

開断面鋼箱桁とS C橋脚を組合せた ハイパーブリッジにおける剛結構造の開発

伊藤 始¹・白根勇二¹・今西秀公²・熊野拓志³・高須賀丈広³・上村明弘³

¹正会員 前田建設工業株式会社 技術研究所（〒179-8914 東京都練馬区旭町1-39-16）

²正会員 前田建設工業株式会社 土木部（〒179-8903 東京都練馬区高松5-8-20）

³正会員 JFEエンジニアリング株式会社 橋梁設計部（〒230-8611 神奈川県横浜市鶴見区末広町2-1）

ハイパーブリッジは、開断面鋼箱桁形式の上部構造と鉄骨コンクリート複合構造橋脚を剛結した橋梁である。ハイパーブリッジは、はり高の抑制が可能であることから、道路立体交差に用いた場合にアプローチ部を短縮できる特徴を有する。剛結部は、上部工の主桁と横桁で構成される鋼殻構造内に、複数本の突起付きH形鋼（ストライプH、SH）が充填コンクリートを介して定着される構造である。剛結部における突起付きH形鋼の定着長を適切に決定することは、はり高抑制の特徴を発揮するためにも重要である。

そのため、本研究では定着部モデルの引抜き実験、剛結部の正負交番載荷実験、およびFEM解析を行うことで、剛結部における定着性能を定量的に検討し、突起付きH形鋼の定着長算定式を提案した。

キーワード： ハイパーブリッジ、道路立体交差、剛結部、突起付きH形鋼、定着性能

1. はじめに

近年、都市部における河川橋梁工事や交差点立体化工事では、車線規制下の狭隘箇所での橋梁の施工を可能にするために、構造のスリム化や現場工事期間の短縮などのニーズがあり、新しい構造や工法の提案が求められている。

ハイパーブリッジ（図-1）とは、開断面鋼箱桁形式の上部構造と鉄骨コンクリート複合構造橋脚（S C構造橋脚）を剛結した橋梁であり、河川橋梁や道路立体交差の急速施工法に適用することを目的として開発したものである。本橋梁構造では、図-2に示すように従来の支承を用いた箱桁に比べ、はり高の抑制が可能であることから、道路立体交差に用いる場合にアプローチ部を短縮できる特徴を有する。



図-1 ハイパーブリッジの剛結部

ハイパーブリッジの開発にあたり、高性能軽量コンクリートを用いた床版部の疲労耐久性や剛結部での突起付きH形鋼（ストライプH、SHと記す）の定着性能の評価などが技術的課題となった。高性能軽量コンクリートを用いた床版部の疲労耐久性については、既報の「低桁高を実現できるハイパーブリッジ（高性能合成床版橋）について、2006」¹⁾において報告しており、移動荷重に対して通常のRC床版と同等以上の性能を有する結果が得られている。

本報は、もう一つの課題である剛結部におけるSHの定着性能の評価に関して報告するものである。ハイパーブリッジの剛結部は、上部工の主桁と横桁で構成される鋼殻構造内に、複数本のSHがコンクリートを介して定着される構造である。剛結部においてSHが定着性能を有するためには、十分な定着長を確保することが重要である。しかしながら、定着長が過大となった場合、はり高抑制の特徴を発揮することができなくなる。

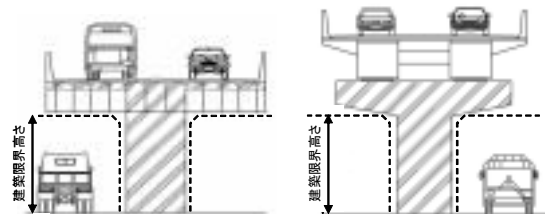


図-2 従来工法との構造高の比較

そのため、本研究では、図-3に示すように、モデル供試体の引抜き要素実験や FEM 解析に基づき、セル構造内への SH の複数本配置による拘束効果の低減を考慮した SH の定着長算定式を構築した。そして、その設計式を適用した剛結部モデル供試体の正負交番載荷実験を通して、SH が柱脚部で降伏した後の剛結部における定着性能を検証した。

2. 突起付き H 形鋼の定着に関する既往の研究

ここでは、突起付き H 形鋼 (SH) の定着に関する既往の研究を紹介する。マッシュなコンクリートへの突起のない鉄骨 (H 形鋼) の定着に関して、複合構造物設計・施工指針 (案)²⁾ では、定着長算定式を鉄筋の基本定着長算定式に準じて式 (1) として示している。

$$L_d = \frac{A_r \cdot f_{ry}}{u \cdot f_{bod}} \quad (1)$$

ここに、 L_d : 引張側鉄骨の定着長(mm), A_r : 引張側鉄骨の断面積(mm²), u : 引張側鉄骨の周長(mm), f_{ry} : 鉄骨の設計引張降伏強度(N/mm²), f_{bod} : コンクリートとの設計付着強度(N/mm²)

