論文　梁端RCにエンドプレート定着を併用したSを埋め込んだ梁部材の接合部耐力に関する研究

藤井　貴之[*1]・高木　仁之[*2]・白石　一郎[*3]

要旨：本論は梁端部を鉄筋コンクリート(以下，RC と略記)，中央部を鉄骨(以下，S と略記)とし，両者を直列的に接合した複合構造梁(以下，RC-S 構法と略記)の構造性能を実験及び FEM 解析によって確認した。実験パラメータは S と RC の接合部における有孔エンドプレート（以下，EP と略記）の有無，厚さ，配置である。実験及び FEM 解析結果より EP を配することが鉄骨埋め込み部(以下，切り替え部と略記)に作用するせん断力を低減させることがわかった。本論では実験結果及び FEM 解析結果を基に，RC-S 構法にエンドプレート定着を併用することによる応力伝達機構の有効性及び切り替え部せん断耐力算定法の妥当性を確認した。

キーワード：複合構造梁，応力伝達機構，有孔エンドプレート，てこ作用，FEM 解析，曲げモーメント分担比

1. はじめに

梁端部に RC,中央部に S を使用した複合構造梁の研究はこれまで多くの研究機関で論究されてきた [1),2)]。それらの多くは異種部材間の応力伝達機構を解明するもので、RC-S 構法の切り替え部には部材（S 部）に作用するせん断力よりも大きなせん断力が作用する（以下,てこ作用と略記）ことがわかった。**図-1** にはこれまでの研究より解明された RC-S 構法応力伝達モデルを示す。M 図の切り替え部負勾配より切り替え部にてこ作用が発生することがわかる。てこ作用に対する現行の接合部ディテールでは**図-1** に示すように切り替え始端部及び末端部に高強度集中補強筋を密に巻くことでせん断力を伝達する。しかし，これらの方法では過剰な配筋やコンクリートの充填性といった施工性の煩雑さも抱えている。

筆者らはこれらを改善する構法として切り替え始端部に EP を有する S を RC 部に埋め込むシングルエンドプレート構法（以下，SEP 構法と略記），切り替え始端部及び末端部に EP を有する S を RC 部に埋め込むダブルエンドプレート構法(以下，DEP 構法と略記)を提案した。**図-2** に提案した接合部ディテールを示す。本論ではこれらの構造性能を実験及び FEM 解析することで比較，検討し応力伝達機構及び最大耐力を評価する。

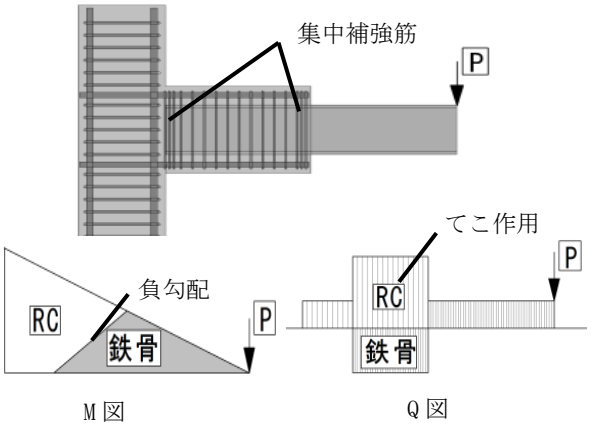


図-1　RC-S 構法　応力伝達モデル

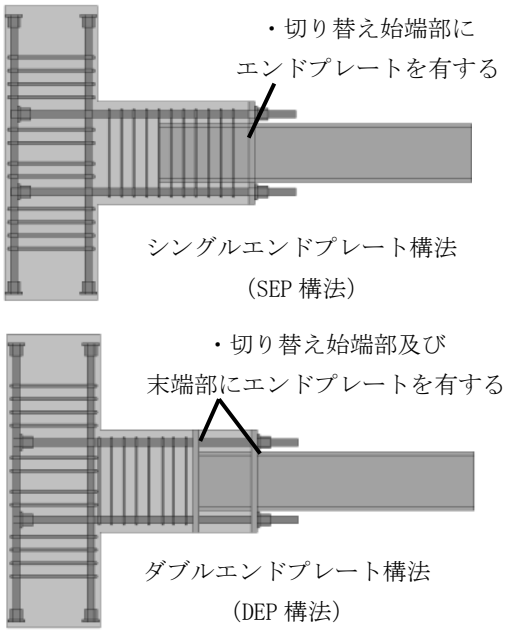


図-2 提案した接合部ディテール

2. 接合部提案ディテール

本章では本論で検討を行う RC-S 構法，SEP 構法，DEP 構法について紹介する。**図-1** に示すように RC-S 構法は S を RC に埋め込むことで支圧力及びその摩擦力による応力伝達を行う。**図-2** に示す SEP 構法は EP による集中補強筋効果や S の抜け出し防止を期待できる。また，切り替え始端部に EP を配することで切り替え部せん断耐力が上昇することは文献 [3),4)] よりすでに報告されている。しかし，SEP 構法は EP に面内引張や面外曲げが複雑に作用するため，実設計時には極厚の EP や過剰なリブ補強

