

論文 厚肉スラブ付き CES 造梁の構造性能に関する実験的研究

片川 和基^{*1}・石川 智康^{*1}・松井 智哉^{*2}・倉本 洋^{*3}

要旨：鉄骨と繊維補強コンクリートのみを用いた構造システムである CES 合成構造における梁の性能評価法の構築に向け、本研究では厚肉スラブ付き梁の構造特性の基本的性質を把握することを目的として、スタッドの有無を実験変数とした 2 体の CES 造梁試験体を用いて静的加力実験を実施した。結果として、両試験体とも安定した履歴性状を示すことが確認できた。また、スタッド無しの試験体では梁部とスラブ部の接合面の損傷により計算耐力を下回ったが、スタッド有りの試験体では損傷がおさえられ、スタッド無しの試験体より 13%程度耐力が向上し、計算耐力を上回った。

キーワード：CES 構造, CES 造梁, 厚肉スラブ, 繊維補強コンクリート, 静的加力実験

1. はじめに

CES(Concrete Encased Steel)合成構造システムは、鉄骨鉄筋コンクリートから鉄筋を省略し、普通コンクリートに替えて、繊維補強コンクリート(以下 FRC)を用いた構造システムであり、実用化に向けた研究が継続的に実施されている。

CES 造柱部材については、これまでに構造実験により構造特性を明らかにするとともに終局強度、変形性能を含めて復元力特性の評価方法について検討がなされている^{1),2)}。一方で CES 梁に関する実験は少なく CES 造柱梁接合部の実験^{3),4)}、内蔵鉄骨量、スラブの有無による CES 造梁の耐力性能評価⁵⁾の研究はされているものの、CES 造梁の設計法の構築に向けてさらに実験的な基礎資料が必要であると考えられる。

そこで、本研究ではより合理的な CES 造梁の断面について検討することを目的として、CES 造厚肉スラブ付き梁の静的加力実験を実施し、破壊性状、耐力性能などの基本的な構造性能と共に耐力評価法について検討を行う。

2. 実験概要

2.1 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体詳細図を図-1に示す。試験体は梁曲げ降伏先行型となるように設計した計 2 体である。実験変数は、コンクリートスラブと内蔵鉄骨接合面のスタッドの有無である。梁断面は既往の研究⁵⁾でスラブ厚さが 70mm の実験を行っており、その断面での曲げ耐力と同等になるような断面を算定した。梁せいおよび梁幅は 300×400mm、内法長さは 2000mm (シアspan比 2.5) で両試験体共通である。鉄骨は両試験体とも H-210×150×6×9 を使用し、鉄骨断面積比 A_s/bD は

0.0321 となる。ここで A_s は鉄骨の断面積、 b および D は梁幅および梁せいである。スラブ全幅は 900mm、スラブ厚は 140mm、スラブ筋は SD295 を使用し D6@75 ダブル配筋とした。

スタッドの本数は参考文献⁶⁾により、試験体曲げ耐力時において、スタッド耐力の計算値が鉄骨とスラブ境界面に生じるせん断力を上回るように決めた。

2.2 スタッド耐力の算出法

完全合成梁の頭付きスタッドの所要本数は式(1)で算定する。

$$n_r = \frac{Q_h}{q_s} \quad (1)$$

ここで、 n_r ：塑性ヒンジ点と反曲点の区間の頭付きスタッドの所要本数、 Q_h ：頭付きスタッドの設計用全水平せん断力、 q_s ：頭付きスタッドのせん断耐力である。

次に、床スラブと鉄骨梁の合成効果による、合成梁の塑性ヒンジ点と反曲点の区間で、頭付きスタッドに作用する全水平せん断力の設計値は式(2)、(3)によって算定し、小さい値を用いる。

$$Q_h = {}_c C \quad (2)$$

$$Q_h = {}_s a \cdot {}_s \sigma_Y \quad (3)$$

$${}_c C = 2F_c \cdot t \cdot {}_c D \quad (4)$$

ここで、 ${}_c C$ ：床スラブの有効圧縮耐力、 ${}_s a$ ：鉄骨梁の全断面積、 ${}_s \sigma_Y$ ：鉄骨梁の鋼材の降伏点、 F_c ：コンクリートの設計基準強度、 t ：床スラブのせい、 ${}_c D$ ：柱見付け幅又は、H 形断面の場合にはフランジ幅である。

通常の等厚な鉄筋コンクリートスラブ中の頭付きスタッド 1 本当たりのせん断耐力は式(5)によって算定する。

$$q_s = 0.5 {}_{sc} a \sqrt{F_c \cdot E_c} \quad (5)$$

*1 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学専攻 院生 (学生会員)

