

PC複合トラス橋格点部の構造特性に関する研究

A Study on Structural Performance of Joint in PC Hybrid Truss Bridge

野村敏雄*, 寺田典生**, 本間淳史***, 青木圭一****, 加藤敏明****, 大野了*****

Toshio Nomura, Norio Terada, Atsushi Honma, Keiichi Aoki, Toshiaki Kato, Satoru Ono

* 博士 (工学), 大林組 技術研究所 土木構造研究室 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)

** 日本道路公団 中部支社 豊田工事事務所(現, 中日本高速道路) (〒471-0831 愛知県豊田市司町4-16)

*** 工修, 日本道路公団 試験研究所 道路研究部(現, 中日本高速道路) (〒194-0035 東京都町田市忠生1-4-1)

**** 工修, 日本道路公団 横浜支社(現, 中日本高速道路) (〒227-0042 横浜市青葉区下谷本町35-12)

***** 博士 (工学), 大林組 土木技術本部 構造技術部 (〒108-8502 港区港南2-15-2 品川インターシティB棟)

***** 工修, 大林組 海外土木事業部 (〒108-8502 港区港南2-15-2 品川インターシティB棟)

A PC hybrid truss bridge is composed of upper and lower PC slabs connected with steel trusses at the web to reduce its self-weight and to rationalize construction. The joints between PC slabs and steel trusses are especially important for transferring forces between members. The two types of new joint systems have been developed for the Second Tomei Expressway. One is called double steel tube connection that has outer tube welded with steel plates outside the steel trusses in the concrete slabs. The other is called double gusset plate connection that has gusset plates connected directly with steel trusses. A static loading test with a 1/2-scale model specimen was performed to verify the performance of these joint systems. The following results were obtained from the behavior of the test specimen during the test. 1) The proposed joint systems have a sufficient strength to carry design loads. 2) Large residual strength maintained after the shear yield of joints and the excellent ductility performance was obtained.

Key Words : PC hybrid truss bridge, joint system, shear strength

キーワード: PC複合トラス橋, 格点構造, せん断耐力

1. はじめに

PC複合トラス橋は、PC箱桁橋のウェブに鋼トラスを用いたコンクリート・鋼複合橋梁である。PC箱桁橋において、15～30%程度の自重を占めるコンクリートウェブを鋼トラスに置換することで自重の低減を図るとともに、基礎・下部構造の負担を軽減することが出来る。また、施工の合理化が可能であり、今後の発展が期待される構造形式の一つである。図-1に示すようにPC複合トラス橋においては、鋼トラス材と床版が直接接合される格点部が最も重要な部分であり、その構造についてはこれまでに各種提案^{1), 2)}が行われ、実験や解析について報告されている。しかし、長スパンとなり鋼トラス材に比較的大きな軸力が作用する橋梁に対しては、国内施工実績もなく、格点部の終局耐力や力の伝達機構についての検証が必要と考えられる。

そこで、高軸力が作用しても十分な耐荷力を有する格点構造として、トラス材を間接的に連結する外側リブ付き鋼管(トラス材)、および内外リブ付き孔あき二重管からなる構造と、トラス材を直接連結する2面ガセット格

点構造を考案した。

本研究は、格点構造の構造特性を確認することを目的として、まず、二重管格点構造の実物大模型による引抜き実験と1/2縮尺模型による耐荷力実験を行い、付着性能やせん断伝達機構を検討した。次に、2種類の格点構造を含む縮尺1/2の複合トラスはり模型載荷実験を行い、はり部材としての安全性と構造特性を確認した上でPC複合トラス橋の設計方法を確立した。

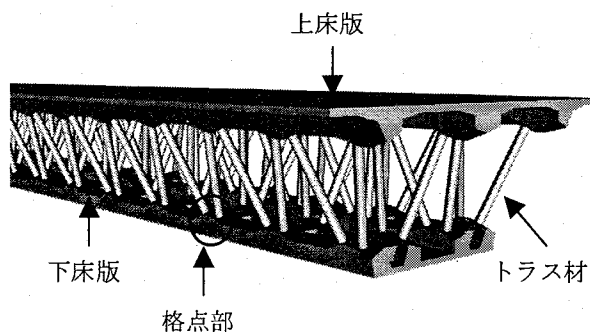


図-1 PC複合トラス橋

2. 格点構造

2.1 二重管格点構造

二重管格点構造³⁾は、図-2に示すように外側リブ付き鋼管(トラス材)、内外リブ付き孔あき二重鋼管、連結プレートで構成されている。トラス材の受持つ軸力は、外側リブ付き鋼管からコンクリートを介し、外側に配置される内外リブ付き鋼管に伝達される。さらに、この軸力はせん断力として外周コンクリートおよび連結プレートにより、一方のトラス材に伝達される構造となっている。

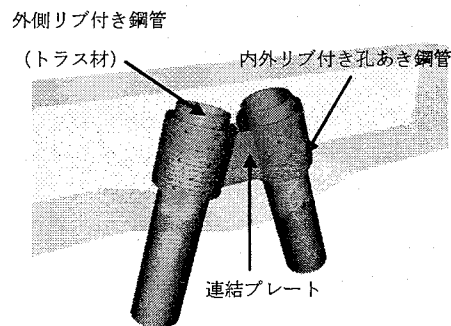


図-2 二重管格点構造

2.2 二面ガセット格点構造

二面ガセット格点構造は、図-3に示すようにコンクリート桁内部で、トラス材端部に溶接したガセットを高力ボルトで添接板に摩擦接合した構造である。トラス材軸力は、基本的に高力ボルトにより摩擦接合された鋼部材間で直接伝達されと考えられる。

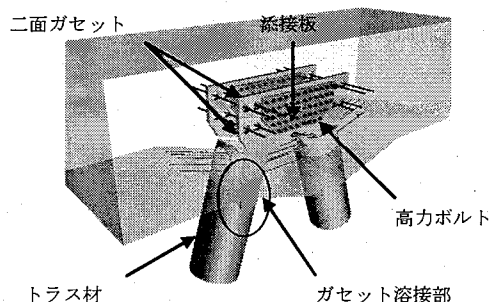


図-3 二面ガセット格点構造

3. 二重管定着構造の引抜き実験

二重管定着構造については、実物大引抜き実験により、付着特性などの基本的な力学性状と引抜き耐力の確認を行った。二重管定着構造を図-4に示す。

本定着構造の基本は内側鋼管(トラス材)外面リブによる付着定着であるが、内側鋼管周辺コンクリートを剛性の高い外側鋼管で拘束してリブ付着性能の向上を図っている。さらに、外側鋼管の内外にもリブを付け、内外鋼管間にコンクリートの圧縮ストラットを形成することで、内側鋼管の引抜き力を外側鋼管に伝達し、より表面積の大きい外側鋼管の外リブ付着によりコンクリートへの定着を図る構造である。また、外側鋼管に削孔し、コンクリートの充填性の向上を図るとともにコンクリートジベル効果を期待した。

