

鋼上部構造と鉄骨コンクリート複合構造橋脚の 上下部一体化構造の構築工法の開発

松林卓¹・原夏生²・三島徹也³・小泉幹男⁴・熊野拓志⁵・堀川慎司⁶・中西克佳⁷

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

²正会員 工博 前田建設工業（株）技術研究所（〒179-8914 東京都練馬区旭町1-39-16）

³正会員 工博 前田建設工業（株）TPMプロデュース推進室（〒102-8151 東京都千代田区富士見2-10-26）

⁴正会員 JFEエンジニアリング（株）鋼構造事業部（〒230-8611 神奈川県横浜市鶴見区末広町2丁目1番地）

⁵正会員 川鉄橋梁鉄構（株）橋梁事業本部 技術部（〒111-0051 東京都台東区蔵前2丁目17番4号）

⁶正会員 JFEスチール（株）建材センター 建材技術部（〒100-0011 東京都千代田区内幸町2丁目2番3号）

⁷正会員 工博 JFE技研（株）土木・建築研究部（〒210-0855 神奈川県川崎市川崎区南渡田町1番1号）

著者らは、鋼上部構造と鉄骨コンクリート複合構造橋脚（REED工法橋脚）の剛結による上下部一体化構造の構築工法であるRI-Bridge工法を提案した。同工法橋梁は、ラーメン形式の構造のメリットと鉄骨コンクリート複合構造橋脚のメリットの双方を併せ持つ、新しい構造形式の橋梁である。本工法の構造上の課題は、突起付きH形鋼の定着性能を明らかにし、定着長算定式を構築することと、本部材接合部が塑性域を超える大変形領域までの耐震性能を有していることを確認することにあった。そこで、要素試験体による引抜き試験を実施し、その結果を用いて定着長算定式を構築するとともに、実構造の1/4スケールモデル橋梁試験体を製作し、正負交番載荷試験を実施することによって、所要の耐震性能を確認した。

キーワード：剛結構造，REED工法，突起付きH形鋼，セル構造，付着，正負交番載荷

1. はじめに

鋼上部構造と鉄筋コンクリート橋脚下部構造とを剛結し、ラーメン形式とする上下部一体構造橋梁は、橋脚、桁を含む橋梁全体で挙動するため耐震性能が向上するのみならず、落橋に対して安全であることや、橋脚基部の曲げモーメントを小さくできるといったメリットがある。また、支承や落橋防止装置を省略できることから、経済的であるとともに維持・管理費の縮減にもつながる。近年、こうした背景から上下部一体構造橋梁が採用されるケースが多くなってきており、種々の剛結構造が提案されている¹⁾。

一方、急速施工が可能で耐震性、耐久性に優れた橋脚としてプレキャスト型枠と突起付きH形鋼を用いた橋脚の構築工法のREED工法がある²⁾。REED工法橋脚には主鋼材にH形鋼のフランジ外面に異形加工を施した突起付きH形鋼の「ストライプH」が用いられ、躯体の表面には施工の合理化と耐久性の向上を意図して鋼繊維補強プレキャスト型枠「SEEDフォーム」を配置している。

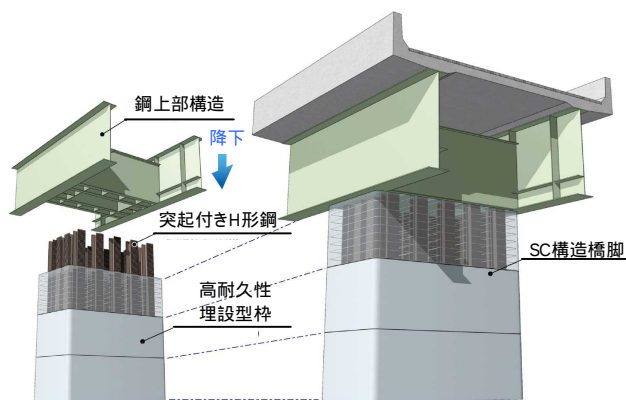


図-1 RI-Bridge工法の概要

そこで、鋼上部構造とREED工法橋脚を剛結し、ラーメン形式の構造とすることによって、REED工法橋脚のメリットと上下部一体構造のメリットの双方を併せ持つ構造とすることができるRI(Rapid Integrated)-Bridge工法を開発した。RI-Bridge工法の概要を図-1に示す。

本工法はさまざまな鋼上部構造への適用が可能（図-2）であり、2主桁以上の複数本の主桁を用いる多主鋼I桁や箱桁、2主箱桁にも適用可能であり、

適用範囲が広い工法である．しかし，異なる部材の接合部である剛結部の力学的な挙動は複雑であり，ストライプHを剛結部に定着した場合の定着耐力や耐震挙動が明らかではなく，設計手法が明確ではない．本論文では，RI-Bridge工法の開発にあたり，本剛結構造の設計上の課題を明らかにし，それらを定量的に評価することを意図した各種構造実験を行った結果について述べる．

2．RI-Bridge工法の概要と技術課題

(1) 構造の詳細と特徴

従来の上下部一体構造（図-3(a)）においては，剛結部コンクリート内の応力分布が複雑であるため，個々の案件に対してFEM解析による照査を行わなければならない場合がある．また，剛結部に配置されたスタッドの作用せん断力を分散させるため，多量のせん断補強筋が必要となり，配筋作業が非常に煩雑となっている．

