

(18) スタッドによるコンクリートと鋼板間のせん断伝達挙動に関する研究

津田 和明¹

¹非会員 株式会社大林組 技術研究所（〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640）

E-mail:tsuda.kazuaki@obayashi.co.jp

コンクリートと鋼板間のせん断伝達手段として用いるスタッドの設計は、強度検討のみしか行われていない。スタッドの降伏の有無や、強度を発揮する時の変形等は全く考えられていない。このような背景を受け、スタッドのせん断力～すべり変位関係の評価法を弾性支承梁理論を応用して構築し、既往実験結果との比較検討から、せん断伝達挙動に関する考察を行った。その結果、終局強度に至る前に、スタッドは付け根と中腹位置において曲げ降伏する場合の多いこと、このスタッドの中腹位置の曲げ降伏が重要な意味を持っており、この現象を境にして、変形性状が大きく変化することを指摘した。すなわち、許容応力度設計を行う際には、スタッドの中腹位置の曲げ降伏は避けるべきであり、そのためには、スタッドのF値が必要であることを示した。

Key Words :stud, shear strength, flexural yielding, F value, shear deformation

1. はじめに

コンクリートと鋼板間のせん断力伝達手段としてスタッドがよく用いられる。これに関する研究は数多く行われているが、せん断強度に関しては、Fisherの提案式との対応性を論じるに留まり、せん断力～相対すべり変位関係に関しては実験結果をトレースするのみで、せん断強度に至るまでに生じる事象に関して言及した研究は皆無に等しい。これに起因し、スタッドはF値を有していない。せん断強度に関しては、それを発揮する時のすべり変形量はかなり大きい場合もあることから、そのみに基づく設計に一石投じる研究もあるが、実験結果に基づき、安全率を設定するに留まっている¹⁾。このような背景を受け、スタッドのせん断挙動の検討をスタッドの降伏強度に着目して行った。この検討は、接合鉄筋により結合されたコンクリートブロック間のせん断伝達機構に対する考え方を拡張して行った。

2. 接合鉄筋のせん断伝達機構

二つのコンクリートブロックを鉄筋のみで接合している水平接合面（コンクリート打設方向が鉄筋材軸方向）のせん断挙動は、中野らの研究²⁾により、弾性支承

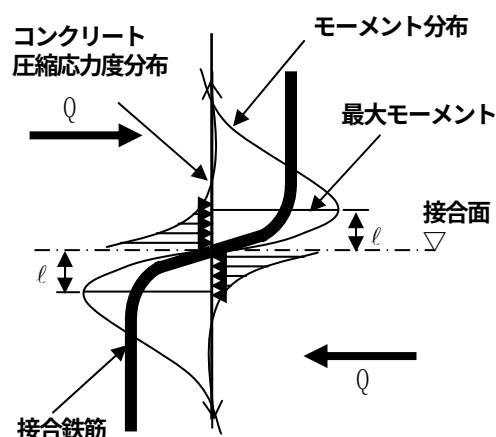


図-1 弾性支承梁モデルの応力状態（接合鉄筋）

梁モデル（接合鉄筋がコンクリートバネに支承されていると仮定）で表せることが分かっている。その応力状態を図-1に示す。筆者は、この手法を設計で用いることを念頭に置き簡略化した。その手法は以下に示すように、せん断力～すべり変位関係を3折れ線で表すものである。第一折れ点は弾性限、第二折れ点は接合鉄筋の曲げ降伏時であり、以降はそのせん断力を維持するものとした。弾性支承梁モデル（支承バネ剛性： k_c ）における特性係

数 β （理論解は、 $\beta = 4\sqrt{\frac{k_c}{4E_s I_s}}$ ）や、コンクリートの

支圧強度（一軸圧縮強度 σ_B の3倍と仮定）は既往実験結果²⁾と対応するよう定めた。また、コンクリートの圧縮応力度が支圧強度に達する場合は、接合面から $\frac{\pi}{4\beta}$ の