原、大久保らが行った SH の定着に関する研究^{3),4)} では、定着耐力 ($P_B = A_s \cdot \sigma_s$) を式 (1) に基づき、式 (2) のように表現している。式 (2) の付着周長は、式 (1) の場合と異なり、突起形状が施されているフランジ外側のみを考慮し、フランジ幅の 2 倍として用いた。

$$P_B = L \times 2B \times \tau_B \quad (2)$$

ここに、 P_B : 定着耐力(N), L : SH の定着長(mm), B : SH のフランジ幅(mm), τ_B : 付着強度(N/mm²)

SH の定着破壊は、SH のフランジ部先端から割裂ひび割れが発生し、ひび割れ幅が拡大することで発生しており、割裂ひび割れ面を横切る補強鉄筋量が大きい場合に、定着破壊時の荷重が大きくなることを確認している。その結果から、付着強度と補強鉄筋量の相関関係が得られ、付着強度を式 (3) で表現している。

$$\tau_B = 4.79 + 202 \times K_c \quad (3)$$

ここに、 K_c : 拘束係数 ($= A_s / (B \cdot S)$), A_s : 定着補強鉄筋断面積(mm²), S : 定着補強鉄筋配置間隔(mm)

次にセル鋼板内への定着に関する小原らの研究⁵⁾ では、セル鋼板内に定着する場合もマッシュなコンクリートに定着する場合と同様のメカニズムである

と考え、拘束係数を定義し、セル鋼板内からの SH の引抜き実験結果に基づき、付着強度を式 (4) として提案している。

$$\tau_B = \sqrt{f'_{ck}} (1.28 + 6.60 K_c) \beta_B \cdot \beta_{L/B} \quad (4)$$

ここに、 f'_{ck} : コンクリート強度(N/mm²) ($f'_{ck} \leq 60$ N/mm²), K_c : 拘束係数($= t/B$), t : セル鋼板厚さの 1/2 の値(mm), β_B : フランジ幅による寸法効果を補正する係数 ($B \geq 150$ の場合 : 1.0, $B=75$ の場合 : 1.25), $\beta_{L/B}$: 定着長に関する寸法効果を表す係数 ($L/B \geq 2.5$ の場合 : 1.0, $1.25 \leq L/B < 2.5$ の場合 : $-0.216 \times L/B + 1.54$)

3. 定着長算定式の検討

(1) 主鋼材複数本を配置した場合の定着性能

既往の研究で示したように、セル鋼板内に 1 本の突起付き H 形鋼 (SH) を定着する場合には、式 (4) を用いて付着強度を算出できる。しかしながら、セル鋼板内に複数本の SH を定着する場合には、鋼板による拘束効果が低減すると考えられ、低減量を定量評価することが必要であった。そのため、SH の本数やセル鋼板に取り付けた水平補剛材などをパラメータにして引抜き実験を行い、定着長の算定式を検討した。

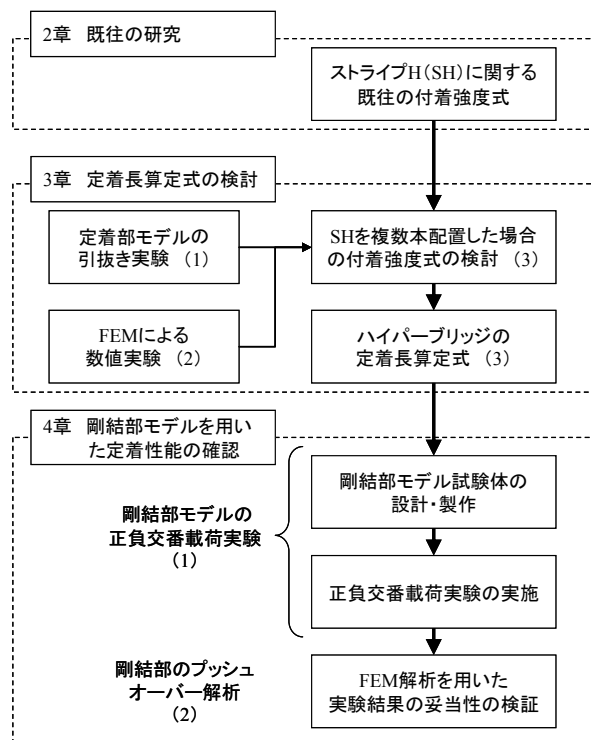


図-3 定着性能の評価の流れ

a) 実験概要

実験供試体は、図-4に示すように主桁 2 本と横梁ウェブにより構成される鋼殻内に、SH を 1 本または 3 本配置してコンクリートを充填した構造とし、実橋の 1/4 スケールとした。また、SH フランジに相対する主桁ウェブにあたる鋼板にはスタッドジベルを配置した。供試体は、表-1に示すように SH の本数や水平補剛材の有無、コンクリート強度、定着長をパラメータとした 5 体である。フランジ鋼板の突起部は、実橋と同じサイズ（高さ 1.5mm、間隔 15mm）に機械加工した⁵⁾。また、水平補剛材のサイズ、設置位置、および設置数については、実橋を想定して設定した。

