

波形鋼板ウェブを用いた新押し工法の開発

技術本部 土木技術第一部 志道昭郎
技術本部 土木技術第一部 森拓也
技術本部 土木技術第一部 大山博明
技術本部 土木技術第一部 ピヤマハント ソンクラム

概要：P C橋の押し出し工法における、比較的規模の大きい押し出し設備や軸力配置に近いP C鋼材配置などの短所を改善する波形鋼板ウェブ橋における新しい押し出し工法の開発を実施した。検討においては、従来の押し出し工法によるコンクリート箱桁橋および波形鋼板ウェブ橋との比較検討から提案する工法の有用性を確認した。また、工法の前提となる主桁の断面形状において、設計上確認が必要となる波形鋼板と下床版の接合部に対して、新しい接合構造とその耐力算出方法を提案すると共に、接合構造に要求される橋軸方向のずれせん断力抵抗性能および面外方向の曲げ抵抗性能に関する確認実験により、十分安全性の確保が可能であることを確認した。

Key Words：波形鋼板，押し出し架設，接合構造，P C板

1. はじめに

一般に、P C橋における押し出し工法は、桁下空間を全く阻害しない利点があり、跨線橋や跨道橋などの他、高橋脚を有する橋梁や山岳地における架橋など、支保工の設置が困難な場合に有効な架設工法である。しかしながら、重量の大きいコンクリート桁を押し出すため、比較的規模の大きい押し出し設備が必要となることや、押し出し時の主桁モーメントの交番に対応する架設用P C鋼材が必要となることなど短所を有している。このような背景から、波形鋼板を用いた新しい押し出し工法を開発し、工法の前提となる主桁の断面形状に関して、波形鋼板と下床版の新しい接合構造の性能確認実験を実施した。本稿では、新しい押し出し工法に関する工法概要とその有用性について述べると共に、接合構造に関する性能確認実験について報告する。

2. 工法概要

本工法では、製作ヤードで組み立てた波形鋼板に下床版型枠用のプレキャストコンクリート板(以下、P C板)を敷設した状態で押し出し架設を行う。押し出し架設完了後に横桁および下床版コンクリートを打設、上床版の打設を移動作業車または支保工を用いて順次行い、連続ケーブルを配置してプレストレスを導入する。架設順序と各段階における主桁の断面形状を図-1に示す。

本工法の利点として以下の項目があげられる。

- ・ 押し出し時の主桁重量を大幅に軽減でき、交番する曲げモーメントに対して波形鋼板の上下フランジで負担させるため、架設設備の小規模化や架設用P C鋼材の省略が図れる他、手延べ桁の省略も可能である。
- ・ 下床版の下フランジ上配置によりコンクリートの逆打ちを無くし、作業性や品質の向上が望め、P C板の使用により型枠設備や足場設備を省略できる。
- ・ 完成構造系でプレストレスを導入するため、合理的なP C鋼材配置が可能となる。



志道昭郎



森 拓也



大山博明

ピヤマハント・
ソンクラム

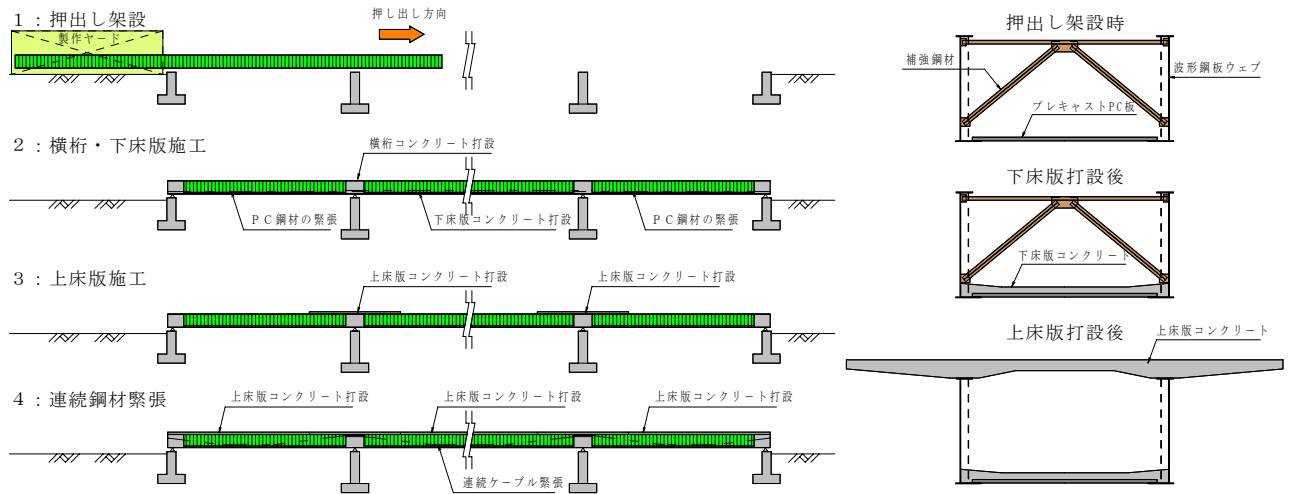


図-1 架設順序および各施工段階における主桁の断面形状

3. モデル橋梁の試設計

工法を検討するにあたり実用性を検証するため、押し出し架設による5径間連続橋の試設計を行った(図-2)。また、製作ヤードでコンクリート打設を行い、手延べ桁を用いて架設する、従来の押し出し工法によるコンクリート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。

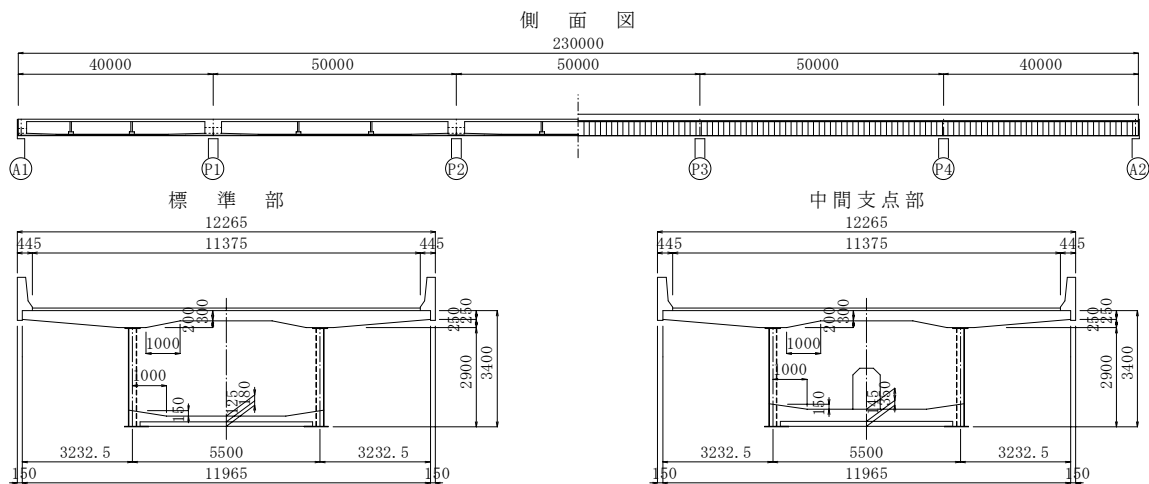


図-2 試設計橋梁構造図

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	波形鋼板ウェブ箱桁	波形鋼板ウェブ箱桁
主桁コンクリート m ³	2396.5	1960.4	1692.7
PC板重量 tf	—	—	378.0
主方向PC鋼材重量 tf	77.9(1.00)	60.7(0.78)	39.2(0.50)
鉛直PC鋼材重量 tf	5.5	—	—
波形鋼板重量 tf (比率)	—	147.2(1.00)	267.9(1.82)
架設時重量 kN (比率)	60514(1.00)	51274(0.85)	6858(0.11)

4. 新しい接合構造の提案

4.1 接合構造の概要

本工法においては、波形鋼板の下フランジ上に敷設したPC板を型枠代わりとして下床版の施工を行うため、波形鋼板の下フランジ上にコンクリート下床版が配置され、波形鋼板と下床版の接合部には、従来の仕様と異なる接合構造の提案が必要となる。なお、海外では、張出し架設による連続橋において、同様の断面形状の実績があり、波形鋼板ウェブと下フランジに配置したスタッドジベルによる接合構造が採用されている(写真-1)。本工法においても、実績を有するスタッドジベル接合を含む、図-3に示す4種類の波形鋼板と下床版の新しい接合構造を考案し、接合構造に要求される「橋軸方向のずれせん断力抵抗性」、「面外方向の曲げ抵抗性」について確認実験を実施した。



写真-1 Altwipfergrund 橋 (独)

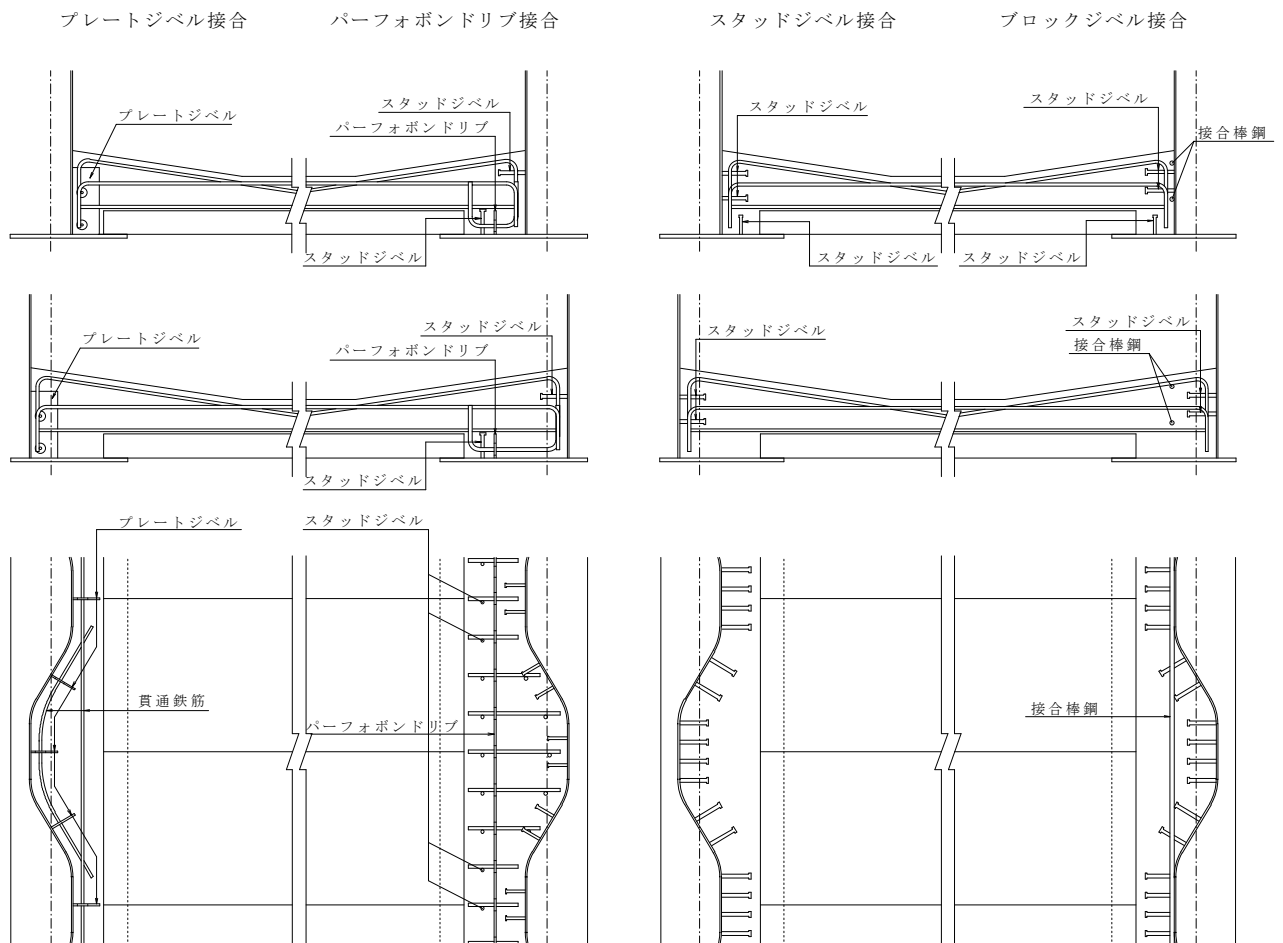


図-3 波形鋼板と下床版の接合構造

4.2 ずれせん断耐力算出式の提案

各接合構造において設定したずれ耐力算出方法を以下に示す。なお、接合棒鋼を配置しないブロックジベル接合以外の接合構造については、下床版が波形鋼板の片側のみの配置となるため、波形鋼板の斜方向パネル部における下床版のずれ止めブロックとしてのせん断抵抗は考慮しないものとした。また、各接合構造の斜方向の波形鋼板パネルに設置される部分については、斜比を考慮して耐力を低減することとした。

4.2.1 プレートジベル接合

橋軸方向の水平せん断力に対しては、下フランジおよび波形鋼板に溶接したプレートで負担させる。ずれ耐力は、「複合橋設計施工基準」¹⁾に示されるアングルジベル接合のずれ耐力式を参考に算出した。プレート1枚あたりの耐力算出式を以下に示す。なお、プレートの有効面積は、プレートの変形を考慮して、プレート溶接端を結ぶ三角形部分を有効とした。

終局時： $R_a = \min(R_{d1}, R_{d2})$

$$R_{d1} = A \cdot \sigma_{ck} / 1.5, \quad R_{d2} = (\Sigma a) \cdot L \cdot (\sigma_{sy} / \sqrt{3})$$

使用時： $R_a = 0.60 \cdot R_d$

ここに、 R_d ：ずれ止めの終局時耐力， R_a ：ずれ止めの使用時耐力

R_{d1} ：コンクリート強度に基づく耐力

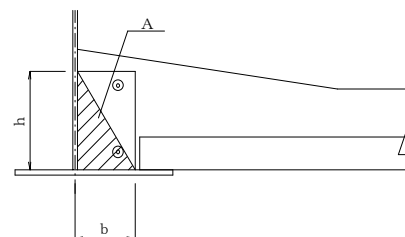
R_{d2} ：プレートの溶接強度に基づく耐力

A ：プレートの面積（プレートの変形を考慮して $A = 1/2 \cdot b \cdot h$ ）

σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度

a ：溶接の理論のど厚

L ：溶接長



4.2.2 パーフォボンドリブ接合

橋軸方向の水平せん断力に対しては、下フランジに設置したパーフォボンドリブと、波形鋼板および下フランジに設置したスタッドジベルで負担させる。ただし、使用時については、接合構造の剛性差を考慮してパーフォボンドリブのみで負担させるものとした。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）」²⁾に示される耐力算出式を用い、文献³⁾に示される縁端距離に関する低減を考慮した。スタッドジベルに関してはスタッドジベル接合に準じた。

$$\text{終局時： } V_{ud} = \alpha \cdot [1.45 \{ (d^2 - \phi_{st}^2) f'_c + \phi_{st}^2 \cdot f_{st} \} - 106.1] / \gamma_b$$

$$\text{使用時： } V_{ad} = 0.6 V_{ud}$$

ここに、 d ：孔径， ϕ_{st} ：貫通鉄筋径， f'_c ：コンクリートの圧縮強度

f_{st} ：鉄筋の引張強度， γ_b ：部材係数

α ：縁短距離を考慮した低減係数（ $= 0.217 \cdot X^{0.246}$ ）

X ：縁短距離

4.2.3 スタッドジベル接合

橋軸方向の水平せん断力に対しては、波形鋼板に設置したスタッドジベルで負担させる。スタッドジベル1本あたりのずれ耐力は、「複合構造物の性能照査指針（案）」²⁾に示される耐力算出式を用いた。

終局時： $V_{sud} = \min(V_{sud1}, V_{sud2})$

$$V_{sud1} = [31 A_{ss} \{ (h_{ss} / d_{ss}) f'_{cd} \}^{1/2} - 22000] / \gamma_b, \quad V_{sud2} = 0.7 A_{ss} \cdot f_{sy}$$

