

(7) 持続せん断力下における 頭付きスタッド接合部の変形性状

牧 剛史¹・渡辺 遼²・張 鵬³

¹正会員 埼玉大学准教授 大学院理工学研究科環境科学・社会基盤部門
(〒338-8570 埼玉県さいたま市桜区下大久保255)

E-mail: maki@mail.saitama-u.ac.jp

²学生会員 埼玉大学大学院 理工学研究科環境システム工学系専攻

E-mail: rwatanabe@mail.saitama-u.ac.jp

³非会員 埼玉大学大学院 理工学研究科環境システム工学系専攻

E-mail: zhangpeng7997@yahoo.co.jp

本研究は、ずれ止めで接合された鋼-コンクリート複合構造接合部の長期的な変形挙動を定量的に評価することを将来に見据え、特に持続的せん断力を受けるスタッド接合部におけるずれ変形を評価することを目的とした検討を行った。持続せん断力を作用させる押抜き試験の結果、ずれ変位の経時的増加を実験的に明らかにするとともに、持続載荷を行った場合でも、除荷時の残留ずれ変位は、既往の関係式が示すように、経験最大ずれ変位との間に一意的な関係が成立することを明らかにした。さらに、三次元非線形有限要素解析による数値解析的検討の結果、スタッドがせん断力を受けると、スタッド直下のコンクリートは高圧縮、スタッド側方のコンクリートは高引張状態となり、それに起因するクリープ変形によってずれ変形が増加することを示した。

Key Words : headed stud, slip displacement, creep of concrete, sustained shear force, push-put test

1. はじめに

鋼-コンクリート複合構造物における接合部に用いられるずれ止めは一般に、せん断耐力に対して非常に小さな設計せん断力をもって設計されるため、ずれを生じないものと設計上仮定される。しかし、実構造物において実際にずれ止めにせん断力が作用していれば、多少なりともずれ変位が生じているはずであるが、実際に作用しているせん断力の大きさを把握することは難しい。特に、既設構造物の接合部内部における長期的な変形を把握することは非常に困難である。このため、接合部は時として過度に安全側に設計されることも多く、なかなか合理化が進まないのが実状である。

頭付きスタッドのせん断力-ずれ変位関係については、過去幾つかの研究^{1,2)}が行われ、現行の複合構造標準示方書において式が掲載されている。しかしこれらの式は短期的な荷重に対する変形性状を表すものに過ぎない。

実構造物においては、自重等の永続的な荷重によるせん断力がずれ止めに作用することが考えられるが、このような持続的な荷重に対するずれ止めの変形については

まだ明らかにされていない。例えば頭付きスタッドがせん断力を受ける場合、そのせん断力が小さい場合であっても、スタッド近傍のコンクリートは局所的な圧縮応力を受けるため、せん断力の持続的作用に伴ってずれ変形が経時的に増大する可能性がある。接合部における変形の増大は、構造物の全体としての変形やたわみの増加につながることを懸念される。以上の背景を鑑み、本研究では頭付きスタッドのずれ変形に及ぼす持続的せん断力の影響について明らかにすることを目的として、スタッド接合部の押抜き試験による実験的検討、および三次元非線形有限要素解析による数値解析的検討を行った。

2. 頭付きスタッド接合部の押抜き試験

(1) 試験体諸元と使用材料

頭付きスタッドの押抜き試験方法(案)⁴⁾を参考にして、図-1に示すような試験体を6体作製した。頭付きスタッドは材質がSM570、軸径19mm、高さ120mmのものを用いた。H形鋼は材質がSS400、フランジ幅200mm、ウェ

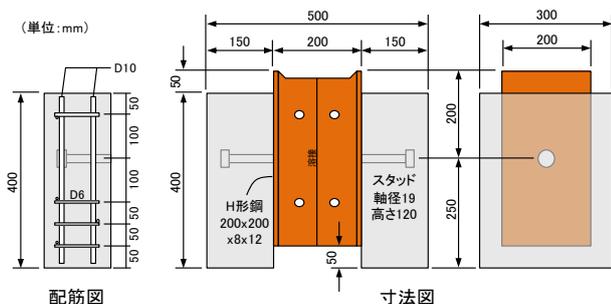


図-1 押抜き試験体の諸元

表-1 頭付きスタッドの材料物性値

材質	降伏強度 (N/mm ²)*	引張強度 (N/mm ²)	ヤング率 (kN/mm ²)
SM570	500	623	190

*0.2%オフセット強度

表-2 コンクリートの示方配合

W/C (%)	s/a (%)	単位量(kg/m ³)				
		W	C	S	G	AE減
53.5	48.2	169	316	869	939	316ml

備考) 呼び強度：24N/mm²，目標スランプ：12cm
早強ポルトランドセメント使用，粗骨材最大寸法：20mm

表-3 収縮ひずみの計測値

打設日起算材齢(日)	51	93	455
収縮ひずみ(μ)	230	458	538

ブ高さはフランジ厚を含めて200mmのものとし，両フランジ外面中央にスタッドを1本ずつ溶接した．コンクリートブロックの寸法は150×300×400mmとし，スタッド頭部からかぶり厚30mmを確保した．H形鋼をウェブ中央で二分割したT形鋼の状態，フランジ面に対して鉛直方向にコンクリートを打設した後，分割面を溶接して1体の試験体とした．スタッドの材料物性値を表-1に，コンクリートの示方配合を表-2にそれぞれ示す．

高強度スタッドを用いた理由は，本実験の主眼がコンクリートのクリープ変形にあり，スタッド破断よりもコンクリート破壊を先行させることを意図したものである．複合構造標準示方書³⁾に基づいて算定したスタッド1本あたりのせん断耐力の計算値は，圧縮強度によって若干異なるものの，例えばA0-S試験体で156.3 kNとなる．

