

(26) CES造梁の静的加力実験

渡辺 一葵¹・松井 智哉²

¹正会員 豊橋技術科学大学大学院 建築・都市システム学専攻
(〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)
E-mail: k131869@edu.tut.ac.jp

²正会員 豊橋技術科学大学准教授 建築・都市システム学系
(〒441-8580 愛知県豊橋市天伯町雲雀ヶ丘1-1)
E-mail: matsui@ace.tut.ac.jp

CES合成構造システムは鉄骨と繊維補強コンクリート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造柱はこれまでの構造実験により構造特性を明らかにするとともに復元力特性の評価法について検討がなされている。一方で、CES造梁に関する実験は少なくCES造梁の設計法の構築に向けて実験的な基礎資料が必要である。そこで、本研究ではCES造梁の構造特性を把握することおよび耐力評価法の検討を目的として、内蔵鉄骨の断面積、スラブの有無、スラブ厚さ、スタッドの有無を実験変数とする7体の試験体を作製し、静的加力実験を行った。結果として、各試験体の構造性能を把握するとともに、CES造梁の曲げ耐力は一般化累加強度理論で評価可能であることを確認した。また、MSモデルを用いた解析により、荷重—変形関係を概ね模擬することができた。

Key Words : CES beam, thic slab, static loading test, fiber reinforced concrete

1. はじめに

CES (Concrete Encased Steel) 構造は、鉄骨と繊維補強コンクリート (以下FRC) のみから構成される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。これまでの柱、柱梁接合部、2層2スパンフレームを用いた構造実験から、本構造は優れた復元力特性および安定した履歴特性を示し、高い耐震性能を有することを示してきた¹⁾²⁾³⁾。

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⁴⁾⁵⁾。一方でCES造梁に関する実験的研究は少なく、CES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だと考える。

そこで、本研究ではCES造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静的加力実験を実施し、その破壊性状、耐力性能および耐力評価法について検討を行う。また、MSモデルを用いた曲げ解析を実施し、モデル化手法の妥当性について検討を行う。

2. 実験概要

(1) 試験体

試験体一覧を表-1に、試験体形状および断面を図-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7体である。梁断面は300×400 mm、内法長さは2000 mm (シアスパン比2.5) で全試験体共通であり、鉄骨断面形状、スラブの有無、鉄骨フランジとコンクリートスラブ間のスタッドの有無が実験変数となっている。試験体B1およびB2はスラブなし試験体で、その他はスラブ付き梁となっている。試験体 B1 の内蔵鉄骨は H-300×150×6.5×9、試験体 B2 はH-300×150×10×15 を使用し、鉄骨断面積が異なる。試験体 B1sは試験体 B1にスラブを取り付けた試験体である。スラブ幅は900 mm、スラブ厚は70 mm、スラブ筋はD6@75シングル配筋とした。

また、近年集合住宅などでは防音性の観点から厚肉スラブが用いられることも多いことから、B3およびB4シリーズ試験体は、厚肉スラブ付き試験体としている。スラブ厚は140 mmであり、スラブ筋はD6@75 ダブルである。スラブ幅は、試験体 B1s と同様に900 mmである。試験体 B3s および B3ss の内蔵鉄骨はH-210×150×6×9、試験体B4s および試験体B4ss はH-250×150×6×9 であり、鉄骨せいが異なる。図-1の断面図に示すように試験体 B3s お

表-1 試験体一覧

| 試験体 | B1 | B2 | B1s | B3s | B3ss | B4s | B4ss |
|----------------------|---------------------|---------------------|---------------------|---------------|--------------|---------------|--------------|
| 断面 $b \times D$ (mm) | 300×400 | | | | | | |
| 内蔵鉄骨 (SS400) | H-300×150 ×6.5×9 | H-300×150 ×10×15 | H-300×150 ×6.5×9 | H-210×150×6×9 | | H-250×150×6×9 | |
| 鉄骨断面積比 $A_s/(bD)$ | 0.038 | 0.060 | 0.038 | 0.0321 | | 0.0341 | |
| 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) | — | — | 70 | 140 | 140 | 140 | 140 |
| スラブ筋 (SD295) | — | — | D6@75 シングル | D6@75 ダブル | D6@75 ダブル | D6@75 ダブル | D6@75 ダブル |
| スタッド | — | — | なし | なし | あり | なし | あり |