使用時： $V_{scd} = 0.5 V_{sud}$

ここに、 A_{ss} ：スタッドの断面積， d_{ss} ：スタッドの軸径

h_{ss} ：スタッドの高さ

f'_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度

f_{sy} ：スタッドの引張応力

4.2.4 ブロックジベル接合

橋軸方向の水平せん断力に対しては、波形鋼板に設置したスタッドジベルおよび下床版突起のせん断ブロックで負担させる。せん断ブロック1ヶ所当たりのずれ耐力は、「複合橋設計施工基準」¹⁾に示される埋込みウェッジベルの耐力算出式を参考に、以下に示す式により算出した。スタッドジベルに関してはスタッドジベル接合に準じた。

$$\text{終局時：} Q_u = \min (Q_{u1}, Q_{u2})$$

$$Q_{u1} = (3/5) \sigma_{ck} \cdot A_c, \quad Q_{u2} = \sigma_{sy} \cdot A_s$$

ここに、 σ_{ck} ：コンクリートの設計基準強度

A_c ：斜め方向パネルの投影面積

σ_{sy} ：接合棒鋼の降伏点応力

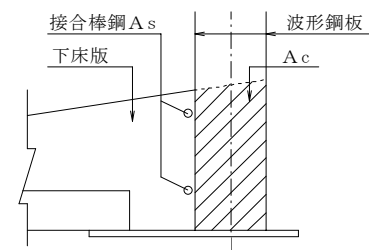
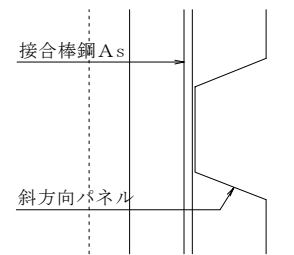
A_s ：接合棒鋼の断面積

$$\text{使用時：} Q_a = \min (Q_{a1}, Q_{a2})$$

$$Q_{a1} = \sigma_{ca} \cdot A_c, \quad Q_{a2} = \sigma_{sa} \cdot A_s$$

ここに、 σ_{ca} ：コンクリートの許容支圧応力度

σ_{sa} ：接合棒鋼の許容引張応力度



4.3 面外方向の曲げ耐力算出式の提案

4.3.1 使用時および終局時耐力の算出方法

(1)プレートジベル接合

面外方向の曲げモーメントに対しては、プレートに設置したパーフォボンドリブのせん断抵抗で負担させる。パーフォボンドリブ1ヶ所当たりのせん断耐力は、「複合構造物の性能照査指針(案)」²⁾に示される式に従って算出した。

1)パーフォボンドリブのせん断耐力

$$\text{終局時：} V_{ud} = [1.45 \{ (d^2 \phi_{st}^2) f'_c + \phi_{st}^2 f_{st} \} 106.1] / \gamma_b$$

$$\text{使用時：} V_{ad} = 0.6 V_{ud}$$

ここに、 d ：孔径、 ϕ_{st} ：貫通鉄筋径

f'_c ：コンクリートの圧縮強度

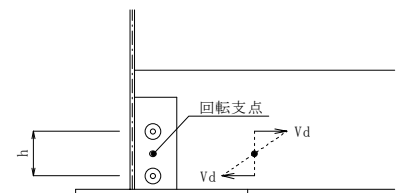
f_{st} ：鉄筋の引張強度

γ_b ：部材係数 (=1.3)

2)抵抗曲げモーメントの算出

抵抗曲げモーメントは、パーフォボンドリブの2分点を回転支点と仮定してパーフォボンドリブのせん断耐力に支点からの距離を乗じて算出するものとした。

$$M_u = V_d \cdot h$$



(2)パーフォボンドリブ接合

面外方向の曲げモーメントに対しては、下フランジに設置したスタッドジベルの引張りで負担させる。スタッドジベル1本当たりの引張耐力は、「複合構造物の性能照査指針(案)」²⁾に示される式に従って算出した。

1)スタッドジベルの引張耐力

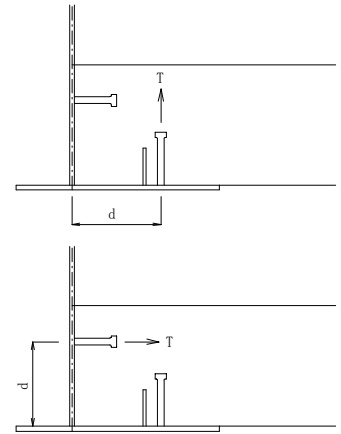
$$\text{終局時：} T_u = \min (T_{u1}, T_{u2})$$

$$T_{u1} = 11.3 \sqrt{l_e + d_h} \sqrt{f'_c}, \quad T_{u2} = f_{sy} \cdot A_s$$

$$\text{使用時：} T_a = T_u / 1.7$$

ここに、 l_e ：スタッドジベル埋込長さ (= $h_{ss} - t$)

h_{ss} : スタッドジベル高
 t : スタッドジベル頭部厚
 d_h : スタッドジベル頭部径
 f_c : コンクリート円柱圧縮強度
 f_{sy} : スタッドジベルの引張強度
 A_s : スタッドジベル断面積



2) 抵抗曲げモーメントの算出

抵抗曲げモーメントはスタッドジベルまでの距離を有効高 d とする鉄筋コンクリート断面計算によりスタッドジベルの引張力が引張耐力となる時の曲げモーメントを抵抗モーメントとして算出するものとした。

(3) スタッドジベル接合, ブロックジベル接合

面外方向の曲げモーメントに対しては, 波形鋼板に設置したスタッドジベルで負担させる。スタッドジベルの引張耐力は, 相当数のスタッドジベルが設置されることを想定して, 文献 4) に示される群当たりのスタッドジベルの引張耐力算出式により, 波形鋼板ウェブ 1 パネルごとに同一高さに配置されるスタッドジベルを 1 群とみなして算出するものとした。

1) スタッドジベルの引張り耐力 (群当たり)

終局時 : $T_u = \min (T_{u1}, T_{u2})$

$$T_{u1} = 10.96 \sqrt{l_e} (l_e + d_h) \sqrt{\beta_w} \{ 1 + (N-1) \frac{1}{4l_e} D \}, T_{u2} = f_{sy} \cdot A_s \cdot N$$

使用時 : $T_a = T_u / 1.7$

ここに, l_e : スタッドジベル埋込長さ (= $h_{ss} - t$)

h_{ss} : スタッドジベル全高, t : スタッドジベル頭部厚

d_h : スタッドジベル頭部径

β_w : コンクリートの立方体圧縮強度 (円柱圧縮強度の 1/0.87 倍で仮定)

N : 同一高さのスタッドジベル本数

D : スタッドジベルの配置間隔

f_{sy} : スタッドジベルの引張強度

A_s : スタッドジベル断面積

2) スタッドジベルの引張耐力 (1 本当たり)

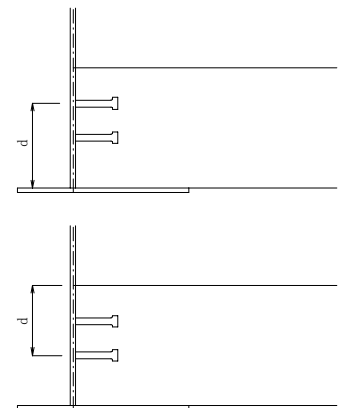
終局時 : $T_u' = T_u / N$

使用時 : $T_a' = T_a / N$

ここに, N : 供試体における同一高さのスタッドジベル本数

3) 抵抗曲げモーメントの算出

抵抗曲げモーメントは, 床版端を回転支点と仮定して, スタッドジベルまでの距離を有効高 d とする鉄筋コンクリート断面計算により最外縁スタッドジベルの引張力が引張耐力となる時の曲げモーメントを抵抗モーメントとして算出するものとした。



4.3.2 肌離れ耐力の算出方法

使用時の範囲における波形鋼板と下床版接合界面の肌離れ性状の改善を目的として、図-4に示す肌離れ改善構造を付与する。なお、本構造は肌離れ性状の改善のみを目的としており、使用時の設計断面力に対して単体で配置数量を決定するものとした。

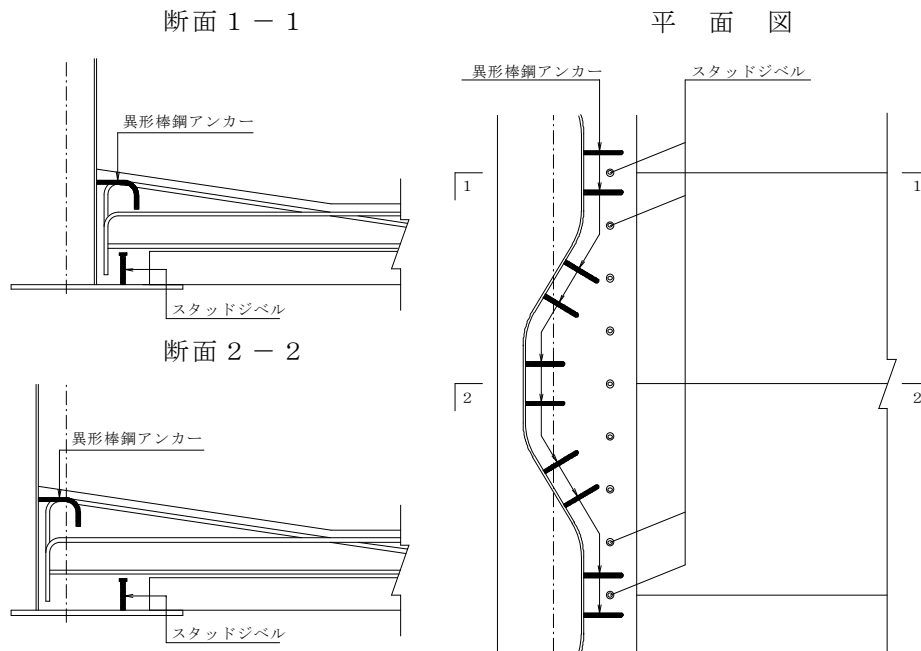


図-4 肌離れ改善構造

(1)正曲げモーメントに対する肌離れ抵抗モーメント

使用時の正曲げモーメントに対しては、下フランジに設置したスタッドジベルで負担させる。ただし、その時のスタッドジベルのせん断耐力は使用時耐力とした。

正曲げモーメントに対しては、下床版上端を回転支点として、下フランジに設置したスタッドジベルのせん断耐力に支点からの距離を乗じて算出する。スタッドジベルのせん断耐力は「複合構造物の性能照査指針(案)」¹⁾に示される以下により算出した。

$$\text{終局時：} V_{\text{sud}} = \min (V_{\text{sud1}}, V_{\text{sud2}})$$

$$V_{\text{sud1}} = [31A_{\text{ss}} \{ (h_{\text{ss}}/d_{\text{ss}})f_{\text{cd}} \}^{1/2} - 22000] / \gamma_b$$

$$V_{\text{sud2}} = 0.7A_{\text{ss}} \cdot f_{\text{sy}}$$

$$\text{使用時：} V_{\text{scd}} = 0.5V_{\text{sud}}$$

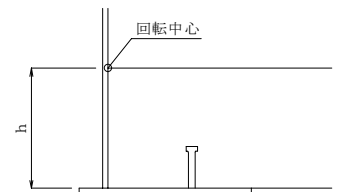
ここに、 A_{ss} ：スタッドの断面積

d_{ss} ：スタッドの軸径

h_{ss} ：スタッドの高さ

f_{cd} ：コンクリートの設計圧縮強度

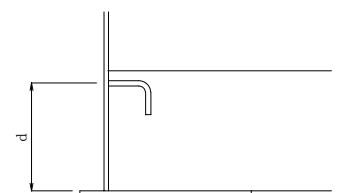
f_{sy} ：スタッドの引張強度



(2)負曲げモーメントに対する肌離れ抵抗モーメント

使用時の負曲げモーメントに対しては、波形鋼板に設置した異形棒鋼アンカーで負担させる。ただし、その時の異形棒鋼アンカーの引張応力は 100kN/mm^2 に制限するものとした。

抵抗モーメントは、床版端を回転支点と仮定して、異形棒鋼アンカーまでの距離を有効高 d とする鉄筋コンクリート断面計算により、異形棒鋼アンカーの引張応力が制限値となる時の曲げモーメントとした。



5. ずれせん断抵抗性能の確認実験

5.1 実験概要

提案する4種類の接合構造について、橋軸方向2種類、両ウェブで2種類の計4種類を配置した梁供試体を用いた荷重実験を実施した。計測は、設計で想定する使用時および終局時の耐力に対する各接合構造の挙動確認を目的に、橋軸方向の波形鋼板と下床版の相対変位（ずれ量）を計測した。また、下床版におけるPC板と場所打ち部との合成挙動の確認を目的に、断面内のひずみ計測を実施した。

5.2 供試体

供試体は、試設計を行ったモデル橋梁の標準断面の1/2縮尺形状とした。橋軸方向の長さは、波形鋼板ウェブに発生するせん断応力が一様となるよう、せん断スパンを桁高の2倍とする8.200mとした。橋軸方向にはプレストレスを導入し、波形鋼板ウェブのせん断座屈耐力が、接合構造のずれ断耐力を上回るよう板厚を9mmとした。図-5に供試体形状を、図-6に接合構造の形状を示す。なお、波形鋼板と下床版の接合部においては、接合構造以外の接合面に剥離剤をコンクリート打設前にあらかじめ塗布した。

表-2 使用材料

材 料		仕 様
PC板	コンクリート	$\sigma_{ck}=50\text{N/mm}^2$
	PC鋼材	SWPR7AL 1S9.3
上下床版	コンクリート	$\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$ (最大骨材寸法 13mm) ※膨張材 (収縮補償) 添加
	PC鋼材	SWPR19L 1S28.6
波形鋼板		SM400A

5.3 荷重方法

荷重は、荷重梁を使用して支間中央近傍の4点に均等に荷重し、ジャッキ上部および支点に設置したロードセルで荷重荷重を管理した。なお、荷重ピッチは50kN/台(4台の合計200kN)とした。図-7に荷重装置の概要を、表-3に荷重荷重ピッチおよびひび割れの計測工程を示す。

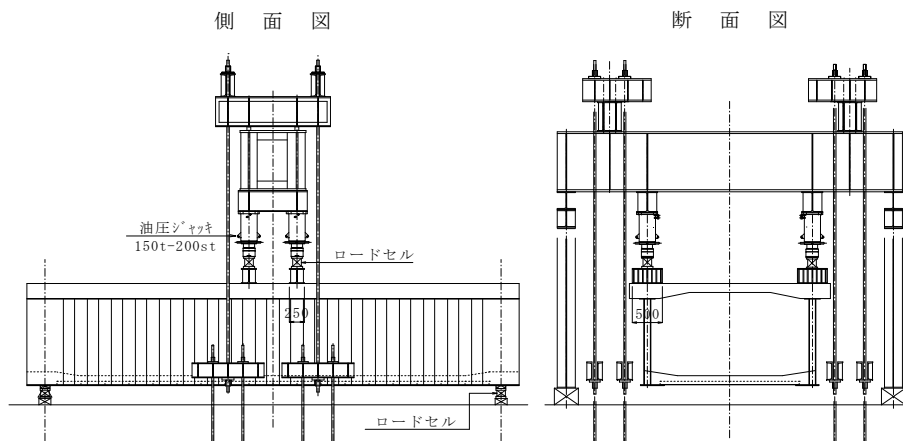
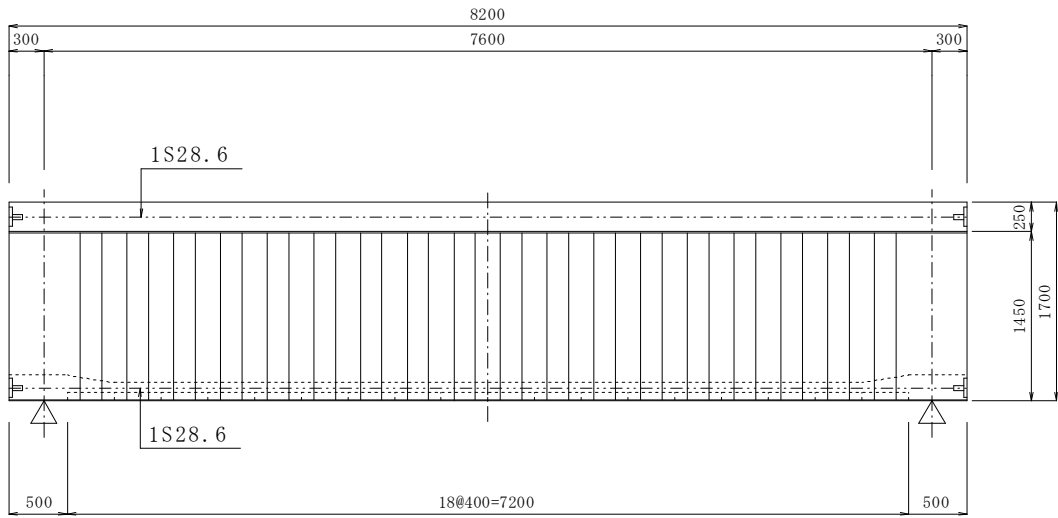