また，押抜き試験体は，フランジ外面に水平に2本のスタッドを配置するのが一般的であるが，本試験体では載荷装置の容量の都合上，片側1本とした．また，スタッドが溶接されたH形鋼フランジ表面は黒皮のままですぐの前処理は行わず，そのままコンクリートを打設した．

押抜き試験体打設時には，直径100mm×高さ200 mmの円柱試験体と，100×100×400mmの角柱試験体を作製し，各材齢での圧縮強度と自由収縮ひずみを計測した．さらに，円柱試験体のクリープ試験を実施して，クリープひずみの計測も行った．収縮ひずみの推移とクリープ

表-4 クリープ試験結果

試験ケース	No.1a	No.1b	No.2
載荷レベル(%)*	30	60	30
試験開始材齢(日)**	65	65	366
持続載荷期間(日)	28	28	101
載荷開始時縦ひずみ(μ)	489	988	592
クリープ縦ひずみ(μ)	466	854	309

*圧縮強度に対する比率，**打設日起算日数

※ひずみは円柱試験体3体 (No.1a, 1b) ないし2体 (No.2) の平均値

表-5 圧縮強度試験結果

材齢 (日)	圧縮強度 (N/mm ²)	ヤング係数 (kN/mm ²)	備考
52	43.9	28.6	—
93	50.1	29.0	—
93	49.8	30.2	クリープNo.1a
93	50.6	30.4	クリープNo.1b
250	42.2	24.0	—
365	40.3	23.5	—
365	41.6	26.7	クリープNo.2

表-6 押抜き試験ケース一覧

試験 ケース	持続載荷 レベル (%)*	持続載荷 開始材齢 (日)**	持続載荷 継続期間 (日)	最終載荷 時材齢 (日)**
A0-S	—	—	—	52
A3-L	30	58	28	89
A6-L	60	58	28	89
A0-S'	—	—	—	250
A3-LL	30	365	90	455
A3-6-L	30	365	15	—
	60	380	15	395

*せん断耐力に対する比率，**打設日起算日数

試験，および圧縮強度試験の結果を一覧にして表-3～表-5にそれぞれ示す．

(2) 試験ケースと載荷方法

試験パラメータは，持続載荷の荷重レベルと載荷日数とし，荷重レベルはせん断耐力の30%および60%，載荷日数は約30日および90日の各2水準とした．また，30日間の持続載荷の途中で荷重レベルを30%→60%に引き上げるケースも設定し，持続載荷を行わない2ケースを含めて全6ケースを表-6のように設定した．試験計画の都合上，載荷試験実施時期が異なっているため，表-6には載荷時期を打設日起算日数で表示している．持続載荷終了後は，各試験体とも破壊に至るまで静的載荷を施した．本稿ではこれを最終載荷と称している．

持続荷重の載荷は，図-2に示すように2組のセンターホールジャッキとセンターホール型ロードセル，PC鋼棒(φ17)を用いて行った．試験体のコンクリートブロック底面を，セメントペーストを用いてベースに固定し，

載荷ブロックと載荷版を介してH形鋼に鉛直荷重を載荷した。A0-S, A3-L, A6-Lの3体は、最終載荷も同じセンターホールジャッキ2組により行った。しかし、後の実験結果で言及するように、スタッドを片側1本としたことで、想定したせん断力を与える以前にH形鋼が回転してしまい、載荷が継続不可能となった。そこで、A0-S', A3-LL, A3-6-Lの3体は、所定の持続載荷終了後に試験体を移動し、アムスラー型載荷装置を用いて最終載荷を行った。載荷経路は文献4)に従い、せん断耐力(計算値)の10%毎に載荷・除荷を繰り返す漸増繰返し載荷とした。

いずれの試験体においても、持続載荷期間中および最終載荷において、載荷荷重とスタッド高さ位置でのずれ変位に加えて、H形鋼やコンクリートブロック、スタッドのひずみ等を計測した。なお、試験体周囲の環境条件を一定とすることは不可能であったため、試験体近傍の温度と湿度の推移を別途計測した。

(3) 試験結果

a) せん断力-ずれ変位関係

全6体の押抜き試験から得られたせん断力-ずれ変位関係を図-3に、低ずれ変位部分を拡大表示したせん断力-ずれ変位関係を図-4にそれぞれ示す。前述したように、A0-S, A3-L, A6-Lの最終載荷においては、最終サイクルにおいてH形鋼の回転が顕著となり、試験体が破壊に至る前に載荷不可能となったため、本稿においては持続載荷がせん断耐力に及ぼす影響については議論の対象外とする。なお、最終載荷をアムスラーによって行ったA0-S', A3-LL, A3-6-Lのうち、A0-S'とA3-LLの2体は、スタッド破断による耐力低下に至ったことを付記する。

図-4の履歴曲線の特徴として、除荷、再載荷曲線の形状が挙げられる。短期の繰返し載荷を行ったA0-Sでは、

あるサイクルの再載荷過程において、荷重が前サイクルの荷重を超過する際に、骨格曲線に沿うように剛性が緩やかになる傾向が見られる。それに対して、持続載荷を行った直後のサイクルの再載荷過程では、前サイクルの荷重(すなわち持続荷重レベルそのもの)を超過する際の剛性緩和が生じず、ほぼ元の勾配で荷重が増加していく。この現象は、持続応力を受けるコンクリート自体の応力-ひずみ関係の特徴が表れたものである可能性が考えられるが、今後さらなる検討を要する。

