

プレートジベル接合の押抜きせん断耐力確認実験

技術本部	土木技術部	志道昭郎
名古屋支店		森 拓也
技術本部	土木技術部	大山博明
技術本部	土木技術部	ピヤマハント ソンクラム

概要：波形鋼板ウェブの側方に下床版を配置した断面形状において、新しい接合構造としてプレートジベル接合を提案し、ずれせん断力に対する基本的な力学的性状や破壊形態を確認するため、要素供試体による押抜きせん断実験を実施した。また、ジベル形状や溶接強度を考慮した耐力算出式を提案し、設定した終局耐力に対して十分な安全性を確認した。

Key Words：波形鋼板，接合構造，押抜きせん断

1. はじめに

これまでに、波形鋼板ウェブ橋における波形鋼板ウェブと下床版の新しい接合方法として、4種類の接合構造と橋軸方向のずれせん断力および面外方向の曲げモーメントに対するその耐力算出式を提案し、1/2縮小供試体による載荷確認実験により安全性を確認した¹⁾²⁾。確認実験および施工性や経済性の検討の結果、プレートジベル接合が他接合に比較して最も実用性が高い結果が得られたが、より合理的な設計を可能とするためには、基本的な力学的特性および破壊性状等を確認する必要があるため、要素供試体による押抜きせん断実験を実施した。

2. 実験概要

2.1 供試体形状

供試体の形状ならびに試験方法は、「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)日本鋼構造協会，平成8年11月」(以下、頭付きスタッド試験方法)を参考にした。

供試体は、試設計を行ったモデル橋梁における支間標準断面の形状寸法(図-1)を反映し、両側に下床版コンクリートを想定したコンクリートブロックを配置した実物大押し抜きせん断供試体とした。図-2に供試体形状を表-1に使用材料を示す。波形鋼板1パネルにプレートジベルを最低1箇所設置する想定から、鋼板とコンクリートブロックの接触面は波形鋼板1パネル長の430mmとしてプレートジベルを接触面の中央に配置した。コンクリートブロックの厚さ(床版厚方向寸法)は、モデル橋梁の下床版厚さに合わせ455mmとし、コンクリートブロックの幅(床版支間方向寸法)は、頭付きスタッド試験方法および道路橋示方書に示される有効支圧面積の規定から500mmとした。コンクリートブロックの高さは、コンクリートの局部破壊を防止するため、ブロック底面での圧縮応力を 20N/mm^2 に制限するものとし、弾性FEM解析の結果からプレートジベルから底面までの距離を750mmとした。なお、供試体は、実橋におけるコンクリートの打設方向を考慮して製作した。



志道昭郎



森 拓也



大山博明

ピヤマハント・
ソンクラム

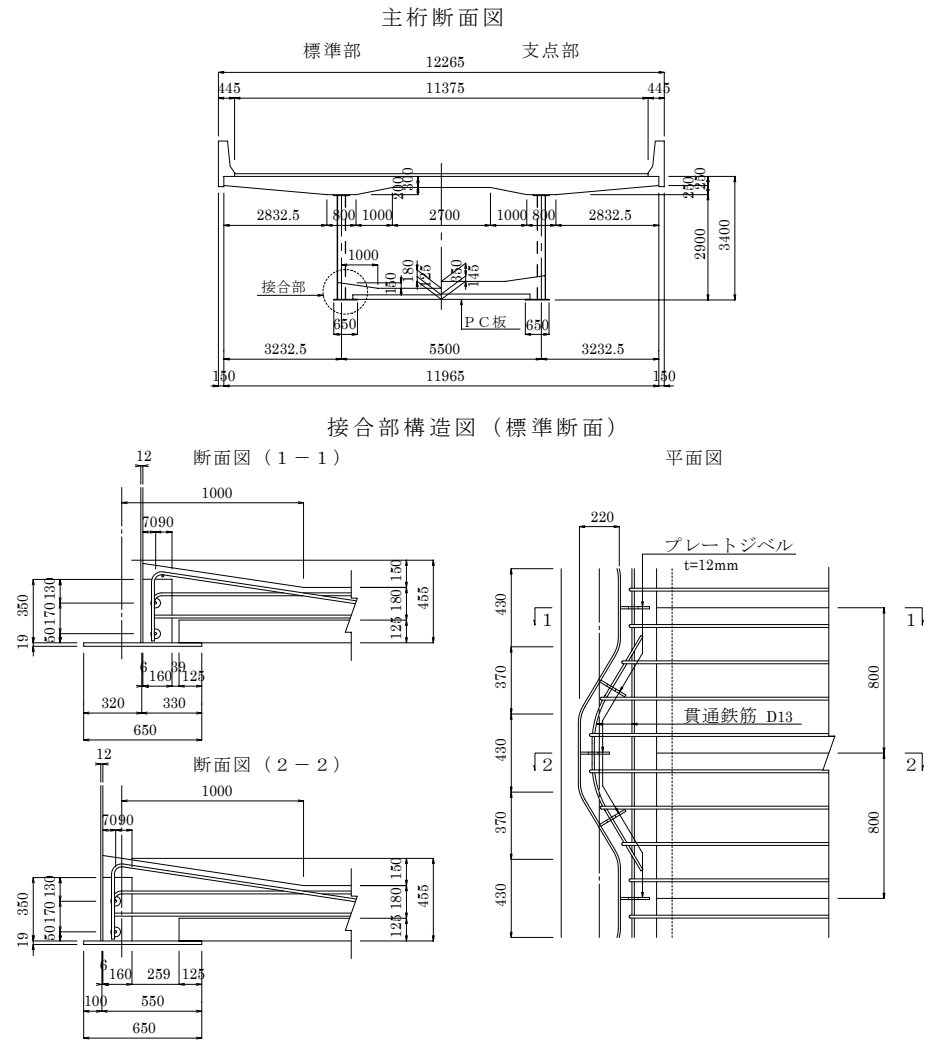


図-1 モデル橋梁の断面形状

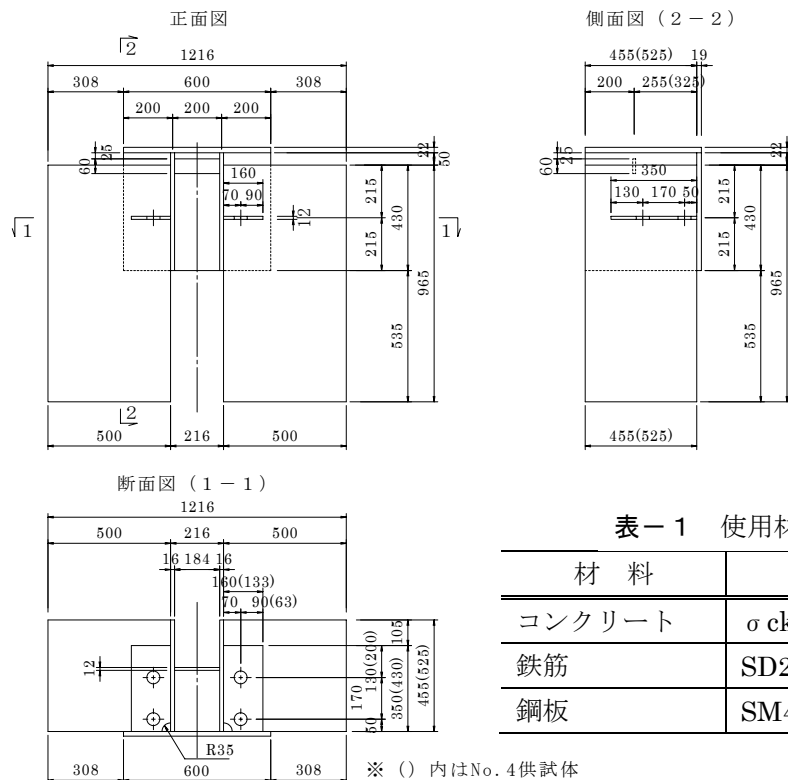


表-1 使用材料

材 料	仕 様
コンクリート	$\sigma_{ck}=40\text{N/mm}^2$
鉄筋	SD295A
鋼板	SM490Y

※ () 内はNo.4供試体

図-2 供試体形状

2.2 ずれせん断耐力の算出方法

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³⁾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ものとした。

