

(25) 合成構造の省力化に適するスタッドの研究

Study of Headed Studs available of labor-saving of composite structure

前田泰秀*, 石崎茂**, 平城弘一***, 池尾良一****

Yasuhide Maeda, Shigeru Ishizaki, Hirokazu Hiragi, Ryouichi Ikeo

* (株) 酒井鉄工所, 橋梁設計部, 橋梁設計課 (〒590-0831 大阪府堺市出島西町 3-1)

** (株) 酒井鉄工所, 技術開発部, 部長 (〒590-0831 大阪府堺市出島西町 3-1)

*** 工博 摂南大学助教授, 工学部土木工学科 (〒572-8508 大阪府寝屋川市池田中町 17-8)

**** 日本スタッドウエルディング (株), 滋賀事業所, 第2技術グループ, 課長 (〒529-1422 滋賀県神埼郡五箇荘町小幡 474)

The purpose of this study to develop the new stud which has high slip rigidity. At the present Standard Specifications for Highway Bridges, stud is classified into the flexible shear connectors and the allowable shearing force of the stud is decided to the limitation value with severe "the slip quantity". Therefore, it is said that the design value of the stud is the value which is quite safe generally. So, in this study, it wants to propose the stud of the new form which made only the root of stud two size thicker than in the shank part to get high slip rigidity. It made to clear a strength characteristic and slip property by a series of push-out test of ultimate and fatigue which used a series of the new stud, beam test and the FEM analysis result, and it began to find out the strength evaluation formula of the new stud for design. The new stud recognized that it was possible to apply sufficiently at the shear connectors of the composite structure, and it was possible to decrease for the necessary number more than the conventional stud.

Key Words: composite structure, shear connectors, slip rigidity, precast prestressed concrete slab

1. はじめに

通常、頭付きスタッドは柔なずれ止めとして分類されていて、温度差および乾燥収縮などの2次応力が集中する桁端近くでは極めて密な間隔で配置されている。これは、現行の道路橋示方書で規定されているスタッドの設計値（許容せん断力）が「ずれ」を基準に決められているからである。参考までに、スタッドの許容せん断力は、破壊に対して6以上、降伏に対して3以上の安全率を有していることは周知の通りである¹⁾。

本研究では、通常のスタッドを高いずれ剛性が得られるように工夫して、改良を加えたならば、設計においてスタッド本数を減らすことが可能となり、合成桁の合理化橋梁への適用に大いに寄与できるのではないかと考えた。筆者の一人はスタッドに関する一連の研究から、コンクリート内のスタッドが水平せん断力を受けた際、応力はスタッド根元部に集中するとの知見を得ている^{2) ~ 3)}。そこで、筆者らはスタッド根元部をスタッド軸部直径の2回りほど太い径にし、高いずれ剛性が期待できる新しいスタッド（剛スタッドあるいは変断面スタッドとも呼ぶ）を開発するに至った。

ここで新しく提案された変断面スタッドは2つの部品（パーツ）で構成されている。つまり、写真-1で示さ

れているように、写真左のメスネジ付きスタッド（カプラースタッドとも呼ぶ）と、同右のオスネジ付きスタッドボルト（高力ボルトでも可）とが締結されることによって、ずれ止めとしての働きをする形態となる。

近年、わが国は21世紀の橋梁技術に向けて合理化橋梁の開発に取り組んでいる。その有効な手段の一つとして、高品質・省力化・機械化・経費削減・工期短縮を可能とするプレキャストコンクリート床版の利用が注目されている。本研究で提案した変断面スタッドは、プレキャスト床版が適用された場合も視野に入れている。まず、変断面スタッド根元部に相当する「カプラースタッド」が、工場で鋼桁上フランジに溶接される。次いで、現場において変断面スタッドの軸部に相当するスタッドボルトが、カプラースタッドのネジ部に装着・締結される。このこ