*1 (株)山下設計　構造設計部門　（前　明治大学大学院　理工学研究科建築学専攻）工修　（正会員）
*2 明治大学　理工学部建築学科　　准教授　工博　（正会員）
*3 日本工業大学　工学部建築学科　　教授　工博　（正会員）

表-1　試験体諸元

試験体No.		1	2	3	4
S部	エンドプレート厚(mm)	0	12	6	9
	エンドプレート枚数	なし	1(SEP)	2(DEP)	2(DEP)
	埋め込み長さ(mm)	1.5D(=300mm)	1.5D(=300mm)	1.0D(=200mm)	1.0D(=200mm)
	鋼材	H-200×200×8×12(SS400)			
RC部	試験部(mm)	b×D=350×350		主筋:4-D25(SD345) 機械式定着 (Pt=1.81%) あばら筋:2-D6(SD295)@40(Pw=0.45%)	
	スタブ部(mm)	b×D=400×300		主筋:4-D22(SD345) 機械式定着 (Pt=1.29%) あばら筋:2-D10(SD295)@45(Pw=0.79%)	
	コンクリート圧縮強度σ_b(N/mm^2)	33.6	25.5	17.6	17.6

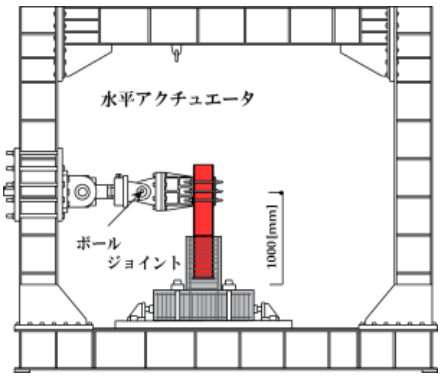


図-4　加力装置

表-2 使用鉄筋 引張試験結果

試験体No		1, 2		試験体No		3, 4	
使用鉄筋		降伏点 (N/mm^2)	ヤング率 (KN/mm^2)	使用鉄筋		降伏点 (N/mm^2)	ヤング率 (KN/mm^2)
D6	SD295	400	190	D6	SD295	413	204
D10		*	*	D10		344	187
D22	SD345	401	178	D22	SD345	398	177
D25		390	186	D25		386	174

表-3　使用コンクリート 圧縮試験結果

試験体No.	使用コンクリート	
	設計基準強度F_c (N/mm^2)	実強度σ_B(N/mm^2)
1	24	33.6
2	24	25.5
3	24	17.6
4	24	17.6

表-4　加力サイクル

加力サイクル	部材角	変位	備考
$\pm P_{11}$	±(1/800)	1.25mm	試験体No.3,No.4のみ
$\pm P_{21}$	±(1/400)	2.5mm	
$\pm P_{31}$・$\pm P_{32}$	±(1/200)	5mm	
$\pm P_{41}$・$\pm P_{42}$	±(1/100)	10mm	
$\pm P_{51}$・$\pm P_{52}$	±(1/50)	20mm	
$\pm P_{61}$・$\pm P_{62}$	±(1/30)	33mm	試験体No.1,No.2の最大変形
$\pm P_{71}$・$\pm P_{72}$	±(1/25)	40mm	試験体No.3,No.4のみ