$$R_d = \min. (R_{d1}, R_{d2}, R_{d3})$$

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

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

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

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

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 ：溶接の理論のど厚, L ：溶接長

2.3 供試体パラメータ

本実験における供試体のパラメータは以下の4項目とした。表-2に各供試体パラメータおよび押抜きせん断耐力(片側)を示す。

- No.1：基本形状 …… 試設計の標準断面を反映した基本供試体
- No.2：溶接部破壊 …… 溶接部で破壊させることを想定した供試体
- No.3：コンクリート圧壊 …… プレート支圧に伴うコンクリートの圧縮破壊を想定した供試体
- No.4：形状変更 …… プレート形状が異なる場合の影響を確認する目的で、No.3供試体と面積が同じとなるようプレート形状を支点部の縦横比とした供試体

表-2 各供試体パラメータおよび押抜きせん断耐力

		No.1 : 基本形状	No.2 : 溶接部破壊	No.3 : コンクリート圧壊	No.4 : 形状変更	備考
プレート形状	h mm	350	350	350	<u>420</u>	
	b mm	160	160	160	<u>133</u>	
	t mm	12	12	<u>16</u>	<u>16</u>	
	Ac mm ²	28000	28000	28000	27930	
コンクリート	σ_{ck} N/mm ²	40	40	40	40	
溶接	S mm	9	<u>5</u>	<u>12</u>	<u>12</u>	$t_1 > S \geq \sqrt{(2t_2)}$
	a mm	6.4	3.5	8.5	8.5	$= S / \sqrt{2}$
	c mm	35	35	35	35	スカーラップ部欠損長
	L mm	880	880	880	966	$= 2 \cdot (h + b - 2 \cdot c)$
	σ_{sy} N/mm ²	355	355	355	355	SM490Y
耐力	Rd1 kN/ヶ所	747	747	747	745	$= Ac \cdot \sigma_{ck} / 1.5$
	Rd2 kN/ヶ所	1148	638	1530	1680	$= a \cdot L \cdot (\sigma_{sy} / \sqrt{3})$
	Rd3 kN/ヶ所	1082	1082	1443	1584	$= t \cdot (b + h - 2 \cdot c) \cdot (\sigma_{sy} / \sqrt{3})$
	Rdmin kN/ヶ所	747	638	747	745	$\min (Rd1, Rd2, Rd3)$

※下線部は基本形状からの変更箇所

2.4 載荷方法

頭付きスタッド試験方法を参考に、各供試体3体中2体は単調増加載荷法により載荷し、3体中1体は漸増繰返し載荷法によった。各供試体における荷重の載荷速度および計測間隔を表-3に示す。荷重は、両側のプレートジベルに均等に載荷するようウェブ部材への2点載荷とし、鉛直方向には下フランジを含むプレートジベル高さの中心に載荷した。図-3に荷重載荷要領を示す。

①単調増加載荷法による載荷 (各3体中2体)

- ・ 載荷速度：プレート接合部 (母材) の増加せん断応力が $0.3\sim 0.4\text{N/mm}^2$ 程度を目安として設定
- ・ 計測間隔：設計 P_{min} の $1/100$ を目安として設定

②漸増繰返し載荷法による載荷 (各3体中1体)

頭付きスタッド試験方法においては、2つ載荷方法 (変位制御および荷重制御) が規定されている。しかし、変位制御による載荷方法はスタッドジベルにおける相対ずれを対象として増分が決定されていると考えられるため、本実験においては荷重制御によることとした。

- ・ 載荷速度：単調増加載荷法に合わせる
- ・ 計測間隔： ”
- ・ 繰返し荷重の増分：単調増加載荷法による最大荷重 (2体の平均) の $1/20$ を目安に設定

表-3 載荷速度および計測間隔

		No.1 : 基本形状	No.2 : 溶接部破壊	No.3 : コンクリート圧壊	No.4 : 形状変更	備考	
P L 母材As		mm ²	10560	10560	14080	15456	$=2(h+b-2c) \cdot t$
設計Rd		kN	1493	1275	1493	1490	$=2 \cdot R_{dmin}$: 耐力計算より
載荷速度	ΔP	kN/s	5.0	5.0	5.0	5.0	$=5.0\text{kN/s}$ に設定
	$\Delta \sigma_s$	N/mm ² /s	0.47	0.47	0.36	0.32	$=\Delta P/As$
単調載荷	計測間隔	kN	14.9	12.8	14.9	14.9	$=R_d/100$
	実施計測間隔	kN	15.0	10.0	15.0	15.0	
繰返載荷	載荷・除荷増分	kN	105	125	125	105	単調載荷による実測 $P_{max}/20$
	実施計測間隔	kN	15.0	10.0	15.0	15.0	単調載荷と同値に設定

