

論文 スラブ圧縮方向の RC スラブ付き梁の曲げ耐力における協力幅評価法

小松 瑞貴*1・壁谷澤 寿一*2

要旨: スラブ圧縮方向の RC スラブ付き梁の曲げ耐力について、スラブの協力効果の検証をした研究や、協力幅の算定方法を提案した事例は少ない。そこで Timoshenko 梁要素を用いた FEM 解析の応力状態に基づき、スラブの協力効果について検討した。その結果、梁とスラブの断面せいの違いによる中立軸位置の差異がスラブにせん断力を伝え、その要素内の軸力はスラブせん断遅れによって漸減することを明らかにした。この結果を用いて、中立軸の分布性状を考慮した耐力および回転角の算定手法を提案し、解析結果と一致する復元力特性が得られ、終局耐力到達時の回転角が従来よりも早期になることを指摘した。

キーワード: RC 梁, 曲げ耐力, スラブ協力幅, スラブ圧縮方向

1. はじめに

RC 造スラブ付き梁の曲げ耐力に対するスラブ協力幅は、鉄筋コンクリート構造計算規準¹⁾では梁スパン長さの 1/10 程度、構造関係技術基準解説書²⁾では片側 1m 程度と仮定されている。既往研究³⁾⁴⁾ではスラブ協力効果を明らかにすることを目的とした、立体部分架構の静的繰り返し載荷実験が行われ、実験結果の最大耐力が、前述のスラブ協力幅の仮定を大きく上回る傾向が確認された。この結果は梁耐力の評価としては安全側の設定であるが、梁降伏型の崩壊メカニズムを保証する際に、梁耐力の過小評価によって、梁耐力が柱耐力を上回る可能性がある。そのため、スラブの協力効果を正確に評価することが重要となる。

既往研究⁵⁾では、スラブ引張方向のスラブ付き外端梁における直交梁の影響を考慮した協力幅評価法について、スラブ筋の引張力によって直交梁が面外に変形しスラブ筋のひずみが低減する現象に着目し、スラブ協力幅算定に関する定式化がなされた。

一方でスラブ圧縮方向のスラブ付き梁耐力について、実験結果⁴⁾ではスラブ全幅有効とした計算仮定以上の耐力を有することが確認されているが、水平変形角に応じてスラブ付き梁曲げ耐力がどのように変化するか研究した事例は少なく、協力幅の算定法は明確となっていない。

本研究では Timoshenko 梁要素を用いた立体部分架構試験体の FEM 解析の応力状態に基づいて、スラブ圧縮側のスラブの協力効果について検討し、力学的特性を考慮した耐力算定方法の提案を目的とする。

2. 実験および解析

2.1 既往実験および FEM 解析手法の概要

実験は、既往研究⁵⁾の RC 建物中間階を想定したスラブ付き 1 層 1×1 外端スパン立体架構実験 (2017 年試験

体:S1,2018 年試験体:S2 とする)の試験体 2 体を対象とした。図-1 に S1 試験体の平面図を、図-2 に加力方式図を示す。両試験体は 2/5 縮小スケールで、300mm×300mm の柱、内法長さ 2200mm の梁、およびスラブで構成され、両者の違いは梁断面 (S1:200mm×240mm, S2:300mm×240mm) に設定されている。本実験の特徴は、①柱脚はピン・ローラー支承とし、梁の軸方向伸び変形を拘束しないこと、②直行梁の面外変形が与える協力幅への影響について検討するために、スラブ筋比が通常の設計よりも高い値に設定されていることである。

解析は、既往研究⁵⁾の解析モデル手法を用いて、FEM 解析を行った。図-3 に解析モデルの要素分割の様子、および要素定義の概要図を示す。要素定義は、スラブ桁行方向・梁・柱をファイバー化された Timoshenko 梁要素とし、スラブ直交方向はコンクリート剛性を考慮した弾性パネ要素で連結した。なお、実験および FEM 解析手法の詳細は、既往研究⁴⁾⁵⁾を参照されたい。