持続せん断力の載荷期間におけるずれ変位の大きさをまとめたものを表-7に示す。図-4および表-7より、一定持続せん断力下において、ずれ変位の増大が見られ、例えばせん断耐力の30%程度のせん断力であっても、ずれ変位が約2倍弱程度まで増大していることが分かる。このようなずれ変位の増大が生じる原因の一つとして、スタッド近傍コンクリートのクリープ変形が考えられる。

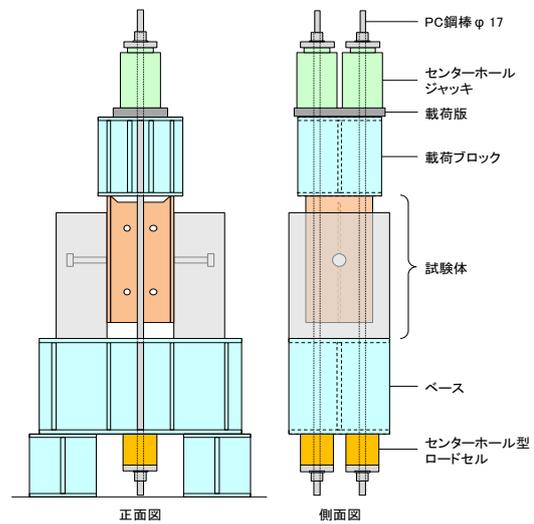


図-2 持続載荷に用いた載荷装置

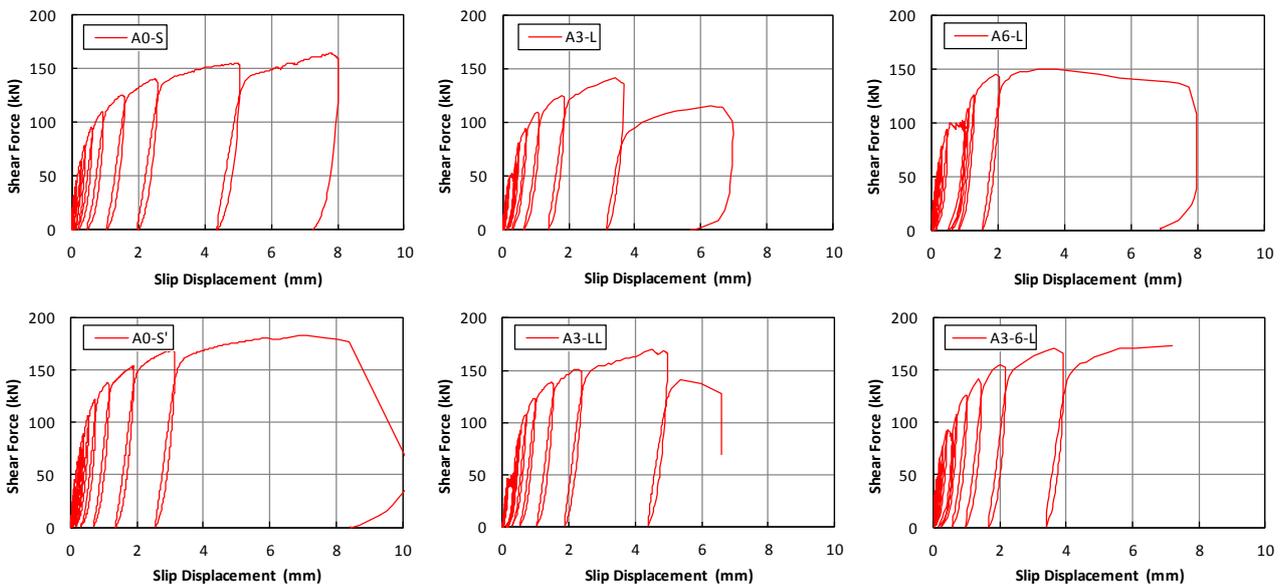


図-3 各試験体のせん断力-ずれ変位関係

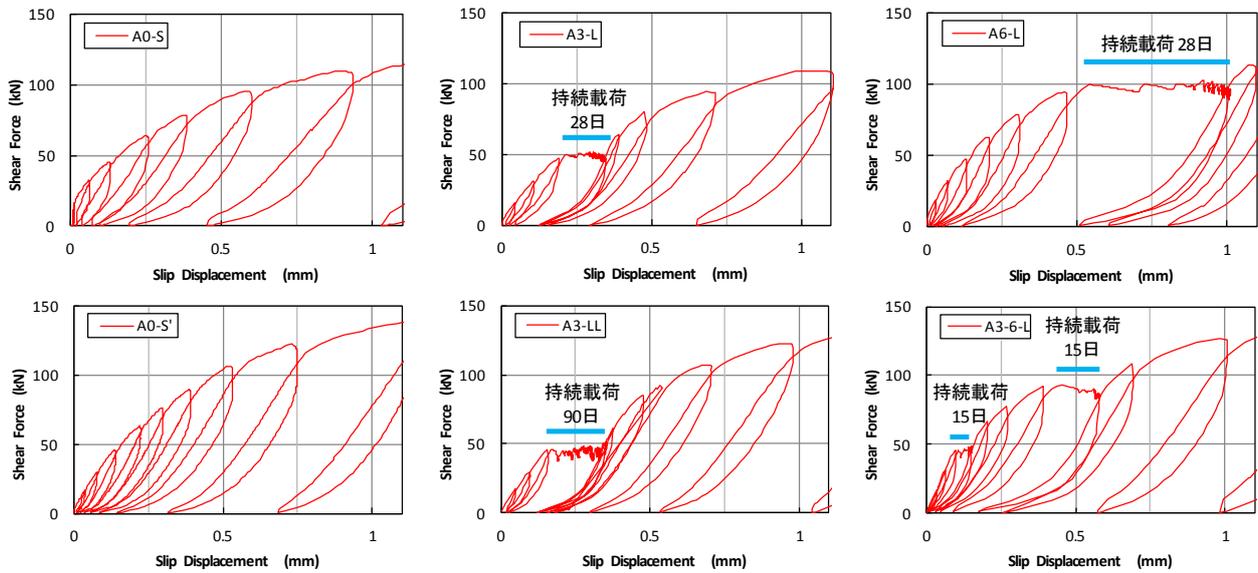


図-4 各試験体のせん断カーズれ変位関係 (低ずれ変位部分を拡大表示)

