

ずれ止め方式による鋼合成桁と PC 桁の接合構造に関する研究

A Study on Joint of Composite Steel Girder and PC Girder using Shear Connectors

篠崎 裕生 HIROO SHINOZAKI

浅井 洋 HIROSHI ASAI

有川 直貴 NAOKI ARIKAWA

土木設計部 紙永 祐紀 YUKI KAMINAGA

主桁数が同じ鋼合成桁と PC 桁の主桁同士を、ずれ止め方式により接合する方法を考案した。接合部の 1/2 縮小模型による載荷試験とずれ止めをばねでモデル化した非線形 FEM 解析による検証から、接合部のずれ止めの設計方法を構築した。本文では、これらの内容を紹介するとともに、ウェブに配置したずれ止めの挙動と耐力を確認するために実施した、接合部のウェブ部のみをモデル化した縮小梁の載荷実験の概要とその結果を示した。当該接合部のウェブずれ止めには、新たに開発した鋼管ジベルを適用した。

キーワード：混合桁橋接合部、ずれ止め、頭付きスタッド、鋼管ジベル

The authors have devised the new joint structure of composite steel girder and PC girder having same number of main girders using shear connector. In this paper, a simplified design methods of shear connector located in the joint are introduced and is verified through loading tests of 1/2 scaled model together with three-dimensional nonlinear finite element analyses. Further, loading tests of composite beams focus on web shear connector are also demonstrated. New type shear connectors named “Steel Pipe Dubels” were applied for these web shear connectors.

Key Words: Joint of Mixed Girder Bridge, Shear Connector, Headed Stud, Steel Pipe Dubel,

1. はじめに

混合桁橋の接合方法として、複合橋設計施工規準¹⁾では支圧板方式とずれ止め接合方式が紹介されている。このうち、比較的一般的である支圧板方式は、接合部に配置した鋼殻セルと中詰めコンクリートおよび PC 鋼材によって合成桁とコンクリート桁を剛に一体化するため、PC 鋼材を含めた使用鋼材量が極めて多く、また、コンクリートの充填性に配慮が必要など、経済性や施工性に課題が残る。

ずれ止め接合方式（以下、ずれ止め方式）は、鋼合成桁とコンクリート桁間の応力伝達を主にずれ止めで行うため、鋼殻セルや接合部で支圧を確保するための PC 鋼材が不要となり、支圧板方式と比較して使用鋼材量が少なく、施工性も良好である。しかしながら接合部の耐荷挙動や設計法に関する研究例が少なく、施工例は少ない。

これまでの施工例は、いずれも鋼合成 4~5 主桁桁と PC (RC) 中空床板橋との接合である。

少数主桁形式の橋梁、例えば鋼合成 2 主桁桁と PC2

主桁桁を接合する場合、それぞれの主桁同士をずれ止めと接合する構造が考えられる。著者らはこのような構造の 1/2 模型供試体の載荷実験と、ずれ止めをばねでモデル化した非線形 FEM 解析による検証をもとに、ずれ止めの設計法を構築した²⁾。

ずれ止めは頭付きスタッド（以下、スタッド）を基本とするが、ウェブのずれ止めについては、新たに考案した鋼管ジベル³⁾を用いることとした。これは、モルタルを充填した鋼管を、鋼板孔に設置してずれ止めとして機能させるもので、現場溶接や鋼板孔へのコンクリート充填確認が不要などの施工上の長所とともに、同じ孔径の孔あき鋼板ジベルよりもせん断耐力を大きくすることが可能であるため、ずれ止め設置箇所数の低減にも効果的である。

本文では、本接合構造の概要と設計法について紹介するとともに、接合部鋼桁ウェブに配置したずれ止めの挙動を確認するために実施した、ウェブのみをモデル化した模型の載荷実験結果を報告する。

2. 接合部の構造とずれ止めの設計

(1) 接合部の構造

図-1 に提案する接合構造の概念図を示す。PC 桁の中に鋼合成桁の鋼桁部分を埋込んで、ずれ止めにより接合する。ずれ止めは、鋼桁の上下フランジの上面およびウェブに配置する。PC 鋼材は接合部まで延長し、鋼合成桁側のコンクリート端面と定着突起を設けて複数の断面で定着する。定着部を複数断面に分けて配置することで、ずれ止めに発生するせん断力を分散させることができる。

鋼桁上フランジは、後述する予備解析の結果から、接合区間の半分のみを設置して局所応力を低減することとした。接合部の長さは、ずれ止めの配置や PC 鋼材の定着突起の配置などで決定される。実構造物の試設計と、これをモデル化した試験体は、PC 鋼材の定着突起の配置から、接合部の長さを $2 \times D$ (D は桁の高さ) としている。

(2) ずれ止めの設計

本接合構造におけるずれ止めの簡易な設計法を、既往のずれ止め方式による接合構造の設計例⁴⁾や、鋼合成桁と RC 橋脚の剛結構造の設計⁵⁾などを参考に提案した。

図-2 に接合部に作用するせん断力とずれ止めが負担するせん断力の関係を示す。

鋼桁上下フランジに配置したスタッドは、曲げモーメントおよび軸力により生じるせん断力に抵抗すると仮定した。ウェブに配置したずれ止めは、せん断力とプレストレスにより生じるせん断力に抵抗すると仮定した。

