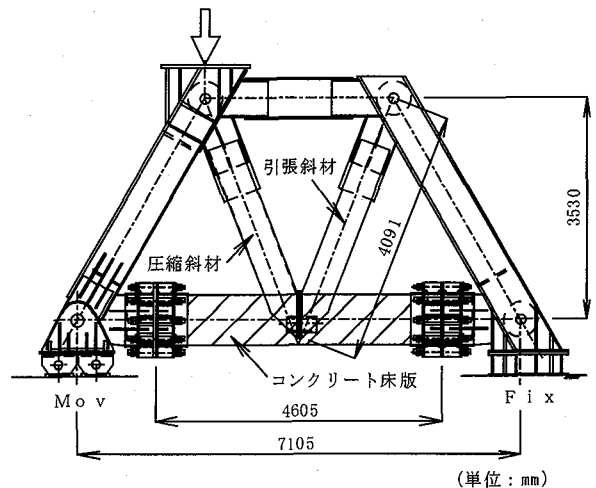


図-5 荷重供試体

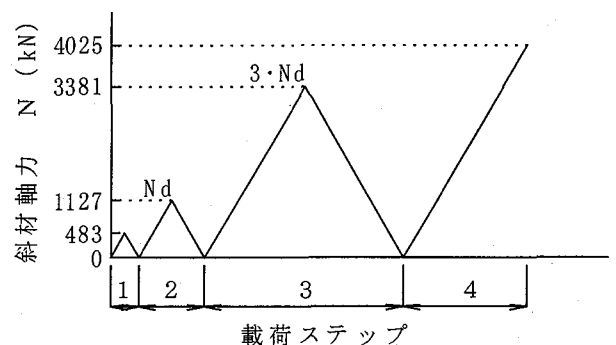


図-6 荷重荷重ステップ

13mm の高流動コンクリートを使用した。また、高流動コンクリートは、目地部コンクリートの乾燥収縮によるプレートとコンクリートとの肌別れを防止するため、膨張剤を添加し、収縮補償コンクリートとした。コンクリートの配合を表-1 に、フレッシュコンクリートおよび試験時の硬化コンクリートの性状を表-2 に示す。

鋼材に関しては、鉄筋が SD345 の D16 および D19、PC 鋼材には、PC 鋼棒 SBPR 930/1080 φ32 を使用した。斜材には丸形鋼管 STK490 φ508、リングシャーキーには丸形鋼管 SM570 φ250、フランジプレートには SM490YB をそれぞれ使用した。供試体に使用した鋼材の種類と物理的特性値の試験値を表-3 にまとめて示す。

2.3 試験方法

荷重試験時の供試体組立状況を図-5 に示す。圧縮・引張斜材とコンクリート床版からなる供試体に、鋼製の

表-4 載荷試験結果概略

斜材軸力 (kN)	設計軸力に 対する比	供試体の状況
1,127	1.0・Nd	異常なし
1,450	1.3・Nd	床版コンクリート下縁ひび割れ発生
1,770	1.6・Nd	格点部コンクリート斜めひび割れ発生
3,380	3.0・Nd	リングシャーキーの一部降伏 *1
4,025	3.6・Nd	最大載荷荷重：耐力保持

注) Nd：設計斜材軸力

*1:規格値に対して

載荷治具を組み合わせてトラスを構成した。荷重の載荷は、能力 20,000kN の載荷試験機を用いて鉛直方向に静的に加力した。

荷重の載荷ステップは、図-6 に示すように、4 段階の漸増載荷とした。まず、予備的載荷を行った後、第 2 のステップでは設計荷重作用時まで、すなわち、圧縮斜材の軸力が想定橋梁の設計荷重作用時の値（以下設計斜材軸力といい Nd と表記）である 1,127kN が作用する荷重をピークとして載荷を行った。このときの鉛直方向載荷荷重は、約 3,430kN であり、設計斜材軸力の内、死荷重と活荷重との比は 7:3 である。その後、いったん荷重を除荷し、第 3 のステップでは、圧縮斜材の軸力が設計斜材軸力の 3 倍になるまで荷重を増加した。再度荷重を除荷した後、格点部の耐力を確認するため、載荷装置の最大能力まで荷重を増加した。このときの作用軸力としては 4,025kN であった。測定項目は、鋼材およびコンクリートのひずみを中心に行い、コンクリートのひび割れ状況についても観察した。