範囲が $3\sigma_B$ に達すると仮定して接合鉄筋の降伏強度算定式（式(5)の（）内後者）を導いた。なお、以下に示す式はSI単位系であり、応力はN、長さ、変位はmmである。

$$Q_1 = \frac{Q_y}{3} \quad (1)$$

$$\delta_1 = \frac{Q_1}{E_s I_s \beta_1^3} \quad (2)$$

$$Q_2 = Q_y \quad (3)$$

$$\delta_2 = \frac{Q_2}{E_s I_s \beta_2^3} \quad (4)$$

$$Q_y = \min \left(\frac{\beta_1 M_y}{0.3224}, \sqrt{\frac{3\pi d \sigma_B M_y}{4 \times 0.3224}} \right) \quad (5)$$

$$\beta_1 = 4\sqrt{\frac{0.35dE_c}{E_s I_s}} \quad (6)$$

$$\beta_2 = 4\sqrt{\frac{0.005dE_c}{E_s I_s}} \quad (7)$$

$$M_y = \frac{d^3 \sigma_y}{6} \quad (8)$$

$$I_s = \frac{\pi d^4}{64} \quad (9)$$

上式中、 d 、 E_s 、 σ_y は接合鉄筋の径、ヤング係数、降伏強度で、 E_c はコンクリートのヤング係数である。

この手法を既往実験に適用して得られたせん断力～すべり変位関係を既往実験結果²⁾と比較して図-2に示す。計算結果は、実験結果と良好に対応している。

3. スタッドのせん断力～すべり変位関係算定法

スタッドのせん断力～すべり変位関係の算定法を接合鉄筋に対する算定法を拡張して考案した。接合鉄筋の場合と異なる点は、接合界面（スタッド付け部）で固定であること、また頭部径が軸径よりも大きく、これの支

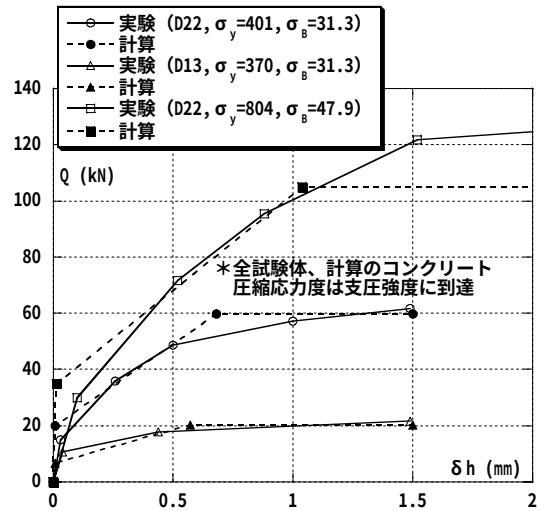


図-2 せん断力～すべり変位関係の比較（接合鉄筋）²⁾

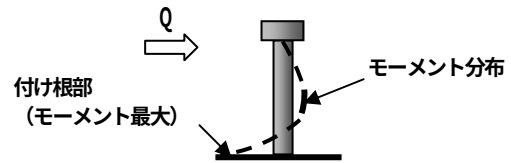


図-3 スタッドの曲げモーメント分布（原点～第二折れ点まで）

圧抵抗により軸部の引張抵抗が可能となることである。本手法では、スタッドは付け根部と中腹位置の2箇所曲げ降伏を生じると仮定し、4折れ線で表す。第一折れ点は弾性限、第二折れ点はスタッド付け根部の曲げ降伏時、第三折れ点はスタッド中腹位置の曲げ降伏時、そして終局点はスタッドの破断時である。既往実験結果¹⁾では、コンクリートが割裂的に破壊して耐力が決定しているものも多数見受けられるが、このような破壊に至る直前ではコンクリートパネの剛性が変動するため、評価法が複雑になると判断し、ここでは、コンクリートの割裂破壊が生じる場合は対象外とした。また、スタッドの場合はコンクリート打設方向を反映した算定手法を導いた。

(1) 第一折れ点

第一折れ点は、弾性限である。すなわち、この範囲であれば、コンクリートもほぼ弾性の挙動を示すと仮定している。この時のせん断力は、第二折れ点時せん断力の $1/3$ とし式(10)で、変位は式(11)で算定する。第二折れ点時までのスタッドの曲げモーメント分布は図-3のように付け根部が最大となる分布を仮定している。

$$Q_1 = \frac{Q_{y1}}{3} \quad (10)$$

$$\delta_1 = \frac{Q_1}{4E_s I_s \beta_1^3} \quad (11)$$

第二折れ点時せん断力は、スタッド付け根部の曲げ降伏時せん断力であり、式(12)で求める。

$$Q_2 = Q_{y1} = \min \left(2\beta_1 M_y, \sqrt{\frac{3\pi d \sigma_B M_y}{2}} \right) \quad (12)$$

