

# 静的載荷実験に基づいた実大 RC 梁の耐力評価に関する研究 (その5) 曲げ降伏型梁部材の荷重～変形関係と設計用モデルの提案

長谷川研究室  
01412134 堀越 裕太

## 1. はじめに

本報(その5)では、(その4)に引き続いて曲げ降伏型 RC 梁部材の荷重～変形関係(以後  $Q\sim\delta$  関係)について設計用モデルを提案し、その妥当性を実験との比較で検証する。なお、ここでは二点載荷実験を対象とするので、荷重間は純曲げ状態となつて、せん断力  $Q$  が生じない部分がある。したがつて、ここで検討する荷重～変形関係は、支点～荷重間に働くせん断力  $Q$  と梁の中央変位  $\delta$  との関係であることを断っておく。

## 2. 荷重～変形関係と歪み分布

曲げ降伏型試験体の概要を図1に、その実験パラメータを表1に示す。これらは(その4)と同様である。まず、A試験体( $P_t=1.002\%$ )の場合の  $Q\sim\delta$  関係を図2に示す。この図には、断面保持を仮定した場合の歪み分布も併せて示した。同図の  $Q\sim\delta$  関係から分かるように、②で曲げひび割れが生じるため剛性が低下し、④で鉄筋降伏することでさらに大きく剛性が低下している。各ステージを見ると、②までは中立軸がほぼ中心に位置して弾性変形を示すが、ひび割れ後のステージ③では、ひび割れが増大するために中立軸が圧縮縁に移行し、コンクリート圧縮歪みと鉄筋の引張り歪みが共に増大する。さらに、鉄筋降伏以降のステージ⑤になると終局状態に近くなるので、さらに中立軸距離は小さくなる。鉄筋降伏による引張り歪みの急激な変化で、コンクリート圧縮歪みも増大するが、この試験体では圧壊歪みと考えられる0.4%には至っていない。

## 3. $Q\sim\delta$ 関係の設計用モデル

上記のような歪み分布の特性を有する曲げ降伏型梁部材について、 $Q\sim\delta$  関係の設計用モデルを作成する。設計用モデルは図3のようにトリ・リニア型骨格曲線とし、その各折れ点は表2のように設定した。ここに、第一折点は曲げひび割れとし、ひび割

れ荷重  $Q_c$  は同表(1)式で、その初期剛性  $K_c$  は弾性論に従い同表(3)式で設定した。ただし、(3)式ではヤング係数比  $n$  を考慮した等価断面2次モーメント  $I_e$  を用いた。つぎに、第二折点は鉄筋降伏とし、降伏荷重  $Q_y$  は同表(2)式で、その割線剛性  $K_y$  は同表(4)式のように初期剛性  $K_c$  に剛性低下率  $\alpha_y$  を乗じて設定した。ここで  $\alpha_y$  は、一般に設計で良く用いられる菅野式(同表(6)式)と(その4)の  $M\sim\phi$  関係で用いたボックス壁式(同表(7)式)の2ケースについて評価した。なお、第三勾配の剛性  $K_u$  は、 $K_y$  の1/100とした。

設計用モデルの妥当性を検討するため、実験との比較検証を行った。A～C試験体との比較結果を図4に示す。ここで同図には割線剛性低下率  $\alpha_y$  を、表2中(6)式と(7)式の2ケースについて掲載した。実験と比較すると、(6)式の菅野式では、A～C試験体のすべてのケースにおいて割線剛性を過小評価することがわかる。これは、菅野式のせん断スパン比の適用範囲が2～5であるのに対し、実験のせん断スパン比が対応してないためだと考えられる。一方、(その4)の  $M\sim\phi$  関係で用いた(7)式を適用すると、すべてのケースについて実験との整合性は良い。

## 4. まとめ

本報(その5)では、RC梁部材の  $Q\sim\delta$  関係について設計用モデルを提案し、その妥当性を実験との比較で検証した。その結果、設計では  $M\sim\phi$  関係と同様、RC梁部材の  $Q\sim\delta$  関係をトリ・リニア型骨格曲線でモデル化し、それらの各折れ点を表2で与えるのが実用的である。とくに純曲げを受けるRC梁部材では、設計で良く用いられる菅野式よりも、 $M\sim\phi$  関係で適用した剛性低下率の方が整合する。

