

端部RC中央S造複合梁の断面合理化に関する研究

穴 吹 拓 也 増 田 安 彦
水 越 一 晃 鈴 木 彩 夏

Optimization of Cross-Sectional Size in RC-S Composite Beam

Takuya Anabuki Yasuhiko Masuda
Kazuaki Mizukoshi Ayaka Suzuki

Abstract

The RC-S composite beam, which is assembled from a steel beam in the center and an RC beam in the end, requires the optimization of the cross-sectional size. However, if the size of cover concrete is too small, it may be locally broken by the bearing force received from the steel beam. Therefore, static loading tests and nonlinear finite element analyses were conducted to verify the effect of the cross-sectional size on the failure mode of the RC-S composite beam. The experimental results showed that the beam height ratios of 1.50 and 1.32 have almost the same energy absorbing capacity. The analytical results showed that reducing the beam height ratio to approximately 1.20 causes local failure in the RC beam.

概 要

柱RC梁S造架構において端部RC中央S造複合梁を用いると、梁鉄骨が柱梁接合部を貫通しないため、RC柱配筋の自由度が高まり高層建物への適用が容易になるが、大きな室内空間を得るためには材端RC部断面の縮小が課題となる。これは、材端RC部断面を小さくすると、梁鉄骨から支圧力を受けるコンクリートの局所的な破壊が生じる可能性があるためである。そこで、梁鉄骨のせいに対する材端RC部のせいの比を変数とした部分架構試験体による静的繰返し載荷実験を実施した。本実験では梁せいの比が1.50と1.32の場合を比較し、概ね同等のエネルギー吸収性能が得られることを確認した。また、実験結果に対する非線形有限要素解析とパラメトリックスタディより、梁せいの比を1.2程度まで縮小すると材端RC部に局所的な破壊が生じる可能性が示唆された。これらの知見を踏まえ、今後も継続的にRC-S複合梁の設計手法の改善に取り組みたい。

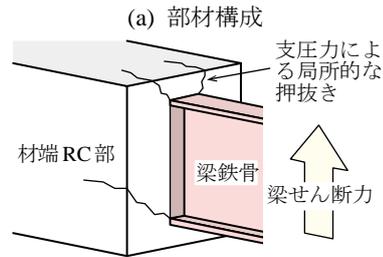
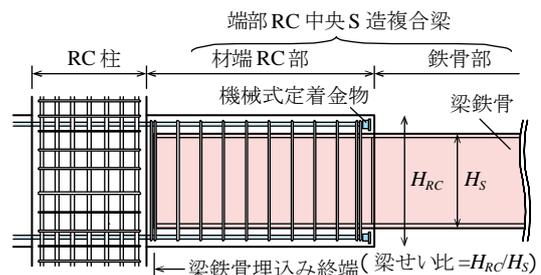
1. はじめに

柱RC梁S造架構は、圧縮に強いRC部材を柱に、軽量で曲げモーメントやせん断力に対する耐荷性能に優れた鉄骨部材を梁に用いた合理的な構造であり、大スパン空間が求められる物流倉庫やショッピングセンター等にしばしば採用される構造形式である。Fig. 1(a)に示す端部RC中央S造複合梁（以下、RC-S複合梁とする）をこの構造形式に適用した場合、梁鉄骨が柱梁接合部を貫通しないため、RC柱配筋の自由度を高めることができる。これにより、通常は柱及び梁共にS造で計画される超高層オフィスビルのような建物の柱をRC造に置き換え、鋼材価格や鉄骨工事の繁忙度に応じて、価格競争力の高い構造形式を選択できる。

一方で、RC-S複合梁は梁鉄骨の端部をRCで取り囲むことから、材端RC部のせいが天井懐の大きさ、更には階高等に大きく影響する。即ち、室内の有効高さをより大きくするためには材端RC部のせいを合理化することが求められる。しかしながら、材端RC部に埋め込んだ梁鉄骨を取り囲むコンクリートの厚さが小さいと、Fig. 1(b)に示すように、梁鉄骨から支圧力を受けるコンクリートが局所的に押し抜かれるように破壊し、梁鉄骨が本来有す

る変形性能を十分に発揮できなくなる可能性がある。

Fig. 2に示すように、RC-S複合梁を対象とした既往の実験^{2)~21)}の試験体においては、梁鉄骨のせいに対する材端



(a) 部材構成
(b) 支圧力による局所的な押抜き
Fig. 1 端部RC中央S造複合梁
RC-S Composite Beam

RC部のせいの比（以下、梁せい比とする）を1.5以上とした試験体が大半を占めており、様々な破壊形式を模擬してRC-S複合梁の耐力評価法等が検証されている。一方、梁せい比が1.5より小さい試験体による実験では、梁鉄骨が先行降伏したものは少なく、梁鉄骨降伏によるRC-S複合梁の変形性能の確保に着目した例は殆どない。しかしながら、実務においては高い変形性能を有する梁鉄骨降伏型の採用が多いと考えられる。そこで、本研究では梁鉄骨降伏型としたRC-S複合梁について、梁せい比が1.5より小さい場合の変形性能を確認するため、静的加力実験及び非線形有限要素解析を実施し、材端RC部断面の合理化について考察した。

2. 静的加力実験

2.1 ト形部分架構試験体

Table 1に試験体諸元を、Fig. 3に試験体形状を、Fig. 4にRC部（RC柱及び材端RC部）の配筋を示す。試験体は、スパン約20m、階高4.4m、RC柱断面を1,200mm×1,200mm、梁の材端RC部の長さを2,000mm、梁鉄骨の断面をH-1000×400×16×32とする想定架構より、柱及び梁のスパン中央位置でト形柱梁接合部を切り出し、縮尺を1/2.75として計画した。試験体は鉄骨部元端において曲げ破壊するよう材端RC部の鉄筋量を決め、梁鉄骨の全塑性時の曲げ耐力に対して、材端RC部の曲げ終局耐力は1.4倍程度、材端RC部のせん断終局耐力は1.5倍程度として設計した。既往の実験²⁾にならない、コンクリートの局所破壊を防ぐため、鉄骨埋込み始端及び終端のせん断補強筋を二重にした。RC部のフルプレキャスト化を想定し、梁主筋の両端は機械式定着金物を取り付けた。

Table 2に加力実験の直前に行ったコンクリートの材料試験結果を、Table 3に鉄筋の引張試験結果を、Table 4に

Table 1 試験体諸元

Specification of Specimens		
試験体	No. 1	No. 2
鉄骨部 (梁中央部)	断面	BH-364×146×6×12
	幅厚比	ウェブ56.7, フランジ6.08
材端RC部 (梁端部)	幅	400mm
	せい	480mm
	主筋	7/5-D16 ($p_t = 1.42\%$)
	せん断補強筋	4-D6@65 ($p_w = 0.70\%$)
梁せい比	1.32	1.50
RC柱	断面	440mm×440mm
	主筋	40-D16 ($p_g = 4.11\%$)
	せん断補強筋	4-D6@70 ($p_w = 0.41\%$)
	軸力比	0.2
コンクリート目標強度	60N/mm ²	
架構	スパン	7,350mm
	階高	1,600mm

