(43) コンクリートに埋設された突起付き H形鋼の引抜耐力に関する検討

熊野 拓志1・上村 明弘1・伊藤 始2・白根 勇二2・川口 和広3・見原 理一3

¹正会員 川鉄橋梁鉄構株式会社 橋梁事業本部技術部(〒111-0051東京都台東区蔵前2-17-4) E-mail:kumano@kawatetsu-bs.co.jp, a-uemura@kawatetsu-bs.co.jp

²正会員 前田建設工業株式会社 技術本部 技術研究所(〒179-8914 東京都練馬区旭町1-39-16) E-mail:itouh@jcity.maeda.co.jp, shirane.y@jcity.maeda.co.jp

³正会員 JIPテクノサイエンス株式会社 解析技術部(〒103-0025東京都中央区日本橋茅場町1-2-5) E-mail: kawaguti@cm.jip-ts.co.jp, riichi_mihara@cm.jip-ts.co.jp

突起付き形鋼を用いた開断面箱げた複合ラーメン橋は,構造高を抑制できることから施工延長を短縮で きる特長があり,都市内立体交差構造等への適用が期待されている.本研究では,鋼殻内にコンクリート を介して複数本定着された突起付きH形鋼の引抜耐力について,縮小模型による引抜要素実験および3次元 有限要素解析により検討を行い,複数本配置された場合における突起付きH形鋼の付着強度の評価を試み た.次に,剛結部の縮小モデルによる正負交番載荷実験により,剛結部が十分に安全な耐荷力を有するこ とを検証すると同時に,3次元有限要素解析により概ね精度良く実験供試体の挙動をシミュレートできる ことを明らかにした.

Key Words : rigid frame bridge, steel-concrete composite member, deformed flange H-shapes, rigid connection, anchorage performance, the cyclic loading test, FEM analysist

1. はじめに

鋼・コンクリート複合ラーメン橋は,一般に耐震性能 の向上やライフサイクルコスト削減などのメリットを有 しており,近年採用される事例が増加している橋梁形式 である¹²⁾.このうち,突起付き形鋼を用いた開断面箱げ た複合ラーメン橋は,他の構造形式との比較において構 造高さを低く抑制できることから,施工延長を短縮でき るという特長があり,図-1に示すような都市内の立体交 差事業等への適用が期待されている³.

複合ラーメン橋の剛結部においては,曲げモーメント 等による上揚力は上部工側に埋め込まれた主鋼材の付着 抵抗により柱脚部に伝達される.この付着抵抗は,鋼材 とコンクリートの界面における接着力,摩擦力および突 起による機械的抵抗の総和であり,一般にその耐力は実 物大もしくは縮小サイズの供試体を用いた実験により決 定される.例えば,突起付きH形鋼(ストライプH,以 下SHと略す)を用いた鉄骨コンクリート複合構造橋脚 (以下,SC構造橋脚と称す)と,鋼Iげたまたは鋼箱 げたを結合する複合ラーメン橋^{4,6)}の接合部に関しては, 鋼殻にSHを1本定着するタイプについての研究があり, 実験結果をベースとした付着強度式が提案されている⁷. 一方,開断面箱げた複合ラーメン橋の剛結部において は,けた高(横梁高)が制約されることから,鋼殻に複 数本のSHを定着する構造としている.この定着構造の 場合,SH定着部の終局時において1本定着タイプと比較 し,群杭効果と同様な挙動によりSHの定着耐力が低下 する可能性がある.また,定着長の設計にあたっては, 文献7)の定着長算定式の適用性について検証が必要で ある.

本研究では,定着要素の縮小模型実験⁸を行うと同時 に,3次元有限要素解析により付着抵抗メカニズムの検 討を行い⁹,鋼殻に複数本配置されたSHの引抜耐力およ



図-1 開断面箱桁複合ラーメン橋の概念図

び破壊メカニズムの把握と,SHとコンクリート間の付着強度の評価方法の提案を行った.また,剛結部の縮小 モデルによる正負交番載荷実験¹⁰により剛結部が十分な 安全性を有することを確認するとともに,3次元有限要 素解析による実験の再現を試み,剛結部の性能検証にあ たり解析的手法の適用性の検討を行った.

