

定軸力下で繰り返し水平力を受ける鋼変断面柱の非線形有限要素解析

長岡工業高等専門学校 学生会員 ○木村 宥斗
 長岡工業高等専門学校 正会員 宮崎 靖大
 元大同大学 正会員 酒造 敏廣

1. はじめに

我が国における供用中の橋梁の橋脚部や長大橋の主塔には、部材の長さ方向に断面が変化する変断面構造が多く採用されている。このような鋼変断面柱を対象とした耐震性能照査は、一般的に簡易な等断面モデルに置換した数値計算を用いて行われている。酒造¹⁾は、鋼変断面柱を剛体ばねにより要素モデル化し、定軸力または軸力変動下で水平繰り返し負荷を受ける際の力学的挙動を調べている。この中で、軸力下において水平力を受ける鋼変断面柱は、変断面構成により不安定挙動を示すことを明らかにしている¹⁾。

本研究では、鋼変断面柱を梁要素またはシェル要素でモデル化し、複合非線形性を考慮した非線形有限要素解析により、その力学的挙動を明らかにする。

表 1 対象断面の板厚

Case	板厚(mm)	
	t_1	t_2
C0	22	22
C1	33	22

2. 鋼変断面柱の数値計算法

本研究で対象とする鋼変断面柱は、文献 2) を参考にして等断面 C0 case および変断面 C1 case の 2 パターンとする。図 1 は、対象とする鋼変断面柱の概略を示す。同図(a)に示すように対象とする柱の高さは 9m とし、C1 case では同図の $k=0.4$ の位置にて断面を変化させる。また、同図(b)に示す柱の断面形状は各フランジおよび腹板の板厚中心までの幅($B=D$)を 750mm とした中空正方形断面とし、変断面の C1 case では柱基部側の sec.1 と柱上部側の sec.2 の板厚 t_i を変化させる。表 1 は、本研究で対象とする鋼変断面柱を構成する各断面の板厚を示す。

鋼変断面柱への負荷条件は、柱頭頂部に定軸力 P を sec. 2 の全断面降伏軸力 N_{y2} の 0.3 倍の大きさで与え、繰り返し水平力は強制変位として柱頭頂部の X 軸方向に $\pm 0.02h$ の大きさで 20 サイクル与える。

対象とする鋼変断面柱は、2 節点梁要素または 4 節点シェル要素にて有限要素離散化する。有限要素離散化の条件は、梁要素で柱軸方向に 90 分割、シェル要素で断面 1 辺あたり幅方向×柱長さ方向に 6×90 分割とした。また、本研究では、これら解析モデルの初期不整が無い状態を仮定する。そして、数値計算に用いる材料は、図 2 に示す降伏応力 σ_y が 314MPa およびヤング係数 E が 206GPa の鋼材の応力ひずみ関係としてバイリニア型 (2 次勾配は $E/100$) かつ等方移動硬化則を仮定し、von Mises の降伏条件に従うものとする。さらに、これらの数値計算は、幾何学的非線形性も考慮した複合非線形解析とする。