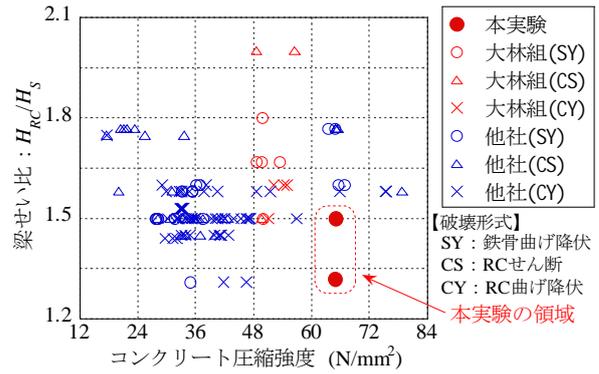


Fig. 2 既往実験における試験体の梁せい比^{2)~21)}
Beam Height Ratio of Specimen in Past Experiments

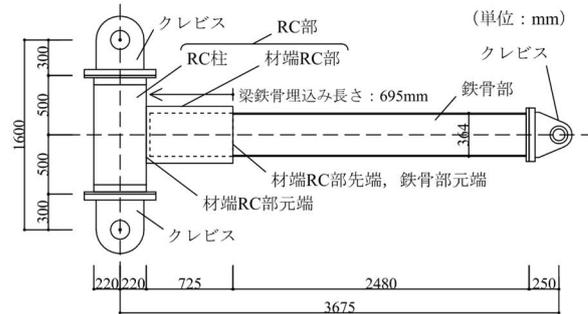


Fig. 3 試験体形状
Size of Specimen

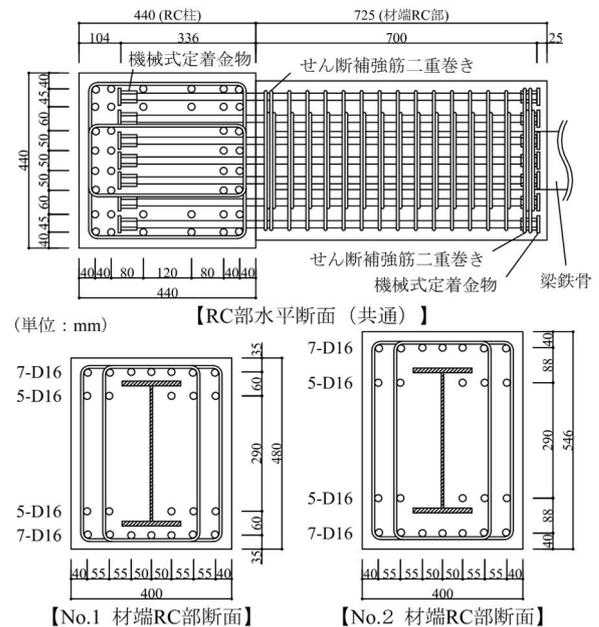


Fig. 4 RC部の配筋(試験体)
Rebar Arrangement in RC Part of Specimens

Table 2 コンクリートの材料試験結果

Material Properties of Concrete				
試験体	材齢(日)	ヤング係数(N/mm ²)	圧縮強度(N/mm ²)	引張強度(N/mm ²)
No. 1	27	3.16×10 ⁴	64.9	3.77
No. 2	33	3.24×10 ⁴	65.0	3.72

鋼板の引張試験結果をそれぞれ示す。コンクリートはRC柱を鉛直に立てた状態 (Fig. 3の状態) でRC柱及び材端RC部を一体に打設した。本試験体は材端RC部に梁鉄骨が挿入され、更にRC部の破壊を防ぐために鉄筋量が多いことから、コンクリートは充填性を高めるためにフロー管理の調合とした。

2.2 加力方法

Fig. 5に加力装置を示す。試験体は、RC柱の下端をピン支持、鉄骨部の右端を水平ローラー支持とし、RC柱の上端のピン支点を介して柱軸力及び水平荷重を与えた。

柱軸力は、コンクリート目標強度 (60N/mm²) に対する軸力比を0.2として、2,323kNとした。柱軸力は試験体左右の鉛直アクチュエータにより加力し、加力中は試験体上部の加力梁が水平を保持するように制御した。

水平荷重は、RC柱上端の加力点がFig. 5の左から右に移動する方向を正方向とし、層間変形角 $R = 1/800$ で正負1回、 $R = 1/400, 1/200, 1/100, 1/50, 1/33, 1/25$ で正負2回ずつ繰返し載荷を行った後に、 $R = 1/10$ または水平荷重が最大荷重の80%に低下するまで加力した。

2.3 実験結果

2.3.1 荷重-変形関係 Fig. 6に各試験体の梁せん断力-層間変形角関係を示す。青破線は鉄骨部及び材端RC部の曲げ耐力の計算値を、プロットは実験における代表的なイベントを表す。

試験体No. 1 (梁せい比1.32) は $\pm 1/400$ のサイクルにおいて材端RC部元端に曲げひび割れ、 $\pm 1/200$ のサイクルにおいて材端RC部先端小口面の曲げ圧縮側フランジ近傍から斜めひび割れ、 $\pm 1/100$ のサイクルにおいて曲げ引張側フランジ近傍から斜めひび割れがそれぞれ生じた。また、層間変形角 $\pm 0.9 \times 10^{-2}$ rad.程度で鉄骨部元端においてフランジに圧縮降伏が生じ、 $\pm 1/50$ のサイクル以降は鉄骨部の降伏により紡錘形の履歴を描いた。 $\pm 1/50$ のサイクルにおいて鉄骨部の曲げ耐力に近い梁せん断力を生じたが、その後も梁せん断力は増大し、層間変形角 $\pm 3.0 \times 10^{-2}$ rad.を超えたところで材端RC部の主筋が降伏した。層間変形角 $\pm 4.0 \times 10^{-2}$ rad.において最大荷重に至り、その後、鉄骨部元端の圧縮側フランジが座屈し、徐々に耐力低下した。Photo 1にRC部近傍の最終破壊状況を示す。主なひび割れは材端RC部に集中し、RC柱及び柱梁接合部にはひび割れが殆ど生じなかった。

試験体No. 2 (梁せい比1.50) は、材端RC部のひび割れ発生箇所及び発生時期は試験体No. 1とほぼ同様であったが、ひび割れ発生時の荷重はNo. 1よりも大きかった。これは、No. 1に比べてNo. 2は梁せいが大きく、梁鉄骨フランジ上下のコンクリートかぶり厚が厚いためと考えられる。しかし、各変形サイクルにおけるピーク荷重はNo. 1とNo. 2で概ね同等であり、鉄骨部元端降伏後の履歴特性もNo. 1と大差のない紡錘形の履歴であった。層間変形角 $\pm 4.0 \times 10^{-2}$ rad.近傍において最大荷重に至った後、鉄骨部元

Table 3 鉄筋の引張試験結果

Material Properties of Rebar					
径	鋼種	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
D6	USD685	1.99×10 ⁵	718*	939	14.1
D16	SD490	2.00×10 ⁵	536	715	18.1

*0.2%オフセット値

Table 4 鋼板の引張試験結果

Material Properties of Steel Plate					
板厚 (mm)	鋼種	ヤング係数 (N/mm ²)	降伏応力 (N/mm ²)	引張強さ (N/mm ²)	伸び (%)
6	SM490B	2.04×10 ⁵	387	562	21.5
12	SM490B	2.09×10 ⁵	344	547	26.0

