

# 論文 スパイラル筋によって補強された高強度スタッドジベル接合部のせん断耐荷力

澤 大輔<sup>\*1</sup>・中村 定明<sup>\*2</sup>・池尾 良一<sup>\*3</sup>・平城 弘一<sup>\*4</sup>

要旨：本研究では，道路橋取換用プレキャスト PC 床版と鋼主桁との接合に高強度スタッドを適用することを目的として，各種パラメータを変化させた静的押抜き試験を実施した。また，高強度スタッドと間詰めモルタルの縁端距離が小さい場合のスパイラル筋による補強方法を提案し，その有効性を実験および解析的に検討した。その結果，スパイラル筋による補強なしの場合，縁端距離と最大せん断耐荷力には線形関係が得られ，縁端距離 70mm 以上ではスタッドの引張強度で決定されることがわかった。また，スパイラル筋で補強した場合，縁端距離が同じ供試体の最大せん断耐荷力は補強しないものに対して約 15% 増えることが実験的に確認された。

キーワード：高強度スタッド，プレキャスト PC 床版，押抜き試験，縁端距離，スパイラル筋

## 1. はじめに

近年，鋼合成桁橋において，鉄筋コンクリート床版（以下，RC 床版）の損傷により，補修・補強の必要となった事例が多数報告されている<sup>1)</sup>。損傷が激しい場合には，床版を取換える必要があるが，供用中の床版を取換補修する場合，工期短縮および交通規制などの問題が発生する。プレキャストプレストレストコンクリート床版（以下，プレキャスト PC 床版）による取換工法は，一時的な交通開放を行いながらの施工が可能であり，一般的な場所打ち RC 床版打換工法に比べて工期も短く，床版取換えの効果的な工法として期待されている。

しかし，プレキャスト PC 床版を鋼合成桁に適用する場合，端部および中間支点上には多数のスタッドジベルが配置されることが多く，スタッドジベル孔と横締め PC 鋼材が干渉するため現実には，プレキャスト PC 床版の適用が困難となる。この対策として，これまでは端部および中間支点上を場所打ち RC 床版や合成床版を採用する場合

が多く，これらの工法ではプレキャスト PC 床版の特性を十分に活用しているとは言い難い。この対策の1つとして，高強度スタッド<sup>2)・3)</sup>を採用することによりスタッド本数を減少でき，端部および中間支点上にもプレキャスト PC 床版を使用することが可能となる。ここで，高強度スタッドの性能を十分に発揮させるためには，高強度スタッドの降伏より先にコンクリートが支圧破壊しないようにする必要がある。しかしながら，プレキャスト床版による取換補修の場合は，図 - 1 に示すように鋼主桁上に調整ゴムを設置するため縁端距離を十分確保できない場合があり，最大せ

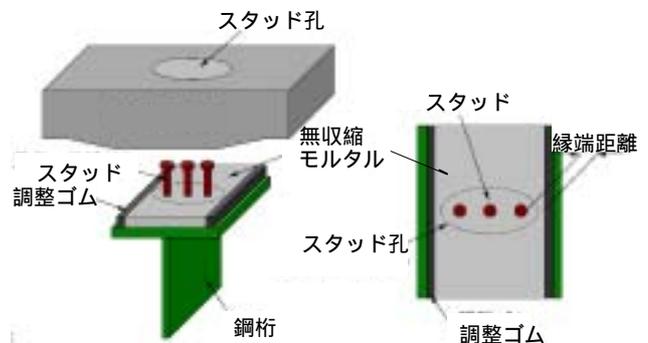


図 - 1 プレキャスト床版のずれ止め

\*1 ピーシー橋梁(株) エンジニアリング本部 技術部 技術グループ 研究員 工修 (正会員)

\*2 ピーシー橋梁(株) エンジニアリング本部 技術部 技術グループ 主任研究員 博士(工学) (正会員)

\*3 日本スタッドウェルディング(株) 滋賀事業所 第2技術グループ グループ長

\*4 摂南大学 工学部都市環境システム工学科 助教授 工博

せん断耐力に達するまでにスタッド側面のコンクリートが欠け落ち、せん断耐力が減少するとの報告がある<sup>4)</sup>。しかし、高強度スタッドを使用して縁端距離とせん断耐力の関係を検討した研究はほとんどないのが現状である。そこで本研究では、高強度スタッドを用いた場合に縁端距離がせん断耐力に及ぼす影響を明らかにすることを目的として押抜き試験を実施した。さらに、縁端距離が小さい場合の補強方法としてスパイラル筋を配置すること提案し、その有効性を実験的および解析的に検討した。