b : 梁幅、 D : 梁せい、 A_s : 鉄骨断面積

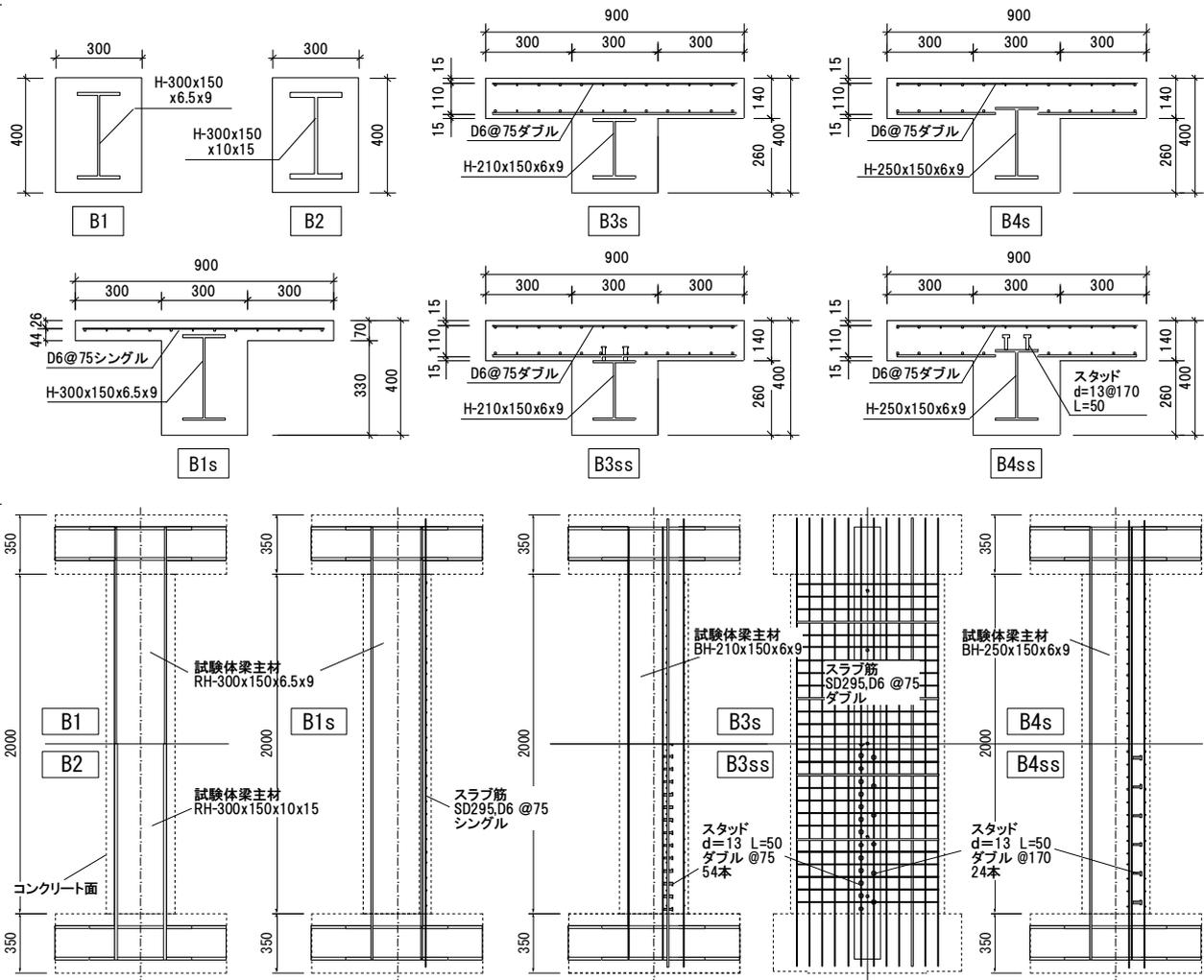


図-1 試験体形状および断面

よび B3ss は鉄骨フランジが梁部とスラブ部の境界にあり、試験体 B4s および B4ss では鉄骨フランジがスラブの中に配置されることになる。試験体 B3ss および B4ss は、鉄骨フランジとコンクリートスラブ間にスタッドを設けた試験体であり、試験体 B3s および B4s はスタッドなしである。スタッド本数の算定については、2章 (2) 節で示す。

(2) スタッドの本数算定

必要スタッド本数は文献 6) に示される手法を準用して算定した。試験体 B3ss、B4ss のスタッドの本数は式(1)によって算定する。

$$n_r = Q_h / q_s \quad (1)$$

ここで、 n_r : 試験体に施すスタッドの本数、 Q_h : 塑性ヒンジ点と反曲点の間の頭付きスタッドの設計用全水平せん断力、 q_s : スタッド 1 本あたりに作用する水平せん

断力である。

スタッド1本あたりに作用する水平せん断力は式(2)によって算定する。

$$q_s = 0.5_{sc} a \sqrt{F_c \cdot E_c} \quad (2)$$

ここで $_{sa}$:スタッドの軸部断面積, F_c :コンクリート強度, E_c :コンクリートのヤング係数である。

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以下によって算定する。梁に正曲げモーメントが作用する部分の水平せん断力は、式(3)、式(4)で求めた値の小さい方の値とし、梁に負曲げモーメントが作用する部分の水平せん断力は、式(5)、式(6)で求めた値の小さい方の値とする。

$$Q_h = {}_c C = F_c \cdot t \cdot {}_c D \quad (3)$$

$$Q_h = {}_s a \cdot {}_s \sigma_Y \quad (4)$$

$$Q_h = {}_r a \cdot {}_r \sigma_Y \quad (5)$$

$$Q_h = {}_s a \cdot {}_s \sigma_Y \quad (6)$$

ここで ${}_c C$:床スラブの有効圧縮耐力, F_c :コンクリート強度, t :曲げ耐力算定時の中立軸位置, D :スラブ幅, ${}_s a$:鉄骨梁の断面積, ${}_s \sigma_Y$:鉄骨の降伏強度, ${}_r a$:引張鉄筋の全断面積, ${}_r \sigma_Y$:鉄筋の降伏強度である。試験体計画時は、コンクリート強度は30N/mm², 鉄骨の降伏強度は235N/mm², 鉄筋の降伏強度は295N/mm²を用いて算定した。