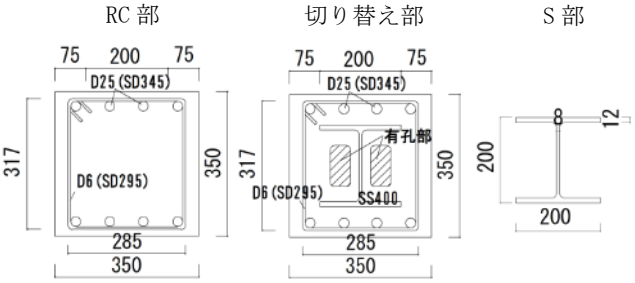


図-3　試験体断面図

＊No.3, No.4 ：切り替え部せん断補強筋なし

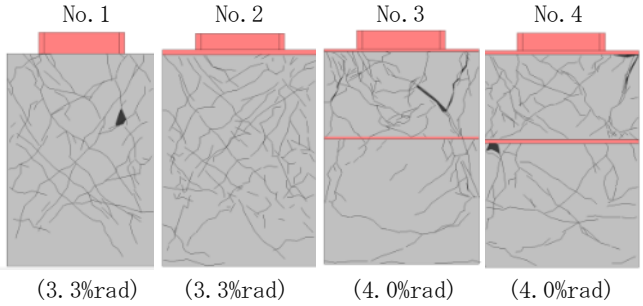


図-5　各試験体の最終破壊状況

等を要し施工性の煩雑さを伴う。本論ではこれらの改善に向けたディテールとして DEP 構法を提案した(**図-2**)。DEP 構法は EP による切り替え部せん断耐力の上昇に加え，2 枚のプレート及びプレート間のコンクリートが EP の面外方向への曲げ（以下,EP 面外曲げと略記）変形に対して抵抗する。そのため SEP 構法に対して十分な EP 面外曲げ剛性が期待出来る。本論では以上に示した各試験体の構造性能を実験及び FEM 解析結果より検証していく。

3. 実験概要及び実験結果

3.1 実験概要

本節では実験概要を示し，**表-1** に試験体諸元を示す。試験体数は計 4 体で No.1 は EP 及び集中補強筋を用いない基準試験体である。埋め込み長さは 300mm とした。No.2 は SEP(t=12mm)を有する試験体で埋め込み長さを 300mm とした。No.3 は No.2 の EP 厚（t=12mm）を 2 分割した DEP(t=6mm+6mm)として切り替え始端部及び末端部に EP を 1 枚ずつ有する試験体で埋め込み長さを 200mm とした。No.4 は DEP(t=9mm+9mm)を No.3 と同位置に配し，埋め込み長さを 200mm とした。使用鉄骨は H-200×200×8×12（SS400），試験体部及びスタブ部における主筋(SD345)，せん断補強筋(SD295)，試験体部せん断補強筋比は 0.45%で全試験体共通とする。ただ，DEP 構法についてはプレート間にせん断補強筋を用いず，プレートにより拘束されるコンクリート等にせん断抵抗を期待した。**図-3** に試験体断面図を示す。**表－2** に使用鉄筋の引張試験結果，**表-3** に使用コンクリート圧縮試験結果，**図-4** に加力装置を示す。加力方法は試験体を縦置きした片持ち梁形式で正負交番繰り返し載荷とし梁端から 1000mm の位置で加力を行う。加力サイクルを**表-4** に示す。変形角 R は加力点の水平変位 δ を加力点から梁端までの距離 h で除した変形角とする。なお，変形角 R=1/200，1/100，1/50，1/33，1/25 においては正負 2 回ずつ加力を行った。

3.2 破壊性状

本節では各試験体の最終破壊状況を示す（**図-5**）。図中のかっこ内には実験終了時の変形角 R を示す。破壊の進行としてはいずれの試験体においても R=+0.05%rad ま

でに曲げひびわれが先行し，その後切り替え部において斜めひび割れが発生した。

No.1 は斜めひび割れ発生後，徐々に曲げせん断ひび割れ及び切り替え部せん断ひび割れの進行に伴いせん断補強筋が降伏し R=1.0%rad を超えたあたりで，てこ作用による切り替え部せん断破壊が確認された。

No.2 では R=1.0%rad 付近で EP の面外曲げ降伏が確認され，その後は切り替え部せん断ひび割れが顕著に発生した。せん断ひび割れの進行に伴いせん断補強筋が降伏し，てこ作用により切り替え部せん断破壊となった。

No.3 では DEP 間の主筋に沿ったたてひび割れ発生後，R=0.4%rad で切り替え末端部 EP の面外曲げ降伏が確認された。しかし，その後はプレート間コンクリートが EP の面外曲げに対して抵抗したため耐力は上昇した。No.3 の破壊モードはプレート間コンクリートの斜めひび割れによる大きな損傷や梁端 RC 部での終局的な破壊が生じていないことからも切り替え部せん断破壊と判断した。No.4 では R=0.9%rad で切り替え末端部の EP が面外曲げ降伏したが，その後も耐力は上昇した。R=3.3%rad で梁端部主筋が降伏し，曲げ降伏先行となった。