載荷は、荷重制御とし、設計ひび割れ荷重 P_c の整数倍毎に載荷と除荷を繰り返す方法とした。計測は、SH の埋込部先端と充填コンクリートの相対変位、鋼殻と充填コンクリートの相対変位、SH と鋼殻のひずみについて行った。コンクリートは、普通コンクリートを基本とし、必要定着長の短縮を目的として、呼び強度 60N/mm^2 の高強度コンクリートを 1 体を使用した。また、主桁および横梁に用いた鋼板の強度物性は、降伏強度 473N/mm^2 、引張強度 575N/mm^2 であった。

b) 実験結果

引抜き荷重と鋼・コンクリート相対変位量の関係を図-5に示す。SH 1 本タイプの最大荷重は、水平補剛材のない No.1 の最大荷重 (P_{max}) 291 kN に対し、水平補剛材を 1 段取り付けた No.2 では 328 kN (13%増)、2 段の No.3 では 398 kN (37%増) と大幅な増加が見られた。これは補剛材により鋼殻の面外剛性が増加したことで、鋼材突起面とコンクリート境界面のずれに伴いコンクリートが突起を乗り越えようとして鋼殻を押し広げる力に抵抗したためであると考えられる。

No.4 (SH 3 本タイプ) と No.2 (SH 1 本タイプ) において、SH 1 本あたりの最大荷重を比較すると、No.4 の最大荷重が 29%小さくなった。No.4 は、No.2 と面外剛性が同一であるため、SH 1 本あたりの面外変形拘束度が No.2 より小さくなり、SH 1 本あたりの最大荷重が小さくなったと考えられる。主桁ウェブの面外剛性を大きくすることにより最大荷重を増大できると思われる。

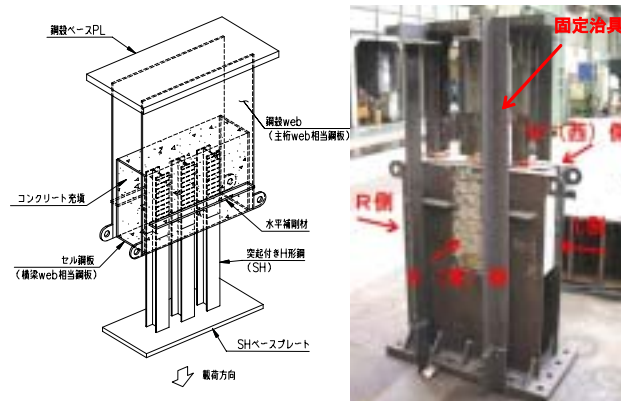
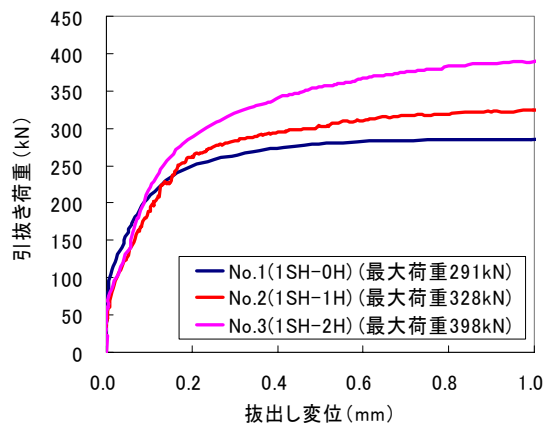


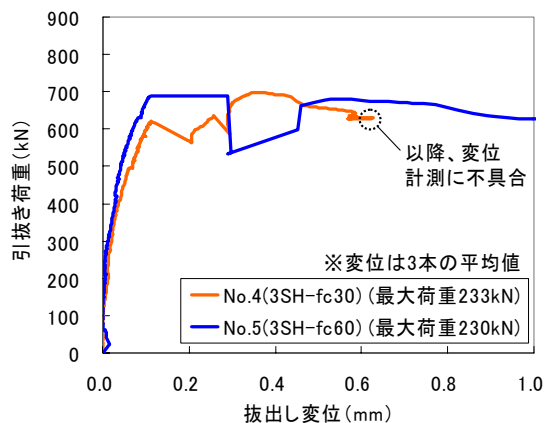
図-4 引抜き実験供試体

表-1 実験ケース

供試体名	SH 本数	定着長	水平補剛材 段数	コンクリート 強度 (試験値) N/mm ²
	本	mm	段	
1SH-0H	1	190	0	35.8
1SH-1H			1	
1SH-2H			2	
3SH-fc30	3	95	1	34.6
3SH-fc60			1	72.3



