

オープンサンドイッチ形鋼・コンクリート合成はりにおける突起付き鋼材のせん断付着特性

A Shear Bond Characteristic of Embossed Steel Plates for Open Sandwich Type Composite Beams

鬼頭宏明¹, 上中宏二郎², 園田恵一郎³

Hiroaki KITO, Kojiro UENAKA and Keiichiro SONODA

¹工修 大阪市立大学助手 工学部土木工学科(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)²工修 大阪市立大学大学院 工学研究科土木工学専攻(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)³工博 大阪市立大学教授 工学部土木工学科(〒558 大阪市住吉区杉本 3-3-138)

In Japan, there have been developed various embossed steel products for composite construction, for example, checkered or ribbed plates and tubes with inner or outer embossed surface. The aim of this study is to evaluate the shear bond characteristics of the embossed steel plates through a bending-shear test of 30 open sandwich beam specimens, which were developed here as an alternation of the shear method bond test for deformed steel bars in R/C beam members proposed by RILEM/CEB/FIP. Checkered plates or ribbed plates were attached on the bottom plates of the specimens. These plates had various bond lengths and thickness, and headed stud connectors beam welded on some of them. The obtained shear bond strengths of the plates were compared with the predicted values by direct shear tests with a confinement stress. Validity of a simple accumulative strength method of the plates and the studs was also discussed.

Key words: composite construction, embossed steel plate, shear bond characteristics, beam

1 まえがき

コンクリートに対する付着を強化・保証することを目的とした各種合成構造用鋼材, すなわち熱間圧延時に表面に突起を付けた突起付き鋼材¹⁾が, 我が国の鉄鋼メーカー各社より開発, 製品化されている。その鋼材種は, 棒鋼, H 型鋼, 鋼板, そして鋼管等と多岐に渡り, 種々の構造系式に対する適用実績を有している。突起付き鋼板の開発は元来スタッドなどの機械的なシアコネクタにより賄われていた鋼材とコンクリートのせん断伝達機能のすべてあるいはその一部を突起に分担させ, シアコネクタの削減ひいては施工の省力化・工期の短縮という経済性の向上に端を発するものである。しかしながら, その開発目的である付着特性は, 基礎的データの蓄積も少なく, 寸法を含めた突起形状ならびにその配置を包括して評価する合理的な手法が確立しておらず, 本鋼材の更なる普及に向けてその特性の定量的な把握が望まれている。

このような背景のもと, 著者らは突起付き鋼材の付着特性を定量的に評価すべく独自に開発した側圧制御型直接二面せん断載荷装置によりフルサンドイッチタイプの合成構造要素に関する実験(以下直接せん断実験と呼ぶ)を行い, その特性を支配する突起寸法形状と配置および接合面に与えた側圧すなわち拘束圧を因子とした付着強度算定式^{2),3)}を提案した。その成果を更に一般化し実用設計に供するためには, 設計荷重下において部材内の接合

面に作用する拘束圧の定量化はもとより, 突起付き鋼板を用いた合成部材供試体による載荷実験を通して, 直接せん断実験において得られた付着強度算定式の適用の確認を必要とすることは言うまでもない。

一方, 鉄筋コンクリート構造内の付着強度試験法に目を向ければ, RILEM/CEB/FIP⁴⁾や ACI⁵⁾により提案されたはり曲げ形式の試験法があり, 簡便な引き抜き試験法⁶⁾に対し, より実践的な条件下での挙動が観察できるとされている。先に行った直接せん断実験^{2),3)}が後者に対応するのにに対し, ここで行おうとするオープンサンドイッチはり部材を用いた曲げせん断実験が前者に対応するものと考えられる。また, 本研究に類似する研究例として RILEM/CEB/FIP⁴⁾の手法を参照し異形鉄筋の代わりに突起付き鋼板を埋め込んだはり部材に対する実験例⁷⁾も見られる。

このような背景の下, 本研究は曲げとそれに付随するせん断力を受けるはり部材を対象に, RILEM/CEB/FIP⁴⁾の手法を参照としたオープンサンドイッチはり供試体を用いた曲げせん断実験を行い, 突起付き鋼板を用いた合成構造部材の付着挙動を把握するとともに, 先に行った直接せん断実験から得られた付着強度算定式^{2),3)}の適用性を種々の鋼板厚, 付着長の下で確認することを主たる目的としている。また, 突起付き鋼板とスタッドとを併用した際の強度算定に突起付き鋼材の付着強度^{2),3)}とスタッドのせん断強度⁸⁾との単純累加強度法が有用であるかに

表 1 供試体諸元

No.	Tag.	Width B (mm)	Effect. height d (mm)	Type	Plate						Reinforcement ratio		
					sort	Height h_e (mm)	Number n_e	Embossments		Thick t (mm)	Stud	Plate p' (%)	Rebar p (%)
								Bond Length L_b (mm)	Bear. Ratio m				
1	SP-6M-1	200	297.0	1	Plain	0.0	0	400	0.0000	6	$\phi 16 \times 80$	2.02	0.00
2	SR4-6M-1	200	297.0	1	Rib	2.5	4	400	0.0250	6	$\phi 16 \times 80$	2.02	0.00
3	DR4-6M-1	200	297.0	1	Rib	2.5	4	400	0.0250	6	Dummy	2.02	0.00
4	NR4-6M-1	200	297.0	1	Rib	2.5	4	400	0.0250	6	Non	2.02	0.00
5	SR8-6M-1	200	297.0	1	Rib	2.5	8	400	0.0500	6	$\phi 16 \times 80$	2.02	0.00
6	DR8-6M-1	200	297.0	1	Rib	2.5	8	400	0.0500	6	Dummy	2.02	0.00
7	NR8-6M-1	200	297.0	1	Rib	2.5	8	400	0.0500	6	Non	2.02	0.00
8	SC-6M-1	200	297.0	1	Check.	2.5	-	400	0.0696	6	$\phi 16 \times 80$	2.02	0.00
9	DC-6M-1	200	297.0	1	Check.	2.5	-	400	0.0696	6	Dummy	2.02	0.00
10	NC-6M-1	200	297.0	1	Check.	2.5	-	400	0.0696	6	Non	2.02	0.00
11	SP-6M-2	200	297.0	2	Plain	0.0	0	400	0.0000	6	$\phi 16 \times 80$	2.02	0.95
12	SR4-6M-2	200	297.0	2	Rib	2.5	4	400	0.0250	6	$\phi 16 \times 80$	2.02	0.95
13	DR4-6M-2	200	297.0	2	Rib	2.5	4	400	0.0250	6	Dummy	2.02	0.95
14	NR4-6M-2	200	297.0	2	Rib	2.5	4	400	0.0250	6	Non	2.02	0.95
15	SR8-6M-2	200	297.0	2	Rib	2.5	8	400	0.0500	6	$\phi 16 \times 80$	2.02	0.95
16	DR8-6M-2	200	297.0	2	Rib	2.5	8	400	0.0500	6	Dummy	2.02	0.95
17	NR8-6M-2	200	297.0	2	Rib	2.5	8	400	0.0500	6	Non	2.02	0.95
18	SC-6M-2	200	297.0	2	Check.	2.5	-	400	0.0696	6	$\phi 16 \times 80$	2.02	0.95
19	DC-6M-2	200	297.0	2	Check.	2.5	-	400	0.0696	6	Dummy	2.02	0.95
20	NC-6M-2	200	297.0	2	Check.	2.5	-	400	0.0696	6	Non	2.02	0.95
21	NR4-9M-2	200	295.5	2	Rib	2.5	4	400	0.0250	9	Non	3.05	0.96
22	NR4-12M-2	200	294.0	2	Rib	2.5	4	400	0.0250	12	Non	4.08	0.96
23	NR8-9M-2	200	295.5	2	Rib	2.5	8	400	0.0500	9	Non	3.05	0.96
24	NR8-12M-2	200	294.0	2	Rib	2.5	8	400	0.0500	12	Non	4.08	0.96
25	NR2-6S-2	200	297.0	2	Rib	2.5	2	200	0.0250	6	Non	2.02	0.95
26	NR4-6S-2	200	297.0	2	Rib	2.5	4	200	0.0500	6	Non	2.02	0.95
27	NR6-6L-2	200	297.0	2	Rib	2.5	6	600	0.0250	6	Non	2.02	0.95
28	NR10-6L-2	200	297.0	2	Rib	2.5	10	600	0.0417	6	Non	2.02	0.95
29	NC-6S-2	200	297.0	2	Check.	2.5	-	200	0.0696	6	Non	2.02	0.95
30	NC-6L-2	200	297.0	2	Check.	2.5	-	600	0.0696	6	Non	2.02	0.95