※繰返載荷における載荷・除荷の荷重増分は単調載荷における2体の実測 P_{max} の平均より決定

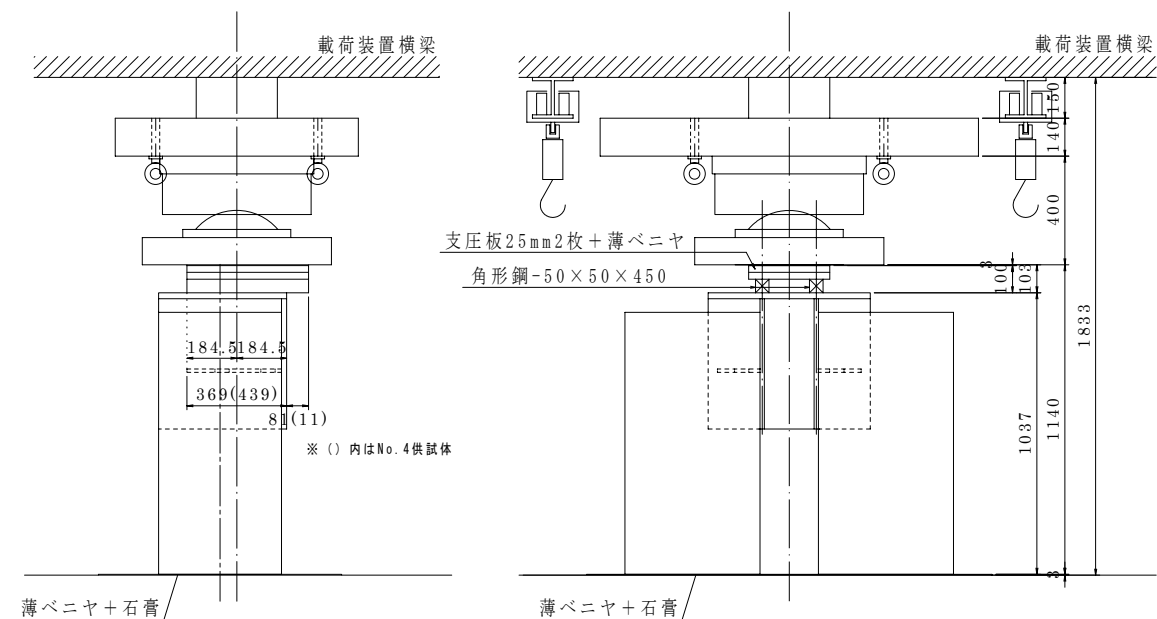


図-3 荷重載荷要領

3. 実験結果

3.1 最大せん断耐力Rd

3.1.1 設計値との比較

表-4 および図-4 に押抜きせん断耐力の実測値と設計値との比較を示す。すべての供試体において設計値を上回る結果が得られた。コンクリートの支圧耐力で決定されることを想定した No.1 および No.3, 4 供試体については、概ね同様の傾向が見られた。プレート全面積を有効とした場合の耐力に対して 0.7 程度であること、後述するプレート直下における切断面のひび割れ性状から、有効支圧面積をプレート面積の 1/2 とした設計上の想定は妥当と考えられる。また、プレートの縦横形状比の相違 (No.3 と No.4) による影響は、本実験の設定範囲内では小さいと考えられる。しかし、溶接強度で決定されることを想定した No.2 供試体は、いずれも設計上の耐力を上回り、後述するようにその破壊形態はコンクリートの支圧破壊によるものであり、他供試体と同程度のコンクリート支圧耐力比を示した。

表-4 押抜きせん断耐力の実測値と設計値との比較

		No.1			No.2			No.3			No.4			
		①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③	
σ_c (実測値) (N/mm ²)		37.8	37.8	38.3	42.2	42.2	44.5	36.8	38.6	38.6	42.4	42.4	42.3	
設計値	Rd1(kN):支圧	△断面	1411	1411	1430	1575	1575	1661	1374	1441	1441	1579	1579	1575
		□断面	2822	2822	2860	3151	3151	3323	2748	2882	2882	3158	3158	3151
	Rd2(kN):溶接	2296	2296	2296	1275	1275	1275	3061	3061	3061	3360	3360	3360	
	Rd3(kN):母材	2164	2164	2164	2164	2164	2164	2886	2886	2886	3168	3168	3168	
	Rdmin(kN)	1411	1411	1430	1275	1275	1275	1374	1441	1441	1579	1579	1575	
実測値	実測Rd(kN)	2092	2209	1993	2588	2603	2596	2849	2247	2123	1962	2173	2204	
	Rd/Rdmin	1.48	1.57	1.39	2.03	2.04	2.04	2.07	1.56	1.47	1.24	1.38	1.40	
	Rd/Rd1:△断面	-	-	-	1.64	1.65	1.56	-	-	-	-	-	-	
	Rd/Rd1:□断面	0.74	0.78	0.70	0.82	0.83	0.78	1.04	0.78	0.74	0.62	0.69	0.70	

※Rd1における□断面はプレート全面積を有効とした場合のコンクリートの支圧強度に基づく耐力で、参考として記載

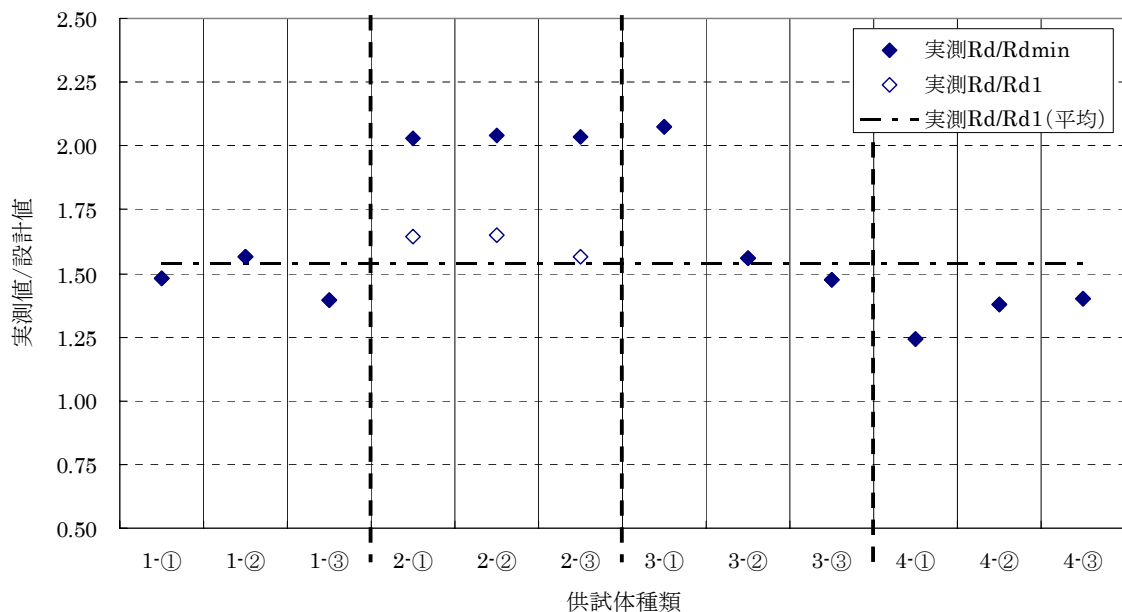


図-4 押抜きせん断耐力の実測値と設計値との比較

3.1.2 支圧強度の低減係数に対する考察

後述する各③供試体の解体結果では、破壊性状はすべてコンクリートの支圧破壊によるものであり、おおよそ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する性状が確認された。また、コンクリートの支圧に対する耐力計算は、式①に示すアングルジベル接合における耐力算出式を用いたが、本構造では波形鋼板ウェブおよび下フランジの2辺でプレートが拘束されるため、アングルジベル接合と拘束条件が異なり、耐力算出式における「係数 1.5」の関連性がない。「係数 1.5」について根拠は明確でないが、支圧力分布の偏りや実験値のばらつき等が考慮されたものと考察される。

式②に示すプレート面積にコンクリート強度を乗じた値に対する低減係数を実験値から算出した。表-5 および図-5に支圧強度に対する低減係数を示す。ばらつきを考慮すると係数Kは1.25程度となる。ただし、実設計への適用に際しては、構造等の他のばらつきを考慮して別途安全係数の設定が必要であり、現状ではアングルジベル接合における耐力算出式を用いることが妥当と考える。

$$Rd1 = A \cdot \sigma_{ck} / 1.5 \quad \dots \dots \text{式①}$$

$$Rd1' = A \cdot \sigma_{ck} / K \quad \dots \dots \text{式②} \quad \Rightarrow \quad Rd1' = A_{\Delta} \cdot \sigma_{ck} / 1.25$$

