

波形鋼板ウェブを用いた新しい押し出し工法の開発

森 拓也*1・大山 博明*2・志道 昭郎*3

1. はじめに

波形鋼板ウェブ PC 橋は、フランスで開発された複合構造橋梁であり、わが国では 1993 年竣工の新開橋に初めて採用された。その後、張出し施工に採用された本谷川橋（1998 年）の後、旧日本道路公団を中心に急激に実績を増やし、現在では施工中橋梁を含めて 100 橋程度に達している。その施工例の多くは、フランスで初めての張出し工法による波形鋼板ウェブ橋である Dole 橋を参考としており、波形鋼板ウェブには施工時の荷重を負担させない方法が主流となっている。

しかし、近年、フランジのついた波形鋼板ウェブにある程度の施工時荷重を負担させることで、施工の合理化を図った例が実現されるようになった。たとえば、第二名神高速道路の栗東橋では、桁下に支保工が設置できない条件に対して、張出し施工が終了した主桁に波形鋼板ウェブだけを支点まで連結して、30 m を越す側径間の施工を行った¹⁾²⁾。この例では、側径間部の上下床版のコンクリート荷重を、先行架設された波形鋼板ウェブが負担する方法を採り、他の工法に比べて大幅な工費縮減を実現している。また、ドイツ初の波形鋼板ウェブ PC 橋である Altwipfergrund 橋では、波形鋼板ウェブの上下フランジを接合し、張出し中の施工時荷重を負担することで架設機重量を大幅に低減している³⁾。一方、わが国においても同様に施工時荷重を波形鋼板ウェブに負担させ、さらにプレキャストリブとプレキャスト PC 版を上床版に用いることで施工サイクルの短縮を図った例が報告されている⁴⁾。

著者らは、このような波形鋼板ウェブ PC 橋の新しい使用方法を、押し出し工法に応用した施工方法の開発を行った。ターゲットは、鋼橋が優位といわれる支間長 40～70 m の中規模橋梁である。主桁自重や押し出し重量の低減のほか、PC 鋼材の効率的な配置によって PC 橋の競争力向上を図っ

たものである。

2. 従来工法の概要と課題

2.1 PC 押し出し工法の概要

押し出し工法は、架設地点の橋台または橋脚後方に設けた主桁製作ヤードにおいて 10～20 m 程度のセグメントを打継ぎながら、橋脚や仮支柱上に設置した架設支承上を順次押し出し架設する工法である。概念図を図-1 に示す。

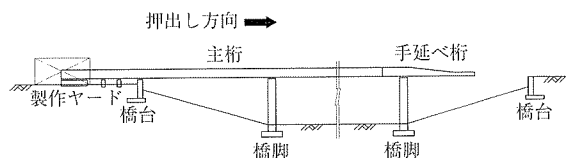


図-1 PC 押し出し工法概念図

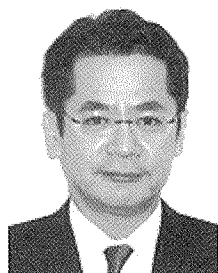
この工法は、ドイツの F.Leonhardt 博士と WBaur 氏の基本構想から 1960 年代以降に発展した。押し出し工法による最初の橋梁は 1962 年にオーストリアに建設された Ager 橋であり、1965 年に同じくオーストリアに建設された橋長 450 m、最大支間長 102 m の Inn 河橋において橋脚間に 2 本の仮支柱を設け、主桁先端に手延べ桁を取付けた本格的な押し出し工法が用いられた。これ以後、ヨーロッパにおいては非常に多くの橋梁建設に押し出し工法が採用されている。

わが国においては、1973 年に完成した幌萌大橋において初めて採用され、現在までに道路橋、鉄道橋など施工中の橋梁を含めて 200 橋近い橋梁が押し出し工法によって建設されている。主として支間長 40～60 m の PC 箱桁橋において採用され、近年では波形鋼板ウェブ PC 箱桁橋の架設においても採用されている。

2.2 特 長

押し出し工法は、次に示す 2 つの特長を有している。

① 架設時の桁下条件に制約を受けない。



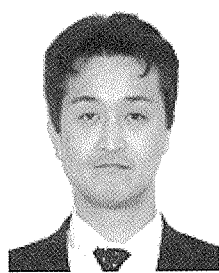
*1 Takuya MORI

(株)ピーエス三菱 技術本部
副本部長



*2 Hiroaki Ooyama

(株)ピーエス三菱 技術本部
土木技術第一部グループリーダー



*3 Akio Shiji

(株)ピーエス三菱 技術本部
土木技術第一部

② 施工の省力化および施工管理、品質管理の向上が可能。

(1) 架設時の桁下条件

押し出し工法においては、架設時に支保工が不要で、橋梁の完成断面を押し出し架設することから、架設時に桁下条件の制約を受けない。このことから、従来より道路、鉄道を跨ぐ場合、海、河川などを横断する場合、峡谷を横断する場合などに多く採用されてきた。また、支保工設置のための地盤条件が悪い場合においても、支保工が不要であることから問題なく施工できる。