試験体B3ssの必要本数は18本、試験体B4ssは19本とな

表-2 繊維補強コンクリートの材料特性

| 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) |
|------|---------------------------|-----------|---------------------------|--------|
| B1 | 33.5 | 2515 | 23100 | 42 |
| B2 | 30.8 | 2619 | 25600 | 47 |
| B1s | 31.1 | 2672 | 23100 | 36 |
| B3s | 39.6 | 3363 | 27400 | 42 |
| B3ss | 36.4 | 3270 | 21600 | 48 |
| B4s | 47.8 | 2700 | 29100 | 40 |
| B4ss | 52.8 | 2770 | 33300 | 45 |

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-300×150 ×6.5×9 | B1, | 387 | 459 | 208000 | 梁ウェブ |
| | B1s | 334 | 431 | 205000 | 梁フランジ |
| H-300×150 ×10×15 | B2 | 317 | 453 | 203000 | 梁ウェブ |
| | | 308 | 445 | 204000 | 梁フランジ |
| D6(SD295) | B1s | 409 | 507 | 196000 | スラブ筋 |
| H-210×150 ×6×9 | B3s, | 352 | 430 | 194000 | 梁ウェブ |
| | B3ss | 319 | 459 | 205000 | 梁フランジ |
| D6(SD295) | | 418 | 521 | 180000 | スラブ筋 |
| H-250×150 ×6×9 | B4s, | 307 | 454 | 206000 | 梁ウェブ |
| | B4ss | 332 | 452 | 200000 | 梁フランジ |
| D6(SD295) | | 404 | 503 | 184000 | スラブ筋 |

った。施工の都合により試験体B4ssは24本施し、安全率は1.26である。なお、試験体B3ssでは十分な水平せん断耐力を見込んだ上で、スラブ筋の配筋間隔(75mm)に合わせて54本施した。

(3) 使用材料

FRCの材料特性を表-2に、鉄骨および鉄筋の材料特性を表-3にそれぞれ示す。鉄骨には鋼種SS400を用いた。FRCの呼び強度は30 N/mm²である。FRCに用いた補強繊維は直径 0.66 mm、長さ 30 mm のビニロンファイバー (RF4000) である。体積混入率は1.0%とした。

(4) 荷重方法と計測方法

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。本論では梁の両端部を上端部および下端部と表記する。荷重方法は上下スタブを平行に維持した状態で水平力を与え、梁試験体であるため軸方向力は0 kNを維持した。水平荷重は変位制御とし、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 (= δ / h) で制御し、R= 1/400, 1/200, 1/100, 1/67, 1/50, 1/33 および 1/25 rad. を2サイクルずつ繰り返したあとR= 1/20 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、鉄骨の軸方向変位である。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