図-7 荷重装置

表-3 荷重ピッチ

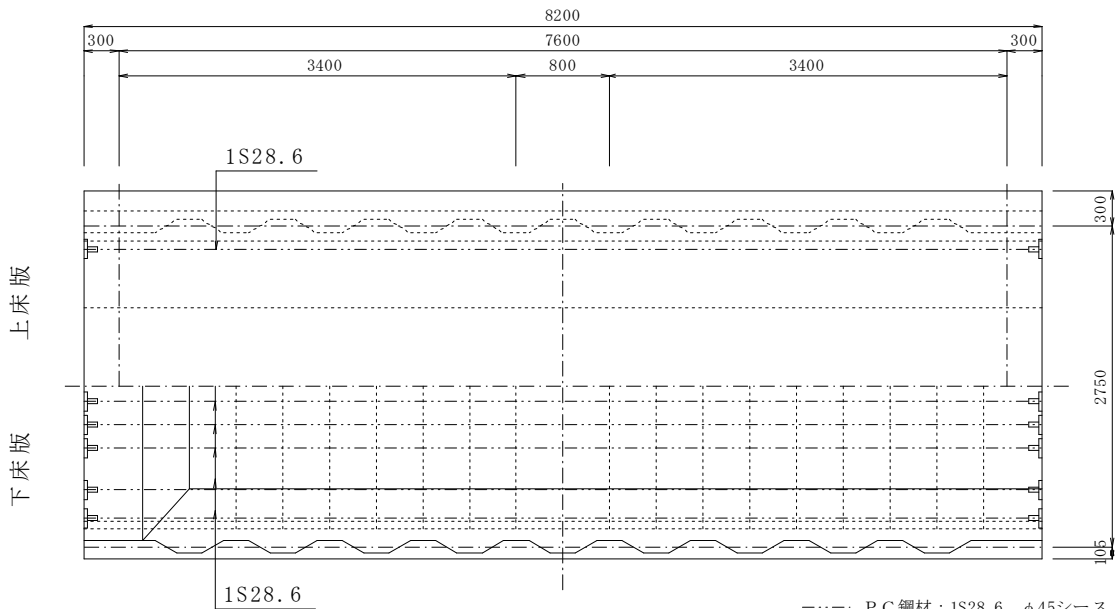
荷重荷重P		ひび割れ 観測
kN/ジャッキ	Σ kN	
0	0	
50	200	
100	400	
150	600	
200	800	○
250	1000	○
300	1200	○
350	1400	○
400	1600	○
450	1800	○
500	2000	○
550	2200	○
600	2400	○
650	2600	○
700	2800	○
750	3000	
800	3200	
850	3400	
900	3600	
950	3800	
1000	4000	
1050	4200	
1100	4400	
1150	4600	
1200	4800	
1250	5000	
1300	5200	
1350	5400	
1400	5600	
1450	5800	
1500	6000	
除荷後		○

側面図



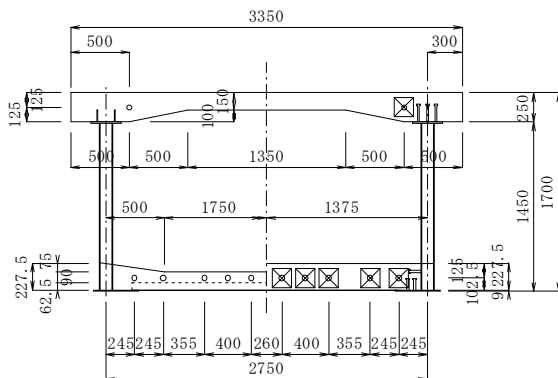
----- PC鋼材：1S28.6, φ45シース

平面図

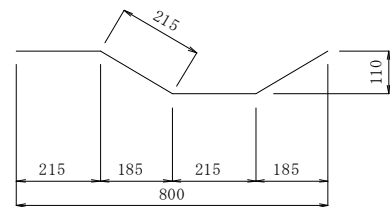


----- PC鋼材：1S28.6, φ45シース

断面図



波形鋼板形状



※板厚 t=9mm
※内曲げ半径 R=154mm

図-5 供試体形状

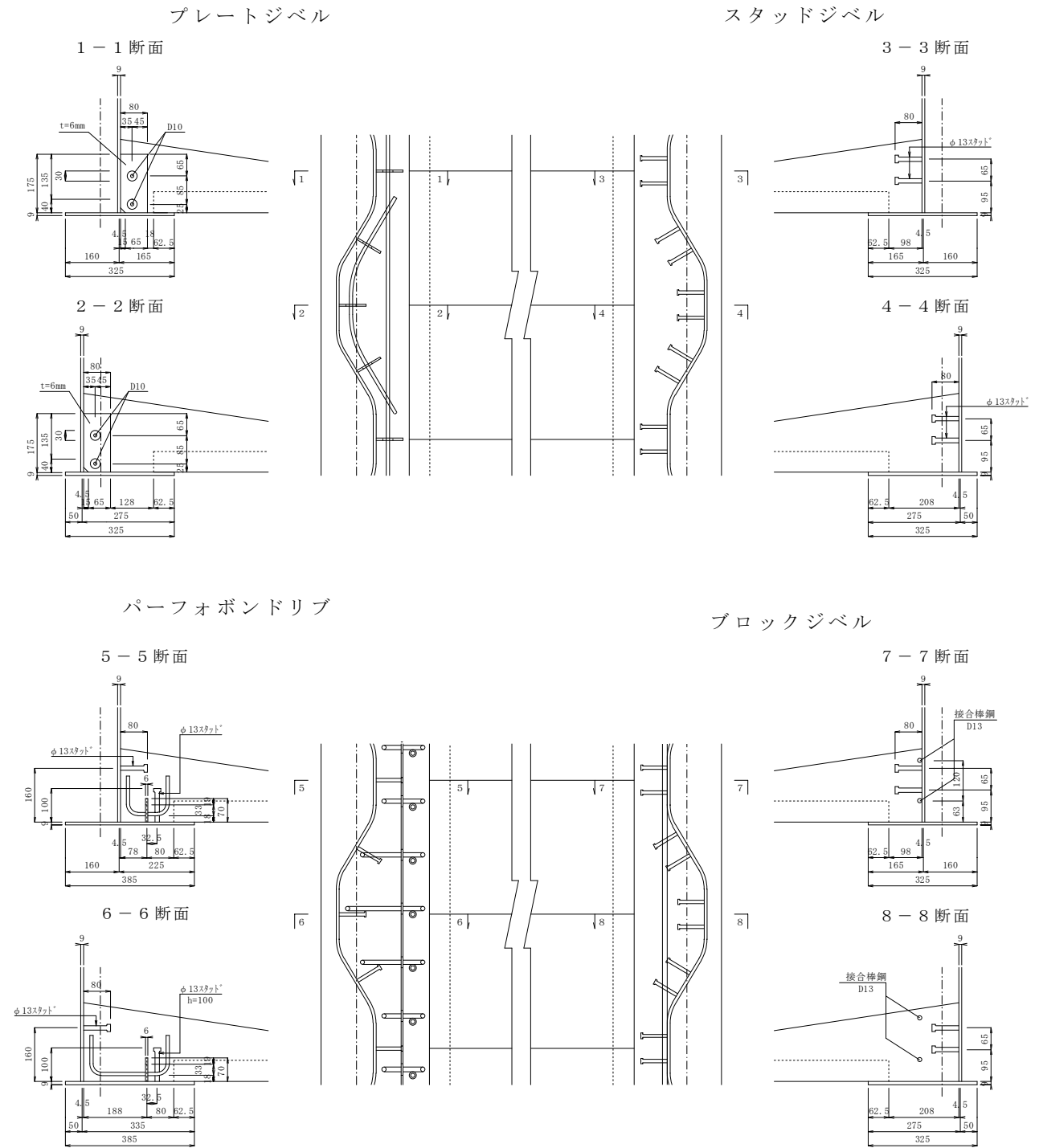


図-6 接合構造形状

5.4 実験結果

5.4.1 コンクリート材料の特性値(実測)および特性値に基づくずれせん断耐力

表-4にコンクリート材料の特性値を、表-5に特性値に基づく各接合構造のせん断耐力の計算値を示す。

表-4 コンクリート材料の特性値

	圧縮強度 N/mm ²	ヤング係数 N/mm ²	備考
PC板	62.6	31332	
下床版	60.7	29665	σ ₃₂
上床版	53.9	27588	σ ₁₃

表-5 各接合構造のせん断耐力の計算値 (片ウェブ当たり)

	水平せん断耐力 V(kN/波長)		せん断力換算 S(kN)	
	使用時	終局時	使用時	終局時
プレートジベル接合	439.1	731.9	762.6	1269.9
パーフォボンドリブ接合	184.1	590.5	319.9	1025.9
スタッドジベル接合	242.0	484.0	419.9	839.8
ブロックジベル接合	287.6	558.8	499.1	969.5

※1 波長は 800mm, $S=V/0.8 \times I/Q$

5.4.2 載荷荷重-支間中央たわみ

図-7に支点ロードセル値と支間中央部のたわみの関係を示す。荷重載荷に伴う支間中央部のたわみは、400kN/台 (4 台の合計 1600kN) 程度まで線形を示し、その後徐々に増加傾向を示している。計算上、載荷荷重 1000kN/台 (4 台の合計 4000kN) 程度までは、下縁の曲げ応力度は導入プレストレスが勝るため、傾き変化の要因としては、上下床版と波形鋼板ウェブ接合部ずれの影響が考えられる。

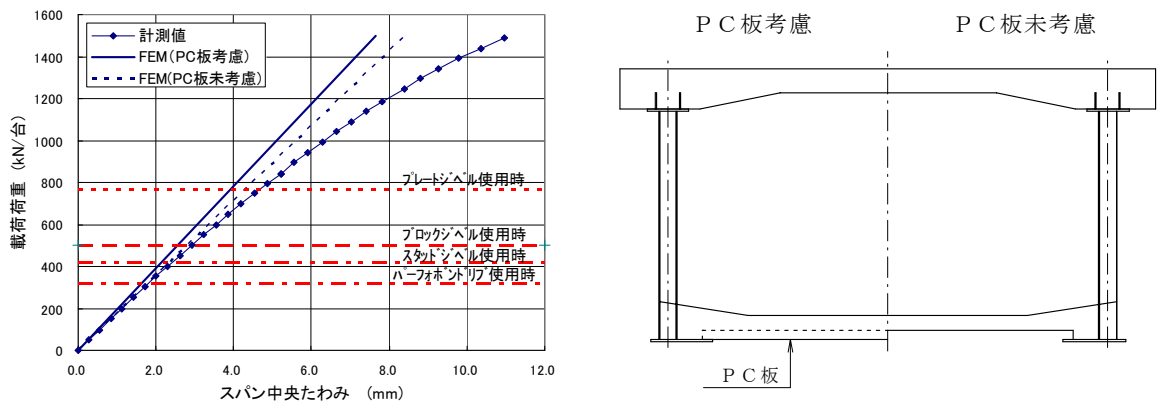


図-7 載荷荷重-支間中央たわみ

5.4.3 荷重と軸方向ひずみの関係

図-8に上下床版に設置した軸方向ひずみの計測位置を示す。

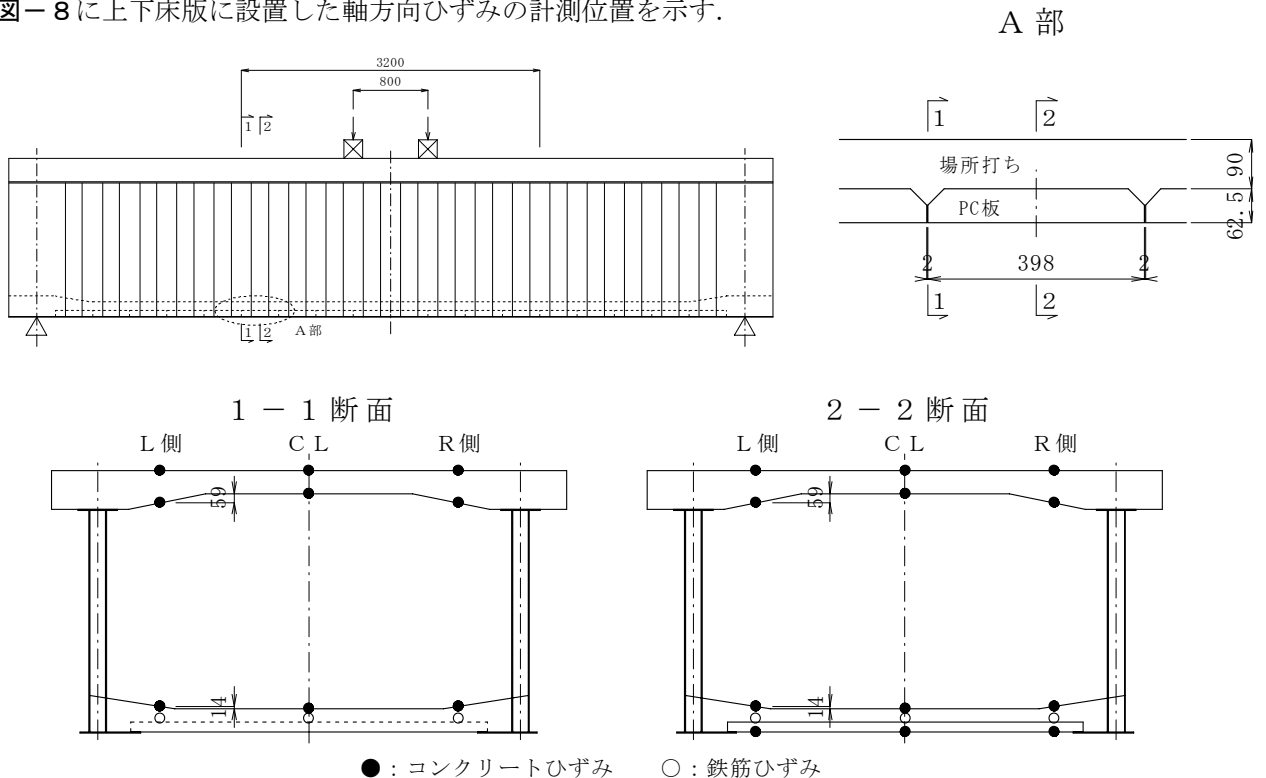
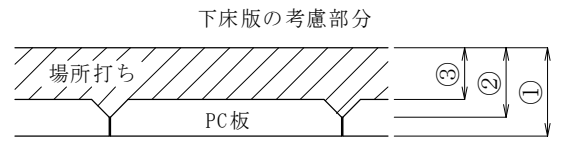


図-8 計測位置

図-9および図-10にCL位置におけるFEM解析および棒モデル解析との比較を示す。載荷荷重値は、荷重とたわみの関係および各接合構造の使用時耐力から、弾性的な挙動の範囲と想定される400kNに着目した。なお、棒モデル解析においては、①PC板の全厚さを有効とした場合、②コンクリートが充填される部分までを有効とした場合、③PC板の全厚さを無効とした場合の3ケースについて示す。これは、載荷荷重400kN程度の状態はフルプレストレスの状態であるため、PC板の目地部も有効に作用することが想定されるためである。