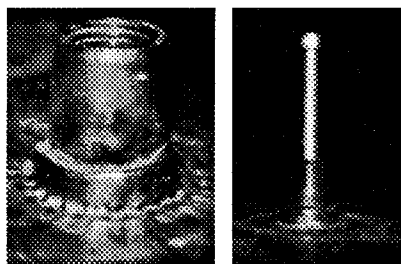


写真-1 新スタッド

作業行程	説明図
1) カブラースタッドを鋼桁上フランジに溶接 (工場)	
2) プレキャストコンクリート床版の送り出し架設 (現場)	
3) プレキャスト床版を敷設したのち、オスネジ付きスタッドボルトを締結し、その後、間詰めコンクリート (無収縮コンクリート) の打設 (現場)	

図-1 プレキャストコンクリート床版の送出し工法

とによって、現場作業での省力化が期待できるプレキャストコンクリート床版が、送出し工法によって架設されることを可能にする (図-1 参照)。

ここでは、新形式スタッドの強度特性およびずれ性状を確認するため、一連の静的および疲労押抜き試験、はりの曲げ試験およびFEM解析を実施した。また、新形式スタッドの実用化に向けて、許容応力度設計法および限界状態設計法による変断面スタッドの強度評価式を提案した。

2. 試験体の種類および形状

表-1 に静的押抜き試験体の種類とコンクリート強度、表-2 に疲労押抜き試験体の種類とコンクリート強度をそれぞれ示す。実験パラメータは、スタッド軸部直径と溶接方法である。タイプ PC、PE の溶接方法は通常溶接で、タイプ PD は A.C.S (Arc Control Submerge-stud) 工法で溶接したものである。ここで A.C.S 工法とは、サブマージ溶接によるものを言い、主に太径のスタッドに使われる。また、通常溶接に比べ溶接電流が低いなどの利点があり、設備の面で省力化が期待できる。なお、結果比較のために、通常の $\phi 13$ mm スタッド (タイプ PB) と $\phi 16$ mm スタッド (タイプ PA) を用いた試験体も同時に製作している。図-2 に押抜き試験体の形状寸法を示す。この試験体の製作は JSSC の頭付きスタッドの押抜き試験方法 (案)⁴⁾ に従った。表-3 にはり試験体の種類とコンクリートの強度特性を示す。実験パラメータはスタッド軸部直径、スタッド間隔および溶接方法である。なお、比較のため $\phi 16$ mm でスタッド間隔が 300 mm の通常スタッドを用いた試験体 (タイプ BA) も同時に製作している。図-3 にはり試験体の形状寸法を示す。

表-1 押抜き試験体の種類 (静的試験)

タイプ	スタッド形状 (mm)	溶接方法	コンクリートの強度特性
PA	$\phi 16$	通常	$f'_c = 31.1 \text{ N/mm}^2$ $f'_t = 2.55 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 2.793 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
PB	$\phi 13$	通常	
PC	$\phi (25+16)$	通常	
PE	$\phi (22+13)$	通常	

表-2 押抜き試験体の種類 (疲労試験)

タイプ	スタッド形状 (mm)	溶接方法	コンクリートの強度特性
PA	$\phi 16$	通常	$f'_c = 36.4 \text{ N/mm}^2$ $f'_t = 2.63 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 2.744 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
PC	$\phi (25+16)$	通常	
PD	$\phi (25+16)$	A.C.S	

表-3 はり試験体の種類

タイプ	スタッド形状 (mm)	間隔 (mm)	溶接方法	コンクリートの強度特性
BA	$\phi 16$	300	通常	$f'_c = 34.6 \text{ N/mm}^2$ $f'_t = 2.65 \text{ N/mm}^2$ $E_c = 2.793 \times 10^4 \text{ N/mm}^2$
BC	$\phi (25+16)$	225	通常	
	$\phi (25+16)$	300	通常	
	$\phi (25+16)$	450	通常	
BD	$\phi (25+16)$	300	A.C.S	
BE	$\phi (22+13)$	300	通常	