軸力は、鋼桁上下のフランジに配置したスタッドで半分ずつ負担するものとした。終局時の断面力に対して、ずれ止めの本数は、図-2 に示す各ずれ止めに発生するせん断力を、ずれ止め 1 本当たりのせん断強度で除して求めることができる。ウェブのずれ止めに作用するせん断力は、鉛直と水平の 2 方向でそれぞれ必要な本数を計算し、それらを足し合わせることにした。

接合部の長さは、ずれ止めや PC 鋼材の配置で必要になる長さ以上を確保する。接合部の長さは、長いほど構造的に安定すると考えられる。一方、接合部の長さを短くした場合の影響について検討するため、予備解析を実施した。予備解析は、3. (2) で述べる 3 次元非線形有限要素解析を用いた。解析対象は、本研究で用いた接合部モデル試験体の、接合部の長さを $1 \times D$ (D は桁全高) としたものである。上フランジは、接合部全長に配置している。ずれ止めは、図-2 に示す方法で設計した。

載荷方法は、接合部に曲げモーメントのみが作用するように 4 点曲げとした。

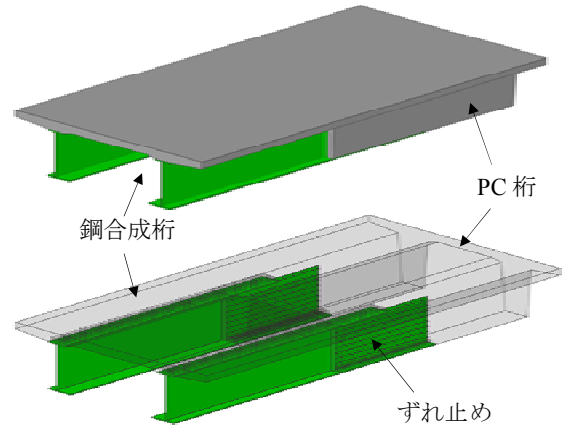
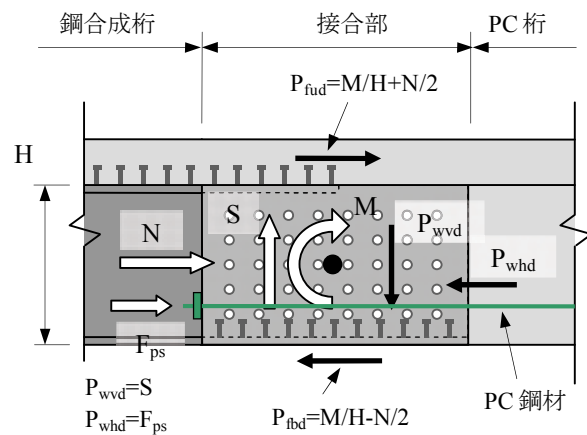


図-1 鋼合成桁と PC 桁のずれ止め方式による接合



ここに、
 M: モーメント, S: せん断力, N: 軸力
 F_{ps} : プレストレス
 P_{fud} : 上フランジのずれ止めに作用するせん断力
 P_{fbd} : 下フランジのずれ止めに作用するせん断力
 P_{whd} : ウェブのずれ止めに作用する水平方向せん断力
 P_{wvd} : ウェブのずれ止めに作用する鉛直方向せん断力

図-2 接合部に作用する断面力とずれ止めが負担するせん断力の関係

解析結果を図-3 に示す。試験体は PC 桁が曲げ圧縮破壊した。図は、最大荷重の約半分の荷重における桁鉛直方向のひずみ分布である。青色が濃くなるほど大きな引張ひずみが生じていることを示している。PC 桁側の接合部上部および下部で大きなひずみが生じていることが分かる。上部のひずみは、鋼桁上フランジがコンクリートを押し下げる方向の支圧力が作用して生じている。そして、PC 桁側に斜め下方向に進展している。一方、桁下部では、下フランジがコンクリートから剥がれる方向に変位しており、この位置で、ずれ止めに比較的大きな鉛直方向せん断力が作用したことで、大きなひずみが生じたと考えられる。これらのひずみは、接合部の鋼桁が回転することで生じていると考えられる。

図-4 にその概念を示す。薄青色でハッチングした部分は、鋼桁の回転により生じる曲げモーメントに釣り合うように発生する、フランジとコンクリート間の力である。図の右上では、フランジがコンクリートを押し下げる方向の力が、図右下ではフランジがコンクリートから剥がれる方向の力が作用しており、予備解析の結果と一致する。

このように、接合部の長さが短くなると鋼桁が回転により想定外の破壊が生じる可能性があることが分かった。そこで、ずれ止めの設計においては、次の2点を考慮することとした。一つは、上フランジを接合部終端まで設置することはせず、途中で切り落とすこととした。

これにより、先の解析で生じたようなひび割れを防止する。切り落とす位置は、図-4 におけるフランジ-コンクリート間の力が最も小さくなる接合中央とする。

もう一つは、鋼桁の回転に抵抗できる量のずれ止めにウェブに追加で配置することである。本来、この鋼桁の回転力は、図-3 に示した曲げモーメントであり、ウェブにこのモーメントに対するずれ止めに配置することは重複となる。しかし、ここで考慮するずれ止めに作用するせん断力の方向は異なっている。また、もし、図-4 のようなフランジ-コンクリート間の力が生じると、スタッドに軸方向の引張力が作用したり、鋼板とコンクリート間に隙間が生じたりするなど、耐久性上好ましくない現象が起こる。