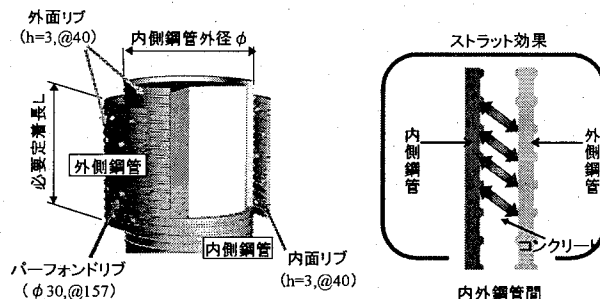


図-4 二重管定着構造

3.1 試験体

引抜き試験体および加力装置を図-5に示す。試験体は3,000kNの引抜き力を想定した内側鋼管(STK490 ϕ 457.2 $\times$ t19)と外側鋼管(SKK490 ϕ 600 $\times$ t13, 孔径 ϕ 30)を大きさ1,540 $\times$ 1,540 $\times$ 1,050の鉄筋コンクリートへ埋め込んだ構造である。定着長は内側鋼管径とした。試験体に使用した材料試験結果を表-1に示す。

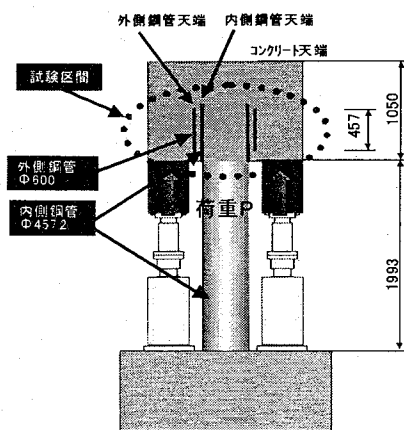


図-5 試験体および加力装置

3.2 破壊性状

載荷荷重とコンクリート天端および内側鋼管天端、外側鋼管天端の鉛直変位との関係を図-6に示す。

まず荷重4,500kNでコンクリート下面へ放射状の初期ひびわれが生じ、剛性の低下が生じた。これはコンクリートの材料非線形性と上下コンクリート埋込部分における付着性状が変化し、内側鋼管の伸び領域が拡大したことによると考えられる。その後、9,945kNで最大荷重に達し

表-1 材料試験結果

部材	単位: N/mm ²		
	鋼材 降伏強度	コンクリート 圧縮強度 引張強度	
トラス材	474	57.7	3.7
外側鋼管	424		

た後、荷重の低下とともに変位が大きく進行した。

最大荷重後も外側鋼管とコンクリートの変位はほぼ同じであるが、内側鋼管の変位が反転していることから、内外鋼管の間での付着切れが生じたと考えられる。

試験体切断面を観察すると、内側鋼管外リブ面にすべりが生じており、外側鋼管周辺コンクリートに変状は見られなかった。

3.3 ひずみ分布

図-7に内側鋼管の軸力である荷重Pと定着部における内側鋼管の鉛直方向ひずみ ε_v と円周方向ひずみ ε_θ の分布を示す。

鉛直方向は試験区間全体で引張りひずみが生じる。荷重増加に従い、下部ではひずみがやや大きくなる傾向はあるが、高さ方向に概ね線形分布しており、一様な付着応力が作用していると考えられる。円周方向は内部にコンクリートが充填されているために、ひずみが小さく、概ね高さ方向に一様に分布している。

3.4 付着応力度

図-8に二重管補強とリング筋補強⁴⁾(D13, @45)を施した場合のリブ付き鋼管の平均付着応力度とすべり量(リブ付鋼管と周辺コンクリートの相対変位)の関係を示す。

最大付着応力度 τ_{max} は、リング筋補強 6.8N/mm^2 に対して、二重管の場合は 15.4N/mm^2 と2倍以上になっている。これは、リブ付鋼管の引抜きによる周辺コンクリートの鋼管法線方向への膨張を剛性の高い鋼管で拘束するので、付着性能が大きく改善されると考えられる。

3.5 必要定着長の設計

内側鋼管の定着部は一様な付着応力が作用していることから、許容付着応力度を τ_a とすれば、二重管定着構造の必要定着長は次式により算定できる。

$$L_{req} = N_d / (\pi \cdot \phi \cdot \tau_a) \quad \dots (1)$$

ここで、 L_{req} ：必要定着長(mm)、 N_d ：引抜き力(N)、 ϕ ：内側鋼管径(mm)である。

許容付着応力度 τ_a は、最大付着応力度 τ_{max} に安全率 α を考慮し、松村⁵⁾の提案したリブ付き鋼管の付着応力度に対するコンクリート圧縮強度の補正を以下のように行うことで求められる。

$$\tau_a = \frac{\tau_{max}}{\alpha} \cdot \sqrt{\frac{f'_{ck}}{f_m}} \quad \dots (2)$$

ここで、 f'_{ck} ：コンクリートの設計基準強度、 f_m ：材料試験結果である。 $\phi = 457.2\text{mm}$ 、 $f'_{ck} = 40\text{N/mm}^2$ 、 $\alpha = 3$ の場合、引抜き力と必要定着長の関係は図-9のようになる。最小定着長を内側鋼管径とすると、この場合は、3,000kN程度の引抜き力に対して引抜き耐力が確保される。