式(12)の () 内の前者は、弾性支承梁モデルの理論解であり、式中の M_y はスタッド降伏時モーメントで式(13)により算定し、 β_1 は式(14)で表すことにした。

$$M_y = \frac{d^3 \sigma_y}{6} \quad (13)$$

$$\beta_1 = \sqrt[4]{\frac{\alpha \times \gamma_1 \times d E_c}{E_s I_s}} \quad (14)$$

上式中、 d 、 σ_y 、 E_s 、 I_s はスタッドの径、降伏強度、ヤング係数および断面二次モーメントである。

式(14)中、 γ_1 は負担圧縮力に伴うコンクリートの圧縮剛性の低下を表す係数で、 α はコンクリート打設方向と加力方向の組合せに応じて定める係数である。 α を定めるのは、コンクリートのブリージング等の影響を反映させるためである。

式(12)中の () 内の後者は、コンクリートの支圧強度を一軸圧縮強度 σ_B の3倍を上限とした場合のスタッド降伏時のせん断力を表している。

(2) 第二折れ点

第二折れ点は、スタッド付け根部の曲げ降伏時であり、せん断力は式(12)で、変位は式(15)で算定する。

$$\delta_2 = \frac{Q_2}{4E_s I_s \beta_2^3} \quad (15)$$

$$\beta_2 = \sqrt[4]{\frac{\alpha \times \gamma_2 \times d E_c}{E_s I_s}} \quad (16)$$

式(16)中、 γ_2 は式(14)中の γ_1 同様、負担圧縮力に伴うコンクリートの圧縮剛性の低下を表す係数である。

(3) 第三折れ点

第三折れ点は、スタッド中腹位置の曲げ降伏時である。第二折れ点以降、第三折れ点までは、スタッドの曲げモーメント分布は図-4のように付け根部のモーメントは降伏モーメントで一定とし、中腹位置のモーメントが降伏に至るまで大きくなる分布を仮定した。つまり、第二折れ点時の応力状態を保持し、それに付け根部をピンと仮定した応力が加算されると考えて、式を導いた。よって、せん断力は式(17)、変位は式(18)で求める。

$$Q_3 = Q_{y1} + Q_{y2} \quad (17)$$

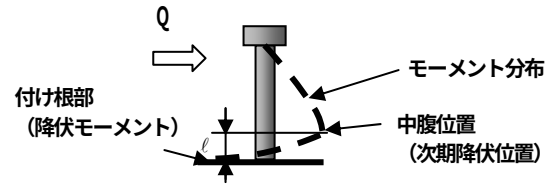


図-4 スタッドの曲げモーメント分布
(第二～第三折れ点まで)

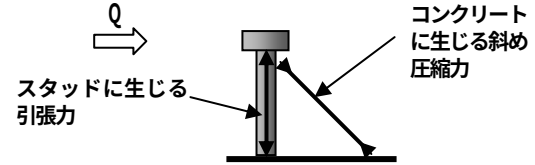


図-5 スタッドの引張力による
せん断抵抗機構

$$\delta_3 = \delta_2 + \delta_{3d} \quad (18)$$

$$Q_{y2} = \sqrt{\frac{3\pi d \sigma_B M_y}{4 \times 0.3224}} \quad (19)$$

$$\delta_{3d} = \frac{Q_{y2}}{2E_s I_s \beta_2^3} \quad (20)$$

式(19)、(20)は付け根部をピンと仮定した場合の中腹位置降伏時のせん断力と変位の算定式である。第三折れ点時では、コンクリートは既に支圧強度に達していると仮定した。

(4) 終局点

終局点は、スタッドの破断時である。ただし、コンクリートが支圧強度に達している範囲に応じて、二つの機構を想定した。一つは、支圧強度に達している範囲が比較的小さい場合で、この状態では、第三折れ点時の応力状態を維持し、それに軸引張力が加算されると仮定した。もう一つは、支圧強度に達している範囲が大きく、スタッドの曲げ抵抗が不可能な場合で、この状態では、スタッドは主に引張抵抗していると仮定した。スタッドが引張られている時には、図-5に示すように、スタッドの引張力とコンクリートの斜め（スタッド材軸と45°方向）圧縮力によって、せん断力に抵抗する機構を想定した。

