

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

An approach of rigid connection between steel girder and SC-pier with using deformed H-shapes

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*****

* 工修, 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)

** 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)

*** 工修, 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 2-1)

**** 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 1-1)

***** 工修, 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 2-2-3 日比谷国際ビル)

***** 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 2-17-4)

The authors proposed a new rigid connection structure bridge between steel girder and SC-pier with using deformed H-shapes. In this paper the thinking of design was shown, and problems about design were arranged. The anchorage strength of the deformed H-shape to the concrete in the transverse girder shell was produced as technical theme, and bond characteristics between deformed H-shape and the concrete were paid attention to. Then loading test of the model specimen was conducted, and the equation for bond strength was constructed.

Key Words: rigid connection, deformed H-shape, multilocular shell, bond, confined effect

キーワード: 剛結構造, 突起付き H 形鋼, 多室セル, 付着, 拘束効果

1. まえがき

鋼桁上部構造と RC 柱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, 柱脚, 桁を含む橋梁全体系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, 柱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・管理費の縮減にも繋がる。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, その中で種々の剛結構造が提案されている¹⁻⁹⁾。

一方, 急速施工が可能で耐震性, 耐久性に優れる柱脚としてプレキャスト型枠と突起付き H 形鋼を用いた鉄骨コンクリート複合構造 (以下, SC 構造と称す) 柱脚がある¹⁰⁻¹¹⁾。本構造柱脚には, 主鋼材として 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が配置されている。

鋼桁と本 SC 構造柱脚を剛結し, ラーメン形式の構造とすることによって, SC 構造柱脚のメリットと剛結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。本剛結構造の概念を図 1 に示す。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, 突起付き H 形鋼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。そこで本研究では, 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。

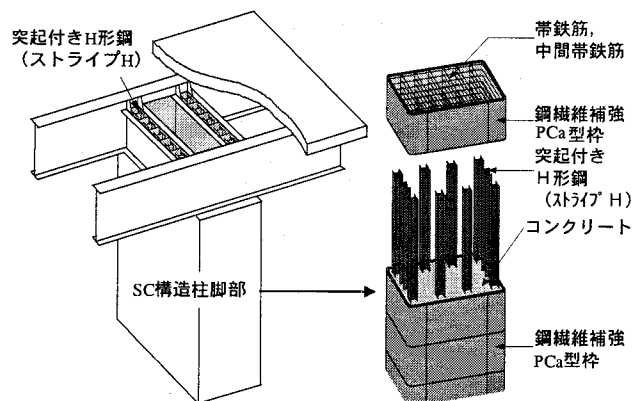


図1 鋼桁 SC 構造柱脚剛結構造の概念

2. 提案剛結構造

2.1. 構造詳細と特徴

鋼桁と RC 柱脚とを剛結する上下部一体構造の施工手順の一例を挙げると, つぎの通りである。まず, 頂部を残して施工された RC 柱上に仮受け材を設置し, その仮受け材上に鋼桁を設置する。つぎに, 主桁下フランジ下面位置まで仮受け材を埋め込んだ状態でコンクリートを打設し, 鋼桁が RC 柱脚上に載っている状態にする。最後に, 主桁と横桁とによって囲まれた空間にコンクリートを打設し, 鋼桁と RC 柱脚とを剛結する。図 2 には, 上下部一体構造剛結部の一例を示す。ここで, 桁から柱脚への力の伝達は, 主桁→横桁→横桁のスタッド→剛結部コンクリート→柱脚主筋→柱脚, および主桁→主桁および横桁の下フランジ→柱脚の 2 つの経路で行われると考えられる。

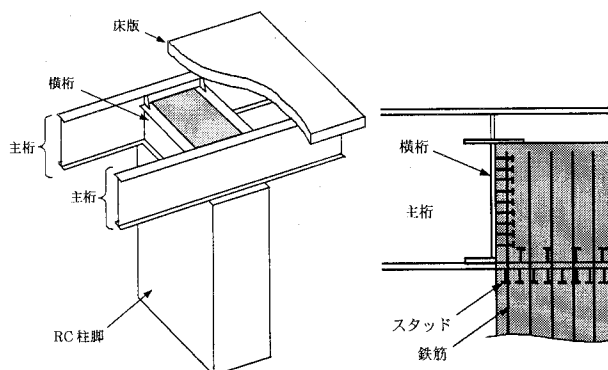


図2 上下部一体構造剛結部の一例¹⁾

ところが、1.で述べたように、この伝達方式では、前者と後者の力の分担率、さらにスタッドの作用せん断力分布、コンクリートの支圧応力分布が不明確であるため、正確に照査するには FEM 解析を行わざるを得ないのが現状である。また、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、剛結部内の配筋が非常に煩雑となる。したがって、設計・施工に手間がかかる構造ということになる。

そこで、これを解消するために、FEM 解析を必要としないシンプルな思想で設計でき、かつ少量の配筋ですむ剛結構造を提案する。すなわち、柱脚を突起付き H 形鋼を用いた SC 造とし、かつ鋼桁の剛結部位置の横桁を多室（セル）構造とし、このセル中に上部構造位置まで延伸させた SC 柱脚中の突起付き H 形鋼を挿入させた後、コンクリートを充填して鋼桁と柱脚とを一体化する。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、突起付き H 形鋼と充填コンクリートとは突起によって一体化する。これに加えて、下フランジ直下にゴム板等の緩衝材を敷設することで、鋼桁下フランジから柱脚への支圧による力の伝達経路が遮断され、柱脚への力の伝達は、主桁→横桁→横桁のスタッド→横桁セル内の充填コンクリート→突起付き H 形鋼→柱脚に一元化される。図 3 には提案剛結構造（横桁セル構造）の概要を、図 4 には剛結部の上方からの透過断面図を示す。

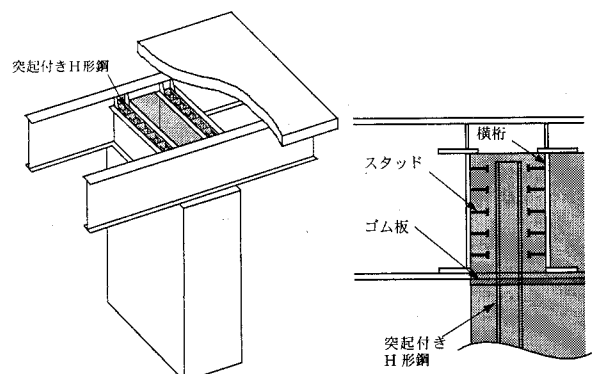


図3 提案剛結構造（横桁セル構造）の概要

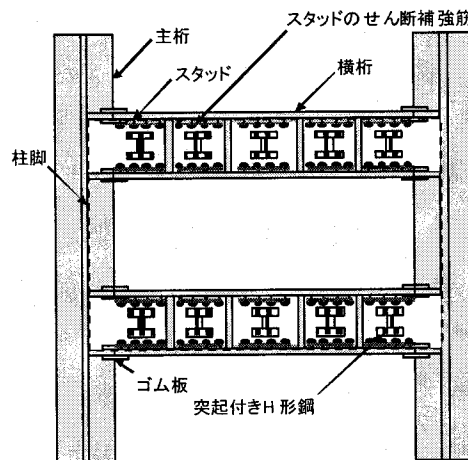


図4 剛結部の上方からの透過断面図

主桁ウェブ間を支間とする横桁に等分布荷重として载荷し、これにより生じる曲げモーメントとせん断力に対して横桁を設計する。また、曲げモーメント M_3 により横桁がねじりを受けるため、ねじりモーメントに対する照査も行う。