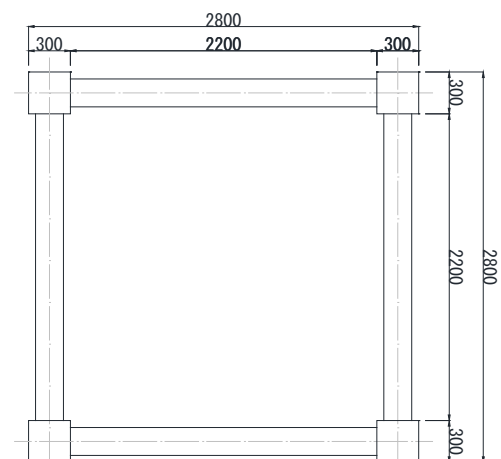


図-1 S1 試験体平面図 (単位:mm)

*1 東京都立大学大学院 都市環境科学研究科建築学域 修士 (工学) (学生会員)

*2 東京都立大学大学院 都市環境科学研究科建築学域 准教授 博士 (工学) (正会員)

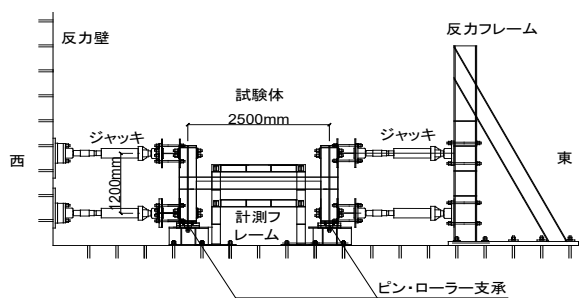


図-2 加力方式図面

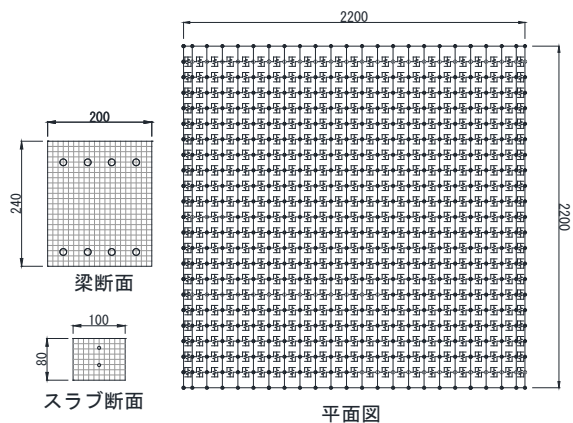


図-3 FEM 解析モデル（上図：S1 試験体の要素分割の様子，下図：要素定義の概要図）

2.2 耐力算定

式(1)によるスラブ圧縮時のスラブ協力効果を考慮した梁曲げ耐力および回転角の算定結果を表-1 に示す。梁主筋降伏時の協力幅はスパン長さの 0.1 倍とし、梁下端筋が降伏ひずみに達する時の断面解析によって耐力を求めた。また降伏時回転角は既往研究⁶⁾の算定手法に基づき、式(2)によって求めた。剛性低下率は有効幅と梁せいからなる仮想の長方形梁を想定し、式(3)（菅野式）を用いて算定した。

$$M = T_{st}(d_{st} - X_n) + T_{sst}(d_{sst} - X_n) - C_{sc}(X_n - d_c) - C_c(X_n - \frac{k_1}{2} X_n) \quad (1)$$

$$R_y = \frac{M_y}{\alpha_y S} = \frac{M_y L}{\alpha_y 6EI} \quad (2)$$

$$\alpha_y = (0.043 + 1.64np_t + 0.043 \frac{a}{d})(\frac{d}{d})^2 \quad (3)$$

記号 T_{st} :梁主筋引張合力, T_{sst} :スラブ筋引張合力, C_{sc} :

梁主筋圧縮合力, C_c :コンクリート圧縮合力, d_{st} :梁下端筋から圧縮縁間距離, d_{sst} :スラブ筋から圧縮縁間距離, d_c :梁上端筋から圧縮縁間距離, X_n :中立軸から圧縮縁間距離, k_1 :等価応力ブロックにおける係数, α_y :曲げ剛性低下率, n :ヤング係数比, p_t :梁引張鉄筋比, a :シアスパン長さ, D :梁せい, d :有効せい, R_y :降伏時回転角, M_y :降伏時モーメント, S :初期剛性, L :桁行梁内法長さ, E :コンクリートヤング係数, I :桁行梁 (T 型) 断面 2 次モーメント