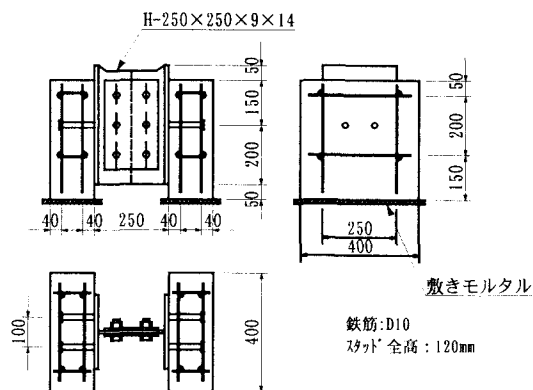


図-2 押抜き試験体の形状寸法

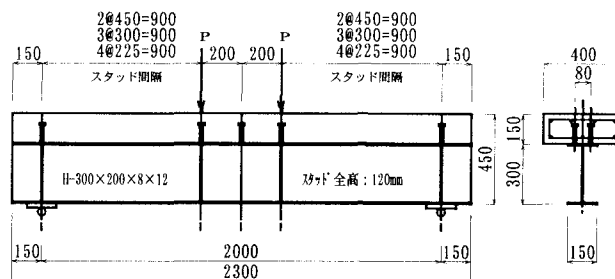


図-3 はり試験体の形状寸法

3. 試験結果および考察

3.1 抜き試験結果

(1) 最大せん断耐力およびずれ定数

表-4 に静的押抜き試験結果を示す。この表より、 Q_{max} では通常スタッドのものに比べ、変断面スタッドの値が極めて高いことが分かる。スタッド軸部が $\phi 16$ mm の場合で約 41%、同じく $\phi 13$ mm の場合で約 88% も向上していることが確認できた。ずれ定数でも同様にスタッド軸部 $\phi 16$ mm の変断面スタッド (タイプ PC) は通常スタッド (タイプ PA) の 1.06 倍、そして同じく $\phi 13$ mm の変断面スタッド (タイプ PE) は通常スタッド (タイプ PB) の 1.09 倍も高いずれ定数を示す結果となった。最大ずれ量では、平均値で $\phi 16$ mm の通常スタッドのものが最も大きな値となっていた。

表-4 静的押抜き試験結果

タイプ	せん断耐力 Q_{max} (kN/本)	最大ずれ量 δ_{max} (mm)	ずれ定数K (kN/mm/本)	破壊形式
PA-1	118.8	12.1	252.1	スタッド 余盛り 部上縁の せん断破壊
PA-2	137.9	11.5		
平均	128.4	11.8		
PB-1	81.3	7.7	195.6	スタッド 余盛り 部上縁の せん断破壊
PB-2	74.0	8.7		
平均	77.7	8.2		
PC-1	176.4	6.0	266.7	コンクリートの 支圧破壊
PC-2	186.2	4.6		
平均	181.3	5.3		
PE-1	148.0	12.9	213.5	スタッド 余盛り 部上縁の せん断破壊
PE-2	143.6	5.7		
平均	145.8	9.3		

最大ずれ量：最大荷重時のずれ量
 ずれ定数：初期接線の傾き(=Q/δ)

(2) ずれ性状

図-4 にスタッド軸部がφ16 mm の場合の荷重-相対ずれ関係を示す。この図には Ollgaard らの実験に基づく $Q-\delta$ 曲線も併記した。

$$Q/Q_{max} = 3.15 \delta / (1 + 3.15 \delta) ; Q_{max} = 0.5 A_s \times (f_c \times E_c)^{1/2}$$

ここで、 A_s はスタッド軸部断面積

図-4 より、試験結果と Ollgaard らの曲線を比較すると通常スタッド(タイプ PA)は、ほぼ同じ傾きであるが、変断面スタッド(タイプ PC)は、軸径であるφ16mm で比較すると、大きくなっているが、根元部であるφ25mm で比