表-5 支圧強度に対する低減係数

	No.1			No.2			No.3			No.4		
	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③
σ_c (実測値) N/mm ²	37.8	37.8	38.3	42.2	42.2	44.5	36.8	38.6	38.6	42.4	42.4	42.3
$A_{\Delta} \cdot \sigma_{ck}$ kN	2117	2117	2145	2363	2363	2492	2061	2162	2162	2368	2368	2363
実測Rd kN	2092	2209	1993	2588	2603	2596	2849	2247	2123	1962	2173	2204
$K(=Rd1/(\sigma_{ck} \cdot A_{\Delta}))$	1.01	0.96	1.08	0.91	0.91	0.96	0.72	0.96	1.02	1.21	1.09	1.07

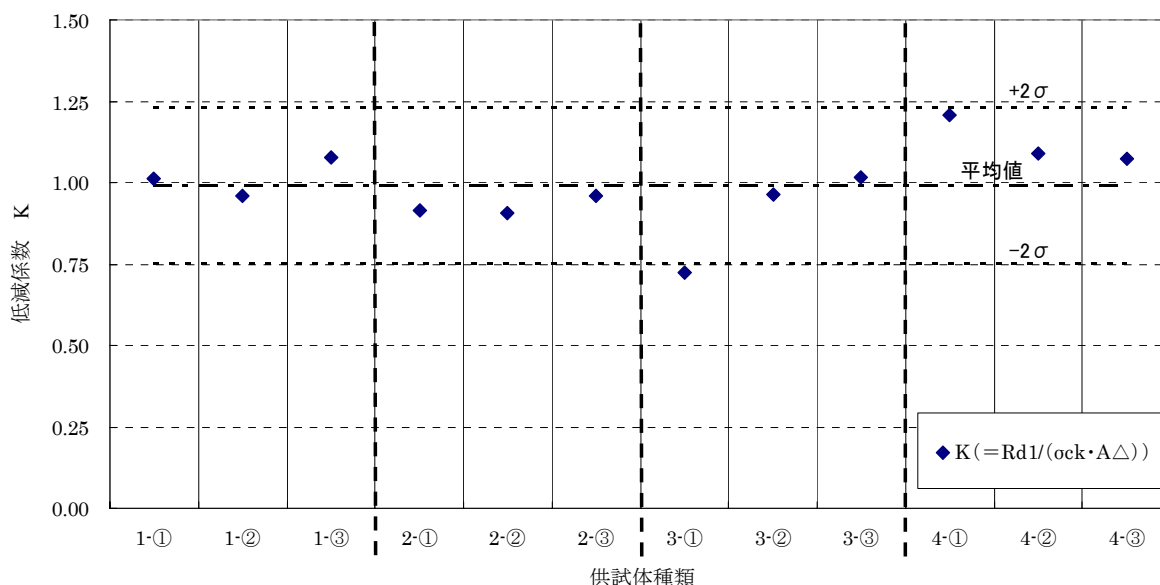


図-5 支圧強度に対する低減係数

3.2 ずれ量

3.2.1 計測位置

プレートジベルと周辺コンクリートとのずれ量計測は、**図-6**に示す位置について行った。

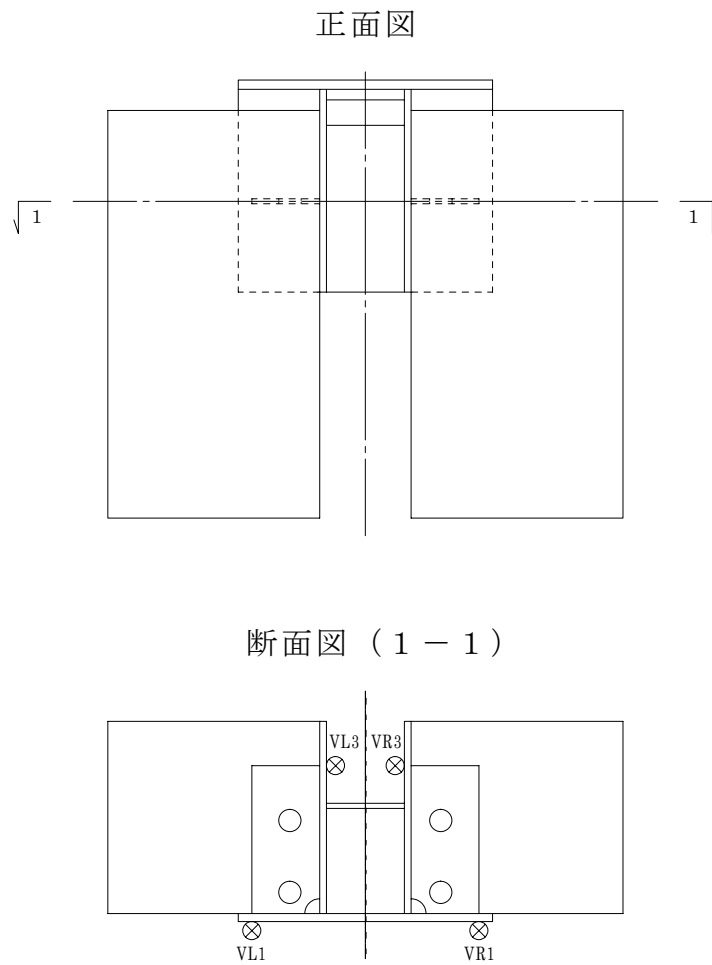


図-6 ずれ量の計測位置

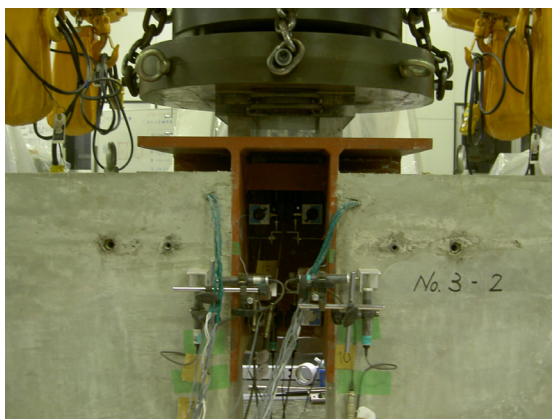


写真-1 ずれ量の計測 (前面)

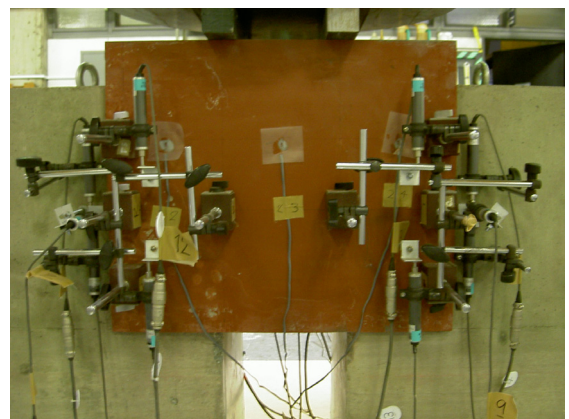


写真-2 ずれ量の計測 (背面)

3.2.2 計測結果

表-6に各供試体の使用時耐力相当の荷重値に対するずれ量を、表-7に漸増繰返し載荷を行った供試体における使用時耐力相当の荷重値に対する残留ずれ量を示す。また、次頁図-7～図-10に各供試体における鉛直方向ずれ量の計測結果を示す。なお、No.4-①供試体については、計測機器の不調によりずれ量の計測値は得られていない。

※グラフ凡例

○ずれ量

- ・「L側平均」：計測位置「VL1」と「VL3」の平均値
- ・「R側平均」：計測位置「VR1」と「VR3」の平均値
- ・「Rd」：終局時耐力
- ・「Ra」：使用時耐力