Note: $m = n_e h_e / L_b$ for ribbed plate (see Eq. (3) for checkered plate)

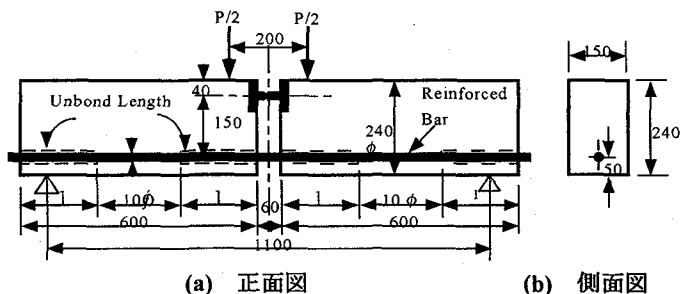


図 1 RILEM/CEB/FIP のはり曲げ試験(単位:mm)

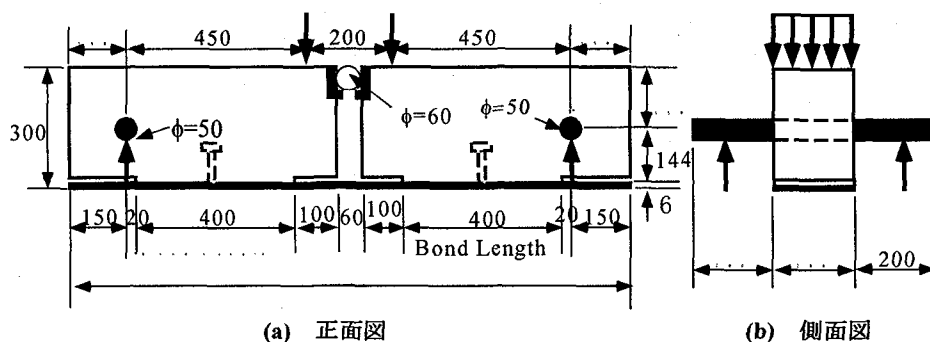


図 2 供試体の一例(Type 1)(単位:mm)

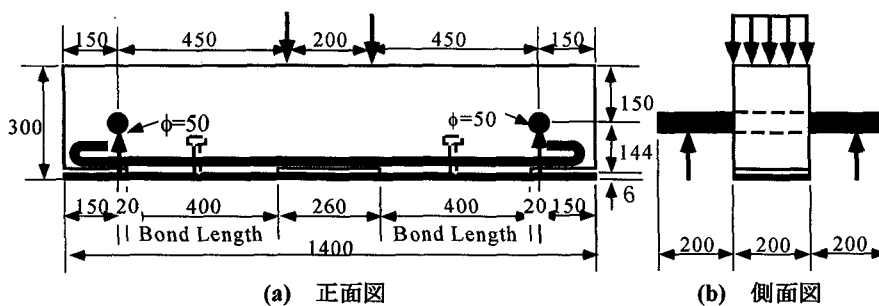


図3 供試体の一例(Type 2) (単位:mm)

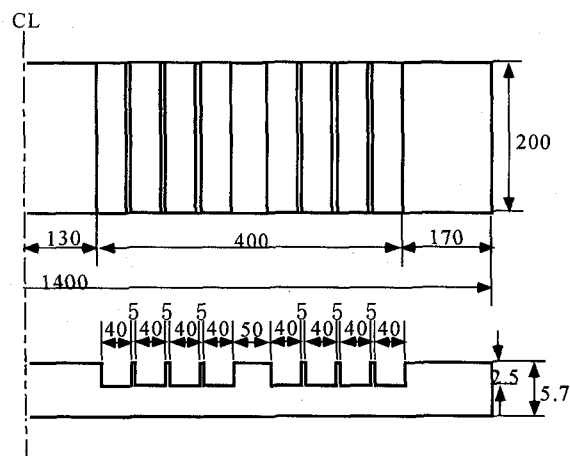


図4 リブ突起鋼板(単位:mm)

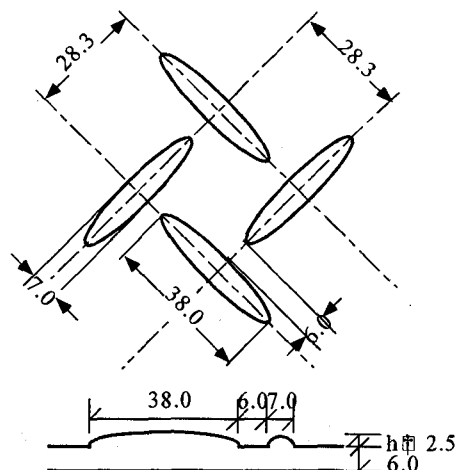


図5 縞突起鋼板(単位:mm)

についても検討を加えた。

2 実験方法

2.1 供試体

(1)概要

供試体は鉄筋コンクリート構造の異形鉄筋の付着特性を評価する RILEM/CEB/FIP のはり曲げ試験⁴⁾(図1参照)を規範とし、図2に示す Type 1 供試体と図3に示す Type 2 供試体の計 30 体を用意した。なお、一部の供試体には表1の第12列に示すようにスタッド($\phi 16 \times h 80$)を1付着面当たり1本すなわち1供試体に2本配置した。