3.3 荷重—変形角関係

図-6 に実験及び FEM 解析による荷重－変形角関係を示す。FEM 解析結果は No.1 及び No.2 のみ示し，解析概要及び考察については次章で後述する。**図-6** の実線は実験値，プロット線は解析値を示す。破壊の進行としては前述(3 章)の通りである。また，**図-6** 中の□，△，◇，○，◂，●はそれぞれ曲げひび割れ，曲げせん断ひび割れ，切り替え部せん断ひび割れ，EP の面外曲げ降伏，梁端部主筋降伏，最大耐力を示し，これらは各試験体の荷重－変形角関係，歪みゲージ，実験時における試験体の目視によって算出した。

実験結果の考察を行う。**図-6** より No.1 と No.2 を比較すると No.1 は最大耐力が 102kN で No.2 は 203kN となり No.2 は No.1 のおよそ 2 倍程度である。この結果より，文献[3),4)]同様に EP(12mm)を配することで切り替え部せん断耐力上昇が確認され，EP の有効性を示した。次に，No.2 と No.3 を比較する。荷重－変形角関係を見ると，最大耐力は両者約 200kN と同程度確保できることがわかる。しかし，**図-6** より変形角 1/100～1/50rad の耐力を見ると No.3 は No.2 に対して約 1 割劣っているが，プレート厚を半減しても大きな耐力低下は起こしていない。No.4 では梁端主筋の降伏を確認し他の試験体と比較して最大耐力，エネルギー吸収において良好な性状を示している。

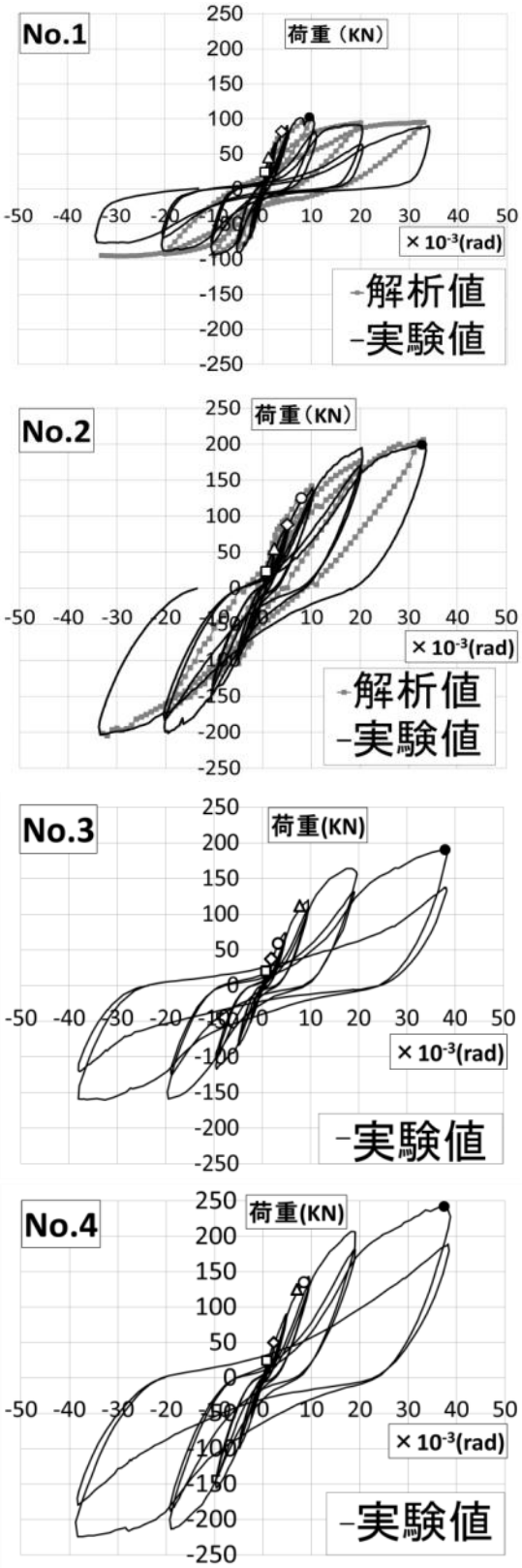


図-6　荷重－変形角関係

4. 解析概要及び解析結果

4.1 解析概要

解析対象は実験試験体を再現し，ト形柱梁接合部を想定した縮小モデルで解析を行う。解析において採用する材料の数値は実験時に倣い，第 3 章で示した材料試験結果を使用する。解析汎用プログラムは MIDAS FEA を使用し，有限要素分割を**図-7** に示す。コンクリート及び鉄骨は 8 節点ソリッド要素，鉄筋はトラス要素を用いた。材