(2) 施工の省力化および施工・品質管理の向上

鉄筋、型枠、PC鋼材配置、コンクリート打設の一連の主桁製作をヤードにおいて集中して行うことから、資機材運搬作業の軽減、少人数で施工可能なこと、配筋・型枠作業のプレファブ化、機械化などによる施工の省力化が可能で、施工管理の向上も図ることができる。また、製作ヤードに上屋を設けることにより、主桁製作は天候に左右されずに行うことができることから、集中管理とあわせて品質管理の向上も図ることができる。

2.3 課題

押し出し工法は前述のような特長を有しているが、一方で工法の特長から次に示すような課題がある。

(1) 架設 PC 鋼材量の増加

架設時において、主桁のすべての断面が支点上または支間中央を通過するため、主桁には完成系とまったく異なる正負交番の曲げモーメントが発生する。これに対して、プレストレスを軸力的に導入する必要があり、架設 PC 鋼材量が増加する。また、桁高支間比 1/15 程度と一般の工法に比較して桁高も高くなる。

(2) せん断鋼材の配置

前述のとおり、架設時に主桁のすべての断面が支点上を通過するため、完成系においてせん断力の小さい支間中央部付近などへのせん断鋼材の配置が必要となる場合が多い。

(3) 架設重量

橋梁の完成断面を押し出し架設することから、架設最終段階では橋体全長を架設する必要があり、架設重量が大きく押し出し設備もこれに対応したものが必要となる。一般に集中方式の押し出し工法においては、架設重量の 10% 程度の押し出し推力が必要となる。また、先端に使用する手延べ桁も主桁重量と支間長に応じて大型化し、支間長 50 m の 1 室箱桁橋において 110 t 程度の重量となる。