参照した供試体⁴⁾は、せん断補強したコンクリートブロック2個を配置し、両者間の上部にヒンジを下部に試験対象となる異形鉄筋を配置している。異形鉄筋は両ブロックを貫通して埋め込まれ、各ブロックの中央部に付着区間を、その両端はプラスチックの筒で覆われた未付着区間を、さらに自由端部にずれ計測用の変位計を設けている。載荷は上面2点載荷で、下面2点で支持する4点曲げである。構造特性より鉄筋に作用する軸力すなわち異形鉄筋をコンクリートから引き抜く力は載荷荷重と一義的な関係にあり、得られた荷重と鉄筋のずれとの関係から付着特性を評価する。

これに対し、用意した Type 1 の供試体(図2)は、上述の異形鉄筋に対する試験法の特性を、可能な限り適用したオープンサンドイッチ供試体である。すなわち、せん

断補強したコンクリートブロック2個を配置し、両者間の上部にヒンジを下部に試験対象となる突起付き鋼板を設置し、さらに、各ブロックの中央部に付着区間を、その両端はテフロンシートで覆った未付着区間を設けた。突起付き鋼材の付着強度は拘束圧の影響を大きく受けることが分かっているので^{2),3)}、載荷方法は上述同様の2点載荷とするが、付着強度の基本値をつかむために、すなわち後述の算定式との対比の関係上、支持方法は付着面に拘束圧を与えないように図2-(b)に示すように両コンクリートブロック端部の高さ方向中央に直径50mmの丸鋼を貫通材として設けて支持した。この支持方法により、支点部から何らかの拘束圧が期待できる通常のはり部材に比して厳しい付着条件設定となっている。なお、ここでも鋼板に作用する面内力すなわち突起付き鋼板をコンクリートブロックから引き抜く力(以下引き抜き力と呼ぶ)は載荷荷重と一義的な関係にある。

次に用意した Type 2 供試体(図3)は上述の Type 1 供試体の曲げ剛性を向上したものである。曲げ剛性向上の必要性については次章で後述するが、そのために Type 1 供試体では別個であったコンクリートブロックを一体化し、曲げ補強筋 D19 を2本配置した。これによりより通常の部材に近い供試体となっている。また、この一体化のため、部材の中立軸位置が載荷過程における中央部コンクリートのひび割れの進展に依存するので、引き抜き力は載荷荷重と一義的な関係になく、鋼板に貼付したひずみ

ゲージなどにより引き抜き力を別途管理しなければならない。

(2)実験変数

表 1 に供試体諸元を示すが、実験変数として a)スタッドの有無, b)鋼板種別, c)鋼板厚, d)付着区間長, および e)供試体種別の 5 者を選び, それらから供試体を定めた。

使用したスタッドは頭付きの直径 16mm, 高さ 80mm で, 両付着面中央に 1 本ずつ配置するものとし, i)S:スタッド有り, および ii)D:ダミースタッド有り, および iii)N:スタッド無し の 3 者とし, 供試体名の先頭文字を与えた。ここで第 2 者のダミースタッドとは, 鋼板とコンクリートとの肌離れ防止のみを目的とするもので, スタッドの溶接余盛り部を含む軸部全体にスチロールペーパーを巻き付け, スタッド本来のせん断抵抗を発揮しないようにしたものを使う。

使用した鋼材種は, i)P:平鋼板, ii)R:リブ鋼板, および iii)C:縞鋼板の 3 者とし, 供試体名の 2 文字を与えた。ここで, リブ鋼板とは図 4 に示すように平鋼板に対して, 付着幅全幅にわたり深さ 2.5mm の溝切り加工を施して線状突起を設けたものを指し, さらに突起本数を実験変数に加えた。例えば表 1 にて供試体 No.2 の供試体名(Tag)内 R4 とは, 突起本数が 4 本であることを意味し, その数を 2 から 10 へと変化させている。また, 縞鋼板としては, 図 5 に示す突起高さ 2.5mm の既製の合成構造用鋼材を使用した。

鋼板厚は, i)6, ii)9, および iii)12mm の 3 者を使用し, 供試体名の第一ハイフンに続く数字を与えた。また付着区間長は i)S:200mm, ii)M:400mm, および iii)L:600mm の 3 者を使用し, 供試体名の第 2 ハイフンの前の文字を与えた。さらに前項で示した供試体種別として, i)1:Type 1, および ii)2:Type 2 を供試体の第 2 ハイフンに続く文字を与えた。

(3)付着強度算定式

実験結果の参照値とする直接せん断実験^{2),3)}から得られた付着強度, すなわち鋼板に作用する最大引き抜き力を付着面積で除した平均付着せん断強度について概説する。付着強度の評価方法には所定のずれ量が発生した際の強度を用いるものもあるが, 突起付き鋼板は直接せん断実験結果^{2),3)}より, 最大引き抜き力に到達するまで有意なずれが発生しない剛な挙動を呈するため, このような指標を設定している。突起前面にてコンクリート部が局所的に破壊する支圧破壊形式の下での突起付き鋼板の付着強度 τ_b は, コンクリート強度 F_c , 付着面直交方向に作用する拘束圧 σ_0 , 摩擦係数 μ ならびに支圧面積比 m の関数として与えられる。ここで支圧面積比とは単位付着面積に対する荷重方向に直交する突起の全投影面積の比を示す。なお, 突起高さに比して突起間隔が小さい場合には突起頂部を結ぶコンクリート部のせん断破壊に至り別途

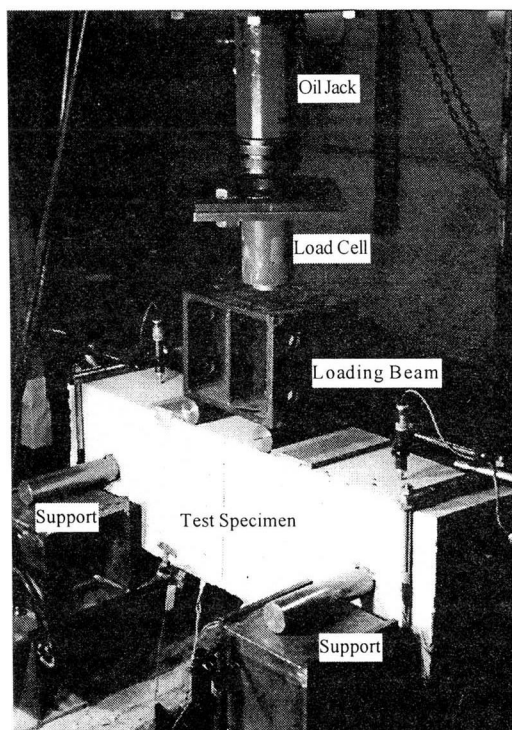


写真 1 荷重方法

算定式が必要となるがここではその種の破壊に至らぬ突起配置を選んでいる。

ここで使用した合成構造用鋼材である縞鋼板の付着強度は式(1)で与えられる³⁾。

$$\frac{\tau_b}{F_c} = m \left(0.623 + 17.1 \frac{\sigma_0}{F_c} \right) + \mu \frac{\sigma_0}{F_c} \quad (1)$$