2. 複数本配置された突起付きH形鋼の付着強度 の評価

(1) 定着本数をパラメータとした引抜要素実験

a) 実験概要

実験供試体は,図-2 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た.実験供試 体の形状・寸法は,相似関係を考慮し⁷⁰,実橋のほぼ 1/4 スケールの縮小模型になるように設定した.またSH のフランジに相対する主桁ウェブ相当鋼板にはスタッド ジベルを配置した⁷⁰.供試体の構造諸元は表-1に示す通 りであり,H形鋼の本数や水平補剛材の有無,コンクリ ート強度をパラメータとして計5体を設定した.また, SH はビルトアップ材とし、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 して製作した⁸⁰.

載荷は荷重制御とし,設計ひび割れ荷重Pcの整数倍ご とに除載荷を繰り返す方法とした.変位の計測点は, 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とし,またSHや鋼殻の ひずみも計測した.コンクリートおよび鋼板の材料試験 結果は表-2に示す通りである.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/mm²の高流動コンクリートを使用したもの を1体用意した.

b) 実験結果

実験結果の一例として,実験供試体 No.1~No.3 の引 抜荷重と鋼・コンクリート相対変位量の関係を図-3 に 示す.SH1本タイプの最大荷重については,水平補剛 材のない実験供試体 No.1の最大荷重(Pmax)290.8kN に対 し,水平補剛材を1段取り付けた供試体 No.2 では 327.6kN(13%増),2段の供試体 No.3 では398.1kN(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 して鋼殻を押し拡げる力に抵抗したためであると考えら れる.また,文献7)の適用範囲外ではあるが,同文献で 提案されている付着強度算定式(後述の式(1))により



図-2 引抜実験供試体の概要図

表-1 供試体の構造諸元

		H形鋼	定着長	コンクリート	水平	主桁'	ウェブ	横梁	ウェブ
No	供試体名	本数		呼び強度	補剛材	間隔	板厚	間隔	板厚
		(本)	(mm)	(N/mm^2)	段数	(mm)	(mm)	(mm)	(mm)
1	1SH-0H				0				
2	1SH-1H	1	100	20	1				
3	1SH-2H		190	30	2	200	9	600	9
4	3SH-fc30	2			1				
5	3SH-fc60	3	95	60	-				

注)1.部材寸法 突起付きH形鋼:H75x75x6(4.5)x4.5,水平補剛材:50x9

表-2 材料試験結果

(a)フレッシュコンクリートの特性

No	種類	呼び	最大骨材	スランプ	空気量
		強度	寸法	(スランプフロー)	
		(N/mm^2)	(mm)	(cm)	(%)
1-4	普通	30	10	11.5	4.1
5	高流動	60	10	55.0x55.0	6.5

(b)硬化コンクリートの力学的特性 圧縮強度 ヤング係数 ポアソン比 No 引張強度 (N/mm^2) (N/mm^2) (kN/mm²) 1-3 35.8 2.99 23.5 0.14 4 34.6 3.28 23.6 0.14 5 72.3 3.45 30.3 0.09

(c)使用鋼板(SM490A)の機械的性質							
板厚	降伏強度	引張強度	ヤング係数	ポアソ	伸び率		
(mm)	(N/mm ²)	(N/mm ²)	(kN/mm ²)	ン比	(%)		
9	473	575	-	-	0.23		
细热水亚	補剛材・Qmm ト	形鋼のウェブ	フランジ・Qmmt	いに打出当	1T		

「鋼殻・水平補剛材:9mm,H形鋼のワェフ,ファンシ:9mmから切削加上



供試体 No.1 の引抜耐力を試算した結果を参考値として 図-3 に示す.鋼殻を適切に補剛することにより同等の 耐力を期待出来ることがわかる.