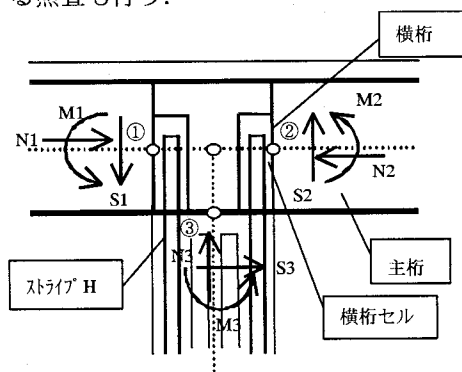


図5 隅角部断面力概念図

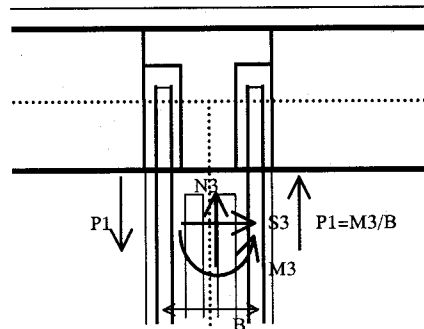


図6 横桁設計断面力概念図

2.2. 剛結部の設計方法

剛結部の設計方法について下記にまとめる。

(1) 剛結部の設計断面力

剛結部の設計断面力としては、図 5 に示す主桁と柱脚からなる全体骨組解析により算出した接合線位置の曲げモーメント、せん断力、および軸力を使用する。

(2) 主桁の設計

主桁の設計は断面①及び②における設計断面力に対して、主桁鋼断面のみで抵抗できるように設計する。また、コンクリート打設時の側圧力による主桁、および横桁の発生応力とたわみの照査も行う。

(3) 横桁の設計

横桁の設計は、断面③における曲げモーメント及び軸力に対して 4 本の横桁鋼断面のみで抵抗できるように設計する。曲げモーメント M_3 は、横桁セル中心間隔に作用する偶力 P_1 に置き換える。 P_1 と軸力 N と足し合わせ 4 本の横桁に均等に作用するものとして、

(4) 剛結部の力の伝達機構

設計断面力の伝達機構を表1に示す。なお、レベル2地震力に対しては、柱脚部の塑性を先行させ、剛結部は塑性化させない構造とすることを想定しているため、柱脚上端部(断面③)の耐力よりも大きくなるように設計するものとした。

表1 断面力伝達機構

断面力	断面力伝達機構
軸力(鉛直力) (N3)	主桁→横桁→横桁スタッド →セル内充填コンクリート →(突起付 H 形鋼)→柱脚
曲げモーメント (M3) (偶力として伝達)	主桁→横桁→横桁スタッド →セル内充填コンクリート →突起付 H 形鋼→柱脚
せん断力(水平力) (S3)	主桁→横桁 →セル内充填コンクリート →突起付 H 形鋼→柱脚

2.3. 設計上の課題

提案剛結構造に関する設計上の課題を、以下に列挙する。

- ①横桁セル鋼殻内に定着した突起付き H 形鋼の定着破壊性状と定着耐力
- ②横桁セル鋼殻の拘束効果が突起付き H 形鋼の定着耐力におよぼす影響
- ③突起付き H 形鋼と横桁セル鋼板の間の適切な距離
- ④突起付き H 形鋼の寸法効果が定着耐力におよぼす影響

以上の4項目を解明するために、3.に後述する一連の突起付き H 形鋼の引抜き試験を実施した。

3. 突起付き H 形鋼の引抜き試験

3.1. 実験概要

2.3 に示した4項目の課題に対し、一連の実験を、次の3ステップに分けて実施した。

Step1 縮小模型実験用スタッドの押抜き試験

Step2 定着長をパラメータとした縮小模型引抜き実験

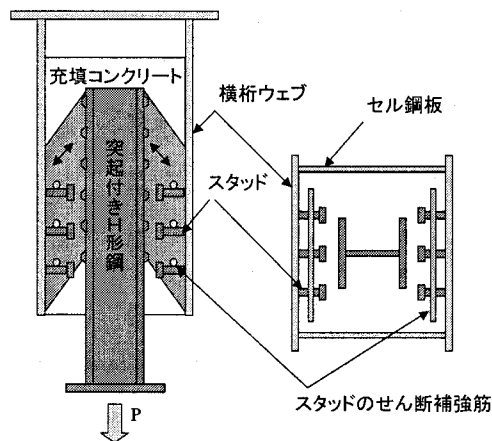
Step3 コンクリート強度と拘束係数とをパラメータとした実物大引抜き実験

Step1 の押抜き試験は Step2 の引抜き実験で用いる小径スタッドのせん断特性を把握するための予備試験であり、この結果を反映して Step2 の試験体を設計している。Step2、および Step3 の引抜き実験は、提案剛結構造が軸方向に引張力を受ける場合の定着耐力、および破壊性状、ならびに応力伝達メカニズムを解明するために実施する。

図7(a)、および(b)には、引抜き実験の概略を示す。

横桁ウェブ鋼板とセル鋼板とで構成する横桁1セルを想定した筒状の矩形断面の中に突起付き H 形鋼を所定の長さ挿入し、断面内にコンクリートを充填して筒状の矩形断面と突起付き H 形鋼とを一体化した実験供試体を製作し、矩形断面端、および突起付き H 形鋼端をピン支持して引っ張る。ここで、筒状の矩形

断面内面には、図7に示したように、所定のスタッドとせん断補強筋を設置する。また、実構造においては拘束に寄与する鋼殻のセルを隣のセルと共有するため想定する鋼板厚さの半分の厚さを設定する。



(a) 側面透過図 (b) 断面図
図7 引抜き試験の概略

3.2. 突起付き H 形鋼の付着強度と拘束効果

複合構造物設計・施工指針(案)¹²⁾によると鉄骨鉄筋コンクリート部材の設計における鉄骨の定着長算定式として以下の式が示されている。

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

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

本算定式は鉄筋の基本定着長算定式に準じたものであり、鉄骨に生じる引張力と鉄骨とコンクリートの界面で伝達する付着抵抗との力の釣り合いより求めたものである。以降では、突起付き H 形鋼の定着長を算定する場合も式(1)の関係をを用いるものとする。

突起付き H 形鋼が弾性状態にある場合の引張軸方向の力の釣り合いは、突起付き H 形鋼の断面積 (A_s) および引張応力 (σ_s) と定着長さ (L)、付着周長および平均付着応力 (τ) を用いて以下の式のように表される。ここで、付着周長としては突起形状が施されているフランジ外側のみを考慮し、付着周長はフランジ幅の2倍とすることとする。

$$0 = A_s \times \sigma_s - L \times 2B \times \tau \quad (2)$$

ここに、 A_s : 突起付き H 形鋼の断面積
 σ_s : 突起付き H 形鋼の応力 (N/mm²)
 L : 定着長 (mm)
 B : 突起付き H 形鋼のフランジ幅 (mm)
 τ : 付着応力 (N/mm²)

コンクリートに埋め込まれた突起付き H 形鋼が定着破壊するときには、式(2)は定着耐力 ($P_B = A_s \cdot \sigma_s$) と平均付着応力の最大値である付着強度 (τ_B) を用いて式(3)のように表すことができる。^{10) 13)}

$$0 = P_B - L \times 2B \times \tau_B$$

$$P_B = L \times 2B \times \tau_B \quad (3)$$

ここに、 P_B : 定着耐力(N)

τ_B : 付着強度(N/mm²)

また、突起付き H 形鋼をマッシュなコンクリートに定着する場合は、図 8 に示すように突起付き H 形鋼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ている¹⁰⁾¹³⁾。この場合の付着強度は、割裂ひび割れに抵抗する定着補強筋の量によって異なり、図 9 に示すように、割裂ひび割れ面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 K_c の 1 次式で表すことができることがわかって¹⁰⁾¹³⁾。

$$\tau_B = 4.79 + 202 \times K_c \quad (4)$$

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 : 突起付き H 形鋼のフランジ幅(mm)

S : 定着補強鉄筋配置間隔(mm)