表-7 持続期間中のずれ変位増大の推移

試験体名		A3-L	A6-L	A3-LL	A3-6-L	
持続載荷レベル(%)		30	60	30	30	60
持続載荷中の ずれ変位(mm)	開始時	0.215	0.542	0.170	0.108	0.454
	15日	0.330(0.115)	0.987(0.445)	0.255(0.085)	0.149(0.041)	0.577(0.123)
カッコ内の数値 は開始時からの 増分を表す	28日	0.351(0.136)	1.006(0.464)	0.288(0.118)	—	—
	90日	—	—	0.348(0.178)	—	—

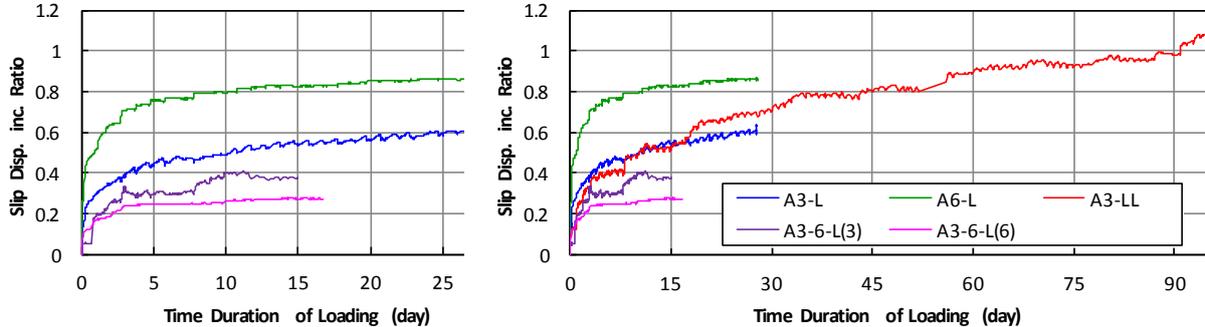


図-5 持続載荷試験体におけるずれ変位増分比の経時変化

b) ずれ変位の経時変化

持続載荷を施した4体について、持続載荷期間中におけるずれ変位の経時変化を図-5に示す。ここで、グラフの縦軸は、以下の式(1)で表されるずれ変位増分比をプロットしている。

$$\kappa(t-t_0) = \frac{\delta(t) - \delta(t_0)}{\delta(t_0)} \quad (1)$$

ここに、 $\kappa(t-t_0)$: ずれ変位増分比
 $\delta(t)$: 時刻 t におけるずれ変位
 $\delta(t_0)$: 時刻 t_0 におけるずれ変位
 t_0 : 持続載荷開始時刻

図-5より、持続載荷開始直後にずれ変位が急増し、時間の経過とともに収束傾向を示す。また、持続荷重レベルが大きいほどずれ変位の増大も顕著である。この傾向は、コンクリートのクリープ変形特性に類似している。A3-LとA3-LLは、ずれ変位増分比の推移が概ね同様の傾向を示している。すなわち、同一諸元でかつ同一せん断載荷レベルである場合、ずれ変位の増加は一意的な時間関数によって表現できる可能性が示唆される。なお、A3-6-Lの30%載荷時の曲線は、A3-LやA3-LLに比べてやや小さくなっている。A3-6-Lは他のケースに比べて、初期剛性がやや大きく、これが結果に影響している可能性が考えられる。また、A3-6-Lの60%載荷時の曲線は、A6-Lに比べて非常に小さいものとなっている。このことは、

A3-6-Lが先行持続荷重（30%荷重）を受けたことが影響しているものと考えられる。すなわち、持続荷重によるずれ変位増大の傾向は、荷重履歴の影響を受けることが示唆される。

c) 骨格曲線および残留ずれ変位の推移

H形鋼の回転が顕著となった最終サイクルを除外して抽出した各試験体のせん断力-ずれ変位関係の骨格曲線と、各サイクルにおける除荷時の残留ずれ変位の変化を図-6に示す。各図中の黒破線は、以下の式(2)および(3)で表される、島ら²⁾が提案したせん断力-ずれ変位関係およびずれ変位-残留ずれ変位関係を表している。

$$V = V_u \{1 - \exp(-\alpha\delta/\phi)\}^{2/5} \quad (2)$$

$$\alpha = 11.5 \{1.1(\gamma - 1)^2 + 1\} f'_c / 30$$

$$\delta_p = \delta - 0.04\phi \{1 - \exp(-24\delta/\phi)\} \quad (3)$$

- ここに、 V : スタッド1本に働くせん断力(N)
 V_u : スタッド1本のせん断耐力(N)
 δ : ずれ変位(mm)
 ϕ : スタッドの軸径(mm)
 f'_c : コンクリートの圧縮強度(N/mm²)
 γ : コンクリート強度で決まるせん断耐力に対するスタッド破断で決まるせん断耐力の比