鋼桁の回転に対して、曲げモーメントとずれ止めに発生するせん断力 P_n の力の釣り合いを考慮してウェブのずれ止めを設計することとした。接合部中央に設定した回転軸周りの曲げモーメントに対して、ウェブずれ止めの各縦の列には、鉛直方向に $P_1, P_2 \dots$ のようにせん断力が作用する。回転軸からこのせん断力作用位置までの距離を $x_1, x_2 \dots$ とすると、以下の式(1)が成り立つ。各縦の列のずれ止め本数 N は、式(2)が成り立つように設定する。

$$M = \sum_{n=1}^n P_n \cdot x_n \quad (1)$$

$$P_n \leq V_u \times N \quad (2)$$

ここに、 V_u はずれ止め 1 本当たりのせん断強度である。縦横のずれ止めの配置間隔を一定値とした場合、回転中心から最も離れた列に作用するせん断力により配置段数が決定される。3. (1) で述べる試験体のずれ止めは、以上の方法を用いて設計する。

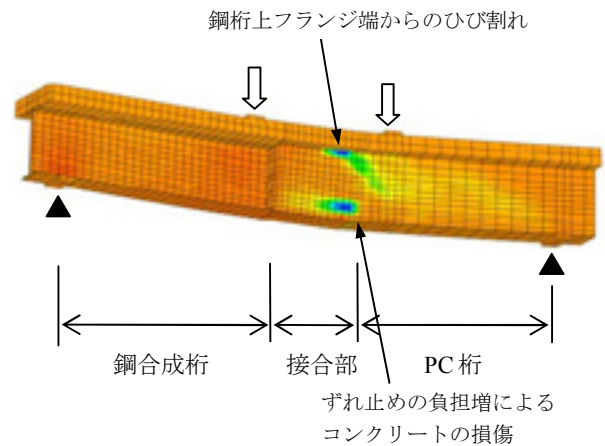


図-3 予備 FEM 解析結果

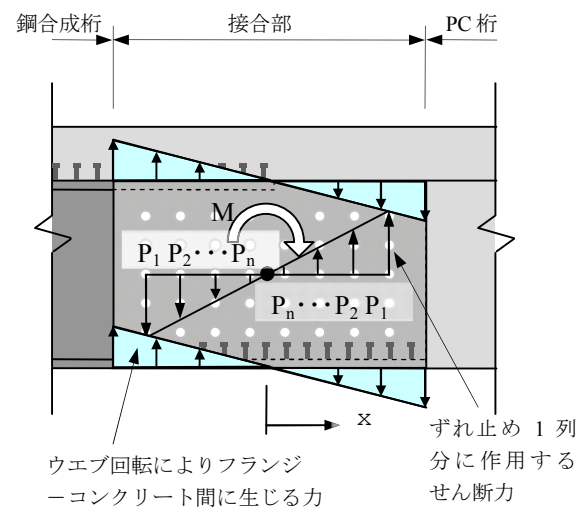


図-4 鋼桁の回転に対するずれ止めの設計概念図

3. 実証実験と FEM 解析による考察

(1) 実験供試体

試験体は、実構造物の 1/2 の大きさで、2 主桁のうち一方をモデル化したものである。試験の状況を写真-1 に示す。鋼合成桁は、桁高さ 1.1m、床板厚さ 0.2m で鋼桁と床版は軸径 16mm、長さ 80mm のスタッドで結合している。PC 桁の桁高さは鋼合成桁と同じ 1.1m で PC 鋼材 1S19.3 を 10 本配置している。接合部の長さは 2.5m とした。10 本の PC 鋼材のうち、6 本は合成桁側のコンクリート端面で定着し、残りの 4 本は 2 断面に設けた定着突起で定着した。

接合部上下フランジのずれ止めは、軸径 16mm、長さ 80mm のスタッドを使用した。試験体名 S-1 は、ウェブずれ止めに同じスタッドを使用した試験体、K-1 は、ウェブに鋼管ジベルを使用した試験体である。鋼管ジベルの鋼管は、外径 48.6mm、厚さ 3.5mm、長さ 200mm のものを用いた。鋼管の中に約 80N/mm² の高強度モルタ

ルを充填した。鋼管ジベルは外径 49mm の鋼板孔に挿入して、エポキシ樹脂パテ材で固定した（写真-2）。

試設計した実構造物と試験体で、設計荷重時の接合部上下縁応力度が一致するように上床版の張り出しなどを設定した。そして、それを 4 点曲げ載荷で再現した。なお、設計法の検証が容易になるように、接合部には曲げモーメントのみが作用するようにした。そのため、2 つの載荷点の間に接合部を配置するとともに、両載荷点の荷重が等しくなるように荷重を制御した。桁の全長は 9.5m、せん断スパン長 2.5m、載荷点の間隔は 3.5m とした。載荷は荷重制御にて行った。以降の記述で用いている荷重とは、載荷点 2 箇所の荷重値の合計とする。設計荷重（約 800kN）および PC 桁の計算曲げ耐力の 1/3、2/3、3/3 でそれぞれ一度除荷した。