3. 新しい押し出し工法の概要

3.1 架設手順

従来の押し出し工法の特長と課題をふまえ、波形鋼板ウェブを架設材として積極的に用いた新しい押し出し工法の開発を行った。工法開発のコンセプトは、下記のとおりである。

- ① 波形鋼板ウェブ採用による架設重量の大幅軽減
- ② 合理的な PC 鋼材配置の実現
- ③ 鋼橋に対し優位性のある中規模支間橋梁の実現

本工法における架設順序と各施工段階の主桁断面形状を図 - 2 に示す。本工法においては、製作ヤードで組み立て

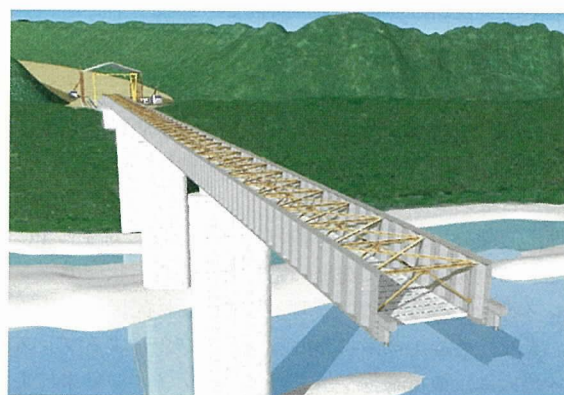


図 - 3 押し出し架設時のイメージ図

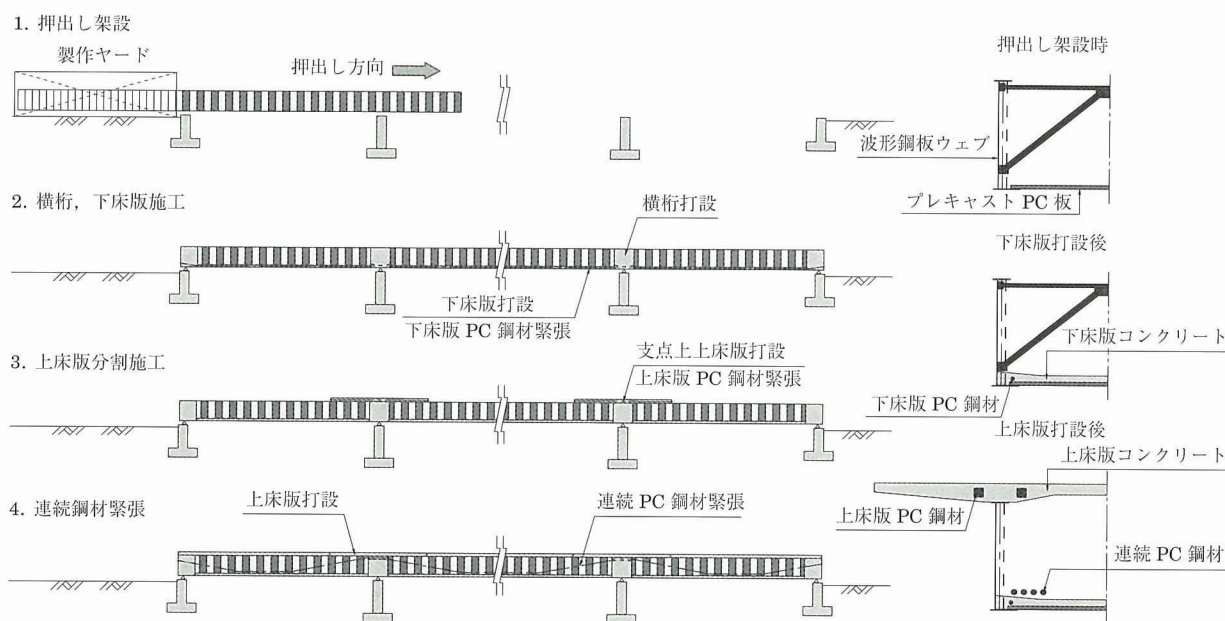


図 - 2 架設順序および各施工段階の主桁断面

た波形鋼板に下床版型枠としてのPC板を敷設した状態で押し出し架設を行う(図-3)。押し出し架設完了後、横筋および下床版コンクリートを打設し、下床版内に配置した内ケーブルによりプレストレスを導入する。上床版の施工は、橋体を使用した固定支保工または移動作業車により施工する。上床版の施工順序は、最初に中間支点上を分割打設し、この部分に内ケーブルによってプレストレスを導入する。その後、残り区間の上床版を施工する。最後に、連続外ケーブルのプレストレスを導入し、橋体を完成させる。

3.2 本工法の特長

(1) 波形鋼板の先行架設

従来のPC押し出し工法は、基本的に主桁完成断面を押し出し架設するものであった。本工法においては、軽量の波形鋼板ウェブを先行押し出し架設することにより架設重量の大幅な軽量化が可能であり、鋼橋と同程度かそれ以下の設備での架設が可能となる。

(2) 中間支点上上床版の先行打設

鋼橋においては、後荷重による応力の影響を軽減する目的から、中間支点上の上床版を最後に打設することが一般的に行われている。これに対して、本工法では中間支点上の上床版を最初に打設する。波形ウェブの上下フランジ厚は、架設時の曲げにより決定されるため、断面力の大きな部位から先行してコンクリートとの合成構造にすることにより、板厚の軽減を図る。先行打設した床版に発生する曲げ応力度に対しては、プレストレスの導入で対応する。

(3) 合理的なPC鋼材配置

押し出し架設中の正負交番曲げモーメントに対するPC鋼材配置は不要であり、押し出し完了後に連続桁状態でプレストレス導入を行うため、合理的なPC鋼材配置が可能である。また、各施工段階における内ケーブルによるプレストレス導入は、波形鋼板ウェブのアコーディオン効果により必要な部位に効果的に圧縮応力を付与することを可能としている。これらにより大幅なPC鋼材量の低減が図られる。

(4) 施工性、維持管理性に優れた下床版形状

本工法においては、押し出し完了後に支保工を使用せずに下床版の施工を行う必要性から、図-2に示す断面形状を採用する。波形鋼板ウェブと下床版コンクリートとの接合は、主として波形鋼板側面にシアコネクタを配置して行う。これにより、波形鋼板下フランジ下側に下床版を接合する従来の形状に比較すると、逆打ちコンクリートがなく、接合部付近への下床版コンクリートの充てん性が向上する。また、耐久性上の留意点であるトリプルコンタクトポイントも桁内に限定されることから、点検が容易であり維持管理性にも優れている。冒頭に紹介したドイツのAltzipfergrund橋でも同様の断面形状が採用されている。

4. 試設計

工法の実用性を検証するため、図-4に示す5径間連続橋の試設計を行った。また、従来の押し出し工法によるコンクリートウェブ箱桁橋および波形鋼板ウェブ橋との比較を行った。表-1に主要材料の比較を示す。比較の結果、コンクリートウェブ箱桁橋と比較して架設時重量を9分の1、主方向PC鋼材量を2分の1に低減できる結果が得られた。

表-1 主要材料の比較

	従来押し出し架設工法		新押し出し架設工法
	コンクリート箱桁構造	波形鋼板ウェブ箱桁構造	波形鋼板ウェブ箱桁構造
主桁 Con : m ³	2 396.5	1 960.4	1 692.7
PC板 : tf	-	-	378
主PC鋼材 : tf(比率)	77.9 (1.00)	60.7 (0.78)	39.2 (0.50)
鉛直PC鋼材 : tf	5.5	-	-
波形鋼板 : tf(比率)	-	147.2 (1.00)	267.9 (1.82)
架設時重量 : tf(比率)	60 514 (1.00)	51 274 (0.85)	6 858 (0.11)