(1)FEM 解析との比較

上下床版に発生する軸方向ひずみの断面内分布は、解析と十分整合した結果が得られた。ただし、断面2-2の下床版ひずみにおいて解析と異なる挙動が確認された。

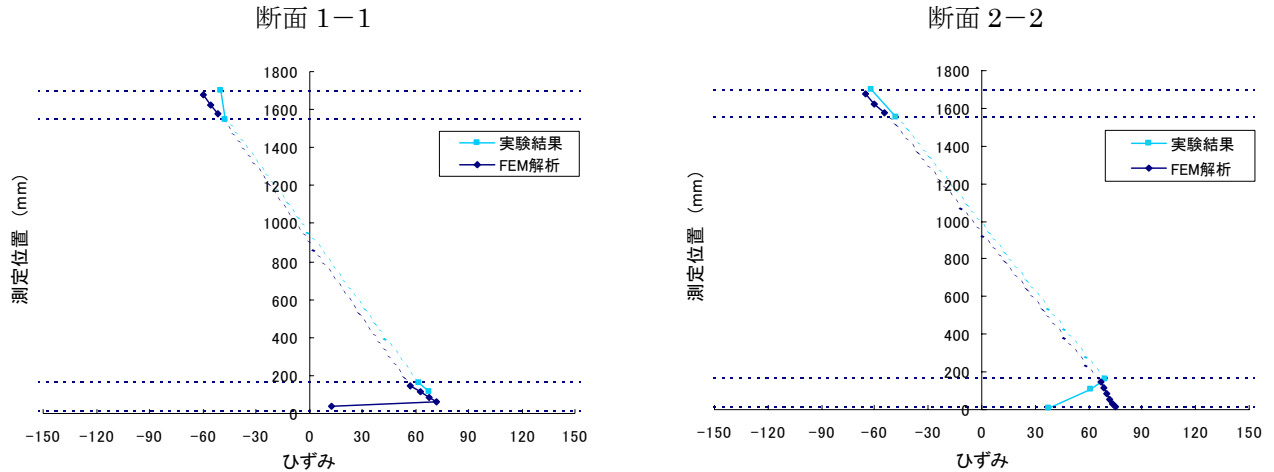


図-9 FEM 解析との比較

(2)棒モデル解析との比較

荷重載荷時の状態がフルプレストレスであることを考慮するとPC板の目地部分までは有効とした②ケースの状態が最も実構造に近いと考えられるが、3 ケースいずれの解析結果より小さい結果が得られた。要因としては、解析において考慮していない波形鋼板の剛性の影響が想定される。

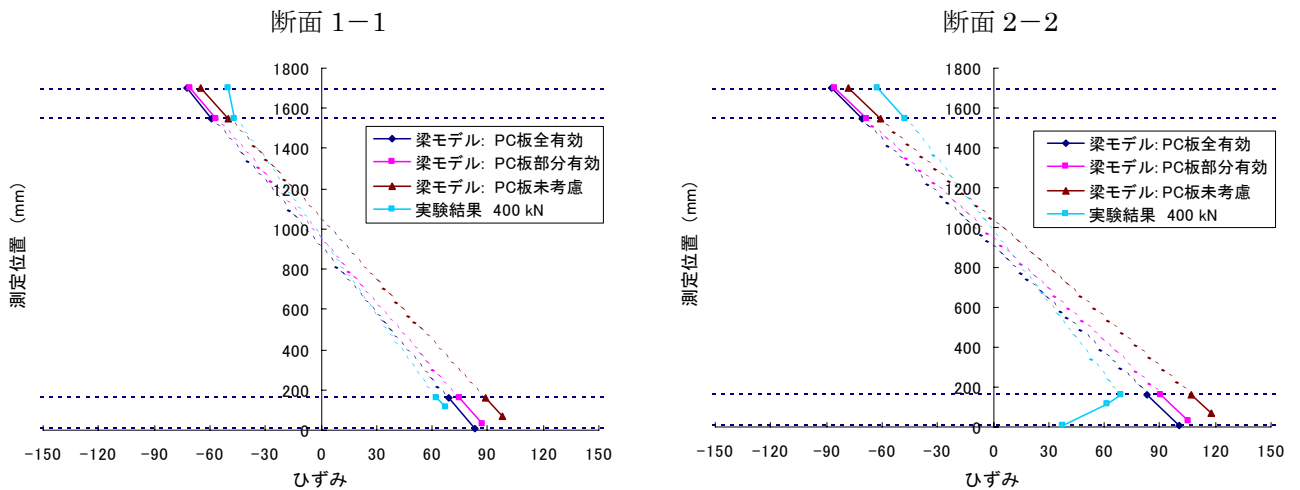


図-10 棒モデル解析との比較

荷重載荷に伴う上下床版のひずみ測定の結果から、断面の平面保持は確保されており、棒モデル解析による設計に問題はない。また、部材断面が圧縮域となる範囲では、PC板の一部(場所打ちコンクリートが充填される部分)までは有効として問題ない。しかしながら、下床版のひずみ分布は平面保持に整合しない結果が得られている。ひずみは減少する方向であるため設計上問題とならないと考えられるが、今後検討する予定である。

5.4.4 各接合構造位置における荷重とずれ

(1)計測位置

図-11に相対ずれ量の計測位置を示す。なお、ずれ量は下床版コンクリートが支点方向に、鋼板が支間方向に移動した場合を正(+)とした。

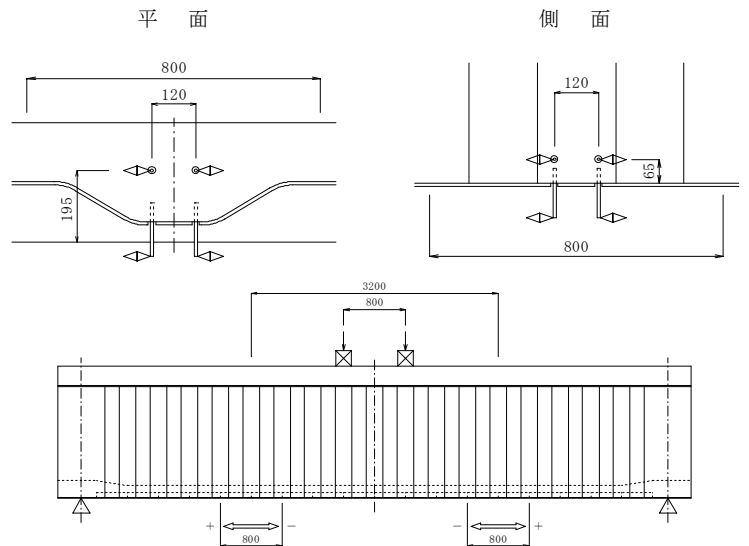


図-11 相対ずれ量計測位置

(2)荷重とずれ量の関係

図-12に、支点ロードセル値と波形鋼板ウェブ側面および下フランジ下面におけるずれ量(2点の平均)を示す。

いずれの接合タイプも使用時におけるずれ量はわずかであり、弾性的な挙動の範囲であった。また、設計上の終局耐力の計算値以上の荷重载荷に対しても破壊には至らず、十分な耐力を有していることが確認された。接合部の剛性に関しては、プレートジベル接合が最も高い傾向にあった。また、ブロックジベル接合は、スタッドジベル接合に接合棒鋼を配置した構造であるが、スタッドジベル接合より剛性が若干高い結果が得られた。

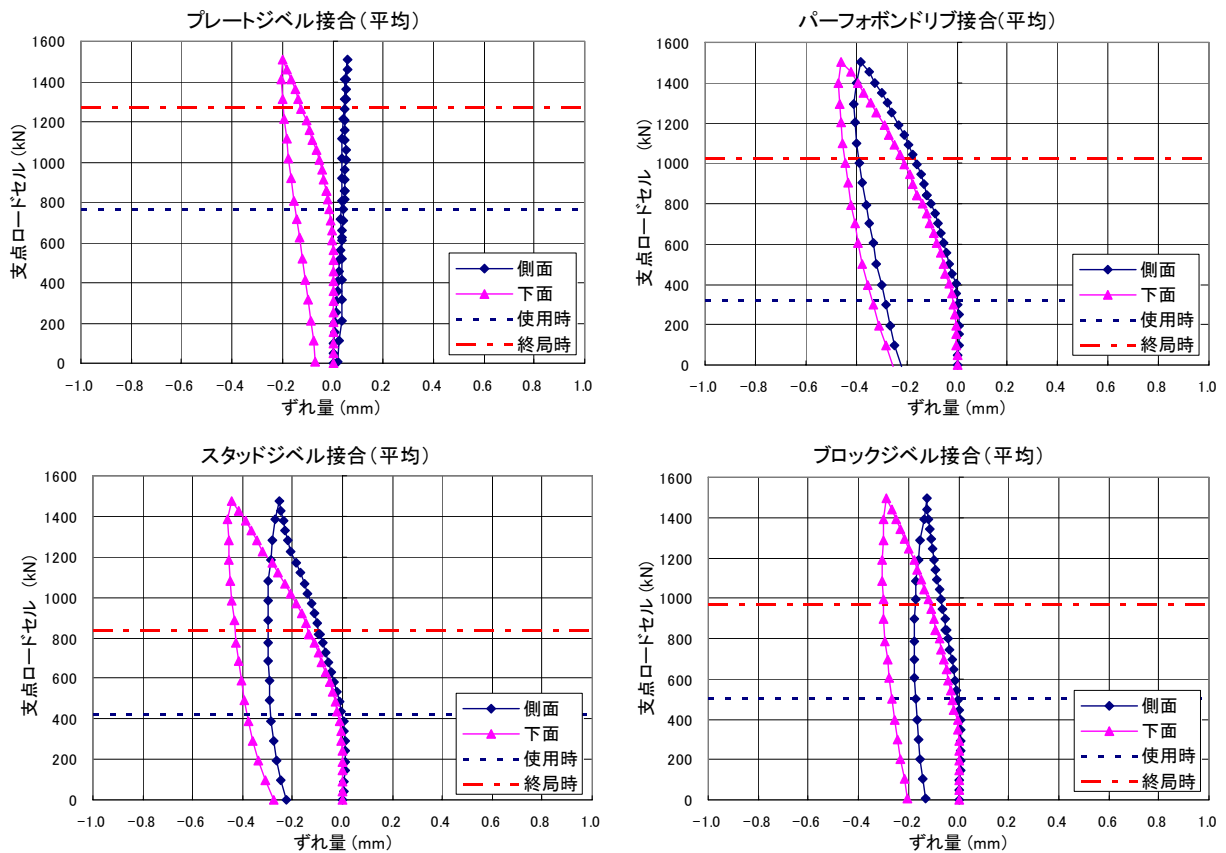


図-12 支点ロードセル-ずれ量

5.4.5 ひび割れ状況

下床版の変状確認は、載荷荷重 700kN/台 (4 台の合計 2800kN) までの各段階および最大載荷荷重 1500kN/台 (4 台の合計 6000kN) の荷重除荷後に実施した。いずれの接合タイプも、終局耐力の計算値以上の荷重載荷に対して、損傷は軽微なものであり、載荷装置の能力範囲では最終的な破壊には至らなかった (図-13)。ひび割れは、波形形状に伴う下床版のせん断ブロック的な作用が想定される下床版突起基部に発生した。ひび割れ発生位置を確認するため、最初にひび割れが発生した 650 kN/台 (4 台の合計 2600kN) 載荷時における FEM 解析を行った。図-14 に、下床版におけるひび割れ発生箇所近傍の最大主応力図を示す。解析の結果、ひび割れ発生位置近傍でコンクリートの引張強度を超える応力が生じており、供試体でのひび割れ発生位置と整合性が確認された。

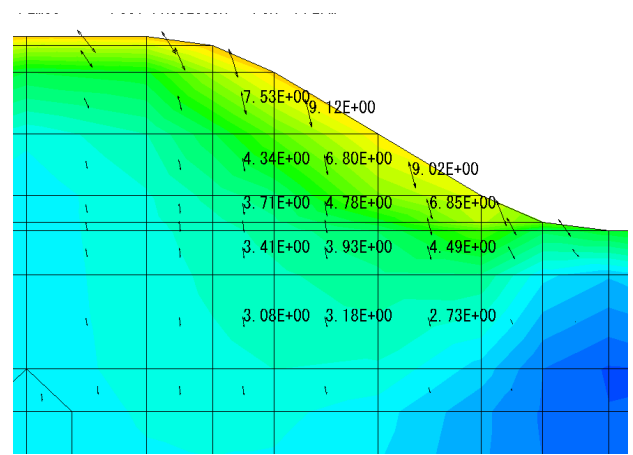


図-14 ひび割れ近傍の最大主応力図 (N/mm²)

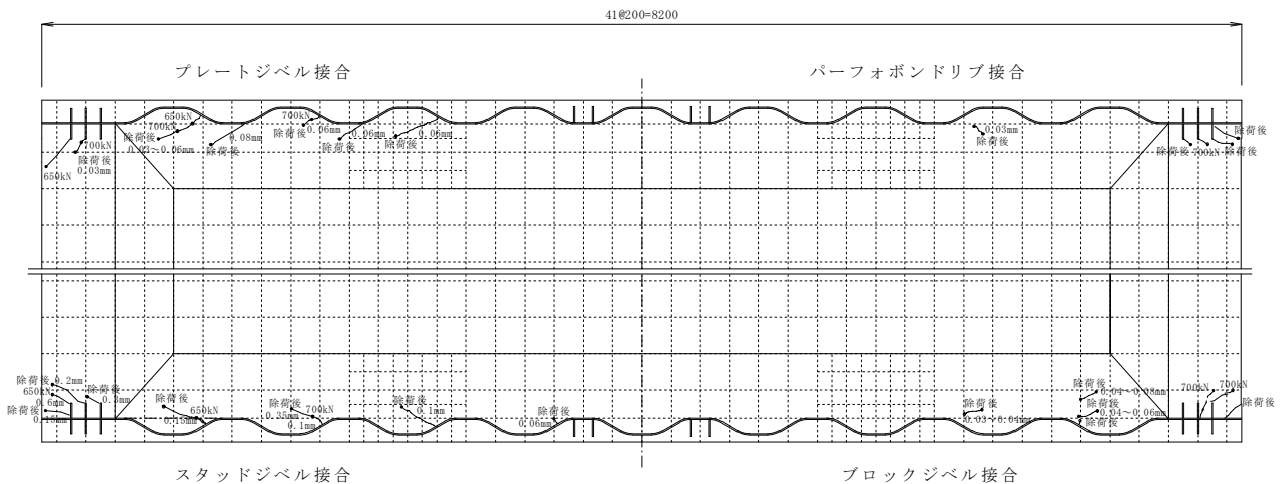


図-13 ひび割れ状況

5.5 考察

本実験により以下の事項が確認できた。

- ①荷重-たわみの関係から、計算上設定した接合構造の使用限界内では、桁として線形的な挙動を示す。
- ②各部位における橋軸方向のひずみ測定の結果から、桁断面における平面保持性は確保されており、棒モデル解析により主方向の設計を行うことが可能である。
- ③橋軸方向のずれせん断力に対しては、いずれの接合タイプも、設計上の使用時耐力におけるずれ量はわずかで弾力的な挙動の範囲であり、終局時耐力を越える荷重載荷に対する損傷も軽微であることから、想定した設計方法により安全側の評価が可能である。
- ④接合部の剛性に関しては、プレートジベル接合が最も高く、ブロックジベル接合、スタッドジベル接合、パーフォボンドリブ接合の順に低い剛性を有している。

6. 面外曲げ抵抗性能の確認実験

6.1 実験概要

提案する4種類の接合構造それぞれに対して、橋梁設計における面外方向の断面力において、一般的に卓越する曲げモーメントに着目した载荷実験を実施し、接合部の挙動および破壊性状を確認した。実験においては、各接合構造の挙動確認を目的に、下床版の上下縁において波形鋼板と下床版の接合界面の肌離れ量を計測した。また、その実験結果を受けて、使用時の範囲における肌離れ性状を改善する構造（以下、肌離れ改善構造）を付与した供試体により、同様の载荷実験を実施した。

6.2 供試体

供試体は、試設計を行ったモデル橋梁の標準断面の1/2縮尺形状とし、接合部に着目して片持ち状態の下床版に波形鋼板ウェブ1波長を設置した形状とした。また、波形鋼板は、接合構造の曲げ耐力を波形鋼板の曲げ耐力が上回るよう9mmの板厚とした。なお、波形鋼板と下床版の接合部においては、接合構造以外の接合面に剥離材をコンクリート打設前にあらかじめ塗布した。使用材料を表-6に、供試体形状を図-15に示す。波形鋼板と下床版の接合部には、表-7に示す接合構造と肌離れ改善構造の組合せを考慮した。図-16～図-18に各供試体における接合構造の形状を示す。なお、表中の備考に示す“ケイ砂塗布”とは、床版上縁における接合界面の付着性状を向上させる目的から、図に示す範囲にケイ砂(5号, 0.5~1kg/m²)を付着させた供試体を示す。なお、波形鋼板と下床版の接合部においては、接合構造以外の接合面に剥離材をコンクリート打設前にあらかじめ塗布した。