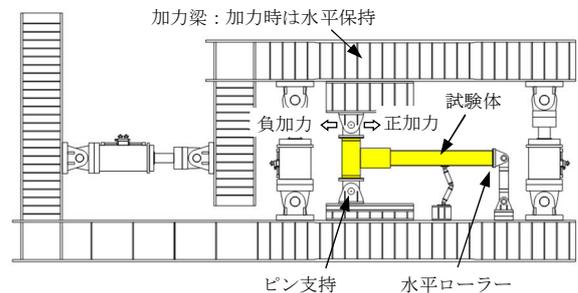


Fig. 5 加力装置
Loading Equipment

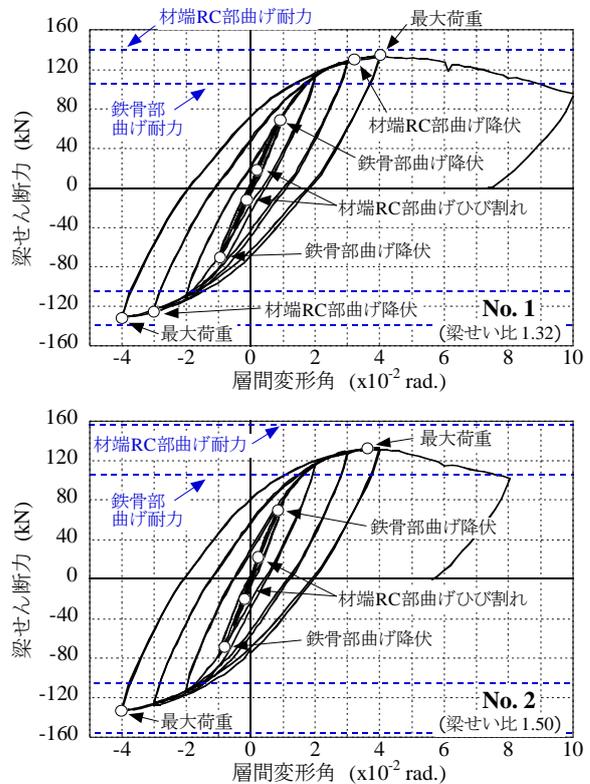


Fig. 6 梁せん断力-層間変形角関係
Beam Shear Force - Drift Angle Relationships

端の圧縮側フランジが座屈し、徐々に耐力低下した。層間変形角 $+8.0 \times 10^{-2} \text{rad}$.において最大荷重の80%まで荷重が低下したため、加力を終了した。Photo 1に示すように、主なひび割れは材端RC部に集中し、試験体No. 1とほぼ同様の破壊形式であった。

No. 1とNo. 2の荷重-変形関係は殆ど重なった。梁鉄骨の全塑性時の曲げ耐力に対して、材端RC部の曲げ耐力を1.4倍程度、せん断耐力を1.5倍程度とした本実験においては、梁せい比を1.32とした場合と1.50とした場合で概ね同等の履歴性状が得られた。

2.3.2 各部の変形 Fig. 7に層間変形角に占める接合部変形、柱変形及び梁変形の割合を示す。ここで、梁変形分は材端RC部の変形と鉄骨部の変形を合わせたものである。いずれの試験体も梁変形分が90%以上を占めたため、縦軸は0.9~1.0の範囲で示した。試験体No. 1は層間変形角 $\pm 1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$.以下の範囲では梁変形分の割合が95~96%程度であった。梁鉄骨の降伏(図中○で表示)を生じた後は梁変形分の割合が更に増大し、層間変形角 $\pm 4.0 \times 10^{-2} \text{rad}$.で梁変形分の割合が98%程度に達した。接合部変形分は概ね2%程度を維持し、梁変形分の増大により柱変形分が相対的に小さくなる傾向が見られた。これは、Photo 1に示すように、接合部に比べて柱はひび割れが少なく、柱の剛性低下が殆ど生じなかったためと推定される。試験体No. 2は、層間変形角 $\pm 1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$.以下の範囲では梁変形分の割合が96~97%程度を占め、梁鉄骨降伏後に梁変形分が急激に増大しており、試験体No. 1と概ね同様の傾向であった。No. 1に比べてNo. 2の柱変形分や接合部変形分の割合が僅かに小さいのは、RC部のひび割れが梁により集中したためと考えられる。

Fig. 8にRC-S複合梁の変形成分の構成比の推移を示す。いずれの試験体も鉄骨部変形分が大半を占めたため、縦軸は0.5~1.0の範囲で示した。いずれの試験体も、加力初期は鉄骨部変形分が80%以上を占めた。梁鉄骨降伏前は、層間変形角が大きくなる程、材端RC部のひび割れの増加により剛性が低下し、材端RC部先端回転分と材端RC部変形分の割合が徐々に増大した。一方、梁鉄骨降伏後は鉄骨部の剛性が大きく低下するため、鉄骨部変形分の割合が増大した。

試験体No. 1とNo. 2を比較すると、梁せい比が大きいNo. 2の方が材端RC部の剛性に対する鉄骨部の剛性が相対的に小さいため、鉄骨部変形分がやや大きかった。しかしながら、両試験体の梁変形成分の構成比の推移には大きな差がないと言える。

2.3.3 材端RC部せん断補強筋のひずみ Fig. 9に梁せん断補強筋のひずみ分布を示す。グラフの縦軸は梁せん断補強筋のひずみ、横軸は柱フェース位置を起点としたゲージ貼付位置である。グラフは各変形サイクルの正負1回目ピーク時の値とした。図中に水色破線で示した降伏ひずみは、材料試験により得られた降伏応力をヤング係数で除した値である。