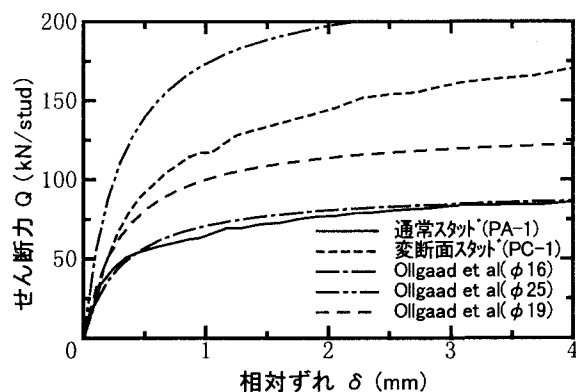


図-4 荷重-相対ずれ関係

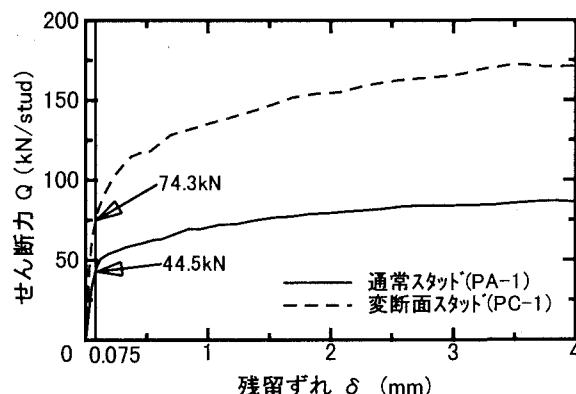


図-5 荷重-残留ずれ関係

較すると小さくなっていることが分かる。図-5 にスタッド軸部がφ16 mm の場合の荷重-残留ずれ関係を示す。ここで、残留ずれとは漸増繰返し载荷法で得られる除荷したときのずれ量で、関係図の縦軸のせん断力は除荷寸前の作用せん断力を使っている。また、図-5 には残留ずれ 0.08mm に相当するせん断力も図示している。図-5 より、変断面スタッド(タイプ PC)の残留ずれの初期接線の傾きが、通常スタッド(タイプ PA)のものに比べて僅かながら小さく、直線区間が長いことより、期待どおりに高いずれ剛性を有していることが分かる。

(3) 疲労強度

図-6 に押抜き疲労試験結果を示す。図-6 の縦軸は、変断面スタッドではφ19 mm、通常スタッドではφ16 mm で換算した場合のせん断応力を示す。なお、変断面スタッドにおいてφ19 mm を使った理由は、カプラースタッドの断面積(円環状の面積)がφ19 mm に相当している、疲労破壊がその部分で起こっていたからである。図-6 より、今回、提案した変断面スタッド(タイプ PC, PD)の疲労強度は、通常スタッド(タイプ PA)に比べて極めて高い値を示していることが分かる。繰返し回数 100 万回で比較したならば、変断面スタッドの時間強度は、通常スタッドのものに比べ約 30% 向上していた。



図-6 S-N関係図

3.2 はり試験結果

(1) 曲げ耐力および破壊形式

表-5 に、はりの曲げ試験結果を示す。表-5 の結果より明らかなように、破壊荷重は通常スタッドを用いたタイプ BA よりも変断面スタッドのタイプ BC, BD, BE の方が若干高い値を示している。同じ変断面スタッドで、A.C.S 溶接方法によるタイプ BD が通常溶接法のものより若干高い値を示している。なお、本試験ではスタッド間隔と曲げ耐力の間には相関が見られないことが分かる。破壊形式は、全て鋼桁が降伏した後、コンクリート床版が圧壊したものである。

表-5 はりの曲げ試験結果

タイプ	破壊荷重 (kN)	破壊形式
BA-1	472.9	鋼桁が降伏した後、 コンクリート床版が圧壊した。
BA-2	447.9	
平均	460.4	
BC-1 ₋₂₂₅	503.7	
BC-2 ₋₂₂₅	490.0	
平均	496.9	
BC-1 ₋₃₀₀	485.1	
BC-2 ₋₃₀₀	447.9	
平均	466.5	
BC-1 ₋₄₅₀	501.3	
BC-2 ₋₄₅₀	465.5	
平均	483.4	
BD-1	526.8	
BE-1	480.2	

(2) ひずみ分布

表-6 と図-7 に、200kN と 350kN の荷重時におけるはりの高さ方向のひずみ分布を示す。表-6 および図-7 から明らかなように、設計荷重相当(鋼桁下縁の垂直応力が設計許容応力度に到達する荷重)の $P=200$ kN では通常スタッド(タイプ BA)と変断面スタッド(タイプ BC, BD)のいずれもほぼ平面保持していることが分かる。さらに、鋼桁下フランジで降伏直前の荷重に相当する $P=350$ kN になると、通常スタッドは平面保持しない状態となっている