(a) No. 1, 2, 3



(b) No. 4, 5

図-5 荷重と突起付き H 形鋼相対変位量の関係



(a) No. 2



(b) No. 4

図-6 ひび割れ発生状況

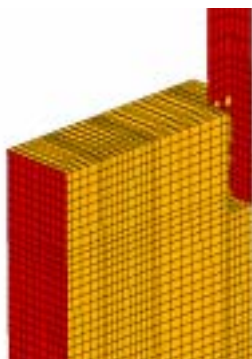


図-7 実験供試体の解析モデル (1/4 モデル)

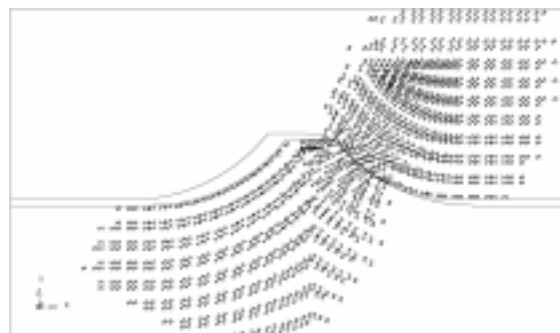


図-8 突起部の平面応力モデルの主応力

高強度コンクリート $fc60$ を用いた No.5 は、普通コンクリート $fc30$ の No.4 (定着長 $L=190\text{mm}$) と比較し、定着長を 95mm に半減させたものの、最大荷重は同程度となった。これは、コンクリート強度を高くすること、およびブリーディングを減少させることにより付着強度が増大することを示した。この結果は、主鋼材を 1 本配置した場合の既往の研究⁵⁾と同じ傾向であり、設計において、高強度コンクリートを使用することにより、必要な定着長の短縮が可能であることを確認できた。

No.2 および No.4 のひび割れ状況を図-6に示す。同図は、いずれも SH 抜け出し側のコンクリート表面のものである。SH 1 本タイプの No.2 はフランジ端部から割裂ひび割れが発生したことに対して、SH3 本タイプの No.4 は 3 本の SH が一体となって抜け出していることが観察された。

(2) FEM による数値実験

定着部モデル供試体の引抜き実験における破壊メカニズムの検討と実験結果の補間を目的として、FEM 解析による引抜き実験の再現を行った。SH の定着の解析は、SH の突起部をどのようにモデル化するかが重要であるため、まず、そのモデル化の妥当性を検証した。その結果を踏まえて、SH の配置本数と付加条件をパラメータとした解析を行い、付着強度式構築のための実験結果の補間を行った。

a) 解析方法

本検討における解析コードは DIANA Ver8.1 とし、コンクリート材料には土木学会・コンクリート標準示方書（以下、示方書と記す）に準じた材料非線形

を考慮した⁶⁾。コンクリートは 8 節点ソリッド要素、鋼部材は 4 節点シェル要素、せん断補強鉄筋およびスタッドジベルは埋込鉄筋要素を用いて表現した。

コンクリートの強度物性は、材料試験結果を基に決定し、引張側および圧縮側の破壊力学特性は、示方書および Nakamura らの提案式より決定した。鋼材は、ヤング係数 200kN/mm^2 、ポアソン比 0.3 の線形弾性体とした。本解析では、図-7に示す 1/4 対称モデルを適用しており、対称面の節点には対称条件を、鋼殻ベースは完全固定とした。载荷は、H 形鋼の先端に鉛直方向の強制変位を与えることで行った。

SH の突起部は、剛結部の構造寸法と比較して非常に小さく、3次元 FEM 解析において忠実に再現することは合理的でないため、簡略なモデル化が必要であった。解析要素にインターフェース要素を設定し、クーロン摩擦モデルを用いることとした。クーロン摩擦モデルのパラメータは、突起 1 つに対する平面応力モデル（図-8）を用いて解析を行い選定した。モデルの検証は、引抜き荷重－拔出し変位関係やひび割れ分布で行った。

b) FEM 解析によるパラメータ実験

セル構造内に配置する SH 本数を変化させた引抜き実験供試体モデルの FEM 解析によるパラメータ実験を行った。表-2に解析ケースおよび解析結果の一覧を示す SH 本数を 1 本、2 本、3 本の 3 水準、水平補剛材段数を 1 段と 2 段の 2 水準に変化させ 6 ケースとした。

SH 本数の増加に伴い、SH 1 本あたりの負担荷重が減少する結果となり、定性的な傾向は評価でき、解析の妥当性が確認できた。また、補剛材の増加に

に伴い最大荷重が増加する結果が得られた。また、SHを3本配置した3SH-1Hでは、実験結果の8割程度と低い値になり、安全側の評価になることが確認できた。

(3) 主鋼材を複数本配置した場合の付着強度式

定着部モデル供試体の引抜き実験および FEM 解析による数値実験の結果では、セル構造内に配置する SH の本数が増えることに伴い、1 本あたりの負担荷重が低下することを確認した。今回の実験と解析、既往の実験⁵⁾の結果を既往の算定耐力と比較した(図-9)。ほとんどのケースで最大荷重＝算定耐力のラインに近い値を示したが、SH 3 本タイプのケースでは、実験と解析の結果が小さくなった。