## 2. スタッドの押抜き試験

### 2.1 供試体

供試体一覧を表 - 1 に示す。縁端距離は 30mm ~ 70mm、スパイラル筋の有無および荷重方法（単調と漸増）を変化させて試験を行った。

供試体形状を図 - 2 に示す。供試体のコンクリート床版は、あらかじめプレキャスト部材（以

表 - 1 供試体一覧

シリーズ	供試体名 <sup>1</sup>	荷重方法	縁端距離 e(mm)	スパイラル筋
シリーズ 1	N-30-n-M1	単調	30	なし
	N-30-n-M2			
	N-30-n-C	漸増		
シリーズ 2	N-30-s'-M1	単調	30	粗 <sup>2</sup>
	N-30-s-M2			密 <sup>2</sup>
	N-30-s-C	漸増		密
シリーズ 3	N-50-n-M	単調	50	なし
	N-50-n-C	漸増		
シリーズ 4	N-50-s-M	単調	50	密
	N-50-s-C	漸増		
シリーズ 5	N-70-n-M	単調	70	なし
	N-70-n-C	漸増		
シリーズ 6	N-70-s-M	単調	70	密
	N-70-s-C	漸増		

1 記号：n：スパイラル筋なし，s：スパイラル筋(密)

s'：スパイラル筋(粗)，M：単調荷重，C：漸増荷重

2 スパイラル筋溶接なし

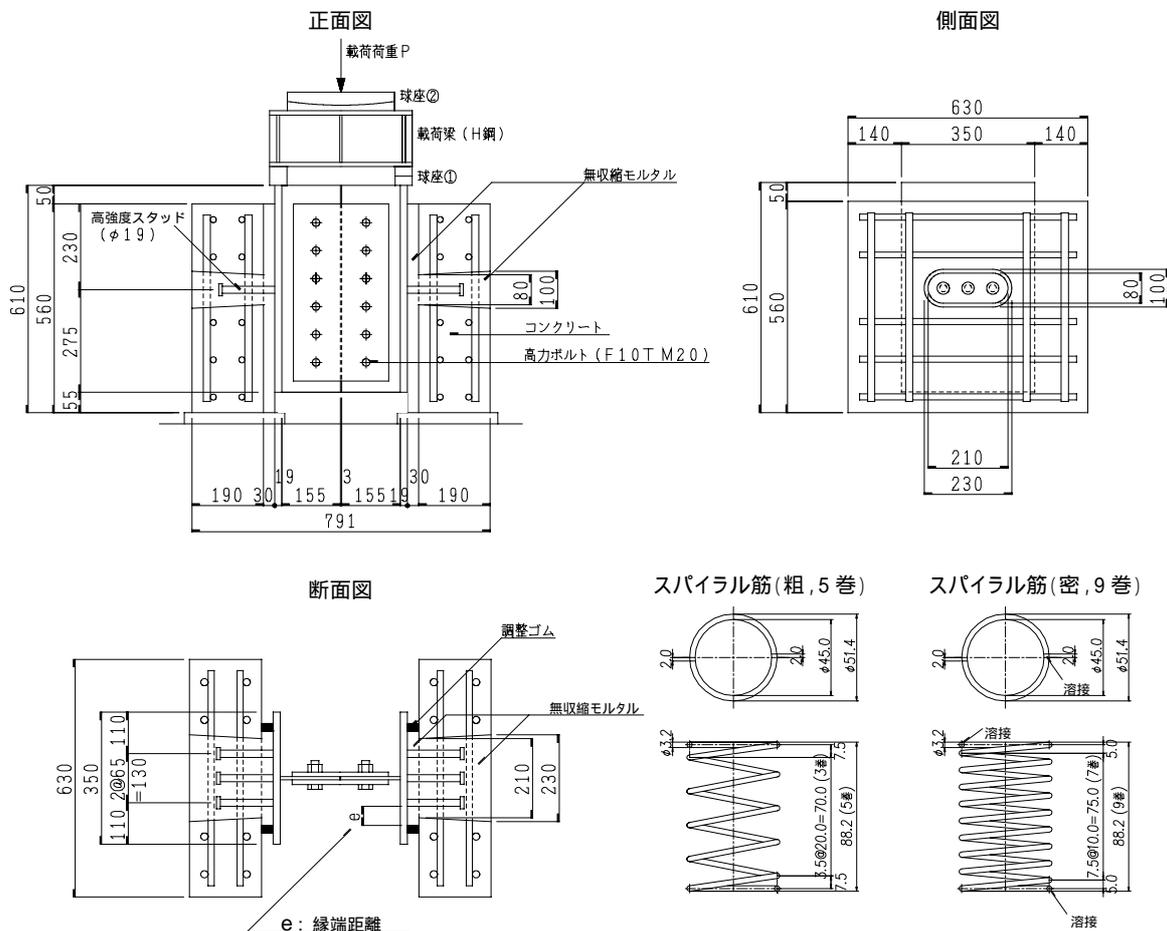


図 - 2 供試体およびスパイラル筋の形状

下, PCa 版)として製作し, 鋼主桁の両側に配置し, スタッド孔に無収縮モルタルを後打ちして鋼部材と一体化させた。スタッドは, 全て軸径  $d=19\text{mm}$ , スタッド高  $H=150\text{mm}$  材質 HT570 の高強度鋼材を  $65\text{mm}$  ピッチで 3 本配置した。

なお本研究では, スタッド頭部に 6 角ナットを 2 つ取り付け, 頭付き高強度スタッドとして用いた。スパイラル筋は, 図 - 2 に示す 2 種類のものを使用し, 両側のスタッド 2 本のみ配置した(写真 - 1)。また, スパイラル筋には, 両方の素線端部と 1 周後の素線とを溶接し, 拘束効果の向上を図った。