*2 豊橋技術科学大学大学院 工学研究科建築・都市システム学系 准教授 工博 (正会員)

*3 大阪大学大学院 工学研究科地球総合工学専攻 教授 工博 (正会員)

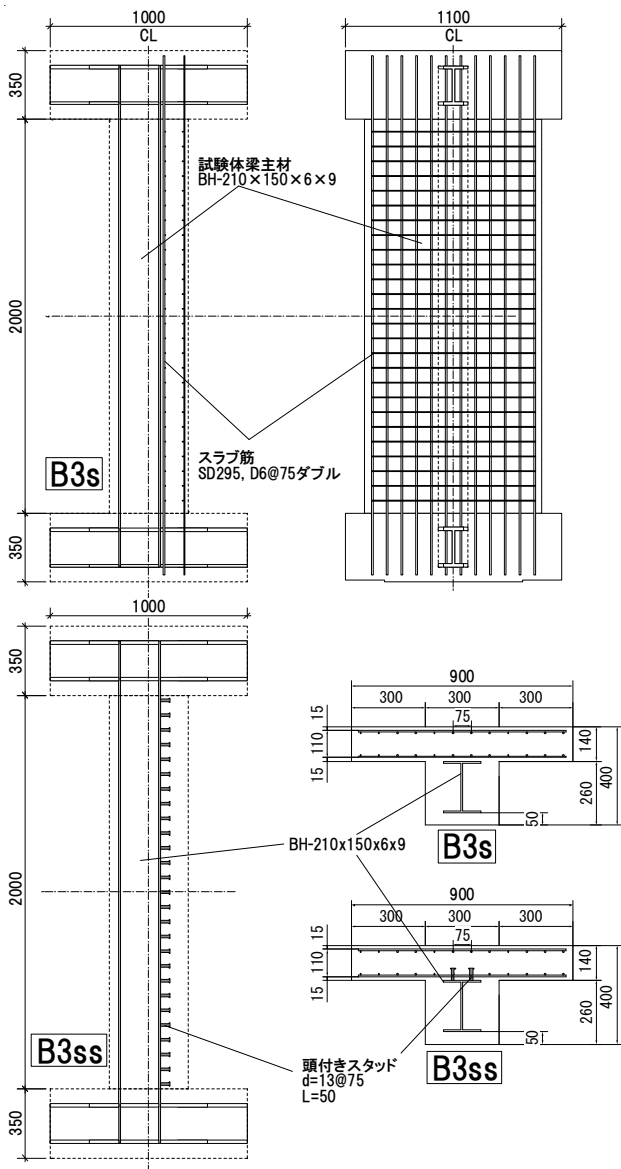


図-1 試験体詳細図

ここで、 $s_c a$: 頭付きスタッドの軸部断面積、 E_c : コンクリートのヤング係数である。結果として本試験体では、スタッドのせん断耐力計算値が設計用せん断耐力の2.8倍程度になる。

2.3 使用材料

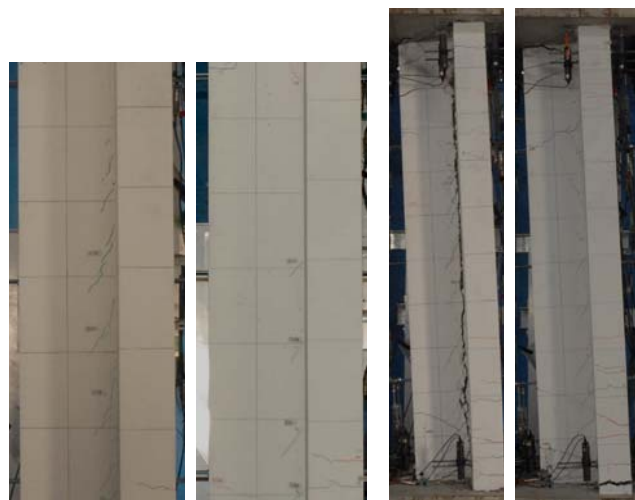
表-2にFRCの材料特性を、表-3に鉄骨および鉄筋の材料特性をそれぞれ示す。鉄骨には鋼種SS400を用いた。FRCの設計基準強度は $F_c=30\text{N/mm}^2$ である。FRCに用いた補強繊維は直径0.66mm、長さ30mmのビニロンファイバー(RF4000)である。体積混入率は1.0%とし、水セメント比は57%である。