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

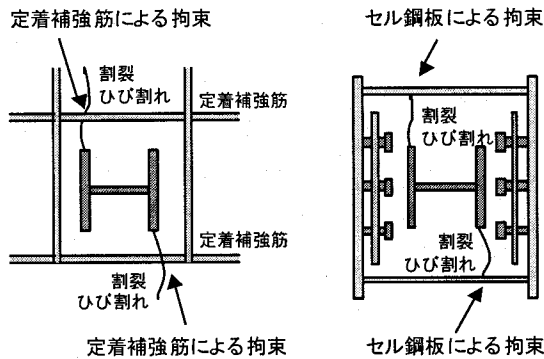


図8 割裂ひび割れと定着補強筋の概念

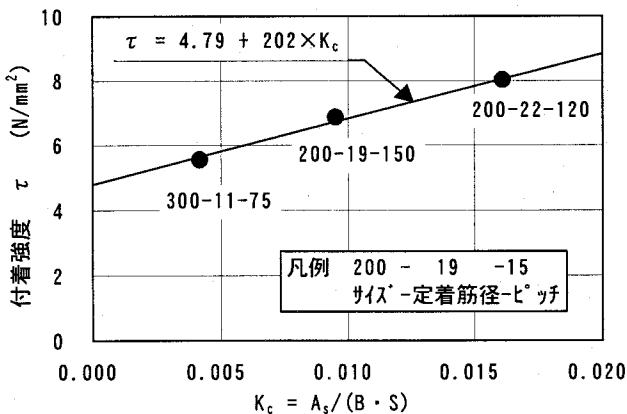


図9 付着強度(τ_B)と定着補強筋(K_c)の関係¹⁰⁾¹³⁾

図 8 に示すように、剛結部に定着する場合も同様に、割裂ひび割れにはセル鋼板が抵抗し、ひび割れを抑制するものと考えられる。その効果はセル鋼板の断面積により異なるが、異形鉄筋よりも鋼板で取り囲む方が断面積が大きく、割裂ひび割れ抑制効果が大きいもの

と考えられ、同様のメカニズムを仮定して定義される拘束係数は以下の式で表される。

$$K_c = t / B \quad (5)$$

ここに、 K_c : 拘束係数

t : セル鋼板厚さの 1/2 の値(mm)

B : 突起付き H 形鋼のフランジ幅(mm)

ここで、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。

また一方では、フーチングに定着される場合は、突起付き H 形鋼に対してコンクリートは純打ち方向(打設方向と 180° 反対方向が引抜方向)に施工されるが、鋼桁剛結部では、コンクリートは逆打ち方向(打設方向と引抜方向が一致)に施工されるため、ブリージングの影響により付着強度が低下する懸念もある。

以上より、横桁セル内に定着された突起付き H 形鋼の定着性能を把握するためには、横桁セル鋼板の厚さや間隔が付着強度におよぼす影響を明らかにすることが重要である。また、付着強度の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も着目する。

3.3. 縮小模型実験用スタッドの押抜き試験

(1) 試験体諸元と内訳

3.1. で述べたように、後述の 3.4. で用いる $\phi 9.5 \times 40$ mm 小径スタッドのせん断耐力、破壊性状、および相対ずれ剛性を確認するため、押抜き試験を実施した。試験体の形状としては、図 10 (a)、および(b)に示すように、鋼構造協会の標準試験体に準拠した¹⁵⁾。

押抜き試験体の構成を、以下に列挙する。

- ① スタッドの配置は 4 列 $\times$ 3 断面。
- ② コンクリートスラブの厚さは 200mm。
- ③ コンクリートは普通コンクリート。呼び強度 27N/mm²、最大骨材寸法 10mm、スランプ 13.5cm、空気量 5.9%。
- ④ コンクリートスラブに使用する鉄筋は D13、スタッドに交差させるせん断補強筋は D6。
- ⑤ コンクリートの打込み方向は、鉛直下向き。
- ⑥ コンクリート打設後、試験体は気中養生。
- ⑦ H 形鋼の材質は SS400、フランジ厚は 12mm。
- ⑧ 試験体の開き止めは、設けない。

押抜き試験体の内訳を、表 2 に示す。ここで、試験は、各種、同一条件で製作した 3 体の押抜き試験体(ただし、グリース塗布の有無により付着の無し・有りの違いあり)について 1 体を単調増加荷重法、2 体を漸増繰返し荷重法によって行った。

(2) 荷重方法と計測

図 11 には、押抜き試験体の荷重状況を示す。押抜き試験体と底鋼板との間には、石膏を介在させることによって、試験体の全底面に底鋼板からの反力が均等に作用するようにした。また、H 形鋼と試験機の荷重ヘッドとの間には、水平方向の力を逃がすために、2 枚のテフロン板を介在させた。

(3) 試験結果

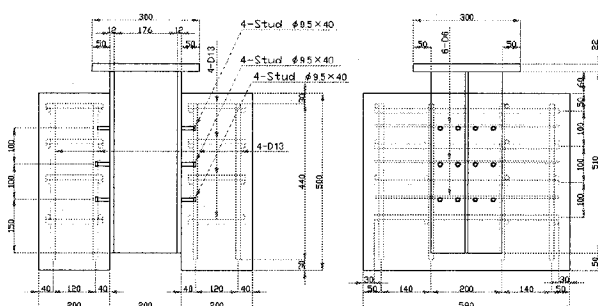
押抜き試験体に用いたコンクリートは、3.4. の試験体の製作時と同じ配合とした。表 3 には、硬化コンクリートの力学的特性を示す。なお、押抜き試験体の鋼

フランジに対して JIS 標準の引張試験を行った。その結果、降伏強度 266.5N/mm^2 、引張強度 450.5N/mm^2 、ヤング係数 200kN/mm^2 、ポアソン比 0.29、および伸び率 40.8% が得られた。

表 4 には、押抜き試験結果を示す。また、図 13 には、各試験体のせん断力と相対ずれ量の包絡線を示す。同結果から、拘束力を受けていない場合の $\phi 9.5 \times 40\text{mm}$ スタッドのせん断耐力はコンクリート強度 28.2N/mm^2 のときに 24.5kN であり、破壊モードはコンクリート破壊であることがわかった。

表2 押抜き試験体の内訳

No.	試験体名	荷重方法	付着
1	Fc27-1 (I)	単調増加	無し
2	Fc27-2 (C)	漸増繰返	有り
3	Fc27-3 (CA)		



(a) 正面透過図

(b) 側面透過図

図10 押抜き試験体（寸法単位：mm）

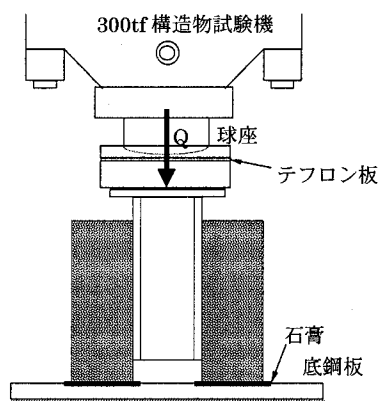


図11 押抜き試験体の荷重状況

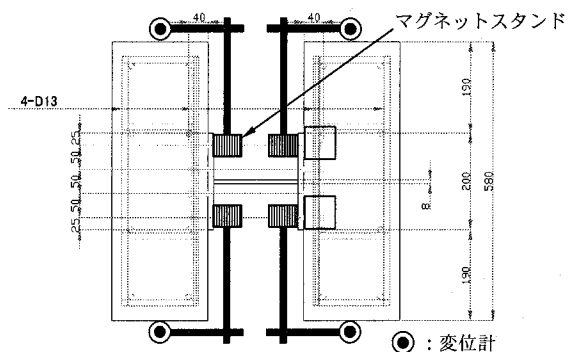


図12 変位計設置位置

表3 硬化コンクリートの力学的特性（押抜き試験）

材 齢 (日)	圧縮強度 (N/mm^2)	引張強度 (N/mm^2)	ヤング係数 (kN/mm^2)	ポアソ ン比
22	28.18	2.39	27.7	0.216

表4 押抜き試験結果

No.	試験体名	最大せん断力 (kN)		相対ずれ定数 (kN/mm)
		スタッド当り	平均値	
1	Fc27-1 (I)	24.08	24.49	70.3
2	Fc27-2 (C)	23.96		91.9
3	Fc27-3 (CA)	25.43		70.6