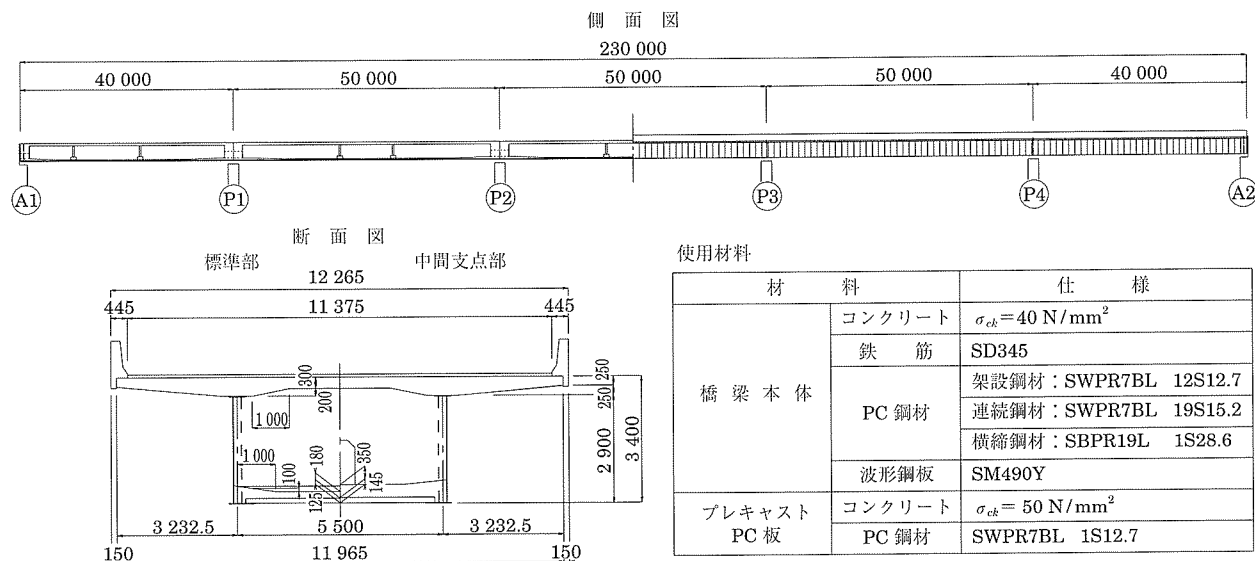


図-4 モデル橋梁面

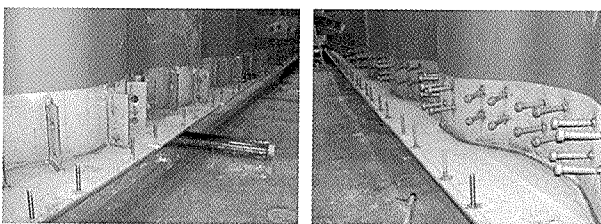
5. 接合構造の安全性確認実験

5.1 接合構造

本工法では、波形鋼板の側方に下床版コンクリートが配置されることから、新しい接合部として鋼下フランジの隅角部にパーフォボンドリブを有するプレートと溶接したプレートジベル接合を考案した。鋼プレートとコンクリートの支圧によってずれせん断力を伝達する構造である。このプレートジベル接合と Altwipfergrund 橋で実績のあるスタッドジベル接合を対象に、以下に示す安全性の確認実験を行った（写真-1）。

- ① 接合部の押抜き試験
- ② 1/2 梁供試体によるずれせん断実験
- ③ 面外曲げ耐力確認実験

ここでは、その概要について説明する。ただし、②③に関しては文献⁵⁾⁶⁾に詳しく報告しているので詳細についてはそれらを参照願いたい。



(a) プレートジベル (b) スタッドジベル
写真-1 接合構造

5.2 接合部の押抜き試験

スタッドジベル接合については、実績が豊富でずれせん断耐力の算出式も提案されているため、実験はプレートジベル接合に対して実施した。図-5に供試体形状を表-2に供試体パラメータを示す。供試体は、試設計における接合