表-6 使用材料

材 料		仕 様
下床版	コンクリート	$\sigma_{ck} = 40\text{N/mm}^2$ (最大粗骨材寸法 13mm) ※膨張材(収縮補償)添加
	鉄筋	SD295A
波形鋼板		SM400A

表-7 接合構造の組合せ

供試体 No.	接合構造	肌離れ改善構造	備考
S1	プレートジベル	—	
S1-a		異形棒鋼アンカー	
S1-b			ケイ砂塗布
S2	パーフォボンドリブ	—	
S3	スタッドジベル	—	
S3-a		スタッドジベル 異形棒鋼アンカー	
S3-b			ケイ砂塗布
S4	ブロックジベル	—	

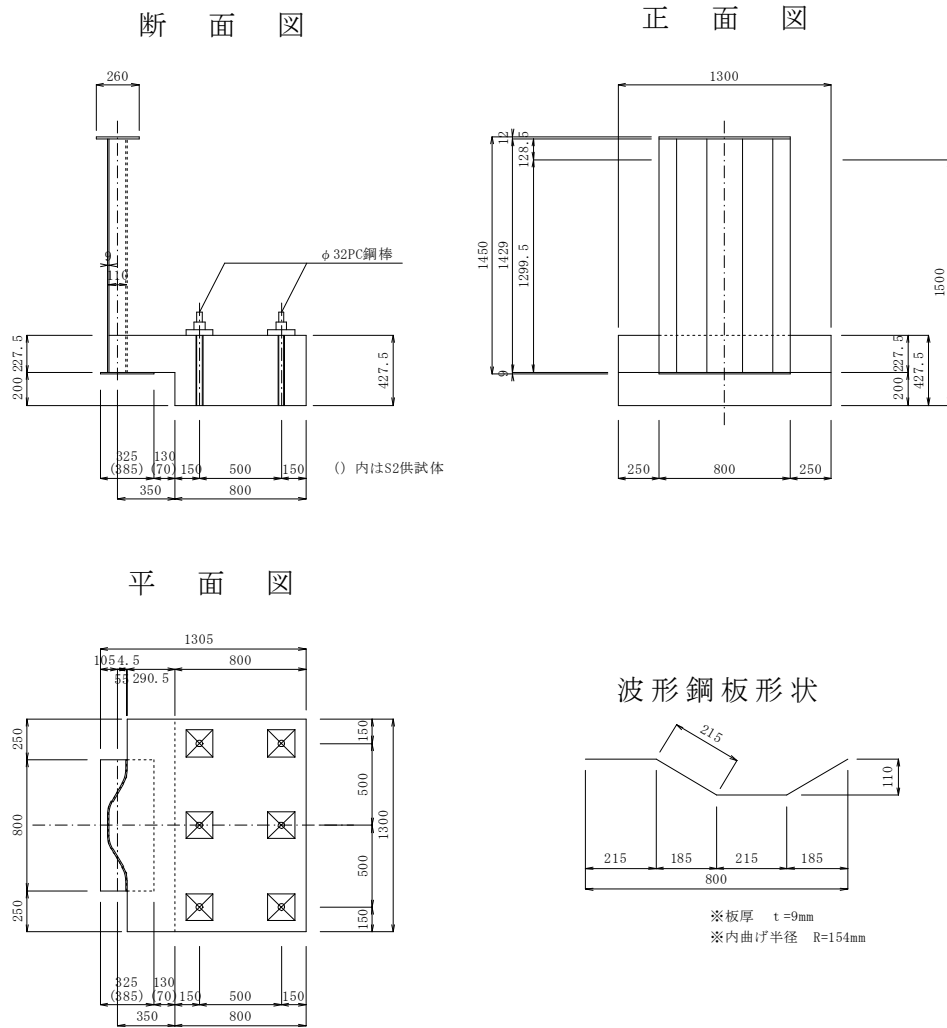


図-15 供試体形状 (各供試体共通)

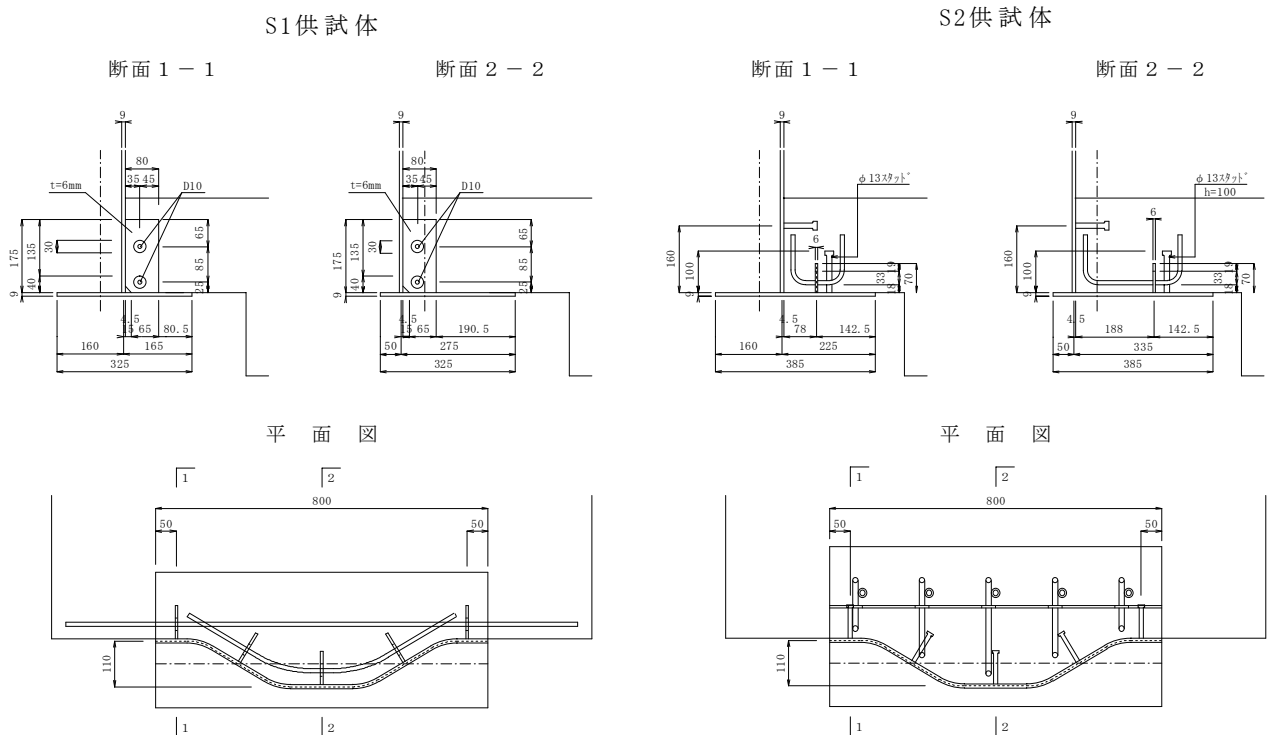


図-16 接合構造 (S1, S2 供試体)

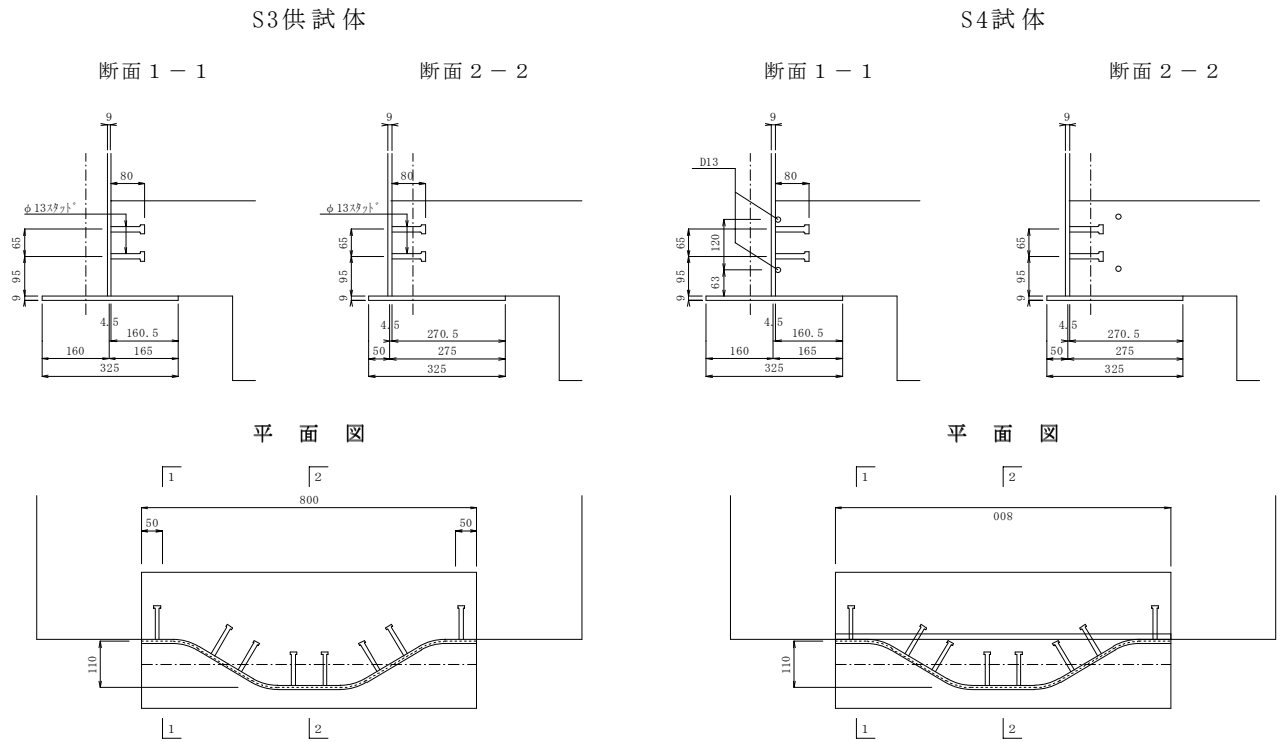
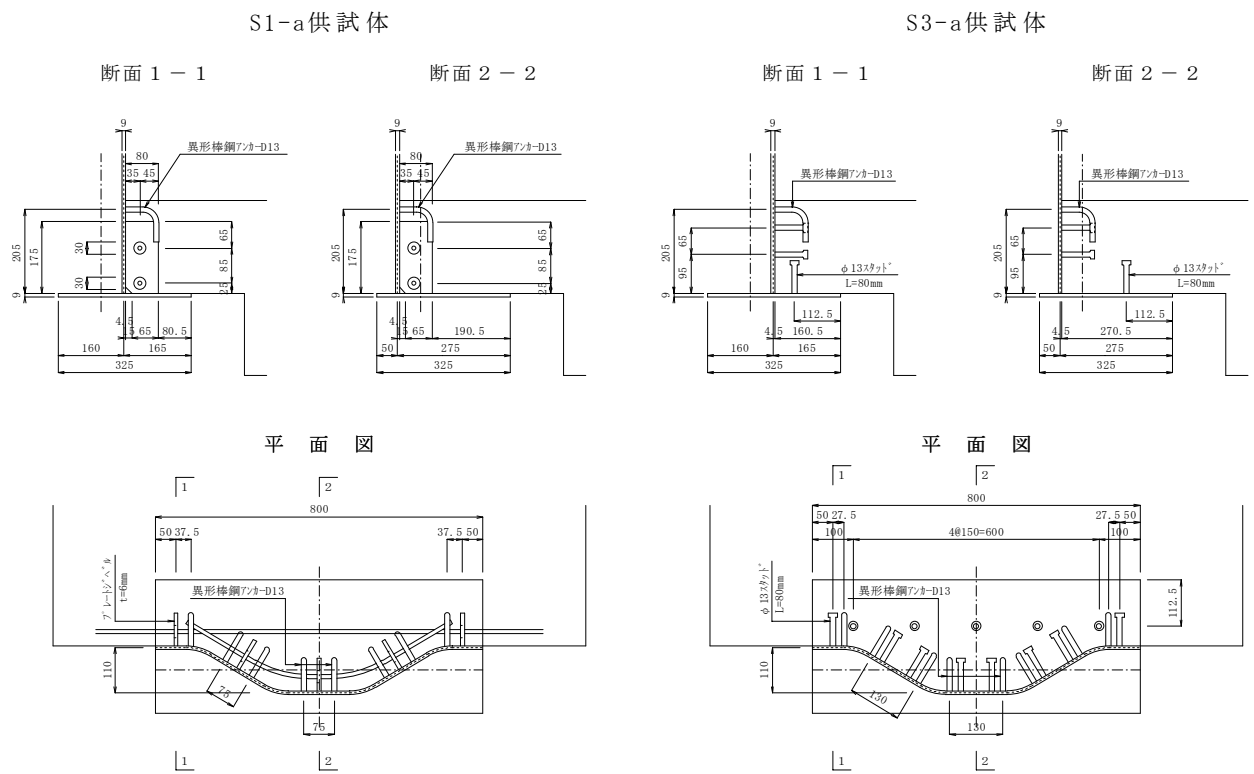
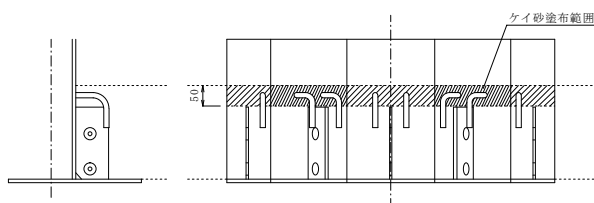


図-17 接合構造 (S3, S4 供試体)



ケイ砂塗布範囲：S1-b供試体



ケイ砂塗布範囲：S3-b供試体

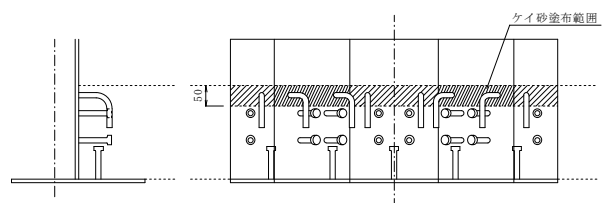


図-18 接合構造 (S1-a, S3-a 供試体)

6.3 載荷方法

荷重は、図-19に示す載荷装置を用いて、波形鋼板ウェブ上端に曲げモーメント荷重を載荷した。載荷は、以下に示す方法により、①正方向の載荷、②ジャッキ位置を入れ替えて負方向の載荷の手順で行った。荷重ピッチは1.5kN・mとした。なお、本実験においては、下床版の下縁側が引張りとなる図の載荷方向を正方向の曲げモーメント、逆側の載荷方向を負曲げモーメントと定義した。

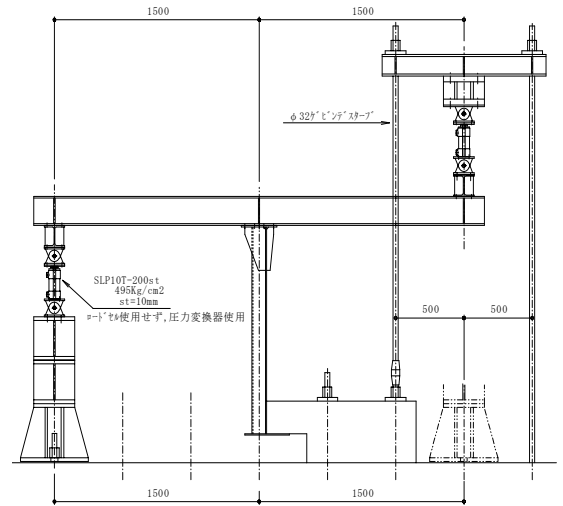


図-19 荷重載荷方法

・S1, S2, S3, S4 供試体

- ①正方向に使用時の曲げ耐力の1.2倍相当まで載荷→除荷
- ②負方向に破壊に至るまで載荷

・S1-a 供試体

- ①正方向に終局時の曲げ耐力相当まで載荷→除荷
- ②正方向に終局時の曲げ耐力相当まで載荷→除荷
- ③負方向に肌離れの曲げ耐力相当まで載荷→除荷
- ④負方向に破壊に至るまで載荷