図-10に実験値と計算値の比 $\tau_{B,exp}/\tau_{B,cal}$ (以下、付着強度比と記す) を SH 本数 n で整理して示す。同図には、既往の検討⁵⁾で得られた SH 配置本数 1 本の値もあわせて示す。なお、引抜き実験の供試体 No.1 は、補剛材が配置されていないことより、実橋における構造と大きく異なるため、図から除外した。補剛材が配置されている実験ケースおよび解析ケースのうち、SH が 1 本のもの(△印、◇印)は、付着強度比が 1.0 に近い値であり、既往の特性値と一致している。SH が 2 本、3 本のケース(▲印、◆印)は、既往の設計強度を下回っている。

そのため、SH が複数本の場合、セル鋼板による拘束効果が SH 1 本の場合と異なることが明らかであることから、付着強度の低減係数を定量的に評価した。評価は、各ケースの付着強度比を SH 1 本の付着強度比で割った値(β_n)で整理することで行った。

なお、付着強度比の計算に際して、拘束係数 $Kc=t/B$ における B は、SH が複数本配置された場合でも、SH 1 本あたりの幅を用いることとした。これは、SH の複数本配置による低減効果が Kc の項に入ることとを避け、 β_n に集約するためである。

表-2 解析ケースと解析結果

ケース名	SH 本数	水平補剛材段数	SH 1 本あたりの負担荷重 (kN)	
			解析※	実験
1SH-1H	1	1 段	322.8	327.6
2SH-1H	2		220.8	—
3SH-1H	3		185.4	233.0
1SH-2H	1	2 段	338.6	398.1
2SH-2H	2		248.8	—
3SH-2H	3		189.2	—

※ 解析結果が得られたステップまでの最大荷重を SH 本数で割った荷重

図-11に SH 配置本数と β_n の関係を示す。図中の▲印および◇印は、実験値および解析値を表す。低減係数の評価は、実験値(▲印、3 データ)に基づき行うこととし、解析値(◇印、5 データ)は実験で実施していない SH 2 本の結果を含めた定性的な傾向の把握に使用した。

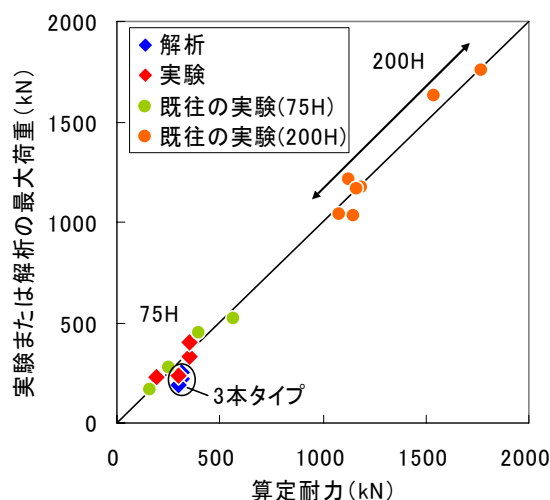


図-9 実験・解析の最大荷重と既往の算定耐力の比較

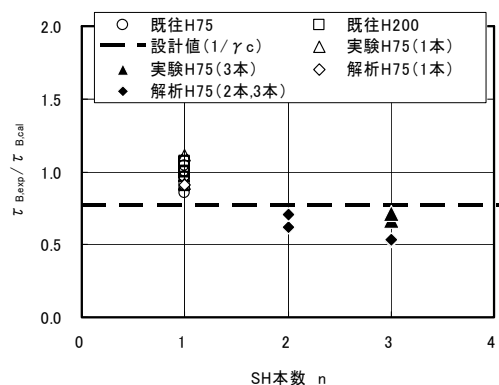


図-10 付着強度比と SH 本数の関係 (拡張前)

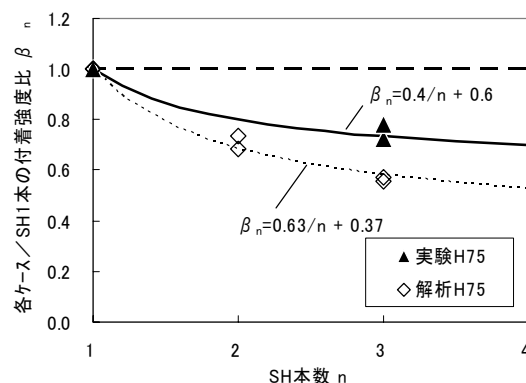


図-11 SH 本数と拘束効果の低減量

解析値の傾向は、 $n=1$ のとき $\beta_n=1$ となる曲線 $\beta_n = A/n + (1-A)$ により捉えることができたため、この式を近似式に採用した。そして、実験値を近似した結果、低減係数 β_n は、式 (5) で表すこととした。

$$\beta_n = 0.4/n + 0.6 \quad (5)$$

ここに、 n ：セル構造内への SH の配置本数

SH の配置本数の影響を考慮した式 (5) を式 (4) に掛け合わせることで、複数本配置に対応した式 (6) に拡張する。なお、拘束係数 K_c における値 t は、セル鋼板厚さとした。

$$\tau_{B,cal} = \sqrt{f'_{ck}} (1.28 + 6.60 K_c) \beta_B \cdot \beta_{L/B} \cdot \beta_n \quad (6)$$

