

シェル要素で離散化した単軸水平方向に繰返し負荷を受ける鋼変断面柱の力学的挙動

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 宮寄 靖大

1. はじめに

我が国における供用中の吊橋や斜張橋などの長大橋の主塔および鋼製橋脚には、柱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。このような鋼製変断面柱の設計性能照査では、一般に簡易的な等断面のモデルに置換され、数値計算が行われている。酒造¹⁾は、鋼製変断面柱を剛体ばねにより要素モデル化し、定軸力または軸力作用変動下で水平繰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製変断面柱は、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。

本研究では、鋼製変断面柱を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ことを目的とする。

2. 鋼製変断面柱の形状

本研究で対象とする柱を図1に示す。変断面柱は、断面変化点($k=0.4$)の下側を柱基部(sec.1)、上側を柱上部(sec.2)とし断面を変化させる。変断面柱形状は、式(1)の細長比パラメータを $\bar{\lambda}=0.4$ と固定し、柱高さ h を決定した。ここで、 r はsec.1の断面二次半径($=\sqrt{I/A}$)を表す。

$$\bar{\lambda} = \frac{1}{\pi} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E}} \frac{kh}{r} \quad (1)$$

ここで、 σ_y は鋼材の降伏応力($=335\text{MPa}$)を、 E はヤング係数($=206\text{GPa}$)を意味する。また、式中の k は式(2)で示す変断面柱の有効座屈長係数²⁾を意味する。

$$k = \sqrt{0.4 + 0.6 \frac{I_1}{I_2} - \frac{1}{\pi} \left(\frac{I_1}{I_2} - 1 \right) \sin 0.4\pi} \quad (2)$$

変断面柱の断面形状は、図1(b)に示すように、フランジおよび腹板の中心までの幅($B=D$)を750mmとした中空正方形断面とし、sec.1とsec.2の板厚 t_i を変化させる。断面を構成する板厚は式(3)の幅厚比パラメータを用いて決定した。

$$\bar{\lambda}_{pi} = \frac{b}{t_i} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\nu)^2}{k_p \pi^2}} \quad (3)$$

ここで、 b は断面の板幅($B=D$)、 ν はポアソン比($=0.3$)、 k_p は板の座屈係数($=4.0$)である。

本研究のモデルには、初期不整が無い状態を仮定し、応力ひずみ関係については図2に示すようなBilinear型(二次勾配が $E/100$)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。

柱に与える負荷条件は、柱の頭頂部にsec.2の全断面降伏軸力 N_{y2} の0.3倍を与えるとともに、 X 軸方向に、柱の降伏変位の $\pm 3.0\delta_y$ を強制変位として30サイクル与える。なお、柱の降伏変位 δ_y は式(4)より求める。

$$\delta_y = \frac{0.7\sigma_y h^2}{3EI_2} \quad (4)$$

対象とする柱は、4節点厚肉シェル要素を用いて有限要素離散化する。表1は、本研究で対象とした解析パターンを示す。変断面柱の構成は、柱基部の幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_{p1}$ に対して、柱上部の幅厚比パラメータ $\bar{\lambda}_{p2}$ を0.1および0.2大きくして変化させる。以上の解析は、汎用非線形有限要素解析ソルバーMarc³⁾を用いて行う。

表 1 解析モデルの各数値

Model	$\bar{\lambda}$	$\bar{\lambda}_{p1}$	$\bar{\lambda}_{p2}$	板厚(mm)		柱高さ(mm)
				t_1	t_2	h
S040203	0.4	0.2	0.3	79.53	53.02	9691
S040204			0.4	79.53	39.77	8972
S040304		0.3	0.4	53.02	39.77	10043
S040405		0.4	0.5	39.77	31.81	9921