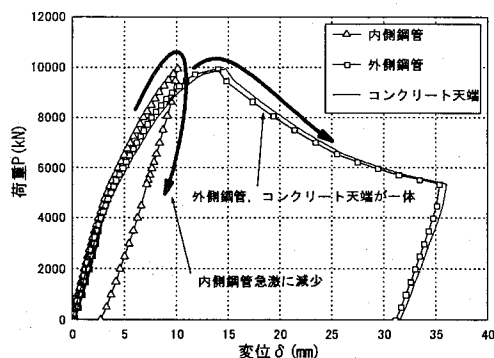


図-6 載荷荷重と鉛直変位の関係

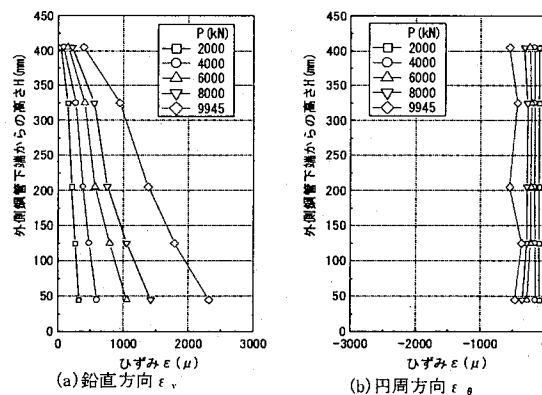


図-7 鋼管のひずみ分布

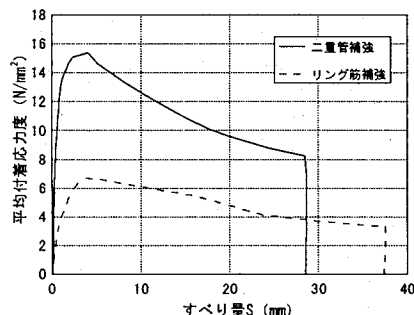


図-8 付着応力度とすべり量の関係

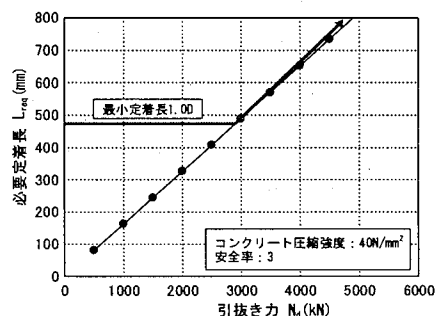


図-9 必要定着長

4. 二重管格点構造の耐力実験

4.1 試験体

試験体はPC複合トラス橋の一部を取り出した図-10に示すような構造とした。縮尺は1/2とし、実橋でのトラス材軸力3,000kNを想定した。表-2に試験体の諸元を示す

が、はりコンクリートは□475×2,800、コンクリート強度は呼び強度40とし、トラス材はSTK490 φ213.3mmの鋼管である。表-3に材料特性を示す。なお、格点部の定着長は1Dであり、リブ高さは1.5mm、リブ間隔は20mmである。また、外側鋼管の孔間隔は80mmとした。

載荷は図-10に示すようなアクチュエータ(能力3000kN)を用いて、トラス材の設計荷重およびその1.7倍である終局荷重を確認した後、試験体が破壊に至るまで加力を実施した。

4.2 破壊性状

図-11に荷重と試験体中央の水平変位の関係を示す。また、図-12に破壊時のひびわれ状況を示す。

(1)格点部の破壊性状：設計荷重を若干超えた $P=575\text{kN}$ で格点部中央にせん断ひびわれが発生し、ほぼ終局荷重に相当する $P=951\text{kN}$ で連結プレートの降伏が始まった。

その後、連結プレートが $P=1,200\text{kN}$ で全体降伏、そして $P=1,377\text{kN}$ で最大荷重に達するとともに、引張側鋼管位置においてスターラップの降伏が確認された。最大荷重に達した後、格点部中央のせん断ひびわれが発達し、はりの主筋に沿って進展するようになり、荷重が $P=1,000\text{kN}$ 程度まで低下した。

(2)トラス材の降伏性状：設計荷重の1.7倍である終局荷重近傍の $P=776\text{kN}$ 、 $P=826\text{kN}$ の時に圧縮材、引張材の順にコンクリートはりとの付根部分で降伏ひずみに達した。

その後、引張側鋼管の降伏が顕著となり、円周方向に降伏域が進展するとともに、格点部でも降伏が生じた。しかし、外側鋼管の降伏は生じず、内側鋼管の抜け出しも生じなかった。

4.3 トラス材のひずみ分布

図-13に格点部におけるトラス材のひずみ分布を示す。荷重はトラス材の設計荷重時に相当する状態である。

引張側鋼管をみると曲げモーメントと軸力が作用しているために、格点部の内側と外側ではひずみ分布が異なっている。しかし、引張が卓越する内側のひずみ分布から明らかなように、はり下縁から上縁に向かって線形分布となっており、別途実施した引抜試験結果と同様に一般的な付着性状が伺える。

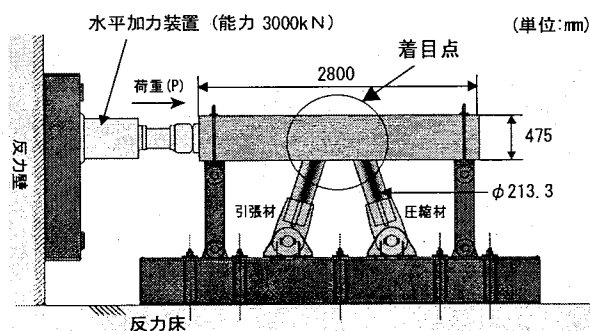


図-10 試験体および加力装置

表-2 試験体諸元

部 材	仕様および寸法(単位:mm)
トラス材	STK490 φ213.3×t11.2
外側鋼管	SKK400 φ305.0×t18
連結プレート	SM490 t12
コンクリート 梁	□-475×475×2800
せん断補強筋	D10 SD295 @31.25

表-3 材料特性

種 類	鋼材・鉄筋	コンクリート	
	降伏強度 N/mm ²	圧縮強度 N/mm ²	引張強度 N/mm ²
トラス材	431	56.4	4.08
外側鋼管	283		
連結プレート	352		
鉄筋	368		

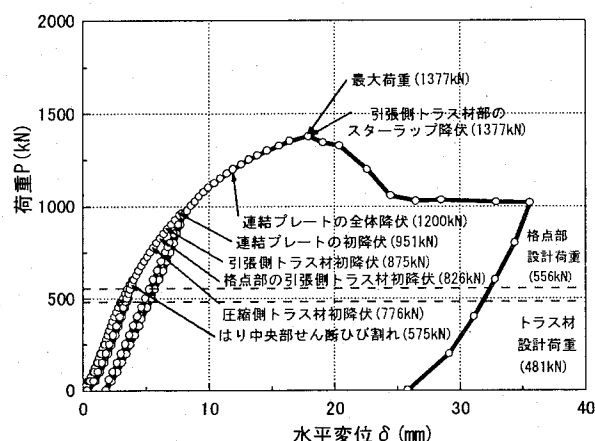


図-11 荷重-変位関係

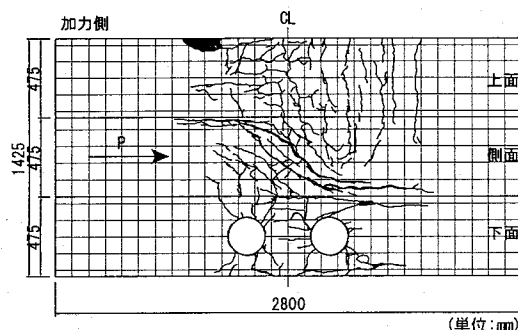


図-12 ひび割れ状況

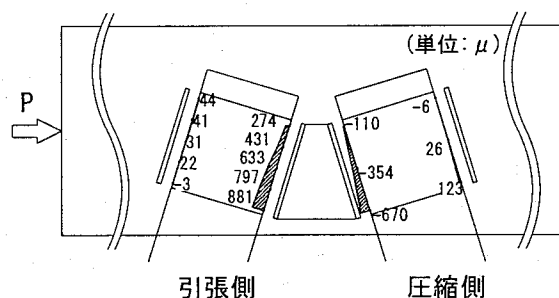


図-13 格点部トラス材のひずみ

4.4 作用せん断力

図-14に格点部分に作用するせん断力と変位の関係を示す。ここで、作用せん断力は弾性解析による格点部の水平力とせん断力の関係から求めた。

格点部のせん断力は連結プレート V_p 、せん断補強筋 V_s およびコンクリート V_c で分担されると考えられる。そこで、最大荷重後の耐力低下を V_c とし、トラス理論によるせん断補強筋を V_s 、連結プレートの降伏荷重を V_p として累加すると、最大荷重時の作用せん断力に概ね一致することが確認された。 $(V_s$ と V_p の算定方法は6.6節で後述)