供試体 No.4 (SH 3 本タイプ,最大荷重 699.0kN)と No.2(同 1 本タイプ)において, SH 1 本当たりの最大荷重 を単純比較すると, No.4 の方が 29%小さい値であった. 供試体 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 より相対的に小さく なり, SH 1 本当たりの最大荷重が低下したものと考え られる.ウェブの面外剛性を大きくすることにより最大 荷重を増大出来ると思われる.

高流動コンクリート fc60 を用いた供試体 No.5 は, 普通コンクリート fc30 の No.4 (定着長 L=190mm)と比較し,定着長を 95mm に半減させたがほぼ同じ最大荷重(689.6kN)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ており,文献 7)と同じ傾向であった.

ひび割れ状況の一例として,図-4に供試体No.1および 4のSH抜け出し側コンクリート表面のひび割れ状況を示 す.SH1本タイプのNo.1はフランジコーナー部から割裂 ひび割れが発生し,一方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おり,群杭効果と同様な挙動 が観察された.

(2) FEM解析による引抜耐力の検討

a) 突起部のモデル化

本研究の対象とする突起は,H形鋼の圧延時にフラン ジ外面に成型される高さ1.5mm,間隔15mmの横節状の ものである¹¹⁾.この突起寸法は剛結部の構造寸法と比較 して非常に小さいため,3次元有限要素解析のモデル作 成時に突起を忠実にモデル化することは合理的ではない.

ここで,突起とコンクリートの付着抵抗のうち機械的 抵抗は,突起側面における支圧抵抗と両者の相対ずれに 連動して増加する抗力による摩擦抵抗に分けられる.ま た,支圧の作用しない突起側面においては両者の剥離が 生じる.本研究では,この現象を汎用の有限要素解析ソ フトに標準装備されているインターフェイス要素により 再現するために,接触面の法線方向の開口および法線方 向と接線方向応力の相互作用によってすべりが生じると するクーロン摩擦モデル(図-5参照)と2方向バネモデ ル(図-6参照)の適用を試みた.

c) 解析条件

本研究における解析コードはDIANA (Ver8.1)とし,使 用した要素は表-3に示すとおりである.鋼材およびコン クリートの構成則は,図-7に示すとおりである.鋼材は, ヤング係数 200kN/mm²,ポアソン比 0.3の完全弾塑性体



表-3 使用要素

部位	使用要素
充填コンクリート	8節点ソリッド要素
突起付きH形鋼	4節点シェル要素
主桁,横梁,端横桁,水平補剛材	4節点シェル要素
主桁鉛直補剛材	2節点はり要素
H形鋼 - コンクリート界面	インターフェイス要素
鋼桁スタッドジベル	埋込鉄筋要素
鋼桁せん断補強筋	埋込鉄筋要素
橋脚部帯鉄筋	埋込鉄筋要素
接続治具 (剛結部FEM)	(平面保持)
載荷治具 (剛結部FEM)	橋脚下端から載荷点まで剛梁要素

としてモデル化し, von Misesの降伏条件を使用した.また,コンクリートの引張側構成則にはコンクリート標準 示方書¹²のものを用い,ひび割れモデルにはひび割れ発 生後,主応力方向の変化によってひび割れ方向を変化さ せる,回転ひび割れモデルを適用した.

解析は供試体No.1を対象とすることとし,対称性を考慮し図-8に示すとおり供試体の1/4をモデル化した.また,載荷方法はH形鋼の先端に鉛直方向の強制変位として与えた.

d) クーロン摩擦モデルによる実験の再現

クーロン摩擦モデルを用いて突起部の付着メカニズム をモデル化するため,突起一つに対する平面応力モデル を用いたパラメータ解析を行い,粘着力C,内部摩擦角

およびダイレタンシー角 を算定した.図-9は平面応 カモデルによる主応力のベクトル図であり,表-4は解析 結果より設定したクーロン摩擦モデルの要素特性である. 表中の初期剛性はパラメータ解析によって定めた.また, 突起面以外の鋼・コンクリートの界面にはダイレタンシ ー角 =0度、摩擦係数tan =0.40とするクーロン摩擦 モデルのインターフェース要素を用いた.