※注 すべてのコンクリート破壊により終局を迎えた
相対ずれ定数は、Qa時の割線により算出

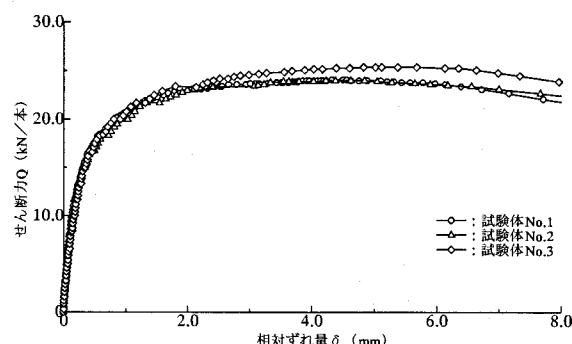


図13 各試験体のせん断力と相対ずれ量の包絡線

3.4. 定着長をパラメータとした縮小模型実験

(1) 実験供試体諸元と内訳

実験供試体は、実寸法の 1/4 を想定した、同じ断面で定着長が異なる計 4 体とした。突起付き H 形鋼は $\text{DH}75 \times 75 \times 6(4.5) \times 4.5$ とし、鋼殻の断面寸法は拘束係数 $K_c = 0.4$ となるようにセル鋼板の板厚を 3mm、間隔を 200mm とした。 $\text{DH}75 \times 75 \times 6(4.5) \times 4.5$ は、フランジ厚 4.5mm に高さ 1.5mm の突起が 15mm ピッチとなるように機械加工した。横桁ウェブ鋼板の板厚は 9mm とした。また、鋼殻内面に設置するスタッドは、小径スタッドの既往の実験結果¹⁰⁾と 3.3. の試験結果とから $\phi 9.5 \times 40\text{mm}$ を用いることとした。定着長は、実験供試体 H75-1 がフランジ幅の 1.25 倍、H75-2 がフランジ幅の 2.5 倍、H75-3 がフランジ幅の 4 倍、H75-4 がフランジ幅の 5.7 倍と長さの異なる 4 種類とした。また、全ての実験供試体において定着始端となる部分に図 14 (a) 中に斜線で示す突起付き H 形鋼の付着を物理的に除いた非付着領域を 112.5mm 設けた。図 14 (a)、および(b)には、実験供試体の寸法を示す。また、表 5 には、実験供試体の内訳を示す。

(2) 荷重方法と計測

荷重は、荷重制御とし、図 15 に示すように、実験供試体毎に計算したひび割れ荷重 P_c の整数倍毎に除荷を行う繰返し荷重とした。ここで、ひび割れ荷重とは、図 9 における $K_c = 0.0$ の場合の付着応力 ($\tau = 4.79\text{N/mm}^2$) に相当する引抜き荷重であり、割裂ひび割れの発生する荷重と対応するものである。計測は、荷重 5kN 刻み、除荷 40kN 刻みで行った。

表5 実験供試体の内訳

No.	定着長 (mm)	コンクリート強度 (N/mm ²)
H75-1	95	25.3
H75-2	190	25.6
H75-3	300	25.3
H75-4	427	24.9

注：コンクリート強度は実験当日の材料試験結果

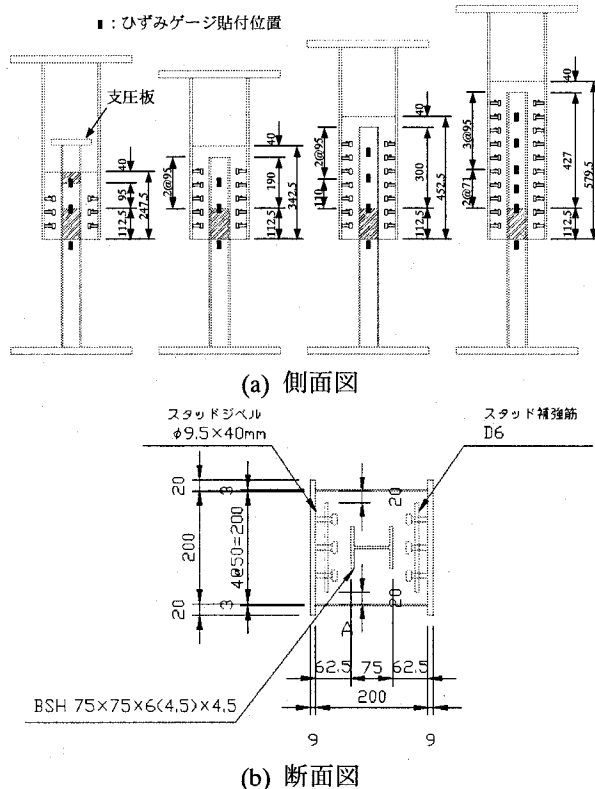


図14 実験供試体の寸法 (寸法単位：mm)

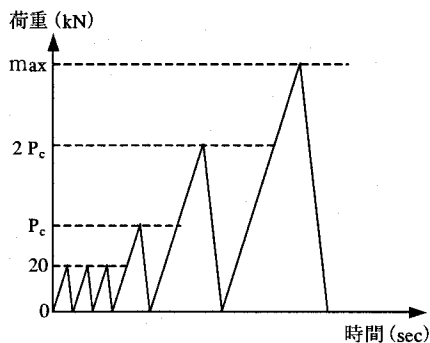


図15 荷重の荷重方法

荷重状況を、図 16に示す。ここで、変位の計測点は、鋼殻と充填コンクリートとの相対変位を実験供試体上面の4隅、および下面の4隅の計8箇所、突起付きH形鋼と充填コンクリートとの相対変位を実験供試体上面中央1点、および下面両側2点の計3箇所の合計11箇所で行った。また、鋼板ひずみの計測には、5mmの一軸ひずみゲージを用いた。突起付きH形鋼のウェブ中央表裏には図 14(a)に示した位置に、また片側の横桁ウェブ鋼板中央外面には長さ方向に50mm間隔、および片側のセル鋼板中央、および端部外面には長さ方向に95mm間隔でひずみゲージを貼付した。

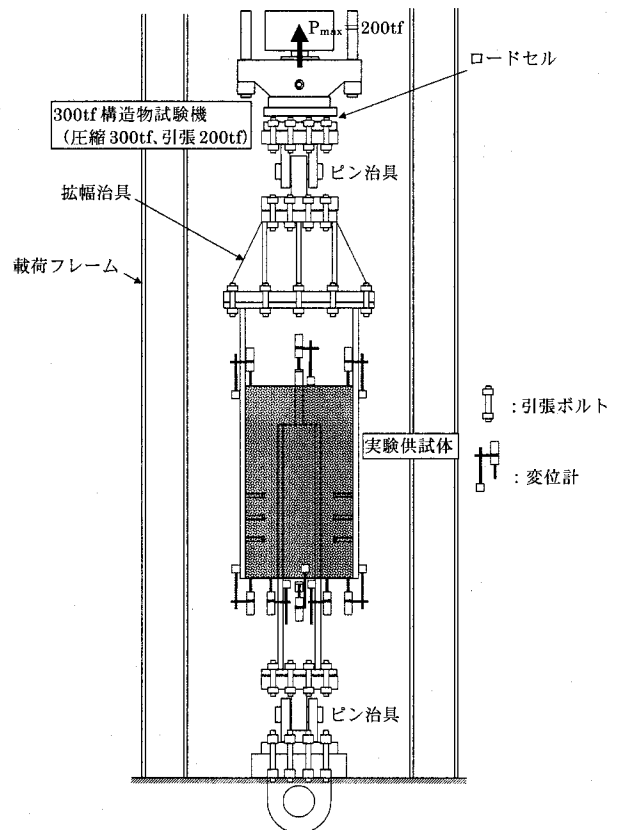


図16 荷重の荷重状況

(3) 材料試験

使用コンクリートは普通コンクリート、使用鋼材はSM490Aとした。表 6にはフレッシュコンクリートの特性、表 7には硬化コンクリートの力学的特性、表 8には実験供試体の製作に用いた鋼板の機械的性質を示す。なお、コンクリートは、打設後、気中養生した。

表6 フレッシュコンクリートの特性

種類	強度	最大骨材寸法	スランプ	空気量
普通	27N/mm ²	10mm	12cm	6.5%

表7 硬化コンクリートの力学的特性

No.	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
H75-1	25.3	1.97	22.3	0.20
H75-2	25.6	2.39	22.8	0.20
H75-3	25.3	2.40	22.2	0.21
H75-4	24.9	1.96	24.4	0.21