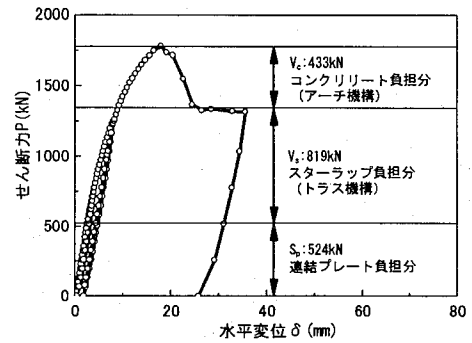


図-14 せん断力-変位関係

5. 非線形解析

格点部には圧縮トラス材と引張トラス材によるトラス軸力の作用点があり、はりの内部で一致しないことにより、せん断力が作用する。実験結果より格点部のせん断耐力は連結プレート、せん断補強筋およびコンクリートが負担するせん断力の和により表されることが考えられる。格点部を設計する上で、そのせん断耐荷機構を明らかにすることが重要であるので、非線形FEM解析による解析的な検討を行い実験結果の妥当性を検討した。

5.1 解析方法

図-15に示すように解析モデルは耐力実験と同様に格点部をモデル化しており、対称条件より1/2断面とした。材料特性は表-3に示す実験値を用いた。表-4にコンクリートおよび鋼材モデルを示す。

トラス材下端部の境界条件はピン支持とし、コンクリートとトラス材および連結プレートとの接合面は剥離・滑りを考慮した。トラス材の滑り挙動は3.4節に示す引抜き実験で得られた付着力-滑り関係を用い、連結プレート部分はバイリニア型とした。なお、解析には三次元非線形FEM解析ソフトFINAL[®]を使用した。

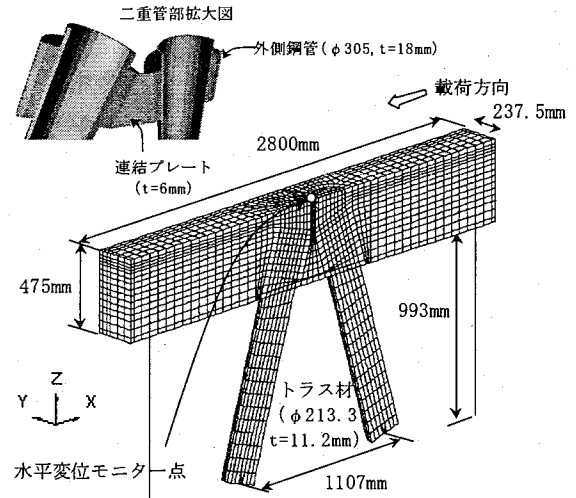


図-15 解析モデル

表-4 材料モデル

コンクリート	応力-ひずみ関係: 修正Ahmadモデル
	tension stiffening考慮
	ひび割れ後の圧縮劣化考慮
	ひび割れ後のせん断伝達考慮: Al-Mahaidiモデル
鋼材および鉄筋	応力-ひずみ関係: bilinear

5.2 破壊性状

図-16に最大荷重時のひびわれ状況を示す。また、図-17に荷重と変位の関係を示す。

ひびわれ状況から明らかのように、せん断破壊の性状を示す斜めひびわれや付着割裂の性状を示す主筋に平行なひびわれなどが生じており、実験結果と同様の破壊性状が再現されている。

初期剛性および連結プレートの初降伏に至るまでの挙動は実験結果と概ね一致している。しかし、連結プレートの初降伏以後、最大荷重に至るまでは解析結果の方が剛性が高くなっている。したがって、最大荷重は概ね一致しているが、最大荷重時の変位は解析値の方がやや小さくなっている。これは、実験では連結プレートは上から下に向かって降伏が進み、全断面降伏に至るが、解析では連結プレートの最下端で降伏せず、全断面降伏しないまま荷重低下が生ずることに起因すると考えられる。

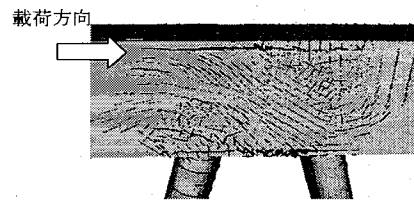


図-16 ひび割れ状況

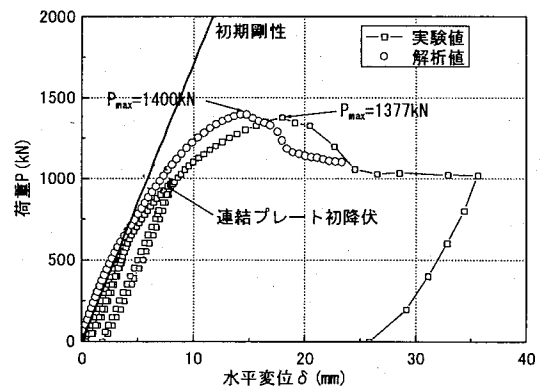


図-17 荷重-変位関係

また、スターラップは実験においては最大荷重に達するとともに降伏ひずみに達しているが、解析では連結プレートが負担していない分早く降伏が生じている。

5.3 格点部のせん断力分担

図-18に解析で得られた各せん断力分担状況を示す。

V_p は中央断面における連結プレート鉛直方向のせん断力の総和、 V_s はトラス機構によるせん断補強筋の負担力、また、 V_c はコンクリート断面に作用するせん断力として $V_c = Q_c - Q_t$ より求めた。ここで、 Q_t はコンクリート断面鉛直方向のせん断応力の総和と Q_c よりスターラップの引張力 T_s とコンクリート要素鉛直方向の圧縮応力の総和 C_c を用いて、 $Q_t = Q_c \times T_s / C_c$ として求めた。