拡張した式 (6) より得られる付着強度比と SH 本数の関係を図-12に示す。これによると、セル構造内に SH を 3 本配置した付着強度比の実験値 (▲印) は、1.0 に近い値になった。

SH の破断強度に相当する引張力と付着強度に相当する抵抗力に対して、力の釣り合い式を解き、ハイパーブリッジの定着長算定式を式 (7) として提案した。

$$\begin{aligned} L_d &= L_n/2 + L_{ud} \\ L_{ud} &= A_s \times f_{ud} / 2nB\tau_{Bd} \end{aligned} \quad (7)$$

ここに、 L_d ：設計定着長さ(mm)、 L_n ：定着遷移域長さ(mm)、 L_{ud} ：付着定着長さ(mm)、 A_s ：SH の断面積(mm²)、 f_{ud} ：SH の設計引張強度(N/mm²、 $=f_{uk}/\gamma_s$)、 f_{uk} ：SH の引張強度の特性値(N/mm²)、 γ_s ：材料係数(=1.0)、 τ_{Bd} ：設計付着強度(N/mm²、 $=\tau_{Bk}/\gamma_c$)、 τ_{Bk} ：付着強度の特性値(N/mm²、 $=\tau_{B,cal}$)、 γ_c ：材料係数(=1.3)

なお、定着遷移域長さとは、付着応力が定着始端から L_n の位置まで線形に付着応力が増加する、すなわち三角形分布であると仮定した長さである。

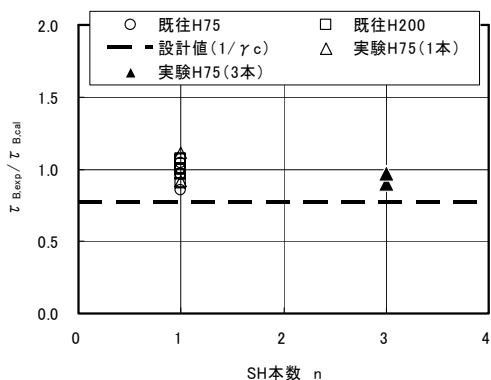


図-12 付着強度比と SH 本数の関係 (拡張後)

4. 剛結部モデルを用いた定着性能の確認

(1) 剛結部モデル供試体の正負交番载荷実験

突起付き H 形鋼 (SH) が柱脚部で降伏後も剛結部で SH が定着性能を保有していることを剛結部モデル供試体の正負交番载荷実験を通して確認した。

a) 剛結部の設計

剛結部の付着が十分に安全のように設計すると仮定した場合、式 (7) により設計定着長は 447.4mm となる。ところで、実橋においては寸法上の制約等により設計定着長の確保が困難なケースも想定される。そこで、今回の実験供試体における定着長は、設計定着長より 10%程度小さくなる場合を想定して 400.0mm とした。

また、供試体の剛結部は、その直下の柱脚部に先行塑性ヒンジを設け、終局時においても剛結部が弾性域にあるように設計した。従って、剛結部の設計断面力には、実橋の縮小モデルの SC 構造橋脚断面を想定し、その剛結部直下の上部工と柱脚部の接合線位置における設計断面力を用いた。

b) 実験方法

実験供試体は、実橋の 1/4 スケールで中間支点部をモデル化したものであり、剛結部は、図-13に示すように T 形状の主構部材 4 本と支点上横梁により構成される 3 つの鋼殻内にコンクリートを充填し、柱脚側の SH を 3 本または 2 本ずつ定着させる構造とした。SH のフランジ面は、主構ウェブと平行に配置した。また鋼殻内の主構ウェブにはスタッドジベルを配置した。

载荷は、上部工の自重相当の軸圧縮力を柱脚部に作用させた状態で、水平荷重を降伏水平変位 δ_y の整数倍毎に除载荷を繰り返す漸増载荷方法とした。ここで、降伏水平変位 δ_y は、柱脚断面の引張側 SH が降伏ひずみに達した時の水平変位とした。図-14に载荷状況を示す。主な計測項目は、柱脚部および鋼桁部の変位、SH の定着部先端と鋼殻の相対変位、SH の軸方向ひずみ、ならびに鋼桁各部のひずみとした。コンクリートの強度は、剛結部が 36.8N/mm²、柱脚部が 33.8N/mm² であった。SH の強度物性は、降伏強度 297N/mm²、引張強度 440N/mm² であった。

c) 荷重－変位関係および破壊性状

水平荷重と载荷点水平変位の関係は、図-15に示す通りとなった。同図には道路橋示方書に準拠した設計値もあわせて示した。供試体には、負側 121kN 载荷時にひび割れが発生した。最大荷重は、正側 4 δ_y 载荷時に 477kN、負側で -8 δ_y 载荷時に -477kN であった。最大荷重到達後、水平荷重は、徐々に低下し、-15 δ_y 载荷時点でスライド装置の移動限界に達し