断耐力の比

これらの結果から、持続せん断力の作用によってずれ変位は増大するものの、結果として残留ずれ変位もそれに応じて生じるため、ずれ変位と残留ずれ変位は持続荷重の有無によらず一意的な関係にあることが分かる。

3. 非線形有限要素解析による再現解析

(1) 解析の目的

2章において、持続せん断力を受けるスタッド接合部の変形挙動を実験的に明らかにした。しかし、持続作用下でのずれ変位の増加量は、スタッド諸元やコンクリートの物性値、荷重の履歴や荷重の作用時間など様々な要因の影響を受けると考えられる。さらに、実構造物の接合部では複数のずれ止めが組み合わせて用いられており、応力の伝達も複雑であることから、接合部の長期変形を実験的検討のみで定量的に評価することは困難である。

以上の観点から、実構造物の接合部への適用を将来に見据え、本研究ではコンクリートの時間依存性挙動を考慮した三次元非線形有限要素解析によって2章の実験結果の再現解析を試みる。解析手法の適用性の検証とともに、持続せん断力作用下におけるずれ変位増大のメカニズムを明らかにすることに眼目を置くものである。

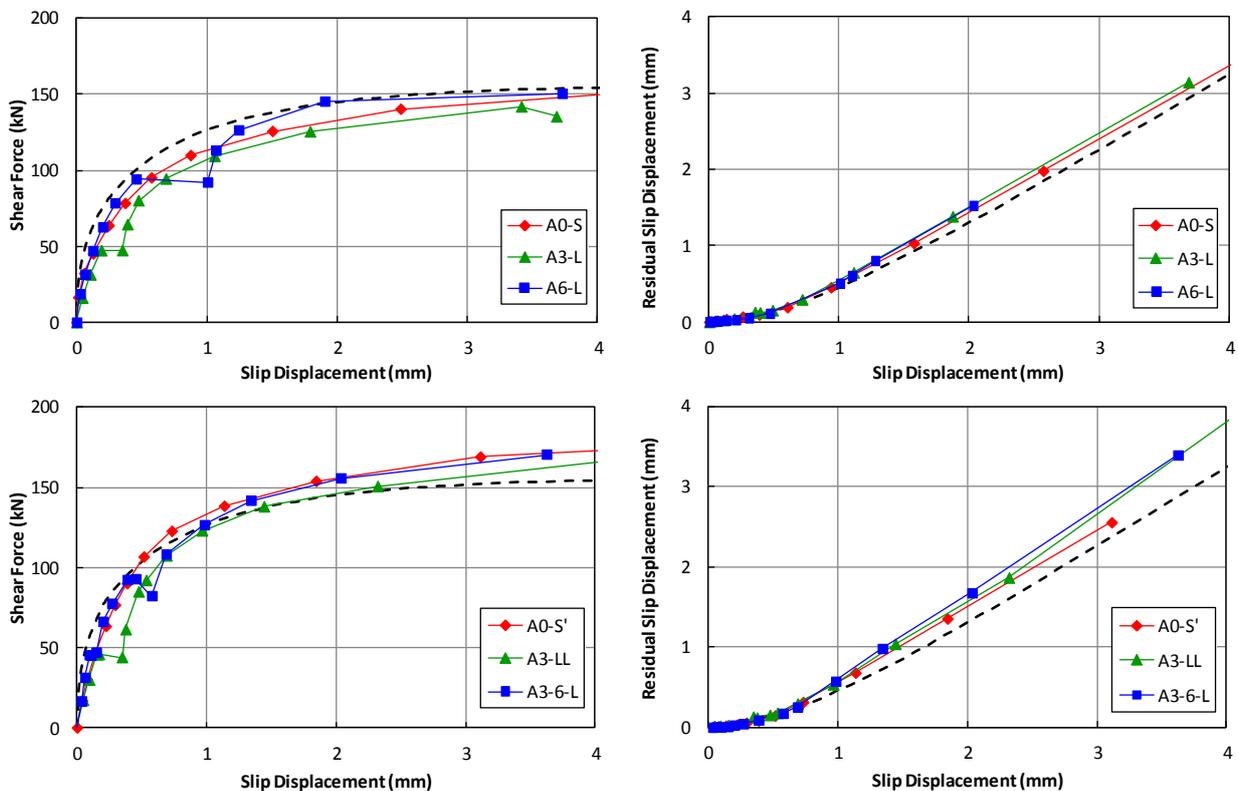


図-6 せん断力-ずれ変位関係の骨格曲線と残留ずれ変位の変化

(2) 解析モデルと構成則

2章の実験に用いた押抜き試験体の有限要素メッシュを図-7に示す。スタッド、H形鋼、コンクリート、載荷版はすべて20節点アイソパラメトリック要素でモデル化した。H形鋼-コンクリート間、スタッド-コンクリート間およびH形鋼-載荷版間は、境界面での接触・剥離・すべりといった不連続な変形を考慮するために、16節点ジョイント要素を配置した。また、試験体作製において、スタッドが溶接されたH形鋼フランジ表面は黒皮のままコンクリートを打設したことをふまえ、H形鋼-コンクリート間のジョイント要素には接触時のみ摩擦を考慮した（摩擦係数0.5）。

スタッド、H形鋼、載荷版の各鋼材要素には、von Misesの降伏条件に基づく弾塑性構成則を与えた。コンクリート要素はそれに適用する構成則の特性を勘案して、一辺50mm程度の比較的粗い要素寸法を与えた。この粗い要素分割が全体の剛性に及ぼす影響を極力排除するために、各要素の積分次数は三次とした。