解析結果のうち,荷重と鋼・コンクリートの相対変位 の関係は図-10に示す通りであり,実験結果と概ね一致 させることができた.また,図-11は解析によるひび割 れ状況を示しており,図-4に示す実験結果を精度良く再 現していることがわかる.

e) 2方向バネモデルによる実験の再現

クーロン摩擦モデルの適用条件は,鋼・コンクリート の離間距離が突起高を超えない範囲に限定される.そこ で,別法である2方向バネモデルを用いた解析により引 抜き耐力や鋼・コンクリートの離間距離を求めた.解析 で使用した2方向バネモデルの要素特性は表-5に示す通 りである.

解析結果のうち荷重と鋼・コンクリートの相対変位の 関係は図-10に示す通りで,クーロン摩擦モデルより実 験結果との差異はあるものの、概ね実験結果に一致させ ることができた.差異の要因としては簡易的にバネの設 定角度を45度にしたこと等が挙げられる.また,最大離 間距離は解析終了時点においても突起高さ1.5mmを越え ていなかったことから,クーロン摩擦モデルの適用範囲 内であることが確認された.

f) SH本数をパラメータとしたFEM解析

引抜実験供試体モデルにおいて,セル構造内に配置す るSH本数をパラメータとした比較解析を行った.解析 ケースは,SH本数を1本,2本,3本の3種類,水平補剛 材段数を1段と2段の2種類に変化させ6ケースとした. 表-6に解析ケースおよび解析結果の一覧を示す.

SH本数の増加に伴いSH 1本あたりの最大荷重が減少



図-8 引抜実験供試体の解析モデル(対称 1/4)



図-9 平面モデルの主応力ベクトル図



表-4	クーロン摩擦モデ	ルの要素特性
-----	----------	--------

部位	モデル	初期剛性 (N/mm ² /mm)	粘着力C (N/mm²)	内部摩擦角 (摩擦係数 tan)	ダイレタンシー 角 (tan)	
突起部	クーロン摩擦	1.0 × 10 ³	1.1327	43.62度 (0.9528)	45.79度 (1.0281)	
その他	クーロン摩擦	1.0 × 10 ⁵	0.01	21.80度 (0.40)	0.00度 (0.00)	



図-11 クーロン摩擦モテルによるコンクリートのひひ 割れひずみの分布(最大荷重到達後,90%まで低下時) する一方で,補剛材の増加に伴い最大荷重が増加する結 果となっており,実験結果と同様の傾向を再現している ことがわかる.また,例えばSHを3本配置した3SH-1Hで は実験結果の8割程度の値となっており,解析値が安全 側の評価を与えていることが確認できる.

(3) 付着強度算定式の提案

文献7)では,セル鋼殻内へ1本のSHを定着する場合の 付着強度式として式(1)が提案されている.

$$\tau_{\rm B,cal} = \sqrt{f_{\rm ck}'} (1.28 + 6.60 {\rm K_c}) \quad \beta_{\rm B} \cdot \beta_{\rm L/B} \quad (1)$$

ここに、f_d: コンクリート強度(N/mm²) (f_d 60N/mm²) Kc: 拘束係数(= t/B) t: セル鋼板の有効厚さ(mm) B: SHのフランジ幅(mm) B: フランジ幅による寸法効果を補正する係数 (B 150の場合: 1.0, B=75の場合: 1.25) LB: 定着長に関する寸法効果を表す係数 (LB 2.5の場合: 1.0, 1.25 LB < 2.5の場 合: -0.216× LB + 1.54)

式(1)による付着強度計算値 Beadに対する,本研究の 実験値および解析値より算出した付着強度 Beap の比を, SH本数(n)別に整理したものを図-12に示す.同図には, 既往の研究例として文献7)に示されるSH本数1本の場 合の付着強度比も併せて示している.なお,水平補剛材 を配置していない引抜実験供試体1SH-0Hについては, 実橋における構造と異なるため,今回の検討には含めな いこととした.SHが1本のケース(印,印)は付着 強度比が1.0に近い値となっており,文献7)による特性 値と一致していると言える.一方,SHが2本,3本のケ ース(印,印)では,文献7)による設計強度を下 回る結果となった.