表-6 支間中央点での床版と鋼ばりのひずみ

荷重 P (kN)	測定位置	ひずみ (μ)		
		BA-1	BC-1 ₋₃₀₀	BD-1
200	床版上縁	-464	-476	-541
	床版下縁	14	51	10
	鋼桁上フランジ	-95	-45	-80
	鋼桁下フランジ	716	667	715
350	床版上縁	-760	-780	-966
	床版下縁	95	54	65
	鋼桁上フランジ	-405	-173	-266
	鋼桁下フランジ	1288	1154	1125

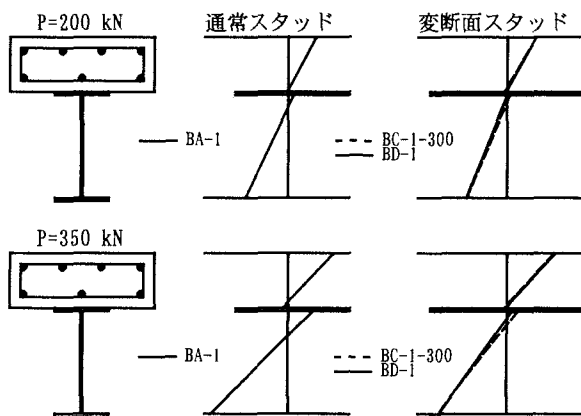


図-7 支間中央点でのひずみ分布

が、変断面スタッドでは平面保持が若干乱されるに過ぎない程度であることが分かる。

(3) たわみ性状

スパン中央における荷重-たわみ関係を図-8 に示す。同図には、「完全合成ばり」、「弾性合成ばり(FEM 解析)」、「重ねばり」および「鋼ばりのみ」で計算した「荷重-たわみ関係」も参考のために併記している。なお、FEM解析(バネ接合はスタッド位置)に使用したバネ定数は表-4 の試験結果($K=252.1$ kN/mm/本)を使用する。スタッド間隔が同じ 300 mm ピッチで、スタッド軸部が $\phi 16$ mm の通常スタッドと変断面スタッドの結果を比較すると、図-8 より明らかなように、設計荷重相当の $P=200$ kN 付近では変断面スタッド(タイプ BC, BD)のたわみ性状は、完全合成の計算値とほぼ等しいことが分かる。一方、同様に通常スタッド(タイプ BA)では、弾性合成ばりの計算値にほぼ等しい傾向を示していることが分かる。また、変断面スタッドの通常溶接と A.C.S 工法の溶接方法の違いによる影響は、見られなかった。