コンクリート要素の構成則には、岡村・前川らが開発した鉄筋コンクリートの履歴依存型非線形材料構成則⁹⁾を適用した。本構成則は、分散ひび割れの仮定に基づく非直交多方向ひび割れモデルおよびコンクリートと鉄筋の非線形モデルで構成されており、既往の研究において鉄筋コンクリート構造物の強非線形領域での適用性がすでに確認されているものである。図-7のモデルでは、スタッド周囲は無筋コンクリート要素、それ以外の部分は試験体の配筋状況をふまえて鉄筋コンクリート要素としてモデル化した。コンクリートの非線形モデルが軟化型構成則であることに鑑み、破壊エネルギーの考え方に基づき、要素寸法に応じた圧縮および引張軟化係数を設定して、解析解の要素寸法依存性を極力排除した。

本研究では、上記の非線形モデルに加えて、コンクリ

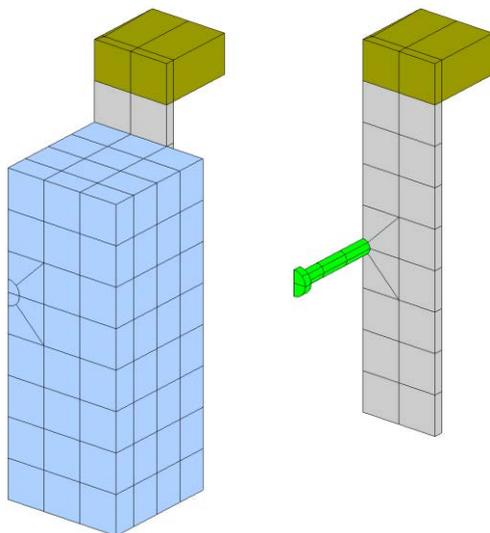


図-7 押抜き試験体の有限要素メッシュ

ートのクリープ特性を考慮する時間依存性構成則を適用した。圧縮応力下のクリープ挙動に対しては塑性と損傷の進行則に、引張応力下のクリープ挙動に対しては損傷の進行則にそれぞれ時間依存性と繰返し効果が考慮されたものである⁶⁾。これらの構成則は、持続荷重や繰返し荷重を受けるコンクリート構造物の挙動予測に対して、すでに適用性が確認されている^{7,8)}。

(3) 解析結果

a) A0-Sの解析結果

まず、持続荷重を行わないA0-Sを対象として、本解析モデルの適用性と、スタッド近傍コンクリートの応力、ひずみ状態を確認する。30%載荷時におけるコンクリートの鉛直ひずみおよび鉛直応力の分布を図-8に示す。両図より、スタッド基部直下のコンクリートにおいて、一軸圧縮強度およびそれに対応する一軸圧縮ひずみに相当する応力およびひずみが生じている。また、ひずみ分布を見ると、スタッド基部側方コンクリートには非常に大きな引張ひずみが生じており、スタッドから水平に伸びるひび割れを生じていることが示唆される。これらの応力・ひずみ状態によれば、スタッドに持続せん断力が作用した際に、スタッド周囲のコンクリートにクリープ変形が生じることが容易に想像される。

せん断力-ずれ変位関係の履歴曲線と骨格曲線、ならびに残留ずれ変位の推移を図-9上段に示す。せん断力が140kNのサイクル（70%載荷）までは、実験と解析はかなり精度良く一致している。しかし80%載荷サイクルになると、解析ではずれ変位が急激に増大し、荷重の頭打ちが見られる。本解析は荷重制御で行っており、最大荷重とその後の軟化挙動は計算されない。したがって、図-9左上の履歴曲線に見られるような荷重低下挙動は本来計算されないはずである。解析結果では、このサイクルの途中から、不釣り合い力が急増して釣り合い解が得られ