機構の区分判定に用いる支圧強度は、 $3\sigma_B$ よりも若干大きい $3.5\sigma_B$ とし、その長さは 2ℓ (ℓ : スタッドの付け根から中腹の降伏位置までの距離) とした。よって、せん断力は式(21)、変位は式(22)で求める。

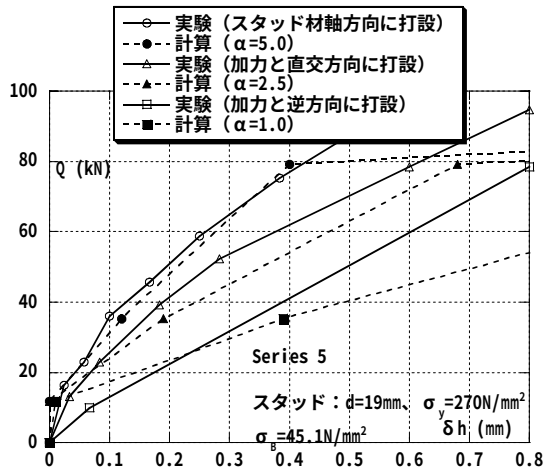
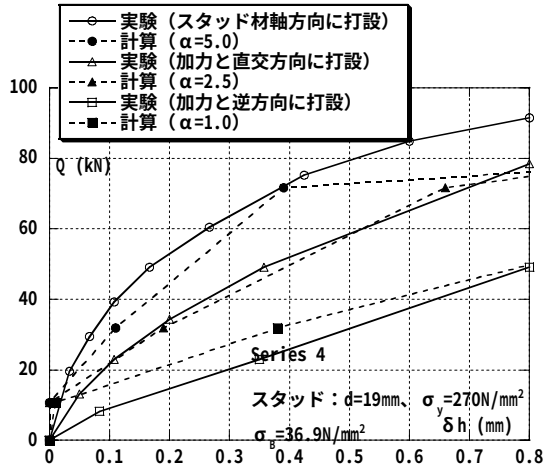
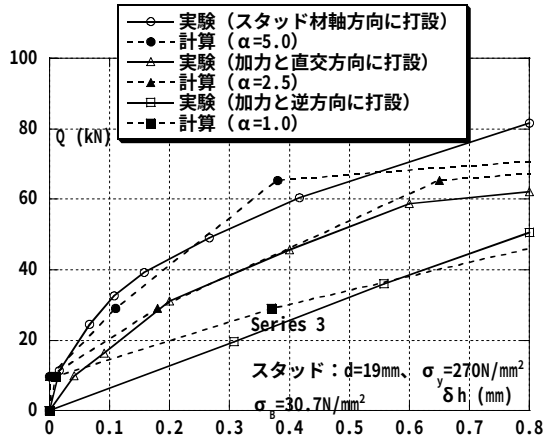


図-6 せん断力～すべり変位関係の比較 (α の設定) ³⁾

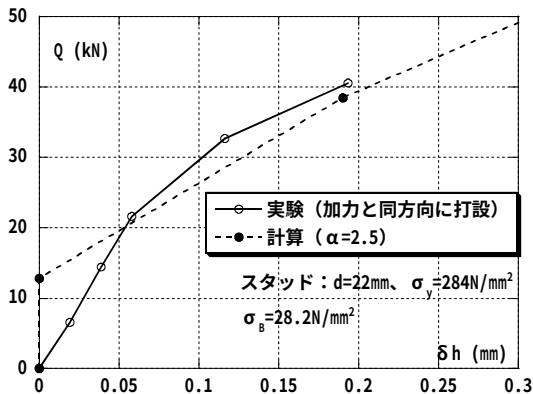


図-7 せん断力～すべり変位関係の比較 (α の設定) ⁴⁾

$$Q_4 = \begin{cases} Q_3 + Q_u & Q_3 + Q_u \leq 3.5\sigma_B d \times 2\ell \\ Q_{bu} & Q_3 + Q_u > 3.5\sigma_B d \times 2\ell \end{cases} \quad (21)$$