(1) 破壊性状と水平荷重—変形角関係

図-3に各試験体の水平荷重—変形角関係を示す。また、図-3中の破線は(2)節で示す各試験体の計算耐力を表す。

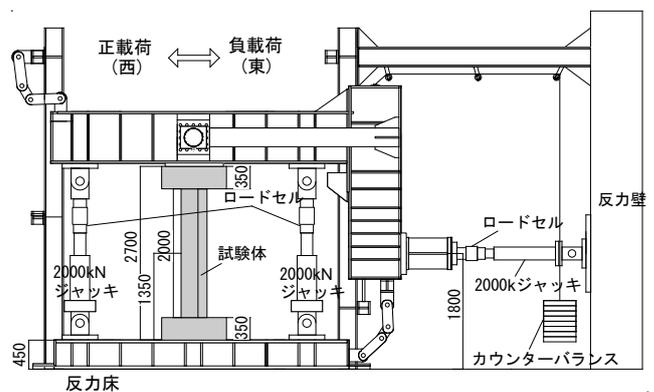


図-2 荷重装置

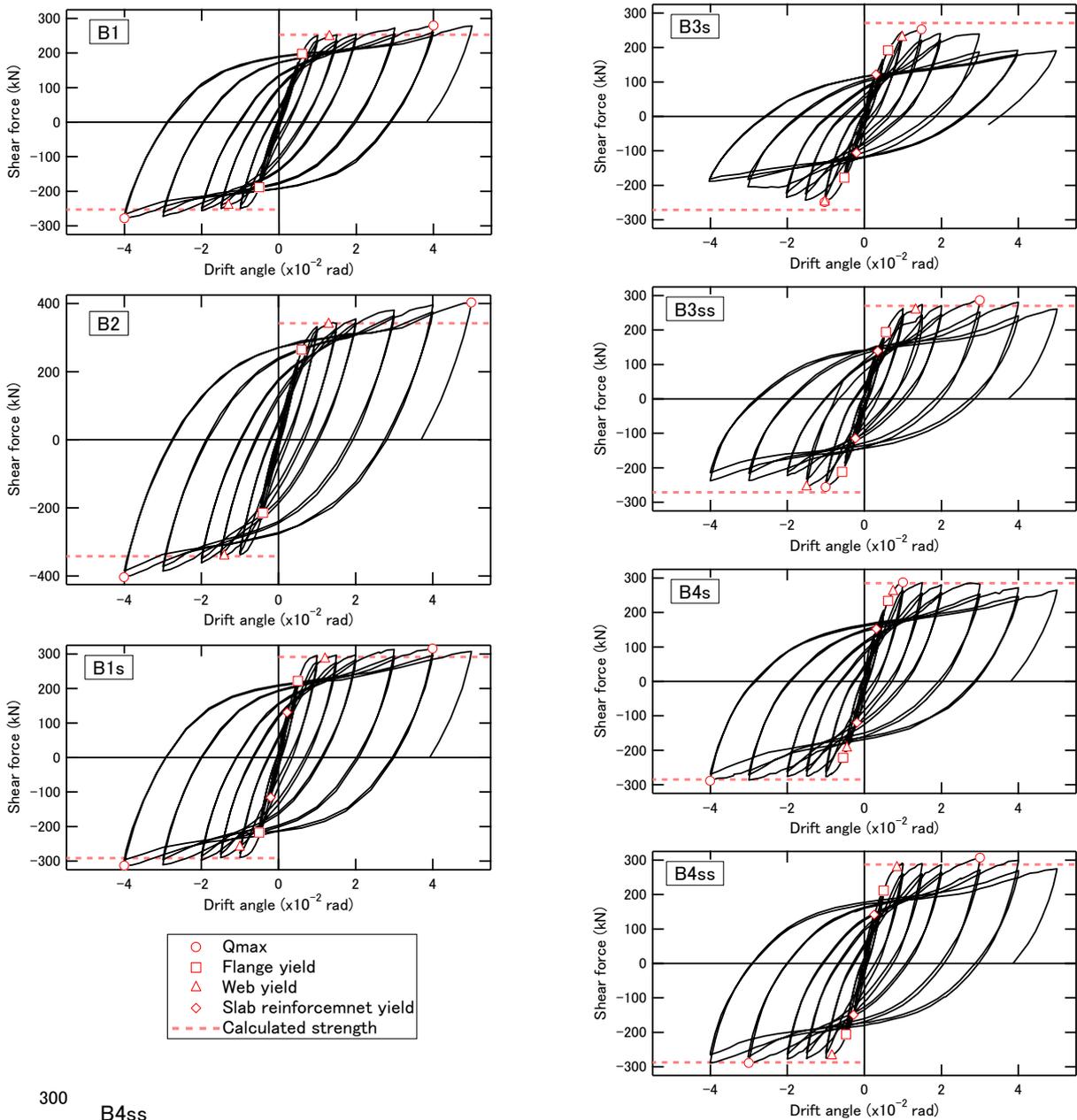


図-3 水平荷重-変形角関係

図-4に各試験体の最終破壊時の損傷状況を示す。試験体B1, B2では、変形角 $R=1/400$ radのサイクルで梁および梁とスタブの上下境界端部に曲げひび割れ、せん断ひび割れが発生した。 $R=1/100$ radで鉄骨フランジの降伏が確認された。 $R=1/67$ radのサイクルでコンクリートに圧縮ひび割れが見られ、鉄骨ウェブの降伏が確認された。試験体B1は $R=1/33$ radのサイクルでコンクリートの圧壊が確認された。 $R=1/25$ radのサイクルで最大耐力279kNを記録した。試験体B2は $R=1/25$ radのサイクルでコンクリートの圧壊が確認され、最大耐力404 kNを記録した。どちらの試験体も紡錘形の安定した履歴性状を示している。

スラブ付き梁の試験体B1sの破壊性状は、試験体B1と

ほぼ同様であり、スラブ筋の降伏は、 $R=1/400$ radのサイクルで確認された。また、 $R=1/25$ rad. のサイクルで最大耐力315kNを記録した。

厚肉スラブ付き試験体B3s およびB3ss では、変形角 $R=1/400$ radのサイクルで梁上下端部に曲げひび割れが発生し、スラブ筋の降伏が確認された。 $R=1/100$ rad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。スタッドなしの試験体B3sは、 $R=1/67$ radのサイクルで最大耐力253 kNを記録した。その後のサイクルにおいて梁部とスラブ部の境界面の損傷が増大していくとともに耐力の低下が見られた。スタッドを有する試験体B3ssでは、 $R=1/33$ radのサイクルで最大耐力286 kNを記録した。最