（2）FEM 解析の概要

試験体の 3 次元非線形有限要素解析を実施した（以下、FEM）。解析モデルを図-5 に示す。鉄筋コンクリートは 8 節点立体要素でモデル化し、多方向分散ひび割れモデルに基づく RC 要素の非線形構成則を適用した。構成則は、圧縮側に弾塑性破壊モデル、引張側には Tension Stiffening モデルを適用し、かつ固定ひび割れ面におけるせん断伝達を考慮した。

圧縮・引張モデルの軟化勾配は要素寸法と破壊エネルギーを考慮して決定した。鉄筋の引張構成則には、コンクリートとの付着の影響を考慮した平均応力-平均ひずみ関係を与えた。なお、PC 鋼材は、トリリニア型の応力-ひずみ関係を与えたトラス要素によって別途モデル化した。鋼桁や載荷板、PC 鋼材定着板も 8 節点立体要素でモデル化した。鋼桁要素には Von Mises の降伏条件を与え、載荷板や定着板は線形弾性とした。

鋼桁要素と RC 要素の間にはジョイント要素を配置し、両者の接触・剥離・ずれを考慮した。ずれ止めは、ジョイント要素によって分離されている鋼桁要素と RC 要素の節点同士を接続するバネ要素によってモデル化した。

法線方向バネは線形弾性とし、接線方向バネにはずれ止めの非線形せん断力-ずれ変位関係を与えた。スタッドは、複合構造標準示方書⁶⁾に示されるせん断力-ずれ変位関係を用いた。鋼管ジベルは、6 試験体の押抜き試験のせん断力-ずれ変位関係³⁾のほぼ下限線を包絡するように近似した以下の式(3)を入力した。

$$V_{sp} = 401 \times (1 - e^{-\delta})^{0.652} \quad (kN) \quad (3)$$

ここに、 V_{sp} ：鋼管ジベルジベル 1 箇所当たりのせん断力 (kN)、 δ ：ずれ変位 (mm)。

解析の概要およびずれ止めのせん断力-ずれ変位関係



写真-1 実験状況



写真-2 ウェブに設置した鋼管ジベル

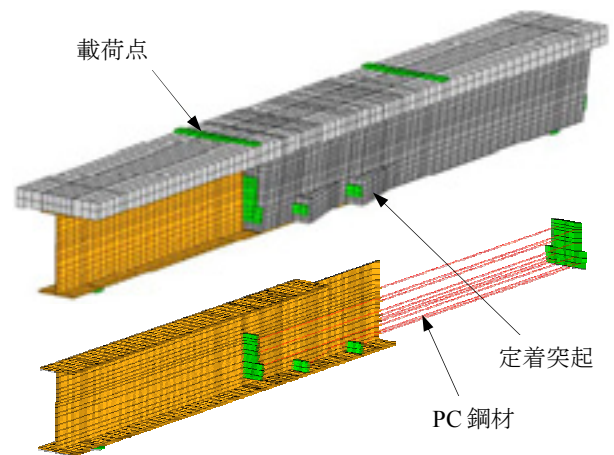


図-5 FEM 解析モデル

の設定については文献⁷⁾に詳述した。

（3）実験結果と考察

図-6 に荷重と桁中央変位の関係を示す。両試験体とも、設計荷重の 2 倍程度までほぼ直線的に荷重が増加し、その後、PC 桁部の曲げひび割れの増加に伴い徐々に剛性が低下した。PC 桁の曲げ耐力計算値である 3160kN を超えると、荷重の増加が緩やかになり、50mm の変形を超えたところで PC 桁側の載荷点近傍で上縁コンクリートが圧縮破壊するとともに、荷重が大きく低下した。K-1 試験体の方が初期ひび割れ発生以降の剛性低下が若干早くなっている傾向にあるものの、その差はわずかで

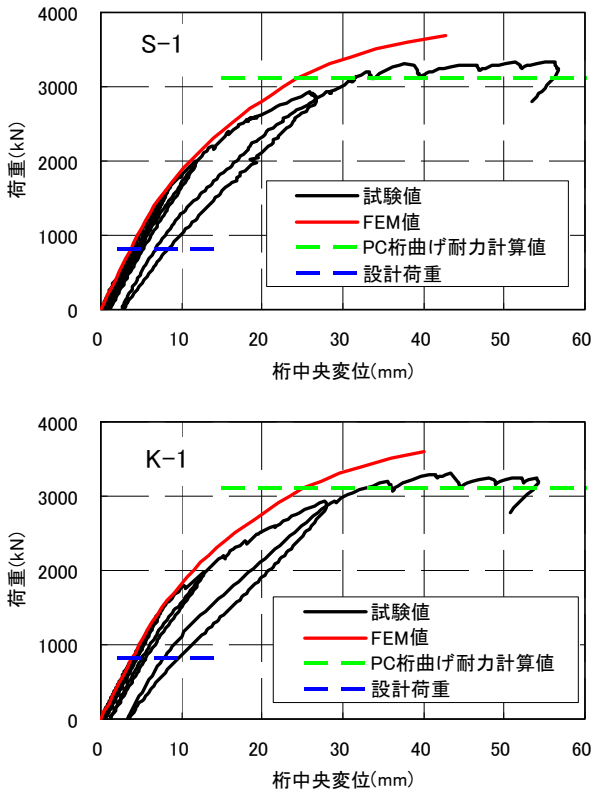


図-6 荷重-桁中央変位関係

あった。FEM 値は、初期の剛性およびひび割れ以降の挙動を比較的良い精度で再現できている。

図-7 にひび割れ状況を示す。S-1 試験体は 1600kN, K-1 試験体は 1400kN で PC 桁側の載荷点下縁付近で曲げひび割れ (splitting cracks) が発生した。接合部でのひび割れは 2000kN を超えてから本数や長さの増加が顕著となった。K-1 試験体の方が接合部に生じたひび割れの本数が若干多い。S-1 試験体の接合部のひび割れ本数は比較的少ないが、接合区間の広い範囲に生じていることが両試験体の違いとして挙げられる。