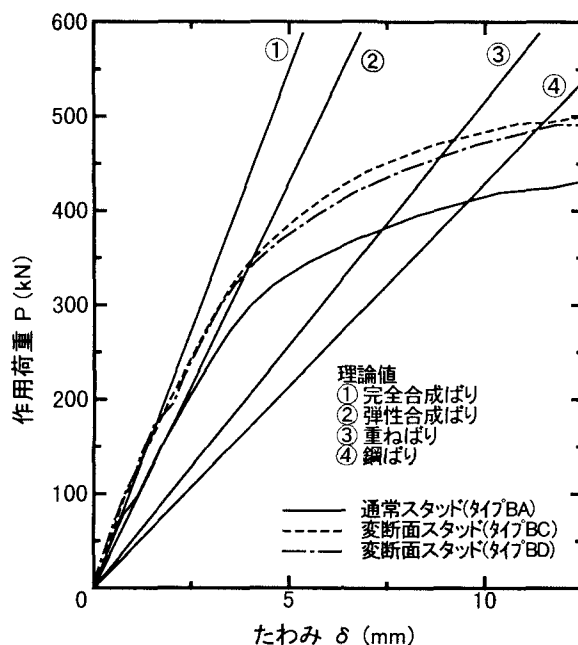


図-8 荷重-たわみ関係図

(4) ずれ性状

図-9 に荷重-相対ずれ関係を示す。この図より変断

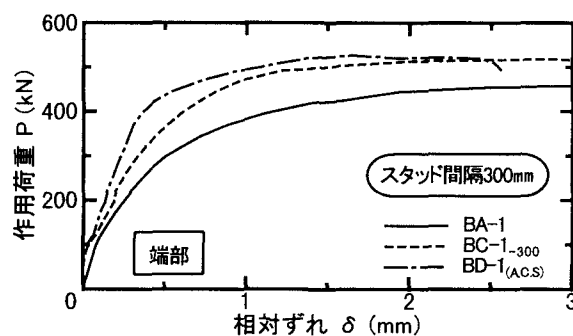


図-9 荷重-相対ずれ関係図

面スタッドであるタイプBCとBDは、載荷初期においてほぼ同じ挙動を示していることが分かる。しかし、載荷が増加するにつれ、A.C.S 溶接のタイプ BD のずれ量が通常溶接のタイプ BC に比べて、相対的に小さい傾向を示していることが分かる。しかし、破壊近くになれば、両者のずれ性状の差異は僅かであった。

3.3 FEM解析による検討

図-10～11 は、FEM 解析(P=200kN)による計算結果を示したものである。これらの図より明らかなように、たわみおよびずれは、ずれ定数の変化、特にずれ定数が小さいときに大きく影響を受けることが分かる。ここで、通常スタッドおよび変断面スタッドのずれ定数は、表-4 の値を用いるものとする。図-10 は、たわみ-ずれ定数関係図を示す。この図より、軸部φ16mm、スタッド間隔 300mm で比較したならば、通常スタッドが約 2.10 mm、変断面スタッドが約 2.08 mm となり若干変断面スタッドの方がたわみは小さくなっているのが分かる。このことより、変断面スタッドを用いた場合通常スタッドより曲げ剛度が約 1%小さくなることが分かる。図-11 は、ずれ-ずれ定数関係図を示す。この図より、軸部φ16mm、スタッド間隔 300mm で比較したならば、通常スタッドが約 0.18 mm、変断面スタッドが約 0.17 mm となり若干変断面スタッドの方がずれは小さくなっているのが分かる。スタッド間隔について比較すると、間隔が小さくなれば、「たわみ」および「ずれ」とも値が小さくなるのが分かる。

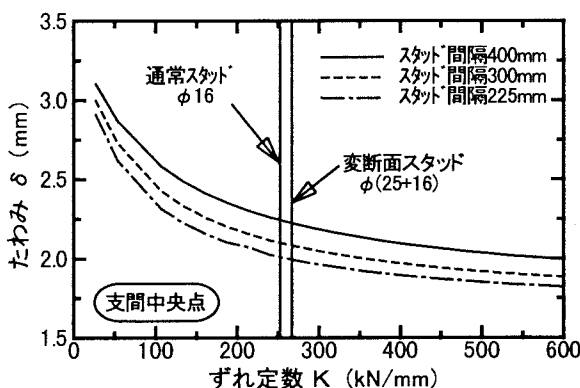


図-10 たわみ-ずれ定数関係図

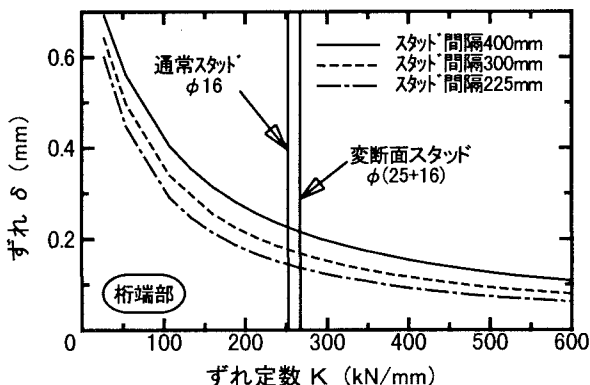


図-11 ずれ-ずれ定数関係図

4. 強度評価式の提案

以上の各試験結果および既往のスタッドの研究成果⁹⁾より、変断面スタッドの強度評価式を次のように提案する。ただし、試験データが少ないので、推論の域を出ていないことを申し添えておく。