RI-Bridge工法では，設計上安全側の評価となるように，力の伝達が明快な剛結構造とした．図-3(b)に本工法の剛結構造の概要を，図-4には剛結部平面図を示す．本工法の剛結構造は，鋼上部構造の剛結部位置の空間に，鋼板で仕切られた多室構造（セル構造）を形成し，その中まで橋脚の主鋼材であるストライプHを延伸させ，セル構造内にコンクリートを充填して鋼上部構造と橋脚とを一体化する構造である．横桁と充填コンクリートとはスタッド，およびそのせん断補強筋によって一体化し，ストライプHと充填コンクリートはその付着によって一体化する．このような単純な構造とすることによって，力の伝達が明確となり，比較的簡易に設計することが可能となる．また，セル構造は工場において事前に製作することが可能であるため，現場における配筋作業は不要となるという利点がある．

(2) 技術課題

RI-Bridge工法は，従来の鋼上部構造とRC橋脚における設計上および施工上の問題点を解消したものである．しかし，ストライプHをコンクリートが充填された剛結部セル構造内に定着した場合の定着耐力や，本接合部の塑性域を超える変形領域における耐震挙動が明らかでなく，本技術を完成させるためにはこれらを詳細に把握することが必要である．以降では，本工法の技術課題として以下の2項目に着目し，検討する．

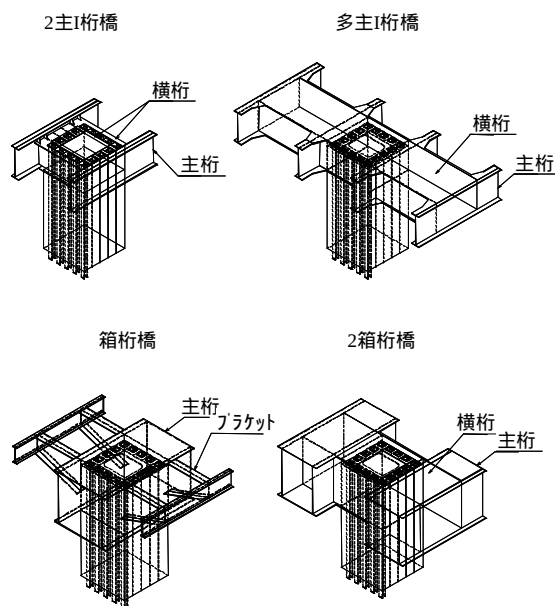


図-2 RI-Bridge工法の適用例

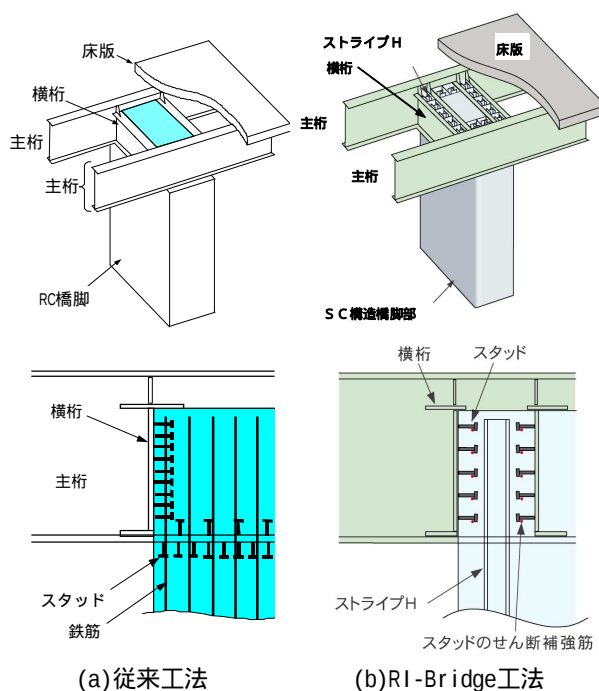


図-3 従来剛結構造とRI-Bridge工法の概要

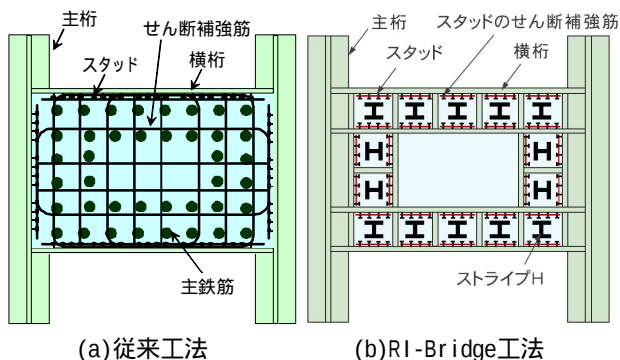


図-4 従来剛結工法とRI-Bridge工法の剛結部形状

ストライプHの定着耐力の把握
 上下部一体構造の耐震性能の把握

に対しては、セル構造内に定着されたストライプHを取り出した実大および1/4スケール要素試験体による引抜き試験を各種パラメータに対して行い、ストライプHの付着性状を明らかにし、定着長算定式を構築する。

に対しては、提案上下部一体構造の想定実構造に対する1/4スケール試験体を製作し、正負交番載荷試験を実施し、耐震性能を明らかにする。

3．要素試験体の引抜き試験と定着長算定式

(1) 要素試験体と引抜き試験の概要

横桁ウェブ鋼板とセル鋼板とで構成するセル構造1室を想定した筒状の矩形断面の中にストライプHを所定の長さ挿入し、断面内にコンクリートを充填して一体化した試験体を製作し、矩形断面端、およびストライプH端をピン支持して引抜き試験を行った。図-5に概要を示す。