次に,付着強度の低減量を表す係数として,SH本数 が2本または3本の場合の付着強度比の,SH 1本の場合 の付着強度比に対する比を低減係数 "として設定した. 図-13にSH配置本数と "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し,また,式(2),(3)は 解析値および実験値をそれぞれ回帰したものである.こ こで,付着強度低減量の評価にあたっては,終局状態が 実験的に確認されている実験値に基づく nepを低減係 数 "として用いることとした.

$$\beta_{n.ana} = 0.63/n + 0.37 \tag{2}$$

$$\beta_n = \beta_{n,exp} = 0.4/n + 0.6 \tag{3}$$

ここに, n: セル構造内へのSHの配置本数

表-5 2方向バネの要素特性

2方向バネモデルのパラメータ	値
バネ方向(1, 2)	45.00
突起斜面の法線方向の初期剛性Eb(ES)(N/mm ² /mm)	2.0×10^{3}
突起斜面の法線方向の二次勾配Ebh(ESH)(N/mm ² /mm)	20.0
突起効果のないフランジ幅方向の初期剛性(ES)(N/mm ² /mm)	1.0×10^{3}
降伏値fy(FY)(N/mm ²)	25.0
突起高さh(WMAX)(mm)	1.5

表-6 解析ケースと解析結果

	сц	水平	SH1本ā	あたりの最	長大荷重
ケース名	ы 	補剛材	解析	実験	比
	华奴	段数	(kN)	(kN)	(解/実)
1SH-0H		0段	265.8	290.8	0.914
1SH-1H	1	1段	322.8	327.6	0.985
1SH-2H		2段	338.6	398.1	0.851
2SH-1H	2	1段	220.8	-	-
2SH-2H		2段	248.8	-	-
3SH-1H	3	1段	185.4	233.0	0.796
3SH-2H		2段	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



"を式(1)に乗じることにより,SHを複数本配置した場合の付着強度低減の影響を考慮できる付着強度算定式を式(4)のとおり設定した.

$$_{B,cal} = \sqrt{f'_{ck}} (1.28 + 6.60 \text{ K}_{c}) \cdot _{B} \cdot _{L/B} \cdot _{n} (4)$$

式(4)より得られる付着強度比とSH本数の関係を 図-14に示す.同図より,セル構造内にSHを3本配置し た付着強度比の実験値(印)が1.0に近い値になって いることがわかる.

3. 縮小模型による剛結部の定着性能の検証

(1) 正負交番載荷実験による定着性能の検証

a) 実験概要

実験供試体は実橋の 1/4 スケールで中間支点部をモデ ル化したものとし, 剛結部は図-15 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 は引抜実験供試 体と同様に機械加工したビルトアップ材とし、そのフラ ンジ面を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を配置した.

載荷は上部工の自重相当の軸方向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 yの整数倍 毎に除載荷を繰り返す漸増載荷方法とした⁸.またコン クリートおよび鋼板の材料試験結果は表-7に示す通りで ある.

b) 実験結果

水平荷重と載荷点水平変位量の関係は図-16に示す通 りである.また,同図には道路橋示方書¹³に準拠した設 計値も合わせて示している.実験供試体は負側121kN載 荷時にひび割れが発生し,4 y載荷時に正側最大荷重 477kN,-8 y載荷時に負側最大荷重-477kNをそれぞれ記 録した.最大荷重到達後,水平荷重は徐々に低下し,-15 y載荷時点でスライド装置の移動限界に達したため 実験終了としたが,道路橋示方書による最大荷重 (369kN)および終局変位(6 y)を大きく上回る変形性能を 有することを確認できた.

また,写真-1に示すように,実験終了時において塑性 ヒンジ部の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.