ただし、 $Q_4 \leq Q_{bu}$

$$\delta_4 = \begin{cases} \delta_3 + \delta_{u1} & Q_4 = Q_3 + Q_u \\ \delta_{u2} & Q_4 = Q_{bu} \end{cases} \quad (22)$$

$$Q_{bu} = A_s \sigma_u \quad (23)$$

$$Q_u = A_s (\sigma_u - \sigma_y) \quad (24)$$

$$A_s = \frac{\pi d^2}{4} \quad (25)$$

$$\delta_{u1} = \varepsilon_u \ell \quad (26)$$

$$\delta_{u2} = \varepsilon_u (H - 10) \quad (27)$$

$$\varepsilon_u = \frac{\sigma_u - \sigma_y}{0.01E_s} \quad (28)$$

$$\ell = \frac{\pi}{4\beta_2} \quad (29)$$

上式中、 H 、 σ_u は、スタッドの高さと引張強度で、式(27)中の10はスタッド頭部の厚さである。すべり変位は、曲げ抵抗が可能と判断された場合は、付け根から中腹降伏位置までの区間が集中して伸びると仮定し、これによるすべり変位を第三折れ点時変位に加算する。曲げ抵抗が不可能と判断された場合は、スタッド軸部全長が伸びると考え、これによるすべり変位を終局時すべり変位とした。なお、コンクリート斜め圧縮力の角度がスタッド材軸に対して 45° であると仮定した場合、スタッドの軸ひずみ度と、これによって生じるせん断変形角が一致することを踏まえてすべり変位を求めている。

(5) コンクリート圧縮剛性に関わる係数 α 、 γ

ここで、既往実験結果を用い、コンクリート圧縮剛性に変る係数 α 、 γ を決定する。

まず、接合鉄筋用の式(6)、(7)とスタッド用の式(14)、(16)の比較より、コンクリートがスタッド材軸方向に打設される場合は、 $\alpha=5.0$ 、 $\gamma_f=0.07$ 、 $\gamma_f=0.001$ とした。

これら設定した係数を用いた算定法を、既往実験結果^{3,4)}のコンクリート打設方向がスタッド材軸方向である実験結果に適用した結果、図-6のように低荷重域において計算結果と実験結果は良く対応した。さらに、既往実験結果との比較により、コンクリート打設方向が加力方向と逆方向となる場合には $\alpha=1.0$ 、それら方向が同じまたは平面上において直交する場合には $\alpha=2.5$ とした。

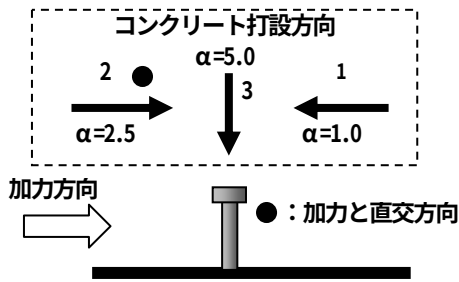


図-8 コンクリート打設方向と α

これらの計算と実験の対応性は図-6, 7の通りである。これら係数をまとめると、図-8となる。なお、ここで対象とした既往実験^{3,4)}は、鋼板とコンクリート間の付着は除去したと報告されている。

高荷重域での変形特性、降伏強度、最大強度の算定精度に関しては他の既往実験結果との比較において論じることとする。

4. 本算定法の既往実験結果への適用

本算定法の精度を確認するとともに、スタッドのせん断伝達時の弾塑性挙動を推察するために、本算定法を最大強度がスタッドの破断で決定した既往実験結果^{1,5,6)}に適用した。文献1) (鋼板とコンクリートの付着：除去。コンクリート打設方向：スタッド材軸方向。 $\alpha=5.0$) では剛性が大きく変化する時 (文献中では降伏せん断耐力時) のせん断力と割線剛性、および最大強度を、文献5) (鋼板とコンクリートの付着：除去。コンクリート打設方向：加力と同方向。 $\alpha=1.0$) ではせん断力～すべり変位関係を、文献6) (鋼板とコンクリートの付着：不明。コンクリート打設方向：スタッド材軸方向。 $\alpha=5.0$) では剛性が大きく変化する時 (文献中では q 時) のせん断力とスタッド引張強度の関係、および1体の試験体のせん断力～すべり変位関係を、それぞれ計算と実験で比較して、表-1、図-9～11に示す。文献6) の高強度スタッド (500～700N級) を用いた試験体では、スタッドの高強度化に問題があったと報告されていることから、最大強度までのせん断力～すべり変位関係は普通強度 (400N 級) のスタッドを用いた試験体のみを対象とした。表および図より、計算値と実験値は良好に対応しており、本算定手法が有効であることが分かる。ただし、最大強度時には再考の余地を残している。表-1、図-10における実験のせん断降伏に対応する計算値、図-9, 11において実験の剛性が大きく変化するポイントに対応する計算値もスタッド中腹位置の曲げ降伏時の値である。実験では、このポイントを超えると、残