ずれ止めに発生するせん断力について、FEM 値をもとに検証した。図-8 に、500kN~2000kN におけるウェブずれ止めに発生するせん断力の分布を示す。発生せん断力が最も大きい最下段のずれ止めの値である。いずれもずれ止め一箇所当たり片面の値である。図には、参考値としてスタッドのせん断強度の 1/3 および鋼管ジベルのせん断強度 (片面) の 1/3 を併記した。

ウェブでは、接合部端で発生するせん断力が大きく、設計荷重である 800kN では S-1 試験体のスタッドで 16kN, 鋼管ジベルを用いた K-1 試験体で 20kN 程度であった。この値は、それぞれ参考値 (ずれ止めのせん断強度の 1/3) に対して 53%, 30%程度と小さな値となった。この理由は、曲げモーメントに対してウェブとフランジの両方のずれ止めでせん断力に抵抗しているからで

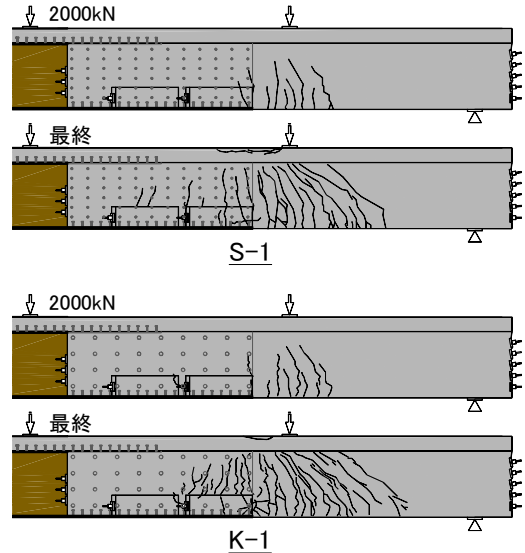


図-7 ひび割れの発生状況

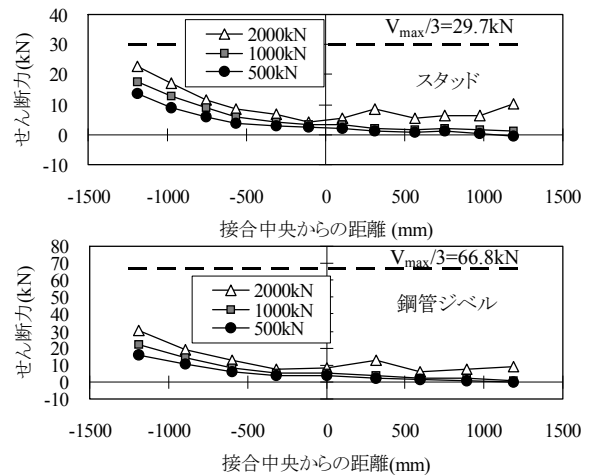


図-8 ずれ止めに発生するせん断力

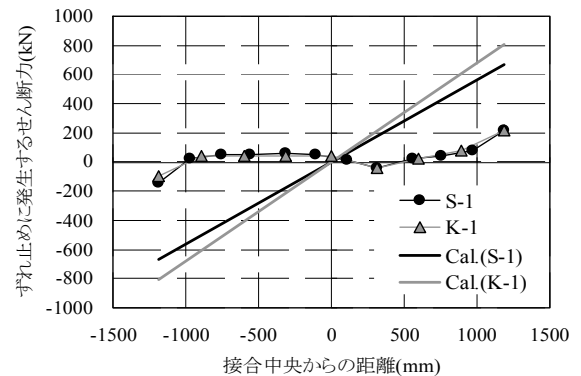


図-9 ウェブずれ止めに発生する鉛直せん断力

ある。以上の通り、ずれ止めの量や配置を 2. (2) で提案した設計方法で設定すると、ずれ止めに発生するせん断力をかなり小さく抑えられることが分かった。

図-9 は、ウェブずれ止めの、3000kN 時の鉛直方向の発生せん断力を設計値と比較したものである。発生せん断力は縦 1 列に配置されたずれ止め (S-1 : 6 箇所, K-

1:4 箇所) のものを合計した。設計値は 2. (2) で提案した方法に基づいて計算した各列のせん断力の合計値である。

せん断力の符号は、ウェブ鋼板が下方へ押し下げられる時にずれ止めに作用するせん断力の方向を正としている。

ずれ止めの鉛直方向の発生せん断力は、接合部の両端で大きくなる傾向が見られた。これらの値は左右で正負が反転していることから、ウェブの回転力によって生じたものと考えられる。発生せん断力は接合部内側へ入るとすぐにゼロ付近に収束している。発生せん断力の大きさは設計で想定した値よりもかなり小さくなっている。これは、試験体の接合部長さが桁高さの2倍以上ある点と、上下フランジのスタッドも回転に対して抵抗している点、さらに、フランジがコンクリートから剥がれる方向の力に対しては、スタッドの軸引張剛性が寄与している点などが考えられる。以上の結果から、接合部ウェブ鋼板の回転に対して、ここで提案した方法で設計することにより、ずれ止めに発生する鉛直方向せん断力を抑え、接合部を安全に設計できることが分かった。