ここに, 前述の支持方法より拘束圧は作用しないので $\sigma_0=0$ とすると式(2)を得る。

$$\frac{\tau_b}{F_c} = 0.623m \quad (2)$$

なお, 同縞鋼板の支圧面積比は, 突起軸がせん断方向に対し 45 度の交角を有することと, 突起投影形状が高さ 2.5mm, 上辺 25mm で下辺 38mm の台形状($A_c=78.75\text{mm}^2$)であること, ならびに突起間隔(s_c)が 28.3mm の正方形状であることより, 次式で与えられる。

$$m = \frac{A_c}{\sqrt{2}s_c^2} = 0.0696 \quad (3)$$

一方, リブ鋼板の付着強度は式(4)により与えられる^{2),3)}。

$$\frac{\tau_b}{F_c} = m \left(0.892 + 16.3 \frac{\sigma_0}{F_c} \right) + \mu \frac{\sigma_0}{F_c} \quad (4)$$

式(1)同様に拘束圧が作用しないことにより, 式(5)を得る。

$$\frac{\tau_b}{F_c} = 0.892m \quad (5)$$

なお, リブ鋼板の支圧面積比は, 突起個数 n_e , 突起高さ h_e ならびに付着長 L_b より $m=n_e h_e / L_b$ として与えられる。

このようにして得られた拘束圧が作用しない状態の付

表2 実験結果一覧

No.	Tag.	Shear bond strength										
		Parameters			Material Properties			(a)	(b)	(c)	(d)	(e)
		m	L_b (mm)	t (mm)	F_c (MPa)	E_c (GPa)	f_{sy} (MPa)	Exp.	Emboss.	Stud	(b)+(c) E+S	(a)/(d)
								τ_b (MPa)	$\tau_{bcal}(e)$ (MPa)	$\tau_{bcal}(s)$ (MPa)	τ_{bcal} (MPa)	τ_b/τ_{bcal} (%)
1	SP-6M-1	0.0000	400	6	24.7	23.1	316	0.85	0.00	0.94	0.94	90
2	SR4-6M-1	0.0250	400	6	24.7	23.1	316	0.99	0.55	0.94	1.49	66
3	DR4-6M-1	0.0250	400	6	24.7	23.1	316	0.47	0.55	0.00	0.55	84
4	NR4-6M-1	0.0250	400	6	24.7	23.1	316	0.21	0.55	0.00	0.55	38
5	SR8-6M-1	0.0500	400	6	24.7	23.1	316	0.98	1.10	0.94	2.05	48
6	DR8-6M-1	0.0500	400	6	24.7	23.1	316	0.72	1.10	0.00	1.10	66
7	NR8-6M-1	0.0500	400	6	24.7	23.1	316	0.52	1.10	0.00	1.10	47
8	SC-6M-1	0.0696	400	6	24.7	23.1	316	0.93	1.07	0.94	2.01	46
9	DC-6M-1	0.0696	400	6	24.7	23.1	316	0.93	1.07	0.00	1.07	87
10	NC-6M-1	0.0696	400	6	24.7	23.1	316	1.08	1.07	0.00	1.07	101
11	SP-6M-2	0.0000	400	6	31.2	25.8	296	0.74	0.00	1.13	1.13	65
12	SR4-6M-2	0.0250	400	6	31.2	25.8	296	1.03	0.70	1.13	1.83	56
13	DR4-6M-2	0.0250	400	6	31.2	25.8	296	0.77	0.70	0.00	0.70	111
14	NR4-6M-2	0.0250	400	6	31.2	25.8	296	0.80	0.70	0.00	0.70	114
15	SR8-6M-2	0.0500	400	6	31.2	25.8	296	1.24	1.38	1.13	2.51	49
16	DR8-6M-2	0.0500	400	6	31.2	25.8	296	1.30	1.38	0.00	1.38	94
17	NR8-6M-2	0.0500	400	6	20.3	22.1	304	1.04	0.91	0.00	0.91	115
18	SC-6M-2	0.0696	400	6	31.2	25.8	296	1.49	1.35	1.13	2.47	60
19	DC-6M-2	0.0696	400	6	31.2	25.8	296	1.34	1.35	0.00	1.35	99
20	NC-6M-2	0.0696	400	6	31.2	25.8	296	1.40	1.35	0.00	1.35	104
21	NR4-9M-2	0.0250	400	9	20.3	22.1	274	0.70	0.45	0.00	0.45	154
22	NR4-12M-2	0.0250	400	12	20.3	22.1	302	0.60	0.45	0.00	0.45	132
23	NR8-9M-2	0.0500	400	9	20.3	22.1	274	0.97	0.91	0.00	0.91	107
24	NR8-12M-2	0.0500	400	12	20.3	22.1	302	1.27	0.91	0.00	0.91	141
25	NR2-6S-2	0.0250	200	6	20.3	22.1	304	0.69	0.45	0.00	0.45	151
26	NR4-6S-2	0.0500	200	6	20.3	22.1	304	1.32	0.91	0.00	0.91	146
27	NR6-6L-2	0.0250	600	6	20.3	22.1	304	0.69	0.45	0.00	0.45	151
28	NR10-6L-2	0.0417	600	6	20.3	22.1	304	0.90	0.75	0.00	0.75	120
29	NC-6S-2	0.0696	200	6	20.3	22.1	312	1.05	0.88	0.00	0.88	119
30	NC-6L-2	0.0696	600	6	20.3	22.1	312	0.69	0.88	0.00	0.88	78

着強度式(2)と(5)を実験結果の参照値とする。

また、スタッドの終局強度 Q_u は文献 8) より F_c をコンクリート強度, A_s をスタッドの断面積, E_c をコンクリートのヤング率とすると以下のように表される。

$$Q_u = 0.5A_s\sqrt{E_cF_c} \quad (6)$$

実験値との比較においては、式(2)、(5)との整合性から、式(6)で得られたスタッド 1 本当たりの強度を付着面積で除した値すなわちせん断応力換算値を参照値として用いる。

2.2 測定項目

鋼板中央ならびにリブ鋼板における各溝切り部中央の上下両面にて一軸ゲージを貼付して部材軸方向にひずみを測定し、各位置における引き抜き力を算定した。特に前者は付着面に作用する引き抜き力として、付着強度算定の基礎とするため、部材軸直角方向に 3 枚のゲージを一直列配置しその平均成分を算定に用いた。