### 【参考文献】

- 1) 林静雄ほか：建築家のための鉄筋コンクリート構造，市ヶ谷出版，135-139，2006

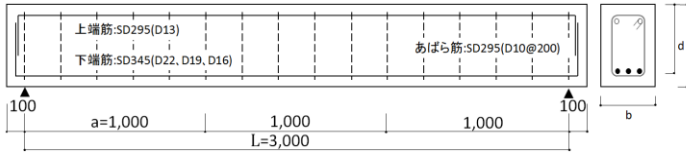


図1：試験体概要

表1：実験パラメータ

名称	記号	試験体		
		A	B	C
幅	b (mm)	300		
せい	D (mm)	450		
有効せい	d (mm)	386	392	393
せん断スパン	a (mm)	1000		
中立軸～鉄筋間距離	y <sub>s</sub> (mm)	165		
圧縮鉄筋断面積 (°)	a <sub>c</sub> (mm <sup>2</sup> )	253.4		
引張鉄筋断面積 (°)	a <sub>t</sub> (mm <sup>2</sup> )	1161.3	859.59	595.8
引張鉄筋比	P <sub>t</sub> (%)	1.002	0.732	0.501
あばら筋比	P <sub>v</sub> (%)	0.238		
コンクリート圧縮強度	σ <sub>B</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	27	31	
鉄筋降伏点	σ <sub>y</sub> (N/mm <sup>2</sup> )	386	390	397
コンクリートのヤング係数	E <sub>c</sub> (N/mm <sup>2</sup> ) 註1)	2.57×10 <sup>4</sup>	2.69×10 <sup>4</sup>	2.69×10 <sup>4</sup>
ヤング係数比	n 註2)	7.98	7.62	7.62
等価断面2次モーメント	I <sub>e</sub> (mm <sup>4</sup> ) 註3)	2.59×10 <sup>9</sup>	2.51×10 <sup>9</sup>	2.45×10 <sup>9</sup>
等価断面係数	Z <sub>e</sub> (mm <sup>3</sup> ) 註4)	1.15×10 <sup>7</sup>	1.12×10 <sup>7</sup>	1.09×10 <sup>7</sup>
断面係数	Z (mm <sup>3</sup> ) 註4)	10125000		

註1) E<sub>c</sub>=3.35×10<sup>4</sup>×(σ<sub>B</sub>/60)<sup>1/3</sup> 註2) n=Es/Ec, Es=2.05×10<sup>5</sup> N/mm<sup>2</sup>  
 註3) I<sub>e</sub>=bD<sup>3</sup>/12+n×(a<sub>t</sub>+a<sub>c</sub>)y<sub>s</sub><sup>2</sup> 註4) Ze=Ie/(D/2), Z=bD<sup>2</sup>/6

表2：設計用荷重～変形モデルの提案式

状態	荷重(P)	剛性(K)
第一折点 (曲げひび割れ)	$Q_c = Mc/a$ (1) ( $M_c = 0.56\sqrt{\sigma_B} \cdot Z$ )	$K_c = \frac{648 \cdot E_c \cdot I_e}{23 \cdot L^3}$ (3) ( $\delta_c = Q_c/K_c$ )
第二折点 (鉄筋降伏)	$Q_y = My/a$ (2) ( $M_y = a_t \cdot \sigma_y \cdot j$ )	$K_y = \alpha_y \cdot K_c$ (4) ( $\delta_y = Q_y/K_y$ )
第三勾配 (終局)	—	$K_u = \frac{1}{100} \cdot K_y$ (5)

(4)式の α<sub>y</sub> =  $\begin{cases} 0.043 + 1.64 \cdot n \cdot P_t + 0.043 \cdot \frac{d}{a} \left(\frac{d}{D}\right)^2 & \dots (6) : \text{菅野式}^1) \\ 0.15 + \gamma \times P_t \times 100 \quad (\gamma=0.1) & \dots (7) : \text{ボックス壁式} \end{cases}$