3. 試験結果および考察

3. 1 結果概要およびひび割れ性状

静的載荷試験において、供試体に発生した主な現象とそのときの斜材軸力を表-4 に示す。設計斜材軸力作用時には、コンクリートのひび割れや鋼材の降伏などの異常は確認されなかった。図-7 は、試験終了時までには床版側面のコンクリートに発生したひび割れ状況である。床版コンクリートに最初にひび割れが発生したのは、図-7 に示す①の位置で、斜材軸力が設計斜材軸力の 1.3 倍に達した時点であった。このひび割れは、コンクリー

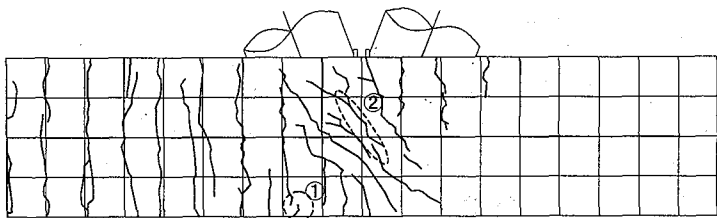


図-7 験終了時ひび割れ発生状況

ト床版に発生する引張軸力と曲げモーメントとの作用に起因するひび割れ（ここでは曲げひび割れとよぶ）であり、発生荷重は弾性解析値とほぼ一致した。その後、曲げひび割れが進展した後、斜材軸力が設計斜材軸力の 1.6 倍の時に、格点部中心位置で斜めひび割れが発生した。図-7 に示す②の位置であり、その発生角度からも、局部的に作用するせん断力に起因する斜引張りひび割れであると考えられる。この斜めひび割れについては、後節で検討する。斜材のせん断キーとして機能するリングシャーキーは、最大荷重時である設計斜材軸力の 3.6 倍の時点においても、実強度に対する降伏ひずみには達しておらず、耐力を保持した。コンクリート部材については、図-7 に示すように、最大荷重時までには床版の全厚を貫通するひび割れが発生し、下縁に配置した軸方向鉄筋の一部が、最大荷重時までに規格値に対して降伏に達したものの、PC 鋼材は降伏ひずみに達しておらず、コンクリート床版としても、耐荷力は十分維持した。

図-7 において、最大載荷荷重時のコンクリート床版全体のひび割れ発生状況をみると、大きく分けて鉛直方向ひび割れと斜めひび割れの 2 種類に分類できることがわかる。鉛直方向ひび割れは、コンクリート床版に発生する軸引張力と曲げモーメントとの作用に起因する曲げひび割れであり、格点から左側のみに集中している。これは、載荷荷重によって発生する軸力が、格点を中心として左側の床版で大きく、右側の床版の 2 倍以上作用するためである。また、これらのひび割れは床版全厚を貫通しており、曲げモーメントは小さく軸力が卓越していることがわかる。もう 1 種類のひび割れである斜めひび割れは、格点部にのみ集中している。ひび割れの角度および格点部に集中していることから、斜めひび割れはせん断力によるもので、格点部のみに局部的に大きなせん断力が作用していると考えられる。

図-8 は、床版下縁における曲げひび割れおよび格点中心部における斜めひび割れのひび割れ幅を、クラックスケールによって測定した値を示す。測定位置は図-7 に示す①および②である。測定には人為的な誤差が存在する可能性があるが、ひび割れ幅の概略値とその推移の