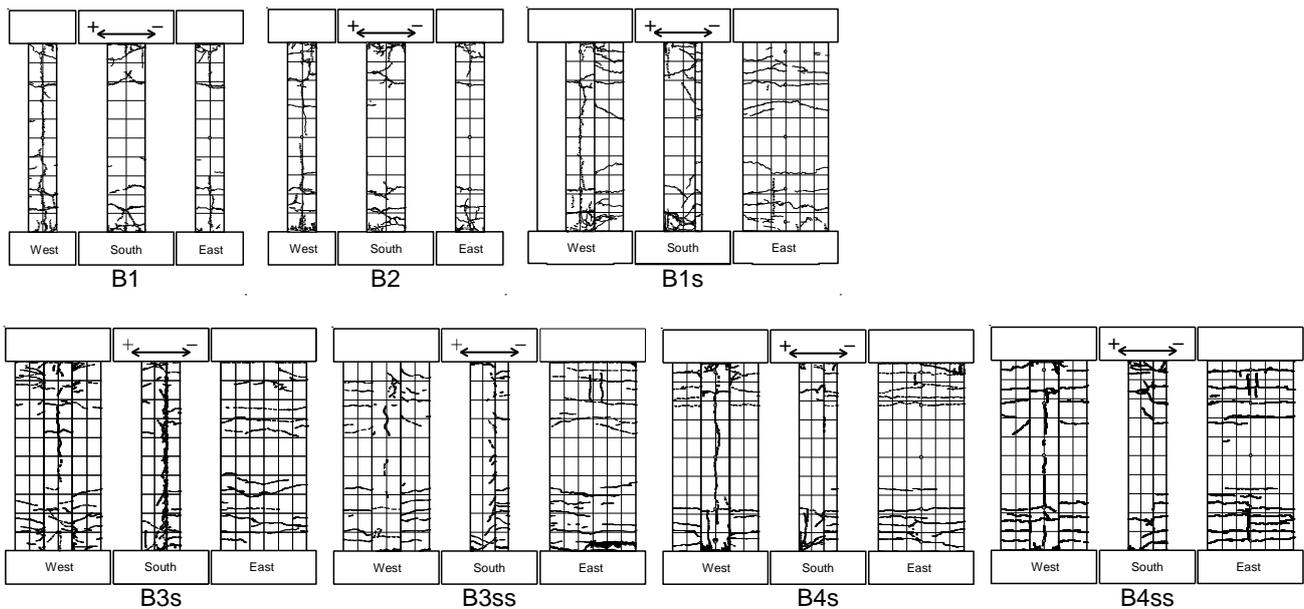


図-4 ひび割れ図 (R=1/20 rad.)

表-4 計算耐力および実験値

| 試験体 | B1 | B2 | B1s | B3s | B3ss | B4s | B4ss |
|-----------------------|------|------|-----------|-----------|-----------|-----------|-----------|
| 終局曲げモーメント M_u (kNm) | 253 | 342 | 282 (300) | 306 (236) | 304 (235) | 294 (265) | 295 (267) |
| 終局曲げ耐力 Q_{mu} (kN) | 253 | 342 | 291 | 271 | 270 | 280 | 281 |
| 実験耐力 (kN) | 279 | 404 | 315 | 253 | 286 | 289 | 307 |
| 実験耐力/計算耐力 | 1.10 | 1.18 | 1.08 | 0.93 | 1.06 | 1.03 | 1.09 |

()内の数値はスラブ引張時の値

終破壊状況については試験体上下端部の圧縮破壊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ず耐力低下も小さい。

厚肉スラブ付き試験体B4s およびB4ss でも他の試験体と同様に、変形角 $R=1/400$ rad.のサイクルで梁上下端部に曲げひび割れが発生し、スラブ筋の降伏が確認され、 $R=1/100$ rad.のサイクルで鉄骨フランジの降伏が確認された。スタッドなしの試験体B4sは $R=1/25$ rad.のサイクルで梁とスラブの境界にひび割れが発生した。また、同じく $R=1/25$ rad.のサイクルで最大耐力の289 kNに達した。スタッドを有する試験体B4ssは $R=1/50$ rad.のサイクルで梁とスラブの境界にひび割れが発生し、 $R=1/33$ rad.のサイクルで最大耐力の307 kNに達した。

試験体B3sおよびB3ssでは $R=1/100$ rad.のサイクルで梁とスラブの境界にひび割れが発生し、このサイクル以降において変形角が増加するごとに損傷が大きくなったが、試験体B4s およびB4ssのひび割れは最終変形角まで軽微なものであり、耐力低下もわずかであった。梁鉄骨フランジがスラブ内に位置する場合には梁とスラブの境界における損傷は軽減されることが確認された。

(2) 耐力評価

表-4に各試験体の実験における最大耐力と計算耐力の比較を示す。終局曲げモーメントはスラブ筋を考慮した一般化累加強度理論⁹⁾により算定した。

試験体B1, B2では十分安全側に評価できているため、一般化累加強度理論でCES造単純梁の耐力評価が可能であることが確認できる。また、スラブ付き梁である試験体B1sも実験値が計算値を下回る結果となったことから、スラブ付きCES造梁の耐力評価も可能であることが確認された。

厚肉スラブ付き試験体では、スタッドが無い試験体B3sのみ実験値が計算耐力を上回らない結果となった。梁部とスラブ部の境界面の損傷が増大したことで計算耐力に達しなかったと考えられる。一方、スタッドを施した試験体B3ssでは、実験値が計算耐力を上回る結果となった。