・S1-b 供試体

- ①正方向に使用時の曲げ耐力相当まで載荷→除荷
- ②正方向に使用時の曲げ耐力の1.2倍相当まで載荷→除荷
- ③負方向に肌離れの曲げ耐力相当まで載荷→除荷
- ④負方向に破壊に至るまで載荷

・S3-a, S3-b 供試体

- ①正方向に肌離れの曲げ耐力相当まで載荷→除荷
- ②正方向に使用時の曲げ耐力の1.2倍相当まで載荷→除荷
- ③負方向に肌離れの曲げ耐力相当まで載荷→除荷
- ④負方向に破壊に至るまで載荷

6.4 実験結果

6.4.1 コンクリート材料の特性値（実測）および特性値に基づく曲げ耐力

表-8にコンクリート材料の特性値と特性値に基づく曲げ耐力の計算値を示す。

表-8 コンクリート材料の特性値と特性値に基づく曲げ耐力の計算値

供試体 No.	圧縮強度 kN/mm ²	弾性係数 kN/mm ²	正曲げ (kN・m)			負曲げ (kN・m)		
			肌離れ	使用時	終局時	肌離れ	使用時	終局時
S1	50.4	27289	—	21.5	35.8	—	-21.5	-35.8
S1-a	44.4	25241	—	19.1	31.9	-17.1	-19.1	-31.9
S1-b	47.2	26584	—	19.6	32.7	-17.1	-19.6	-32.7
S2	55.3	27937	—	20.6	35.1	—	-18.4	-31.3
S3	正曲げ	48.3	—	20.2	34.4	—		
	負曲げ	57.9	—	—	—			
S3-a	42.2	25344	18.5	18.9	32.2	-17.1	-25.0	-42.6
S3-b	43.8	25883	18.5	19.3	32.8	-17.1	-25.5	-43.4
S4	52.7	27137	—	21.1	35.9	—	-28.0	-47.6

6.4.2 肌離れ量

接合構造の挙動を確認するため、図-20に示す床版の上下縁位置において、下床版と波形鋼板の相対変位(肌離れ量)を計測した。なお、図中の変位計②および変位計④は、供試体 S1-a および S1-b, 供試体 S3-a および S3-b の実験において追加した計測位置を示す。

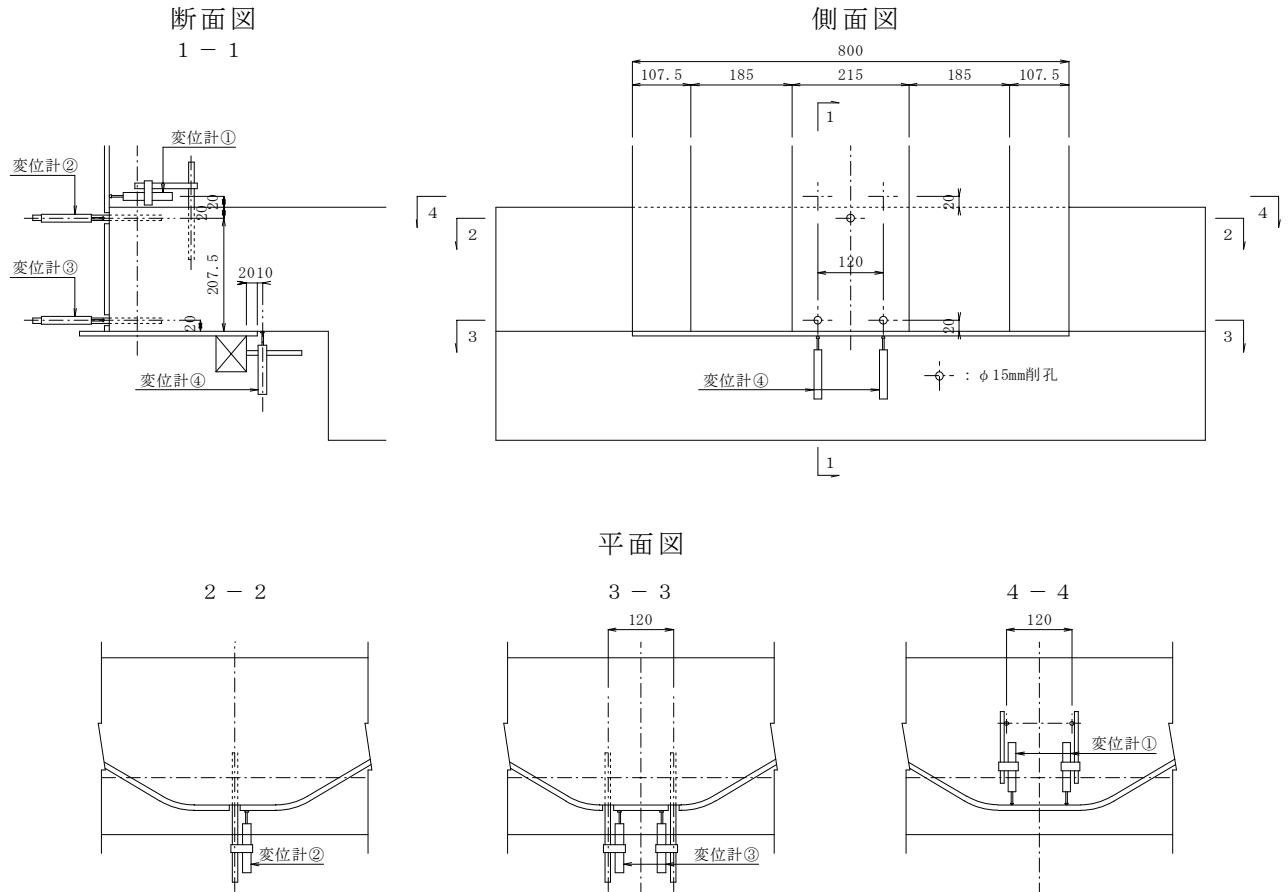


図-20 肌離れの計測位置

(1)各接合構造の挙動

図-21～図-24に、供試体 S1～S4 における載荷荷重と肌離れ量の関係を示す。なお、床版上縁の計測位置(変位計①)が床版の上方 20mm としたため、計測値には波形鋼板の変形が含まれており、厳密な肌離れ量を評価するものではない。その結果、圧縮側となる負方向の曲げ荷重ではマイナス値が、引張り側となる負方向の曲げ荷重では過大な結果が得られている。

S1 供試体 (プレートジベル接合) および S2 供試体 (パーフォンドリブ接合) は、正方向の曲げ荷重に対して、引張り側となる床版下縁 (変位計③) に使用時の範囲で肌離れは発生しなかった。負方向の曲げ荷重に対しては、引張り側となる上縁側で使用時の範囲で若干の肌離れが確認されたが、履歴の勾配から弾性的な挙動の範囲と考えられ、最終的な耐力も設計上の終局耐力の計算値を上回っていた。

S3 供試体 (スタッドジベル接合) および S4 供試体 (ブロックジベル接合) は、正方向の曲げ荷重に対して、引張り側となる下縁側で使用時の範囲において肌離れが確認され、荷重を除荷した後も若干の残留肌離れが確認された。負方向の曲げ荷重に対しては、引張り側となる上縁側で使用時の範囲で肌離れが確認されたが、履歴の勾配からは弾性的な挙動の範囲と考えられる。また、最終的な耐力は設計上の終局耐力の計算値を上回っていた。

接合部の剛性に関しては、プレートジベル接合が最も高く、スタッドジベル接合に接合棒鋼を配置したブロックジベル接合は、スタッドジベル接合に比較して若干高い剛性を有していた。

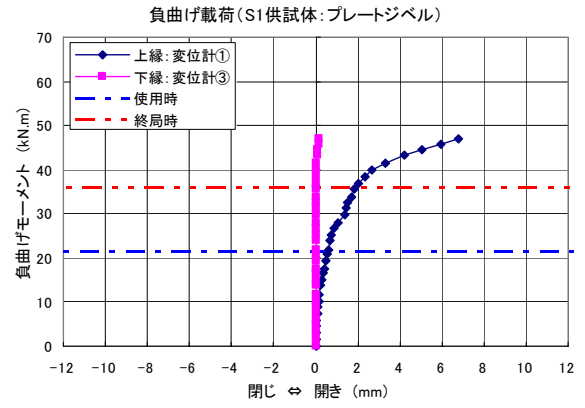
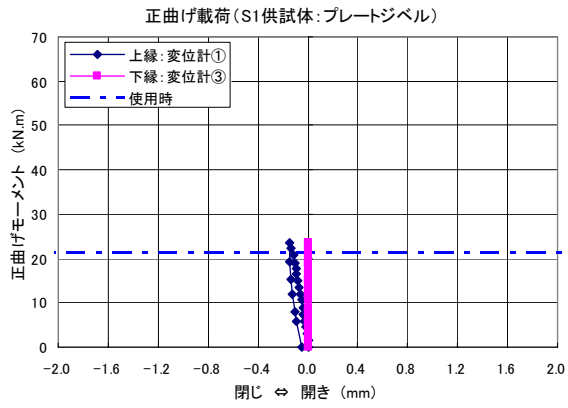


図-2.1 荷重-肌離れ (S1 供試体: プレートジベル接合)

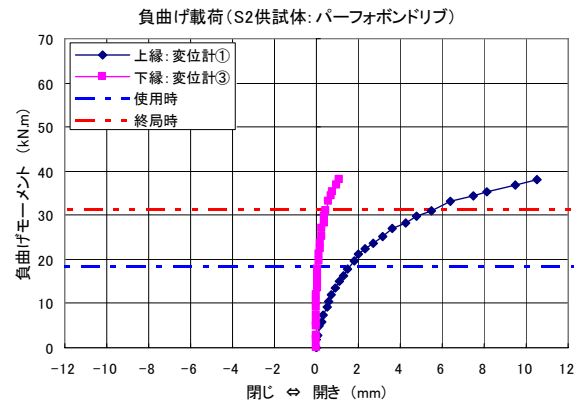
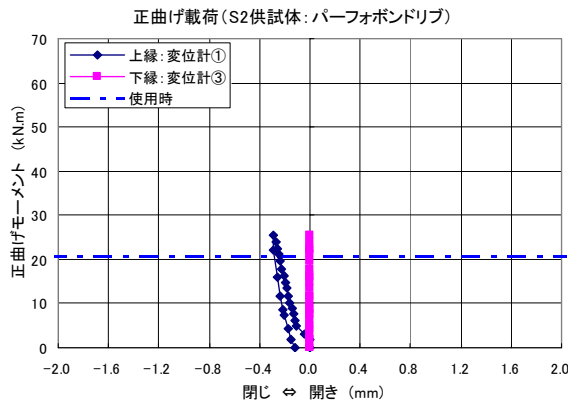


図-2.2 荷重-肌離れ (S2 供試体: パーフォボンドリブ接合)

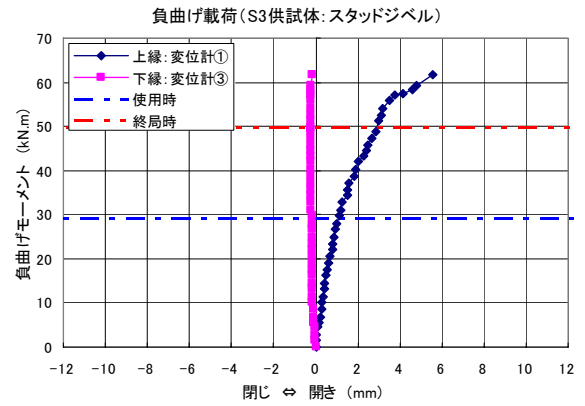
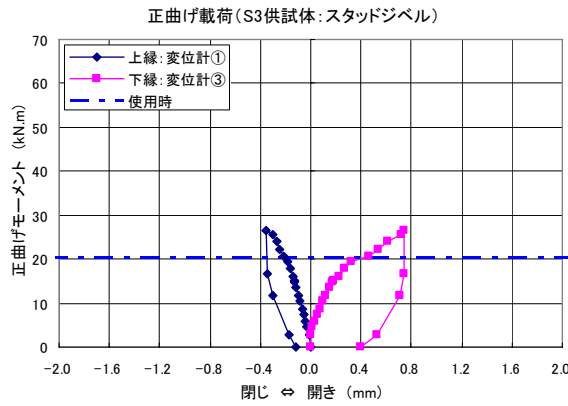


図-2.3 荷重-肌離れ (S3 供試体: スタッドジベル接合)

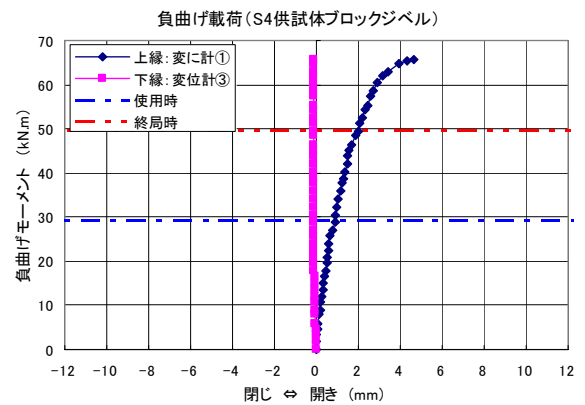
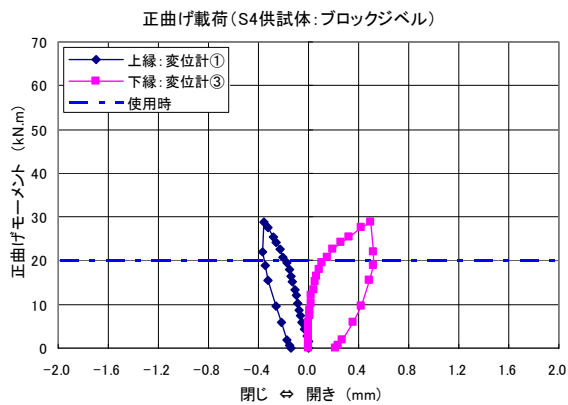


図-2.4 荷重-肌離れ (S4 供試体: ブロックジベル接合)

(2)肌離れ改善構造の効果

図-25および図-26にS1-aおよびS1-b 供試体の載荷荷重と肌離れ量の関係を示す。正曲げ載荷に対しては、肌離れ改善を目的とする構造は付与していないが、使用時の範囲において引張りとなる下縁側（変位計③，変位計④）で肌離れは生じておらず、かつ最終的な耐力は設計上の終局耐力の計算値を上回るものであった。負曲げ載荷に対しては、肌離れ構造の設計耐力の範囲において引張りとなる下縁側（変位計②）で若干の肌離れが見られるが、弾性的な挙動の範囲であり、供試体 S1 との比較から異形アンカー棒鋼による肌離れ性状の改善効果が確認できる。なお、ケイ砂塗布による挙動の差異は確認されなかった。