剛結部におけるSHの降伏域長は100m程度と比較的短く,定着先端部の発生ひずみは弾性範囲内であった(図 19).SH定着部は最大荷重時においても設計上の有効定



図-15 正負交番載荷実験供試体の概要図

表-7 材料試験結果

(a)フレッシュコンクリートの特性								
Ϊ	痡粨	呼び強度 最大骨材寸法		スランプ	空気量			
	们主大只	(N/mm ²)	(mm)	(cm)	(%)			
剛結部	普通	30	10	10.5	4.5			
柱脚部	普通	30	10	17.5	3.6			

(b)硬化コンクリートの力学的特性						
/	圧縮強度	引張強度	ヤング係数			
	(N/mm^2)	(N/mm^2)	(kN/mm^2)			
剛結部	36.8	2.95	29.2			
柱脚部	33.8	3.00	23.6			

(c)使用鋼材の機械的性質

	/	鉄	筋		鋼	板	
	使用箇所 柱脚部帯鉄筋 板厚(径) D10 材質 SD345		突起付きH形鋼		鋼主桁Flg,web		
			9mm	(1)	9n	nm	
			SS400		SM490A		
	項目	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)
	試験値	378	557	297	440	473	575
	公称值	345 ~ 440	490以上	245以上	400 ~ 510	325以上	490~610

1 突起部は切削加工



図-16 水平荷重-変位関係図



写真-1 実験終了時の柱脚損傷状況(フランジ直下)

着長の範囲において健全な状態であると考えられる.また,主桁および横梁各部の応力度も全計測箇所で弾性範囲内であり,かつほぼ設計値どおりであった.

(2) 解析的手法の適用性の検討

a) FEM解析の概要

解析モデルは図-17のとおりであり,正負交番載荷実 験供試体を1/2対称モデルとして再現した.また,解析 モデルにおいて使用した要素は表-3に示すとおりである. このうち突起付き形鋼とコンクリート界面にはクーロン 摩擦モデルを採用することとし,表-4に示す要素特性を 用いた.材料の構成則は図-7に示すとおりとし,解析コ ードはDIANA(Ver.8.1)を使用のうえプッシュオーバー解 析により実施した.

b) 解析結果

図-18は,荷重と水平変位の関係における実験値と解 析値を示したものである.解析値は実験値の包絡線を比 較的よく近似しており,水平変位については若干危険側 を示すものの,最大荷重については安全側の評価を与え る結果を得た.引抜き耐力試験から求めた要素特性を隅 角部の解析に適用した場合においても,概ねその挙動を 把握できることが検証できた.

図-19は柱脚部の引張側SHのひずみ分布図であり,(a) 図は実験値を,また(b)図は解析値を示したものである. 4 y時のひずみ分布を比較した場合,解析の降伏領域が 実験との比較において若干広いものの,その傾向は良く 近似している結果を得た.その他の測点や主桁および横 桁のひずみ分布も概ね同様な傾向にあり,解析により応 力分布性状を把握できることが判明した.

4. まとめ

本研究では,突起付き形鋼を使用した開断面箱げた複 合ラーメン橋の剛結部を対象とし,鋼殻内にコンクリー トを介して複数本定着された SH の引抜耐力について, 模型実験および FEM 解析により検討を行った.本研究 により得られた成果および今後の課題は以下のとおりで ある.

- (1) 定着要素の縮小模型実験および 3 次元 FEM 解析の 結果より、1 つの鋼殻に複数本の SH を定着した場 合、1 本当たりの引抜耐力が低下することを確認し た.一方、コンクリート強度を高くすることやウェ ブに水平補剛材を設置することなどにより、引抜耐 力を向上できることを確認した、鋼殻補剛効果の定 量的な評価方法については今後の課題である.
- (2) コンクリートに埋設された SH の付着抵抗メカニズ



図-17 正負交番載荷実験供試体の解析モデル





ムを FEM 解析により再現するにあたり,鋼とコン クリートの界面のモデル化手法としてクーロン摩擦 モデルや2方向バネモデルを用いることが有効であ ることを明らかにした.例えば,水平補剛材のない 鋼殻に SHを1本定着した構造に対し,クーロン摩 擦モデルを適用した場合,最大荷重については実験 値の91%と安全側の評価を与え,またひび割れ性状 についてもほぼ実験を再現する結果を得た.設定定 数の汎用性拡張などについては今後の課題である. (3) 鋼殻セル内に複数本の SH を配置した場合の付着強 度の低減を考慮できる SH の付着強度の評価方法を 提案した.提案した評価式は,実験結果より算出した付着強度と文献7)の算定式による付着強度の比として算出される付着強度比より低減係数 "を設定し,SH本数との関係より定式化するものである.