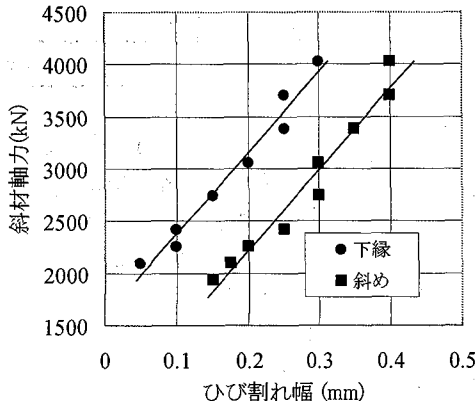


図-8 斜材軸力-ひび割れ幅関係

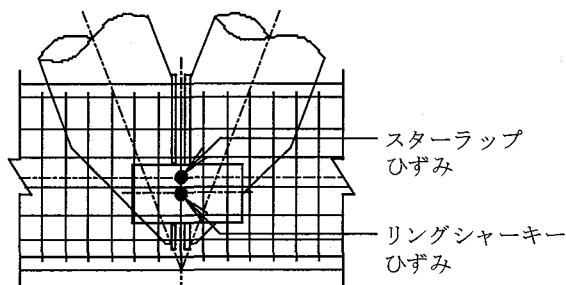


図-9 格点部ひずみ測定位置

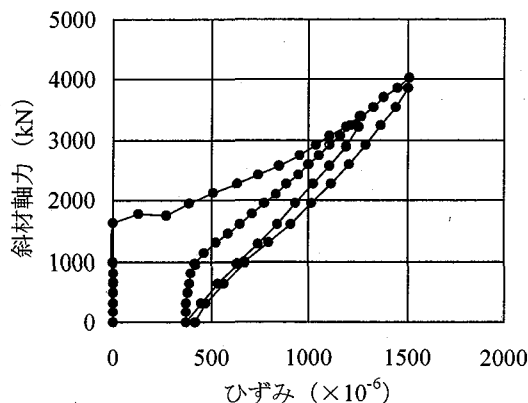


図-10 スターラップのひずみ

判断基準になる。図-8 から、両ひび割れとも斜材軸力の増加とともにひび割れ幅が増加していることがわかる。ところが、急激なひび割れ幅の増加はなく、最大荷重時においても曲げモーメント、軸力およびせん断力に対して、まだ耐力に十分余裕があるものと考えられる。

3.2 格点の耐力

図-9 は、格点中心部におけるスターラップおよびリングシャーキーのひずみ測定位置の例である。図-10 は図-9 に示すスターラップ位置のひずみ測定値で、最初に斜めひび割れが発生した位置とほぼ一致する。この図から、スターラップのひずみは、斜材軸力が 1,800kN 程度まではほとんど発生しておらず、その後ひずみが急に増加し始めていることがわかる。格点部に斜めひび割れが発生したのは、斜材軸力が 1,770kN の時であることから、斜めひび割れ発生後から、スターラップがせん断力を負担し始めることがよくわかる。ひずみの増加傾向についてみると、ひび割れ発生直後は、ひずみが大きく増加するが、斜材軸力が 2,000kN 程度以降では、斜材軸力の増加に対するひずみの増加割合は小さくなり、最大荷重時である設計斜材軸力の 3.6 倍の時点においても、スターラップはその規格降伏ひずみである $1,670 \times 10^{-6}$ に達していない。図-11 に、図-9 に示す中央断面位置のリングシャーキー主ひずみの測定結果を示す。斜材軸力の増加とともにひずみが増加するが、斜材軸力が小さい間は、その増加率も小さい。スターラップ同様、斜めひび割れ発生時が変曲点となり、ひずみの増加率が増加するが、斜材軸力の増加とひずみ増加との関係は弾性的で