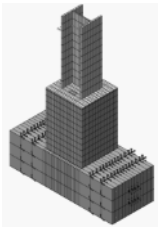


図-7　有限要素分割

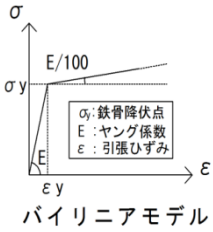


図-8　鉄筋・鉄骨モデル

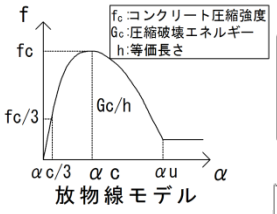


図-9 コンクリートモデル(圧縮)

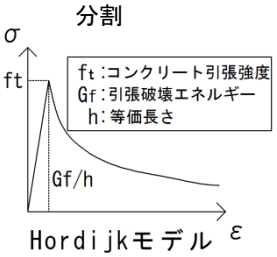


図-10 コンクリートモデル(引張)

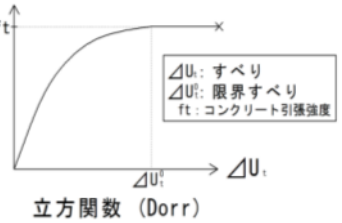


図-11　S・RC 界面付着すべり

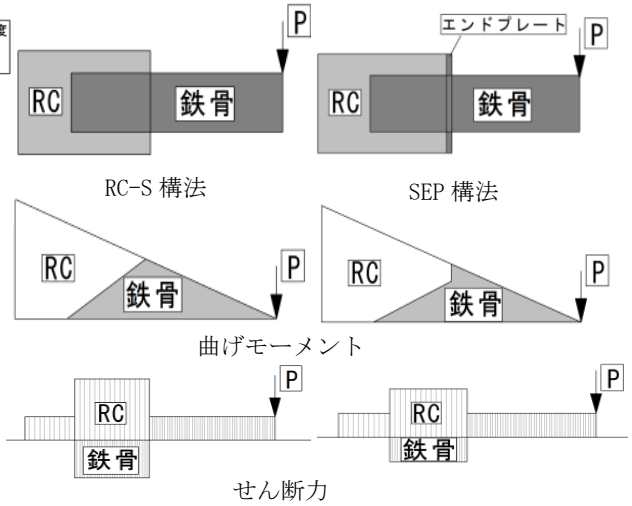


図-14　部材の応力伝達モデル

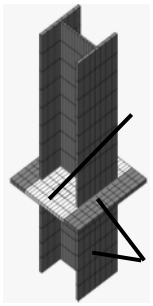


図-12　EP 部法線方向界面剛性

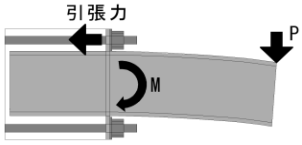
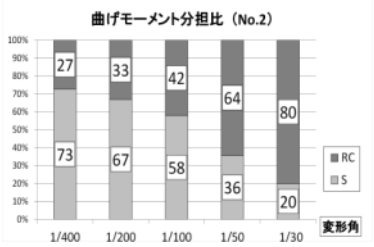
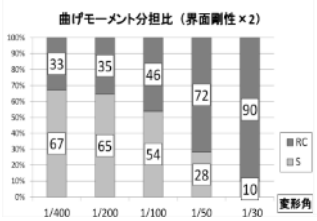


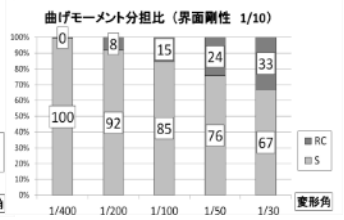
図-13　SEP 構法応力伝達機構



No.2



No.2(界面剛性×2)



No.2 (界面剛性 1/10)