たため実験を終了した。

供試体の破壊状況を図-16に示す。まず、モーメントが大きくなる剛結部付近において、曲げひび割れが発生し、卓越した。その後、高さ方向中央部において、斜めひび割れが圧縮縁に向かい進展した。帯鉄筋を配置したため、ひび割れの進展および幅の拡大が抑制され、せん断破壊を防止することができた。载荷の進行とともに、剛結部付近の圧縮縁のかぶりコンクリートが剥落し、帯鉄筋が露出することで、荷重が徐々に低下した。これらの破壊状況は、柱脚部の典型的なものであった。なお、実験終了時においてかぶりコンクリートは剥落したものの、SH および帯鉄筋の破断は観察されなかった。また、柱脚部コンクリートが大きく損傷した本実験においても、剛結部は、健全であることを実験後の観察により確認した。

d) 柱脚部の変形性能

正負交番载荷実験の柱脚部の最大荷重および終局変位は、道路橋示方書に従い計算した最大荷重（369kN）および終局変位（ $6\delta_y$ ）を大幅に上回る結果が得られた。このことより、十分な変形性能すなわち耐震性能を有していることが確認された。また、実験と解析の荷重－変位関係は、同様の傾向を示したため、実験の柱脚部は想定通りの破壊性状であることが確認された。

e) SHの定着性能

SH のひずみ分布により定着性能を検討した。各荷重ステップにおける SH 軸方向のひずみ分布は、図-17 の左図に示す通りである。剛結部における降伏域は比較的短く、また定着先端部の発生ひずみは、弾性範囲内となっている。そのため、SH 定着部は、最大荷重時においても設計上の有効定着長の範囲において健全な状態であると判断できる。

(2) 剛結部のプッシュオーバー解析

3次元 FEM 解析により実験供試体の正負交番载荷実験の再現を試みた。解析モデルは、供試体の 1/2 対称モデルとした。解析条件は、定着部モデル供試体の引抜き実験に用いた方法を基本にした。

解析より得られた水平荷重－水平変位関係を図-18に示す。同図には、実験の結果をあわせて示す。解析の荷重－変位関係は、実験結果とほぼ一致する結果となった。

次に、解析と実験の SH のひずみ分布を図-17 の右図に示す。 $4\delta_y$ 時のひずみ分布を見ると、解析の降伏領域が実験のものに比べ若干広いものの、その傾向はほぼ一致する結果が得られた。