表8 使用鋼板 (SM490A) の機械的性質

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	395.4	389.7	574.1	207.2	0.29	30.4
4.5	406.9	404.2	580.0	199.5	0.29	29.9
6	351.8	347.2	555.0	209.2	0.29	34.2
9	358.1	346.4	547.6	204.1	0.29	35.4
4.3	361.3	360.4	595.2	—	—	24.0

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

(4) 実験結果

図 17および図 18に、荷重と突起付きH形鋼の拔出し量、および鋼殻と充填コンクリートとの相対変位の

関係をそれぞれ示す。図 17 より、定着長に比例して、引抜き耐力が増加することが分かる。また、荷重に対する変位の割合も、定着長が長いほど小さいことが分かる。図 18 より、荷重に対する鋼殻と充填コンクリートとの相対変位の割合については、スタッドの本数に比例して、大きくなっていることが分かる。

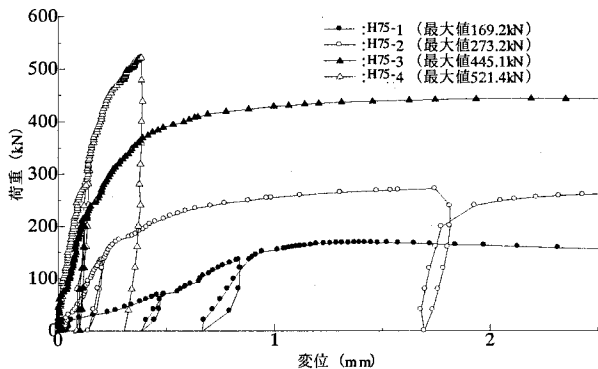


図17 荷重と突起付きH形鋼の拔出し量の関係

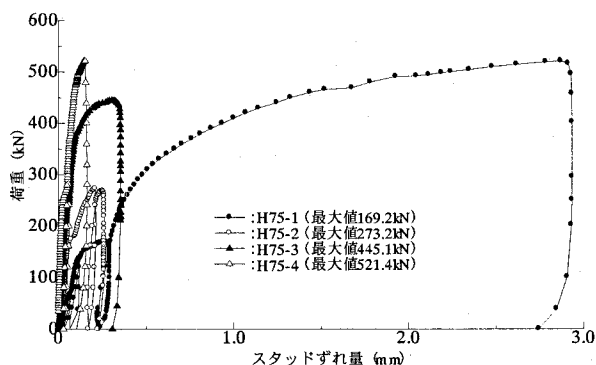


図18 荷重と鋼殻-コンクリート間相対変位の関係

ここで、実験供試体 H75-1 のみ、荷重のピークが 2 つあるのは、突起付き H 形鋼の定着破壊後に図 14(a) に示す支圧板が充填コンクリートを押し、スタッドがせん断抵抗するためである。H75-1 は、鋼殻で拘束された状況でスタッドを介して鋼殻から充填コンクリートへせん断力を伝達する力の流れにおいて、3.3. の試験結果との比較を行うものである。H75-1 は突起付き H 形鋼の破断が先行し、スタッドのせん断破壊に至らしめることができなかったが、最大荷重は 521.4kN であり、スタッド 1 本当たりのせん断耐力 29.0kN が得られた。これは、表 4 に示した鋼殻で拘束されていない場合の 18% 増である。また、突起付き H 形鋼が抜け出すまでの鋼殻と充填コンクリートとの相対変位は突起付き H 形鋼の拔出し量よりも小さい。

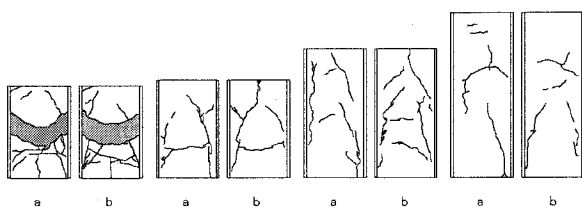


図19 各実験供試体のひび割れ状況 (セル鋼板面)

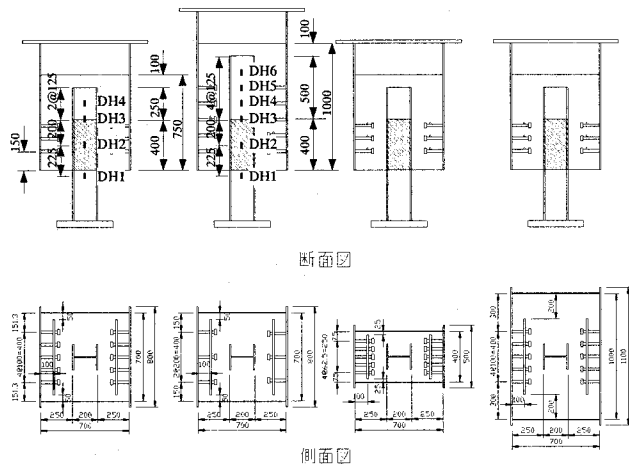
試験終了後、両面のセル鋼板をガス切断によって除去し、充填コンクリートのひび割れを観察した。図 19 (a)~(d)にはセル鋼板面の充填コンクリートのひび割れ状況を示す。全実験供試体とも突起付き H 形鋼から横桁ウェブ鋼板に向かってコーン状のひび割れが発生していることが分かる。なお、各実験供試体の下面には、ひび割れは観察されなかった。

3.5. コンクリート強度と拘束係数とをパラメータとした実物大実験

(1) 実験試験体諸元と内訳

実験試験体は、実物大を想定し、セル鋼板厚、セル鋼板間隔、およびコンクリート強度、ならびに突起付き H 形鋼の定着長をパラメータに設定した計 7 体とした。突起付き H 形鋼には、DH200×204×8×12 (突起高 1.5mm、ピッチ 15mm) を用いた。横桁ウェブ鋼板の板厚は 12mm とした。また、鋼殻内面に設置するスタッドは、φ22×150 とし、軸方向に 100mm ピッチとした。セル鋼板厚は、実構造の板厚 8mm~25mm を想定し、その約 1/2 である 3.2mm~12mm とした。セル鋼板間隔は、実構造の最小セル鋼板間隔 400mm を想定し、400mm~1000mm とした。突起付き H 形鋼の定着長は、実験装置の能力、ならびに 3.4. の結果との照合を鑑み、実験試験体 No.4 がフランジ幅の 2.5 倍、その他がフランジ幅の 1.25 倍とした。

図 20 (a)~(d)には、実験試験体の寸法を示す。また、表 9 には、実験試験体の内訳を示す。



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

図20 実験供試体の寸法 (寸法単位: mm)

表9 実験供試体の内訳

No.	セル 鋼板厚 (mm)	セル鋼板 間隔 (mm)	定着長 (mm)	コンクリート 強度 (N/mm ²)
H200-1	12	700	250	30.3
H200-2	3.2			36.1
H200-3	6			34.8
H200-4	6	400	500	34.6
H200-5			250	37.0
H200-6				35.9
H200-7		700		64.5

注: コンクリート強度は実験当日の材料試験結果

(2) 載荷方法と計測

載荷、および計測は、3.4.(2)と同様の方法を用いた。突起付きH形鋼のウェブ中央表裏には図20に示した位置に、片側の横桁ウェブ鋼板中央外面には長さ方向に100mmあるいは125mm間隔、ならびに片側のセル鋼板中央および端部外面には長さ方向に100mmあるいは125mm間隔で一軸ひずみゲージを貼付した。

(3) 材料試験

使用コンクリートは、H200-1が早強、H200-2～7が普通コンクリートとした。また、使用鋼材は、突起付きH形鋼がSM490Y、鋼殻がSS400とした。表10にはフレッシュコンクリートの特性、表11には硬化コンクリートの力学的特性、表12には実験供試体の製作に用いた鋼板の機械的性質を示す。なお、コンクリートは、打設後、気中養生した。

表10 フレッシュコンクリートの特性

No.	種類	呼び強度 (N/mm ²)	最大骨材寸法 (mm)	スランプ (cm)	空気量 (%)
H200-1	早強	24	20	13.5	5.0
H200-2 ～6	普通	27	20	14.5	4.4
H200-7	普通	48	20	19	3.6