2.4 荷重方法及び計測方法

図-2に荷重装置を示す。試験体は梁軸方向を鉛直方向にして荷重装置に設置した。荷重方法は正負逆対称曲げせん断加力とし、梁試験体であるため軸方向力は0kN

表-1 試験体一覧

試験体	B3s	B3ss
梁断面 $b \times D$ (mm)	300×400	
内蔵鉄骨 SS400	H-210×150×6×9	
鉄骨断面積比 A_s/bD	0.0321	
内法長さ (mm)	2000 (シアスパン比 2.5)	
スラブ全幅 (mm)	900	
スラブ厚 (mm)	140	
スラブ筋 SD295	D6@75 ダブル	
スタッドの有無	無	有



B3s B3ss B3s B3ss
($R=1/100\text{rad.}$) ($R=1/20\text{rad.}$)

写真-1 各変形角におけるひび割れ状況

を維持した。水平荷重は変形制御とし、梁スタブに取り付けた治具間の水平変位 δ と梁内法長さ h で与えられる変形角 $R(\delta/h)$ で制御し、 $R=1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33$ および $1/25\text{rad.}$ を2サイクルずつ繰り返したあと $R=1/20\text{rad.}$ まで荷重を行い、実験を終了した。計測変位は、制御変位となる水平変位、軸方向変位および梁側面においてコンクリート、鉄骨の軸方向変形を測定した。鉄骨フランジ、ウェブおよびスラブ筋のひずみは、ひずみゲージにより測定した。さらに、繰り返し水平力荷重における第1サイクルのピーク時および除荷時においてクラックスケールを用いてひび割れ幅を計測した。

3. 実験結果

3.1 破壊性状と水平荷重-変形角関係

写真-1に両試験体の $R=1/100\text{rad.}$ および最終破壊状況時のひび割れ状況を示す。なお、写真-1の $1/100\text{rad.}$ の写真は、梁部とスラブの境界でのひび割れ状況を拡大している。図-3に各試験体の水平荷重-変形角関係を示す。なお、図-3中の破線は4章で示す計算耐力を表す。

表-2 FRC の材料特性

試験体	圧縮強度 (N/mm ²)	圧縮強度時歪 (μ)	弾性係数 (N/mm ²)	材齢 (日)
B3s	39.6	3363	27400	42
B3ss	36.4	3270	21600	48

表-3 鉄骨および鉄筋の材料特性

	試験体	降伏 応力度 (N/mm ²)	引張 強度 (N/mm ²)	弾性係数 (N/mm ²)	備考
H-210×150 ×6×9	B3s,	352	430	194000	梁ウェブ
	B3ss	319	459	205000	梁フランジ
D6 (SD295)	B3s, B3ss	418	521	180000	スラブ筋