(2) ストライプHの付着性状と引抜き試験のパラメータ設定の考え方

ストライプHをマッシュなコンクリートに定着する場合は、図-6に示すようにストライプHを取り囲むように定着補強筋を配置し、付着強度低下の原因となる割裂ひび割れを抑制する方法がとられる³⁾。この場合の付着強度は、割裂ひび割れを横切る補強鉄筋の鉄筋比を意味する拘束係数 K_c と付着強度 τ_B の間には強い相関関係が見られ、 τ_B は式(1)のように、 K_c の1次式で表すことができることがわかって³⁾。

$$\tau_B = 4.79 + 202 \times K_c \quad (1)$$

ここに、 τ_B ：付着強度(N/mm²)

K_c ：拘束係数 = $A_s / (B \cdot S)$

A_s ：定着補強筋断面積(mm²)

B ：ストライプHのフランジ幅(mm)

S ：定着補強鉄筋配置間隔(mm)

図-6に示すように、本構造においても、割裂ひび割れをセル鋼板が抑制すると考えられる。同様のメカニズムを仮定して定義される拘束係数は式(2)で表される。ただし、セル鋼板は隣り合う2つのセルを拘束するため、考慮するセル鋼板の厚さは1/2の値となる。

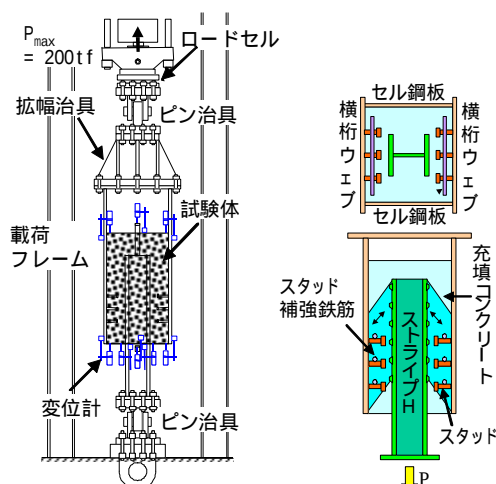


図-5 実験方法の概要

マッシュなコンクリートに定着する場合 横桁セル内に定着する場合

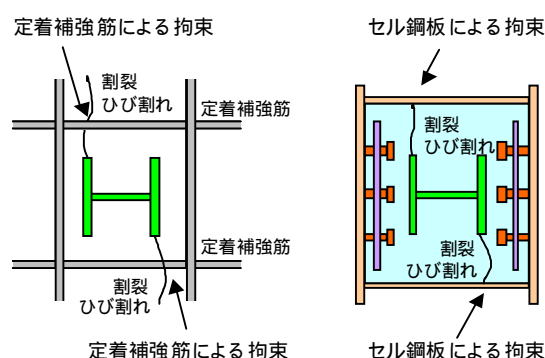


図-6 付着割裂ひび割れと定着補強の概念

$$K_c = t / B \quad (2)$$

ここに、 t ：セル鋼板厚さの1/2の値(mm)

以上より、横桁セル内に定着されたストライプHの定着性能の検討において、一般的なパラメータであるコンクリート強度や定着長さに着目するとともに、セル鋼板の厚さや間隔の影響についても検討した。

(3) 引抜き試験の詳細と結果

a) 試験体諸元

試験体は、実物大と実物大の1/4を想定した。

実物大の試験においてはストライプHにH200を用いた。パラメータはセル鋼板厚、セル鋼板間隔、コンクリート強度、ならびにストライプHの定着長とし、計7体の試験を行った。実大の1/4を想定した試験体については定着長のみを異ならせた計4体について試験を行なった。表-1および表-2に使用した鋼板の機械的性質を、図-7および図-8に試験体形状を示す。また、表-3に試験体詳細の一覧を示す。

b) 載荷試験と結果

試験体はH75-4を除くすべての試験体は、コンクリートとストライプHの付着面でずれが生じて耐力が低下する付着破壊によって終局を迎えた。H75-4はストライプHの破断により終局を迎えた。試験結果を表-3に示す。なお、付着強度(τ_B)は観察された最大荷重を付着面積(A_B)で除して得られるものであり、式(3)により得るものとした。

$$\tau_B = P_{\max} / A_B \quad (3)$$

ここに、 τ_B : 付着強度(N/mm²)

$P_{\max}$: 実験で観察された最大荷重(N)

A_B : 付着面積 = 2BL (mm²)

B : フランジ幅(mm)

L : 定着長さ(mm)

表-1 使用鋼板(SM490A)の機械的性質(H75-1~4)

板厚 (mm)	上 降伏点 (N/mm ²)	下 降伏点 (N/mm ²)	引張 強度 (N/mm ²)	ヤング 係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比	伸び率 (%)
3	395	390	574	207	0.29	30.4
4.5	407	404	580	200	0.29	29.9
6	352	347	555	209	0.29	34.2
9	358	346	548	204	0.29	35.4
4.3	361	360	595	-	-	24

3mm: 横桁セル鋼板, 9mm: 横桁鋼板, 4.5mm: ウェブ鋼板

6mm: フランジ鋼板(突起加工前), 4.3mm: フランジ鋼板(突起付き)