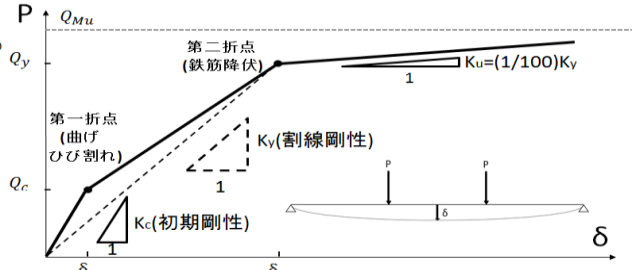


図3：トリ・リニア型骨格曲線の模式図

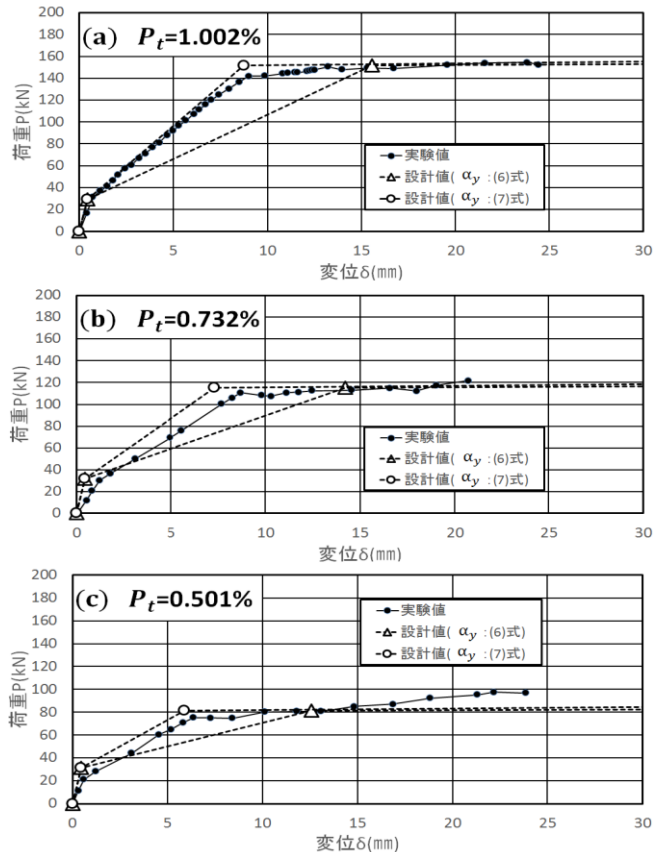


図4：荷重～変形関係における実験と設計の比較

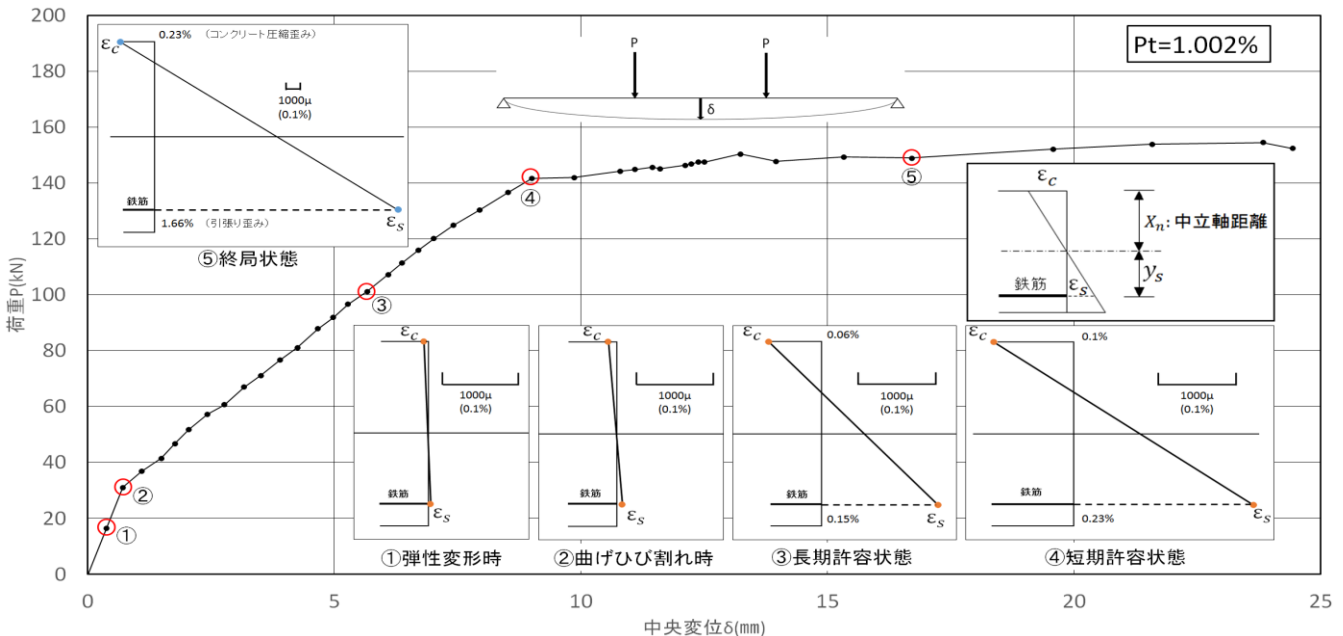


図2：実験結果の荷重～変形関係と中央断面の歪み分布