格点部に作用するせん断力は、載荷荷重 $P=500\text{kN}$ 程度まではコンクリートのみで負担しており、理論値に一致する。また、実験と同様に載荷荷重 $P=500\text{kN}$ 程度でせん断ひびわれが発生するとともに、コンクリートの負担分が減少する。その結果、連結プレートとせん断補強筋（トラス機構）による負担分が増加し、それらが共同してせん断力を負担している。その後、最大荷重時に至るまで、コンクリート負担分に大きな変化はないが、連結プレートとせん断補強筋の負担分は荷重の増加とともに増大する傾向を示している。荷重が $P=1300\text{kN}$ を越えるとコンクリートの破壊が大きく進行するために、せん断補強筋とコンクリート負担分が大きく変動し、解析的にやや不安定となる。これは本解析ではひび割れによる不釣り合い力を次ステップで解除する方法を用いていることによるが、解析が安定している $P=1300\text{kN}$ 程度では全体の作用せん断力は理論値と概ね一致しており、最大荷重時でも概ね成立すると考えられる。

6. はり模型実験

6.1 試験体

試験体は実橋の1/4構面を模擬しており、上下床版、トラス材および格点部で構成される。図-19に試験体の概要を、また、使用材料と強度試験結果を表-5に示す。

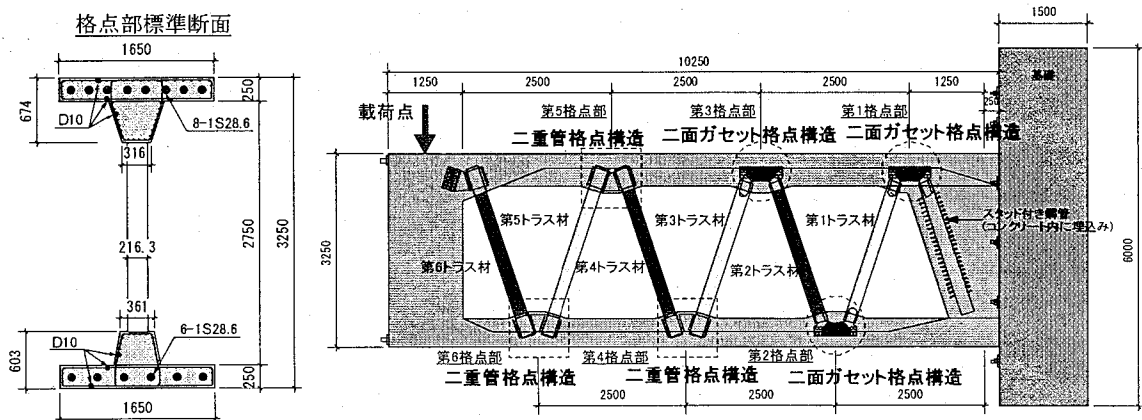


図-19 複合トラスはり試験体

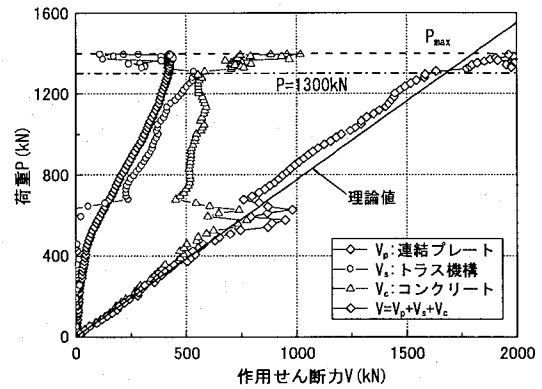


図-18 せん断力分担

試験体は、実橋の柱頭部からの張出し部分を対象に、6本のトラス材と6ヶ所の格点部を有する。第1～3格点部を二面ガゼット格点構造とし、第4～6格点部を二重管格点構造とした。なお、上下床版には、実橋の設計荷重時におけるコンクリートの斜圧縮応力度が 2.0N/mm^2 程度となるようにプレストレス（上床版：8-1 S 28.6，下床版：6-1 S 28.6）を導入した。

二重管格点構造のせん断耐力は、RCのせん断耐力と連結プレートのせん断耐力の和として表され则认为される。本実験は格点部のせん断挙動および力の伝達機構の評価を目的としているが、重ね合わせの成立性を確認するために、せん断補強筋量と連結プレートの厚さをパラメータとして、第4～6格点部に適用した。各格点部の設計せん断耐力は 1080kN で同一であり、第4格点部が実橋に対応する。表-6に各格点部の諸元を示す。

二面ガゼット格点構造は許容応力度設計を行っており、設計せん断耐力は $1,230\text{kN}$ である。

6.2 載荷方法

図-20に載荷ステップを示す。載荷は、試験体頭部に取付けたアクチュエータにより、鉛直方向に漸増繰返し載荷とした。繰返し荷重は、設計荷重最大時と最小時の間およびL2地震最大時と最小時の間でそれぞれ3回の繰返しとした。

なお、今回の試験体形状およびその載荷形式の場合、事

表-5 使用材料

	材 料	鋼材降伏点および コンクリート圧縮強度 (N/mm ²)	弾性係数 ($\times 10^4$ N/mm ²)	適用部位
トラス材	STK490 ($\phi 216.3$ t=12.7)	496	21.1	第1～第6トラス材
	SM490A (t=10.0)	339	21.1	第6格点部 (二重管格点構造)
連結プレート	SM490A (t=12.0)	392	21.0	第4格点部 (二重管格点構造)
	SM490A (t=14.0)	318	20.6	第5格点部 (二重管格点構造)
添接材	SM490YA (t=13.0)	414	21.4	第1～第3格点部 (二面ガセット格点構造)
鉄筋	D10 (SD345)	354	18.7	上下床版主鉄筋, せん断補強筋 (第4, 6格点部を除く)
	D13 (SD345)	349	19.1	第4格点部のせん断補強筋
	D16 (SD345)	353	18.8	第6格点部のせん断補強筋
コンクリート	トラス材中詰め	50.5 (3.73)	2.89	圧縮トラス材充填コンクリート
	下床版	47.2 (3.70)	2.68	下床版、()内は引張強度
	上床版	43.9 (4.04)	2.79	上床版、()内は引張強度

前の弾性骨組み解析から、第3～5トラス材の軸力が設計軸力に対応すること、また、第1, 3, 5トラス材の軸力が引張りとなり、第2, 4, 6トラス材のそれが圧縮となることが確認されている。

6.3 破壊性状

図-21に試験体載荷点での荷重(P)と鉛直変位(δ)の関係を、図-22に全体変形モードをそれぞれ示す。また、写真-1に載荷終了時の全景を示す。

試験体の破壊過程は、以下の通りであった。L2地震最大時まで大きな損傷はなく、終局荷重時(P=1,075kN)付近で、第3, 4, 5格点部の引張トラス材付け根に放射状のひび割れが入ったが、荷重は低下しなかった。その後、P=1,200kNで第3, 5格点部に、P=1,230kNで第4格点部にそれぞれ初期のせん断ひび割れが発生した。