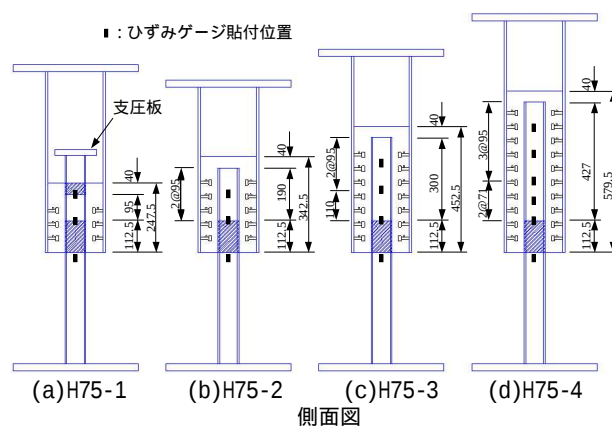
注: 板厚4.3mmは1.5mmの突起付き試験片

表-2 使用鋼板(SM490A)の機械的性質(H200-1~7)

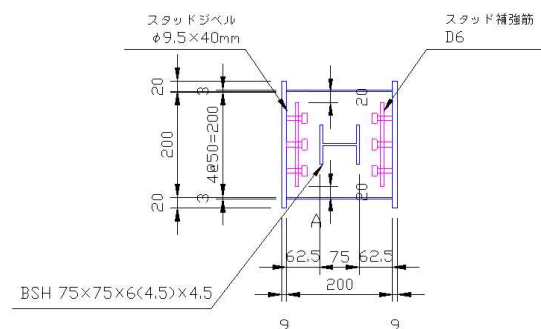
板厚 (mm)	上 降伏点 (N/mm ²)	下 降伏点 (N/mm ²)	引張 強度 (N/mm ²)	ヤング 係数 (kN/mm ²)	ポアソン 比	伸び率 (%)
3.2	-	373	542	177	0.26	29.9
6	317	302	446	195	0.29	27.4
12*	283	271	437	202	0.29	29.5
12**	303	280	374	195	0.29	29.9
DHF	415	402	540	-	-	25.0
DHW	417	394	531	206	0.27	21.9

注: *はH200-1, **はH200-2~7の横桁ウェブ鋼板

DHF・DHWはストライプHのフランジ・ウェブ

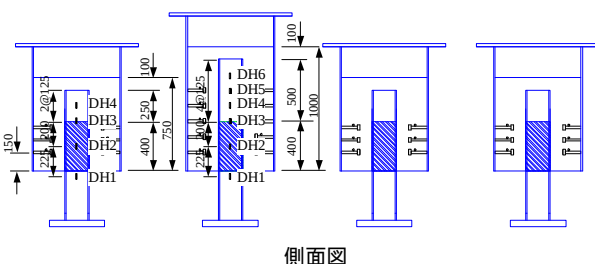


側面図

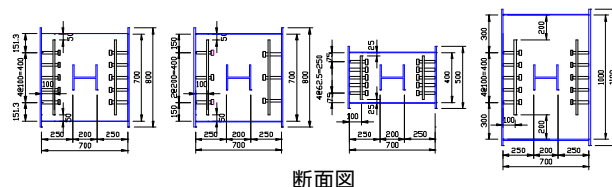


断面図

図-7 試験体 H75-1~4



側面図



断面図

(a)H200-1~3,7 (b) H200-4 (c) H200-5 (d) H200-6

図-8 試験体H200-1~7

表-3 試験体と試験結果の一覧

No.	B mm	L mm	D mm	L/B	t mm	K _c	f _c ' (N/mm ²)	$\tau_{B,exp}$ (N/mm ²)	$\frac{\tau_{B,exp}}{f_c}$	$\frac{\tau_{B,exp}}{\tau_{B,cal}}$	破壊形態
H75-1	75	95	200	1.27	3.0	0.040	25.3	11.9	2.36	1.21	付着破壊
H75-2	75	190	200	2.53	3.0	0.040	25.6	9.6	1.90	1.25	付着破壊
H75-3	75	300	200	4.00	3.0	0.040	25.2	9.9	1.97	1.30	付着破壊
H75-4	75	427	200	5.69	3.0	0.040	24.9	8.1	1.63	1.08	鋼材破断
H200-1	204	250	700	1.23	12.0	0.059	30.3	11.5	2.08	0.99	付着破壊
H200-2	204	250	700	1.23	3.2	0.016	36.1	10.2	1.70	0.96	付着破壊
H200-3	204	250	700	1.23	6.0	0.029	34.8	11.9	2.01	1.08	付着破壊
H200-4	204	500	700	2.45	6.0	0.029	34.6	8.6	1.46	1.00	付着破壊
H200-5	204	250	400	1.23	6.0	0.029	37.0	11.4	1.87	1.00	付着破壊
H200-6	204	250	1000	1.23	6.0	0.029	35.9	10.1	1.69	0.90	付着破壊
H200-7	204	250	700	1.23	6.0	0.029	64.5	16.0	1.99	1.06	付着破壊

f_c' : コンクリート強度, $\tau_{B,exp}$: 付着強度の実験値 (=最大荷重 / 2BL), $\tau_{B,cal}$: 付着強度の計算値(式4.5)

K_c=t/B, t : 鋼板厚さ, B : 突起付きH形鋼フランジ幅,

(4) コンクリート強度の影響

コンクリート強度 f'_c のみが異なる試験体H200-3およびH200-7の τ_B と、コンクリート強度の平方根 $f'_c{}^{0.5}$ との関係を図-9に示す。一般論として付着強度が $f'_c{}^{0.5}$ に比例することは良く知られたところであるが、今回の場合もそれが良くあてはまることがわかる。これより、以降の検討では、各試験体の付着強度を $f'_c{}^{0.5}$ で除すことにより強度のばらつきによる影響を排除することとする。