終局時の協力幅は全幅有効とし、平面保持を仮定した断面解析によって圧縮縁ひずみが 0.003 に達する時の耐力を求めた。なおコンクリートは、図-4 のような圧縮領域を仮定し、応力算定には等価応力ブロック ($0.85 \sigma_B$, 係数 k_1) を用いた。降伏後の鉄筋はひずみ硬化を考慮せず、降伏応力度で一定とした。スラブ圧縮側における終局時回転角の算定方法は明確にされていないため、スラブ引張側の終局時回転角に関する既往研究⁵⁾で用いられた方法と同様に、降伏ヒンジ回転角（曲率分布のヒンジ領域内の面積）を降伏時回転角に足し合わせた値とした。詳細は 3.2 節に記載する。

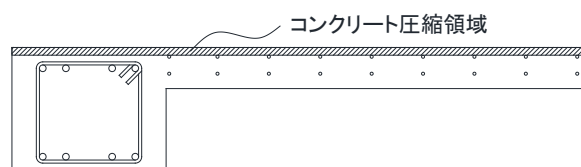


図-4 平面保持仮定におけるコンクリート圧縮領域

表-1 耐力・回転角算定結果

	梁主筋降伏時		終局時	
試験体	S1	S2	S1	S2
協力幅(mm)	220		1100	
耐力(kNm)	35.6	35.9	49.3	49.4
回転角(%)	0.725	0.561	2.60	2.48

2.3 結果

図-6 に解析から得られた荷重変形関係を示す。なお同図には比較用に実験結果および耐力の算定結果も併記している。スラブ圧縮時の柱回転角に対する危険断面位置（柱梁端フェイス位置）におけるモーメントは、実験結果と概ね一致する解析結果を得た。計算耐力は、降伏耐力は S1 試験体, S2 試験体ともに実験・解析結果よりもやや下回った。柱回転角が 0.4% 付近で計算降伏耐力に到達し、菅野式を用いた計算結果よりも小さい変形角で耐力に達した。また、終局耐力は、S1 試験体, S2 試験体ともに、実験と解析の最大耐力が計算結果を上回り、終

局耐力到達時の柱回転角は S1 試験体では 1.2%程度, S2 試験体では 1.0%程度で到達した。スラブが圧縮側となる梁の終局耐力到達時の回転角は, 表-1 などより従来の計算手法から想定される終局時の回転角よりも小さくなる結果が得られた。

図-7 に S2 試験体のスラブ上端筋と下端筋のひずみから算出したスラブの中立軸位置分布を示す。なお実験結果のスラブ筋圧縮ひずみは, 繰り返し载荷の影響を考慮して直前の除荷時の残留ひずみからの圧縮側の変動分で評価した。実験結果および解析結果ともに, スラブ中央に向かって圧縮領域が漸減する傾向が見られた。また実験結果と比較して, 解析結果は水平変形角の増加に対する分布の変動が小さかった。

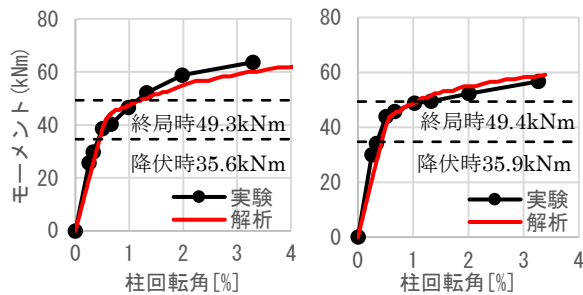


図-6 荷重変形関係 (上図:S1, 下図:S2)