いずれの試験体も、層間変形角 $\pm 1.0 \times 10^{-2} \text{rad}$. ($\pm 1/100$)に

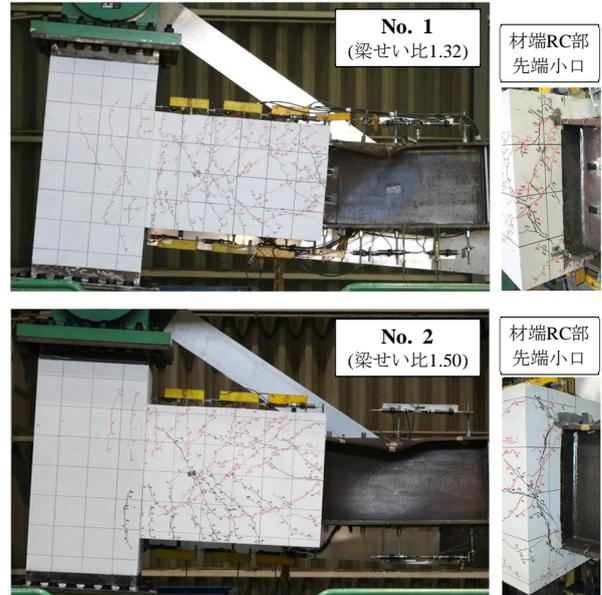


Photo 1 試験体の最終破壊状況
Failure Mode of Specimens

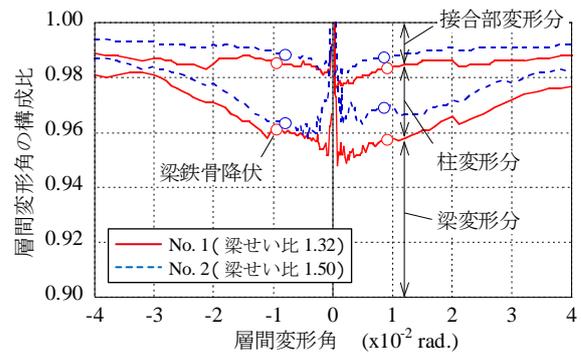


Fig. 7 層間変形角の構成比
Component of Drift Angle

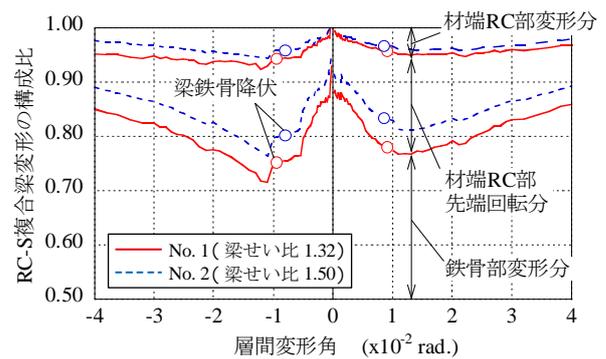


Fig. 8 RC-S複合梁の変形の構成比
Component of RC-S Composite Beam Deformation

において、材端RC部元端近傍に斜めひび割れが生じたため、加力初期は左から2番目の計測位置のひずみが大きくなった。その後、材端RC部先端小口の引張側鉄骨フランジを起点とする斜めひび割れが梁側面に達し、材端RC部の高さ中央付近を横切るため、層間変形角 $\pm 4.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ ($\pm 1/25$)に至るまでには材端RC部先端の集中補強筋(左から4番目の計測点)のひずみが最も大きくなった。せん断補強筋のひずみの大きさは、梁せい比が大きい試験体No. 2の方がNo. 1よりも小さかった。梁せい比が小さい場合、材端RC部の損傷を抑制するため、十分な量のせん断補強筋を配置する必要があると考えられる。

3. 非線形有限要素解析

3.1 解析モデル

Fig. 10に解析モデルを示す。解析モデルは、試験体が部材幅方向に対称であることから、全体の1/2を取り出した3次元モデルとした。解析にはFINAL[®] 22)を使用した。

柱及び梁のコンクリートは六面体要素、柱及び梁の主筋は線材要素、梁の鉄骨は層分割数を10とした積層シェル要素でそれぞれモデル化した。シェル要素の構成節点は板厚の中心位置に配置した。また、柱及び梁のせん断補強筋は六面体要素の埋込み鉄筋としてモデル化した。コンクリートと鋼材(柱梁主筋及び鉄骨)の間にはばね要素を挿入し、付着すべり特性を考慮した。柱主筋の上下端及び梁主筋の左右端の節点は、同じ位置にある六面体要素の節点と変位を従属させ、柱主筋上下端の加力治具への溶接及び梁主筋両端の機械式定着金物による固定条件をそれぞれ模擬した。

Fig. 11にコンクリートの材料モデルの概念を示す。コンクリートは等価一軸ひずみに基づく直交異方性モデルにより表し、非直交分散ひび割れモデルを用いて、多方向に生じるひび割れを考慮した²²⁾。圧縮側応力-ひずみ関係は修正Ahmadモデル²³⁾により表し、ひび割れ後の圧縮劣化特性²⁴⁾を考慮した。破壊基準にはOttosenの4パラメータモデル²⁵⁾を用い、最大圧縮強度到達後はNakamuraらの圧縮破壊エネルギーに基づく軟化勾配²⁶⁾を定義した。引張側応力-ひずみ関係は、靱性指針²⁷⁾を参考に算定したひび割れ強度(引張強度)まで線形とした。また、実験におけるRC部ひび割れ発生から梁鉄骨降伏に至るまでの架構剛性低下を精度よく表すため、本解析においてはひび割れ面におけるせん断伝達を考慮しなかった。

Fig. 12(a)に鉄筋の材料モデルの概念を示す。鉄筋の応力-ひずみ関係は、降伏後の剛性低下率を1/1000としたバイリニアモデルで表した。本実験において、層間変形角 $\pm 4.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時の梁主筋ひずみは、最大で 3000×10^{-6} 程度であり、ひずみ硬化が生じない程度の大きさであった。そのため、降伏後の剛性低下率には微小な値を用いた。線材の一軸繰返し応力下における履歴特性にはCiampiらのモデル²⁸⁾を適用した。

Fig. 12(b)に鉄骨の材料モデルの概念を示す。鉄骨の応

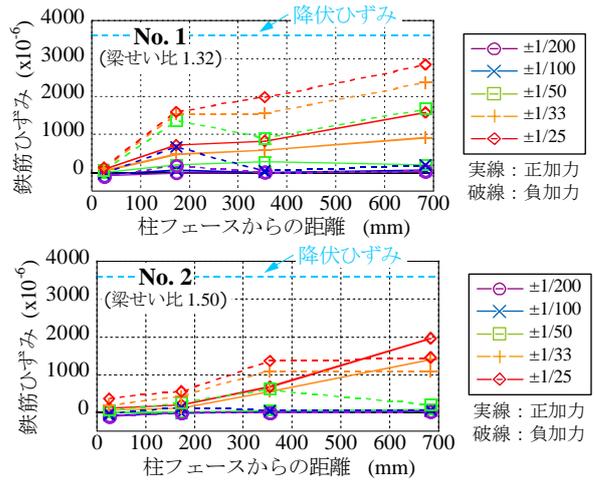


Fig. 9 材端RC部のせん断補強筋のひずみ
Strain of Stirrups in RC Beam

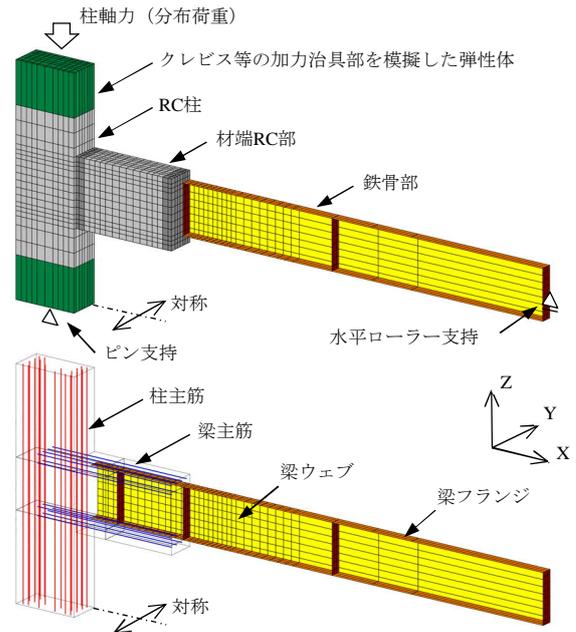
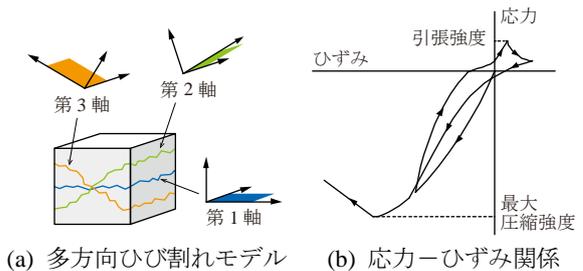