○残留ずれ量：増繰返し載荷における各ピーク荷重とその荷重開放後の残留ずれ量をプロット

- ・「L側残留ずれ量」：計測位置「VL1」と「VL3」の平均値
- ・「R側残留ずれ量」：計測位置「VR1」と「VR3」の平均値

表-6 使用時耐力相当の荷重値に対するずれ量

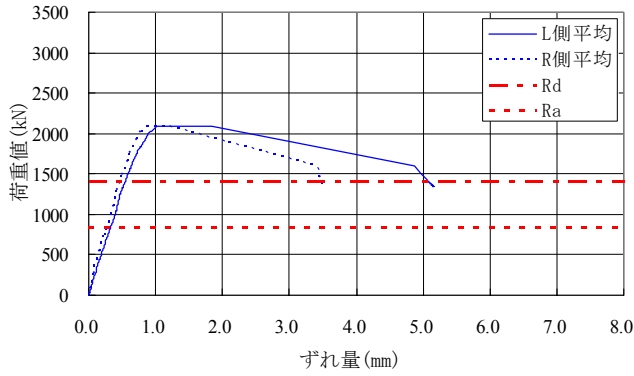
	No.1			No.2			No.3			No.4					
	①	②	③	①	②	③	①	②	③	①	②	③			
Ra kN	847	847	858	765	765	765	945	945	997	824	865	865	947	947	945
	(0.6・Rd1)			(0.6・Rw)			(0.6・Rd1)			(0.6・Rd1)			(0.6・Rd1)		
L側平均 δ mm	0.325	0.320	0.427	0.181	0.141	0.183	0.188	0.174	0.247	0.099	0.243	0.412	—	0.455	0.354
R側平均 δ mm	0.281	0.267	0.457	0.114	0.142	0.183	0.134	0.182	0.276	0.196	0.117	0.294	—	0.255	0.298
平均 δ mm	0.303	0.293	0.442	0.147	0.141	0.183	0.161	0.178	0.261	0.148	0.180	0.353	—	0.355	0.326

※No.2では溶接部破壊を想定したが、コンクリートの圧壊で破壊したため、0.6Rd1に対するずれ量も併記

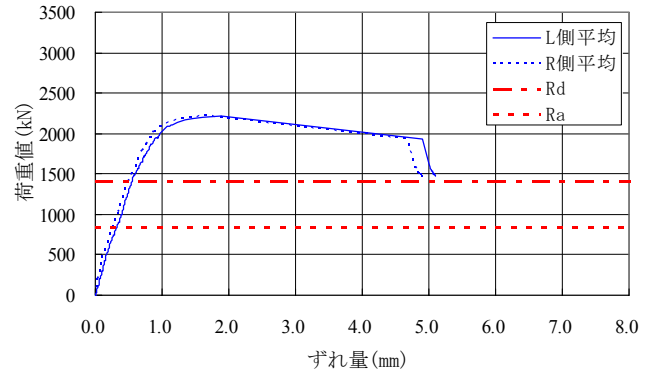
※各③供試体は、使用時耐力相当の荷重に最初に達した値

表-7 使用時耐力相当の荷重値に対する残留ずれ量

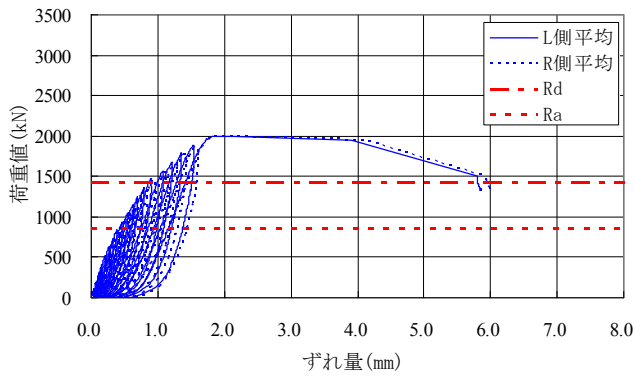
	No.1-③	No.2-③		No.3-③	No.4-③
		(0.6・Rd1)	(0.6・Rw)	(0.6・Rd1)	(0.6・Rd1)
Ra kN	858	765	997	865	945
L側平均 δ mm	0.080	0.015	0.033	0.096	0.038
R側平均 δ mm	0.122	0.019	0.050	0.099	0.056
平均 δ mm	0.101	0.017	0.041	0.097	0.047