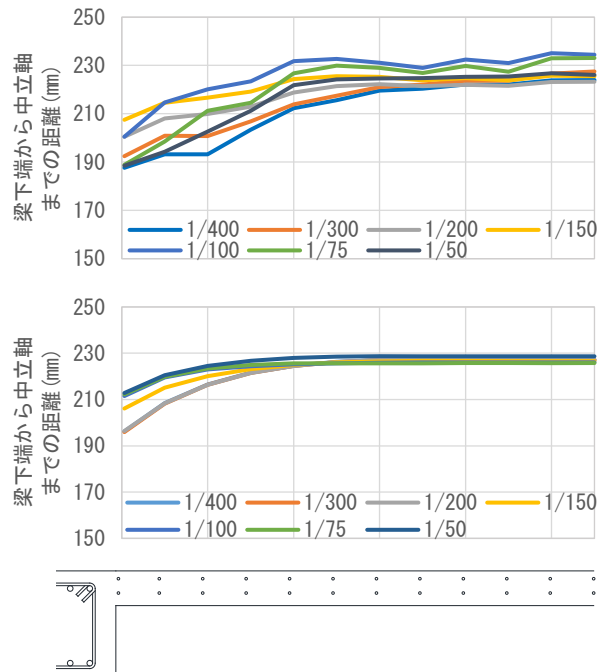


図-7 S2 試験体中立軸分布 (上図:実験, 下図:解析)

3. 梁曲げ耐力および柱回転角の算定式

3.1 概要

本研究の提案手法は前述の FEM 解析で用いた, 加力方向に面外挙動を表現する Timoshenko 梁要素と, 梁要素

間の面外挙動を表現する弾性バネの考え方に基づいている。図-8 にスラブの取り付け梁部材が曲げモーメントを受ける時の中立軸位置を示す。梁とスラブの中立軸が一致する場合は両者の間に応力は生じないが, 一般的な梁とスラブでは偏心して接続するため中立軸位置にズレが生じ, 同一の曲率を保持する場合, 梁とスラブのひずみに差が生じる。これら梁スラブ接続部分のひずみ差によって生じる応力を表すのが梁要素間に配置された弾性バネ要素であり, この応力はスラブのせん断遅れ (直交梁の曲げ変形) の影響で漸減する。

図-9 に, S2 試験体の解析結果に基づく, 上端筋および下端筋ひずみから算出した降伏時と終局時の梁とスラブの中立軸位置を示す。従来の算定式では中立軸位置を断面内で一定とするが, 実際は中立軸位置が変化し, 梁から離れるに従い圧縮領域が減少する (図-7)。従来式による計算値と比較して, 特に耐力の大半を占める梁部分で大きな中立軸位置の誤差が生じており, この誤差が耐力・回転角算定に影響を及ぼすと考える。

以上の結果から, 梁とスラブの応力状態を図-10 のように表現できると考えられる。危険断面内は一律の曲率 ϕ を保持し, 要素分割は梁を 1 要素, スラブをスラブ筋間隔で区切られた要素とする。それぞれ独立した要素とした時の断面解析から求まる, 中立軸位置 X_n^B , X_n^S の不一致によって生じる上端縁ひずみ ε_c^B と ε_c^S の差を補うために, 境界部分のスラブ要素に軸力 N_s が加わる。軸力 N_s はスラブのせん断遅れ (直交梁の面外変形) によって直交方向に漸減し, 直交方向を x 方向として, 軸力を x に関する関数 $N_s(x)$ と表した。スラブ要素の圧縮縁ひずみが ε_c^B から ε_c^S に到達するまでの距離を l_p とし, 解析結果から得られた連続した断面要素に作用する軸力と応力状態を再現する。以上の中立軸位置分布を用いて, 各要素の断面モーメントを足し合わせ, 危険断面内のモーメントおよびその時の曲率を求める。各パラメータの求め方は 3.3 節に記述する。

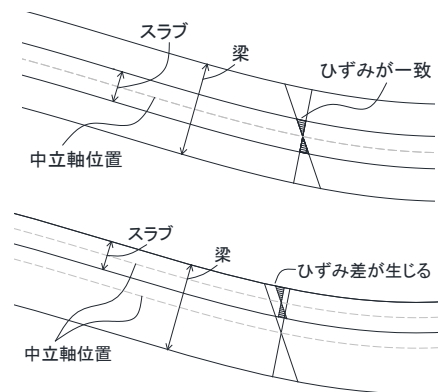


図-8 梁とスラブの中立軸位置 (上図:中立軸一致, 下図:中立軸不一致)