表 - 2 に今回使用した各種材料の強度および材料特性を示す。スタッドと H 形鋼の溶接については供試体製作前に溶接性能確認試験を行い, 高強度スタッドと H 形鋼との間に変状が無いことを確認した。

## 2.2 荷重および計測方法

各シリーズに対して単調荷重と漸増荷重で試験を行った。単調荷重試験では, 荷重制御で  $10\text{kN}$  ごとに計測を行い, 降伏荷重レベル(変位  $2\text{mm}$  程度)に達したのち, 変位制御に切り替えて  $0.2\text{mm}$  ピッチで計測を行った。漸増荷重試験では, 荷重制御で  $20\text{kN}$  増分ごとに荷重・除荷を繰り返し, 降伏せん断耐荷力レベル(変位  $2\text{mm}$  程度)に達した以降は変位制御に切り替え, 引き続き荷重・除荷を繰り返した。荷重方法は, 前荷重または前変位レベルまで荷重し, そこから変位が  $0.5\text{mm}$  進んだところで計測し, 除荷した。

計測は, スタッド位置(高さ)において H 形鋼と PCa 版との相対変位を計測した。また, 荷重中に H 形鋼と PCa 版とが開くことを防ぐため, 供試体の上下 2 箇所にもボルトとひのき材の開き止めを設置した。

## 2.3 押抜き試験結果および考察

表 - 3 に押抜き試験結果を, 図 - 2 に縁端距離  $30\text{mm}$  の場合のシリーズ 1(スパイラル筋無)およびシリーズ 2(スパイラル筋有)のせん断力と変位の関係を示す。なお, N-30-n-M2 は,



写真 - 1 スパイラル筋の配置 (9巻)

表 - 2 材料特性  
(a) コンクリートおよびモルタル

	$f_c$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$f_t$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$E_c$ ( $\text{kN/mm}^2$ )
普通コンクリート	52.4	3.2	31.9
無収縮モルタル	71.3		26.6