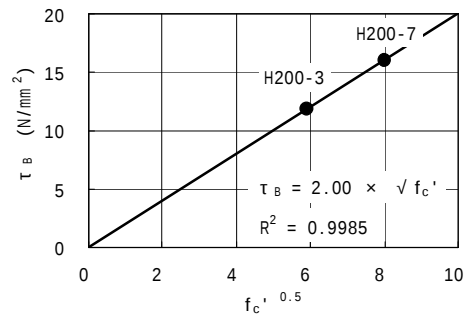


図-9 コンクリート強度の影響

(5) フランジ幅による寸法効果の影響

各試験体について、付着強度の実験値 $\tau_{B,exp}$ を $f'_c{}^{0.5}$ で除した値と、 L を B で除して無次元化した値(L/B)との関係を図-10に示す。これによると、縦軸について、線分 AB に対して線分 CD は25%高い値を示している。すなわち、H75はH200に対して25%付着力が高いことが示されている。これは、H形鋼のフランジ幅に起因する寸法効果であると考えられる。そこで、フランジ幅による寸法効果を補正する係数として、式(4)に示す β_B を導入した。 β_B を導入した実験値と定着長さ L/B との関係を図-11に示す。

$$\beta_B = \begin{cases} 1.0 & (\text{H200の場合}) \\ 1.25 & (\text{H75の場合}) \end{cases} \quad (4)$$

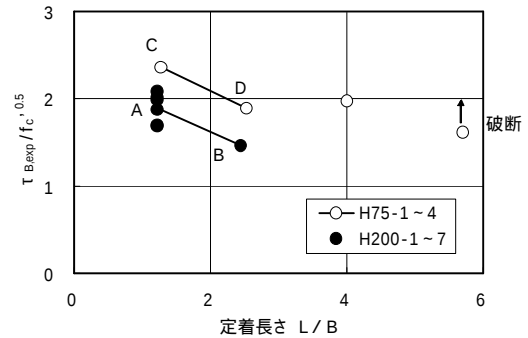


図-10 $\tau_{B,exp}$ と L/B との関係

(6) 定着長による寸法効果の影響

図-11によると、 $L/B = 1.25$ 近傍の $\tau_{B,exp}/f'_c{}^{0.5}$ は、 $L/B = 2.5$ の $\tau_{B,exp}/f'_c{}^{0.5}$ に比べ高い値を示している。一方、 $L/B = 2.5$ の領域においては、定着長による寸法効果が見られない結果となっている。なお、図-11中の E 点($L/B = 5.69$)は、鋼材の破断により終局を迎えているものである。

以上より、 $L/B = 2.5$ の領域においては定着長による寸法効果は見られないが、 $1.25 < L/B < 2.5$ の範囲においては、 $L/B = 2.5$ の範囲に比べ付着強度が高い。その範囲は直線で表すことができると考え、定着長に関する寸法効果を表す係数として、式(5)に示す $\beta_{L/B}$ を導入した。

$$\beta_{L/B} = \begin{cases} 1.0 & (L/B = 2.5 \text{ の場合}) \\ -0.216 \times L/B + 1.54 & (1.25 < L/B < 2.5 \text{ の場合}) \end{cases} \quad (5)$$

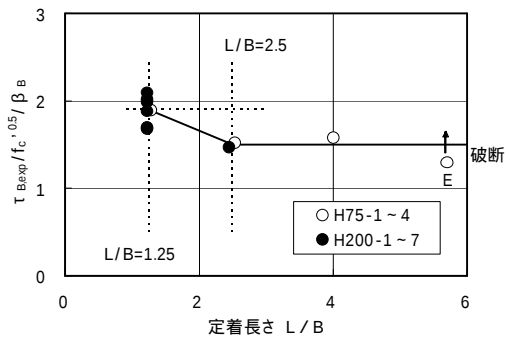


図-11 $\tau_{B,exp}$ と L/B との関係 (β_B 導入)

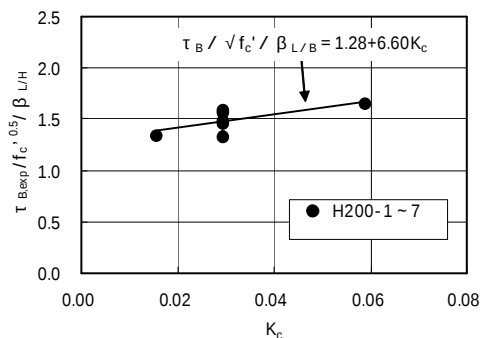


図-12 $\tau_B / \sqrt{f'_c} / \beta_{L/B}$ と拘束係数 K_c との関係

(7) セル鋼板による拘束効果の影響

セル鋼板の厚さと間隔を変数としたH200-1~7の τ_B を $f'_c{}^{0.5}$ で除し、さらに $\beta_{L/B}$ で定着長さの影響を排除した $\tau_B / \sqrt{f'_c} / \beta_{L/B}$ と拘束係数 K_c との関係を図-12に示す。これによると、 K_c が大きいほど $\tau_B / \sqrt{f'_c}$