1) 許容応力度設計法

図-12 に基づいて、スタッドの限界荷重に関する強度評価式を以下に誘導する。変断面スタッドの限界荷重(Q_{cr})は、Viest の研究を引用して⁶⁾、 $H/d=6.0$ を境にして変わるものとおく。

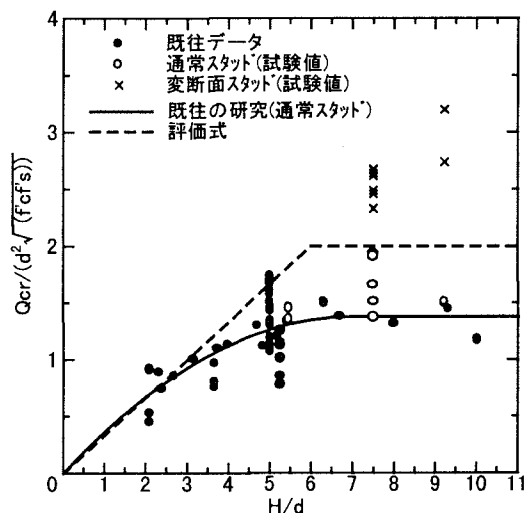


図-12 スタッドの限界荷重

$H/d < 6.0$ において、

$$\frac{Q_{cr}}{d^2 \sqrt{f'_c f_{su}}} = \frac{2.0}{6.0} \cdot \frac{H}{d} \quad \text{より}$$

$$Q_{cr} = 7.26dH\sqrt{f'_c} \approx 7.2dH\sqrt{f'_c}$$

ここに、 Q_{cr} : 変断面スタッドの限界荷重(N)

f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)

d : 変断面スタッド軸径(mm)

H : 変断面スタッド高さ(mm)

f_{su} : 変断面スタッドの引張強度(N/mm²)

[ここでは、 $f_{su}=475.3 \text{ N/mm}^2$ とした]

$H/d \geq 6.0$ に対しては、

$$\frac{Q_{cr}}{d^2 \sqrt{f'_c f_{su}}} = 2.0 \quad \text{より}$$

$$Q_{cr} = 43.6d^2\sqrt{f'_c} \approx 43d^2\sqrt{f'_c}$$

よって、変断面スタッドの許容せん断力 Q_a は

$$Q_a = Q_{cr} / \gamma$$

より求まる。ここで、 γ は安全率せあり、3.0とおく。

$$\left. \begin{aligned} Q_a &= 2.4dH\sqrt{f'_c} \quad (H/d < 6) \\ Q_a &= 14d^2\sqrt{f'_c} \quad (H/d \geq 6) \end{aligned} \right\} \quad \text{式(1)}$$

式(1)を変断面スタッドの許容せん断力 (Q_a) として提案する。

2) 限界状態設計法

① 終局強度

図-13 に基づいて、変断面スタッドのせん断耐荷力に関する強度評価式を提案する。

$$Q_u = 31 \cdot A_s \cdot \sqrt{(H/d) \times f_c'} + 78000 \quad \text{式(2)}$$

ここに、 Q_u ：変断面スタッドの終局耐力(N)
 f_c' ：コンクリートの圧縮強度(N/mm²)
 d ：変断面スタッド軸径(mm)
 H ：変断面スタッド高さ(mm)