- (4) 剛結部の縮小部分模型による正負交番載荷実験を行った結果,柱脚部の上端に塑性ヒンジが形成されるなど想定通りの破壊形態となったと同時に,各種指針に準拠した設計結果を上回る耐力と十分な変形性能を有することを確認した.また柱脚部の断面力が最大となったときにおいても,SHの定着が良好に行われていることや剛結部の鋼部材が健全な状態であることを確認した.
- (5) 突起付き形鋼を使用した開断面箱げた複合ラーメン 橋の隅角部における性能検証にあたり,解析的手法 の適用性を検討することを目的として3次元 FEM 解析を実施した.突起付き形鋼とコンクリート界面 のモデル化が大きな影響を与える中,簡易な実験に より算出した要素特性を用いて概ね精度よく挙動を シミュレートできることを示した.今後,形状寸法 や材料の強度特性が異なる場合など,本構造の適用 を拡大するうえにおいて解析的手法による性能検証 の妥当性を検討する予定である.

参考文献

- 1) (社)日本橋梁建設協会: 複合橋梁の概要, 2007.4.
- 2) 土木学会: 複合構造設計・施工指針(案), pp.128, 1997.

- 3) 横沢,上村,小林,赤坂:RELLEF(リリーフ)工法で渋滞解消
 -コストパフォーマンスと景観に優れたハイパーブリッジ で魅力あるまちづくり-,土木技術,59巻4号.2004.4.
- 4) 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.
- 5) 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, 部門, pp.1212-1213, 1996.
- 6) 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.
- 7) (財)先端建設技術センター:先端建設技術・技術審査報告書 RI-Bridge 工法, 2005.8.
- 8) 熊野拓志,神田恭太郎,赤坂雄司,原夏生:突起付き形鋼 を用いた合成床版橋と SC 柱脚剛結部の引抜耐力に関する実 験的研究,土木学会第 60 回年次学術講演会,SC2 部門, No.32, pp.107-pp.108,2005.
- 9) 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-pp.150,2006.
- 10)上村明弘,熊野拓志,赤坂雄司,原夏生:突起付き H 形鋼 を用いた開断面箱桁複合ラーメン橋の剛結部の正負交番載 荷実験,土木学会第 61 回年次学術講演会,SC2 部門,No40, pp.147-pp.148,2006.
- 11) 例えば, JFE スチールカタログ: ストライプ H 橋梁用 H 形鋼, JFE スチール, Cat.No.K1J-504-00
- 12) 土木学会: 2002 年制定コンクリート標準示方書[構造性能照 査編], 2002.3.
- 13) 日本道路協会:道路示方書・同解説(耐震設計編), 2002.3.

STUDY OF ANCHORAGE PERFORMANCE OF DEFORMED FLANGE H-SHAPES ON RIGID CONNECTION

Takuji KUMANO, Akihiro UEMURA, Hajime ITO, Yuji SHIRANE, Kazuhiro KAWAGUCHI and Riichi MIHARA

Deformed flange H-shapes and drformed flange T-shapes can assist with lowering the structural hight of the steel-concrete hybrid rigid frame bridge. In this study, the anchorage performance of deformed flange H-shapes at the connecting point was examined using the pull-out test, the cyclic loading test, and the FEM analysis. The method of evaluating the anchorage length of H-shapes was proposed by utilising the results of the pull-out test. Also, it was confirmed that rigid connection designed by this method has adequate anchorage performance.