$/ \beta_{L/B}$ が大きい傾向が見られ、セル鋼板による拘束が付着強度を向上させていることがわかる。ここで、 $\tau_B / \sqrt{f'_c} / \beta_{L/B}$ と拘束係数 K_c との関係には線形関係があるとして、最小2乗法により傾きを求めると、式(6)が得られる。

$$\tau_B / \sqrt{f'_c} / \beta_{L/B} = 1.28 + 6.60 K_c \quad (6)$$

ここに、 τ_B ：付着強度(N/mm²)

f'_c ：コンクリート強度(N/mm²)

$\beta_{L/B}$ ：定着長に関する寸法効果を表す係数

$$\begin{cases} 1.0 & (L/B \geq 2.5 \text{ の場合}) \\ -0.216 \times L/B + 1.54 & (1.25 \leq L/B < 2.5 \text{ の場合}) \end{cases}$$

K_c ：拘束係数 = t/B

t ：セル鋼板厚さの1/2の値(mm)

B ：ストライプHフランジ幅(mm)

(8) 剛結部におけるストライプHの付着強度算定式

実構造物においては、対象となるストライプHのサイズはH150、H200、H300となる。一方、既往の実験より、ストライプHのサイズがH-200～300の範囲では寸法効果が見られないことがわかっている³⁾。

H150に対してはデータがないため、安全側をとってH200及びH300に準ずるものとする。剛結部において、ストライプHの実用サイズであるH-150～300をセル構造内に定着する場合の付着強度の特性値 τ_{Bk} の算定式は、式(7)のように表現できる。

$$\tau_{Bk} = \tau_{B,cal} = \sqrt{f'_c} \cdot (1.28 + 6.60K_c) \cdot \beta_B \cdot \beta_{L/B} \quad (7)$$

ここに、 $\tau_{B,cal}$ ：付着強度(N/mm²)

f'_c ：コンクリート強度(N/mm²)

(f'_c 60N/mm²)

K_c ：拘束係数 = t/B

t ：セル鋼板厚さの1/2の値(mm)

B ：ストライプHフランジ幅(mm)

β_B ：フランジ幅による寸法効果を補正する係数

$$\begin{cases} 1.0 & (B = 150 \text{ の場合}) \\ 1.25 & (B = 75 \text{ の場合}) \end{cases}$$

$\beta_{L/B}$ ：定着長に関する寸法効果を表す係数

$$\begin{cases} 1.0 & (L/B \geq 2.5 \text{ の場合}) \\ -0.216 \times L/B + 1.54 & (1.25 \leq L/B < 2.5 \text{ の場合}) \end{cases}$$

(1.25 $\leq L/B < 2.5$ の場合)

(9) セル鋼板間隔の影響

τ_B の実験結果($\tau_{B,exp}$)と式(7)より得られる付着応力の計算値($\tau_{B,cal}$)との比($\tau_{B,exp}/\tau_{B,cal}$)と、セル鋼板間隔Dとの関係を図-13に示す。また、 $\tau_{B,exp}/\tau_{B,cal}$ とL/Bの関係を図-14に示す。これらの図には参考のため、H75の結果も示す。これによると、 $\tau_{B,exp}/\tau_{B,cal}$ の値は1.0程度でほぼ一定であることがわかる。従って、式(7)の適用範囲はD = 1000とする。

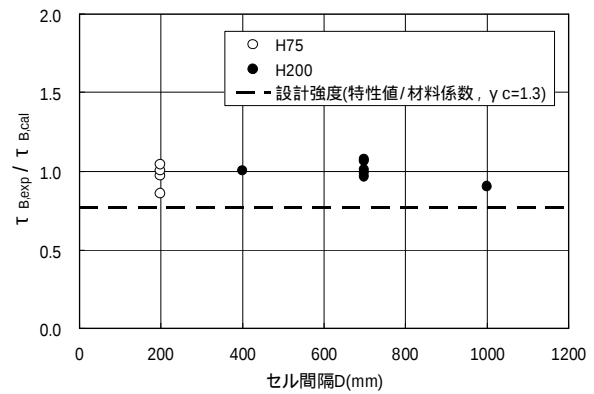


図-13 $\tau_{B,exp}/\tau_{B,cal}$ とセル鋼板間隔の関係

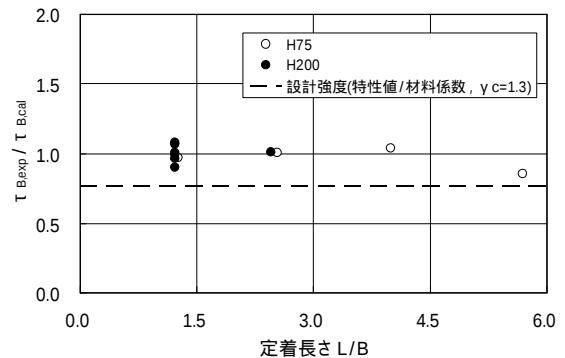


図-14 $\tau_{B,exp}/\tau_{B,cal}$ と定着長さL/Bの関係

(10) 定着長算定式

本構造におけるストライプHの定着性能には、橋脚部材が塑性域を超える大変形領域においても付着破壊しないことが要求される。従って、定着長算定式の構築に際しては、定着性能がストライプHの破断荷重に対して保証されるよう設定した。以上より、ストライプH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する力の釣り合い式を構築し、定着長について解くと式(8)が得られる。

$$L_d = L_n / 2 + L_{ud} \quad (8)$$

$$L_{ud} = A_s \times f_{ud} / 2B\tau_{Bd}$$

ここに、 L_d ：設計定着長さ

L_n ：定着遷移域長さ

($L_n = a + b$, a, b は図-15参照)