Fig. 10 有限要素解析モデル
Finite Element Analysis Model



(a) 多方向ひび割れモデル (b) 応力-ひずみ関係
Fig. 11 コンクリート材料モデルの概念
Material Model for Concrete

カーヒズミ関係は、降伏後の剛性低下率を1/1000としたバイリニアモデルで表した。本実験において、層間変形角 $\pm 4.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ 時の梁鉄骨フランジひずみは、圧縮側フランジで最大 -17000×10^{-6} 程度であった。これはひずみ硬化が僅かに生じる程度の大きさであることから、降伏後の剛性低下率には微小な値を用いた。面材の二軸応力下における降伏判定にはMisesの基準を用い、降伏後は等方硬化則を適用した。

Fig. 13(a)に柱梁主筋とコンクリート間の付着すべり特性²²⁾の概念を示す。柱主筋の付着強度は靱性指針による付着信頼強度²⁷⁾とし、付着強度時すべりは 1.0mm ²⁹⁾と仮定した。

Fig. 13(b)に鉄骨とコンクリートの接合面における面に平行な方向の付着すべり特性の概念を示す。付着すべり特性は既往の研究³⁰⁾を参考に、付着強度を 1.87N/mm^2 、付着強度時すべりを 0.05mm とした。更に、接合面に垂直な方向に圧縮力が作用した場合には、接合面に平行な方向の付着応力に摩擦力(摩擦係数0.4)を付加するモデルとした。なお、上記の付着すべり特性は水平材(フランジ)の上面及び鉛直材(ウェブ及びスチフナ)とコンクリート間のみ適用し、水平材の下面とコンクリート間においては、接合面に平行な方向のすべりが自由に生じるものと仮定した。これは試験体のコンクリート打設の際に、水平材の下面はブリージング等の影響により付着強度の低下が生じやすい点を考慮したためである。また、接合面に垂直な方向には鉄骨とコンクリートの離間が自由に生じるものとした。一方、両者が接触する場合は十分に大きな剛性を仮定し、支圧応力を伝達できるようにした。

3.2 実験結果と解析結果の比較

3.2.1 荷重-変形関係 Fig. 14に実験と解析の梁せん断力-層間変形角関係の比較を示す。黒線が実験結果、赤線が解析結果である。なお、本解析モデルでは梁鉄骨の座屈変形の再現は難しいことから、加力は層間変形角 $\pm 4.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ のサイクルまでとした。

いずれの試験体も層間変形角 $+2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ 到達までの復元力特性及び材端RC部のひび割れや鉄骨降伏の発生状況を解析により良好に模擬することができた。一方、層間変形角 $+2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ 以降 (Fig. 14において赤破線で表示) は実験に比べて剛性低下が大きく、実験の荷重を過小評価した。この原因にはコンクリートひび割れ後のせん断伝達特性が無いものと仮定したことが挙げられる。また、耐力過小評価の傾向は、梁せい比が小さい試験体No. 1の方がNo. 2よりも顕著に表れた。コンクリート強度が高くなる程モルタルマトリクスの強度が高くなり、ひび割れが骨材を貫通してひび割れ面が平滑になり、ひび割れ面におけるせん断伝達が減少する³¹⁾。圧縮強度が 60N/mm^2 程度のコンクリートのひび割れ面におけるせん断伝達をなしとするのは極端な仮定であるが、材端RC部の耐力を低めに評価することは3.3節の検討においては

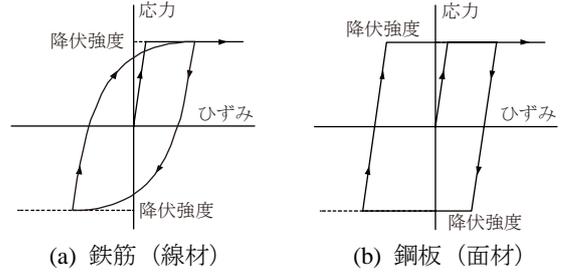


Fig. 12 鋼材の応力-ひずみ関係

Stress - Strain Relationships for Steel Material

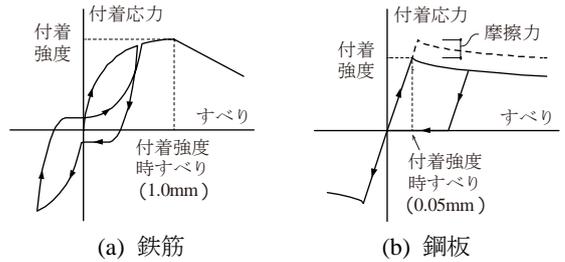


Fig. 13 鋼材とコンクリート間の付着すべり特性
Bond Slip Characteristics between Steel and Concrete

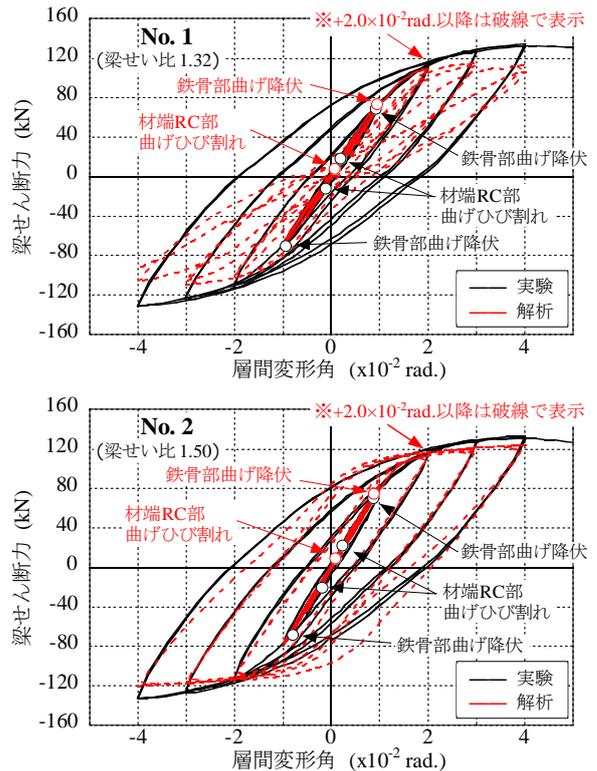


Fig. 14 梁せん断力-層間変形角関係の比較
Comparisons about Beam Shear Force - Drift Angle Relationship

安全側の仮定と言える。また、層間変形角 $+2.0 \times 10^{-2} \text{rad}$ までの架構の剛性低下を良好に表していることから、本解析においてはひび割れ面におけるせん断伝達を考慮しなかった。