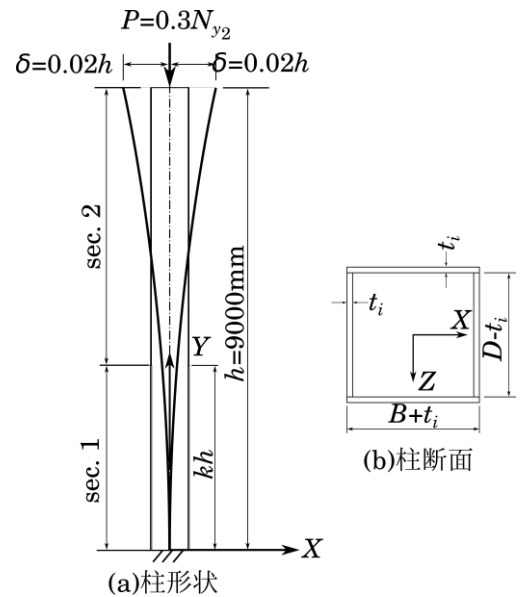


図 1 対象とする鋼変断面柱

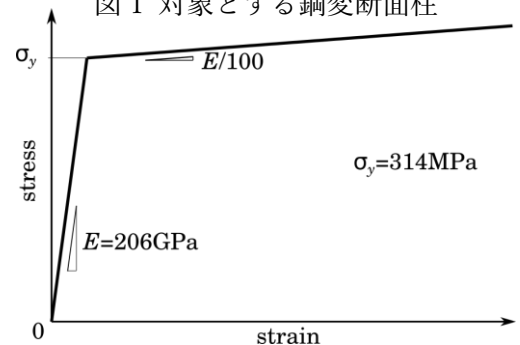


図 2 鋼材の応力ひずみ関係

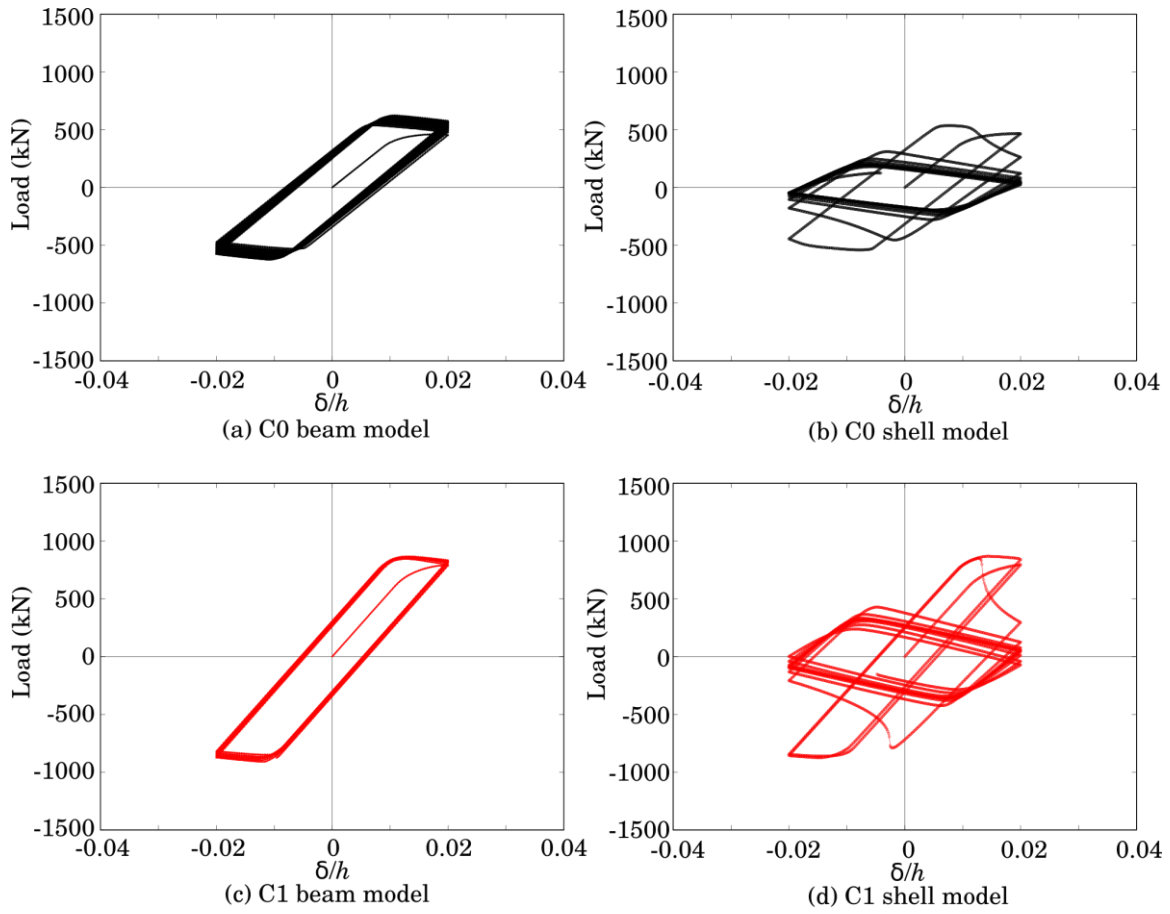


図3 鋼変断面柱の荷重と変位の関係

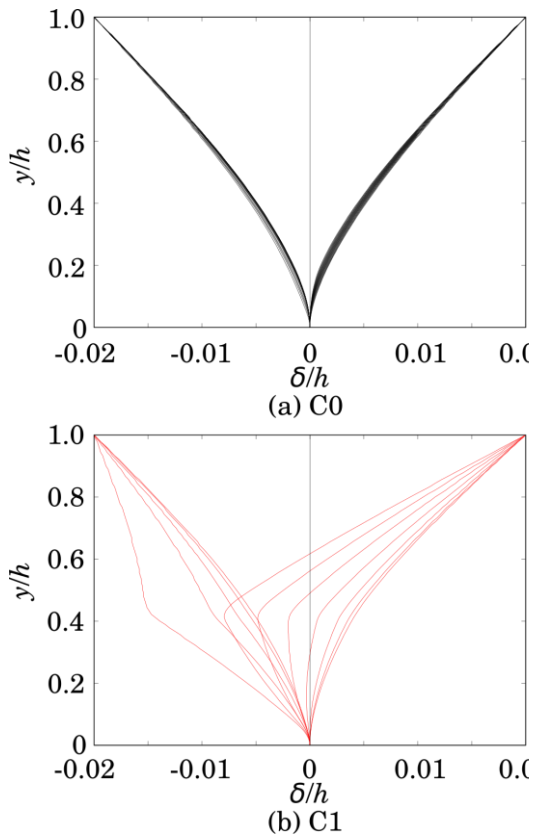


図4 梁要素モデルによる柱の変形形状

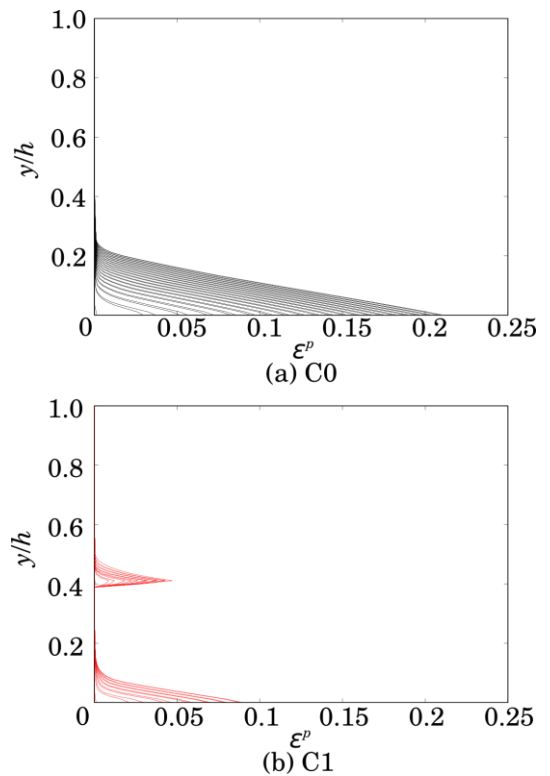


図5 梁要素モデルによる全相当塑性ひずみ分布

3. 定軸力下で繰り返し水平力を受ける鋼変断面柱の数値計算結果

図3は、数値計算により得られた荷重と変位の関係を示す。縦軸の荷重は柱基部の X 軸方向反力の大きさに-1を乗じた値を、横軸は柱頭頂部の変位 δ を柱高さ h で無次元化した値を意味する。同図(a)および(c)の梁モデルによる計算結果は、いずれもほぼ一定の履歴ループとなり、大きな荷重低下が見られないことが確認できる。一方、同図(b)および(d)のシェル要素モデルによる計算結果は、C0において2サイクル目で、C1において3サイクル目で大幅な荷重低下が発生していることが確認できる。これは、後述する柱断面を構成する板の局部座屈の発生に起因する。

図4は、梁要素モデルにおける $\pm 0.02h$ の作用時点での柱全体の变形形状を示す。同図の縦軸は柱長さ方向(Y 軸方向)の着目点を柱長さ h で無次元化した値を、横軸は着目点の X 軸方向の変位を柱長さ h で無次元化した値を意味する。同図(a)のC0の等断面柱では、サイクル数の増加後の柱の变形が柱基部を起点にほぼ左右対称となることが確認できる。一方、同図(b)のC1の変断面柱では、柱基部から $0.4h$ の変断面箇所および柱基部の2点を起点に変形が生じており、左右の繰り返し毎に変形モードが異なる不安定現象²⁾が発生することが確認できる。