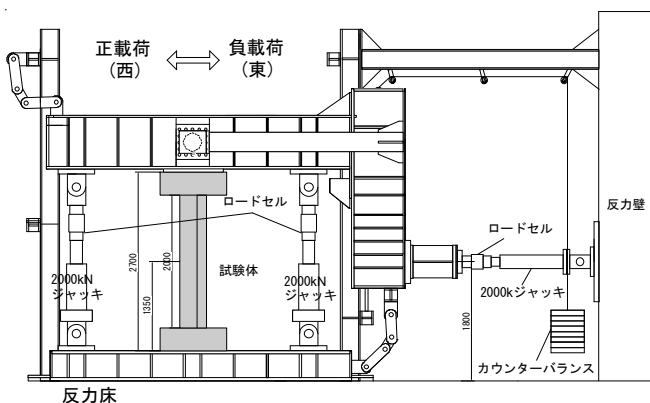


図-2 試験体装置

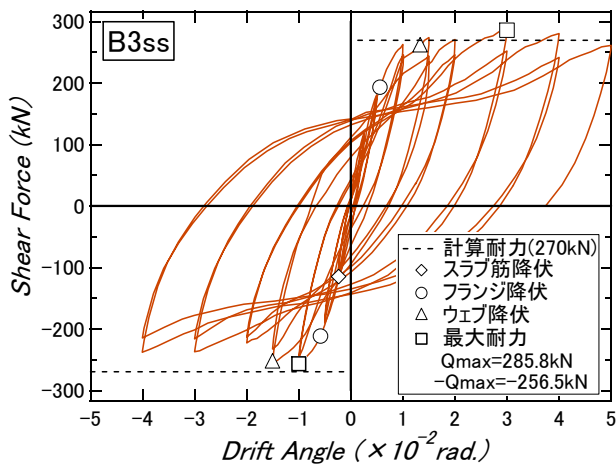
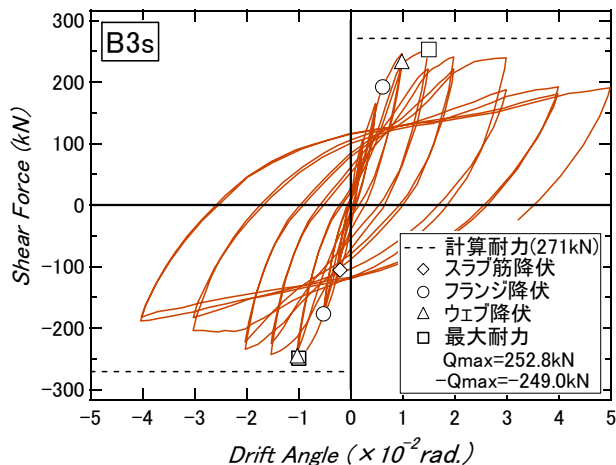


図-3 水平荷重-層間変形角の関係

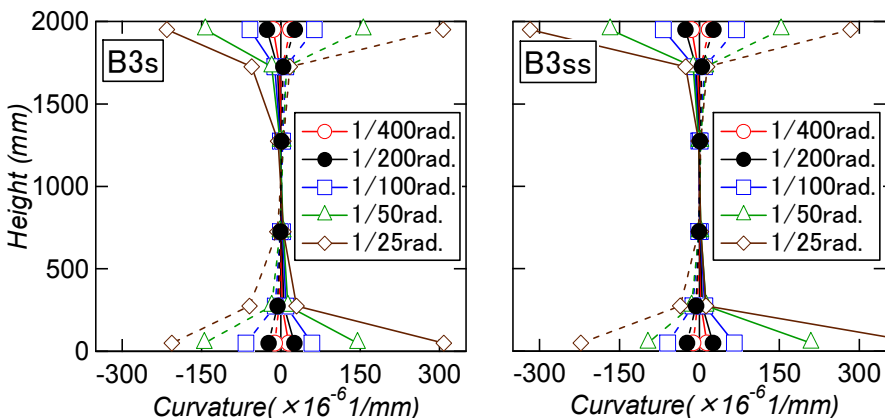


図-4 内蔵鉄骨曲率分布

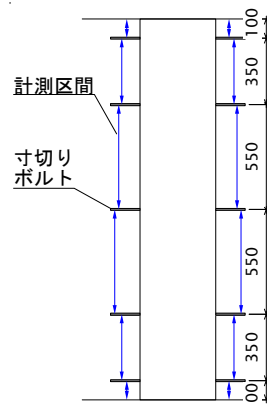


図-5 変位計測位置

試験体 B3s では、変形角 R=1/400rad.のサイクルで梁上下端部に曲げひび割れが発生し、負荷側で試験体上端部のスラブ筋の降伏が確認された。R=1/100rad.のサイクルで鉄骨フランジの降伏が確認された。また同サイクルで梁部とスラブの境界面にせん断ひび割れが発生した。続く R=1/67rad.のサイクルで鉄骨ウェブの降伏を確認し、このサイクルで最大耐力 252.8kN を記録した。最終破壊状況の特徴として、梁とスラブの境界面のずれが顕著に見られる。

スタッドを有する試験体 B3ss では、変形角 R=1/400rad.のサイクルで試験体 B3s と同様に、梁上下端部に曲げひび割れが発生し、負荷側で試験体上端部のスラブ筋が降伏した。R=1/100rad.のサイクルで試験体 B3s と同様に鉄骨フランジの降伏を確認した。また、同サイクルで梁部とスラブの境界面にせん断ひび割れが発生した。続く R=1/67rad.のサイクルで鉄骨ウェブの降伏を確認し、R=1/33rad.のサイクルで最大耐力 285.8kN を記録した。