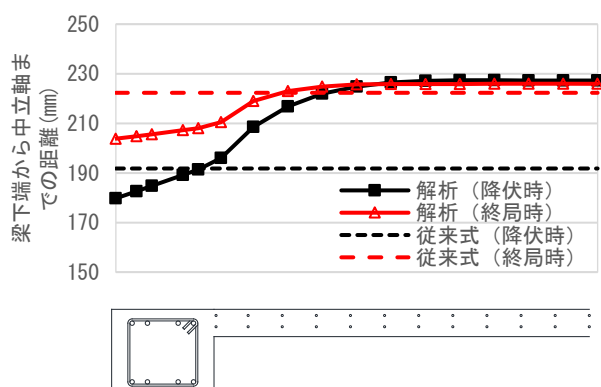


図-9 危険断面内の中立軸位置分布 (S2)

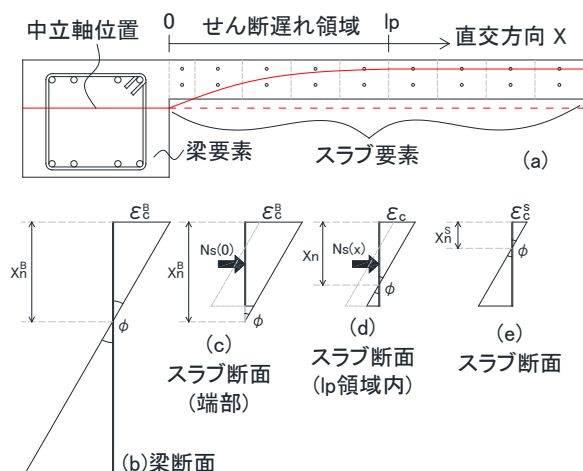


図-10 梁とスラブの応力状態

記号 ϕ : 曲率, X_n^B : 梁要素の中立軸位置, X_n^S : スラブ要素の中立軸位置, ε_c^B : 梁要素の上端縁ひずみ, ε_c^S : スラブ要素の上端縁ひずみ, l_p : せん断遅れが生じる領域, $N_s(x)$: l_p 領域内のスラブ要素に生じる要素幅あたりの軸力

3.2 曲率分布・柱回転角の仮定

曲率分布を1次関数と仮定し、柱回転角を曲率分布の面積とした場合、スラブ圧縮側と引張側で柱回転角を同一としているため、曲率分布は図-11に示す通りとなる。またスラブ圧縮側・引張側のどちらも梁主筋降伏後はヒンジ領域内（桁行梁せいDとする）に曲率増大が集中することとする。なお今回は簡略化のため、直交梁振れ等による直交方向の曲率変化は生じないものとした。

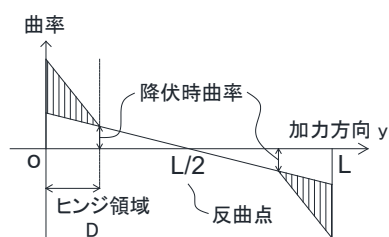


図-11 加力方向の梁およびスラブ要素の曲率分布

降伏時の柱回転角 R_y は式(2)を用いることとし、ヒンジ領域内の降伏ヒンジ回転角 R_p は式(4)によって算定する。終局時回転角 R_u は式(5)のように両者の和となる。

$$R_p = \frac{(\phi_u - \phi_y)D}{2} \quad (4)$$

$$R_u = R_y + R_p \quad (5)$$

記号 R_p : 降伏ヒンジ回転角, R_u : 終局時回転角, ϕ_y : 降伏時曲率, ϕ_u : 終局時曲率, D : 桁行梁せい

3.3 スラブおよび直交梁の変形領域

変形の適合条件により、スラブのせん断遅れで生じる変形は直交梁の面外変形に一致する。よって、図-12のように両端固定とする直交梁に対して、スラブ断面内に生じている軸力が分布荷重として作用する時の弾性範囲内の面外曲げ変形量を求めることで、スラブのせん断遅れ領域 l_p の評価を行う。なお軸力分布 $N_s(x)$ は実際には多次元式となるが、下端引張となる時の変形は梁スパンに対して十分小さいと考えられるため、今回は簡略的に1次式で表されるものとする（変形についても直線的に表現される）。固定端部に生じる荷重 $N_s(0)$ は、図-10(c)に示す梁とスラブの接続部分要素の軸力とみなすことができる。梁要素と同一の曲率 ϕ 、および圧縮縁ひずみ ε_c^B を生じさせる軸力 $N_s(0)$ を平面保持仮定による断面解析によって求める。