4. 検証実験

(1) 実験供試体

2. および 3. において、接合部におけるウェブの回

転に抵抗する分のずれ止めを付加する設計を提案し、実験と解析により接合部の安全性を確認した。ここでは、接合部中央を回転中心として設定したこの設計法および設計耐力の妥当性について実験で確認することとした。

実験供試体は、図-10に示すように既製の H 形鋼のウェブにずれ止めを配置してコンクリート桁と接合したものである。両者は、ウェブのずれ止めのみで接合されている。荷重は 4 点曲げとし、等曲げモーメント区間内に接合部が配置されるようにした。コンクリート桁の高さは、H 形鋼の上下フランジ間隔よりも小さくして、供試体の変形が進行してもフランジとコンクリート桁が接触しないように配慮した。

コンクリート桁の大きさは、3. (1) で示した実験供試体のコンクリートウェブ部分の約 2/3 に設定した。供試体はスタッドを用いた S 試験体と鋼管ジベルを用いた K 試験体の 2 体である。鋼管ジベルは 3. (1) で用いた外径 48.6mm、厚さ 3.5mm の鋼管の約 2/3 となる外径 34.0mm、厚さ 2.3mm のものを用いた。これを 4 列×4 行に配置した。スタッドは既製品としては最小径となる軸径 13mm、長さ 80mm のものを用い、鋼管ジベル供試体の回転抵抗モーメントを式(1)で計算して、これとほぼ同じ抵抗モーメントになるよう配置と本数を決めた。コンクリート桁の補強鉄筋は、ずれ止めのせん断耐力に抵抗できる量を配置した。荷重は一方方向の単調で、200kN、400kN・・・と 200kN ごとに除荷と荷重を繰り返

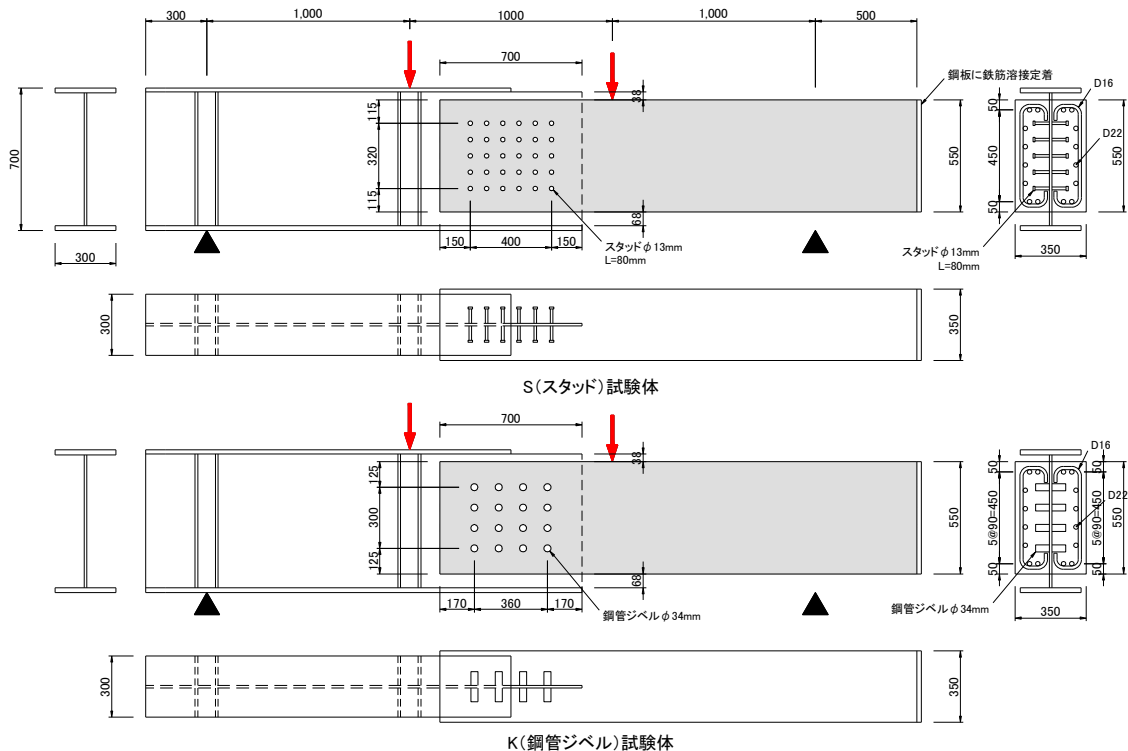


図-10 実験供試体の形状寸法

した。

荷重に先立ち、面外方向の拘束を有しないずれ止め単体のせん断耐力を確認するために、図-11 に示す押し抜き試験を実施した。H 形鋼ウェブに明けた孔にずれ止めを 2 段設置し、ウェブ両面にコンクリートを打設する。

H 形鋼を押し下げることにより、ずれ止めによるせん断力を与える。ブロックは D16 により補強している。試験体は、剛なレール上を自由に移動できる台（リニアガイド）の上に載せて、左右のブロックが独立して自由に水平移動できるようにした（図-12）。