最終破壊状況については試験体上下端部の圧縮破壊

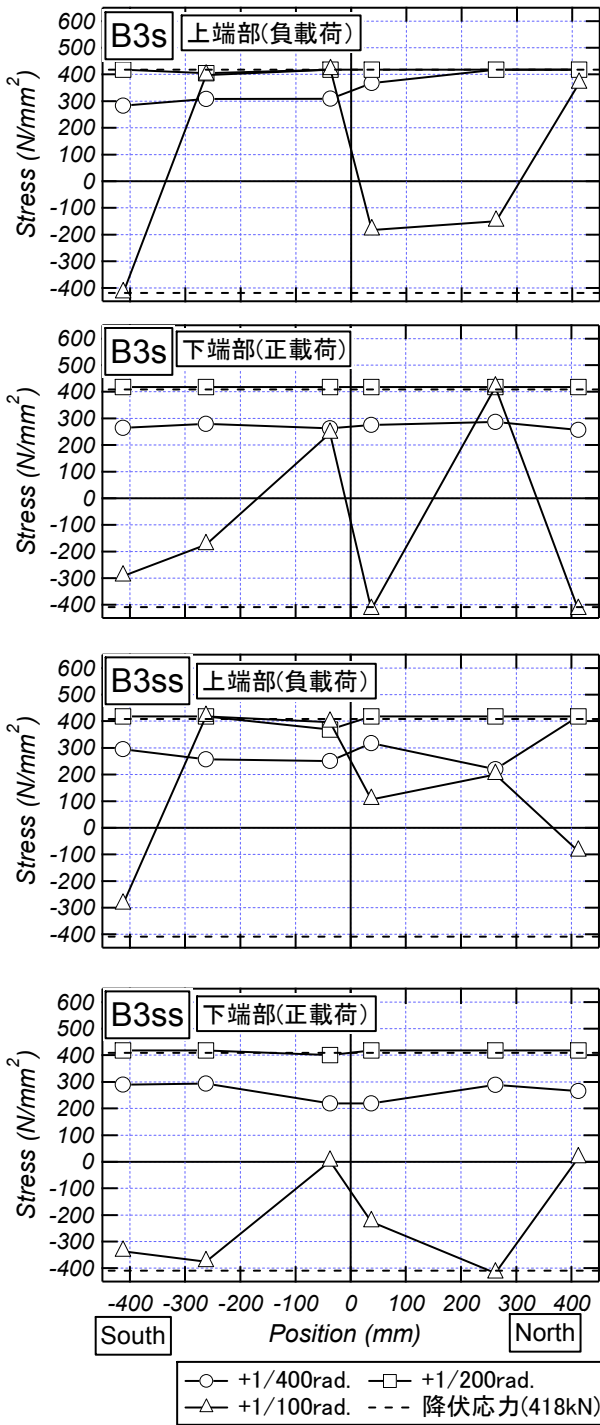


図-6 スラブ筋の応力分布

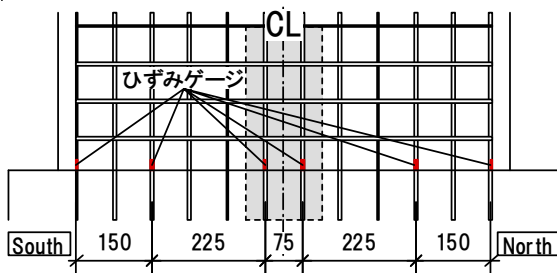


図-7 スラブ筋のゲージ位置

が顕著に見られたが、梁とスラブの境界面はスタッドの効果により、試験体 B3s ほどの損傷は見られなかった。

3.2 鉄骨の曲率分布

図-4 に内蔵鉄骨の曲率分布を示す。なお、図中の実線は正載荷を、破線は負載荷を表す。曲率は、図-5 に示すように各試験体の東西側面の内蔵鉄骨部に取り付けた変位計で計測された鉛直変位により求めている。

どの試験体も $R=1/400\text{rad}$ の载荷サイクルの曲率はおよそ直線的だといえるが、 $R=1/200\text{rad}$ の载荷サイクルになると、梁上下端部の曲率が増加し、その後の载荷サイクルにおいても梁上下端部の曲率が著しく増加している。変形のほとんどが梁上下端部に集中する曲率分布を示しており、両試験体において大きな差異は見られなかった。

3.3 スラブ筋の応力分布

図-6 に各サイクル 1 回目のピーク時における梁端部のスラブ筋の応力分布を示す。応力は図-7 に示す位置のひずみゲージの値および材料試験結果を用いて鋼材の応力-ひずみ関係を完全バイリニアにモデル化して算定している。図-6 の横軸は梁中心からの距離である。試験体のスラブの幅は梁幅の 3 倍であるが、両試験体で梁端部のスラブ筋は $R=1/200\text{rad}$ のサイクルまでに降伏していることが確認できた。

3.4 梁端部の鉄骨およびスラブ筋の応力分布

図-8 に梁上下端部における正載荷ピーク時の鋼材（鉄骨フランジ、ウェブおよびスラブ筋）の応力分布を示す。図では、 $R=1/100\text{rad}$ までの結果を示している。また、破線は鋼材の降伏応力度を示している。図-9 にひずみゲージ貼付位置を示す。