3. 繰返し負荷を受ける鋼変断面柱の数値計算結果

図 3 は、本研究で対象とした鋼製変断面柱の荷重と変位の関係を表す。同図の縦軸は、数値計算によって得られた荷重を、式(5)に示す降伏荷重 H_y で無次元化した値を、横軸は柱の頭頂部に与えた強制変位 δ を柱の降伏変位 δ_y で無次元化したものである。

$$H_y = \frac{0.7\sigma_y I_2}{h(B/2)} \tag{5}$$

また、図 4 に図 3 で示した荷重と変位の関係において、 $\pm 3.0\delta_y$ 時の荷重 H_{max_i} について初期の最大荷重 H_{max_1} で無次元化した値と繰返し回数を示す。

図 3(a)より、サイクルの増加によるヒステリシスループの増加が確認できる。しかし、図 4 より、24 サイクル以降では、不安定現象発現による荷重の低下が生じている。次に、図 3(b)では、図 4 より初期の段階から荷重の低下が見られる。これは、断面変化点での局部座屈の発生が原因である。そして、図 3(c)では、同図(a)と同様に初期の段階からヒステリシスループの増加が確認でき、図 4 より 20 サイクル以降から、不安定現象発現による急激な荷重の低下が発生している。一方、図 3(d)では、柱基部での局部座屈による大きな荷重の低下は確認できなかった。

図 5 は、対象とした鋼製変断面柱の $\pm 3.0\delta_y$ 作用時の柱全体の変形形状を示す。同図の縦軸は柱高さを各節点の値で無次元化した値を、横軸は柱の断面の 4 つの頂点の節点変位を平均して表した値 δ_s を柱の降伏変位 δ_y で無次元化した値を表す。同図(a)および(c)では、柱全体が大きく変形をしていることがわかる。一方、同図(b)では、S040203 モデルおよび S040304 モデルに比べて断面変化点での局部的な変形が大きく現れていることがわかる。これは、柱基部および柱上部の板厚の差が大きくなることで断面変化点でのひずみが蓄積し、塑性

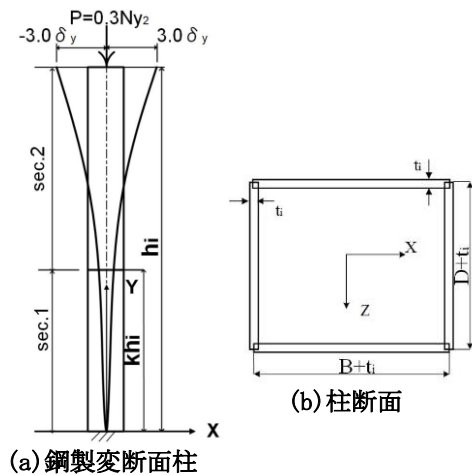


図 1 鋼製変断面柱形状

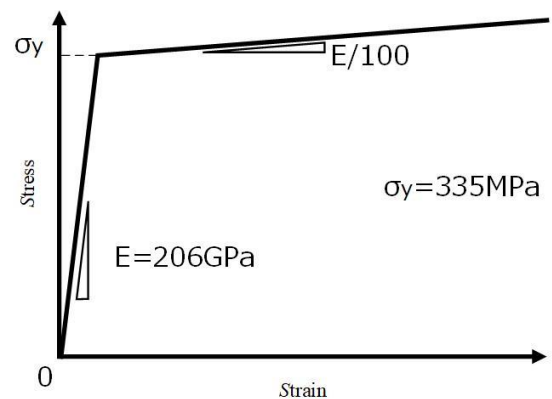


図 2 応力ひずみ関係

化が進展するためである。一方、同図(d)では、柱基部の局部座屈の発生が確認できる。これらの結果により、幅厚比パラメータの差が 0.1 となるモデルでは柱全体が大きく変形し、不安定現象が発現しやすいモデルであるということがわかる。しかしながら、S040405 モデルにおいては、柱基部での変形が主となっているため、不安定現象が発現しない要因を詳細に調べる必要がある。