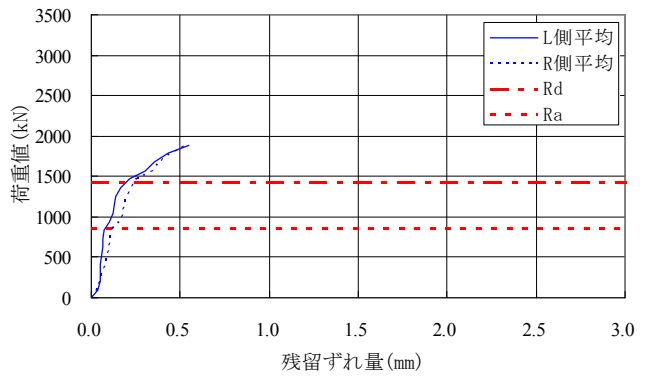
(a) No.1-①供試体鉛直ずれ量



(b) No.1-②供試体鉛直ずれ量

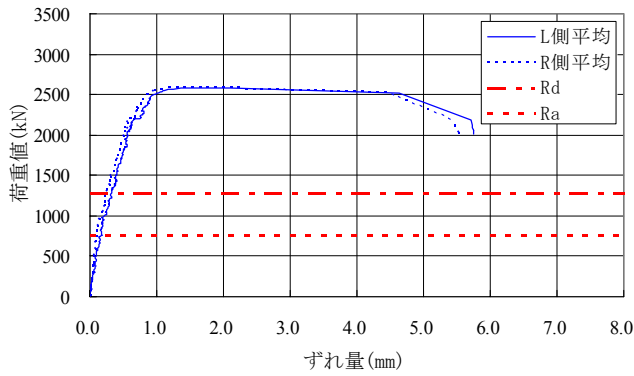


(c) No.1-③供試体鉛直ずれ量

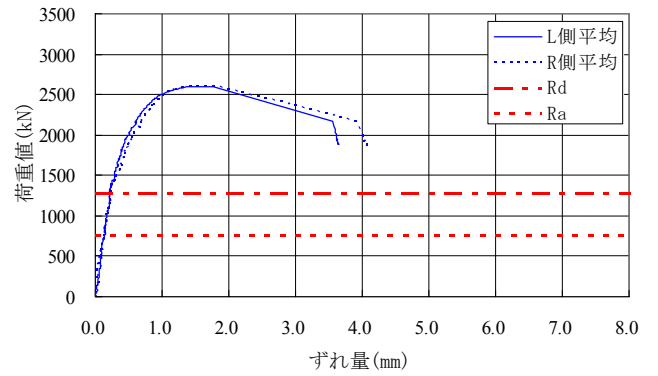


(d) No.1-③供試体鉛直残留ずれ量

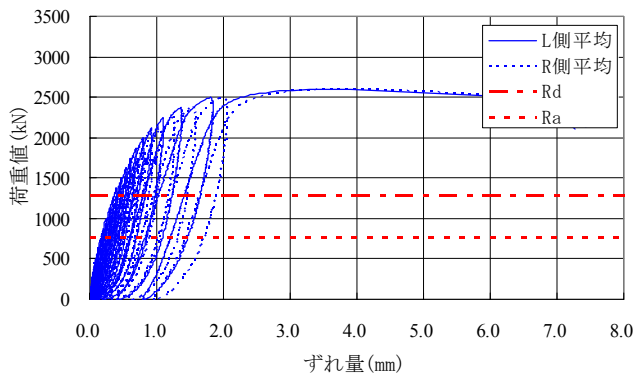
図-7 No.1 供試体鉛直方向ずれ量の計測結果



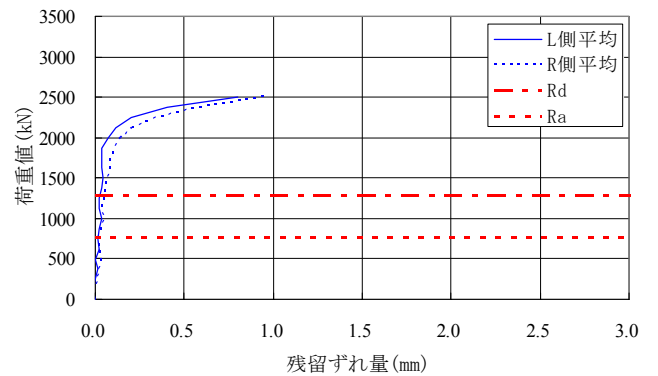
(a) No.2-①供試体鉛直ずれ量



(b) No.2-②供試体鉛直ずれ量

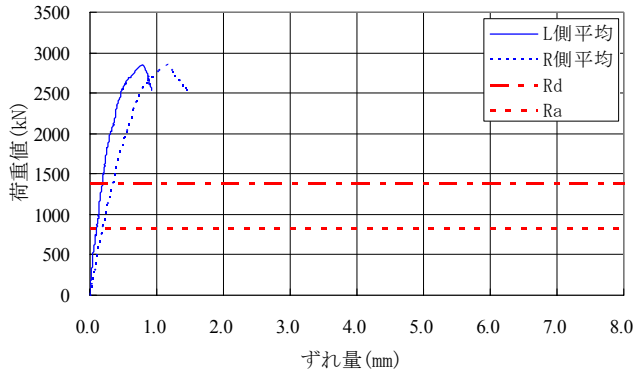


(c) No.2-③供試体鉛直ずれ量

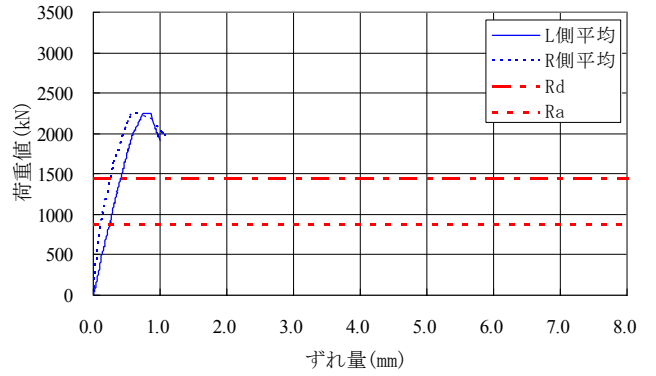


(d) No.2-③供試体鉛直残留ずれ量

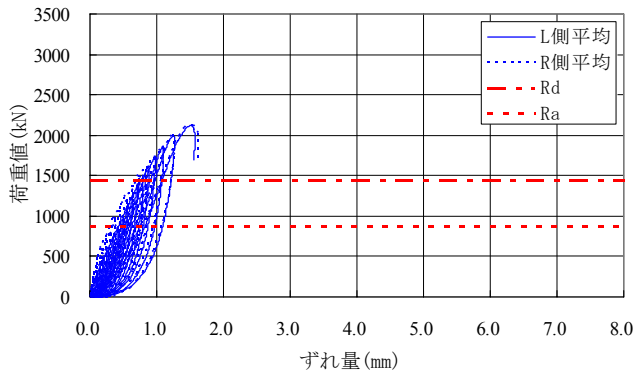
図-8 No.2 供試体鉛直方向ずれ量の計測結果



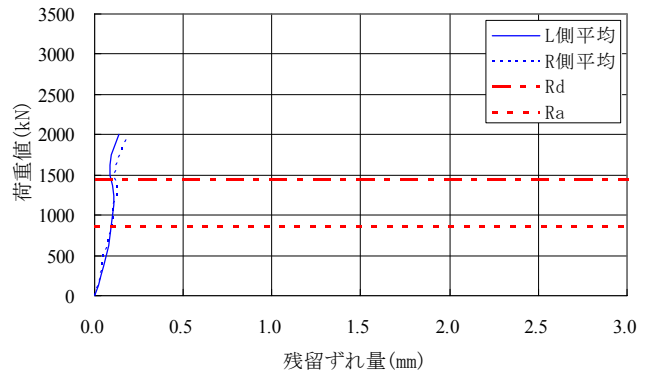
(a) No.3-①供試体鉛直ずれ量



(b) No.3-②供試体鉛直ずれ量

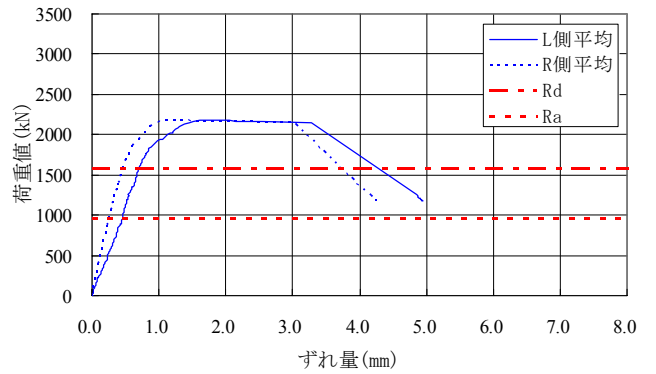


(c) No.3-③供試体鉛直ずれ量



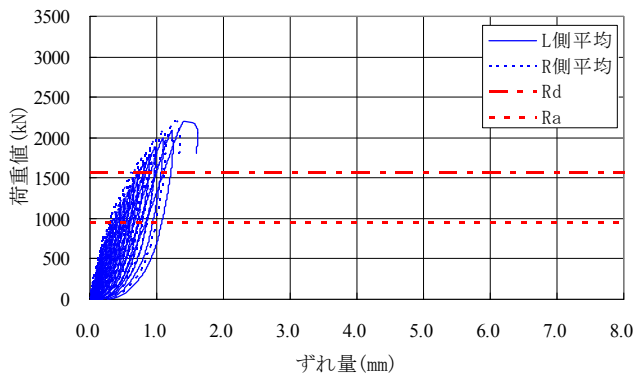
(d) No.3-③供試体鉛直残留ずれ量

図-9 No.3 供試体鉛直方向ずれ量の計測結果

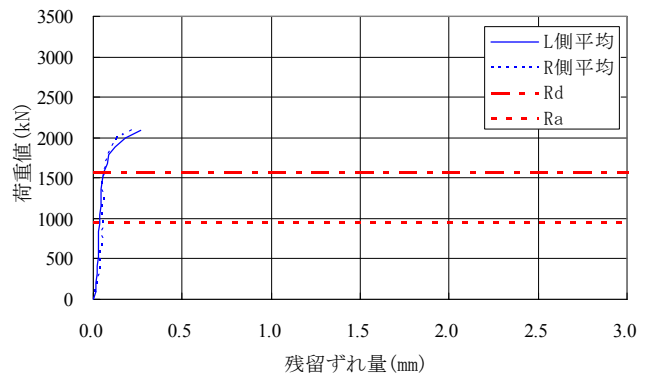


(a) No.4-①供試体鉛直ずれ量

(b) No.4-②供試体鉛直ずれ量



(c) No.4-③供試体鉛直ずれ量



(d) No.4-③供試体鉛直残留ずれ量

図-10 No.4 供試体鉛直方向ずれ量の計測結果

3.2.3 使用時耐力に対する考察

他の接合構造における設計手法によると、使用時耐力の考え方としては①安全率×終局耐力から決定、②コンクリートの許容支圧強度から決定、③限界ずれ量から決定、④限界残留ずれ量から決定の4ケースが見受けられる。表-8にそれぞれの設計手法に対する実験結果の比較を示す。

①a：複合橋設計施工規準³⁾

アングルジベル接合を対象として、終局せん断耐力の算出式を規定。設計せん断耐力に関する規定はないが、アングルジベル接合では一般に下式を適用している。

$$\text{終局せん断耐力} : R_d = A_c \cdot \sigma_{ck} / 1.5$$

$$\text{設計せん断耐力} : R_a = 0.6 \cdot R_d$$

→表-8：「 $0.6 \cdot R_d$ 」

①b：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編⁴⁾

スタッドジベル接合を対象として、この式により設計されたスタッドは、一般に降伏に対して3以上、破壊に対して6以上の安全率をもつものと考えてよい。

$$Q_a = 9.4d^2\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d \geq 5.5)$$

$$Q_a = 1.72dH\sqrt{\sigma_{ck}} \quad (H/d < 5.5)$$

→降伏耐力が明確でないため考慮が困難

②：波形鋼板ウェブPC橋計画マニュアル(案)⁵⁾

埋込みジベル接合を対象として、

$$\text{終局荷重作用時} : Q_u = (3/5) \sigma_{ck} \cdot A_1$$

$$\text{設計荷重作用時} : Q_a = \sigma_1 \cdot A_1$$

$$\sigma_1 = (0.25 + 0.05 \cdot A/A_1) \sigma_{ck}$$

A_1 ：斜め方向パネルの投影面積

A ：支圧応力度の有効面積

→表-8：「 $0.3 \cdot R_d$ 」(※ $A/A_1=1.0$ として算出)

③：複合構造物の性能照査指針(案)⁶⁾

スタッドジベル接合を対象として、供用中に鋼とコンクリートの間に過大なずれが発生しないよう、使用限界状態の限界ずれ量0.17~0.18mm相当として規定。

$$\text{ずれ限界耐力} V_{scd} = 0.5V_{sud}$$

V_{scd} ：終局耐力

→表-8：「 $\delta = 0.18\text{mm}$ 」

④：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン⁷⁾