L_{ud} ：付着定着長さ

A_s ：ストライプHの断面積

f_{ud} ：ストライプHの設計引張強度
($= f_{uk} / \gamma_s$)

f_{uk} ：ストライプHの引張強度の特性値

γ_s ：材料係数 (=1.0)

τ_{Bd} ：設計付着強度 (= τ_{Bk} / γ_c)

γ_c ：材料係数 (=1.3)

τ_{Bk} ：付着強度の特性値

$$\tau_{Bk} = \sqrt{f'_{ck}} \cdot (1.28 + 6.60K_c)$$

f'_{ck} : コンクリートの設計基準強度
 K_c : 拘束係数 = t / B
 t : セル鋼板厚さの1/2の値(mm)
 B : ストライプHフランジ幅(mm)

ただし、適用範囲は $L/B \geq 2.5$, $0.016 \leq K_c \leq 0.06$,
セル鋼板間隔 $D = 1000\text{mm}$, $f'_{ck} = 60\text{N/mm}^2$ である。

同算定式は前述の引抜き試験結果より得られた付着強度をもとに構築したものである。引抜き試験においては非定着区間を設けたが、実構造においては、図-15に示すように、付着応力は定着始端から 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。

4. 上下部一体構造試験体の正負交番載荷試験

(1) 試験の目的

提案する上下部構造は十分な耐力と変形性能を有するものでなければならない。これより、剛結部直下の橋脚部が終局に至るまで剛結部が剛であることが本構造における要求性能であると設定した。本要求性能を満たすために必要な事項を以下に示す。

- ・主桁が降伏しない。
- ・横桁が降伏しない。
- ・剛結部直下の橋脚部に塑性ヒンジが形成され、その位置が終局部位となる。
- ・終局断面となる橋脚部において十分な曲げ耐力と変形性能が発揮される。

(2) 試験体と正負交番載荷試験の概要

先に示した事項を確認するため、実橋を1/4にスケールダウンした縮小試験体による正負交番載荷試験を実施した。試験は鋼上部構造を床に対して片側をピン支持、片側ローラー支持で固定し、柱部に軸力と水平力を作用させることにより行なった。試験の概要を図-16に示す。試験体は剛結部のコンクリート強度の異なる2体とし、各々のコンクリート強度に対応する定着長を設定した。試験体一覧を表-4に、材料の物性値の一覧を表-5および表-6に示す。

(3) 試験結果

a) 橋梁全体系における変形状

試験体FC30とFC60の水平荷重と水平変位の関係を図-17に示す。両試験体とも11 δ_y 負側の載荷を終え

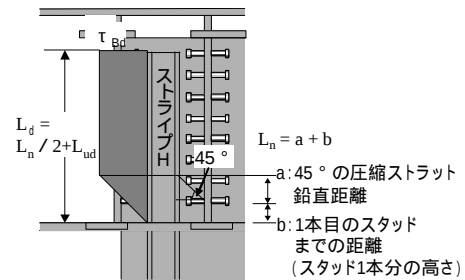


図-15 定着遷移区間の定義

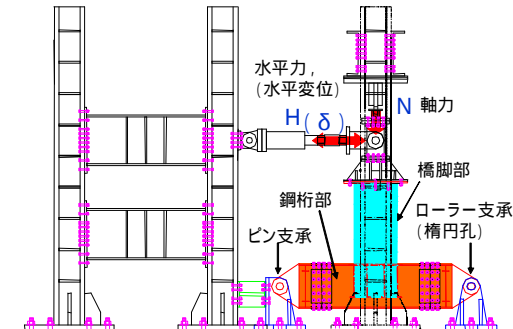


図-16 正負交番載荷試験の概要

表-4 試験体の一覧

	柱 部				剛 結 部	
	f'_c	N	p_s	p_w	f'_c	L
FC30	32.7	276.3	1.42	0.224	37.1	500
FC60	27.0	$\sigma_n=0.5$			64.6	400

f'_c : コンクリート強度(N/mm²), N : 軸力(N), σ_n : 軸応力(N/mm²), p_s : 引張鋼材比(%), p_w : 帯鉄筋比(%), L : 定着長(mm)

表-5 コンクリートの力学的特性値の一覧

	柱部		剛結部	
	f'_c	f_t	f'_c	f_t
FC30	32.7	2.71	37.1	2.97
FC60	27.0	2.60	64.6	4.08

f'_c : コンクリート強度(N/mm²), f_t : 割裂強度(N/mm²)

表-6 鋼材の力学的特性値の一覧

部位	板厚, 鉄筋径	f_y	f_u
主桁	19	353	538
横桁・主桁補剛材	12	372	531
セル鋼板	6	392	551
ストライプHウェブ	4.5	415	577
ストライプHフランジ*	4.5	435	606
帯鉄筋	10	349	507

* : 6mm厚の板材を切削し、1.5mm高さの突起を設けている
 f_y : 降伏強度(N/mm²), f_u : 引張強度(N/mm²)