また、付着面でのずれ挙動を測定する π 型ゲージならびに供試体の総たわみを測定する変位計(両支点部上面と部材軸中央下面の計 3 基)も設置した。

3 実験結果と考察

3.1 たわみ性状

Type 1 と Type 2 の供試体から得られた載荷荷重と中央のたわみの関係として、供試体種別以外の実験変数が同一な 2 例を各々図 6 と図 7 に示す。中央のたわみの実験値は部材軸中央下面の鉛直たわみを両支点部上面の沈下量で補正したものである。また図中参照値として、弾性はり理論値と有限要素解析⁹⁾を併記し、後者については鋼板とコンクリートとが完全接合のもの: FEM1 と接触条件を考慮したもの: FEM2 の 2 者を選択した。

RILEM/CEB/FIP のはり曲げ試験⁹⁾を模し 2 つのコンクリートブロックから成る Type 1 供試体では、図 6 に示すように実験値は参照値に比して大きな値を呈した。この理由として、同供試体は、図 2 に示すように最大曲げモーメントを受ける中央部にて部材の曲げ剛性が急減する区間を有し、その部分の鋼板に曲げ変形が過度に集中したためと考えられる。

一方、コンクリート部を連続化した Type 2 の供試体では、図 7 に示すように初期剛性は参照値と良好な一致を示し、その後載荷荷重の増加に伴うコンクリート部のひび割れの進行に従い剛性が低下していった。また載荷荷

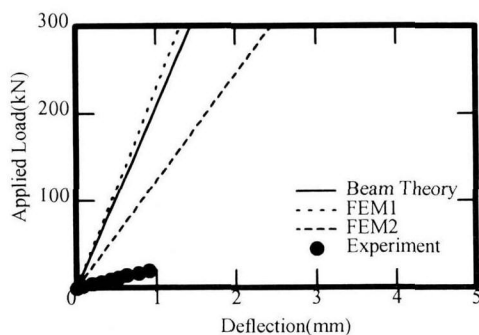


図 6 たわみ性状(NR4-6M-1)

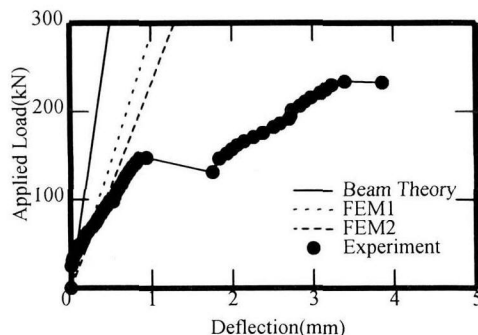


図 7 たわみ性状(NR4-6M-2)

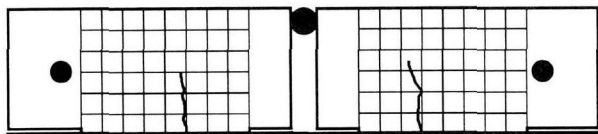


図 8 破壊形式(Type 1)

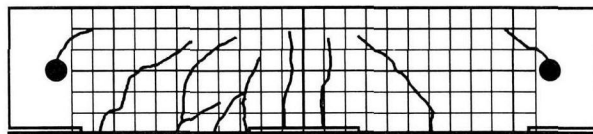


図 9 破壊形式(Type 2)

重 150kN 近辺でのたわみの急増は後述の図 11 ならびに図 18 の急変点に対応しており、鋼板とコンクリートの付着切れを表すものである。すなわち図 7 におけるその後の荷重増加はここで着目する付着強度に関与しないもので、鋼板の寄与が損失した R/C 部材としての挙動を示すものである。

なお、Type 1 ならびに Type 2 供試体とも、スタッドの有無による顕著なたわみ性状の差異は認められなかった。

3.2 破壊形式

Type 1 供試体においては、接合面の突起前面での支圧破壊はもとよりコンクリート部の曲げひび割れも発生せず、前節にて示したたわみすなわち曲げ変形が中央部にて局在したことが裏付けられた。結果として同供試体では接合面での所定の付着破壊に至ることなく、鋼板が肌離れをおこし剥落した。ただし、スタッドを併用した供試体では、図 8 に示すように最大載荷荷重時近傍にてスタッド配置位置側面にひび割れが発生し、最終的には供試体中央部を跨ぐ両スタッド間にて上記同様の肌離れを起こした。

一方、Type 2 の供試体では、併用した引張鉄筋の効果もあるが、図 9 に示すような良好なひび割れ分散性を示し、最終的には接合面の突起前面の支圧破壊を伴う所定の付着破壊(写真 2 参照)が観察された。なお、スタッドを併用した両供試体種別のいずれの供試体においても、スタッドの破断は認められなかった。

以上、前節ならびに本節にて述べた供試体種別に伴う挙動差は、供試体中央部における曲げ剛性の差異によるものである。これにより RILEM/CEB/FIP のはり曲げ試

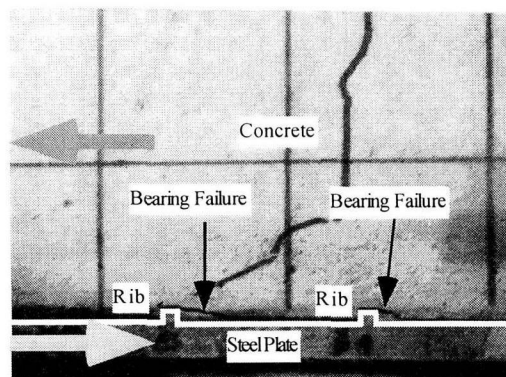


写真 2 支圧破壊部分詳細

験⁵⁾を模した Type 1 供試体では中央部の曲げ剛性不足により所定の付着破壊が得られず、中央部の曲げ剛性を向上させた Type 2 供試体を用意する経緯に至った。

3.3 載荷荷重と鋼板の引き抜き力

標題の関係として、Type 1 供試体ならびに Type 2 供試体の一例を各々図 10 と図 11 に示す。鋼板の引き抜き力とは、供試体鋼板の中央の上下面に貼付した一軸ひずみゲージ値より得られた鋼板厚さ方向中央での引張ひずみに E_s 、鋼板のヤング率と A 、鋼板の断面積を乗じたものであり、前述のように付着面に作用する全引き抜き力を意味する。

図 10 に示す Type 1 供試体では、構造特性すなわち中央部に設けたヒンジにより中立軸位置が一定となり、両者は算定通りの線形挙動を呈した。

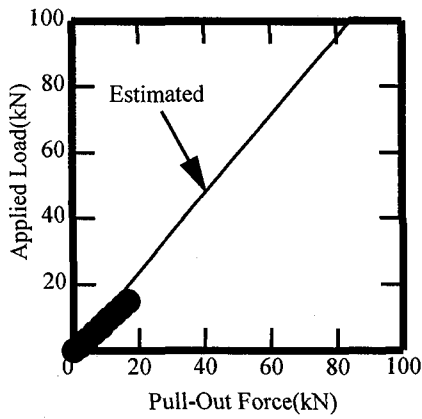


図 10 載荷荷重と鋼板の引き抜き力(NR4-6M-1)