試験体 B3s の応力分布は $1/400\text{rad}$ のサイクルでは直線的な分布を示し、平面が保持されていることが確認できるが、下端部の $1/200\text{rad}$ でスラブ筋が、上端部の $1/100\text{rad}$ でフランジが降伏応力に達し、梁部とスラブとの境界で直線的なひずみ分布は損なわれてきていることがわかる。一方で試験体 B3ss の応力分布をみると $1/200\text{rad}$ のサイクルまで直線的な分布を示し、 $1/100\text{rad}$ から梁部とスラブとの境界面では直線的な応力分布がわずかに損なわれてきていることが確認できるが、スタッドのない試験体 B3s よりも直線性を保っていることがわかる。スタッドの効果により、危険断面の応力分布が直線的でなくなる変形角に違いが生じている。

3.5 梁部とスラブの境界のずれ

図-10 に梁部とスラブのずれ量の推移、図-11 に変位計測位置、ずれ量の算定方法を示す。

ずれ量は鉄骨およびコンクリートに寸切りボルトを介して取り付けられた変位計より得られる変位量を用い、それぞれスラブと鉄骨フランジの境界位置の変位量を求め、それらの差として算定した。図-10 より、試験

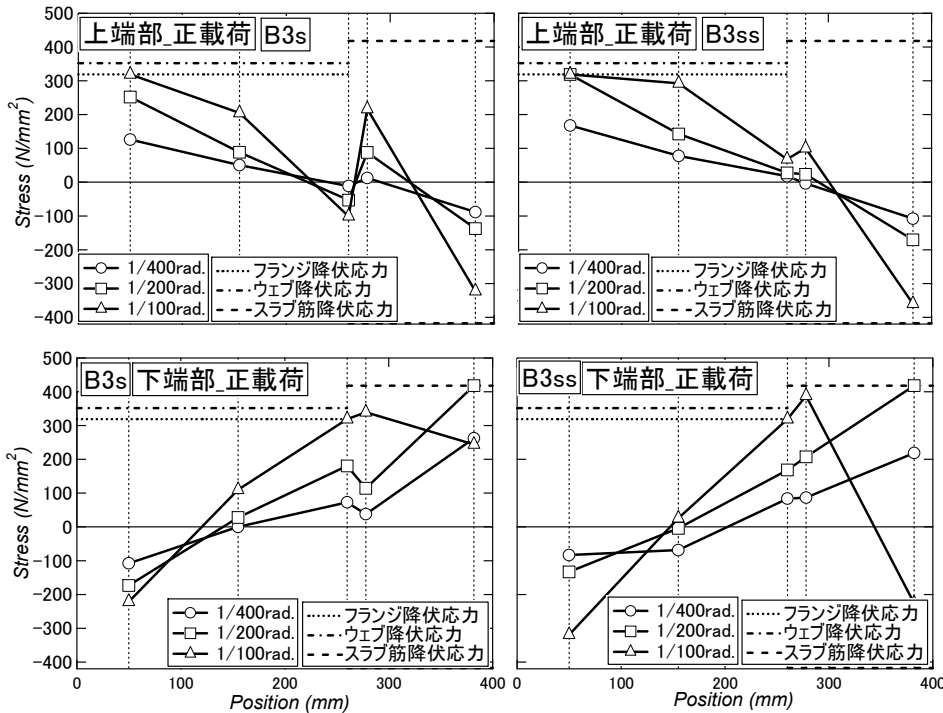


図-8 梁上下端部の応力分布

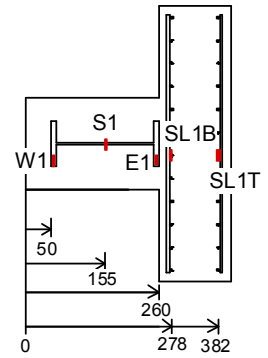


図-9 ひずみゲージ貼付位置

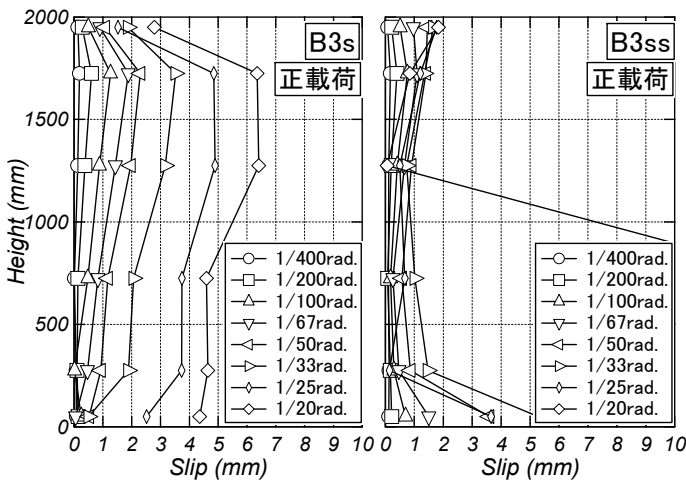


図-10 梁部とスラブのずれ量の推移

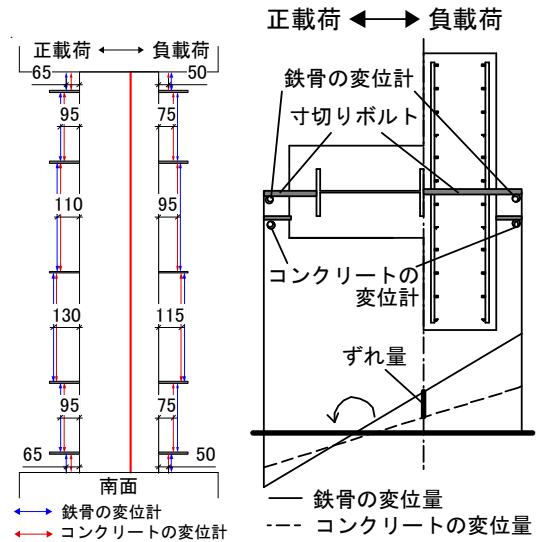


図-11 変位計測位置、ずれ量の算定方法