図-15　界面剛性による曲げモーメント分担比

料構成則を図-8, 図-9, 図-10 に示す。鉄筋及び鉄骨は降伏後ヤング率 E の 1/100 の勾配を取るバイリニアモデル(図-8), 圧縮コンクリートは Feenstra によって提案された放物線モデル(図-9), 引張コンクリートは Hordijk モデル(図-10)を採用した。鉄筋とコンクリート間は完全付着と仮定し, 鉄骨とコンクリート間にはインターフェイス要素を設けた。なお, 図-9 の G_c は圧縮破壊エネルギーを示し, 中村らの式 [5]から G_c=44.5N/mm, 図-10 の G_f は引張破壊エネルギーを示し, 大岡らの式 [6]から G_f=0.14N/mm とした。図-9 及び図-10 の h は等価長さとし代表要素と等価な体積を持つ球の半径とした。インターフェイス要素は Dorr の立法関数(図-11)とし, 付着強度を 5.2N/mm^2 (2.74×1.9), 限界すべりは野口らの研究 [7]より 0.02mm と仮定した。これらの仮定から界面剛性を算出すると 260N/mm^3 となるが, 実験値との対応を考慮した結果, 本論ではその約 1/2 に相当する 137N/mm^3 と仮定した。なお, 図-12 に示すように EP 部の一部(白色部)は実験時に面外方向に離間していたため法線方向の界面剛性を鉄骨と RC 間の 1/100 に相当する 1.37N/mm^3 とした。また, 図-11 の付着すべり関数は非線形挙動を示しているが, 法線方向の界面剛性は線形弾性挙動するものとする。コンクリートは回転ひび割れモデル, 鉄骨の破壊基準はミーゼスの降伏基準を適用した。載荷方法は実験時に倣い鉄骨加力点での変位制御とし求解法にはニュートンラプソン法を採用した。

4.2 FEM 解析結果

本節では FEM 解析における考察を行う。前節の仮定より 図-6 の荷重－変形角関係を良好に表現した。次に, SEP 構法の応力伝達機構について考察する。切り替え始端部に EP を配することで応力伝達機構が変化することは文献 [4]でも報告されている。図-13 より SEP 構法では SEP が切り替え始端部から主筋を引っ張るため, RC 部で曲げモーメントを負担する (以下, SEP 構法応力伝達機構と略記)。そのため SEP 構法の応力図は図-14 に示すように変化し, 切り替え始端部の RC 部曲げモーメント負担によって, てこ作用(逆せん断力)を低減させる。ここで, 切り替え始端部で RC 部が負担する曲げモーメントは EP・RC 間の界面剛性によりその割合が変化すると推察される。そこで, FEM 解析により EP・RC 間法線方向及び接線方向の界面剛性をパラメータとして RC と S の曲げモーメント分担比を算出する。解析対象試験体は No.2 を基準とする計 3 体とした。解析パラメータは法線方向

及び接線方向の界面剛性を No.2 の 2 倍,No.2 の 1/10 とした。また，その他の解析条件は No.2 と同様である。曲げモーメント分担比算出方法は切り替え始端部の鉄骨要素から引張方向応力度を算出することで S 部が負担する負担曲げモーメントを算出した。**図-15** に界面剛性による曲げモーメント分担比を示す。**図-15** よりいずれの試験体でも変形が進むにつれて RC 部負担曲げモーメントが増大していく様子を確認できる。パラメータによる比較を行うと界面剛性を高くすると載荷初期から RC 部が負担する曲げモーメント分担比が増大している。この結果より SEP 構法は通常の RC-S 構法とは異なり，EP による界面せん断応力伝達機構を形成し，特に EP 界面に十分な界面剛性を持たせることで EP・RC 界面の摩擦によるせん断力伝達機構を形成すると考えられる。以上より SEP 構法はてこ作用を低減できると言え，今後は実験及び解析を重ねることで EP 厚，界面剛性等を複合的に考慮した曲げモーメント分担比を定量的に評価していくことが必要ある。

5.最大耐力

本章では各試験体の最大耐力(切り替え部せん断耐力)を評価する。なお，実験値及び本章で算出する計算値(計算値は切り替え部せん断耐力を示す)，解析値等の比較は**表-5** に示す。

5.1 試験体 No.1 （ RC-S 構法 ） 耐力評価法

文献[8]より No.1 の切り替え部せん断耐力 V_u は以下の式で評価できる。

$$V_{u1} = Q_{tr} + Q_{ar} \tag{1}$$

$$= \mu \cdot {}_{w}p^{`}{}_{y} \cdot {}_{w}\sigma_{y} \cdot {}_{c}b^{`}{}_{e} \times j_e + \left\{ \nu \times \sigma_B - \frac{(1+cot^2\varphi)\,{}_{w}p^{`}_{e} \times {}_{w}\sigma_y}{\lambda} \right\} \times \frac{{}_{c}B \times {}_{c}D}{2} \tan\theta \tag{2}$$

$$V_{u2} = \frac{\lambda \times \nu \times \sigma_B + \times {}_{w}p^{`}_{e} \times {}_{w}\sigma_y}{3} \times {}_{c}B^{`}_{e} \times j_e \tag{3}$$

$$V_{u3} = \frac{\lambda \times \nu \times \sigma_B}{2} \times {}_{c}B^{`}_{e} \times j_e \tag{4}$$