図5は、梁要素モデルによる数値計算結果について、強制変位が0の位置となる0.5サイクル毎の柱全領域の全相当塑性ひずみ ϵ_p を示す。同図より、C0 caseでは、柱基部での全相当塑性ひずみが大きくなるとともに、柱上部方向への全相当塑性ひずみの進展が確認できる。また、同図(b)のC1 caseでは、柱基部および断面変化点での全相当塑性ひずみの発生が確認できる。そして、同図(a)と(b)の柱基部での全相当塑性ひずみの大きさを比較してみると、C1 caseがC0 caseに比べて1/2程度となることかわかる。これは、C1 caseが11サイクル目までしか計算できなかったことによる。しかしながら、C1 caseは断面変化点での塑性化に伴い、基部での損傷がC0 caseに比べて低減されている。

図6は、シェル要素モデルにより得られた柱基部から断面変化点付近まで要素について、強制変位が0の位置となる2サイクル毎の全相当塑性ひずみを等高線で示す。なお、同図は、 $Z=D/2$ の位置から XY 面を投影するとともに、変形倍率は1.5倍としている。同図より、繰り返し数の増加とともに、上側のC0 caseでは柱基部が、下側のC1 caseでは断面変化点が大きく局部変形していることがわかる。同図のシェル要素によるC1 caseの結果について、図4および図5で示した梁要素モデルに見られた柱基部および断面変化点の2か所での塑性化の発生は認められず、断面変化点に集中していることがわかる。

4. おわりに

本研究では、定軸力下において繰り返し強制水平変位を受ける鋼変断面柱を梁要素またはシェル要素を用いた非線形有限要素解析を実施し、その力学的挙動を照査した。本研究で得られた成果を以下にまとめる。

- (1) 既往の文献を参考にした鋼変断面柱を梁要素でモデル化した数値計算は、繰り返し回数の増加とともに柱基部と断面変化点の2か所で塑性化が進展し、その変形状が非対称なモードとなる。
- (2) 一方、梁要素を用いた鋼変断面柱の柱基部と断面変化点の2か所での塑性化の進展による不安定現象は、局部座屈を考慮したシェル要素による数値計算においてみられなかった。

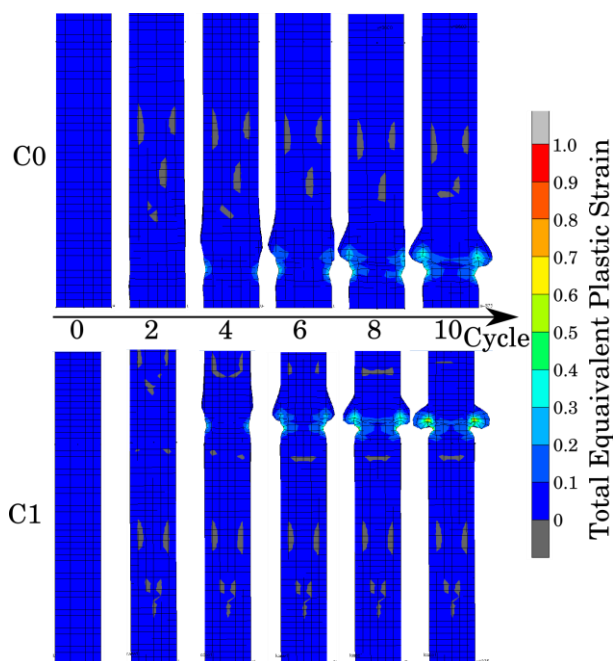


図6 シェル要素モデルによる全相当塑性ひずみ分布

本研究成果は、極限られた鋼変断面柱のみを対象としたため、不安定挙動発生メカニズムの解明に結び付けることができない。今後、より多くの変断面柱形状および負荷条件を考慮して、これらの力学的挙動を明らかにする必要がある。

謝辞

本研究は、日本鉄鋼連盟 2019 年度鋼構造研究・教育助成事業により実施したものです。ここに記して謝意を申し上げます。

参考文献

- 1) 酒造敏廣：繰り返し水平力を受ける鋼変断面片持ち柱の崩壊メカニズムの変動特性, 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol. 73, No. 4 (地震工学論文集第 36 巻) , I9-I18, 2017.
- 2) 酒造敏廣：繰り返し水平力を受ける鋼変断面片持ち柱の弾塑性挙動に関する研究, 土木学会論文集, No. 446, pp. 127-136, 1992.