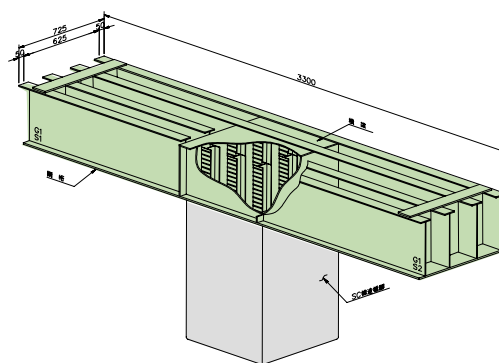


図-13 剛結部モデルの実験供試体

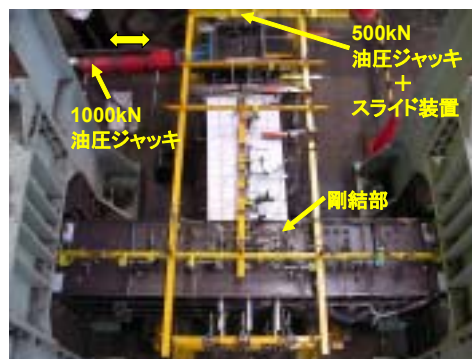


図-14 载荷状況（側面）

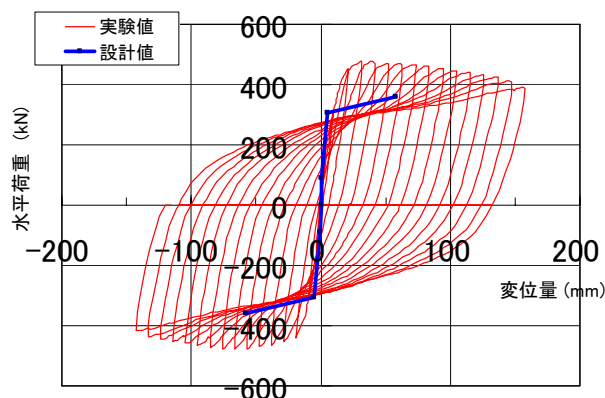


図-15 水平荷重－変位関係



図-16 柱脚部の破壊状況（载荷終了時）

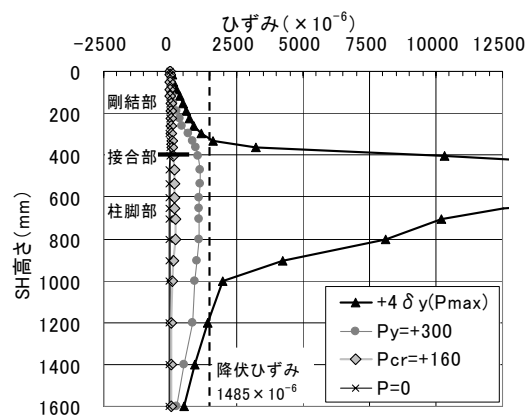
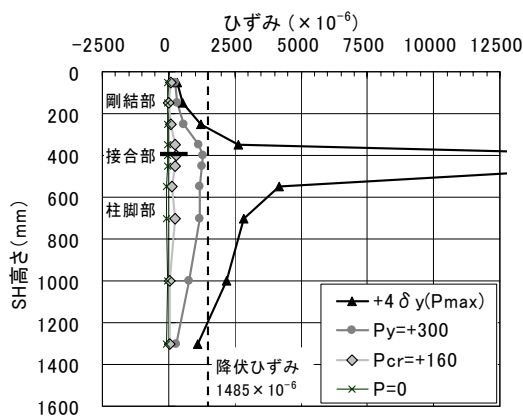


図-17 SHのひずみ分布の比較 (左：実験，右：解析)

以上のことから，FEM 解析により，実験を再現することが可能であり，供試体のモデル化や実験結果の理論的な妥当性を検証することができた．また，今回の検討で，解析により十分な精度が得られることが確認されたことから，剛結部の設計に FEM 解析を用いることも可能と考える．

5. まとめ

ハイパーブリッジの剛結部における突起付き H 形鋼の定着性能について，定着モデル供試体の引抜き実験と剛結部モデル供試体の正負交番載荷実験による結果より，下記の知見が得られた．

- (1) 引抜き実験の結果および FEM 解析による数値実験の結果から，セル構造内に複数本の突起付き H 形鋼を配置することによる拘束効果の低減を考慮した突起付き H 形鋼の定着長算定式を構築した．
- (2) 正負交番載荷実験における破壊状況，曲げ耐力，変形，突起付き H 形鋼のひずみなどから，柱脚部は想定通りの破壊形態であり，柱脚部の断面力が最大になったときにおいても，主鋼材の定着性能が良好に行われたことを確認した．
- (3) ハイパーブリッジの剛結部は，本検討で用いた構造形式を用い，構築した定着長算定式を適用することで，はり高抑制と急速施工を実現する接合構造となることを確認した．

謝辞：FEM解析の実施にあたり，（株）JIPテクノサイエンスの赤坂和彦氏，川口和広氏，見原理一氏にご協力をいただきました．ここに厚く御礼を申し上げます．

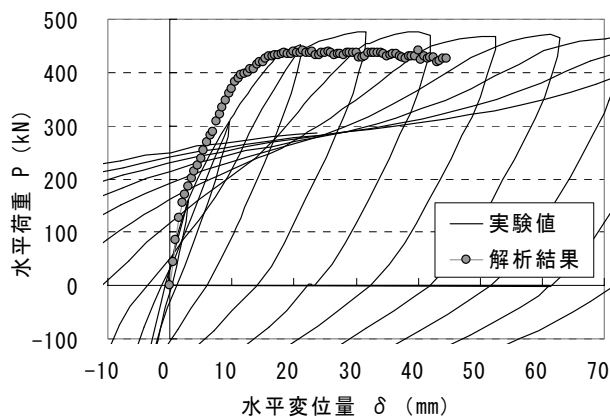


図-18 荷重－水平変位関係

参考文献

- 1) 赤坂雄司，原夏生，松林卓，上村明弘，神田恭太郎，熊野拓志：低桁高を実現できるハイパーブリッジ（高性能合成床版）について，土木学会，土木建設技術シンポジウム2006，pp.107-114，2006．
- 2) 土木学会：複合構造設計・施工指針（案），pp.128，1997．
- 3) 原夏生：プレキャスト型枠とH形鋼を組み合わせた複合構造橋梁に関する研究，埼玉大学学位論文，2000．
- 4) 大久保浩弥，橋本修身，河野一徳：突起付きH形鋼の定着耐力に関する実験的研究，土木学会第50回年次学術講演会概要集，V部門，pp.1212-1213，1996．
- 5) 小原孝之，原夏生，三島徹也，小泉幹男，中西克佳，大久保浩弥，内田一人：鋼桁と突起付きH形鋼を用いたSC柱脚との剛結構造の提案，構造工学論文集，土木学会，Vol.50A，pp1071~1082，2004．
- 6) 神田恭太郎，熊野拓志，原夏生，松林卓：コンクリートに埋設された突起付きH形鋼の引抜き耐力に関する解析モデルの検討，土木学会第61回年次学術講演会，SC2部門，No.41，pp.149-150，2006．