試験は、図-10 に示す試験体で用いた鋼管ジベル（K-1、 $\phi 34\text{mm}$ ）とスタッド（ST-1、軸径 13mm）で実施した。鋼管とスタッドの材料特性値を表-1 に示す。荷重時のブロックの圧縮強度は 39.6N/mm^2 、割裂強度は 2.71N/mm^2 、充填したモルタルの圧縮強度は 81.2N/mm^2 であった。荷重方法は、一方向漸増繰返し荷重とした。ブロック上面 4 箇所計測したブロックと H 形鋼の鉛直ずれ変位の平均値が、1.0mm までは 0.2mm ごと、1.0mm~4.0mm までは 0.5mm ごと、それ以降、5.0、6.0、8.0、10.0、12.0、15.0mm（15mm 以降は 5.0mm ごと）でそれぞれ除荷した。

試験の結果を図-13 に示す。K-1 は、せん断力の増加とともにブロックの開きが徐々に大きくなり、ずれ変位が 5.0mm の時に 265kN の最大せん断力を示した後、ブロック上面にひび割れが生じ徐々にせん断力が低下した。

ST-1 も同様にブロックの開きが大きくなり、ずれ変位 3.5mm と 5.0mm 時にブロック上面にそれぞれひび割れが生じた。ずれ変位が 4.0mm の時に 196kN の最大せん断力を示した後は徐々にせん断力が低下した。K-1、ST-1 とも、ブロックに生じたひび割れはブロック下面に貫通していた。図に併記した、 V_{k-cal} および V_{st-cal} は、せん断耐力計算値で、鋼管ジベルは文献³⁾に、スタッドは複合構造標準示方書⁶⁾に従って計算した値である。

これらの計算値は、ブロックの開きをある程度拘束した状態の実験結果に基づいているため、ブロックの開きを拘束していない今回の実験結果は、いずれも計算値を下回っている。

(2) 実験結果

図-14 に荷重荷重（左右 2 点の合計）と梁中央の鉛直変位の関係を示す。いずれも 400kN~600kN で PC 桁側の荷重点付近で曲げひび割れが生じ始め、その後、接合部の面外変形の増加により剛性が低下した。スタッドを用いた S 試験体の最大耐力は 748kN、鋼管ジベルを用いた K 試験体が 647kN であった。図には式(1)で計算した接合部の抵抗モーメントから求めた計算耐力を併記し

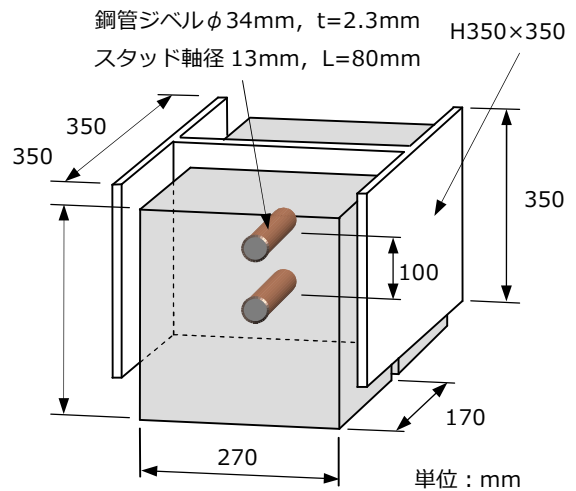


図-11 試験体形状

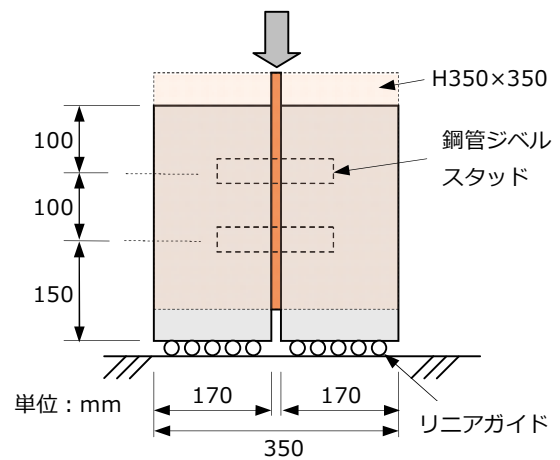


図-12 荷重方法

表-1 鋼材の材料特性値

項目	鋼管	スタッド
降伏強度(N/mm ²)	427	373
引張強度(N/mm ²)	460	454

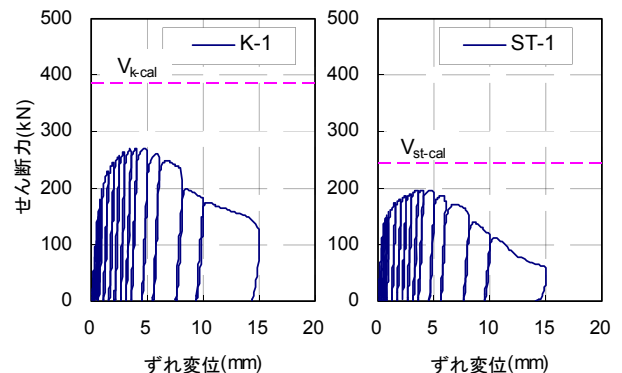


図-13 押し抜き試験結果

た。ずれ止めのせん断耐力は、4. (1) で示した押し抜き試験の結果を用いた。図より、接合部の耐力は式(1)で安全に評価できることが分かった。

図-15 に最終のひび割れ状況を示す。両試験体ともに、

接合部縁端下隅と載荷点を結ぶ斜めのひび割れが生じている。これは、ずれ止めがコンクリート部の回転に抵抗する力によってせん断力が発生して生じたものと考えられる。両供試体でひび割れ本数に若干の差異が見られるが、これはずれ止めの配置間隔や本数が影響していると考えられる。