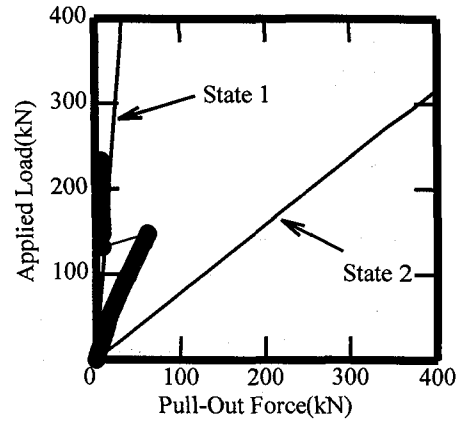


図 11 載荷荷重と鋼板の引き抜き力(NR4-6M-2)

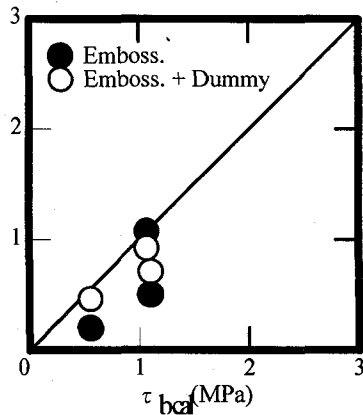


図 12 付着強度に関する実験値と算定値の関係(スタッド無し, Type 1)

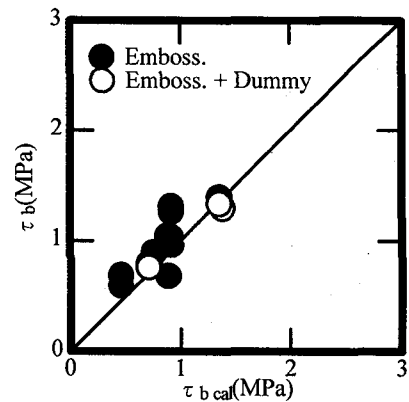


図 13 付着強度に関する実験値と算定値の関係(スタッド無し, Type 2)

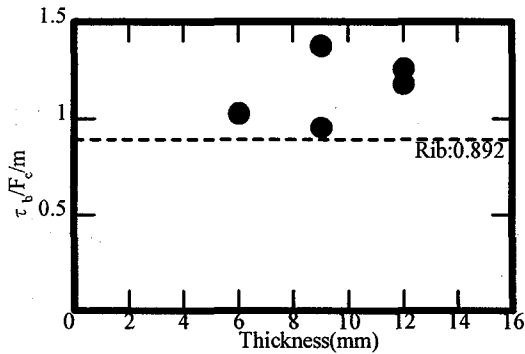


図 14 鋼板厚の変化による算定値の比較

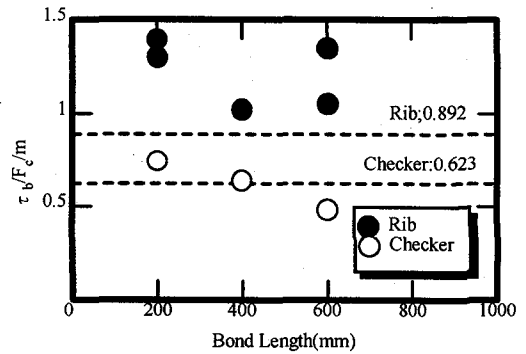


図 15 付着長の変化による算定値の比較

一方、ヒンジを削除したコンクリートを連続化した Type 2 供試体では、図 11 に示すように載荷荷重の増加に伴うコンクリート部のひび割れの進行に従い、R/C 曲げ部材で云われる所の曲げ剛性を全断面有効とした State 1 から曲げ終局状態を想定した State 2 へと近づく非線形挙動を示した。また引き抜き力は最大値に達した後、著しく低下し、載荷荷重が上昇してもそれが停留する傾向が見られた。これは鋼とコンクリートが付着切れをを起こし、引き抜き力が除荷されるためである。すなわちそ

の後の載荷荷重の増加は鋼板の寄与の無い通常の R/C はりの挙動であり、付着強度に関与するものではない。

3.4 付着強度

表 2 に付着強度に関する実験結果一覧を示す。ここに付着強度とは前節にて述べた接合面内に作用する全引き抜き力の最大値を付着面積で除した平均最大せん断応力を指す。表 2 内右部の付着強度には、(a):実験値、(b):式(2)または(5)による突起付き鋼板の算定値、(c):式(6)に基づ

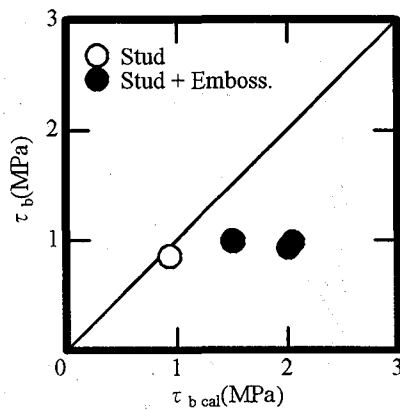


図 16 付着強度に関する実験値と算定値の比較(スタッド有り, Type 1)

くスタッドの算定値, (d)突起付き鋼板とスタッドの単純累加強度すなわち(b)と(c)の和, ならびに(e)実験値と算定値の比すなわち(a)/(d)を列記した。なお, 以下において算定値とは上記(d)の値を示す。

(1)スタッドを併用しない供試体

図 12 と図 13 に Type 1 ならびに Type 2 供試体より得られた付着強度とその算定値の関係を各々示す。前述の様に所定の破壊形式に至る前に鋼板が剥落した Type 1 供試体の付着強度は, 供試体 NC-6M-1 を除き, 算定値を下回る結果となった。一方, 所定の破壊形式が観察された Type 2 の供試体のそれは, 供試体 NC-6L-2 を除き, 算定値同様もしくはそれを上回る値を与えた。図 14 と図 15 は, 上述の Type 2 の供試体内で用意した実験変数である鋼板厚と付着長について, 得られた付着強度を整理したものであるが, いずれの図からも付着強度と実験変数間の有意な関係は認められなかった。以上の結果より, 先に直接せん断実験より提案した支圧破壊形式の下での付着強度算定式は, 曲げ剛性の急変を伴わない通常の曲げ部材においても十分適用できることが確認できた。

(2)スタッドを併用した供試体

図 16 と図 17 に Type 1 ならびに Type 2 供試体より得られた付着強度とその算定値の関係を各々示す。まず, 両図内○で示した基準となるスタッドのみの強度は, いずれの供試体種別においても算定値を若干下回っていた。この理由としては, 算定値の基礎となるスタッドのせん断強度は H 型鋼フランジ部等の変形の生じにくい剛な鋼板に溶接されたスタッドを押し抜きせん断することにより求められるのに対して, ここで用いた実験方法ではスタッド部近傍の薄鋼板の局所曲げ変形が生じ易く, ひいてはスタッドのせん断抵抗を低減させたためと考えられる。