表11 硬化コンクリートの力学的特性

No.	圧縮強度 (N/mm ²)	引張強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	ポアソン比
H200-1	30.3	2.63	252.7	0.20
-2	36.1	3.02	—	—
3	34.8	2.62	—	—
4	34.6	3.20	246.0	0.18
5	37.0	2.86	—	—
6	35.9	2.85	—	—
7	64.5	3.55	310.2	0.21

表12 使用鋼板 (SM490A) の機械的性質

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	—	372.7	542.0	176.9	0.26	29.9
6	317.3	302.3	445.5	194.5	0.29	27.4
12*	282.6	271.2	436.7	201.7	0.29	29.5
12**	302.7	280.0	374.3	194.5	0.29	29.9
DHF	415.4	401.5	540.0	—	—	25.0
DHW	416.8	393.6	531.0	206.0	0.27	21.9

注：*はH200-1、**はH200-2～7の横桁ウェブ鋼板
DHF・DHWは突起付きH形鋼のフランジ・ウェブ

(4) 実験結果

図21および図22には、荷重と突起付きH形鋼の拔出量、および鋼殻と充填コンクリートとの相対変位との関係をそれぞれ示す。図21より、コンクリート強度のみが異なる実験供試体H200-3とH200-7とを引抜き耐力について比較すると、実験供試体H200-3の方が34%高いことが分かる。また、定着長のみが異なる実験供試体H200-3とH200-4とを引抜き耐力について比較すると、実験供試体H200-4の方が44%高いことが分かる。セル鋼板厚のみが異なる実験供試体H200-2とH200-3とを引抜き耐力について比較すると、実験供

試体H200-3が16%高いことが分かる。断面形状のみが異なる実験供試体H200-3、H200-5、およびH200-6の引抜き耐力はほぼ同等であることが分かる。これらの結果より、セル鋼板厚、コンクリート強度、および突起付きH形鋼の定着長が、引き抜き耐力に寄与していると言える。なお、図22より、鋼殻と充填コンクリートとの相対変位は終局荷重時においても0.5mm以下であることが分かる。

次に、図23には、実験供試体H200-4の突起付きH形鋼ウェブのひずみを示す。図23より、突起付きH形鋼ウェブのひずみは、定着端（図20の上端位置）から軸方向にほぼ三角形分布していることが分かる。

試験終了後、片面のセル鋼板をガス切断によって除去し、充填コンクリートのひび割れ調査を実施した。図24(a)～(g)には、各実験供試体セル鋼板面のひび割れ状況を示す。図24(a)～(g)より、ひび割れは、実験供試体H200-6を除き、突起付きH形鋼フランジ先端からセル鋼板に向かって発生していることが分かる。

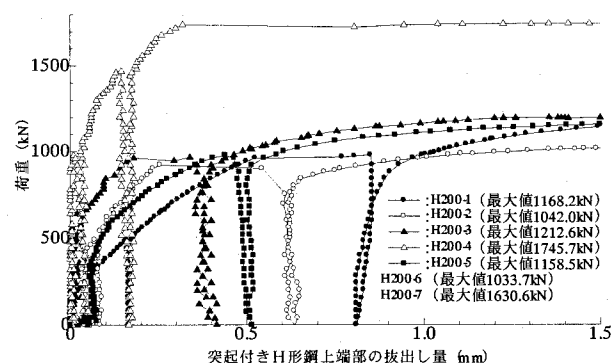


図21 荷重と突起付きH形鋼の拔出量の関係

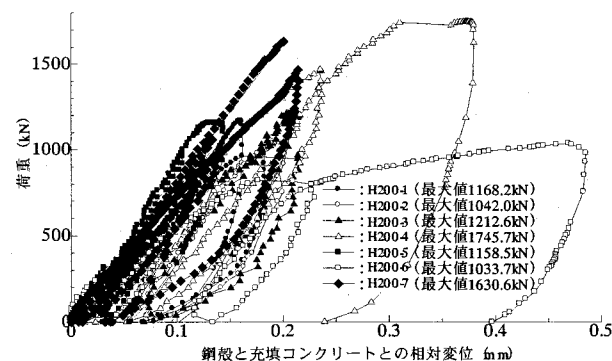


図22 荷重と鋼殻-コンクリート間相対変位の関係

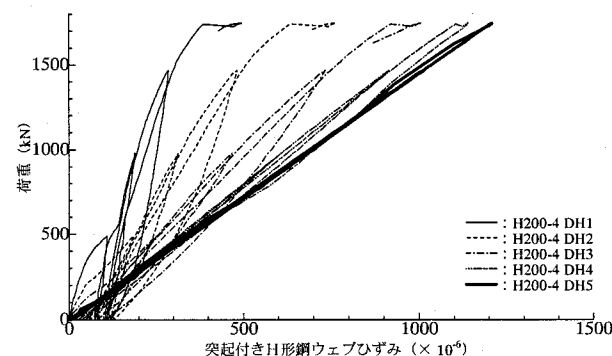


図23 荷重と突起付きH形鋼ウェブひずみの関係

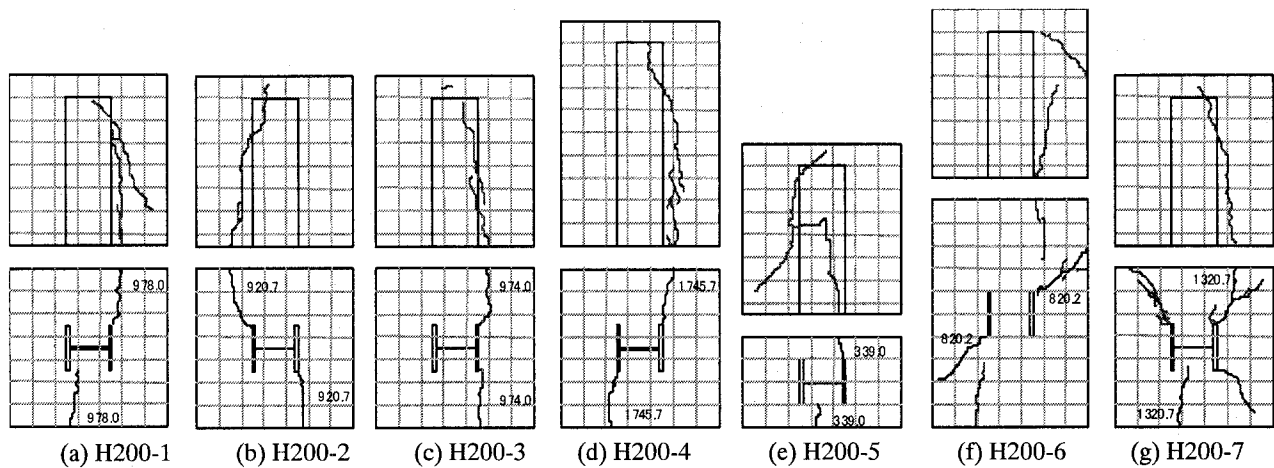


図24 各実験供試体のひび割れ状況

表13 付着強度実験供試体パラメータおよび実験結果一覧

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. 剛結部における突起付きH形鋼の付着強度の評価

4.1. 実験より得られた付着強度

実験供試体は H75-4 を除くすべてにおいてコンクリートと突起付き H 形鋼の付着面です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 は突起付き H 形鋼の破断により終局を迎えた。表 13 に実験結果の一覧を示す。なお、付着強度(τ_B)は引張力が作用する軸方向における最大平均付着応力であり、実験において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る。このときの付着面積には突起形状であるフランジ外側面のみを考慮し、 τ_B は以下の式により得るものとする。

$$\tau_B = P_{\max} / A_B \quad (6)$$

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)

4.2. コンクリート強度の影響

コンクリート強度を変数とした H200-3 と H200-7 の τ_B を比較すると、 f'_c が高い H200-7 ($f'_c = 64.5 \text{ N/mm}^2$) の τ_B は 16.0 N/mm^2 であるのに対し、H200-3 ($f'_c = 34.8 \text{ N/mm}^2$) の τ_B は 11.9 N/mm^2 であり、コンクリート強度が高いほど τ_B が高い傾向にある。