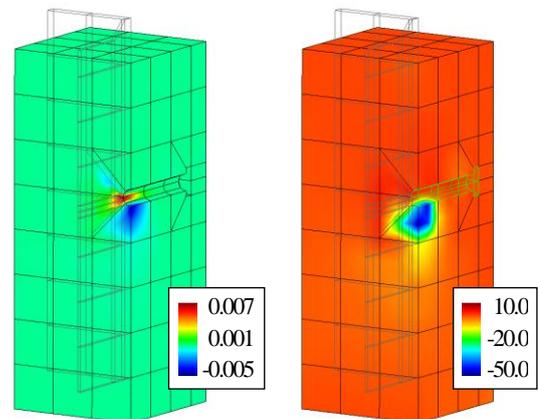


図-8 コンクリート要素の鉛直ひずみ（左図）および鉛直応力分布（右図）（A0-S, 30%載荷時）

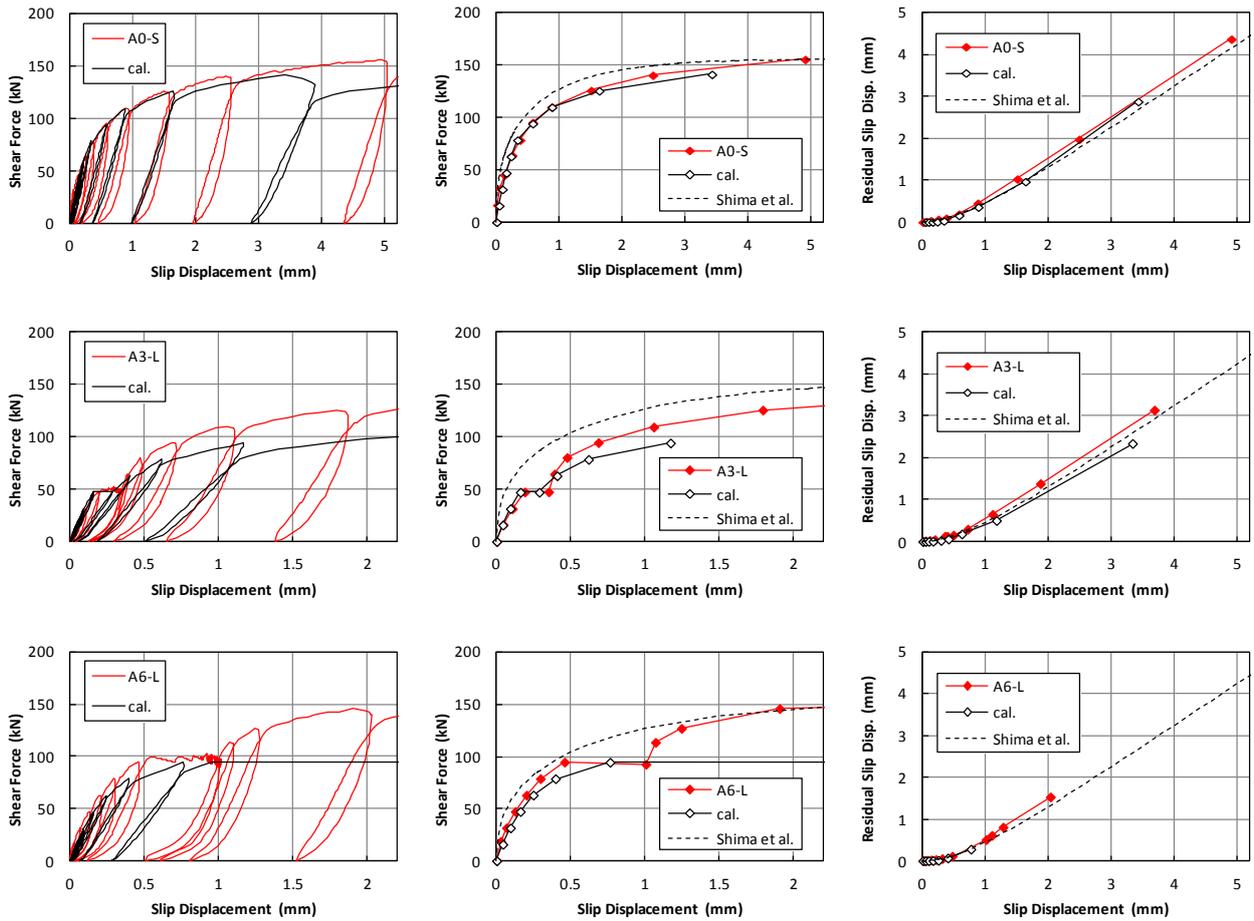


図-9 セン断力-ずれ変位関係の履歴曲線と骨格曲線，および残留ずれ変位の変化（上段：A0-S，中段：A3-L，下段：A6-L）

ていないことをふまえ，この最終サイクルの結果は棄却すべきであり，したがって本解析結果を用いて試験体の耐力と最終破壊状況に関する考察は行わないこととした。70%載荷まではよく一致していることから，本解析モデルによって試験体の挙動を概ね評価可能であると判断し，持続載荷を施した試験体の再現解析を行うこととした。

b) 持続載荷ケースの解析結果

持続載荷を施したA3-L，A6-Lの2体の解析結果について，A0-Sと同様の形式で取りまとめたものを図-9中段および下段にそれぞれ示す。A3-L持続載荷中のずれ変位増加量が若干小さめに評価されているものの，A3-Lについては概ね良好な結果が得られている。ただし，一方，A6-Lについては，持続載荷開始後の数ステップで変形が急激に増大した。現段階では，A6-Lのようなかなりの高応力を局所的に受けるようなケースへの適用は難しいと判断し，今後さらに検討を行うこととした。

また，実験では再載荷剛性を保ったまま，持続荷重を超えるせん断力に抵抗する傾向が見られたが，本解析ではそのような現象を再現することができていない。持続荷重作用後の骨格曲線が，実験結果を過小評価しているのはこのためである。これは材料構成則に起因するものと考えられ，前項と合わせてさらなる検討が必要である。

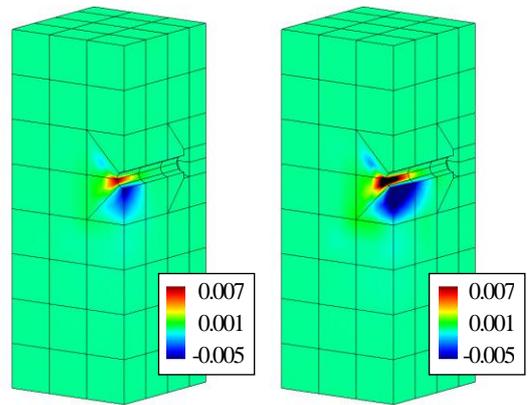


図-10 持続載荷開始時（左図）および終了時（右図）におけるコンクリート要素の鉛直ひずみ分布（A3-L）

A3-Lのコンクリート要素における持続載荷開始時と終了時の鉛直ひずみ分布を図-10に示す。高圧縮ひずみおよび高引張りひずみを生じていた領域がコンクリートの内部（スタッド高さ方向）へ拡大するとともに，スタッド基部直下のひずみが増大している傾向が見られる。このことは，コンクリートのクリープ変形の進行に伴い，スタッドに沿ってコンクリートの変形分布が変化し，スタッド自体の変形分布の変化も相まって，ずれ変位の増加

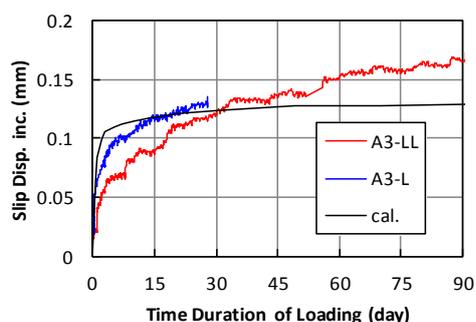


図-11 ずれ変位増分の経時変化 (90日持続載荷)