体 B3s はずれ量が増大していくことが確認できる。最終サイクルの 1/20rad. においてはおよそ、6mm 程度のずれ量となっている。また、このずれ量は実験中に試験体をスケールで計測したずれ量と同程度の値を示していたことを確認している。一方、試験体 B3ss について下端部のずれ量を除けば、2mm 以内に収まっている。この結果から、スタッドを用いることで、梁部とスラブのずれを抑制していることが確認できた。試験体 B3ss の下端部のずれ量が多い原因は、コンクリートに取り付けた変位計のインサート位置より上の位置に、変形角 1/50rad. で大きなひび割れが発生しており、そのひび割れ幅の拡幅によって、下端部の変位量が小さくなったためである。

3.6 軸方向変位

図-12 に両試験体の軸方向変位を示す。伸びの方向が正の値である。

両試験体において変形角の増大とともに伸びが増大している。また、荷重サイクルごとに残留変位が増加していることが確認でき、スタッドを用いることによって、残留変位は大きくなっていく傾向にある。今回の試験体においては、試験体 B3ss は試験体 B3s よりも部材端部の損傷が顕著に見られたこと、かつ断面の一体性があることから、引張ひずみが大きくなったと考えられる。

4. 耐力評価

表-4 に両試験体の実験における最大耐力と計算耐力

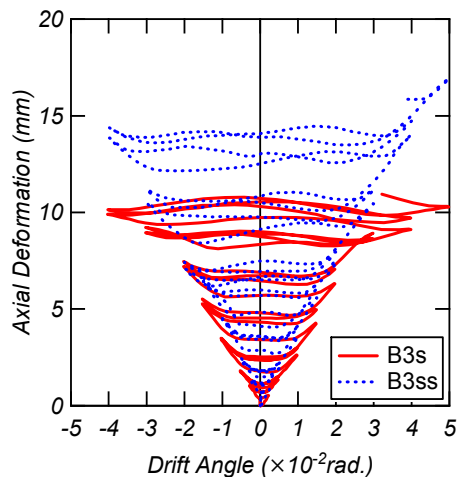


図-12 軸方向変位

表-4 計算耐力および実験値

試験体名	B3s	B3ss
終局曲げモーメント*Mu (kNm)	306 (236)	304 (235)
終局曲げ強度 Q _{mu} (kN)	271	270
実験耐力 (kN)	253	286
実験耐力/計算耐力	0.93	1.06