図-12中の直交梁面外変形分布を $\delta(x)$ とすると、直交梁端部から l_p 領域内に分布荷重 $N_s(x)$ が直線的に漸減して作用するときの変形 $\delta(l_p)$ は式(6)で表される。またスラブ側に着目すると、圧縮縁ひずみが ε_c^B から ε_c^S まで変化するときの軸方向変形は、反曲点までの距離 $L/2$ からの曲率分布の面積として表現できるため式(7)となる。式(6)と式(7)が等しいため、 l_p は式(8)によって求められる。

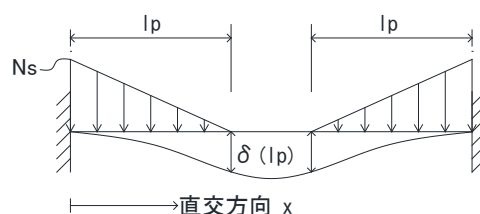


図-12 直交梁とスラブ内軸力分布の関係

$$\delta(l_p) = \frac{7 \cdot N_s(0) \cdot l_p^4}{120EI} \quad (6)$$

$$\delta(l_p) = (\varepsilon_c^B - \varepsilon_c^S) \frac{L}{4} \quad (7)$$

$$l_p = \sqrt[4]{\frac{30L(\varepsilon_c^B - \varepsilon_c^S)EI}{7 \cdot N_s(0)}} \quad (8)$$

記号 $\delta(x)$: 直交梁面外変形分布, $N_s(x)$: 軸力分布荷重, E : コンクリートヤング係数, I : 直交梁の面外曲げに対す

る断面 2 次モーメント, L :桁行方向梁内法長さ, l_p :せん断遅れが生じる領域, ε_c^B :梁要素の圧縮縁ひずみ, ε_c^S :スラブ要素の圧縮縁ひずみ

3.4 精度検証

図-13 に本提案手法の計算フローを示す。本フローに基づき、解析対象試験体の危険断面（柱フェイス位置）における耐力・柱回転角を求める。計算における定義は 2.2 節と同様とし、従来式の算定値と比較する。降伏時回転角 R_y は菅野式を全幅有効として適用することの妥当性が判断できないため従来式と同じ値を用いた。解析結果における降伏時は梁下端筋が降伏した時とし、終局時は梁要素の圧縮縁ひずみが 0.003 に達した時とした。算定結果と FEM 解析結果を表-2 に示し、解析値と算定値の荷重変形関係の比較を図-14 に示す。なお計算結果は、各式より求めた梁主筋降伏時・終局時の耐力および回転角間を線形補間して結び、終局耐力到達後は一定の耐力を保持するトリリニアの復元力特性として表現した。梁降伏時の計算耐力は、両試験体が解析値と概ね一致した。提案方法における梁降伏耐力は従来の方法でスラブ全幅有効として平面保持解析から算定された耐力も上回っていた。また終局時の耐力は、従来式による計算結果とほぼ同一の値となった。解析結果の最大耐力はコンクリートの応力ひずみ関係の仮定の誤差による影響、鉄筋のひずみ硬化による影響で、計算結果よりも大きい耐力となったと考えられる。終局時回転角は、従来よりも早期に終局耐力に達する結果を再現した。