試験体B3sと同様にスタッドが無い試験体である試験体B4sは、実験値が計算耐力を上回る結果となった。このことから、厚肉スラブ付き梁において、内蔵鉄骨フランジをスラブ内に入れ込むことで、スタッドを施さなくても計算耐力に達することが確認できる。

また、材料特性の試験値を用いて、スタッド接合面のせん断耐力について検討を行う。スタッド接合面の耐力は2章(2)節で述べた計算式(1)を式(7)へ変形させることで算定する。接合面に作用するせん断力は、式(3)、式(4)で求めた値の小さい方の値と、式(5)、式(6)で求めた値の小さい方の値を合計したものとする。算定する際は各試験体の材料強度を用いて算定する。

$$Q_h = q_s \cdot n_r \quad (7)$$

結果として、試験体B3ssには54本施したため、スタッド接合面のせん断耐力は3177kN、作用水平せん断力は1445kNであり、この試験体はスタッド接合面のせん断力の安全率が2.20程度の試験体であった。試験体B4ssには24本施したため、スタッド接合面のせん断耐力は2112kN、作用水平せん断力は1450kNであり、この試験体はスタッド接合面のせん断力の安全率が1.45程度の試験体であった。

(3) 鉄骨の曲率分布

図-5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-6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た平均曲率である。

すべての試験体において変形角の増大とともに曲率は大きくなっていく。特に梁両端部の曲率が著しく増加し、変形のほとんどが梁両端部に集中する曲率分布を示していることが確認された。また、各試験体において大きな差異は見られなかった。