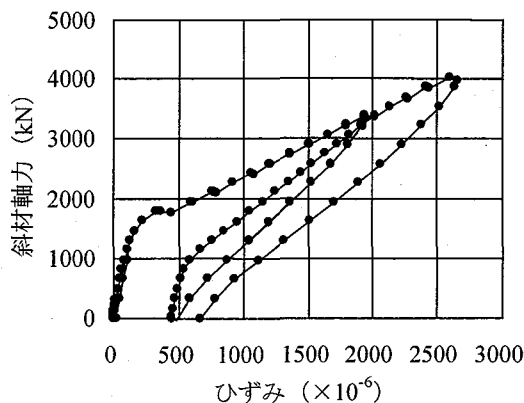


図-11 リングシャーキーの主ひずみ

ある。リングシャーキーは、設計斜材軸力の約 3.0 倍のとき、規格降伏強度に対する降伏ひずみである $2,095 \times 10^{-6}$ に達した。しかし、試験片から実測した降伏強度が規格値より高いため、最大荷重時である設計軸力の 3.6 倍の時点においても、実強度と弾性係数から算定した降伏ひずみである $3,280 \times 10^{-6}$ に達しておらず、十分耐力を保持していることがわかる。これらのことから、本実験で用いた格点構造では、格点部に局部的に生じるせん断力に対して次のことがいえる。1)斜めひび割れが発生するまでは、コンクリート床版とリングシャーキーとが一体となって抵抗する。2)ひび割れ発生後は、リングシャーキーとスターラップとが有効に働くが、リングシャーキーとスターラップとの断面積比を考えれば、おもにリングシャーキーがせん断力に対して抵抗すると考えられる。3)設計では、終局状態においてはリングシャーキーだけでせん断力に抵抗するものと仮定して、その寸法を決定しているが、実験からも、リングシャーキーがせん断キーとして有効に機能しており、斜めひび割れ発生後も急激な破壊には至らないことが確認された。

4. 解析による検討

前節で述べたように、設計斜材軸力の 1.6 倍で格点部に斜めひび割れが発生したが、ひび割れ発生後もリングシャーキーがせん断力に対して有効に機能し、脆性的な破壊には至らなかった。さらに、設計斜材軸力の 3.6 倍においても格点構造の降伏現象はなく、健全に耐力を維持した。しかしながら、コンクリートのひび割れは、その種類にも関係するが、一般的に構造物の耐久性と密接な関わりがあり、ひび割れ発生に対して適切な安全率を考慮した設計をする必要があると考えられる。したがって、本格点構造に対する設計方法を確立するためにも、今回試験で発生した斜めひび割れの検証をする必要があると考えられる。ここでは、コンクリート床版に着目し、骨組み解析および FEM 解析と比較しながら、静的挙動および格点部の斜めひび割れの検討を行う。

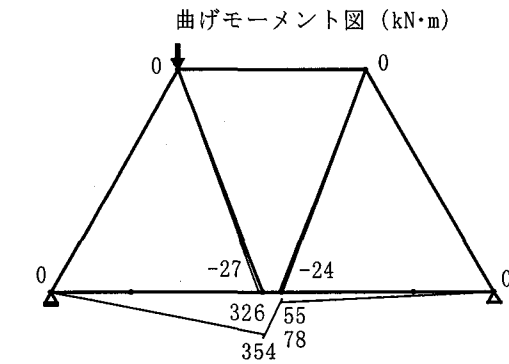


図-12 骨組み解析断面力(偏心)

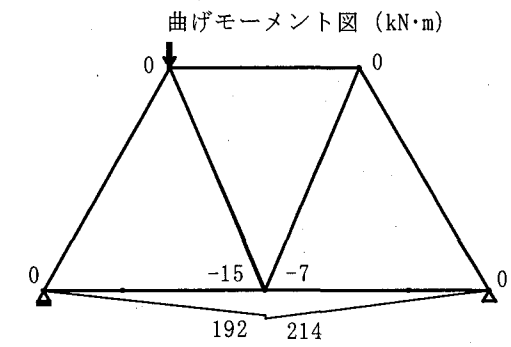


図-13 骨組み解析断面力(図心)