さらに荷重を増加させると、P=2,081kNで第5格点部の連結プレートが初降伏し、P=2,250kNで第5格点部のせん断補強筋が降伏した後、P=2,370kNで第5格点部の連結プレートが全降伏し、荷重が若干低下した。その後、P=2380kN(最大荷重)で第4格点部のせん断補強筋の降伏と連結プレートの全降伏により荷重が再度低下した。そのまま載荷を続けると、第2格点部付近の第1トラス材側下床版のコンクリートが曲げ圧壊し、荷重が大きく低下した。

以上の破壊状況から、各格点部は、想定した各設計荷重段階に対して、十分な耐荷性能を有していることが確認できた。また、せん断力が卓越する格点部が複数配置された複合トラス橋では、万一、一つの格点が破壊した場合でも、脆性的な破壊とはならず、耐荷力を保持することから、橋梁全体で変形性能の優れた構造であることが分かった。

6.4 格点部の応力状態

前節で述べたように、二重管格点構造の破壊性状は、せん断補強筋の降伏および連結プレートの全降伏に至った際に生じると考えられる。

ここでは、実験時にせん断降伏した第4, 5格点部およびせん断ひび割れの進行が顕著であった第3格点部の応

表-6 二重格点構造のパラメータ

適用格点部	せん断補強筋(ρ_w :鉄筋比)	連結プレート	適用
第5格点部	SD345 D10@65 ($\rho_w = 0.50\%$)	SM490A t14×2	連結プレートの分担割合大
第4格点部	SD345 D13@75 ($\rho_w = 0.77\%$)	SM490A t12×2	実橋での負担割合
第6格点部	SD345 D16@85 ($\rho_w = 1.06\%$)	SM490A t10×2	連結プレートの分担割合小

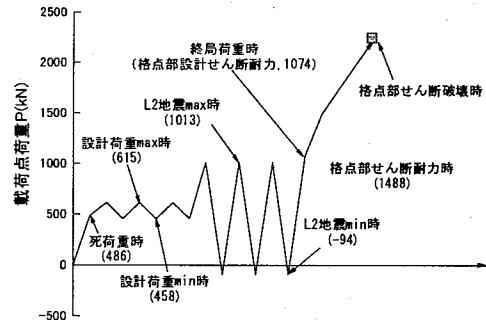


図-20 載荷ステップ

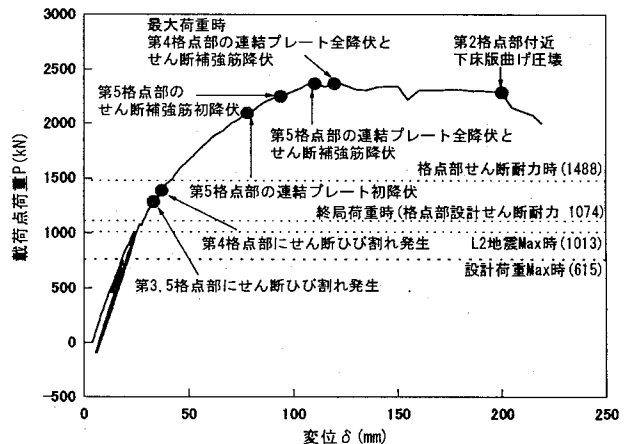


図-21 荷重-変位関係

力状態について検討を行った。各格点部の連結プレートおよび添接板の応力履歴を図-23に、せん断補強筋の応力履歴を図-24に示す。また、各格点部のひび割れ状況を写真-2に示す。なお、連結プレートおよび添接板の応力は、三軸ゲージにより測定し、降伏の判定は式(3)に示すように、von Misesの降伏条件を適用した。

$$\bar{\sigma} = \sqrt{\sigma_x^2 - \sigma_x \cdot \sigma_y + \sigma_y^2 + 3\tau_{xy}^2} \quad \dots (3)$$

(1) 第5格点部：連結プレートの応力は、荷重の増加とともに増大し、プレート幅の狭い箇所から順次、降伏応力に達している。また、せん断補強筋の応力も同様に荷重の増加とともに増大し、せん断補強筋は概ね降伏している。

(2) 第4格点部：連結プレートの応力は、荷重の増加とともに増大するが、第5格点部の連結プレートが全降伏(図中の●印)した後、連結プレートの応力が急激に増加している。これは、第5格点部が降伏ヒンジとなり、第4格点部に力が伝達されたため、第4格点部のプレート応力が増加したと考えられる。

(3) 第3格点部：添接板の応力は、載荷中、降伏応力に達しなかった。また、せん断補強筋も一部降伏しているものの、その他は降伏応力に対して余裕があった。したがって、第3格点部(二面ガセット格点構造)は、第5、第4格点部がせん断破壊した後、最終破壊状況である下床版の曲げ圧壊に至るまで、十分な耐荷力を保持していたと考えられる。

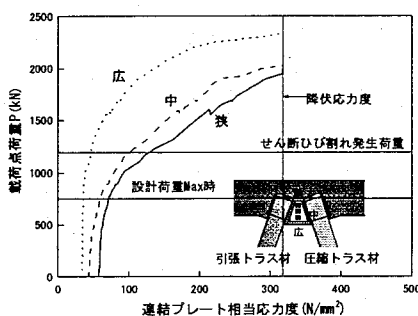
6.5 作用せん断力の推定

格点部に作用するせん断力は、トラス材軸力の鉛直成分と上下床版に作用するせん断力の総和と考えられる。しかし、作用するせん断力は、直接計測できないため以下の方法により推定した。

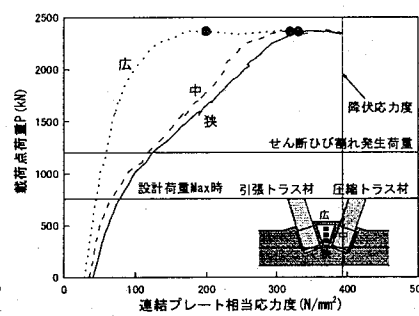
(1) トラス材から伝達されるせん断力：トラス材ひずみを積分してトラス材軸力を算定し、その鉛直成分をトラス材から格点部に作用するせん断力とする。

(2) 上下床版から伝達されるせん断力：上下床版の主鉄筋のひずみ分布から平面保持を仮定し、各断面のモーメントを算定し、隣合う断面間でのモーメント勾配より上下床版のせん断力を求める。