つぎに, スタッドを併用した突起付き鋼板から成る供試体について述べる。Type 1 供試体では, 鋼板の肌離れ

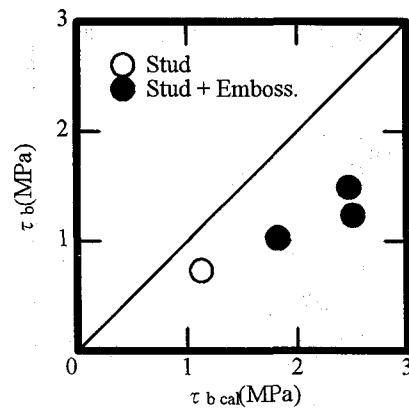


図 17 付着強度に関する実験値と算定値の比較(スタッド有り, Type 2)

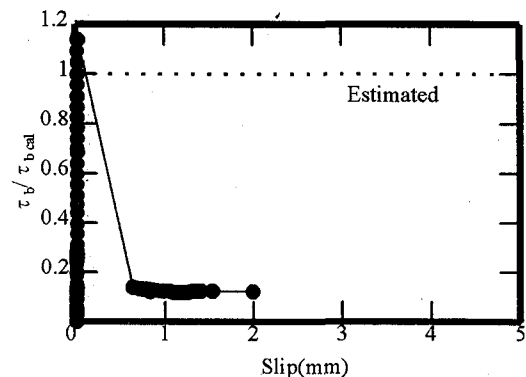


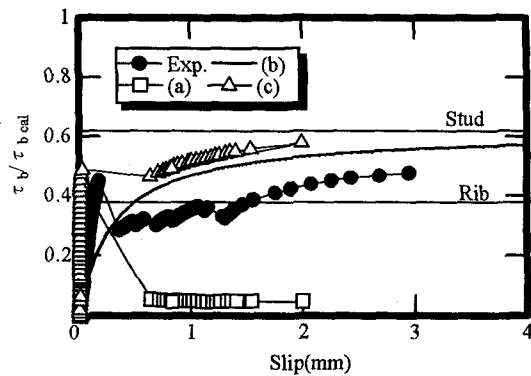
図 18 ずれ挙動(NR4-6M-2)

により破壊に至ったため, 突起の噛み合い効果が発揮できず上述のスタッドのみの供試体と同等の強度に留まった。一方, 支圧破壊発生が確認できた Type 2 供試体では, スタッドのみの供試体の強度である 0.74MPa と単純比較して, 突起の効果により 40-100%程度の強度増加が認められた。ただし, 供試体 SR8-6M-2 では突起のみの算定強度を若干下回り検討の余地を残した。最終的に, Type 2 供試体において得られた付着強度は, 算定値すなわち突起付き鋼板の付着強度とスタッドのせん断強度を単純累加した値の 50-60%程度となり, 先の直接せん断試験法にて得られた 80%³⁾を下回るものとなった。この単純累加強度が成立しない原因については, 次節にて後述する。

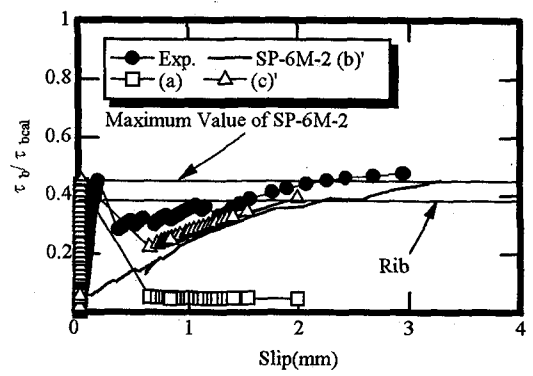
なお, せん断抵抗に寄与しないダミースタッドを併用した供試体の付着強度は前項で述べたスタッドを併用しない供試体のそれと同等であった。

3.5 ずれ挙動

まず, 支圧破壊に至り, かつスタッドを併用しない供試体のずれ挙動の一例を図 18 に示す。ずれの測定位置は破壊に至った付着区間の部材中央側端部であり, 図中縦軸は付着算定強度で正規化した作用せん断力である。ずれ剛性は無限大に近く剛なずれ挙動を呈し, 付着強度到達後急激にせん断力は低下し, 最終的に破壊面での



(a) 式(7)との比較



(b) SP-6M-2 との比較

図 19 ずれ挙動(SR4-6M-2)

骨材の噛み合い効果と思われる程度の若干の残留せん断力が認められた。この挙動は、直接せん断実験^{2),3)}で観察された挙動とほぼ同様であるが、ここでは拘束圧がないため付着強度到達後の応力低下がより一層顕著な点に差異が見られる。

つぎに、支圧破壊に至ったスタッドを併用した供試体のずれ挙動³⁾を図 19(a)に示す。図中参照値として、(a): 上述の突起付き鋼板のみ(NR4-6M-2)のずれ曲線、(b):Fisher により提案されたスタッド単体のずれ曲線⁸⁾ならびに(c):上記 2 者の和の計 3 者を併記した。なお、(b)の算定には下式(7)を適用した。

$$\frac{Q}{Q_u} = \frac{3.15\delta}{1+3.15\delta} \quad (7)$$

ここに Q 、 Q_u と δ は各々作用せん断力、式(7)によるせん断強度とずれ量(mm)である。

図 19-(a)に示すように、得られた実験値(●)は式(5)より得られたリブの算定値に到達するものの、ずれ量の発生後はスタッドの強度である式(6)や、突起のみの挙動とスタッドのみのそれを示す式(7)の累加であるずれ曲線(c)を下回っていた。これはスタッドのみの挙動を慣用の押抜きせん断試験、すなわち剛な H 型鋼の両フランジ上にスタッドを溶接し、その両フランジ上にコンクリートスラブを打設した試験体の鋼材を直接押抜く手法による経験式であり、本研究の実験方法でのスタッドのみの挙動すなわちせん断耐力は、表 2 中 No. 11 に示すように経験式の算定値の 65%であることに起因する。なお、スタッドの強度が減少する原因は、3.4(2)で述べた通りである。

そこで図 19-(b)は前述した図 19-(a)内の式(7)の代わりに、本はり曲げ試験法で得られたスタッドのみの供試体(SP-6M-2)のずれ挙動を適用し、図 19-(a)同様に本試験法で得られたリブのみのずれ挙動を(a)、スタッド単体のみのずれ挙動を(b)、上記 2 者の和の曲線を(c)'として図中に併記した。

図 19-(b)より実験結果はおおむね突起のみの実験値と SP-6M-2 より得られた和の曲線(c)に沿った挙動を示している。この挙動は剛でかつ脆性的な突起付き鋼板のそれ