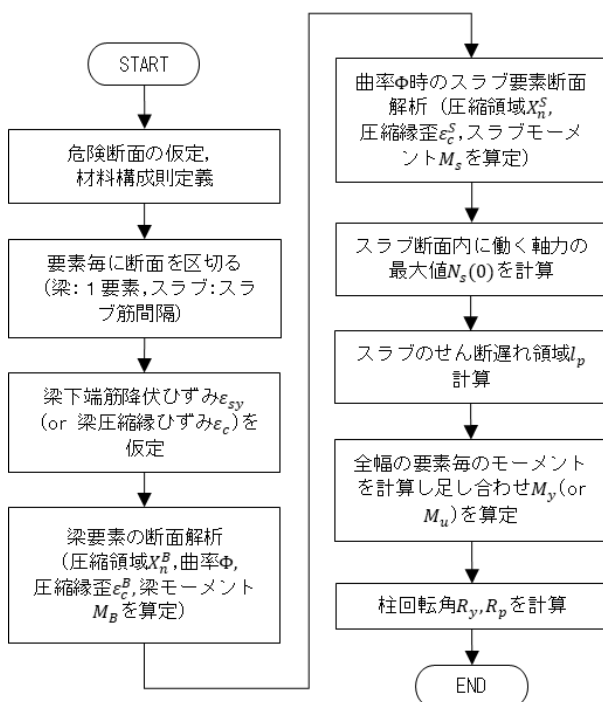


図-13 計算フロー

図-15, 図-16 に S1 試験体, S2 試験体の中立軸位置の比較を示す。中立軸位置は、従来式と比較して提案式の方が解析値と整合する結果が得られており、荷重変形関係の精度向上に寄与したと考えられる。一方で l_p 位置での直交梁面外変形 $\delta(l_p)$ は、解析結果よりも大きな値となり誤差が生じていた。今回の検討では、曲率分布の変化よりも、直交梁の面外変形(スラブ要素の軸方向変形)による中立軸位置の変動の影響が主体的であったため、断面内で曲率を一定と仮定しても整合する荷重変形関係が得られたと考えられる。一方で、直交梁のねじり変形が生じやすい試験体に対する本手法の適用性は今後の課題と考えている。

表-2 従来式と提案式の算定結果の比較

			従来式	提案式	解析結果
S1 試験体	降伏時	$X_n^B(\text{mm})$	51.6	67.7	61.0
		$X_n^S(\text{mm})$		14.1	12.7
		$\phi_y^B(1/\text{mm})$	1.10×10^{-5}	1.22×10^{-5}	1.35×10^{-5}
		$\phi_y^S(1/\text{mm})$			0.937×10^{-5}
		$\delta(l_p)(\text{mm})$	—	0.361	0.100
		$M_y(\text{kNm})$	35.6(37.7)	42.8	38.0
		$R_y(\%)$	0.725		0.495
	終局時	$X_n^B(\text{mm})$	17.8	41.4	36.1
		$X_n^S(\text{mm})$		12.1	13.3
		$\phi_u^B(1/\text{mm})$	1.69×10^{-4}	7.25×10^{-5}	8.64×10^{-5}
		$\phi_u^S(1/\text{mm})$			3.93×10^{-5}
		$\delta(l_p)(\text{mm})$	—	1.17	0.102
		$M_u(\text{kNm})$	49.3	47.9	49.0
		$R_u(\%)$	2.61	1.45	1.20
S2 試験体	降伏時	$X_n^B(\text{mm})$	48.2	59.9	54.1
		$X_n^S(\text{mm})$		14.2	12.9
		$\phi_y^B(1/\text{mm})$	1.08×10^{-5}	1.16×10^{-5}	1.32×10^{-5}
		$\phi_y^S(1/\text{mm})$			1.21×10^{-5}
		$\delta(l_p)(\text{mm})$	—	0.289	0.0852
		$M_y(\text{kNm})$	35.9(37.8)	42.1	40.6
		$R_y(\%)$	0.561		0.508
	終局時	$X_n^B(\text{mm})$	17.5	36.1	34.0
		$X_n^S(\text{mm})$		11.7	14.0
		$\phi_u^B(1/\text{mm})$	1.72×10^{-4}	8.30×10^{-5}	9.17×10^{-5}
		$\phi_u^S(1/\text{mm})$			5.44×10^{-5}
		$\delta(l_p)(\text{mm})$	—	1.12	0.0643
		$M_u(\text{kNm})$	49.4	48.2	51.5
		$R_u(\%)$	2.49	1.37	1.32