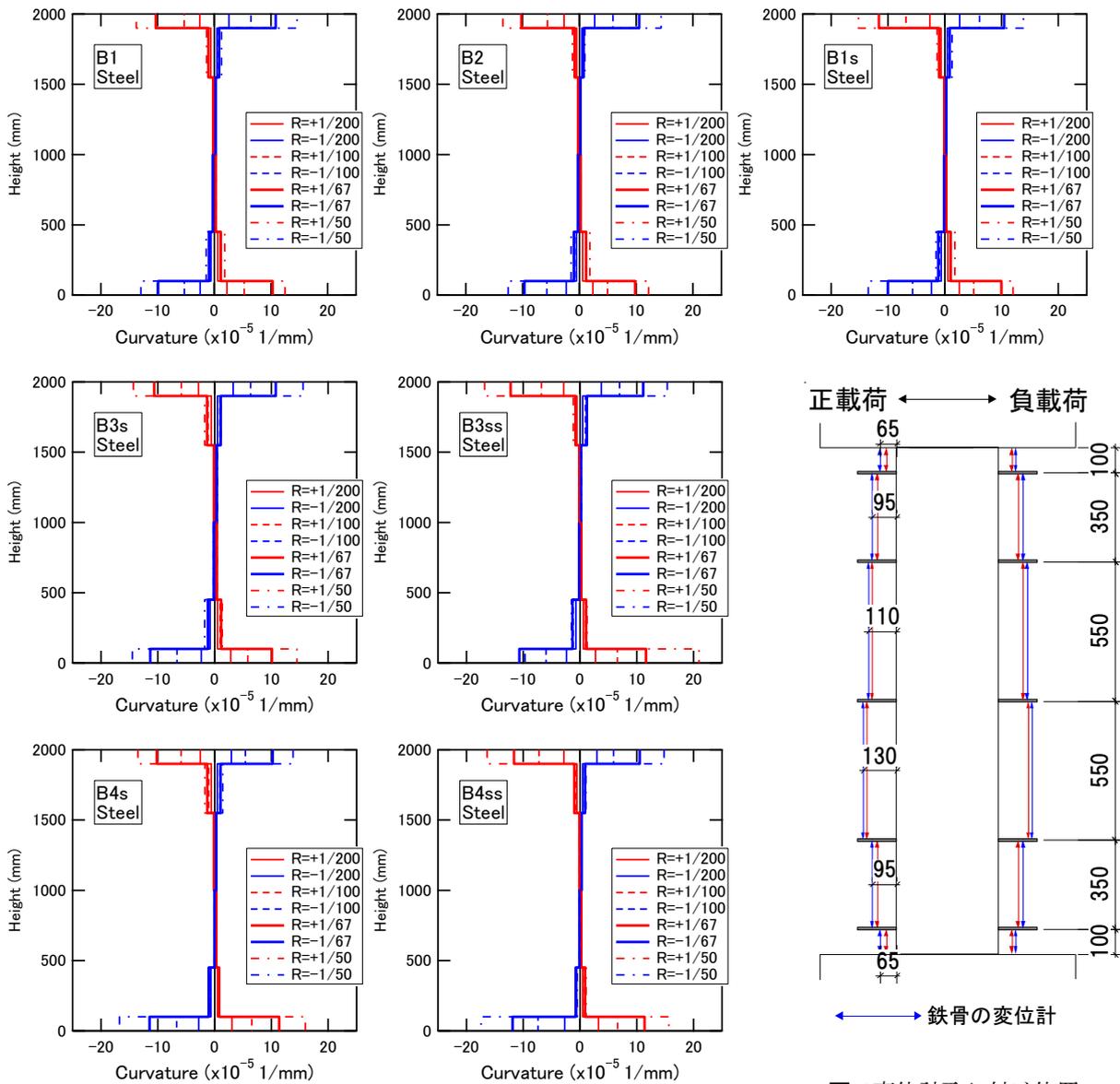


図-5 内蔵鉄骨の曲率分布図

図-6 変位計取り付け位置

4. 曲げ解析

各試験体を対象にMSモデルによる曲げ解析を行い、実験結果との比較により解析モデルの妥当性について検討を行う。なお、解析には市販の解析ソフト“SNAPver.6”を使用した。

(1) 解析方法

解析においては平面保持の仮定の下、図-7に示すように1要素の厚さを1cmとして40分割している。コンクリートの応力度-ひずみ関係は図-8に示すように、応力上昇域は曲線でモデル化し、軟化域は直線でモデル化した。ここでコンクリートの軟化性状を表す係数 μ は、鉄骨に

囲まれたコアコンクリートでは鉄骨による拘束効果を考慮して10、それ以外のコンクリート要素では3と仮定した。また、コンクリートの引張応力は無視した。鉄骨および鉄筋の要素は修正Ramberg-Osgood型モデルを用いた(除荷カーブパラメータ $\gamma=3$ 、塑性変形シフト量パラメータ $\phi=0.2$ 、降伏後の剛性低下率 $\beta=0.01$)。塑性ヒンジ

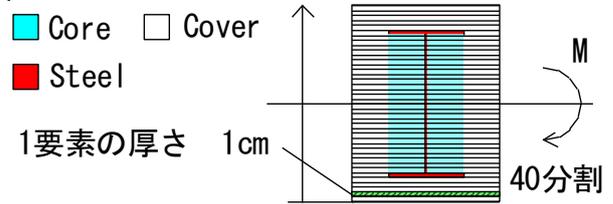
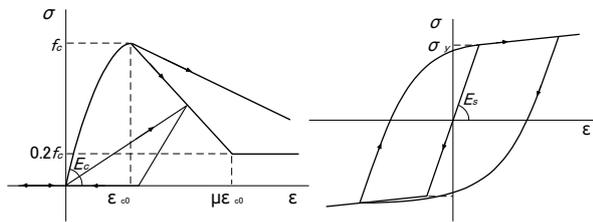