記号  $f_c$ : 圧縮強度,  $f_t$ : 割裂引張強度,  $E_c$ : コンクリートのヤング係数

(b) 鋼材

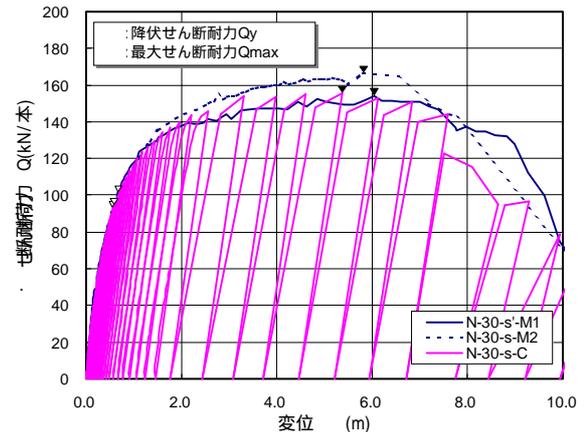
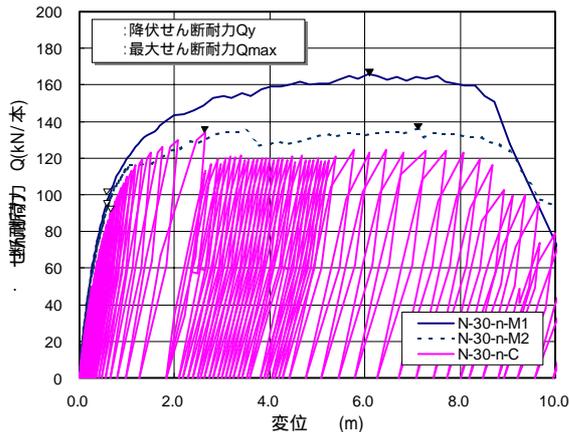
	材質	$f_y$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$f_u$ ( $\text{N/mm}^2$ )	$l$ (%)	$E_s$ ( $\text{kN/mm}^2$ )
スタッド	HT570	486	600	24	200
H 形鋼	SS400	289	456	31	200
スパイラル筋	SS400	585	629	18	200

記号  $f_y$ : 降伏点(0.2%耐力),  $f_u$ : 引張強度,  $l$ : 伸び,  $E_s$ : 鋼材のヤング係数

表 - 3 押抜き試験結果

シリーズ	供試体	$Q_y$ ( $\text{kN/本}$ )	$y$ ( $\text{mm}$ )	$Q_{\max}$ ( $\text{kN/本}$ )	$y_{\max}$ ( $\text{mm}$ )	$K_{st}^0$ ( $\text{kN/mm}$ )
シリーズ 1	N-30-n-M1	100.7	0.64	165.8	6.08	231.5
	N-30-n-M2	93.3	0.59	136.2	7.12	237.8
	N-30-n-C	90.2	0.65	134.2	2.64	199.2
	漸増/単調	0.93	1.06	0.89	-	0.85
シリーズ 2	N-30-s-M1	118.4	0.87	151.2	5.77	176.5
	N-30-s-M2	104.3	0.80	166.7	5.80	172.7
	N-30-s-C	96.6	0.61	155.5	5.38	233.4
	漸増/単調	0.87	0.73	0.98	0.93	1.34
シリーズ 3	N-50-n-M	99.1	0.70	154.3	6.48	200.2
	N-50-n-C	73.2	0.54	118.3	7.46	217.1
	漸増/単調	0.74	0.77	0.77	1.15	1.08
シリーズ 4	N-50-s-M	102.1	0.70	183.8	6.23	204.5
	N-50-s-C	92.1	0.59	150.8	7.37	235.9
	漸増/単調	0.90	0.84	0.82	1.18	1.15
シリーズ 5	N-70-n-M	105.1	0.68	176.0	6.10	217.7
	N-70-n-C	90.8	0.60	134.7	5.07	227.6
	漸増/単調	0.86	0.88	0.77	0.83	1.05
シリーズ 6	N-70-s-M	109.2	0.69	169.3	6.50	224.1
	N-70-s-C	100.0	0.66	164.7	4.00	215.8
	漸増/単調	0.92	0.96	0.98	0.62	0.96

記号  $Q_y$ : 降伏せん断耐荷力,  $y$ : 降伏時ずれ量  
 $Q_{\max}$ : 最大せん断耐荷力,  $y_{\max}$ : 最大ずれ量,  $K_{st}^0$ : ずれ定数  
 なお 記号の定義は JSSC の押抜き試験方法(案)に基づいている。  
 また, 漸増/単調の計算は, 2 体以上の場合は平均値を示す。