※参考として () 内にスラブ全幅有効として断面解析した場合の降伏耐力を示した。

記号 ϕ^B :梁要素断面内曲率, ϕ^S :スラブ要素断面内曲率

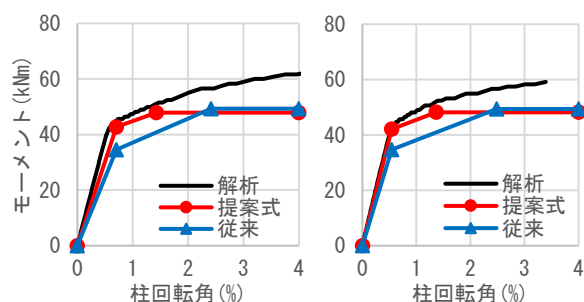


図-14 荷重変形関係の比較（左図：S1，右図：S2）

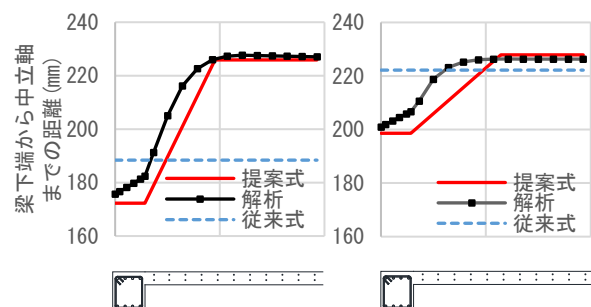


図-15 S1 試験体の中立軸位置の比較（左図：梁主筋降伏時，右図：終局時）

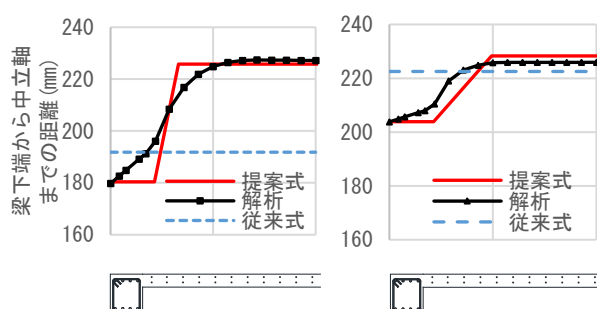


図-16 S2 試験体の中立軸位置の比較（左図：梁主筋降伏時，右図：終局時）

4. まとめ

本研究では，既往のスラブ付き外端スパン立体部分架構の静的繰り返し荷重実験および Timoshenko 梁要素を用いた FEM 解析結果から，圧縮側にスラブを有する梁の曲げ耐力における協力幅評価法について検討を行い，以下の結果が得られた。

- Timoshenko 梁要素を用いた FEM 解析における梁スラブ面内の中立軸位置分布を再現することで，スラブが圧縮側となる曲げ耐力および柱回転角を導出する計算手法を提案した。
- 梁とスラブの断面せいの違いによって生じる，中立軸位置の差異が，同一曲率を与える時にスラブにせん断力として伝わり，要素内の軸力として作用する。また，その軸力はスラブのせん断遅れのために漸減している。
- 要素ごとに同一の曲率で平面保持仮定が成り立つと仮定し，断面耐力を足し合わせた時の危険断面内モーメントを終局時曲げ耐力と定義し，直交梁に働く分布荷重 $N_s(x)$ とスラブのせん断遅れが生じる領域 l_p を，スラブと直交梁の変形の適合条件から算定した。提案式を用いた場合，従来よりも早期に終局耐力に達する結果と整合する荷重変形関係を得た。

参考文献

- 1) 日本建築学会：鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説，日本建築学会，2018
- 2) 国土交通省 国土技術政策総合研究所，国立研究開発法人 建築研究所：2020 年版建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合，2020.10
- 3) 壁谷澤寿海，壁谷澤寿一，福山 洋：鉄筋コンクリート造梁の曲げ耐力に対するスラブの有効幅—立体架構実験（2010~2014）のまとめ—，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.351-352，2015.9
- 4) 肖 子凌，壁谷澤寿一，壁谷澤寿海，木下俊輝：扁平梁を有するスラブ付き外端スパン架構の静的荷重実験，コンクリート工学年次論文集，Vol.41，No.2，pp.781-786，2019.7
- 5) Ziling Xiao，Toshikazu Kabeyasawa，Toshimi Kabeyasawa，EFFECTS OF SLAB AT AN END SPAN IN REINFORCED CONCRETE FRAMES，Proceedings of 17th World Conference on Earthquake Engineering，No.2b-0076，2020.9
- 6) 李 祥浩，田才 晃，小谷俊介，青山博之：鉄筋コンクリート造 T 型梁の曲げ耐力と降伏点剛性，日本建築学会大会学術講演梗概集，pp.303-304，1990.10