従って　$V_u = \min(V_{u1}, V_{u2}, V_{u3})$　(5)

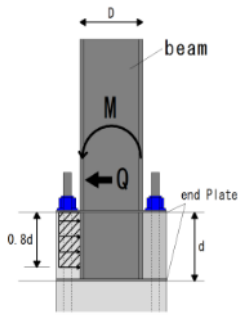
V_uを梁せん断力 ${}_{q}P_u$に換算すると

$${}_{q}P_u = V_u \times \frac{{}_{b}l_e}{{}_{s}l} \tag{6}$$

なお，式中の記号については文献[8]を参照とする。

5.2 試験体 No.2(SEP 構法) 耐力評価法

本節では試験体 No.2 の最大耐力を評価する。前述のように RC-S 構法に EP 定着を併用すると応力伝達機構が変化する[4]。本論では第 4 章の FEM 解析結果(**図-15**)を参照に，最大耐力時(変形角 R=3.3%rad)の切り替え始端 RC 部曲げモーメント分担比を 80%とする曲げモーメント図を仮定して計算を行う。なお，切り替え始端部で RC 部が曲げモーメントの 80%を負担する場合，通常の RC-S 構法では切り替え部に載荷荷重の 2.7 倍のせん断力が作用するのに対して SEP 構法では 1.3 倍のせん断力に低減することができる。なお，切り替え部せん断耐力算出法は No.1 と同様に式(1)～式(5)を適用する。



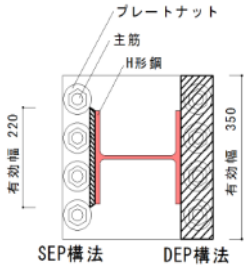


図-18　有効幅 B の取り方

図-16　EP 面外曲げに対するプレート間コンクリートの抵抗

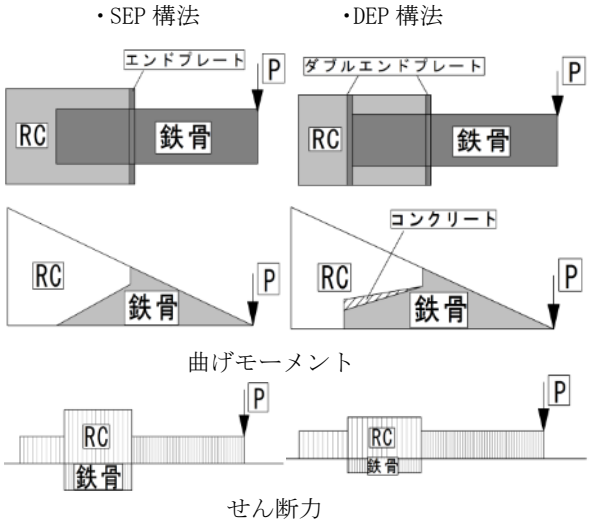


図-17　部材の応力伝達モデル

5.3 試験体 No.3 ， 試験体 No.4 (DEP 構法)耐力評価法

本節では No.3 及び No.4 の切り替え部せん断耐力を評価する。DEP 構法は切り替え始端部の EP 効果に加えて切り替え末端部にも EP が存在するため応力伝達機構が変化する。また，**図-16** に示すように部材に力が作用すると DEP 構法では切り替え末端部の EP が曲げモーメントを受け持つことに加えて，鉄骨による支圧を受けるプレート間のコンクリートが曲げモーメントを受け持つ。しかし,ここでは DEP 間のコンクリート効果は無視して計算を行う。これより DEP 構法の応力伝達モデルは**図-17** の右図（DEP 構法）のように仮定できる。

以上より切り替え部せん断耐力評価は切り替え末端部 EP の面外曲げ降伏耐力分のみを考慮して算出した。切り替え末端部 EP により S が受け持つ曲げモーメント M_{ep} は文献[9]を参照に以下の式で評価できる。以下に示す式は