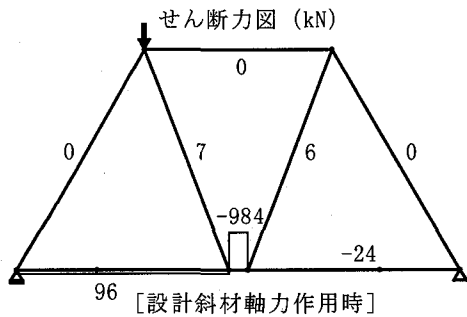
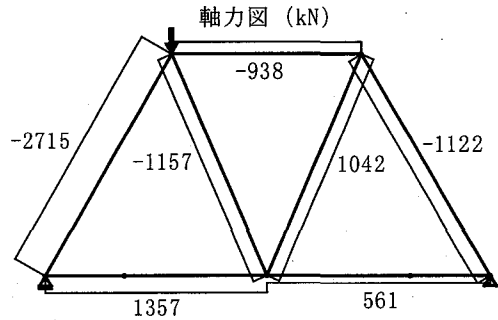
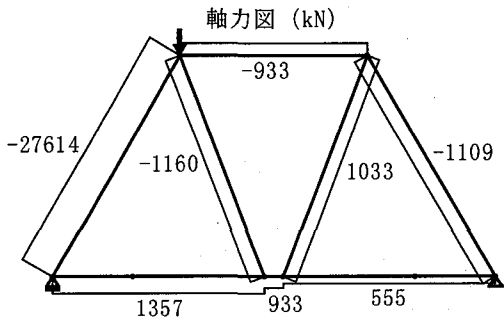


図-12 骨組み解析断面力(偏心)

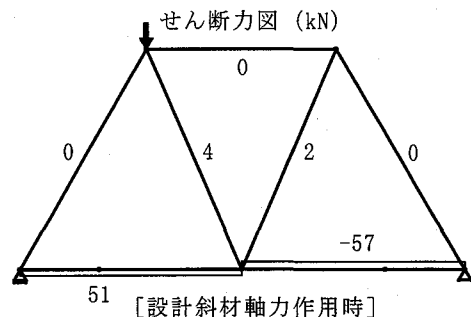


図-13 骨組み解析断面力(図心)

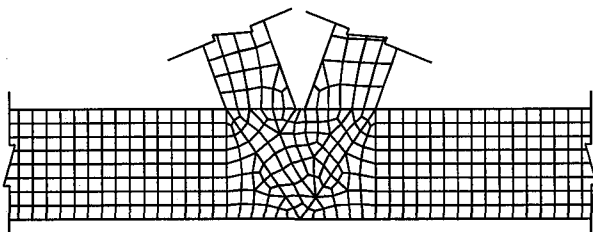


図-14 FEM 解析要素分割図

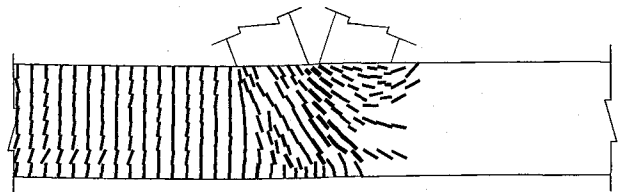


図-15 FEM 解析によるひび割れ状況

4.1 骨組み解析

図-12～13に、平面骨組み解析の解析モデルおよび設計斜材軸力作用時における断面力の解析結果を示す。本供試体では、圧縮斜材と引張斜材との軸線の交点が床版軸線と一致していない。この偏心を考慮し、各部材の軸線位置で骨組みを構築したものが図-12、圧縮・引張斜材軸線の交点と床版軸線とを意図的に一致させた骨組みを用いた解析値が図-13である。両解析を比較すると、偏心による差が顕著に現れるのは、格点部の圧縮・引張斜材間に発生するせん断力と、それにとまう格点部付近の曲げモーメントであることがわかる。