(a) シリーズ 1

(b) シリーズ 2

図 - 3 せん断力と変位の関係

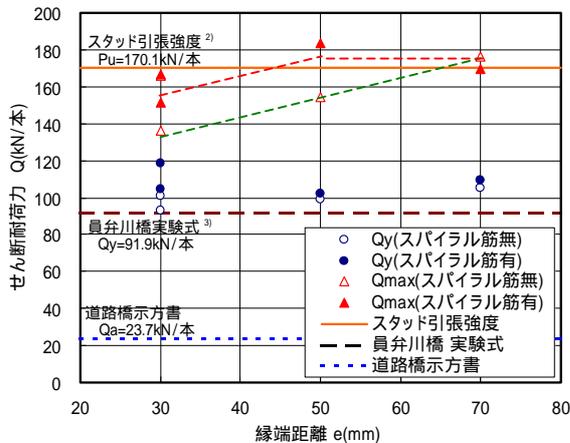


図 - 4 スパイラル筋の有無および縁端距離がせん断耐力に及ぼす影響

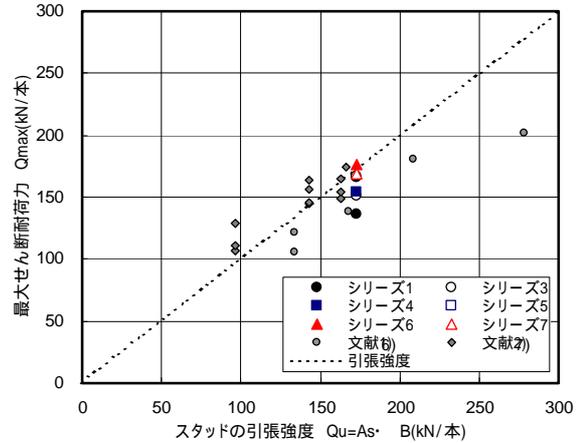


図 - 5 最大せん断耐力

せん断力が 115kN/本付近でひび割れ幅が大きくなり、無収縮モルタルが側方にはらみ出したため、N-30-n-M1 に比べ耐力が低くなったものと思われる。

(1) 荷重方法による影響

最大せん断耐力における単調荷重に対する漸増荷重の比率は、スパイラル筋無 (シリーズ 1,3,5) で 0.77 ~ 0.89 (平均 0.81), スパイラル筋有 (シリーズ 2,4,6) で 0.82 ~ 0.98 (平均 0.93) となった。つまり、各シリーズにおける降伏せん断耐力および最大せん断耐力は漸増荷重供試体の方が単調荷重のものよりも低くなる傾向が見られた。この要因として、漸増荷重の場合、荷重の繰り返しによって H 鋼とコンクリートのすべりおよびスタッド周辺のモルタルの局部ひびわれが影響していると考えられる。また、スパイラル筋が配置されている場合は、スパイ

ラル筋の拘束効果によってモルタル部のずれおよび局部ひび割れの進展が抑制されるため耐力の増加があると考えられる。図 - 3 から同様な傾向が確認できる。また、この図よりスパイラル筋無の場合には、漸増荷重のせん断力が約 80kN/本を越えるあたりから単調荷重に比べてずれ剛性が低下していることが確認できる。スパイラル筋無は、せん断力が 80 ~ 100kN/本に達したときに小さな音が確認されており、スタッド支圧側の PCa 版と無収縮モルタルとの付着切れが生じたものと考えられる。