表-5　実験値,解析値及び計算値の比較

試験体No.		1	2	3	4
破壊モード		切り替え部せん断破壊	EPy→切り替え部せん断破壊	EPy→切り替え部せん断破壊	材端RC部曲げ降伏
実験時最大耐力		102.6	203	190.3	242.5
終局耐力計算値	切り替え部せん断耐力(kN)(1)	107.3	186.4	145	194
	梁端RC部曲げ耐力(kN)(2)	230	230	230	230
	EP降伏耐力(kN)(3)	*	172	99	148
FEM解析最大耐力(kN)(4)		100.2	206.4	*	*
実験値/計算値(1)		0.96	1.09	1.31	1.25
実験値/解析値(4)		1.02	0.98	*	*

＊ No.3及びNo.4EP降伏耐力は2枚目のプレート降伏耐力

ミーゼスの降伏条件を用いることで EP の面外方向引張力を算出する。なお，式中の文字は文献[9]を参照とする。

$$\left(\frac{\sigma}{\sigma_y}\right)^2+\left(\frac{\tau}{\tau_y}\right)^2=1 \tag{8}$$

$$\sigma={}^{M}/_{Z}=\frac{6Pl}{Bt^2} \qquad \tau={}^{Q}/_{A}=\frac{P}{Bt} \qquad \tau_y={}^{\sigma_y}/_{\sqrt{3}}$$

を(8)に代入して整理すると

$$\mathrm{T}=\frac{\mathrm{B}\times\mathrm{t}\times\sigma_y}{\sqrt{3}}\times\frac{t}{\sqrt{12\times l^2+t^2}} \tag{9}$$

$$M_{ep}=\mathrm{T}\times\mathrm{D} \tag{10}$$

M_{ep}:切り替え末端部負担曲げモーメント,T:フランジの引張力を示す。ここで，本研究では鉄骨フランジ表面から主筋（プレートナット端距離）が極めて短く,EP のせん断応力度が支配的になるため純せん断式で評価した。また，式(9)の有効幅Bの取り方については**図-18**に示す。図中に SEP 構法及び DEP 構法のせん断抵抗ラインを有効幅 B として示す。DEP 構法ではプレート間コンクリートが EP 面外曲げに対して有効に働くため有効幅 B が RC 幅になると考えプレートの面外曲げ降伏耐力を算出した。

以上より，各試験体耐力の実験値，解析値及び計算値の比較を**表-5** に示す。**表-5** より No.3 及び No.4 の切り替え部せん断耐力(1)は前述のように切り替え末端部の EP 効果のみ考慮したため，実験値に対して計算値がやや過小評価となったが概ね評価されている。今後は解析等による詳細な検討を行うことで切り替え始端部の SEP 及び DEP の効果を定量的に評価する必要がある。

6.まとめ

本論では梁端 RC にエンドプレート定着を併用した S を埋め込んだ梁部材における応力伝達機構の有効性を実験及び FEM 解析より確認し以下の知見を確認した。

(1) SEP 構法では EP 定着より EP と RC 界面のせん断剛性が RC と S の曲げモーメント分担比に影響を与えることを実験及び解析より確認した。

(2) DEP 構法は各 EP 厚の和を SEP 厚と同じにすることで SEP 構法と同等の構造性能を確保でき，EP 厚の低減を可能とすることを実験より確認した。

謝辞

本実験を行うにあたり東京鉄鋼（株）に材料を提供して頂きました。ここに感謝の意を表します。

参考文献

1) 金本清臣，真瀬伸治，山野辺宏治：鉄筋コンクリート柱に接合される鉄骨梁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，コンクリート工学年次論文集，Vol.31，No.2，pp1129-1134，2009

2) 鈴木英之，西村寛：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，pp1673-1680，2008.9

3) 高木仁之，内田祐己，中嵜鉄平，白石一郎：梁端部 RC にＳを埋め込んだ合成梁の接合部強度に関する研究，コンクリート工学年次論文集，Vol.32，No.2，pp1207-1212，2010

4) 佐藤良介，小澤潤治，阪井由尚：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，東急建設技術研究所報，No.37，2011

5) Nakamura, H. and Higai, T.:Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 2001

6) Hordijk, D. A.: Local Approach to Fatigue of Concrete, PhD thesis, Delft University of Technology,1991

7) 金洸演，米澤健次，野口博：鋼とコンクリートからなる合成構造の付着特性に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集，C，pp1631-1632，1994,

8) 日本建築学会：鋼コンクリート構造接合部の応力伝達機構と抵抗機構，2011.2

9) 斎藤啓一，森貴久，百武茂，高木仁之:中央部Ｓ造，材端部 PC 造とする複合構造梁の実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)，2010.9