

RC 部材のせん断補強鉄筋の定着長さがせん断破壊に及ぼす影響

五洋建設株式会社 正会員 ○谷口 修, 酒井 貴洋
田中 英紀, 内藤 英晴

近年、各方面において性能設計の導入が採用あるいは検討されており、構造細目として規定されているものが規定値未満の場合でも構造物の重要度を考慮した上で所要の性能が確保されれば設計的に満足できるものとなる。構造細目として土木学会標準示方書[構造成能照査編]¹⁾に規定されている直角フックの長さは、過去の標準示方書の変遷を調査したがその設定根拠を特定できなかった。そこで本研究は、せん断補強鉄筋の直角フック長がせん断耐力に及ぼす影響を評価するため、直角フック長が異なる RC 梁試験体を作成し、静的載荷実験を実施して確認した。

1. 実験概要

試験体は、せん断補強鉄筋が直角フック形状を有するものとし、直角フック長が異なる 4 種類の試験体を作成し直角フック長がせん断耐力に及ぼす影響を実験で確認した。各試験体には、せん断補強鉄筋にひずみ計、試験体中央部および 1/4 載荷点に変位計を取り付け、荷重変位関係、各ひずみ計の測定値からフック長がせん断耐力に及ぼす影響を評価した。

2. 実験供試体、実験方法

実験に使用した供試体は、図-1 に示す形状とし、棒部材の設計せん断耐力 V_{yd} で評価できる²⁾ように支点-載荷点間の距離 a と有効梁高 d の比を $a/d=2.5$ 程度となるようにした。また、配筋はせん断破壊を先行させる条件とするため引張鉄筋に PC 棒鋼 ($\phi 32\text{mm}$, 降伏強度 $f_{yd} \geq 930\text{N/mm}^2$) を使用した。せん断補強鉄筋の直角

フック形状は図-1 に示す形状とし、その長さは表-1 に示す 4 種類とした。試験体に使用したコンクリートは $G_{\max} 13\text{mm}$ の早強コンクリートを使用し、実験時の強度は供試体から採取したコア試験体の強度で $26 \sim 30\text{N/mm}^2$ であった。図-1 の sideA, sideB の両方のせん断補強鉄筋に対して載荷点と支持点間の斜めひび割れ発生予想線上の位置にひずみ計を取り付けた。載荷方法は、実験梁試験体を架台の上に設置し、2000kN ジャッキにより試験体中央に荷重を載荷させた。荷重は、二羽式²⁾から算定される a/d を考慮した設計せん断耐力の荷重である P_y (819.5kN) を基準として、 $1/3P_y$ まで載荷後、除荷し同様に $2/3P_y$, P_y まで繰り返し載荷を行い、4 ステップ以降は破壊までの載荷とした。

3. 実験結果

(1) 荷重-変位関係

図-2 に実験で得られた荷重変位関係を示す。各ケースとも P_y (819.5 kN) 以上の値である 900kN まではほぼ同様の荷重-変位関係を示している。せん断補強鉄筋のフック長が短くなるにつれて、最大荷重は低下する

表-1 実験ケース一覧

実験ケース	鉄筋径	曲げ内半径	直線余長	フック長
S-1	$\phi 13$	$2\phi 26$	12ϕ	195
			156	
S-2			2.625ϕ	73
			34	
S-3			0.75ϕ	49
			10	
S-4			なし	0

単位: (mm)