※()内の数値はスラブ引張側の値

の比較を示す。図-13 は一般化累加強度理論による、計算耐力と実験値を N-M 曲線上に示す。

試験体 B3s は実験耐力が梁の終局曲げ強度の計算値を若干下回り、試験体 B3ss は計算値を上回った。実験耐力に対する計算耐力の比について、試験体 B3s は 0.94、試験体 B3ss は 1.06 となっている。試験体 B3s では梁部とスラブの境界面での損傷が試験体 B3ss より大きくなったことで計算耐力に達しなかったと考えられる。文献4)、5)における試験体はスタッドがなくとも計算耐力に達していたが、今回の試験体のように厚肉スラブで梁部とスラブの境界面が梁部鉄骨フランジの面である試験体では、累加強度理論による耐力評価の適用性、スタッド無し試験体の耐力低下性状を勘案するとスタッドを有する方が望ましいといえる。

5. まとめ

本研究より得られた知見を以下にまとめる。

- 1) 試験体 B3ss について、CES 造厚肉スラブ付き梁の水平荷重一層間変形角関係は耐力低下も小さく、紡錘形の安定した挙動を示した。
- 2) 梁端部の応力分布より、試験体 B3s は 1/200rad.から断面の一体性が損なわれ始め、梁部とスラブの境界面にずれが生じるが、試験体 B3ss ではスタッドがあることにより、その挙動はある程度抑制されている。
- 3) 試験体 B3s は梁部とスラブの接合面の損傷により耐力が低下し、計算耐力を下回った。一方、試験体 B3ss はスタッドの効果により損傷が抑えられ、計算耐力

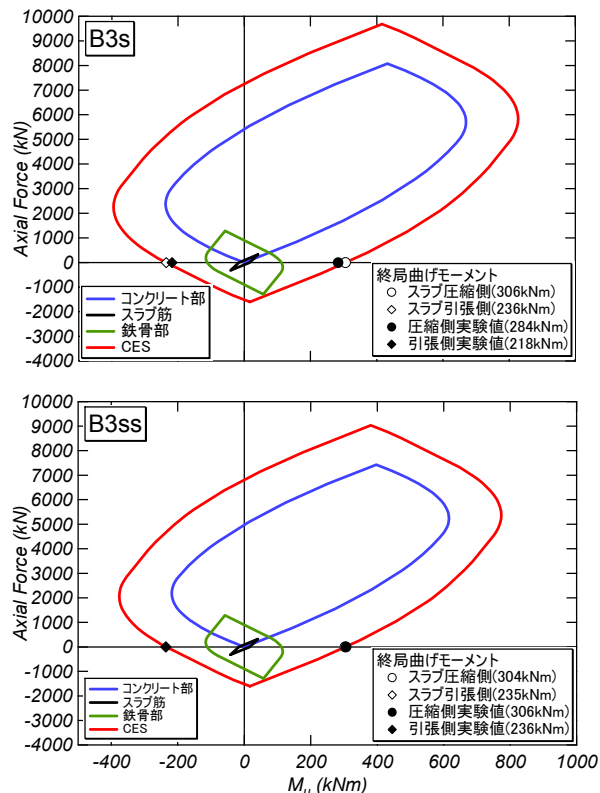


図-13 一般化累加強度理論による計算値

を上回ることが確認できた。

謝辞

本研究は、文部科学省科学研究費（基盤研究（A）、No.26249081、代表者：倉本洋）を受けて実施した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 藤本利昭, 倉本洋, 松井智哉: 交差 H 型断面鉄骨を内蔵した CES 柱の構造性能, 第 8 回復合・合成構造の活用に関するシンポジウム, 土木学会/日本建築学会, Paper No.4, 2009.11
- 2) 石鈞吉, 倉本洋, 藤本利昭, 松井智哉, 牧本祐太: H 型鉄骨内蔵 CES 柱の復元力特性のモデル化に関する研究, 日本建築学会構造系論文集, 第 78 巻, 第 693 号, pp.2019-2026, 2013.11
- 3) 永田論, 松井智哉, 倉本洋: 鉄骨コンクリート造柱梁接合部の構造性能に関する基礎研究, コンクリート工学年次論文集, Vol.28, No.2, pp.1267-1272, 2006.7
- 4) 吉野貴紀, 松井智哉, 倉本洋: スラブ付き CES 造柱梁接合部の静的加力実験, コンクリート工学年次論文集, 第 33 巻, 第 2 号, pp.1123-1128, 2011.7
- 5) 石川智康, 小山勉, 松井智哉, 倉本洋: CES 合成構造建築物における梁の静的加力実験, コンクリート工学年次論文集, 第 37 巻, 第 2 号, pp.1057-1062, 2015.7
- 6) 日本建築学会: 各種合成構造設計指針・同解説, pp.77-78, pp.92, 2010