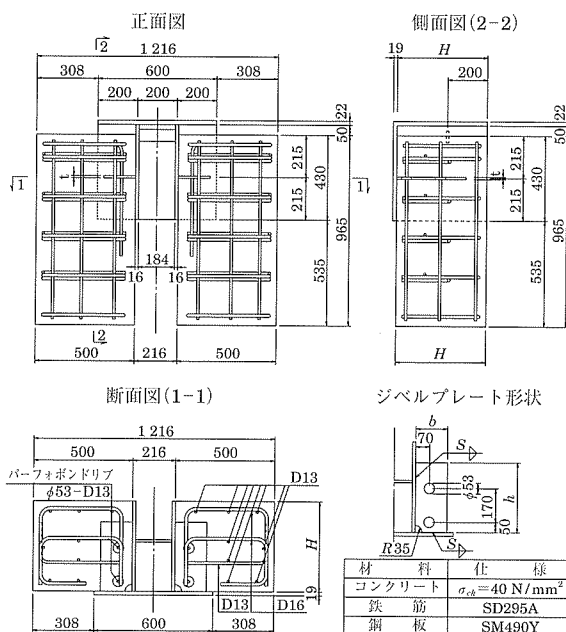


図-5 供試体形状

表-2 供試体パラメータ

		No.1	No.2	No.3	No.4
ブロック高	$H \text{ mm}$	455	455	455	525
プレート形状	$h \text{ mm}$	350	350	350	420
	$b \text{ mm}$	160	160	160	133
	$t \text{ mm}$	12	12	16	16
溶接脚長	$S \text{ mm}$	9	5	12	12
計算上の破壊性状		支圧	溶接	支圧	支圧

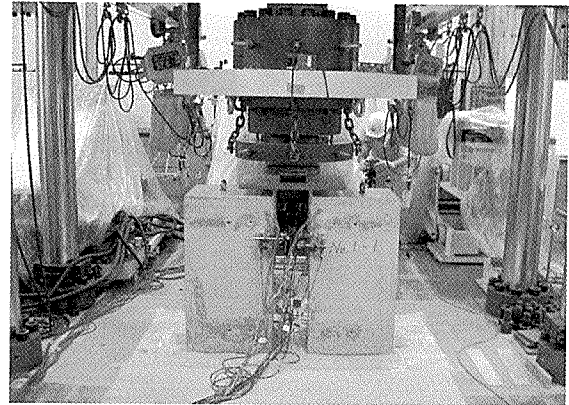


写真-2 押抜き試験の状況

部形状を基本形状（No.1 供試体）として、プレートジベルの形状および溶接脚長をパラメータとした4種類各3体の供試体を用いて実施した。荷重は、頭付きスタッドの押抜き試験方法⁷⁾を参考に、各供試体3体中2体は単調増加荷重法により、1体は漸増繰返し荷重法によった（写真-2）。

プレート1枚あたりの押抜き耐力は、複合橋設計施工規準⁸⁾に示されるアングルジベル接合のずれ耐力式を参考に、以下に示す式により算出した。なお、プレートジベルが2辺で支持されることから、コンクリートの支圧に対しては接合端を結ぶ三角形部分を有効とし、プレートジベル母材に対しても耐力算出において考慮することとした。

$$R_d = \inf. (R_{d1}, R_{d2}, R_{d3}), R_d = 0.6 \cdot R_d$$

$$R_{d1} = A \cdot \sigma_{ck} / 1.5$$

$$R_{d2} = a \cdot \sum L \cdot (\sigma_{sy} / \sqrt{3})$$

$$R_{d3} = t \cdot (b + h) \cdot (\sigma_{sy} / \sqrt{3})$$

ここに、 R_{d1} ：コンクリートの支圧強度に対する耐力

R_{d2} ：溶接部のせん断強度に対する耐力

R_{d3} ：母材のせん断強度に対する耐力

R_d ：使用時耐力

A ：プレートの面積（ $= 1/2 \cdot b \cdot h$ ）

b, h, t ：プレートの幅、高さ、厚さ

a ：溶接の理論のと厚、 L ：溶接長

実験の結果、破壊形態はすべての供試体においてコンクリートの支圧破壊によるものであった。また、実験終了後の供試体切断によって、ウェブおよびフランジの溶接端を結ぶ三角形部分のコンクリートが破壊している性状が確認された（写真-3）。切断面の破壊性状から、コンクリートの支圧に対する耐力算定においては、ウェブおよびフランジの溶接端を結ぶ三角形部分を有効面積とすることは適当であり、設計上の終局耐力に対して十分な耐力を有していることが確認できた（図-6）。ずれ量については、スタッ

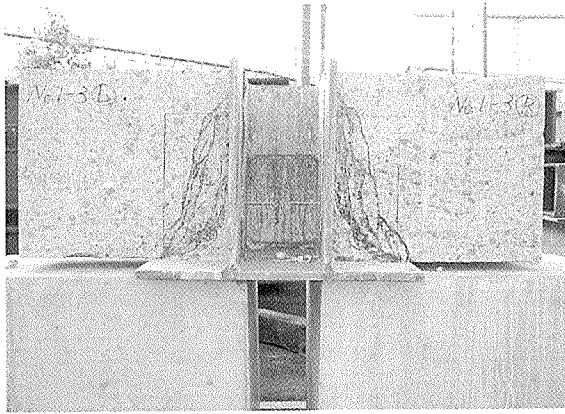


写真-3 切断面の破壊形状 (No.1-③ 供試体)