日本建築学会では鉄筋コンクリート部材における付着信頼強度の算定式として以下の式を用いている¹⁷⁾。付着信頼強度はコンクリート強度の平方根に比例するとしていて、かぶり、あきの割裂抵抗と横拘束筋の効果および上端筋の低減を考慮している。

$$\tau_{bu} = \alpha_i \left\{ (0.086b_i + 0.11) \sqrt{\sigma_B} + k_{st} \right\} \quad (7)$$

ここに、 τ_{bu} : 付着信頼強度(N/mm²)

σ_B : コンクリート強度 (N/mm²)

α_i : 上端筋に対する低減係数

b_i : 割裂線長さ比

k_{st} : 横拘束筋の効果係数

ここで、コンクリート強度のみの異なる実験供試体 H200-3 と H200-7 の τ_B とコンクリート強度の平方根の値との関係を図 25 に示す。同図より、 τ_B とコンクリート強度の平方根の間には強い相関関係が見られ、 τ_B はコンクリート強度の平方根に比例することが確認できる。

4.3. 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 をコンクリート強度の平方根で除した $\tau_B / \sqrt{f'_c}$ と K_c の関係を図 26 に示す。 K_c が大きいほど $\tau_B / \sqrt{f'_c}$ が大きい傾向が見られ、セル鋼板による拘束が $\tau_B / \sqrt{f'_c}$ を向上させていることがわかる。ここで、 L が B の 1.25 倍 ($L = 1.25B$) である H200-1~3 および H200-5~7

の $\tau_B/\sqrt{f'_c}$ と K_c の関係に線形関係があるとして最小2乗法により傾きを求め、式(8)が得られる。

$$\tau_B/\sqrt{f'_c} = 2.00 \times (3.95 \cdot K_c + 0.82) \quad (8)$$

ここに、 f'_c : コンクリート強度(N/mm²)

K_c : 拘束係数 = t/B

B : フランジ幅(mm)

t : 鋼板厚さ(mm)

一方、 L が B の 2.5 倍である H200-4 の τ_B は式(8)の値より小さく、定着長さの影響により τ_B が減少していることがわかる。これより、式(8)を H200-4 の実験結果に一致するように係数を低減させて式(9)が得られる。ここで、この低減係数の妥当性は定着長さをパラメータとした H75-1~4 の結果の検討において検証するものとし、後述することとする。

$$\tau_B/\sqrt{f'_c} = 1.55 \times (3.95 \cdot K_c + 0.82) \quad (9)$$

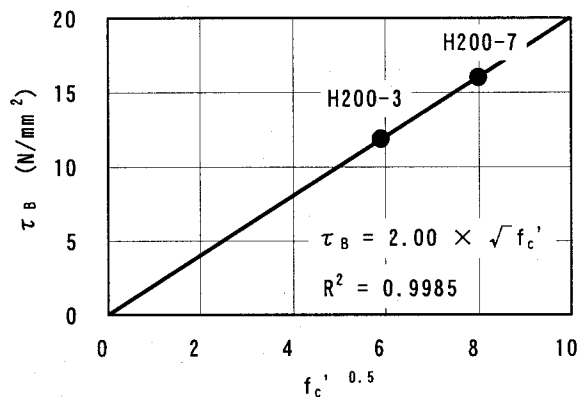


図25 コンクリート強度の影響

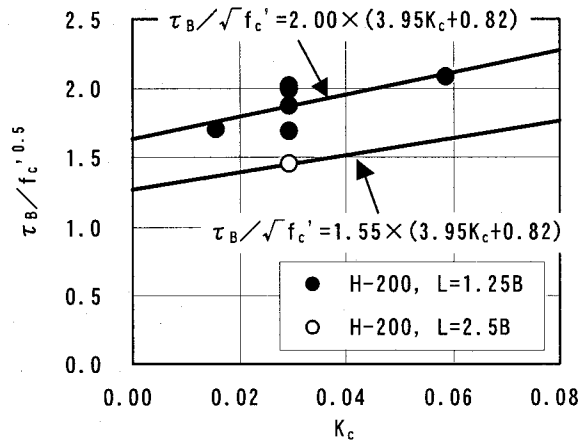


図26 τ_B と K_c の関係

4.4. 定着長と寸法効果の影響

定着長を変数とした H75-1~4 の付着強度の実験値 ($\tau_{B,exp}$) を f'_c の平方根で除した値と、 L を B で除して無次元化した値 (L/B) との関係を図 27 に示す。 L が B の 2.53 倍である H75-2 は、 L が B の 1.27 倍である H75-1 に比べて $\tau_{B,exp}/\sqrt{f'_c}$ が 20% 程度低い。これは、H-200 を用いた H200-1~7 の場合とほぼ同じ程度の低下で、先に示された低減係数の妥当性を示すものである。一方、 L が B の 4 倍である H75-3 の $\tau_{B,exp}/\sqrt{f'_c}$ は H75-2

とほぼ同等であった。また、 L が B の 5.69 倍である H75-4 においては実験供試体が付着破壊ではなく鋼材の破断によって終局を迎えたため、付着強度を観察することができなかったが、少なくとも H75-2 および 3 の 80% 以上の付着強度が観察された。

すなわち、H-75 を用いた H75-1~4 の場合も H-200 を用いた H200-1~7 と同様、 L が B の 1.27 倍と短い場合は L が B の 2.5 倍程度より長い領域に比べて付着強度が高いものの、 L が B の 2.5 倍程度より長い領域では、定着長 L が長くなることに伴う付着強度の低下する割合は L/B が 2.5 より大きな範囲においてほぼ一定であると言える。本実験の範囲内であれば L にかかわらず τ_B を推定できることがわかる。

τ_B の実験結果 ($\tau_{B,exp}$) と式(8)および(9)より得られる付着応力の計算値 ($\tau_{B,cal}$) の比と、 L/B との関係を図 28 に示す。図 28 によると、定着長さにかかわらず付着応力の実験値と計算値の比はほぼ一定値を示している。しかし、その比は H-200 を用いた場合の値に比較して H-75 を用いたそれはいずれも大きく、その割合はほぼ一定値であり、それらの平均値をとると 1.25 倍である。これは、縮小実験供試体の寸法効果の影響であると考えられる。また、既往の研究成果から、突起付き H 形鋼のサイズが 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¹⁰⁾¹³⁾。以上のことから、縮小モデルである H-75 においては寸法効果の影響が 25% 程度見られるが、実用サイズの H-150~300 においてはその影響は小さく、寸法効果の影響はおおよそ無視して差し支えないものと考えられる。

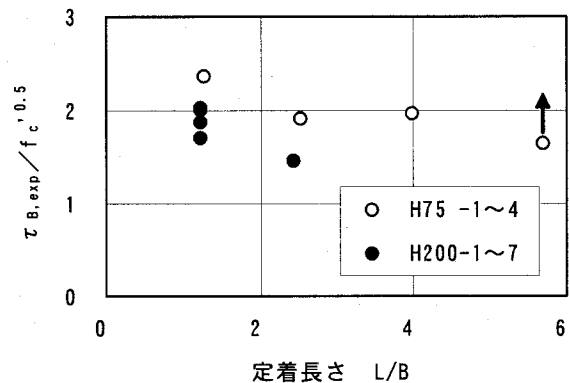


図27 $\tau_{B,exp}$ と L/B の関係

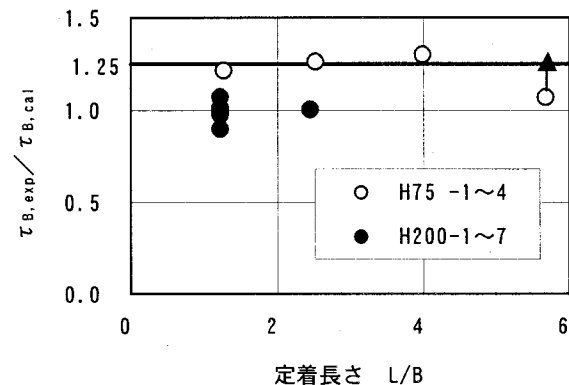


図28 τ_B と L/B の関係

4.5. 突起付き H 形鋼弾性域における付着強度算定式の提案

以上より、剛結部において突起付き H 形鋼の実用サイズである H-150～300 を横桁セル内に定着する場合の τ_B 算定式は以下のように表すことができる。

$$\tau_B = 1.55\sqrt{f'_c} \times (3.95 \cdot K_c + 0.82) \quad (10)$$

ここに、 τ_B : 付着強度(N/mm²)

f'_c : コンクリート強度(N/mm²)