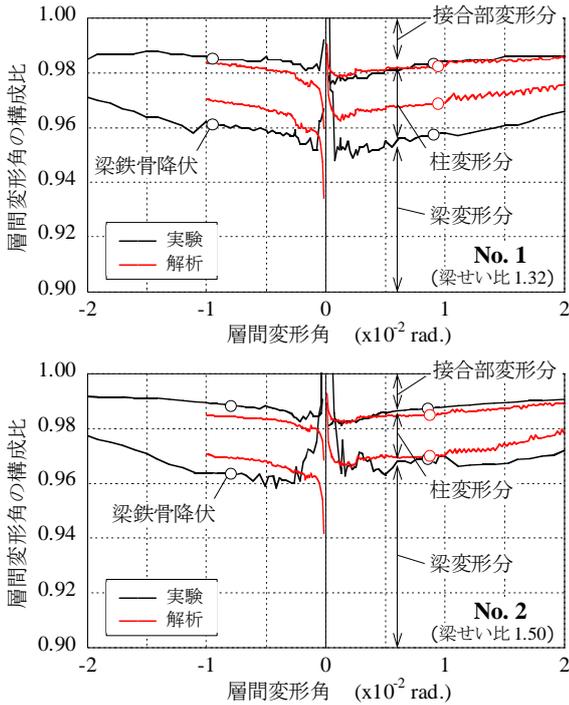


Fig. 15 層間変形角の構成比の比較
Comparisons about Component of Drift Angle

以上のことから、圧縮強度が $60\text{N}/\text{mm}^2$ 程度のコンクリートを用いた本実験に関して、本解析モデルにより評価可能な範囲は層間変形角 $+2.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ 到達までと考えられる。そこで、3.2.2項及び3.2.3項においては、層間変形角 $+2.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ までの解析結果のみを示した。

3.2.2 各部の変形 Fig. 15に層間変形角に占める梁変形、柱変形、接合部変形の割合の比較を示す。黒線が実験結果、赤線が解析結果である。解析は試験体No. 1 (梁せい比1.32)の梁変形の構成比率が実験に比べて若干高かった。しかしながら、その誤差は全体変形に対して1%程度に収まるものであり、解析結果は実験における架構の変形状況とよく整合していると言える。

Fig. 16に梁変形成分の構成比の比較を示す。黒線が実験結果、赤線が解析結果である。解析は実験に比べて材端RC部変形分及び材端RC部先端回転変形分の構成比が僅かに大きい傾向があった。これは本解析がコンクリートひび割れ面におけるせん断伝達がないものとしてモデル化したことにより、材端RC部の剛性をやや小さく評価したことが要因と考えられる。しかしながら、実験と解析の各部変形構成比の誤差は $\pm 5\%$ 程度に留まっており、解析はRC-S複合梁の各部の変形についても概ね良好な精度で再現できた。

3.2.3 材端RC部せん断補強筋のひずみ Fig. 17に材端RC部せん断補強筋のひずみ分布の比較を示す。プロットが実験結果、実線が解析結果である。梁せい比が小さい試験体No. 1のせん断補強筋ひずみは、実験では層間変形角 $+2.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ ($+1/50$)において増大した。解析はひずみ値をやや高く評価した点があるものの、実験と同

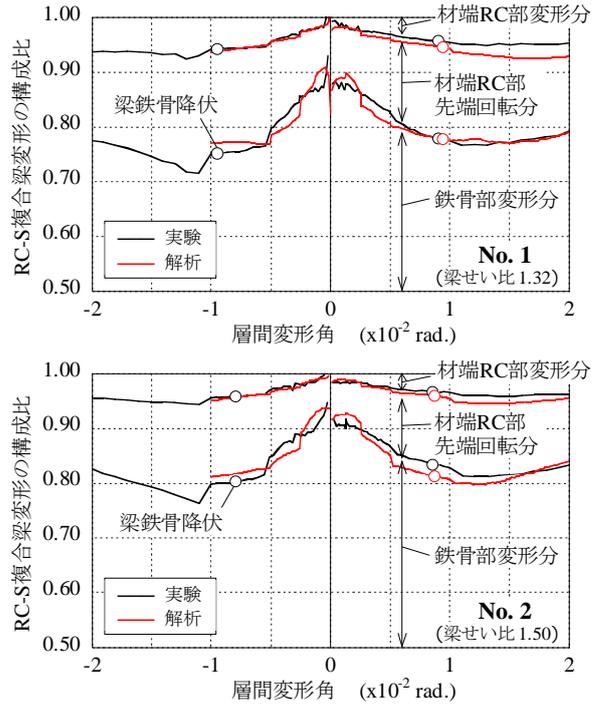


Fig. 16 RC-S複合梁変形の構成比の比較
Comparisons about Component of RC-S Composite Beam Deformation

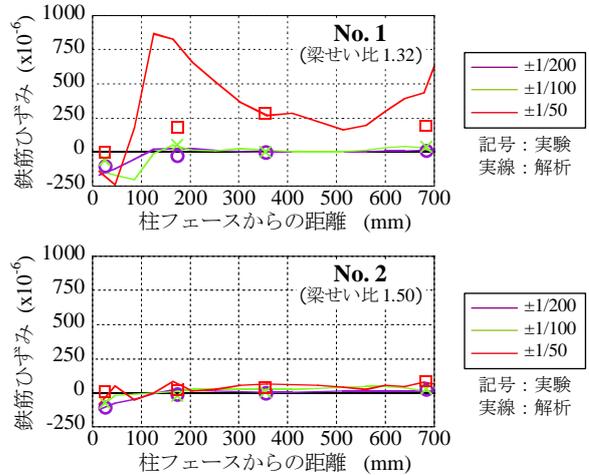


Fig. 17 材端RC部のせん断補強筋のひずみの比較
Comparisons about Strain of Stirrup in RC Beam

様に、層間変形角 $+2.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ でひずみが増大した。一方、梁せい比が大きい試験体No. 2は、実験及び解析共に層間変形角 $+2.0 \times 10^{-2}\text{rad.}$ ではひずみが 100μ 以下の微小な値であった。以上より、本解析は材端RC部の損傷状況について定性的な傾向を再現できたと考えられる。

3.3 梁せい比を変数とした解析

3.3.1 解析変数 前節までに述べた2体の解析モデルは実験結果を良好な精度で再現できたと考えられる。そこで、本解析モデルを基本として、梁せい比を1.4及び

1.2とした追加解析を実施し、梁せい比を小さくしたときの部材の挙動を比較した。Fig. 18に梁せい比を1.5～1.2で変化させた解析モデルの材端RC部要素分割を示す。追加した解析モデルは、鉄骨部の寸法は変更せず、材端RC部の梁せいのみ変化させた。試験体が実在しない追加ケースの1段目主筋位置は、梁せい比1.4では上下縁から40mm（試験体No. 2と同じ）、梁せい比1.2では上下縁から21.5mm（上下縁から鉄骨フランジ芯までの距離の中央値）とした。また、材端RC部梁せいの変更にあたり、主筋及びせん断補強筋の断面積は不変とし、追加ケースのコンクリート材料特性値はNo. 2と同じとした。