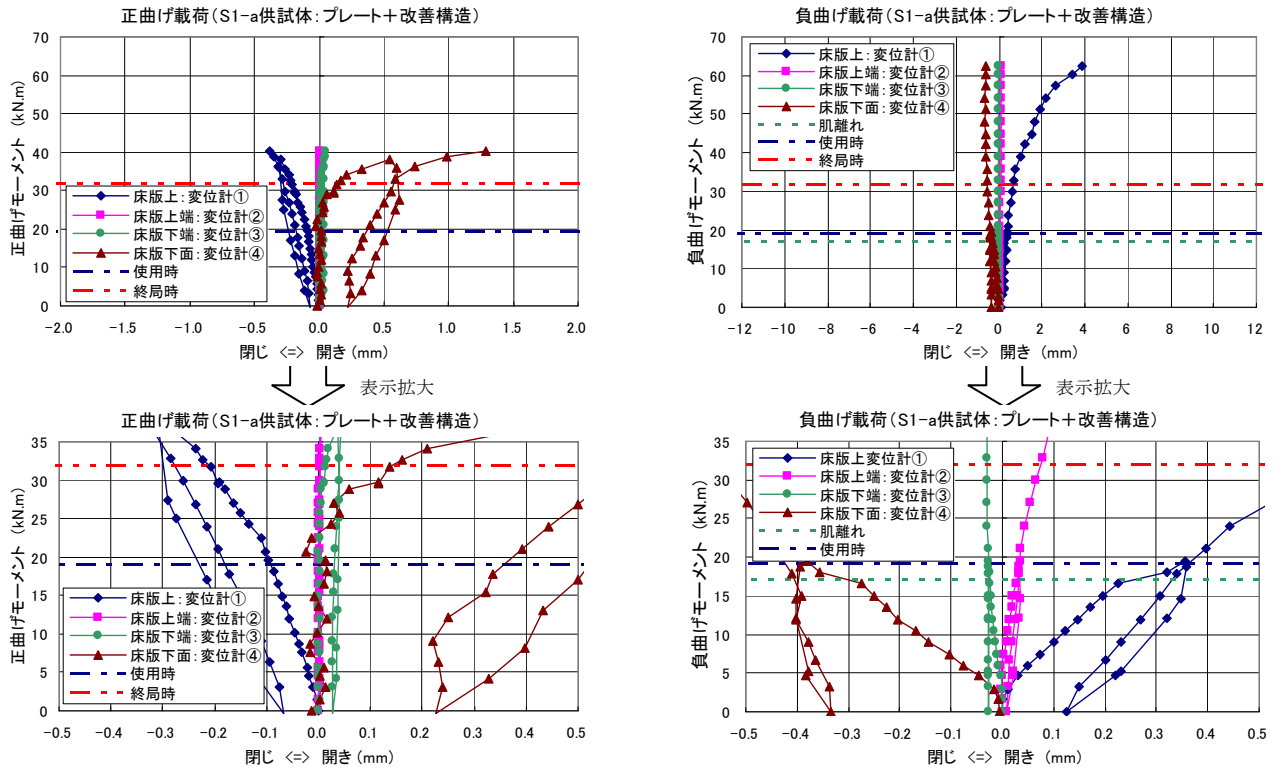


図-25 荷重-肌離れ (S1-a 供試体：プレートジベル+肌離れ改善構造)

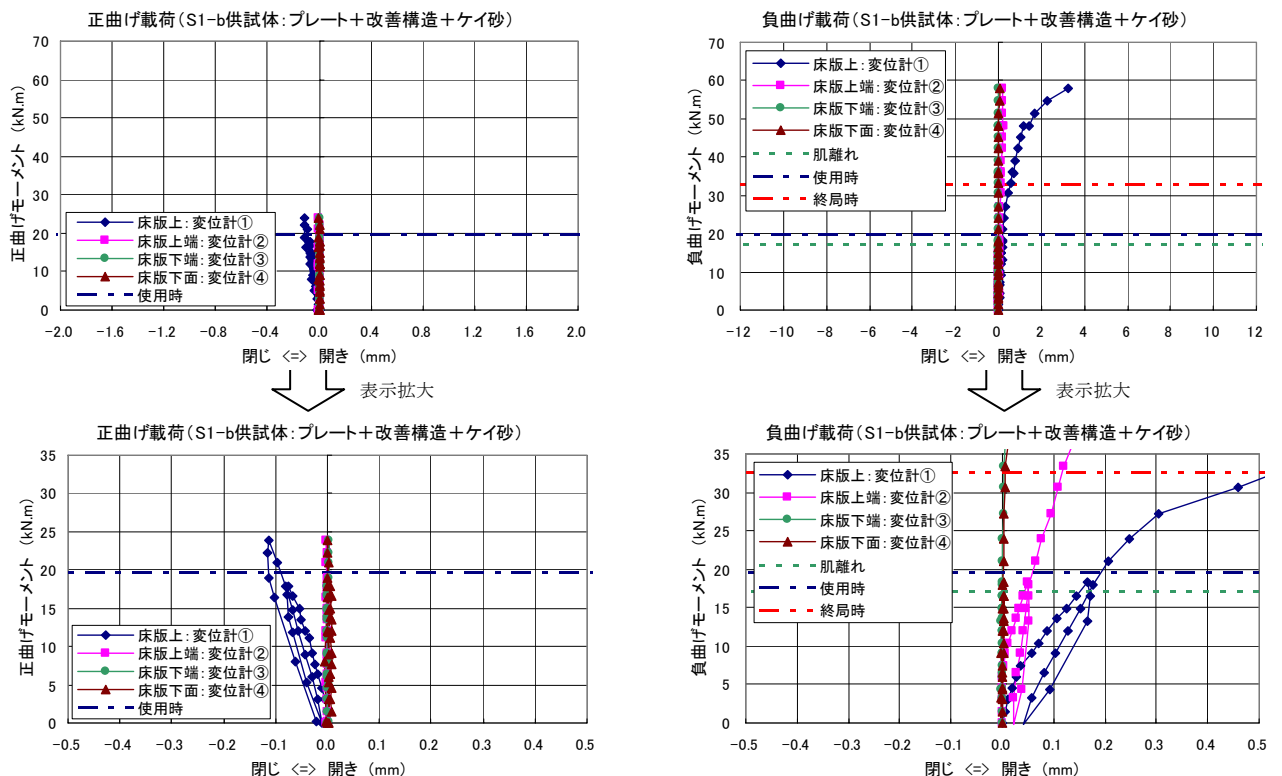


図-26 載荷荷重と肌離れ量の関係 (S1-b 供試体：プレートジベル+肌離れ改善構造+ケイ砂)

図-27および図-28にS3-aおよびS3-b供試体の載荷荷重と肌離れ量の関係を示す。正曲げ載荷に対しては、使用時の範囲において引張りとなる下縁側(変位計③, 変位計④)で肌離れは生じておらず、供試体S3との比較から下フランジに設置したスタッドジベルによる肌離れの改善効果が確認できた。負曲げ載荷に対しては、肌離れ構造の設計耐力の範囲において引張りとなる下縁側(変位計②)で、若干の肌離れが見られるが弾性的な挙動の範囲であり、供試体S3との比較から異形アンカー棒鋼による肌離れ性状の改善効果が確認できる。なお、ケイ砂塗布による挙動の差異は確認されなかった。

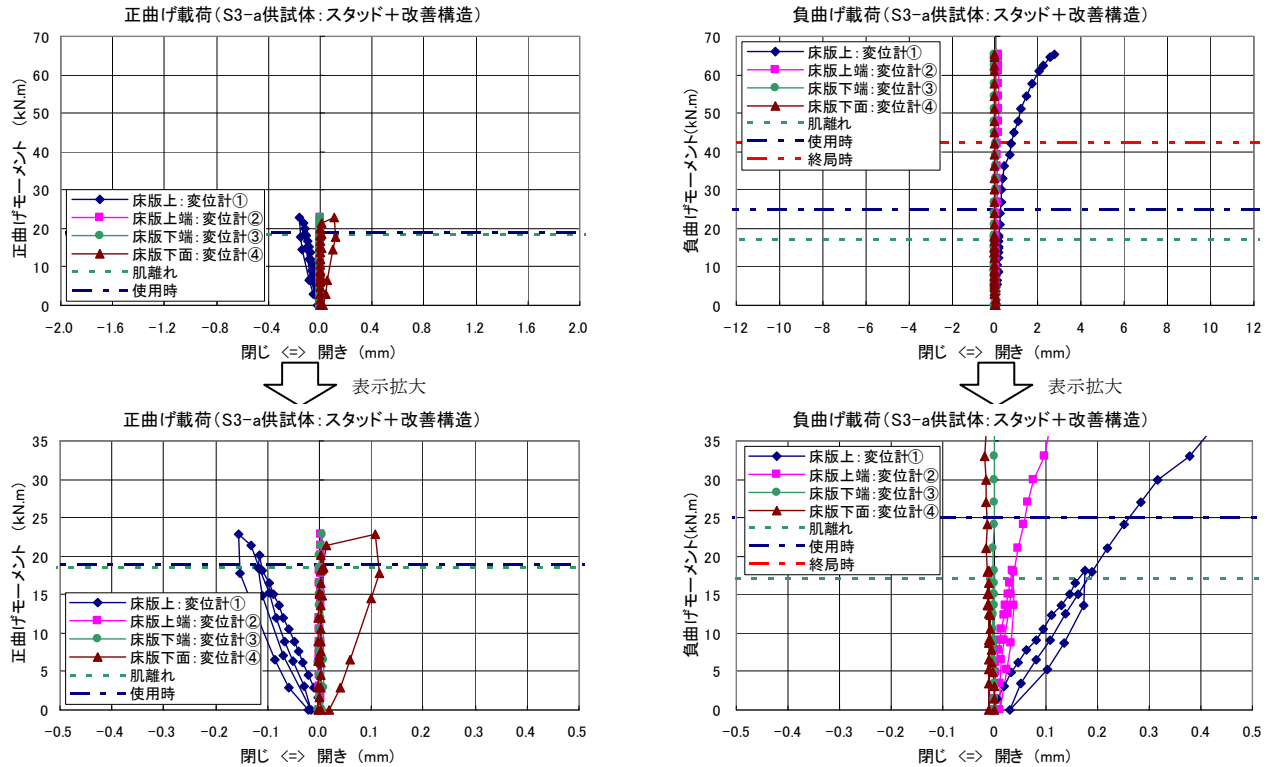


図-27 載荷荷重と肌離れ量の関係 (S3-a 供試体: スタッドジベル+肌離れ改善前構造)

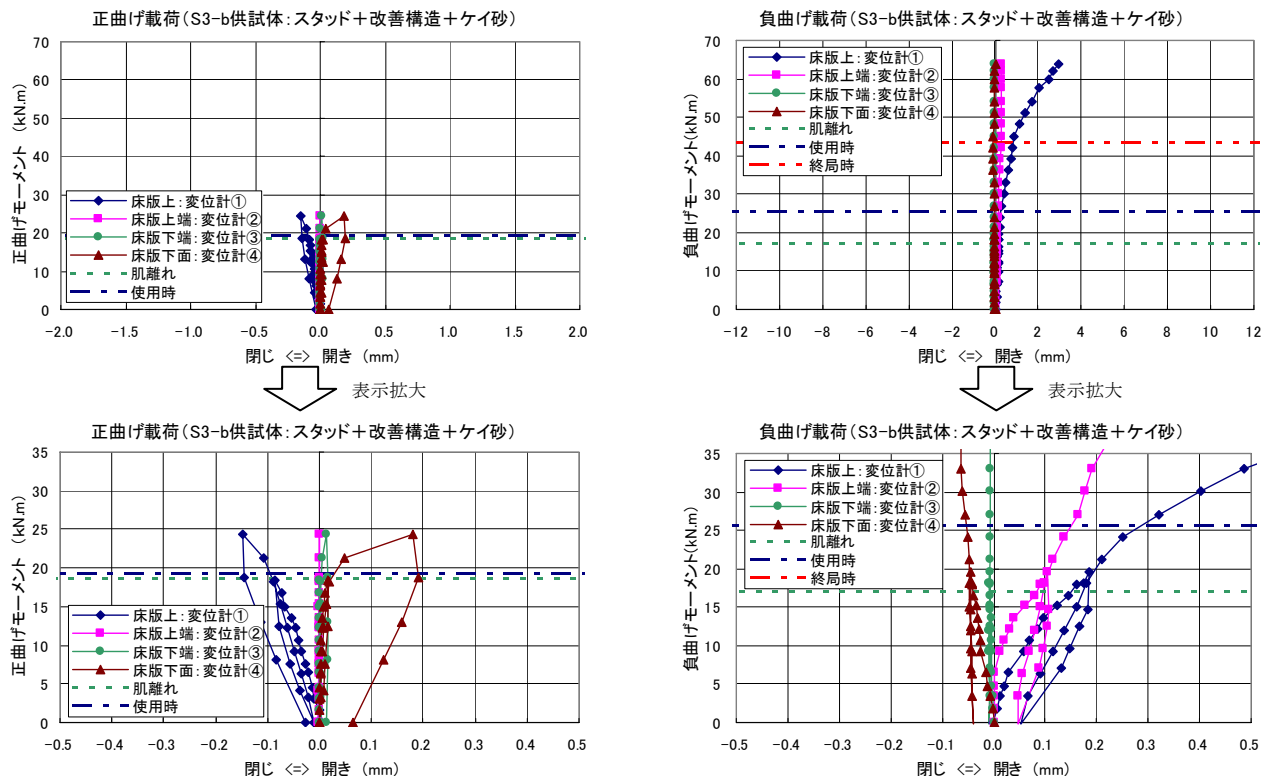


図-28 載荷荷重と肌離れ量の関係 (S3-b 供試体: スタッドジベル+肌離れ改善前構造+ケイ砂)

6.4.3 ひび割れ性状

表-9~表-12に各供試体におけるひび割れ発生荷重と破壊後のひび割れ状況を示す。S1, S2, S3, S4 供試体では、負曲げ載荷後の最終的な破壊性状は、接合界面の肌離れが卓越して増加する接合構造の降伏であった。一方、肌離れ改善構造を付与した S1-a, S1-b, S3-a, S3-b 供試体では、コンクリート床版部のひび割れ幅が卓越して増加する床版部鉄筋の降伏であった。接合構造の変状は外観からは確認が困難であることに考慮すると、接合構造の耐力は床版部の耐力以上とすることが望ましいと考えられる。なお、波形鋼板1波長と同じ幅の800mmおよび床版厚を有効断面とした簡易計算では、S1-a, S1-b, S3-a, S3-b 供試体において肌離れが生じた18.0kN・mで床版上縁に0.9N/mm²程度の引張応力が発生する。

表-9 ひび割れ性状(1)



S1 供試体 (プレートジベル)	S2 供試体 (パーフォボンドリブ)
<ul style="list-style-type: none"> ひび割れ荷重：正曲げ側：ひび割れ無し ：負曲げ側：36kN・m 破壊形状：接合構造の降伏による肌離れ量の増加 	<ul style="list-style-type: none"> ひび割れ荷重：正曲げ側：ひび割れ無し ：負曲げ側：荷重除荷後に確認 破壊形状：接合構造の降伏による肌離れ量の増加
	

表-10 ひび割れ性状(2)

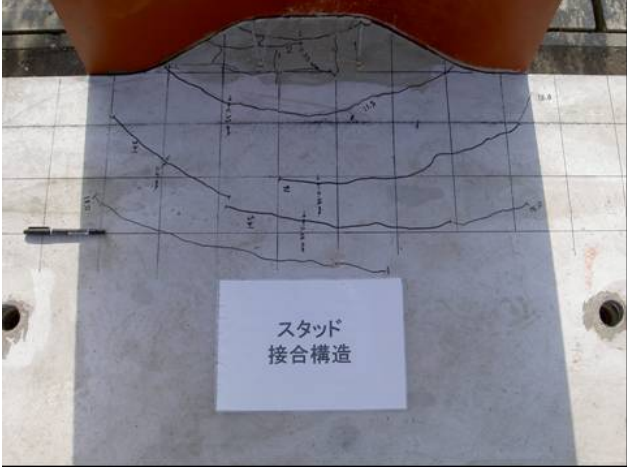
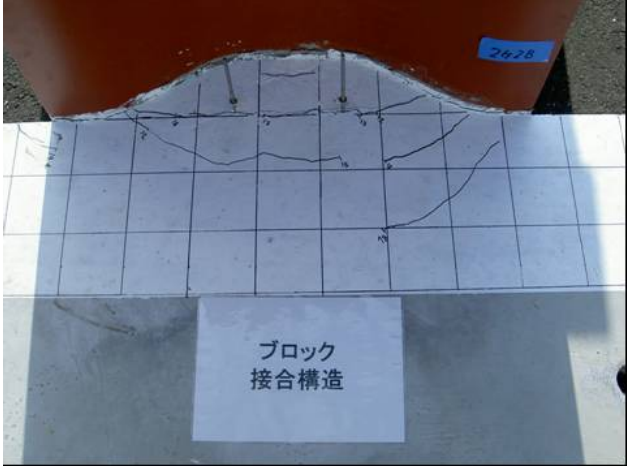
S3 供試体 (スタッドジベル)	S4 供試体 (ブロックジベル)
<ul style="list-style-type: none"> ひび割れ荷重：正曲げ側：ひび割れ無し ：負曲げ側：34.5kN・m 破壊形状：接合構造の降伏による肌離れ量の増加 	<ul style="list-style-type: none"> ひび割れ荷重：正曲げ側：ひび割れ無し ：負曲げ側：36kN・m 破壊形状：接合構造の降伏による肌離れ量の増加
	