限界荷重とは、残留ずれ局曲線の勾配が急変する点の荷重を意味する。なお、この急変点は $\phi 25\text{mm}$ 以下の場合には明瞭であるが、 $\phi 25\text{mm}$ 以上では明確でない。 $\phi 25\text{mm}$ 以下で限界荷重に相当する残留ずれは0.003inch(0.075mm)に近くこれを越えるものは無かった。 $\phi 25\text{mm}$ 以上のスタッドではこの残留ずれが限界荷重を決定する基準とされている。これによる限界荷重に相当する相対ずれは、スタッド直径が異なっても同程度となることが確認されている。

→表-8：「残留 $\delta = 0.075\text{mm}$ 」

表-8 各設計手法に対する実験結果の比較

		実測 Rdmax kN	設計 Rd kN	①a:0.6・Rd			②:0.3・Rd			③: $\delta = 0.18\text{mm}$			④: 残留 $\delta = 0.075\text{mm}$		
				Ra	δ	残留 δ	Ra	δ	残留 δ	実測R	R/Rd	残留 δ	実測R	R/Rd	δ
				kN	mm	mm	kN	mm	mm	kN		mm	kN		mm
No.1	①	2092	1411	847	0.303	—	423	0.138	—	538	0.381	—	—	—	—
	②	2209	1411	847	0.293	—	423	0.124	—	582	0.412	—	—	—	—
	③	1993	1430	858	<u>0.442</u>	<u>0.101</u>	429	<u>0.194</u>	<u>0.066</u>	378	<u>0.264</u>	<u>0.061</u>	508	<u>0.355</u>	<u>0.227</u>
No.2	①	2588	1275	765	0.147	—	383	0.071	—	995	0.780	—	—	—	—
	②	2603	1275	765	0.141	—	383	0.063	—	1023	0.802	—	—	—	—
	③	2596	1275	765	<u>0.183</u>	<u>0.017</u>	383	<u>0.058</u>	<u>0.019</u>	762	<u>0.598</u>	<u>0.017</u>	1884	<u>1.477</u>	<u>0.786</u>
No.3	①	2849	1374	824	0.161	—	412	0.071	—	966	0.703	—	—	—	—
	②	2247	1441	865	0.178	—	432	0.081	—	865	0.600	—	—	—	—
	③	2123	1441	865	<u>0.261</u>	<u>0.097</u>	432	<u>0.141</u>	<u>0.054</u>	497	<u>0.345</u>	<u>0.061</u>	611	<u>0.424</u>	<u>0.217</u>
No.4	①	1962	1579	947	—	—	474	—	—	—	—	—	—	—	—
	②	2173	1579	947	0.355	—	474	0.173	—	490	0.310	—	—	—	—
	③	2204	1575	945	<u>0.326</u>	<u>0.047</u>	473	<u>0.132</u>	<u>0.036</u>	604	<u>0.383</u>	<u>0.038</u>	1669	<u>1.059</u>	<u>0.753</u>

使用時相当の荷重によるずれ量の限界値を 0.18mm, 残留ずれ量を 0.075mm とした場合, 実橋の状況を想定して繰返し载荷を行った各③供試体の実験結果(表中の下線部の数値)では以下の傾向が見受けられる。

- ・「①a: 0.6・Rd」: ずれ量および残留ずれ量の両方, またはずれ量が限界値を上回る。
- ・「②: 0.3・Rd」: ずれ量および残留ずれ量いずれもほぼ限界値を満足する。
- ・「③: $\delta = 0.18\text{mm}$ 」: 残留ずれ量は限界値を満足するが, 終局耐力比にばらつきのばらつきが大きい。
- ・「④: 残留 $\delta = 0.075\text{mm}$ 」: ずれ量の限界値を満足しない。

上記結果を受けて, 本構造では以下の理由から使用時耐力は「0.6・Rd」として問題ないと考えられる。

- ①残留ずれ量 0.075mm となる荷重値を降伏荷重とする考えは, スタッドジベル接合の挙動に対するもので, すべての接合構造に適用されるものではない。
- ②道路橋示方書におけるスタッドジベルの許容応力度には, 疲労による影響も考慮されており, 本構造の使用箇所が下床版であることを考えると過大設計と考えられる。
- ③図-11に示す梁供試体で実施した実験結果¹⁾では, コンクリートの支圧強度に基づいて算出した使用時耐力相当の荷重载荷に対して発生するずれ量はわずかである。これは, 安全側として考慮していない波形鋼板ウェブの斜パネル部における抵抗が大きく影響していると考えられ, 本構造の適用を波形鋼板ウェブ橋に限定した場合は, ずれ量は問題とならないことが想定される。