表-1 実験結果と計算結果の比較 (文献1))

試験体名	コンクリート		スタッド		比較項目			
	σ_B (N/mm ²)	E_c ($\times 10^4$ N/mm ²)	径 $\times$ 長さ (mm)	σ_y (N/mm ²)	σ_u (N/mm ²)	*1 弾性 ずれ 剛性 (kN/mm)	*2 スタッド せん断 降伏時 せん断力 (kN)	*3 最大 耐力 (kN)
A-40-19	18.2	2.54	19 $\times$ 100	271	470	実験	137.4	146.2
						計算	167.4	133.4
						Fisher	—	96.4
						実/計	0.82	1.41
A-70-19	62.2	2.87	19 $\times$ 100	555	735	実験	162.5	209.0
						計算	183.7	208.0
						Fisher	—	130.2
						実/計	0.88	1.12
A-70-22	62.2	2.87	22 $\times$ 100	577	731	実験	209.0	272.0
						計算	237.0	278.0
						Fisher	—	174.6
						実/計	0.88	0.90
C-40-19	24.5	2.05	19 $\times$ 100	271	470	実験	154.4	159.7
						計算	142.6	133.4
						Fisher	—	100.4
						実/計	1.08	1.31
C-40-22	24.5	2.05	22 $\times$ 100	262	441	実験	225.0	193.1
						計算	184.3	167.6
						Fisher	—	134.7
						実/計	1.22	1.21

- *1) 実験での弾性限界せん断力は、スタッドせん断降伏せん断力と近似している。
計算は、スタッド中腹位置の曲げ降伏時の割線剛性である。
*2) 実験では、基本的に残留変位が0.2mm時で、これ以降では残留変位が増大する。
計算は、スタッド中腹位置の曲げ降伏時のせん断力である。
*3) Fisherは、スタッドの引張強度450N/mm²以上は対象外であるが、そのまま適用した。
計算の最大強度は、全試験体ともスタッドの引張強度のみで決定している。

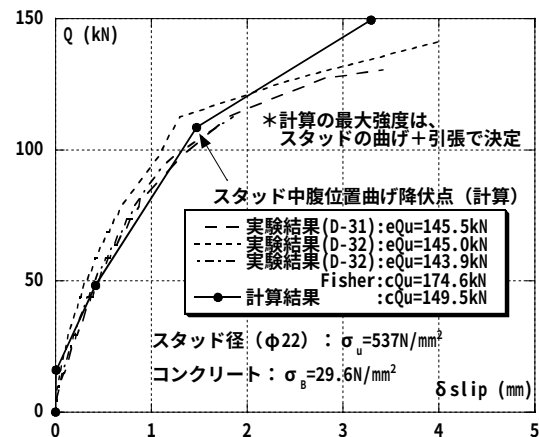
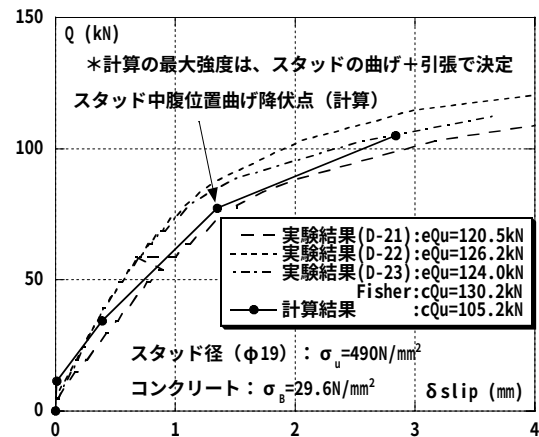