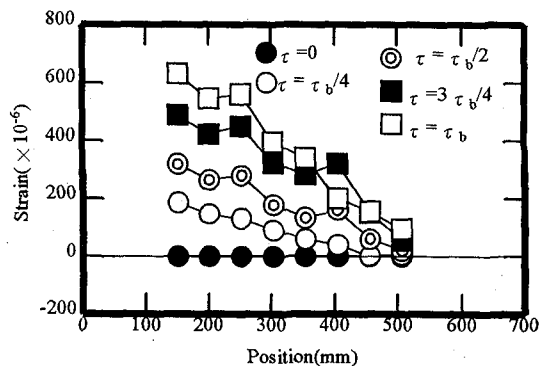


図 20 ひずみ分布特性(NR8-6M-2,破壊側)

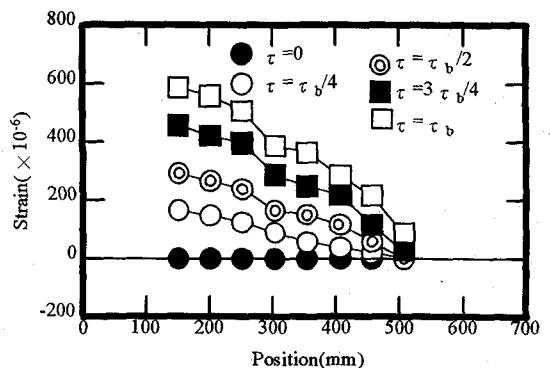


図 21 ひずみ分布特性(NR8-6M-2,非破壊側)

と数ミリのずれ発生時に強度に達する延性的なスタッドのそれを直接反映したものであり、直接的に云うならば突起付き鋼板とスタッドの強度到達時のずれ量の違いにより、前節にて述べた単純累加強度が成立し得ないことが説明できる。さらにここでは図 18 に示した様に突起付き鋼板のみの挙動が先の直接せん断実験^{2),3)}より著しく脆性的であるために、スタッド併用時の強度が直接せん断実験のそれすなわち累加強度の 80%に比して 50~60%、と低下するものと考えられる。

3.6 ひずみ分布特性

リブ鋼板の溝切り部分の部材軸方向ひずみの分布を図

20 と図 21 に示す。ここに各々の縦軸は上記ひずみ値であり、横軸は供試体中央からの距離すなわちそのゲージ位置を示している。なお、図 20 は支圧破壊が見られた破壊側に対し、図 21 はそれが見られなかった反対側の非破壊側である。

支圧破壊が見られた図 20 において付着せん断力が低い場合は自由端側に向かうと同時になだらかな低下が見られるが、その増加に従って一部中心側よりも自由端側のひずみの値が大きくなっている。これはコンクリートとリブ突起の噛み合いにより、鋼板溝切り部分に曲げ変形が発生していることに起因する。

一方これに対し支圧破壊が見られなかった非破壊側である図 21 の場合、破壊側の付着せん断力が低い場合と同様に供試体中央から自由端に向かうに従ってほぼ線形に低下し、0 に近づいていることが理解できる。

4 まとめ

本研究は、突起付き鋼板を使用したオープンサンドイッチ型鋼・コンクリート合成構造曲げ部材の付着特性を、異形鉄筋の付着強度試験法であるはり曲げ試験を規範とした実験の手法により調査すると共に、先に実施した直接せん断実験により提案した付着強度算定法³⁾の適用性を検討したものである。本研究から結論づけられる事項を以下に列記する。

- (1)異形鉄筋の付着強度試験法である RILEM/CEB/FIP のはり曲げ試験を可能な限り適用した供試体では、供試体中央部の曲げ剛性急減のため、その部分に曲げ変形が集中するとともに大きなたわみ変形を生じ、付着面での支圧破壊を呈することなく鋼板の剥落により破壊に至った。
- (2)上記(1)の供試体性状を改善するため供試体中央部の曲げ剛性を向上した供試体を用いたところ、良好な曲げひび割れ分散性状ならびに所定の付着面での支圧破壊の発生が確認できた。
- (3)上記(2)で得られた付着強度は、設定した実験変数である突起形状、付着長ならびに鋼板厚の下で先に提案した直接せん断実験による付着強度算定値に同等あるいは上回り、同算定式の適用性が確認できた。
- (4)上記(2)で得られたずれ挙動は、先の直接せん断実験のそれにほぼ同様であるが、拘束圧が皆無なため付着強度到達後の応力低下傾向が著しくより脆性的なものであった。
- (5)上記(2)で得られたスタッド併用時の付着強度は、突起付き鋼板の付着強度算定値とスタッドのせん断強度の算定値の単純累加強度を下回った。単純累加強度が成立し得ないのは脆性的な挙動を呈する突起付き鋼板と

延性的な挙動を呈するスタッドのずれ挙動の差異に起因し、ここでは前者の脆性挙動が顕著なため付着強度に関するその性状はより助長された。

最後に、本研究で得られた突起付き鋼板の付着特性は、拘束圧のない場合の基本値を与えている。通常の構造物では支点部および荷重作用部ではなにかの拘束圧が存在するので、本研究で得られた付着強度算定式は実構造物に対しては控え目な算定法になっていることを付記しておきたい。

謝辞

載荷実験の実施に関しては研究当時大阪市立大学工学部に在籍された甲賀康久(現奈良県)、大阪市立大学工学部の山本泰弘各氏にご協力を頂きました。また、摂南大学助教授・平城弘一先生からは有益なご助言を賜りました。さらに、社団法人・鋼材倶楽部より研究助成金を、日本鋼管(株)基盤技術研究所より縞鋼板の提供を受けました。ここに記して関係者各位に心から感謝の意を表す次第です。

参考文献

- 1)土木学会：合成構造用鋼材の利用に関する調査研究報告書，pp. 1-149，1993
- 2)園田，鬼頭，中島：突起付き鋼材の付着特性に関する実験的研究，第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp. 155-160，1995
- 3)園田，鬼頭，中島，上中：突起付き鋼板のせん断伝達特性に関する系統的研究，土木学会論文集，土木学会(投稿中)
- 4)Four Recommendations of the RILEM/CEB/FIP Committee III, Bond Test for Reinforcing Steel, Material and Structures Vol. 3, No. 15, pp. 169-178, 1970
- 5)ACI Committee 208 : Proposed Test Procedure to Determine Relative Bond Value of Reinforcing Bars, Journal of ACI, pp. 89-104, 1957
- 6)(社)日本材料学会：新建設材料，pp. 146-149
- 7)長山，納見，伊藤，島岡：突起付き鋼板を用いた SC 構造はりの曲げ特性およびひびわれ分散性に関する基礎的研究，第 3 回合成構造の活用に関するシンポジウム講演論文集，土木学会，pp. 161-166，1995
- 8)土木学会：鋼・コンクリート合成構造設計ガイドライン，構造工学シリーズ 3，pp. 86-96，pp. 176-178，1989
- 9)MARC General Purpose Finite Element Program; Volume A-E, Nippon MARC Co. Ltd., 1996

(1997 年 9 月 26 日受付)