4.2 FEM 解析

FEM 解析は、材料非線形および幾何学非線形を考慮した鉄筋コンクリート用2次元有限要素解析ソフトを使用した。要素分割図を図-14に示す。解析は以下の条件で行った。

- ・ひび割れ発生後のコンクリートの引張応力度は引張軟化曲線にしたがって低減する。
- ・破壊基準はKupferの2軸破壊基準を用いる。
- ・ひび割れ後に圧縮強度の低減を行う。
- ・ひび割れは分散ひび割れモデル(smeared crack model)とする。
- ・軸方向鉄筋は鉄筋要素(discrete reinforcement)とする。

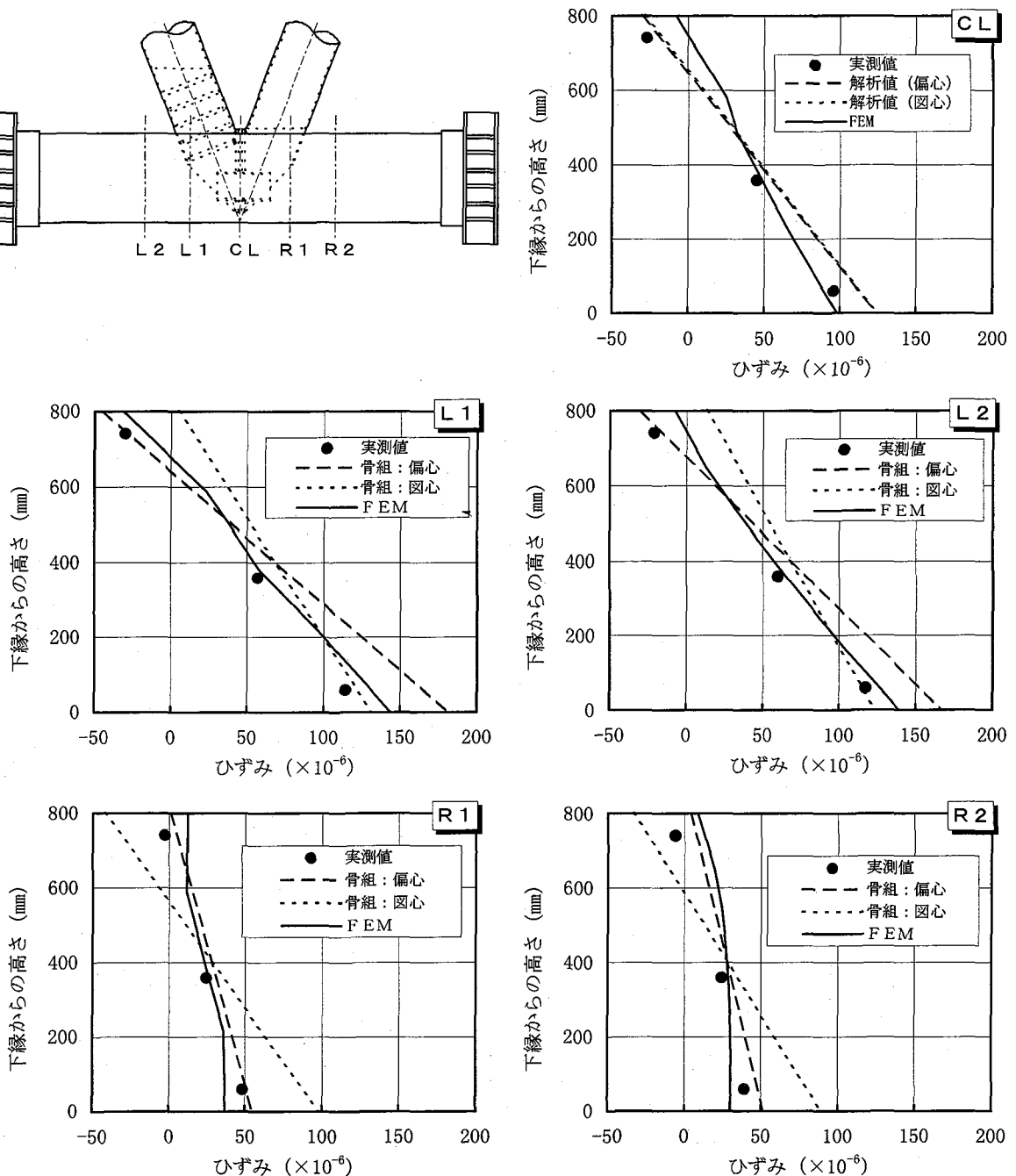
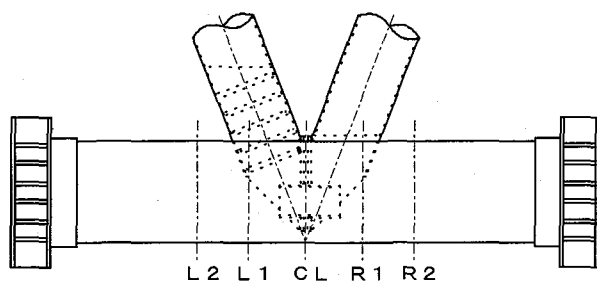