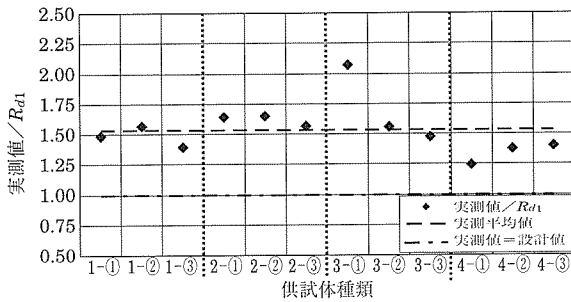


図-6 実測値と計算値の比率

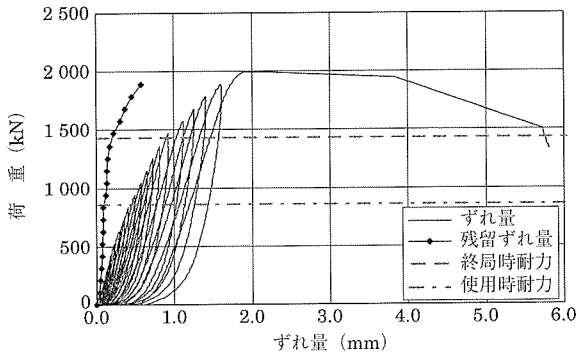


図-7 荷重-ずれ量 (No.1-③供試体：R側)

ドジベル接合に見られるような明確なずれの急変点⁷⁾は確認されなかったが、想定する使用時耐力相当の範囲ではほぼ弾性的な挙動を示しており、使用時耐力の設定に問題ないと考えられる。図-7に基本形状供試体 (No.1-③) における荷重とずれ量の関係を示す。

5.3 1/2 梁供試体によるずれせん断性能確認実験

実験は、試設計橋梁における標準断面の1/2縮尺とし、それぞれの接合構造を両ウェブに配置した梁供試体により行った。図-8に供試体形状を示す。

スタッドジベル接合のずれせん断耐力は、複合構造物の性能照査指針 (案)⁹⁾ に示されるせん断耐力式を適用した。ずれ量の計測は、図中の計測位置において下フランジ下面と下床版コンクリートとの相対変位を測定した。

図-9に、プレートジベル接合における波形鋼板1波長あたりのずれせん断力とずれ量の関係を示す。実験の結果、いずれの接合構造も設計上の使用時耐力程度まではほとんど

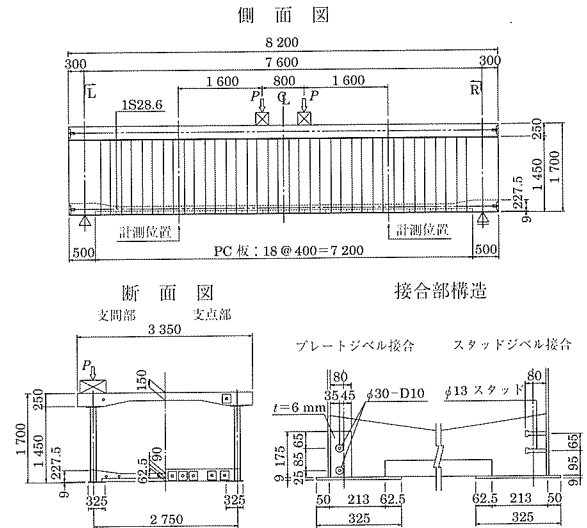


図-8 供試体形状

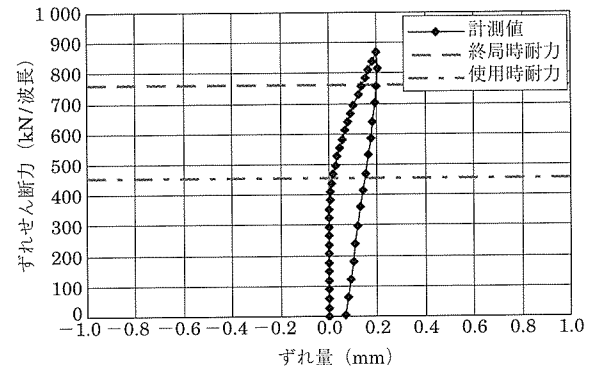


図-9 ずれ量の計測結果 (プレートジベル接合)

どずれは生じることなく、弾性的な挙動の範囲であった。また、設計上の終局耐力以上の荷重载荷に対しても十分な耐力を有していた。実験は、载荷装置の制限から計算上の終局耐力を1割程度上回った段階で载荷を終了したが、この状態においてもコンクリート表面にわずかなひび割れが生じる程度の損傷であり、十分な耐荷力を有していることが確認できた。