(2) スパイラル筋の補強効果と縁端距離の影響

スパイラル筋の形状 (巻数) がせん断耐力挙動に及ぼす影響を検討するため、図 - 1 に示す 2 種類のスパイラル筋を用い実験を行った。

実験では、スパイラル筋が粗な N-30-s'-M1 は、せん断力が 125kN/本を越えたあたりからスパイ

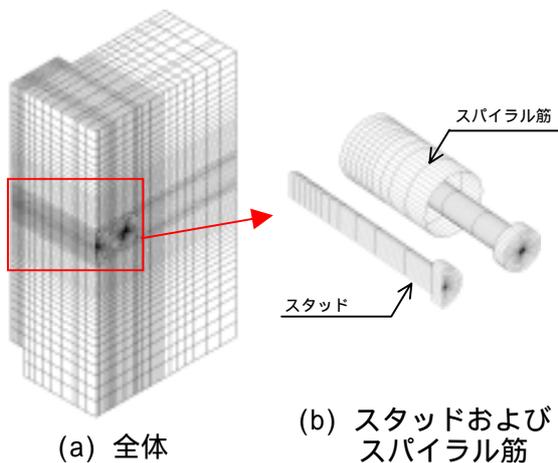


図 - 6 FEM モデル

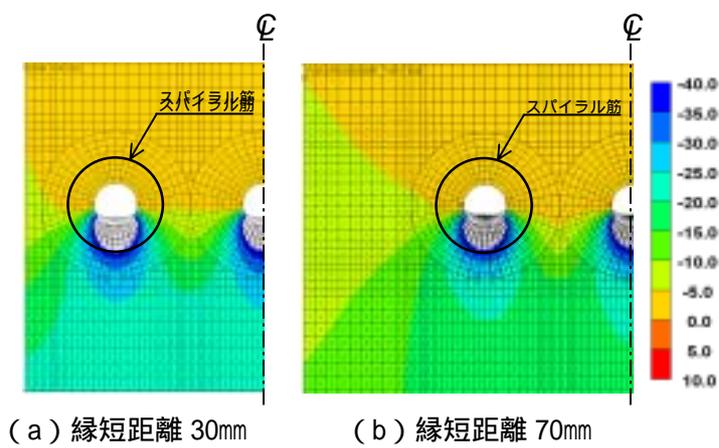


図 - 7 最小主応力 (モルタルの中心位置)

ラル筋が密な N-30-s-M2 よりもずれが大きくなった。両者の最大せん断耐荷力を比較すると、N-30-s-M2 は N-30-s'-M1 の 1.08 倍となり、スパイラル筋が密な方の最大せん断耐荷力が高くなっている。また、破壊面は、スパイラル筋が密な方がスパイラル筋内部のモルタルの損傷が小さくなっていた。これは、スパイラル筋による拘束効果によってモルタルに発生する応力度が抑制されたことが原因と考えられる。

スパイラル筋と縁端距離がせん断耐荷挙動に及ぼす影響を図 - 4 に示す。図中の  $\bullet$  はスパイラル筋無を、 $\circ$  はスパイラル筋有を示す。

a) 降伏せん断耐荷力:  $Q_y$

降伏せん断耐荷力は、JSSC の押抜き試験方法 (案)<sup>5)</sup> に定められている 0.2mm オフセット法により算出した。

降伏せん断耐力は、縁端距離およびスパイラル筋の有無に関わらず、100kN/本程度でほぼ一定になっている。これは、既往の研究の実験式<sup>3)</sup>とほぼ同等の降伏せん断耐荷力となっている。

このことから、降伏レベルにおいては縁端距離の大小による影響とスパイラル筋の効果は少ないことがわかる。

b) 最大せん断耐荷力:  $Q_{max}$

図 - 5 に最大せん断耐荷力について既往の研究<sup>6),7)</sup>との比較を示す。本実験結果は、既往の研究に比べて若干低めにあるが、最大せん断耐荷力は、ほぼスタッド自身の引張強度になっている。さらに、図 - 4 および図 - 5 から縁端距離およびスパイラル筋の有無が最大せん断耐荷力

に及ぼす影響に着目すると次のことが言える。

スパイラル筋無の場合、せん断耐荷力は縁端距離に比例して増加し、縁端距離 70mm を確保すると最大せん断耐荷力はスタッドの引張強度 ( $P_u = \sigma_u \cdot A_s$ ) に達した。一方、縁端距離が 70mm 以下で、スパイラル筋有の場合、せん断耐荷力はスパイラル筋無の値に対して約 15% 増となった。また、縁端距離を 50mm 確保すれば、最大せん断耐荷力はスタッドの引張強度レベルに達することが分かった。

以上のことから、高強度スタッドを用いたずれ止めの最大せん断耐荷力に対して、スパイラル筋による拘束効果が有効に作用することがわかった。特に、縁端距離が 50mm 以下のように短い場合はより効果的である。今後、更にデータ収集を行い、最大せん断耐荷力と縁端距離との関係を定式化する必要がある。