図-16 設計斜材軸力作用時の断面ひずみ分布

・スカーラップ[®]は分散鉄筋(smeared reinforcement)とする。

・収束計算は Newton-Raphson 法を用いる。

斜材鋼管部については、鋼管直径を部材幅とし、実際の鋼管と剛度が等しくなるよう要素の部材厚を決定した。また、斜材がコンクリートに埋まる格点部分については、鋼管の断面積分を分散鉄筋として評価した。材料の諸数値は規格値を使用した。図-15は、載荷試験における最大斜材軸力作用時の FEM 解析によるひび割れ発生状況である。図-7で示した実際に供試体に発生したひび割れと対比すると、比較的良好にひび割れ発生状況を再現しているといえる。

4. 3 断面のひずみ分布

載荷試験から得られたコンクリート断面のひずみ分布を用いて、それぞれの解析の妥当性を検証する。図-16は、設計斜材軸力作用時の図中の L2~R2 断面におけるひずみ分布の実測値を解析値と比較したものである。なお、骨組み解析によるひずみの解析値は、図-12および13に示した曲げモーメントおよび軸力を用いて弾性解析したものである。まず、格点部中心の CL 断面に着目する。骨組み解析については、偏心を考慮した場合も考慮しない場合も解析値に差はなく、実測値も解析値とほぼ一致した。FEM 解析によるひずみ分布は、実測値と傾きが若干違うものの値はほぼ一致した。中央断面から左

側の L2, L1 断面では、2 種類の骨組み解析による曲げモーメントの差が、解析ひずみの傾きの差に反映されている。実測値のひずみの傾きは、両骨組み解析のほぼ中間であり、FEM 解析にはほぼ一致した。中央断面から右側の R1, R2 断面では、やはり両骨組み解析によるひずみ分布の傾きに差がある。実測値のひずみの傾きは、偏心を考慮した解析に近く、ひずみの大きさも実測値が若干小さいもののほぼ一致した。また、FEM 解析によるひずみともほぼ一致した。これらのことから、骨組み解析については、偏心量を考慮した方が供試体の弾性挙動をより正しく評価できるといえる。ひび割れを考慮したコンクリート床版部の静的挙動については、2 次元 FEM 解析でほぼ適切に評価できると言える。