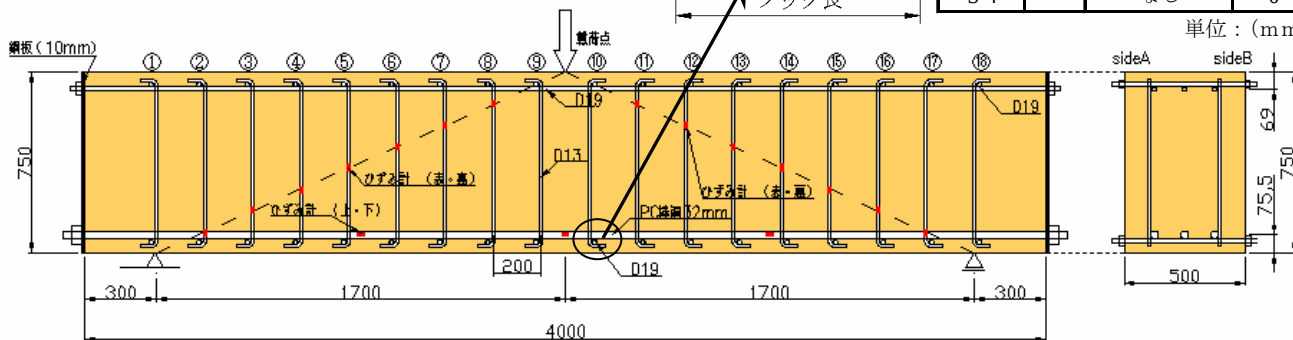


図-1 供試体寸法およびフック形状

キーワード 定着長, 直角フック, せん断破壊

連絡先 〒329-2746 栃木県那須塩原市四区町 1534-1 五洋建設株式会社技術研究所 TEL0287-39-2109

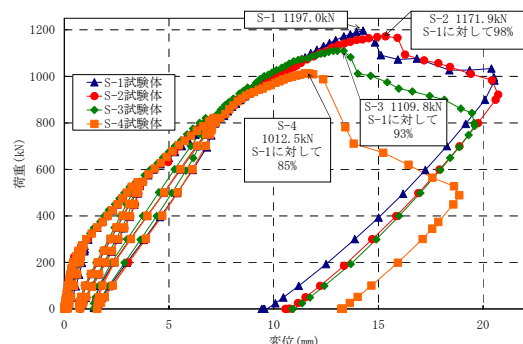


図-2 荷重変位関係

傾向がみられた。最大荷重の低減率も S-1 を基準として同図に示しており、フック長がない場合でも S-1 試験体に対して 15%程度低下する結果であった。

(2) ひび割れ発生状況、破壊パターン

図-3 に S-3 試験体終局時のひび割れ図を示す。他の試験体も同様のひび割れ発生状況であった。本実験での破壊パターンは、フック長の長さに関わらず、どの試験体も載荷点と支点とを結ぶ斜めひび割れが卓越して破壊し、脆性的なせん断破壊であった。

(3) せん断補強鉄筋のひずみ

図-4 に設計せん断耐力 P_y 時におけるせん断補強鉄筋の sideA, sideB のひずみを示す。 P_y ($=819.5\text{kN}$) までは降伏したせん断補強鉄筋は、同図に示すようにせん断スパン中央付近に配置された S-1 試験体の 2 本と、S-2 試験体の 3 本であった。

(4) コンクリート及びせん断補強鉄筋のせん断耐力分担

フック長がせん断補強鉄筋のせん断耐力分担分 V_s に与える評価は明確になっていないと考えられる。そこで本研究では以下の式を用いてフック長が V_s に与える影響を評価した。

$$V_s = V_{\text{exp}} - V_c \quad (1)$$

ここで V_{exp} は実験時の最大荷重、 V_c はコンクリートのせん断耐力分担分である。

表-2 に各試験体の V_c 、 V_s の値を示す。表中にはせん断耐力分担分 a/d を考慮して棒部材式²⁾によって算定した V_{c1} ならびに a/d を考慮していない土木学会式¹⁾によって算定した V_{c2} を示している。 V_{c1} 、 V_{c2} を用いて式(1)から V_{s1} 、 V_{s2} は、を算出した。

(5) 結論

①本実験では、直角フックを構造細目で定められている値から極端に短くするケースまで行った。少ない試験体での評価ではあるが、フック長が短くなってもせん断耐力は大きく減少しないことがわかった。