K_c : 拘束係数 = t/B

t : セル鋼板厚さの 1/2 の値(mm)

B : 突起付き H 形鋼フランジ幅(mm)

一般に異形鉄筋とコンクリートの間の付着性状においては異形鉄筋の弾性域と降伏域で異なり、降伏域の付着応力は弾性域のそれと比較して著しく低下することが知られている^{18) 19)}。このことは突起付き H 形鋼においても当てはまることが考えられる。

式(10)は突起付き H 形鋼の弾性域における付着強度を対象としたものであり、突起付き H 形鋼が降伏する場合には降伏域における付着特性を別途把握する必要がある。剛結部近傍の柱脚が降伏モーメントを超えるような大きなモーメントを受ける場合を想定した実験供試体の正負交番載荷実験を行い、突起付き H 形鋼降伏域における付着特性の評価を行うことが今後の課題である。

5. まとめ

本研究では、鋼桁と突起付き H 形鋼を主鋼材とする鉄骨コンクリート複合構造(SC 構造)柱脚を剛結し、ラーメン形式の構造とする上下部一体構造形式橋梁を提案した。本研究の範囲内で得られた結論を以下に示す。

- (1) 鋼桁と SC 構造柱脚の剛結部における力の伝達機構を検討した結果、鋼桁剛結部の横桁を多室(横桁セル)構造とすることが有効であり、SC 構造柱脚の主鋼材である突起付き H 形鋼の横桁セル内への定着耐力の評価が設計上の課題であることが明らかになった。
- (2) 縮小モデルの引抜き実験に用いたスタッド($\phi 9.5\text{mm} \times 40\text{mm}$)の押し抜き試験を行った。その結果、以下のことが結論として得られた。
 - ① 鋼構造協会の標準試験体に準拠したスタッドの押し抜き試験により、本スタッドはコンクリートの破壊により終局を迎え、そのせん断耐力は 1 本当たり 24.49kN であることがわかった。
 - ② 横桁セル内をモデル化した縮小モデル試験体(H75-1)の実験結果から、スタッド 1 本あたりのせん断耐力は 29.0kN 以上あることが明らかになり、横桁セル鋼板の拘束効果により 18%の耐力増加が観察された。
- (3) 横桁セル内に定着した突起付き H 形鋼の定着耐力を明らかにすることを目的として、縮小モデル試験体を用いた引抜載荷試験を行った。その結果、以下のことが結論として得られた。

① 定着長をパラメータとした試験体 H75-1～3 の実験結果から、定着長さが長いほど定着耐力が大きく、定着端部の拔出し変位は定着長さが長いほど小さくなることがわかった。また、試験体 H75-4 においては付着破壊より突起付き H 形鋼の破断が先行し、定着長が短い他の試験体と異なる破壊モードが得られた。

③ 付着強度におよぼす定着長さの影響は定着長さがフランジ幅の 1.25～2.5 倍の範囲で著しいが、2.5 倍以上の定着長さにおいてはその影響が見られず、実用範囲の定着長さにおいては定着長さの影響は無視できる。

(4) 縮小モデル試験体の実験結果から付着強度を求めることにより、以下のことが結論として得られた。

① コンクリート強度と拘束係数をパラメータとした試験体 H200-1～7 の実験結果から、セル鋼板厚さ、コンクリート強度、突起付き H 形鋼の定着長さが引抜き耐力に寄与していることがわかった。なお、セル鋼板の間隔が引抜き耐力に及ぼす影響は顕著ではなかった。

② 付着強度はコンクリート強度が高いほど大きな値を示し、その値はコンクリート強度の平方根に比例する。

③ 付着強度はセル鋼板による拘束が大きいほど大きな値を示し、その値は鋼板厚さ(t)をフランジ幅(B)で除して得られる拘束係数($K_c=t/B$)に比例する。

(5) 以上の知見より、剛結部における横桁セル内に定着された突起付き H 形鋼とコンクリートの付着強度算定式を構築した。同式は突起付き H 形鋼の実用サイズを対象としたものであり、コンクリート強度、拘束係数($K_c=t/B$)をパラメータとする。付着強度におよぼす寸法効果の影響は H-75 サイズにおいて 25%の耐力増加として表れているが、実用サイズの H-150～300 においてその影響は顕著でなく、無視できる。

(6) 同算定式は突起付き H 形鋼の弾性域における付着強度を対象としたものであり、突起付き H 形鋼が降伏する場合には降伏域における付着特性を別途把握する必要がある。剛結部近傍の柱脚が降伏モーメントを超えるような大きなモーメントを受ける場合を想定した、突起付き H 形鋼降伏域における付着特性の評価が今後の課題である。

参考文献

- 1) 中西克佳, 安藤博文, 柄 一, 家村 剛, 稲村 康: 少主桁-RC 橋脚剛結構造に関する研究と高月橋への適用, 構造工学論文集, 土木学会, Vol.49A, pp.1051-1062, 2003 年 3 月。
- 2) 佐久間 智, 柴田 清: 鋼・コンクリート複合ラーメン橋-山形自動車道 阿古耶橋-, プレストレストコンクリート, Vol.37, No.2, pp.79-86, 1995 年 5 月。
- 3) 松井繁之, 湯川保之, 和田信良, 石崎 茂, 田中

- 俊彦：複合ラーメン橋・鋼桁－RC脚剛結部の構造と力学性状について，構造工学論文集，土木学会，Vol.43A，pp.1936-1374，1997年3月。
- 4) 鈴木祐二，水口和之，吉田雅彦，中嶋博功，館 浩司：複合ラーメン橋剛結部の一構造と模型実験．構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.1435-1446，1998年3月。
 - 5) 佐々木保隆，平井 卓，明橋克良：鋼・コンクリート複合ラーメン橋の剛結部に関する実験的研究，構造工学論文集，土木学会，Vol.44A，pp.1447-1457，1998年3月。
 - 6) 日本道路公団：設計要領第二集.橋梁設計編，1998年7月。
 - 7) 望月秀次，湯川保之，和田信良，石崎 茂，田中俊彦：岡豊橋の設計と施工，橋梁と基礎，pp. 23-28，1999年3月。
 - 8) 望月秀次，築山有二，成瀬隆弘，雨森慶一，中嶋浩之：宿茂高架橋の計画・設計，橋梁と基礎，pp. 25-32，2000年4月。
 - 9) 新形式の鋼・コンクリート複合橋梁調査研究小委員会（委員長：栗田章光（大阪工業大学教授））：鋼・コンクリート複合橋梁の最近の進歩，土木学会鋼構造委員会，pp.130-138，2001年11月。
 - 10) 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脚に関する研究，埼玉大学博士論文，2000年9月
 - 11) 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
 - 12) (社)土木学会：複合構造設計・施工指針（案），pp.128，1997年10月
 - 13) 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，pp.1212-1213，1996年
 - 14) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ.鋼橋編，丸善，pp.335-336，2002年3月。
 - 15) (社)日本鋼構造協会：頭付きスタッドの押抜き試験方法（案）とスタッドに関する研究の現状，1996年11月。
 - 16) 高林和生，松井繁之，平城弘一：直径6mmスタッドのせん断および引抜き強度特性に関する研究，年次学術講演会講演概要集，土木学会，Vol.54，I-A142，1999年9月
 - 17) 日本建築学会，鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説，pp.175，1999年8月
 - 18) 島弘，周礼良，岡村甫：マッシュなコンクリートに埋め込まれた異形鉄筋の付着応力-すべり-ひずみ関係，土木学会論文集，No.378/V-6，pp.165-174，1987年2月
 - 19) 島弘，周礼良，岡村甫：異形鉄筋降伏後における付着特性，土木学会論文集，No.378/V-6，pp.213-220，1987年2月

(2003年9月12日受付)