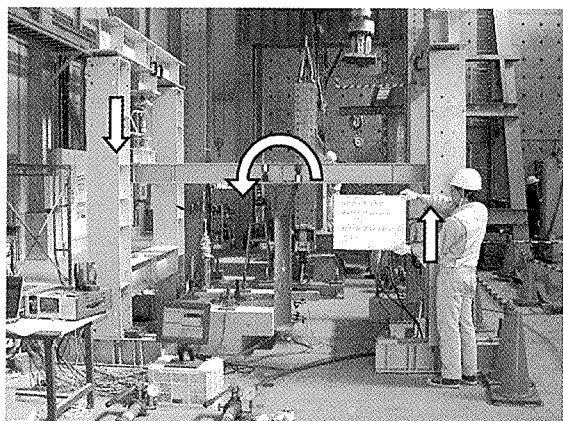
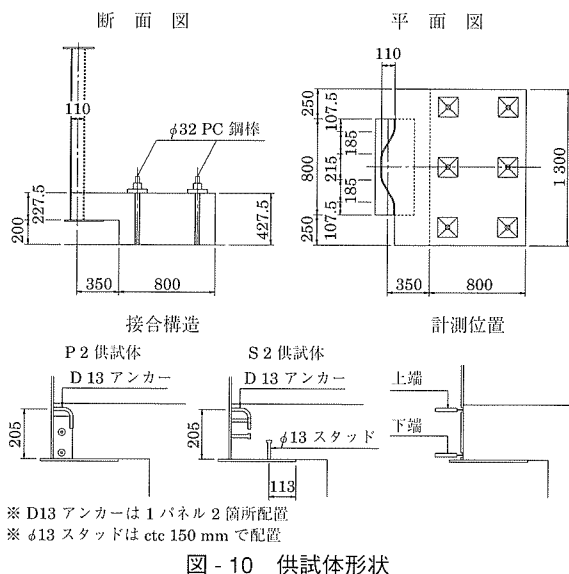
5.4 面外曲げ耐力確認実験

実験は、FEM解析の結果から接合部の挙動が顕著となる断面外側に凸となる波形鋼板ウェブ1波長に着目した、試設計橋梁の1/2縮尺供試体により実施した。供試体は、プレートジベル接合およびスタッドジベル接合を配置したP1、S1供試体について、P1供試体に床版上縁での肌離れを改善するL形の異形棒鋼アンカーを追加したP2供試体、S1供試体に同様の異形棒鋼アンカーに加えて床版下縁での肌離れを改善するスタッドジベルを下フランジに追加したS2供試体の4タイプ各1体とした。図-10に供試体形状を示す。荷重としては、写真-4に示すように、波形鋼板ウェブ上部に载荷梁を用いて純曲げモーメント荷重を载荷し、床版の上下端位置において肌離れ量を計測した。

各接合構造に対する曲げ耐力算出方法を以下に示す。

① プレートジベル接合

面外曲げモーメントに対しては、パーフォボンドリブの



せん断抵抗に負担させる。パーフォボンドリブのせん断耐力は、複合構造物の性能照査指針(案)⁹⁾に示される算出式に従って算出した。

抵抗曲げモーメント： $M_d = V_d \cdot h$ (図 - 11 (a))

終局時： $V_{ud} = [1.45\{d^2 - \phi_{st}^2\}F_c + \phi_{st}^2 f_{st}] / \gamma_b$

使用時： $V_{ud} = 0.6 V_{ud}$

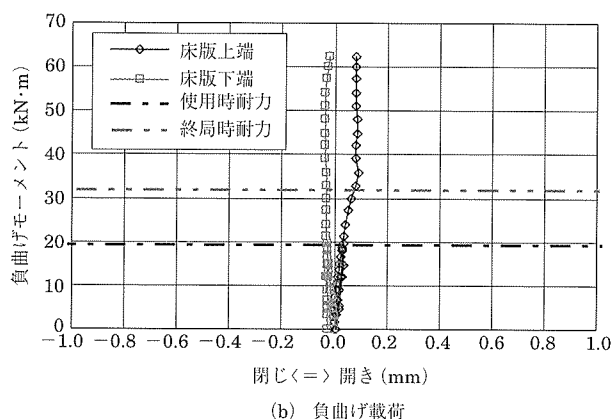
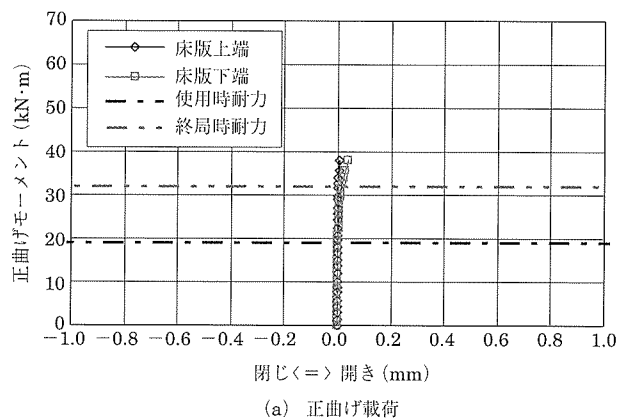