4. 4 斜めひび割れの検討

断面のひずみ分布の検討から、弾性範囲内では偏心を考慮した骨組み解析で、ほぼ静的挙動が把握できることがわかった。そこで、偏心を考慮した骨組み解析による断面力を用いて、斜めひび割れ発生時の検討を行う。供試体に斜めひび割れが発生したのは、斜材軸力が設計斜材軸力の約 1.6 倍の時点であり、すでに曲げひび割れも発生していた。しかしながら、曲げひび割れの本数が少なかったこと、図-8 からわかるように、ひび割れ幅も 0.04mm 以下と小さかったことから、弾性挙動範囲内であると仮定し、図-12 に示した設計斜材軸力作用時の断面力から斜めひび割れ発生時の断面力を計算した。この骨組み解析による断面力から算出した斜めひび割れ発生時の斜引張応力度は、 $\sigma_1 = 2.8 \text{ N/mm}^2$ であった。ただし、検討断面としては、コンクリート断面にリングシャーキーの断面積を考慮した換算断面を用いた。供試体コンクリートの圧縮強度を使用して土木学会の算定式⁹⁾から求めた引張強度算定値は、 $f_t = 3.0 \text{ N/mm}^2$ であり、斜引張応力度の計算値とほぼ一致した。

断面のひずみ分布および格点部の斜引張応力度の検討から、平面骨組み解析は簡易的な方法であるが、斜材軸線交点と床版軸線の偏心を考慮した解析により、本供試体の弾性的挙動をある程度の精度で評価できることがわかった。しかしながら、限られた範囲の検討であり、実設計に適用するには、さらに検討が必要であると考えられる。

2 次元の FEM 解析も比較的簡便で、本供試体に対してコンクリート部の全体的な挙動は、精度よく解析できたといえる。ところが、本格点構造のように、斜材の一部がコンクリート床版に埋まる場合には、ひび割れ発生以降における格点部の剛度評価方法、あるいは、付着特性評価法などが今後の課題であると考えられる。

5. まとめ

斜材に丸形鋼管を用い、施工性を考慮して圧縮・引張斜材の端部を雄型および雌型とした格点構造形式を対象に、実物大供試体による耐力試験を行った。試験および解析から得られた結果を以下に列挙する。

- 1) 設計斜材軸力作用時に、ひび割れの発生などの異常は認められなかった。
- 2) 格点部に局部的な斜めひび割れが発生したが、リングシャーキーがせん断キーとして有効に作用し、急激な破壊には至らなかった。
- 3) 格点構造は、設計斜材軸力作用時の 3.6 倍以上の耐力を有した。
- 4) 格点部の斜めひび割れは、偏心を考慮した骨組み解析によりほぼ検証できた。しかしながら、一般化するにはさらに検討が必要であると考えられる。
- 5) 2 次元 FEM 解析により供試体の弾性挙動およびひび割れ性状を比較的よく再現できた。

今後、さらに格点部の応力伝達機構を分析および解析し、より効率的な格点部の設計手法および斜めひび割れに対する制御方法を確立していきたい。また、本格点構造の繰り返し载荷に対する挙動の把握も重要であり、現在実物大供試体による疲労試験を実施中である。この試験結果については、別の機会に報告したいと考えている。

参考文献

- 1) たとえば Pham Xuau Thao, Jean-Pierre Viallon : a New Generation of Composite Bridges, International Conference "New Technologies in Structural Engineering", Lisbon, pp909~916, 1997
- 2) 黒岩正・後藤昭彦：巴川橋、猿田川橋の設計—鋼トラスウェブ PC 橋—、プレストレストコンクリート、Vol.41, No.2, pp41~47, 1999.3
- 3) 大澤浩二、川上洵、劉新元、佐野ユミ子：鋼トラスウェブ PC 梁の静的载荷試験、第 7 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集、pp757~760, 1997.10
- 4) 二井谷教治、正司明夫、二階堂輝之、渡瀬博：鋼トラスウェブ PC 模型桁の载荷試験、コンクリート工学年次論文報告集、Vol.20, No.3, pp931~936, 1998.7
- 5) (社) 道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編、pp126~168, 1996
- 6) (社) 土木学会：平成 8 年制定 コンクリート標準示方書 [設計編]、pp19~21, 1996

(1999.9.17 受付)