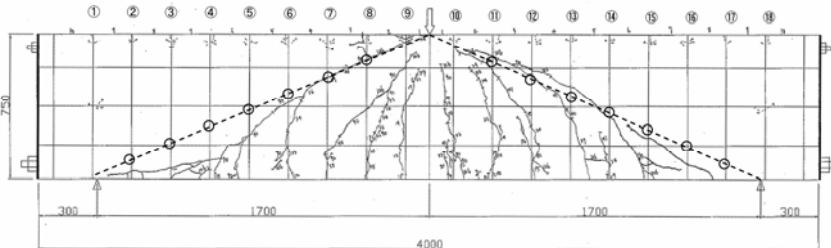


図-3 S-3 試験体終局時

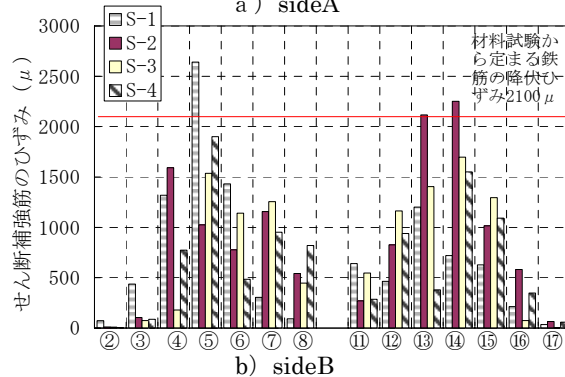
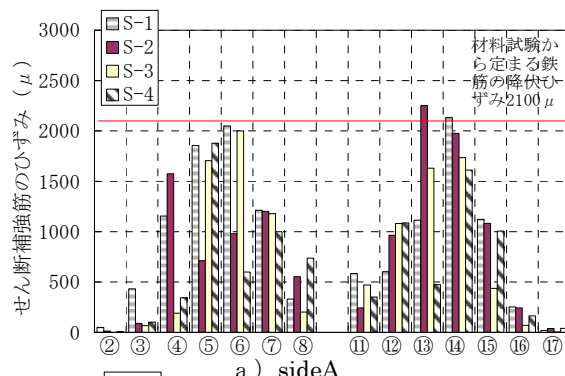
図-4 P_y 時のせん断補強鉄筋のひずみ

表-2 フック長がせん断耐力に与える影響

試験体名	圧縮強度 (コア) (N/mm^2)	PC鋼棒 の降伏点 強度	せん断 補強鉄筋 の降伏点 強度	実験時の 最大 せん断 耐力 $2 \times V_{\text{exp}}$	a/dを考慮した棒 部材式によるせん 断耐力		参考 (土木学会式による せん断耐力)	
					$2 \times V_{c1}$	$2 \times V_{s1}$	$2 \times V_{c2}$	$2 \times V_{s2}$
S-1	26.1	1065 (N/mm^2)	391 (N/mm^2)	1197 (1.0)*	515	682 (1.0)*	394.4	802.6 (1.0)*
S-2	26.3			1171.9 (0.98)*	516.6	655.3 (0.96)*	395.8	776.1 (0.97)*
S-3	29.3			1109.8 (0.93)*	535.8	574 (0.84)*	410.4	699.4 (0.87)*
S-4	29.1			1012.5 (0.85)*	534	478.5 (0.75)*	409	603.5 (0.75)*

※)括弧内の数値はS-1に対する比率を示す 耐力の単位:(kN)

②フック長によるせん断耐力の減少率は、ほぼせん断補強鉄筋の分担分に相当することから、レベル2地震動を考慮した重要度の高い構造物などへの本研究結果の適用は十分留意する必要がある。

【謝辞】本研究遂行にあたりご指導賜りました北海道大学大学院角田典史雄名誉教授、東京大学大学院前川宏一教授、財団法人電力中央研究所金津努副所長、他関係各位様に感謝の意を表します。

参考文献

- 2002 年制定、コンクリート標準示方書[構造性能照査編]、土木学会
- 二羽淳一郎、山田一字、横沢和夫、岡村甫：せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集 No.372/V-5, pp167-176, 1986.8