### 3. FEM 解析

#### 3.1 解析モデル

線形 FEM 解析によりモルタル部分の応力状態について検証し、スパイラル筋によってせん断耐荷力が増加するメカニズムを考察する。解析モデルを図 - 6 に示す。コンクリートおよびスタッドは Solid 要素を用いた。スパイラル筋は Shell 要素を用い、スパイラル筋による拘束効果が等価となるよう単位長さ当たりの断面積を同一と設定した。スタッドとモルタルの支圧側の境界面にはスタッド半径方向に対してモルタルに比べて十分に剛性の大きいバネ要素を設けた。ス

タッド円周方向およびスタッド軸線方向に対してはバネ定数を 0 とし自由に動くものとした。さらに引張側の境界面は引張りに対して力を伝達しないよう 2 重節点とし、スタッドとモルタルの剥離挙動を擬似的にモデル化した。解析モデルの拘束条件は、下面で完全拘束し、対称面には対称条件を設けた。さらに H 形鋼と接する面は、モルタルと H 形鋼の剛性を考慮し、スタッド軸線方向に対して拘束した。また荷重は、文献 3) で提案されている設計式の値(47.8kN/本)をスタッドの根元に載荷した。

### 3.2 解析結果および考察

図 - 7 に縁端距離 30mm と 70mm にスパイラル筋を設けた場合の最小主応力度分布(根元から 15mm の位置)を示す。縁端距離が小さい場合には、スタッドの支圧力に対して限られた領域で抵抗するため応力が高くなっていることが解析結果からも確認できる。そのため、荷重レベルが上がると縁端距離の小さい方がスタッドの破断よりも先にモルタルの支圧破壊を招き、最大せん断耐荷力が低下する要因と考えられる。

### 4. 結論

本研究は、スパイラル筋で補強された高強度スタッドのせん断耐荷挙動に対する基礎研究として行った。今後実験を重ねることによって、定量的な評価を行う必要がある。

本研究で得られた知見を以下に示す。

- (1) 縁端距離を 30mm 以上確保すれば、降伏せん断耐荷力レベルにおいて、縁端距離の影響およびスパイラル筋の有無による影響は小さい。
- (2) 最大せん断耐荷力は、縁端距離に比例して増加し、スパイラル筋で補強することにより、補強しないものに対して約 15% 大きくなる。
- (3) 高強度スタッドは、スパイラル筋なしの場合は縁端距離を 70mm 以上、スパイラル筋ありの場合は縁端距離を 50mm 以上確保することにより、最大せん断耐荷力は引張強度となる。縁端距離がそれ以下のものに対しては、

終局時にモルタルが損傷するため、別途評価式によって評価式を導く必要がある

- (4) FEM 解析からも縁短距離が短い程モルタルの局部支圧応力が大きくなり、最大せん断耐力が低下することが示された。

### 謝辞

本研究を行うにあたりピーシー橋梁(株)試験センター小林氏、摂南大学の学生はじめ関係者各位には多大なるご協力を頂いた。また、大阪府立産業技術総合研究所の上野谷氏には実験データを提供して頂いた。ここに感謝の意を表す。

### 参考文献

- 1) 建設省土木研究所:土木研究所資料 橋梁損傷事例写真集,土木研究所資料第 2652 号, pp.70-80, 1988 .
- 2) 井上一郎・尾形素臣・松井繁之:高強度頭付きスタッドの開発の一例, JSSC テクニカルレポート No.35, pp.95-98, 1996.11
- 3) 水口和之ら:プレキャスト PC 床版用のスタッドの強度特性に関する解析的検討 員弁川橋,土木学会第 54 回年次学術講演会概要集 I-A, pp.310-311, 1999.9
- 4) Taylor, R. et al.: Investigation on the use of deep hunches in composite construction, Proceedings, The Institution of Civil Engineers, Vol.47, Sep.1970
- 5) (社)日本鋼構造協会:頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)およびスタッドに関する研究の現状, JSSC テクニカルレポート 35, 1996.11
- 6) 田川康久・平城弘一・緒方素臣・井上一郎・松井繁之:頭付きスタッドの押抜き試験法の標準化に関する検討, JSSC テクニカルレポート 35, pp.61-74, 1996.11
- 7) 薦田俊策・金田博之・上野谷敏之ら:高強度スタッドの開発,大阪府立産業技術総合研究所報告技術資料 No.2, pp.73-76, 1992