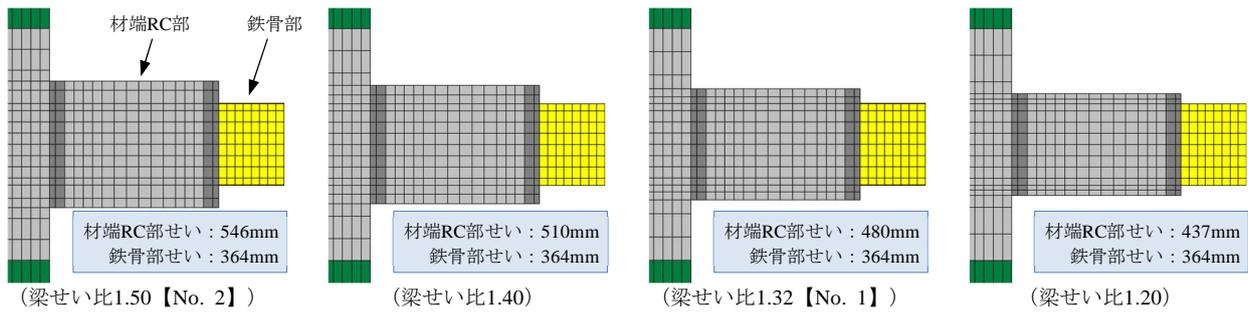


Fig. 18 梁せい比を変数とした解析モデルの材端RC部の要素分割
Element Mesh of RC Beam for Parametric Finite Element Analyses

3.3.2 荷重－変形関係の比較 Fig. 19に梁せい比を1.5～1.2で変化させた解析の梁せん断力－層間変形角関係の骨格曲線の比較を示す。梁せい比が小さくなる程、初期剛性が低下するものの、層間変形角 $+2.0 \times 10^{-2}$ rad.到達までの定性的な傾向に関しては、各ケースで明確な差が見られなかった。

3.3.3 材端RC部の損傷状況 Fig. 20に各解析結果におけるRC-S複合梁の変形構成比を示す。梁せい比1.2のケースは層間変形角 $0.5 \sim 1.0 \times 10^{-2}$ rad.において鉄骨部の変形成分に不安定な挙動が見られた。これは、Fig. 21に示すように、材端RC部の圧縮側（上端側）において梁鉄

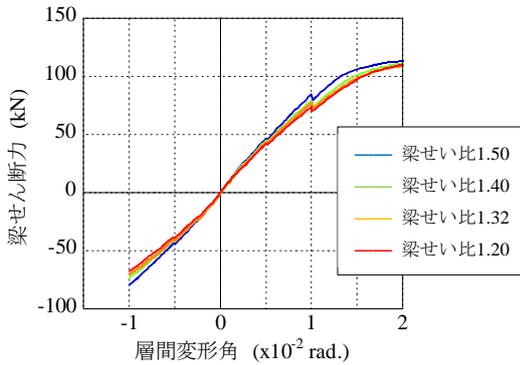


Fig. 19 解析の骨格曲線の比較
Comparison about Skelton Curves of Finite Element Analysis

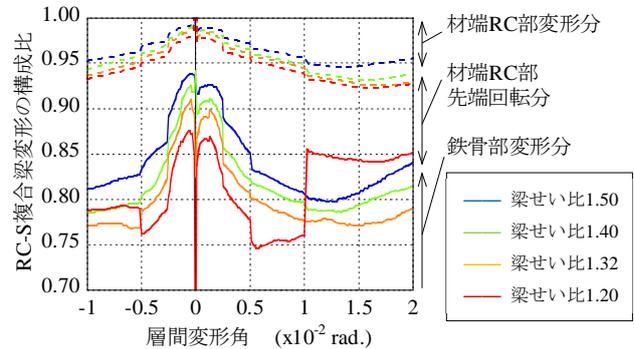


Fig. 20 解析のRC-S複合梁変形構成比の比較
Comparison about Component of RC-S Composite Beam Deformation in Finite Element Analyses

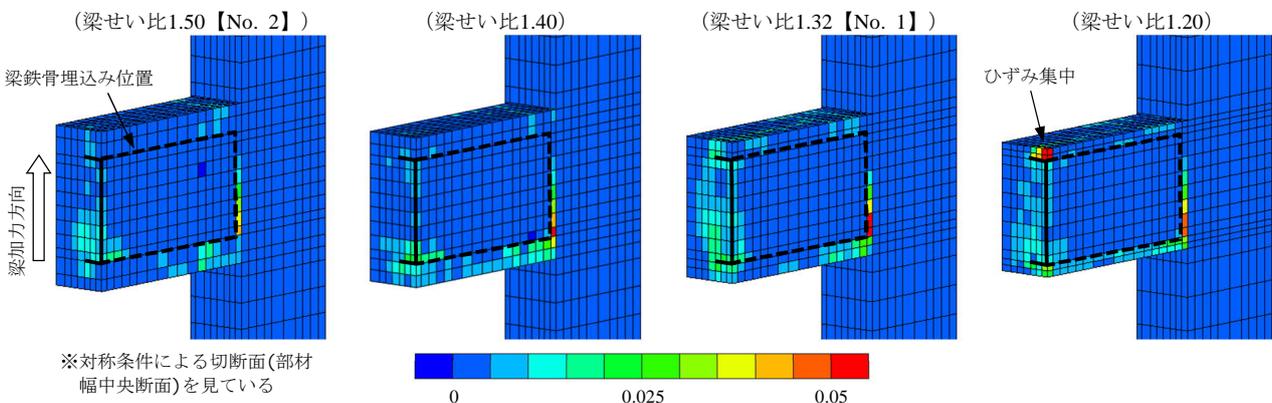


Fig. 21 材端RC部の最大主ひずみ分布（層間変形角 $+2.0 \times 10^{-2}$ rad.）
Distribution of Maximum Principal Strain in RC Beam at Drift Angle of $+2.0 \times 10^{-2}$ rad.

骨からコンクリートに作用する押抜き力によるコンクリートの損傷が影響しているものと推定される。即ち、梁せい比を極端に小さくすると材端RC部に埋め込んだ梁鉄骨が周辺のコンクリートを押抜く可能性があることを示唆している。現状の有限要素解析においては、支圧力によるパンチング破壊のような局所的な破壊現象を精度よく再現することは困難であるものの、本解析で見られた局所的なひずみの増大は、パンチング破壊に至る前の兆候を示唆するものと考えられる。以上より、梁せい比が1.2の場合は、梁鉄骨が周辺のコンクリートを押し抜く危険性があり、鉄骨降伏型の変形性能を十分に発揮できない可能性がある。

4. まとめ

RC-S複合梁を用いた柱RC梁S造架構において、大きな室内空間を得るため、材端RC部の断面を合理化することが求められる。そこで、コンクリート圧縮強度を60N/mm²程度、梁の全塑性曲げ耐力に対する材端RC部の終局耐力の比を1.4~1.5程度とした架構を想定し、梁せい比を変数としたト形部分架構試験体を用いた静的繰返し載荷実験及び非線形有限要素解析を行った。実験及び解析より得られた知見を以下に示す。