図-9 実験結果と計算結果の比較 (文献5))

留変形も大きくなると報告されている。これらのことから、短期許容応力度時の設計では、スタッドの中腹位置の曲げ降伏を防止するべきであると考えられる。そのためには、これまで、スタッドによるコンクリートと鋼板間のせん断伝達に関しては不必要とされてきたスタッドのF

値を定める必要がある。

5. まとめ

スタッドによるコンクリートと鋼板間のせん断伝達挙動をスタッドの降伏強度に着目して検討した。その結果、以下の知見を得た。

- 1) 考案したスタッドのせん断力～すべり変位関係の算定法を既往実験結果に適用した結果、計算結果は実験結果と良好に対応し、本算定手法が有効であることが分かった。
- 2) スタッドの中腹位置での曲げ降伏後に剛性が大きく低下し、残留変形も増大することから、短期許容応力度時の設計では、その事象を避けるべきである。そのためには、スタッドのF値を定める必要がある。

参考文献

- 1) 田川泰久, 平城弘一, 尾形素臣, 井上一朗, 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, 鋼構造論文集, 第2巻第8号, pp.47~60, 1995年12月
- 2) 中野克彦・松崎育弘: プレキャスト RC 部材接合面におけるせん断抵抗要素の耐力累加方法, 日本建築学会構造系論文集, 第550号, pp.151~158, 2001年12月
- 3) 平城弘一, 三好栄二, 栗田章光, 赤尾親助: SRC 構造に用いられるスタッドの静的強度, 第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.317~320, 1981年
- 4) 池田尚治, 大町武司, 森 章, 山口隆裕: スタッドジベルによる鋼材とコンクリートとの応力の伝達について, 第3回コンクリート工学年次講演会講演論文集, pp.321~324, 1981年
- 5) 山本 稔, 中村正平: Studd Shear Connector の試験報告, 土木研究所報告, 1961年1月
- 6) 巖 結煥, 井上一朗, 辻岡静雄, 新居 努: 高強度スタッドの力学的諸特性について (予備実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.1377~1378, 1989年10月

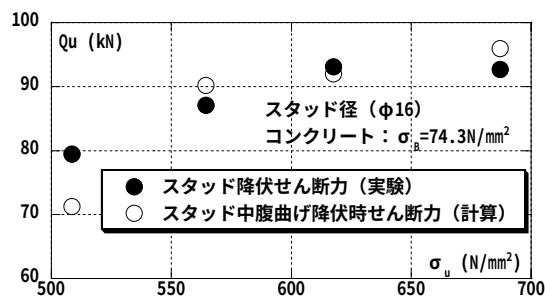


図-10 実験結果と計算結果の比較 (文献6)) - 1

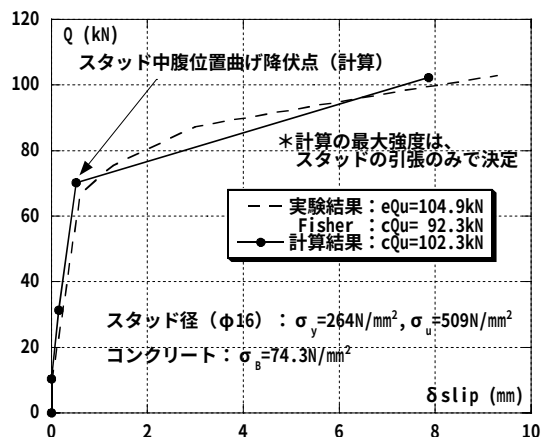


図-11 実験結果と計算結果の比較 (文献6)) - 2

A CONSIDERATION OF SHEAR TRANSFER BETWEEN STEEL PLATES AND CONCRETE WITH STUDS

Kazuaki TSUDA

On the design of studs used for shear transfer between steel plates and concrete, the strength is only investigated. A phenomenon of stud yielding and a deformation when shear force reaches strength are not investigated. So, the evaluation method for the relationship between shear force and slipping deformation of studs was developed. By applying this method to the experiments of studs, it was found that the yielding of studs occurred at leg and halfway portion, and the residual deformation became large after the yielding at halfway portion. So, on the design, the yielding at halfway portion must be avoided. To avoid this phenomenon, F value is necessary.