図-7 解析モデル



(a) コンクリートのモデル化 (b) 鋼材のモデル化

図-8 コンクリートモデルと鋼材モデル

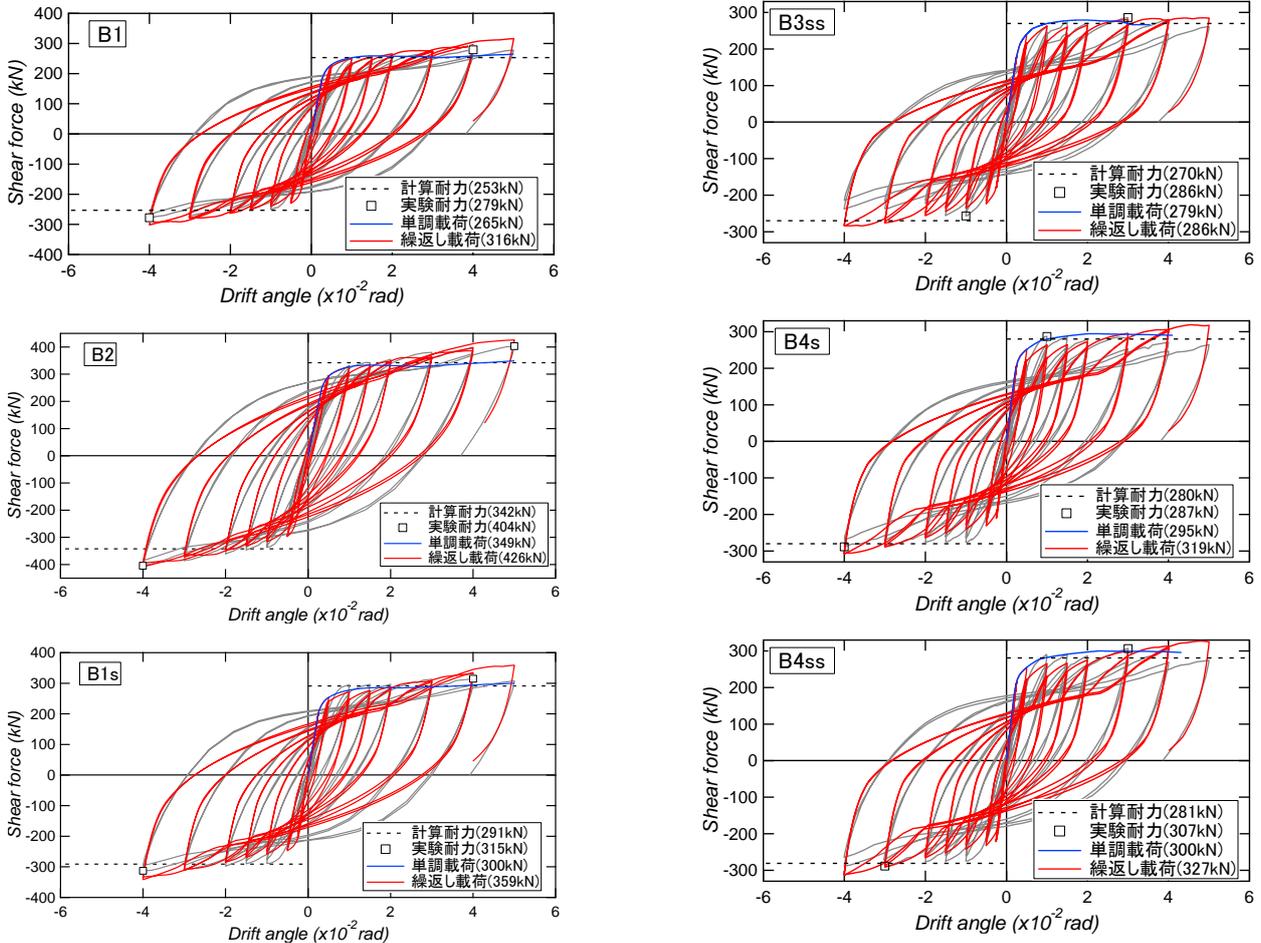


図-9 水平荷重-変形角関係

長さは0.1L (L: 梁内法長さ) とした。

(2) 解析結果

図-9に単調載荷、繰り返し載荷による水平力-変形角関係を実験値とともに示す。図中の破線は計算耐力、□は実験耐力、青線実線は単調載荷、赤線実線は繰り返し載荷である。

単調載荷における解析については、全ての試験体で初期剛性が大きくなる結果となり、1/100rad.で実験値および解析のせん断力が概ね計算耐力に達している。また、最大耐力はすべての試験体で計算値を上回り、解析値が計算耐力の1.02~1.07倍の値となった。実験の包絡線と比較すると、各サイクルの最大値を概ねとらえており、試験体B3sを除いて荷重-変形関係の包絡線を模擬できている。

繰り返し載荷における解析については、まず単調載荷による結果と比較すると、降伏後の鋼材モデルの繰り返しによる影響により、せん断力が上昇している傾向が確認できる。また、試験体B4s、B4ssではR=1/100rad.付近で、単調載荷の結果に比べてせん断力が若干低下していることが確認できる。上記の傾向により、実験結果との差異が若干見られるが、荷重-変形関係を概ね評価することができる。

4. まとめ

本研究で得られた知見を以下に要約する。

- 1) CES造梁の水平荷重 - 層間変形角関係は耐力低下も小さく安定した履歴性状を示した。
- 2) 厚肉スラブ付きCES造梁において、スタッドを施す、もしくは内蔵鉄骨フランジをスラブ内に入れ込むことで梁部とスラブ部の境界面の損傷を抑え、紡錘形の安定した挙動を示した。

- 3) 耐力評価について、スラブと梁部の境界の損傷が顕著だった試験体B3sを除いて、終局曲げ強度は一般化累加強度理論により評価可能である。
- 4) 平均曲率分布より、変形のほとんどが梁端部に集中することが確認できた。
- 5) MSモデルを用いて曲げ耐力の評価が可能であることを確認し、実験に近い復元力特性の挙動を示すことも可能である。

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

参考文献

- 1) 足立智弘、倉本 洋、川崎清彦: 繊維補強コンクリートを用いた鉄骨コンクリート合成構造柱の構造性能に関する実験的研究、コンクリート工学年次論文集、第24巻、第2号、pp.271-276、2002.6
- 2) 永田 諭、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
- 3) 倉本 洋、松井智哉、今村岳大、田口 孝: CES 合成構造平面架構の構造性能、日本建築学会構造系論文集、No.629、pp.1103-1110、2008.7
- 4) 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 回複合・合成構造の活用に関するシンポジウム講演集、Paper No.4、2009.11
- 5) 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
- 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
- 7) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説、2001

STATIC LOADING TEST OF CES BEAMS

Kazuki WATANABE and Tomoya MATSUI

Development study on Concrete Encase steel (CES) composite structure system has been continuously conducted toward the practical use. CES structure is composed of steel and fiber reinforced concrete. In previous study, it was found that CES structure has good seismic performance from experimental study on CES beam could be lacking, it is necessary to understand the structural performance of CES beam. In this study, static loading tests of CES beams were conducted with experimental valuable of steel size, the presence or absence of slab and thickness of slab. And restoring characteristics, failure behavior, deformation behavior, and strength evaluation method of CES beam were investigated. As the results, it was found that CES beam showed stable hysteresis behavior. Furthermore it was found that the flexural strength of the CES beam could be evaluated by superposition strength theory. Moreover, it is possible to simulate the experiment by flexural analysis by using MS model.