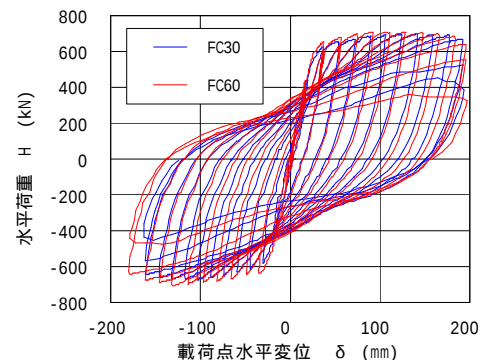


図-17 水平荷重と水平変位の関係

て、 $12\delta_y$ 正側載荷の途中でストライプHの破断が生じて大きく水平荷重が低下し終局に至った。負側載荷においては、FC30 では $12\delta_y$ の途中、FC60 では $13\delta_y$ の途中でストライプHが破断し終局に至った。各試験体の $5\delta_y$ 正側載荷ピーク時の計測変位より得た変形図を図-18 に示す。両試験体とも鋼上部構造のたわみはきわめて小さく、剛結部近傍の橋脚部においてたわみ角が卓越し、この位置に塑性ヒンジが形成されていることが確認できる。

a) 主桁の発生ひずみ

図-19 に FC30 の主桁フランジ位置の発生ひずみと水平荷重の関係の履歴を示す。同図には、弾性状態を仮定して計算した発生ひずみの計算値を併せて示した。各載荷ループのピーク時における発生ひずみは計算値と良く対応し、同ひずみの最大値も主桁フランジ鋼板の降伏ひずみ ($\varepsilon_y=1782\mu$) を下回っていて、終局時においても弾性状態にあることがわかる。

b) 横桁の発生ひずみ

図-20 に FC30 の横桁のフランジの発生ひずみと水平荷重の関係の履歴を示す。同図には、水平力による作用モーメントが偶力として横桁に作用すると仮定したひずみの計算値を併せて示した。各載荷ループのピーク時におけるひずみは計算値と良く対応していることから、仮定したメカニズムが妥当であることがわかる。また、同ひずみの最大値も同鋼板の降伏ひずみ ($\varepsilon_y=1866\mu$) を下回っていて、試験体の終局時においても弾性状態にあることがわかる。

5. まとめ

鋼上部構造と REED 工法橋脚の上下部一体構造橋梁構築工法の RI-Bridge 工法を提案し、構造性能を明らかにするため、各種構造実験を行った。本検討で得られた範囲内での結論を以下に示す。

ストライプHの剛結部への定着性能を検討するため、セル構造要素を取り出した模型試験体の引抜き試験を行い、その結果から、定着長算定式を構築した。

本工法による上下部一体構造の 1/4 スケールモデルの模型試験体を製作し、正負交番載荷試験を行った。その結果、剛結部近傍の橋脚部において塑性ヒンジが形成され、部材の終局時においても主桁および横桁のフランジ鋼板の発生ひずみは弾性範囲内に収まっていることを確認した。

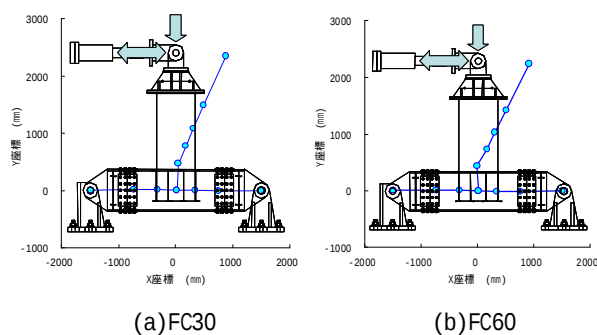


図-18 変形図 (+ $5\delta_y$ 時: 変位倍率 10 倍)

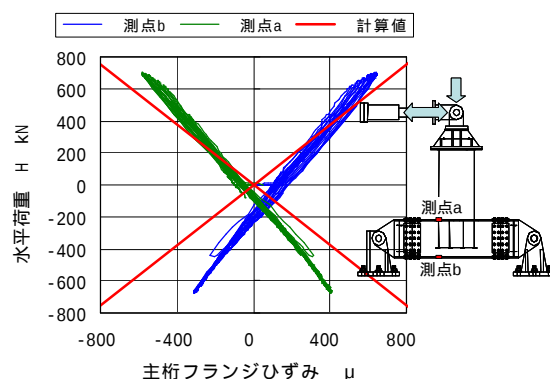


図-19 主桁フランジひずみの履歴(FC30)

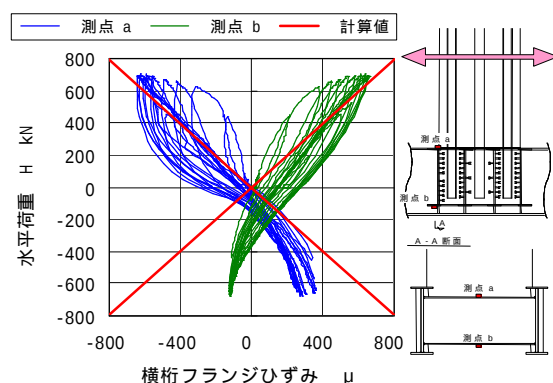


図-20 横桁フランジひずみの履歴(FC30)

以上より、本提案上下部一体構造の構造性能が明らかになるとともに、本構造の妥当性を確認することができた。

参考文献

- 1) 岩立次郎, 忽那幸浩: 剛結構造—鋼上部構造とコンクリート橋脚の剛結—, 橋梁と基礎, pp.40-44, 2002.8
- 2) 原夏生, 河野一徳, 篠田佳男, 横沢和夫, 町田篤彦: 突起付きH形鋼とプレキャスト型枠を用いた鉄骨コンクリート複合構造橋脚の構造性能に関する研究, 土木学会論文集, No.662/V-49, pp.149-168, 2000年11月
- 3) 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, 土木学会代50回年次学術講演会概要集V部, pp1212-1213, 1996年