図 - 12 曲げモーメント - 肌離れ量 (P1 供試体)

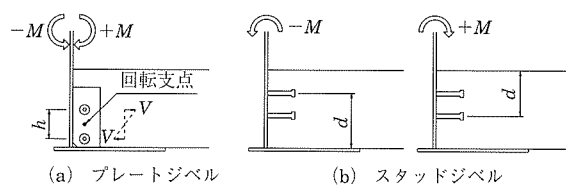


図 - 11 抵抗モーメントの算出の仮定

② スタッドジベル接合

面外曲げモーメントに対しては、スタッドジベルを引張鋼材とした鉄筋コンクリート断面で負担させる(図 - 11 (b))。スタッドジベルの引張耐力は、文献¹⁰⁾に示される群あたりの引張耐力算出式により、波形鋼板 1 パネルごとに同一高さのスタッドジベルを 1 群として算出した。

終局時： $T_u = \inf(T_{u1}, T_{u2})$

$T_{u1} = 10.96 \sqrt{l_c} (l_c + d_n) \sqrt{\beta_w} \{1 + (N - 1) D / (4 \cdot l_c)\}$

$T_{u2} = f_{sy} \cdot A_s \cdot N$

使用時： $T_u = T_u / 1.7$

実験の結果、プレートジベル接合、スタッドジベル接合ともに設定した終局時の曲げ耐力により十分な安全性が確保可能であることが確認できた。また、肌離れを改善する構造を付与することにより、使用時における肌離れの改善が可能であることを確認した。図 - 12 に、プレートジベル接合を配置した P2 供試体における曲げモーメントと肌離れの関係を示す。

6. おわりに

PC 構造物の設計は、“偏心量の設計”ともいわれる。いかにうまく偏心量を利用するかは、設計技術者の重要なスキルである。PC 押出し工法は、施工条件によってはきわめて有効な工法であるが、一方で、施工時の交番する曲げモーメントに抵抗するために、PC 鋼材を軸力配置しなくてはならないという欠点を併せ持っている。また、完成後には不要となる PC 鋼材があり、これらを撤去しなければならない。結果として、多量の PC 鋼材が必要となり、工費増加の要因となる。

ここに提案する新しい工法は、連続桁状態になってからコンクリートを打設することでこの点を解消している。す

なわち、施工中だけに必要な PC 鋼材を廃絶し、結果として偏心量を有効に活用した合理的な設計を可能としている。

現時点では本工法の施工例はまだないが、近い将来実現し、中規模支間橋梁において鋼橋に対抗しうる有力な工法となることを期待している。

謝 辞

本工法の開発、実験では、早稲田大学理工学部の依田照彦教授には大変貴重なご意見、ご協力をいただいた。この場を借りて心よりお礼申し上げます。

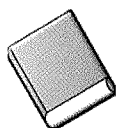
参考文献

- 1) 宮内，安川，中藪，森，張：第二名神高速道路 栗東橋の計画と設計，橋梁と基礎，2003.12
- 2) 井手，計良，須田，橋野：栗東橋の施工と計測，プレストレストコンクリート，Vol.48，No.5，2006
- 3) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会：Aitwipfergrund 高架橋 ードイツ

初の波形鋼板ウェブ PC 橋一，プレストレストコンクリート，Vol.44，No.1，2002

- 4) 村尾，田中，宮内，佐川，毛利，西村：信楽第七橋，津久見川橋の設計と施工，橋梁と基礎，2004.2
- 5) 志道，森，大山，依田：波形鋼板と下床版の新接合方法の提案とずれせん断力に対する挙動確認実験，第 15 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，2006.10
- 6) ピヤマハント，大山，志道，依田：波形鋼板と下床版の新接合構造に関する面外曲げ耐力の算定式と確認実験，第 15 回プレストレストコンクリートの発展に関するシンポジウム論文集，2006.10
- 7) 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，社団法人 日本鋼構造協会
- 8) 複合橋設計施工規準（社），プレストレストコンクリート技術協会編，技報堂出版
- 9) 複合構造物の性能照査指針（案），土木学会
- 10) Bode, H. and Roik, K., Headed Studs-Embedded in Concrete and Loaded in Tension, the PCI Annual Conventional, Los Angels, pp.61-88, 1983

【2007 年 1 月 29 日受付】



刊行物案内

第 15 回 プレストレストコンクリートの 発展に関するシンポジウム 論 文 集

（平成18年10月）

本書は、平成18年10月に岐阜市（長良川国際会議場）で開催された標記シンポジウムの講演論文集です。

頒布価格：会員特価 10 000 円（非会員価格 12 000 円）（送料はいずれも 600 円）

体 裁：B5判，箱入り