表-11 ひび割れ性状(3)




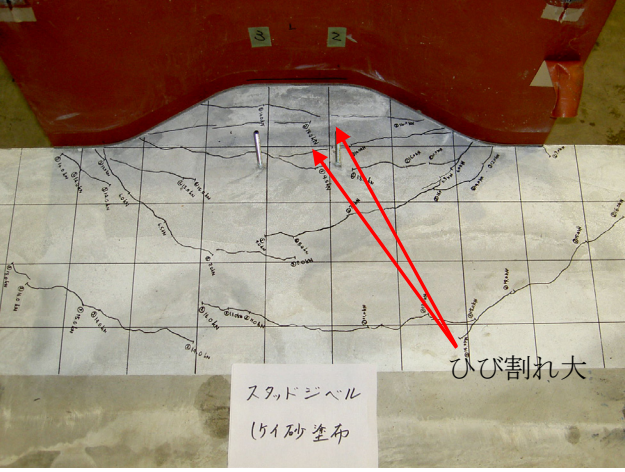
S1-a 供試体 (プレート+改善構造)	S1-b 供試体 (プレート+改善構造+ケイ砂)
<ul style="list-style-type: none"> ひび割れ荷重：正曲げ側：30kN・m ：負曲げ側：18kN・m 破壊形状：コンクリート床版部鉄筋の降伏によるひび割れ幅の増加 	<ul style="list-style-type: none"> ひび割れ荷重：正曲げ側：ひび割れ無し ：負曲げ側：18kN・m 破壊形状：コンクリート床版部鉄筋の降伏によるひび割れ幅の増加
	

表-12 ひび割れ性状(4)

S3-a 供試体 (スタッド+改善構造)	S3-b 供試体 (スタッド+改善構造+ケイ砂)
<ul style="list-style-type: none"> ひび割れ荷重：正曲げ側：ひび割れ無し ：負曲げ側：18kN・m 破壊形状：接合構造の降伏による肌離れ量の増加 	<ul style="list-style-type: none"> ひび割れ荷重：正曲げ側：ひび割れ無し ：負曲げ側：18N・m 破壊形状：接合構造の降伏による肌離れ量の増加
	

6.5 考察

本実験により以下の事項が確認できた。

- ①いずれの接合タイプも、想定した設計方法により安全側の評価が可能である。
- ②プレートジベル接合およびパーフォボンドリブ接合においては、負曲げ側に対して使用時の肌離れ性状を改善する構造を付与する必要がある。また、スタッドジベル接合およびブロックジベル接合においては正負両側に対して使用時の肌離れ性状を改善する構造を付与する必要がある。
- ③肌離れ改善構造の付与により、使用時における肌離れをごくわずかに抑制することができ、弾性的な挙動の範囲に制御することが可能である。
- ④ケイ砂塗布の有無に関しては、本実験においてその有用性は小さいものであった。ただし、接合界面の肌離れは、ケイ砂とコンクリートとの付着界面によるものではなく、波形鋼板に施した塗装と波形鋼板との付着界面によるものであった。
- ⑤プレートジベル接合については、肌離れ改善構造を付与した供試体によるものではあるが、正側の曲げに対しても設計において算定した終局耐力に対する安全性が確認できた。
- ⑥肌離れ改善構造を設置することにより、接合構造部での破壊から床版部での破壊に破壊性状が移行し、破壊性状の改善にも付与することが分かった。

7. 接合構造に対する経済性および下床版施工時の検討

7.1 経済性の検討

プレートジベル接合およびパーフォボンドリブ接合、スタッドジベル接合の3接合構造について算出した、モデル橋梁における鋼部材の製作に関する概算費用を表-15に示す。試算の結果、経済性の観点からは、プレートジベル接合およびスタッドジベル接合に比較してパーフォボンドリブ接合が若干劣る結果が得られた。なお、ブロックジベル接合に関しては、接合棒鋼の配置に伴いスタッドジベル接合より経済性は若干劣ると考えられる。

表-15 鋼部材製作費の概算比較
(試設計モデル橋梁 230m当たり)

接合構造の種別	比率
プレートジベル接合	1.002
パーフォボンドリブ接合	1.052
スタッドジベル接合	1.000

7.2 下床版施工時の検討

本工法では、波形鋼板下フランジ上に敷設したPC板を型枠として下床版の施工を行うため、下床版のコンクリート打設時には、下フランジ先端にPC板自重および打設コンクリート荷重、作業荷重が橋軸方向の線荷重として作用する(図-29)。そのため、試設計を行ったモデル橋梁の標準断面についてFEM解析を行った。

解析は、これらの荷重による単位長さ当たりの影響を確認する目的から、上フランジ位置において波形形状の中心を吊り下げた2波長程度の片側波形鋼板ウェブをモデル化し、上記荷重の片側分を下フランジ先端(PC板敷設面)に載荷した。図-30に解析モデルを示す。また、比較として補強効果が期待できるプレートジベル接合を配置したモデルおよび図-31に示す直角方向のプレートのみL型形状としたモデルについても同様の解析を行った。解析結果を図-32~図-34に示す。

解析の結果、波形鋼板と下フランジのみの構造は、波形鋼板の形状が断面内側に凸形状となる部分の負担が大きく、橋軸方向の検討から決定された下フランジ厚では許容値を満足していない(図-32)。これは、下フランジが一樣に下方向に曲げ下げられる変形状を有することによると想定される。

プレートジベルを配置した構造では、応力の集中は改善されるが、依然として断面内側に凸形状となる部分のプレート部の負担が大きく、場所打ちコンクリートが厚い中間支点部などを考慮すると構造上望ましいものではない。

直角方向のプレートのみL型形状とした構造では、下フランジが波形鋼板と2枚のL型プレートで3辺支持されることにより下フランジの変形が拘束されるため、荷重が分散して支持され、発生応力も抑えられる結果となった。

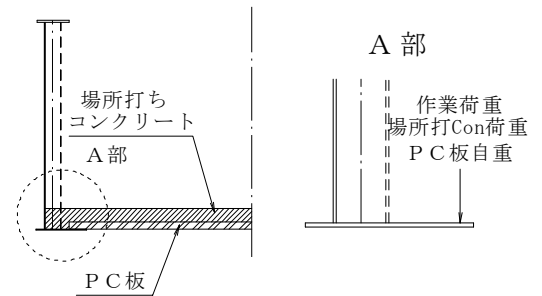


図-29 下床版施工時の荷重状態

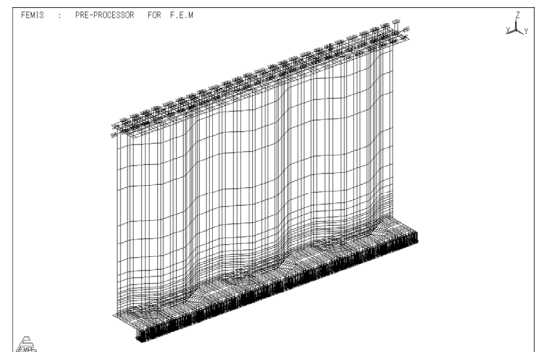


図-30 FEM解析モデル

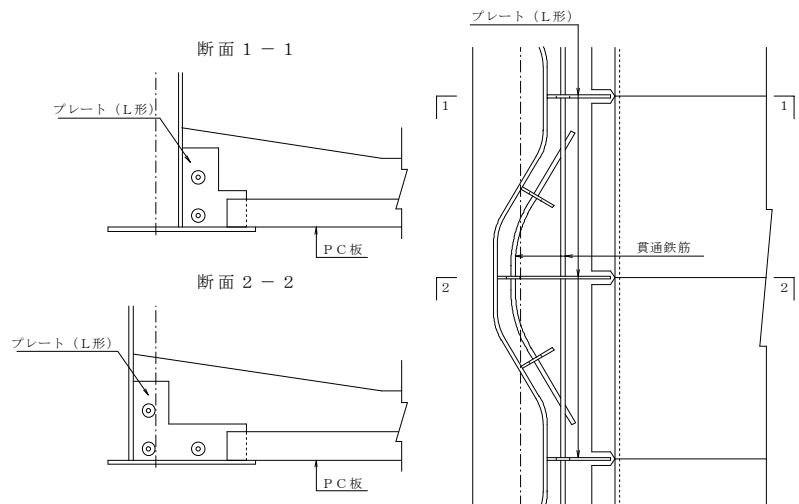


図-31 L型プレート配置

7.3 考察

スタッドジベル接合に関しては、接合構造自体に補強効果を期待することは難しく、完成系において抵抗部材として考慮しない下フランジの増厚や補強構造の追加は、経済性の観点からプレートジベル接合より劣ることは明らかである。また、接合部の構造が複雑となり、鉄筋組立てやコンクリート打設における施工性の観点からも望ましいものではない。

以上の検討結果から、本工法においては、施工時の荷重分散を踏まえたL型プレートを含む「プレートジベル接合」が最も合理的かつ経済的であると考えられる。

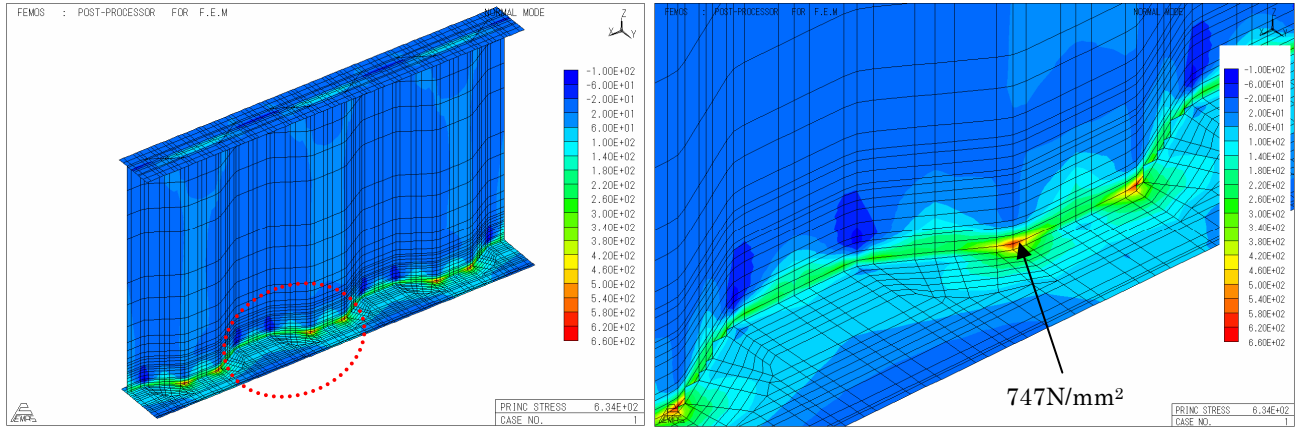


図-3 1 FEM 解析結果(補強無し) : 最大主応力

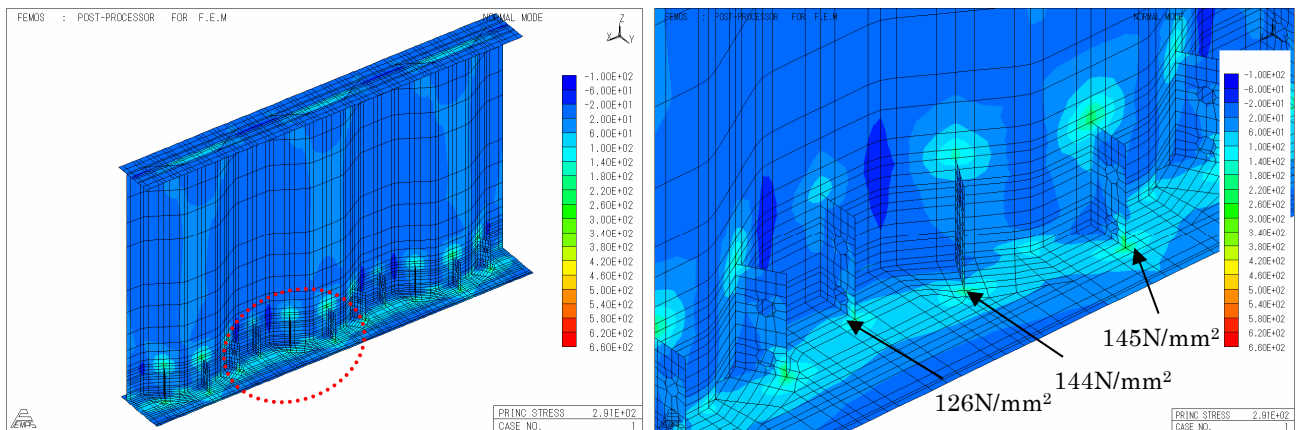


図-3 2 FEM 解析結果(プレートジベル接合) : 最大主応力

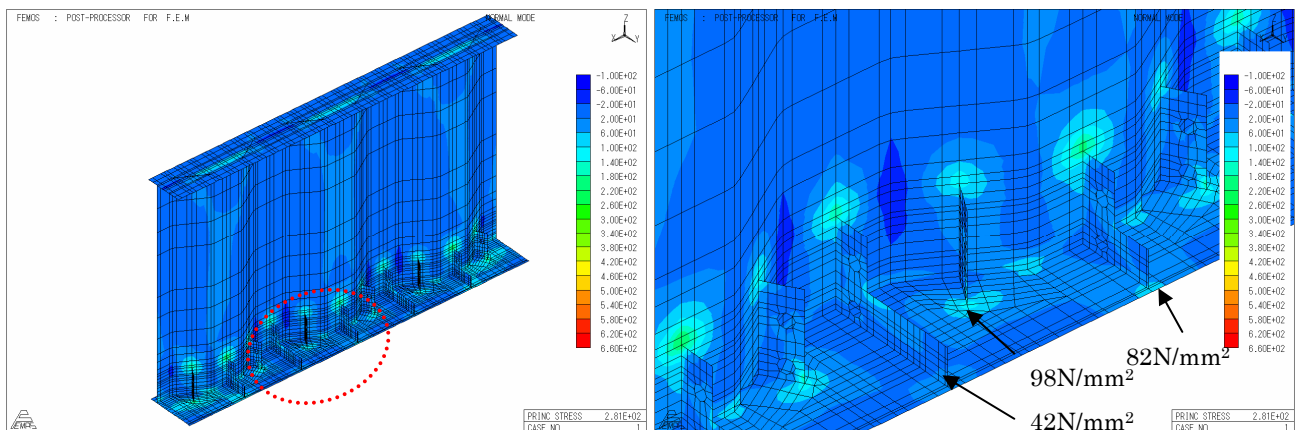


図-3 3 FEM 解析結果(L型プレート) : 最大主応力

8. まとめと今後の課題

本稿で提案する、PC板を敷設した状態で波形鋼板ウェブを先行架設する新しい押出し工法は、試設計の結果からも従来の押出し工法と比較して十分有用性があると考えられる。また、供試体による確認実験により、接合構造に対して設計上確認が必要となる「橋軸方向のずれせん断力に対する抵抗性能」および「面外方向の曲げ抵抗性能」の2つの事項について、提案する耐力算出方法により十分な安全性の確保が可能であることが確認できた。

今後は、本実験において接合構造毎に実施した詳細計測の結果に対する検討を進めると共に、経済性および施工性に優れるプレートジベル接合に着目して、要素供試体による押抜きせん断実験を実施し、その力学的特性や破壊性状を検討する予定である。また、実橋施工に即した詳細の施工検討を実施し、より実用性の高い合理的な橋梁架設工法へと発展させていく予定である。

謝辞

本工法を検討するにあたり、早稲田大学工学部依田照彦教授には、多大な御指導、御尽力をいただきました。心よりお礼申し上げます。

参考文献

- 1) (社)プレストレストコンクリート技術協会編：複合構造設計基準，2005.11
- 2) 土木学会：複合構造物の性能照査指針（案），2002.10
- 3) 桜田,東田他：ツインパーフォボンドリブ接合の押抜きせん断実験，第13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 pp.297-302，2004.10
- 4) Bode,H. and Roik,K. : Headed Studs-Embedded in Concrete and Loaded in Tension, the PCI Annual Conventional, Los Angels, pp.61-88, 1983