接合部の設計の妥当性については本実験により確認できた。今後、個々のずれ止めの挙動やコンクリート部材の面外方向の開きなどを分析するとともに、非線形FEM解析により挙動と耐力を評価していく予定である。

5. まとめ

ずれ止め方式による少数主桁形式の鋼合成桁とPC桁の接合構造について、ずれ止めの設計法を提案した。設計の概要を示すとともに、接合部ウェブのみを取り出した検証実験を実施し、以下を明らかにした。

- ① ウェブずれ止めの設計については、接合部で鋼桁が回転しようとする力に対し、それに抵抗できる分のずれ止めを追加配置することを提案した。
- ② 検証実験供試体におけるずれ止めの、面外方向の拘束が小さいことを再現した押し抜き試験で、ずれ止めのせん断耐力を確認した。鋼管ジベル、スタッドとも、拘束が小さい場合せん断耐力が低下することが分かった。
- ③ 検証実験により、接合部ウェブ部の耐力は、①で提案した手法で安全に評価できることを確認した。

参考文献

- 1) (社)プレストレストコンクリート技術協会編：複合橋設計施工規準，技報堂出版，p.229，2005.11
- 2) 篠崎裕生，浅井洋，紙永祐紀，牧剛史，睦好宏史：少数主桁形式の鋼合成桁とPC桁のずれ止め方式による接合構造の研究，構造工学論文集 Vol.60A，pp.861-871，2014.3
- 3) 篠崎裕生，浅井洋，牧剛史，睦好宏史：鋼板孔を利用した円柱部材によるずれ止めの実験的研究，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，No.3，543-556，2013.
- 4) 新井恵一，菅原徳夫，波田匡司，村田信之：鋼・コンクリート混合連続橋（宮野目橋）の設計・施工，プレストレストコンクリート技術協会第11回シンポジウム論文集，pp.169-172，2001.11
- 5) 設計要領第二集（橋梁建設編），東・中・西日本高速道路株式会社，9章複合構造，p.5，2009.7

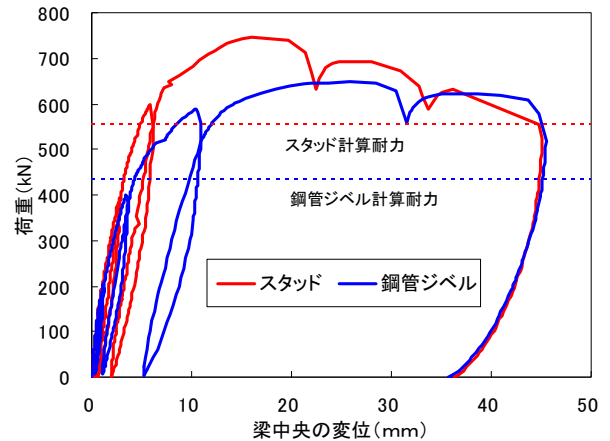
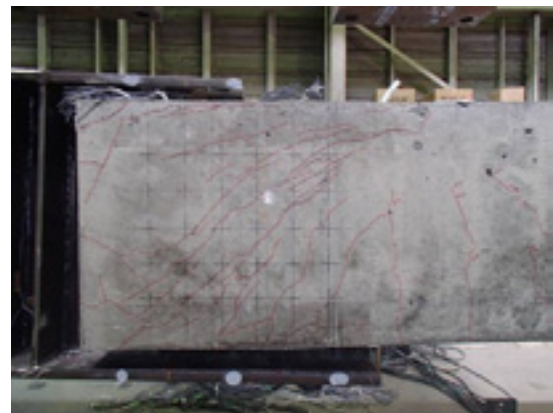
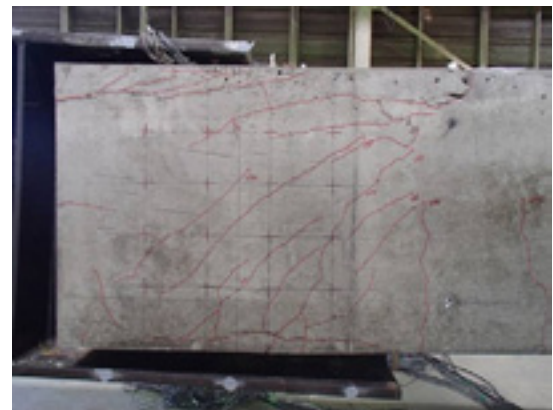


図-14 荷重と梁中央の鉛直変位の関係



(1) S 試験体



(2) K 試験体

図-15 最終のひび割れ状況

- 6) 複合構造標準示方書 2009年制定，土木学会，pp.60-62，2009.
- 7) 篠崎裕生：鋼板孔を利用した円柱部材によるずれ止めの開発とそれをういた異種部材接合構造の研究，埼玉大学大学院理工学研究科博士学位論文，2014.3