につながるものと考えられる。A3-Lのモデルを用い、持続載荷期間を90日として解析した結果から得られたずれ変位増分の経時変化を図-11に示す。ここで、持続載荷28日時点までの解析は、A3-Lの持続載荷終了時点に相当する。そこで図-11にはA3-LとA3-LLの両方の実験結果を合わせて示した。ずれ変位の経時変化の観点からは、持続載荷開始直後のずれ変位急増は解析で再現されている。しかし、その後増加が緩やかになり、これが長期的に続いていく傾向は、解析では再現できていない。図-10から分かるように、スタッド近傍コンクリートは相当の高応力状態におかれ、さらにクリープ変形を生じることから、それに対応した時間依存型構成モデルのパラメータ設定等についても検討が必要であろう。

4. まとめ

本研究は、ずれ止めで接合された鋼-コンクリート複合構造接合部の長期的な変形挙動を定量的に評価することを将来に見据え、特に持続的せん断力を受けるスタッド接合部の押抜き試験による実験的検討と、三次元非線形有限要素解析による数値解析を行い、コンクリートのクリープ変形に起因するずれ変形の増加現象を明らかにすることを目的とするものである。本論文の範囲内で得られた知見を以下に列挙してまとめとする。

- 1) 持続せん断力を受けるスタッド接合部では、せん断力の作用直後からずれ変位が急増し、時間とともに収束傾向を示す。せん断力レベルが大きいほど、ずれ変位の増加も顕著である。このようなずれ変位の増加は、スタッド周辺コンクリートのクリープ変形に起因するものと考えられる。
- 2) 持続せん断力が作用した後に除荷し、再載荷した際の剛性は、通常の繰返し載荷に見られるような剛性緩和が見られず、再載荷剛性を保ったまま持続せん断力を超過したせん断力に抵抗する。
- 3) 同一諸元、同一せん断力レベルであれば、材齢が異

なっても、持続載荷によるずれ変位増分比の経時変化は一意的な傾向を示す。ただし、先行持続載荷を受けたケースでは、ずれ変位の増加傾向が緩和されることから、載荷履歴依存性を有するものと考えられる。

- 4) 除荷後の残留ずれ変位は、持続せん断力作用の有無によらず、経験最大ずれ変位との間に一意的な関係が存在し、島らが提案した既往の関係式が成立する。
- 5) 三次元非線形有限要素解析の結果から、スタッドがせん断力を受けると、スタッド直下のコンクリートは高圧縮ひずみ状態、スタッド側方のコンクリートは高引張ひずみ状態となる。したがって、せん断力が持続的に作用すると、コンクリートの高ひずみレベルでのクリープ変形が生じ、これがずれ変位を増大させると考えられる。

謝辞：本研究で用いた三次元有限要素解析コード (COM3) は、東京大学大学院の前川宏一教授のご好意により使用させて頂きました。ここに記して謝意を表します。また、本研究の一部は、日本学術振興会科学研究費補助金・基盤研究B (課題番号15H04030, 研究代表者：牧 剛史) によって実施したことを付記する。

参考文献

- 1) Ollgaard, J., Roger, R. and Fisher, J.: Shear strength of stud connectors in lightweight and normal-weight concrete, *AISC Engineering Journal*, pp.55-64, April 1971.
- 2) 島 弘, 渡部誠二: 頭付きスタッドのせん断力-ずれ関係の定式化, *土木学会論文集 A*, Vol.64, No.4, pp.935-947, 2008.
- 3) 2009年制定複合構造標準示方書, 土木学会, 2009.
- 4) 頭付きスタッドの押抜き試験方法 (案), *JSSC テクニカルレポート*, No.35, (社)日本鋼構造協会, pp.1-24, 1996.11
- 5) Maekawa, K., Pimanmas, A. and Okamura, H.: *Nonlinear Mechanics of Reinforced Concrete*, SPON Press, 2003
- 6) El-Kashif, K. F. and Maekawa, K.: Time-dependent non-linearity of compression softening in concrete, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.2, No.2, pp.233-247, 2004.
- 7) El-Kashif, K. F. and Maekawa, K.: Time-dependent post-peak softening of RC members in flexure, *Journal of Advanced Concrete Technology*, Vol.2, No.3, pp.301-315, 2004.
- 8) Maekawa, K., Ishida, T., Chijiwa, N. and C. Fujiyama : Multiscale Coupled-Hygro-mechanistic Approach to the Life-Cycle Performance Assessment of Structural Concrete, *Journal of Materials in Civil Engineering*, ASCE, Vol.27, No.2, A4014003, 2015.

DEFORMATION OF HEADED STUD SHEAR CONNECTOR UNDER SUSTAINED SHEAR FORCES

Takeshi MAKI, Ryo WATANABE and Peng ZHANG

For the quantitative evaluation of the long-term deformation of joint connection with headed stud in steel-concrete hybrid structures, the objective of this study is to clarify the time-dependent deformation of stud shear connector under sustained shear forces. The increment of slip displacement of stud connector with time was experimentally obtained through the pushout shear tests. It was clarified that the residual displacement after unloading had a unique relationship with the maximum slip displacement, even under sustained shear force. Furthermore, as a result of numerical investigation using three dimensional finite element analysis, when stud was subjected to shear force, high compressive and tensile stress/strain were induced in surrounding concrete, which might lead to slip displacement increase due to creep of concrete if the applied shear was sustained.