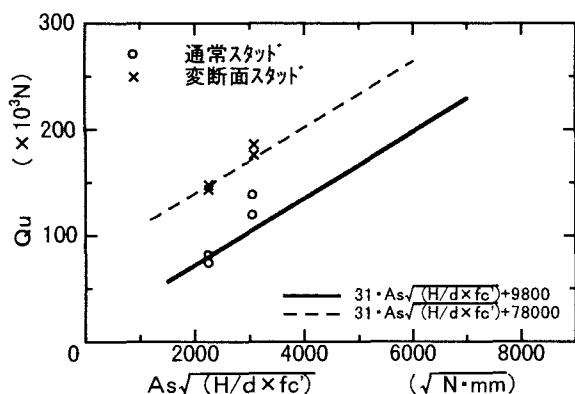


図-13 スタッドの静的荷重

② 疲労強度

図-14 に基づいて、変断面スタッドの疲労強度に関する評価式を提案する。

$$R/Q_u = 1.75n^{-0.105} \quad \text{式(3)}$$

ここに、 Q_u ：変断面スタッドの終局耐力(N)
 R ：スタッドに作用するせん断力の変動範囲(N)
 n ：疲労破壊に至るまでの繰返し回数

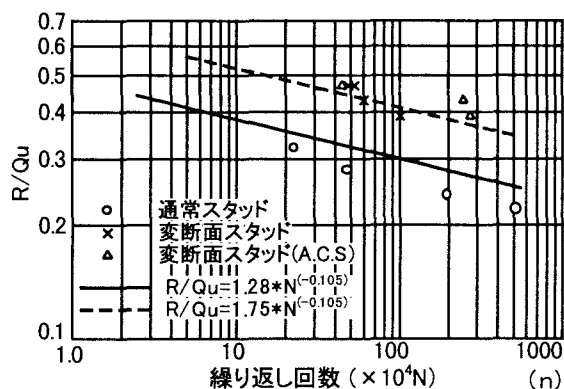


図-14 R/Q_u 関係

5. 結論

本研究で新しく提案した変断面スタッドに関する一連の試験および解析結果から、次のようなことが明らかになった。

1) 押抜き試験において、変断面スタッドの静的耐荷力は通常スタッドに比べて、スタッド軸部がφ16 mmの場合で、約41%、同じくφ13 mmの場合で、約88%も向上していることが確認できた。ずれ定数でも同様に、変断面スタッドのずれ定数は通常スタッドのものに比べて、スタッド軸部φ16 mm、φ13 mmとも、高い値を示す結果となっていた。このことより、期待どおりにずれ定数の向上が図られたことで、本研究の目的は達成できたものと考ええる。

2) 押抜き疲労試験結果より、変断面スタッドの疲労強度は、通常スタッドのものに比べ、極めて高い値を示すことが分かった。100万回の時間強度で比較したならば、変断面スタッドは通常スタッドの約1.3倍であった。

3) はりの曲げ試験において、曲げ耐荷力は変断面スタッドを用いたはりの方が通常スタッドを用いたはりに比べて若干高い値を示していた。破壊形式が同じであったことから、スタッド間隔による曲げ耐荷力への影響は有意な差ではなかった。

4) FEM解析結果からは、今回得られた「ずれ定数」の変動範囲が小さいので、たわみ量およびずれ量は若干ではあるが変断面スタッドの方が通常スタッドの方が通常スタッドより小さくなっており、試験結果と同様の傾向となっていることが明らかになった。また、たわみ量を小さくすることにより、曲げ剛度を低く抑ええることが可能となり、桁の省力化にも寄与できると考えられる。

5) 今回導いた変断面スタッドの強度評価式は、全て通常スタッドのものより設計値を高く見積もることが出来た。

以上の結果より、高いずれ剛性が期待できる変断面スタッドの使用は、設計値を高く見積もることができるので、いままで以上に合成桁の合理化が図られるものと考えられる。また、変断面スタッドの機構（工場でカブラースタッドが溶接され、現場でスタッドボルトが締結される）を活用し、プレキャストコンクリート床版の送出し工法の採用が可能であることなど、架設面においても合成構造の省力化が図られるものと考えられる。

参考文献

- 1) 道路橋示方書・同解説：日本道路協会，1996.8.
- 2) 平城・松井・福本：頭付きスタッドの強度評価式の誘導－静的強度評価式－，鋼構造工学論文集，Vol.35A, pp1221～1232, 1989.
- 3) 平城・松井・福本：頭付きスタッドの強度評価式の誘導－疲労強度評価式－，鋼構造工学論文集，Vol.35A, pp1233～1244, 1989.
- 4) 日本鋼構造協会：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，JSSC テクニカルレポート，No.35, 1996.
- 5) 平城弘一：頭付きスタッドの静的および疲労強度と設計法に関する研究，博士論文，1990.
- 6) Viest, L.M. : Test of Stud Shear Connectors, Part I, II, III and IV "Engineering Test Data", Nelson Stud Welding, Lorain, Ohio.