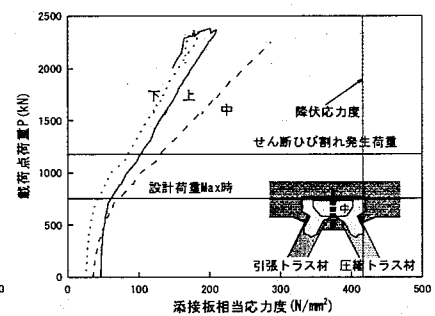
図-25に格点部周辺の作用せん断力状況を、表-7に最大荷重時の作用断面力の一覧をそれぞれ示す。なお、図表中の θ はトラス材の水平軸からの角度(71.7°)を示す。表から明らかなように、算出したせん断力は、格点部左右の値がほぼ等しくなっており、作用せん断力が適切に求められていると考えられる。



(a) 第5格点部



(b) 第4格点部



(c) 第3格点部

図-23 連結プレートおよび添接板の応力履歴

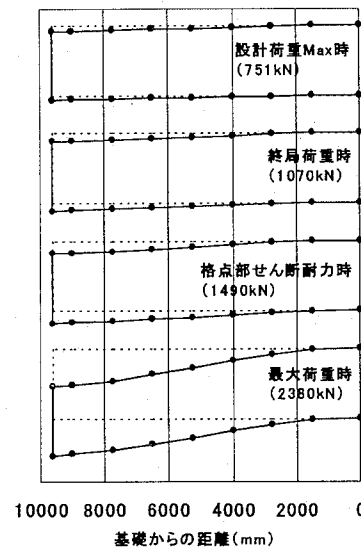


図-22 変形モード

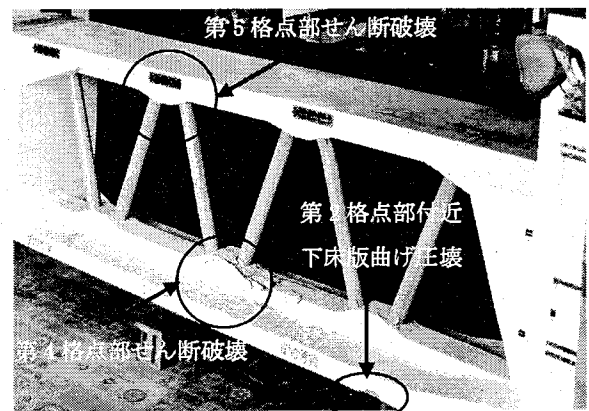


写真-1 実験終了時試験体全景

6.6 格点部のせん断耐力

二重管格点部のせん断耐力(V_{us})は、格点部をモデル化した部分模型実験結果³⁾より、コンクリートのアーチ作用(V_c)、せん断補強筋のトラス機構(V_s)と連結プレートのせん断降伏耐力(V_p)の総和として、以下の式(4)~(7)のように表すことが出来ると考えられる。なお、有効高さ(D)とせん断スパン長(L)は4章で示した部分模型実験のひび割れ状況やせん断補強筋の降伏状況を基に図-26に示すよ

うにそれぞれDは鋼管埋め込み長さ、Lは下縁の鋼管間隔とした。

$$V_{us} = V_c + V_s + V_p \quad \dots (4)$$

$$V_c = \alpha \cdot \sigma_c \cdot b \cdot \left(\frac{D}{2}\right) \cdot \sin \theta \quad \dots (5)$$

ここに、

σ_c : コンクリートの圧縮強度 (N/mm²)

α : コンクリートの圧縮強度に関する有効係数。4.4節に示す部分模型実験による負担分を基に、ここでは $\alpha = 0.22$ とした。

b : 有効幅(mm), ここでははりの全幅とする。

D : 有効高さ(mm)

θ : アーチ機構の角度で $\tan \theta = (D/2) / L$ とする。

L : セン断スパン(mm)

$$V_s = \frac{\sigma_{sy} \cdot A_s \cdot D}{1.15 \cdot s} \cdot \cot \phi \quad \dots (6)$$

ここに、

σ_{sy} : セン断補強筋の降伏応力度 (N/mm²)

A_s : セン断補強筋の断面積 (mm²)

s : セン断補強筋の配置間隔 (mm)

ϕ : トラス機構の圧縮材の角度

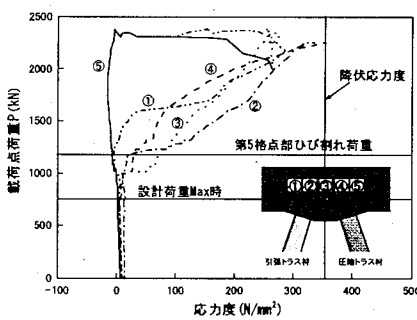
$$V_p = \tau_{sy} \cdot A_w \quad \dots (7)$$

ここに、

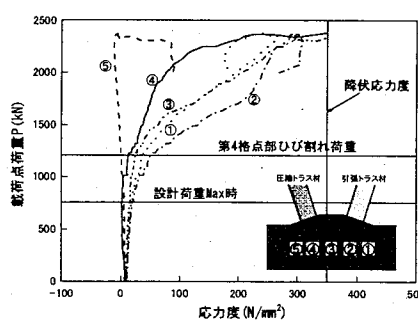
τ_{sy} : 連結プレートのせん断降伏強度 (N/mm²)

A_w : 連結プレートの断面積 (mm²)

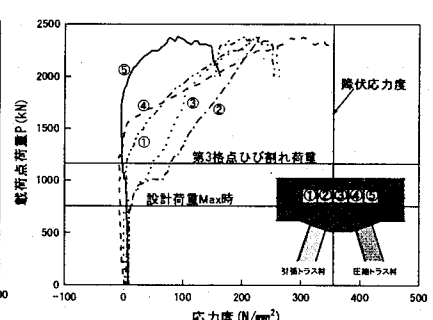
表-8に実験で得られた作用せん断力とせん断耐方式による計算値の比較を示す。実験値は計算値の約15%程度大きくなっている。この原因として、提案式がプレストレスの効果によるコンクリートの負担分の増加を考慮できていないことや、アーチ機構におけるコンクリートの圧縮強度に関する有効係数の与え方などが挙げられるが、現段階では、概ね安全側に評価できていると考えている。ただし、今後、より精度の高い実験結果の検証を