- 1) 鉄骨部の曲げ破壊型となる試験体で、梁せい比を1.50とした場合と1.32とした場合で、概ね同等のエネルギー吸収性能が得られることを確認した。ただし、梁せい比が小さい場合、材端RC部の損傷を抑制するため、十分な量のせん断補強筋を配置する必要があると考えられる。
- 2) 非線形有限要素解析により、RC-S複合梁を用いた架構の挙動を層間変形角 $+2.0 \times 10^{-2}$ rad.程度まで良好な精度で再現することができた。ただし、更なる変形を受けた場合の挙動を再現するためには、ひび割れ面におけるせん断伝達の考慮方法に検討の余地がある。
- 3) 梁せい比を1.2程度まで小さくした場合、材端RC部に埋め込んだ梁鉄骨が周辺のコンクリートを押し抜く危険性があり、鉄骨降伏型梁部材に求められる変形性能を十分に発揮できない可能性がある。

本研究により得られた知見を、RC-S複合梁を用いた架構の安全・安心かつ合理的な設計に活用すると共に、今後も継続的にRC-S複合梁の設計手法の改善に取り組みたい。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート柱・鉄骨梁混合構造設計指針，2021.2
- 2) 増田安彦，他：端部RC中央S造梁部材の構造性能（その1 構造性能確認実験の概要，その2 実験結果の検討），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，

- pp. 209-212, 2010.9
- 3) Singh Upend Ravindra，他：梁材端部RC・中央部S造と柱RC造で構成されるハイブリッド構造に関する研究開発 その1 内部柱梁部分架構におけるハイブリッド梁の構造性能，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，pp. 1271-1272, 2011.8
 - 4) Singh Upend Ravindra，他：梁材端部RC・中央部S造と柱RC造で構成されるハイブリッド構造に関する研究開発 その2 RC材端部の塑性変形およびせん断補強係数の妥当性，その3 ハイブリッド梁のSヒンジ試験体の実験概要，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，pp. 1393-1396, 2012.9
 - 5) シング ラヴィ，他：梁材端部RC・中央部S造と柱RC造で構成されるハイブリッド構造に関する研究開発 その4 ハイブリッド梁のせん断破壊実験の概要，その5 ハイブリッド梁のせん断終局耐力の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，pp. 1435-1438, 2013.8
 - 6) 有馬義人，他：梁材端部RC・中央部S造と柱RC造で構成されるハイブリッド構造に関する研究開発 その6 スラブ付きハイブリッド梁の付着余裕度の影響，その7 スラブ付きハイブリッド梁の剛性及び変形能，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，pp. 1333-1336, 2014.9
 - 7) 飯田康介，他：梁材端部RC・中央部S造と柱RC造で構成されるハイブリッド構造に関する研究開発 その8 鉄骨を柱フェースから離れたハイブリッド梁のせん断破壊実験，その9 RC梁幅と鉄骨幅との比がハイブリッド梁のせん断耐力に与える影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，pp. 1359-1362, 2015.9
 - 8) 鈴木英之，他：材端部RC造中央部鉄骨造で構成される複合構造梁のせん断耐力と変形性能，日本建築学会構造系論文集，第73巻，第631号，pp. 1673-1680, 2008.9
 - 9) 鈴木英之，他：鉄筋コンクリートおよび鉄骨で構成される複合梁の実験的研究 その5 鉄骨の端部に降伏ヒンジが形成される複合梁の実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，pp. 1177-1178, 2009.8
 - 10) 岩下静司，他：端部RC造中央部S造の複合梁の研究開発（その2 部材実験—実験概要，その3 部材実験—実験結果），日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，pp. 979-982, 1995.8
 - 11) 都祭弘幸，他：梁端部RC造・中央部S造とした複合梁の開発 その1 実験概要，その2 実験結果及び考察，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造IV，pp. 445-448, 2008.9
 - 12) 中澤春生，他：鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その1 構法および実験の概要，その2 耐力の評価，日本建築学会大会学術講演梗概集，構造III，pp.

- 1219-1222, 2008.9
- 13) 金本清臣, 他: 鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その3 梁主筋先端部定着金物の影響, その4 スラブによる効果, その5 高強度コンクリートおよび鋼板補強による効果, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp. 1179-1184, 2009.8
 - 14) 金本清臣, 他: 鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その6 RC造部長さの影響, その7 鋼板によるせん断補強効果およびせん断伝達指標, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp. 1275-1278, 2010.9
 - 15) 金本清臣, 他: 鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その12 柱梁接合部のせん断力, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp. 1267-1268, 2011.8
 - 16) 金本清臣, 他: 鉄筋コンクリート柱への接合端部を鉄筋コンクリートで巻いた混合構造梁構法の構造性能 その13 RC造部の構造仕様の影響, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp. 1397-1398, 2012.9
 - 17) 金田和浩, 他: RC積層工法による超高層骨組の構造実験 (その8 材端部RC、中央部鉄骨で構成される複合構造梁の載荷試験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp.305-306, 1987.10
 - 18) 浅山長生, 他: 端部RC造中央部S造の複合構造梁の実験 -その1 実験の概要, その2 応力伝達機構-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造II, pp. 1867-1870, 1993.9
 - 19) 山本義徳, 他: 中央部S造、材端部RC造とする複合構造梁の実験的研究 -その1 実験概要, その2 実験結果及び考察-, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp. 1223-1226, 2008.9
 - 20) 佐藤良介, 他: 材端部RC造中央部S造で構成された複合構造梁の構造性能確認実験, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp. 1269-1270, 2011.8
 - 21) 藤田貴央, 他: 梁端RCにSを埋め込んだ梁部材の接合部耐力に関する研究 その2 エンドプレート定着における応力伝達機構の有効性, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 構造III, pp. 1439-1440, 2013.8
 - 22) Naganuma K., et al.: Simulation of Nonlinear Dynamic Response of Reinforced Concrete Scaled Model using Three-dimensional Finite Element Method, 13th World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, B. C., Canada, Paper No. 586, 2004.8
 - 23) 長沼一洋: 三軸圧縮下のコンクリートの応力~ひずみ関係, 日本建築学会構造系論文集, 第474号, pp. 163-170, 1995.8
 - 24) 長沼一洋: 平面応力場における鉄筋コンクリート板の非線形解析モデル, 日本建築学会構造系論文報告集, 第421号, pp. 39-48, 1991.3
 - 25) Ottosen N. S.: A Failure Criterion for Concrete, J. Eng. Mech. Dev., ASCE, Vol. 103, EM4, pp. 527-535, 1977.8
 - 26) Nakamura H., et al.: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Seminar on Post-Peak Behavior of RC Structures Subjected to Seismic Loads, JCI-C51E, Vol. 2, pp. 259-272, 1999
 - 27) 日本建築学会: 鉄筋コンクリート造建物の靱性保証型耐震設計指針・同解説, 1999
 - 28) Ciampi V., et al.: Analytical Model for Concrete Anchorages of Reinforcing Bars under Generalized Excitations, Report No. UCB/EERC-82/23, Earthquake Engineering Research Center, University of California, Berkeley, 1982.11
 - 29) Elmorsi M., et al.: Modeling Bond-slip Deformations in Reinforced Concrete Beam-column Joints, Canadian Journal of Civil Engineering, Vol. 27, pp. 490-505, 2000
 - 30) 穴吹拓也, 他: 端部をRC造・中央部をS造とするハイブリッド梁のFEM解析と復元力特性, 大林組技術研究所報, No. 73, 2009
 - 31) 日本建築学会: 高強度コンクリートの技術の現状, 2009