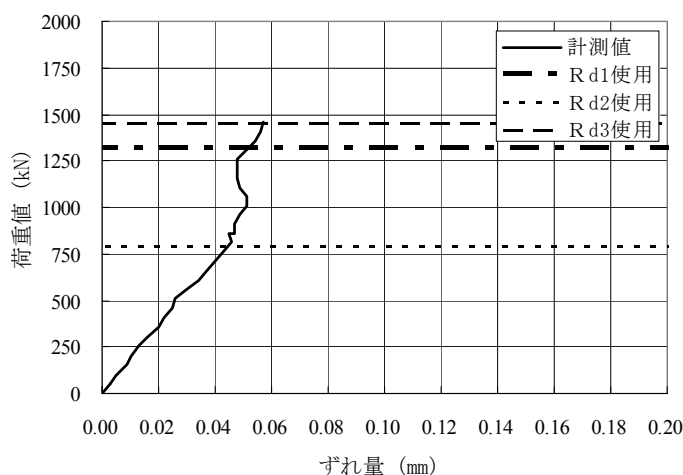


図-11 梁供試体によるずれせん断実験結果

3.3 破壊性状

写真-3～写真-6に、繰返し载荷を行った各③供試体の破壊状況を示す。全ての供試体において、破壊はコンクリートの圧縮破壊による性状を示しており、プレートジベルの溶接端を結ぶ三角形部分の損傷が著しいものであった。溶接部での破壊を想定したNo.2供試体は、プレート部の変形は他供試体と比較して大きなものであったが、最終的には他供試体と同様の破壊性状を示した。

3.3.1 No.1-③供試体

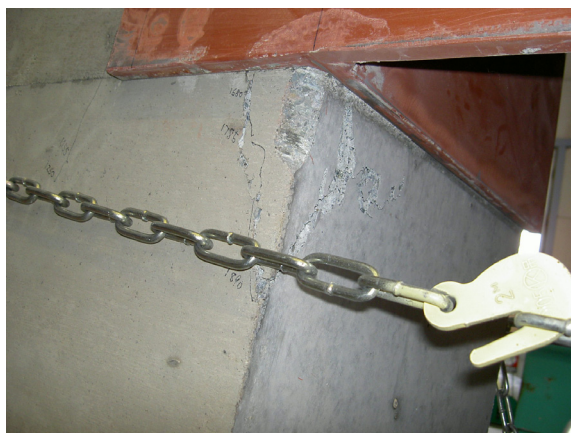
- ・ひび割れ荷重：630 kN (外観から確認した時点)
- ・破壊荷重：1993 kN
- ・破壊形態：コンクリートの支圧破壊



(a) 正面 (全景)



(b) 背面 (全景)



(c) 近景 (L側)



(d) 近景 (R側)



(e) 切断面



(f) 鋼部材

写真-3 破壊状況 (No.1-③供試体)

3.3.2 No. 2-③供試体

- ひび割れ荷重 : 1250 kN (外観から確認した時点)
- 破壊荷重 : 2596 kN
- 破壊形態 : コンクリートの支圧破壊 (プレート変形は最も大きいが無接割れ等は無かった)



(a) 正面 (全景)



(b) 背面 (全景)



(c) 近景 (L側)



(d) 近景 (R側)



(e) 切断面

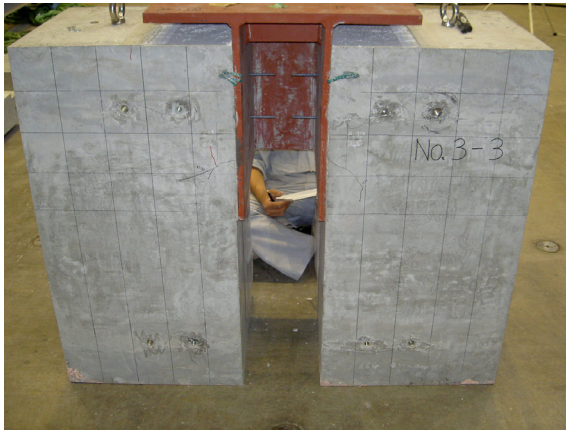


(f) 鋼部材

写真-4 破壊状況 (No. 2-③供試体)

3.3.3 No. 3-③供試体

- ・ひび割れ荷重 : 1000 kN (外観から確認した時点)
- ・破壊荷重 : 2123 kN
- ・破壊形態 : コンクリートの支圧破壊



(a) 正面 (全景)



(b) 背面 (全景)



(c) 近景 (L側)



(d) 近景 (R側)



(e) 切断面



(f) 鋼部材

写真-5 破壊状況 (No.3-③供試体)

3.3.4 No. 4-③供試体

- ・ひび割れ荷重 : 1365 kN (外観から確認した時点)
- ・破壊荷重 : 2204 kN
- ・破壊形態 : コンクリートの支圧破壊



(a) 正面 (全景)



(b) 背面 (全景)



(c) 近景 (L側)



(d) 近景 (R側)



(e) 切断面



(f) 鋼部材

写真-6 破壊状況 (No.4-③供試体)

4. まとめと今後の課題

本稿で報告したプレートジベル接合は、波形鋼板ウェブ橋における波形鋼板ウェブと下床版の新しい接合構造であり、下床版を波形鋼板ウェブの側方に配置することが前提となる。下床版を波形鋼板ウェブの側方に配置する利点としては、下床版の施工にプレキャストPC版を型枠代わりとして使用可能となることや、下床版の型枠、鉄筋等に関する施工性が向上すること、耐久性上の着眼点であるトリプルコンタクトポイントが箱桁内に限定されることなどが挙げられる。また、本接合構造は、昨年報告した波形鋼板ウェブを用いた新しい押し出し工法において開発の必要が生じた接合構造であるが、ジベル構造自体は、支保工架設や片持ち架設においても採用可能な構造である。

本検討において、プレートジベル接合の押抜きせん断力に対する基本的な力学的特性および破壊性状を確認し、終局耐力ならびに使用時耐力に関して、耐力算出式の提案を行った。提案する耐力算出式を用いることにより、合理的な接合構造の設計が可能と考える。

今後は、実橋施工に即した詳細の施工時の検討を実施し、設計、施工上の留意事項等を取りまとめるとともに、より実用性の高い合理的な接合構造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、早稲田大学理工学術院依田照彦教授には、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) 志道,森他：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 pp.167-172, 2006.10
- 2) PIYAMAHANTO,大山他：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 pp.173-178, 2006.10
- 3) (社)プレストレストコンクリート技術協会編：複合橋設計施工基準，2005.11
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説Ⅱ鋼橋編，2002.3
- 5) 波形鋼板ウェブ合成構造研究会：波形鋼板ウェブPC橋計画マニュアル(案)，1998.12
- 6) (社)土木学会：複合構造物の性能照査指針(案)，2002.10
- 7) (社)土木学会：鋼・コンクリート合成構造の設計ガイドライン，1989.3