(a) 第5格点部

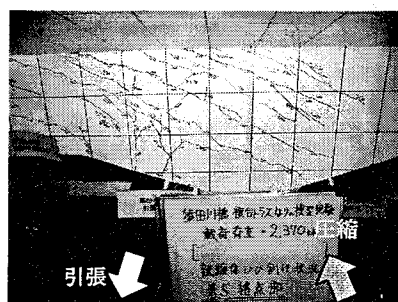


(b) 第4格点部

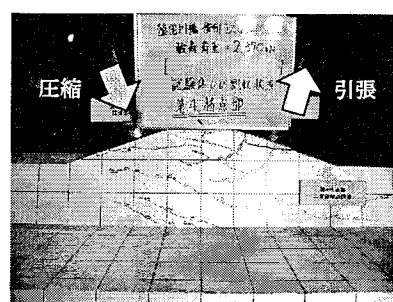


(c) 第3格点部

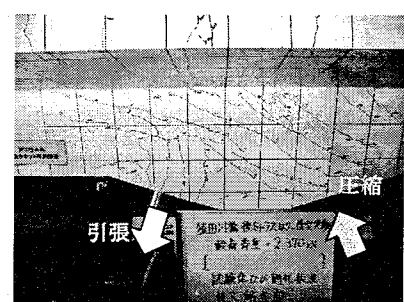
図-24 セン断補強筋の応力履歴



(a) 第5格点部



(b) 第4格点部



(c) 第3格点部

写真-2 格点部のひび割れ状況

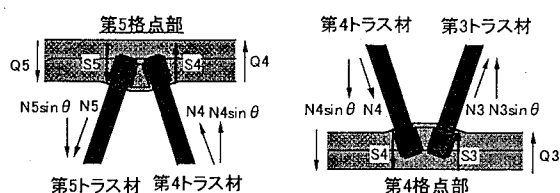


図-25 格点部周辺の作用断面力

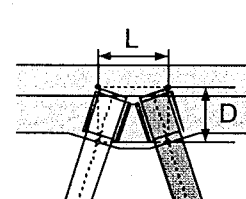


図-26 セン断負担範囲

表-7 格点部周辺の作用断面力

格点部	トラス材軸力 (kN)		Nsin θ (kN)	床版の せん断力(kN)		格点部 せん断力(kN)		平均 (kN)
第5格点部	N4	4390	4170	Q4	-1340	S4	2830	2850
	N5	2710	2570	Q5	300	S5	2870	
第4格点部	N3	4020	3820	Q3	-510	S3	3310	3370
	N4	4390	4170	Q4	-740	S4	3440	

表-8 実験値と計算値の比較

格点部	①実験値 (kN)	計算値(kN)				①/②
		② V_{us}	V_c	V_s	V_o	
第5格点部	2850	2460	350	680	1430	1
第4格点部	3370	2920	380	1030	1510	1

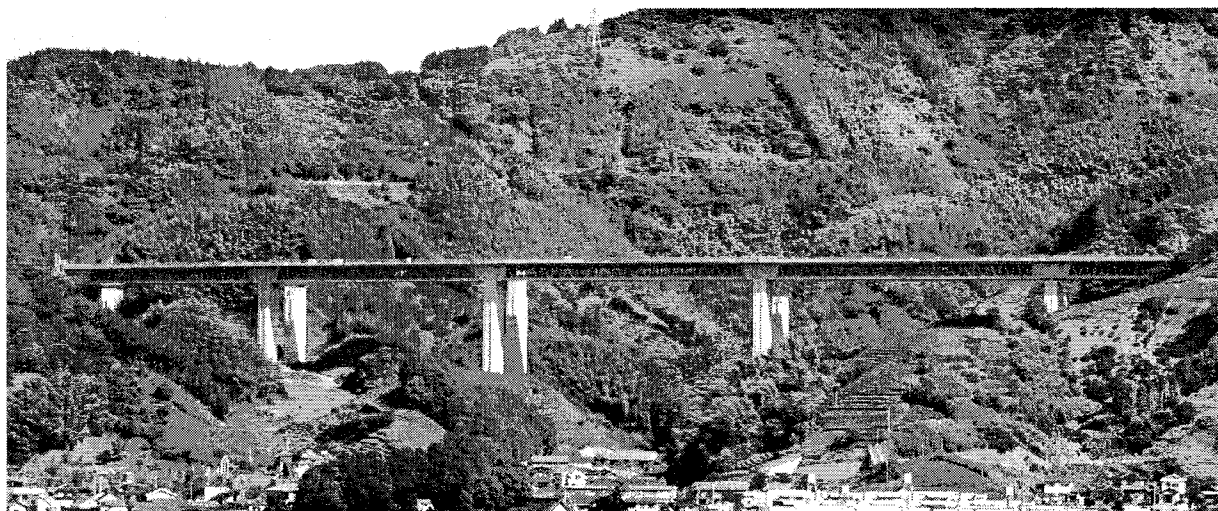


写真-3 猿田川橋全景

実施する必要がある。

7. おわりに

複合トラス橋における格点構造の構造特性を確認するために、二重管方式に関する各種実験と解析的検討を実施した。また、2種類の格点構造を有するはり模型載荷実験を実施した。本研究によって得られた知見を以下に示す。

- (1) 二重管定着構造の引抜き耐力と格点構造の耐力を実験により検討した結果、良好な付着性能や設計荷重の2.5倍程度の耐力を有することが確認された。
- (2) 三次元非線形FEM解析により、二重管格点構造のせん断破壊経過を追跡し、耐力を評価することが可能であることが分かった。
- (3) 2種類の格点構造（二重管、二面ガセット）を有するはり部材として十分な耐力と変形性能を有しており、その安全性が確認された。また、二重管構造のせん断耐力は提案した評価方法で算定可能なことが確認された。

本研究成果を基に設計手法を確立し、2つの格点構造を有する第二東名高速道路の猿田川橋が施工⁸⁾された。写真-3に猿田川橋の架設状況を示す。

謝辞

本研究を実施するにあたり、「第二東名高速道路 鋼・トラス複合構造橋梁の設計施工に関する技術検討委員会

(委員長：池田尚治 横浜国立大学名誉教授)」の委員の方々をはじめ関係各位に貴重な助言をいただきました。ここに記して、厚く御礼申し上げます。

参考文献

- 1) 本間, 他: 複合トラス橋接合部の耐力確認実験, プレストレスト技術協会第8回シンポジウム論文集, pp. 53-58, 1998. 10
- 2) 野呂, 他: 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. 45A, pp. 1485-1490, 2001. 3
- 3) 野村, 他: PC複合トラス橋格点部の構造特性に関する実験的研究, 土木学会第58回年次学術講演会, V-232, pp. 463-464, 2003. 9
- 4) 大内, 他: 鋼管・コンクリート複合構造高橋脚の開発(その1) - 模型の水平加力実験 -, 大林組研究所報 No. 49, pp. 11-18, 1994
- 5) 松村: 充填型鋼管コンクリート構造に於ける鋼管とコンクリートの付着性能の影響に関する研究, 九州大学博士論文, 1990
- 6) 長沼: 三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp. 163-170, 1995. 8
- 7) 大野, 他: PC複合トラス橋における格点構造の耐力性能に関する実験的検討, コンクリート工学年次論文集, Vol. 26, No. 2, pp. 697-702, 2004
- 8) 青木, 他: 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, pp. 5-11, 2005. 5

(2005年9月10日受付)