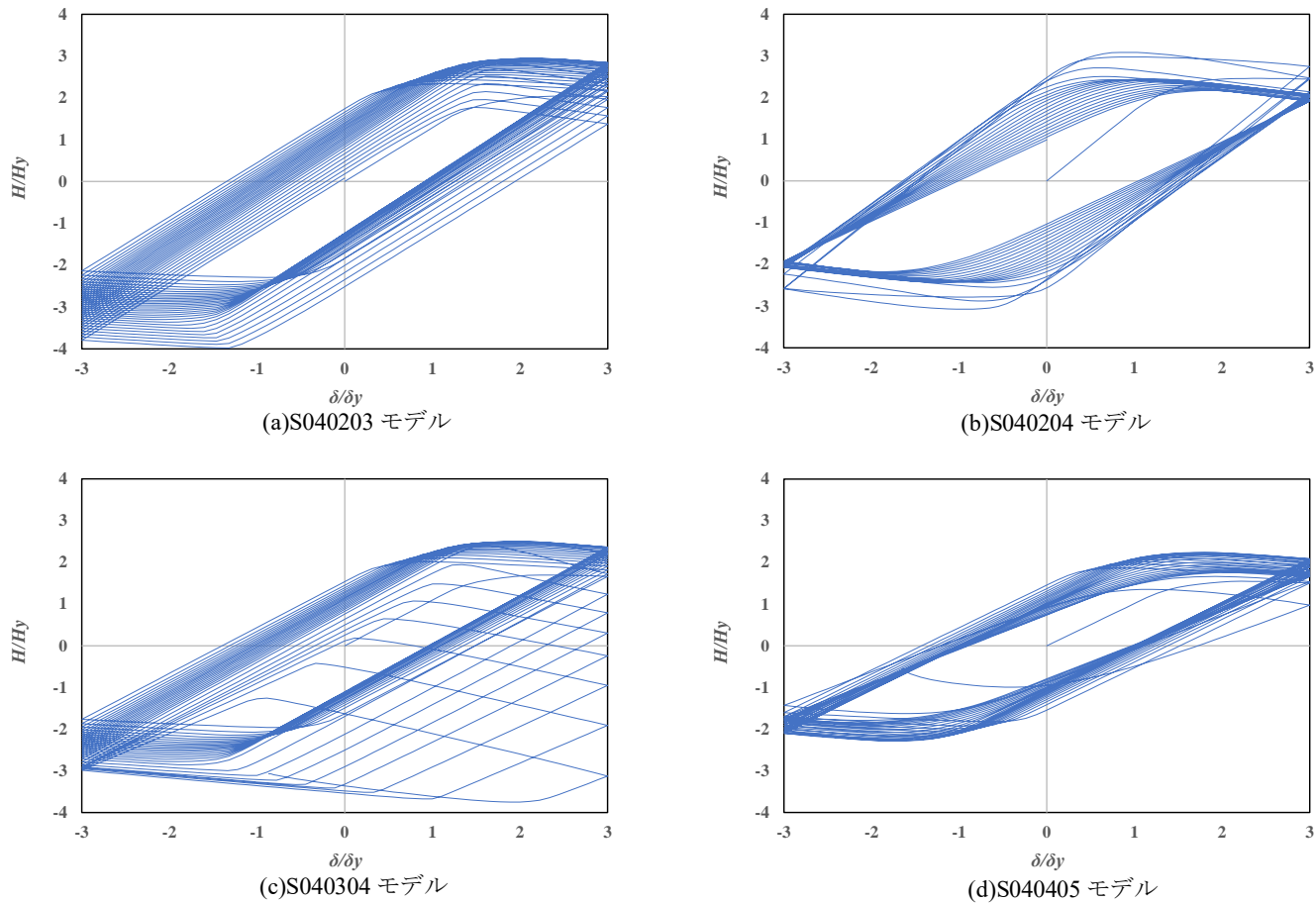


図 3 変断面柱の荷重と変位の関係

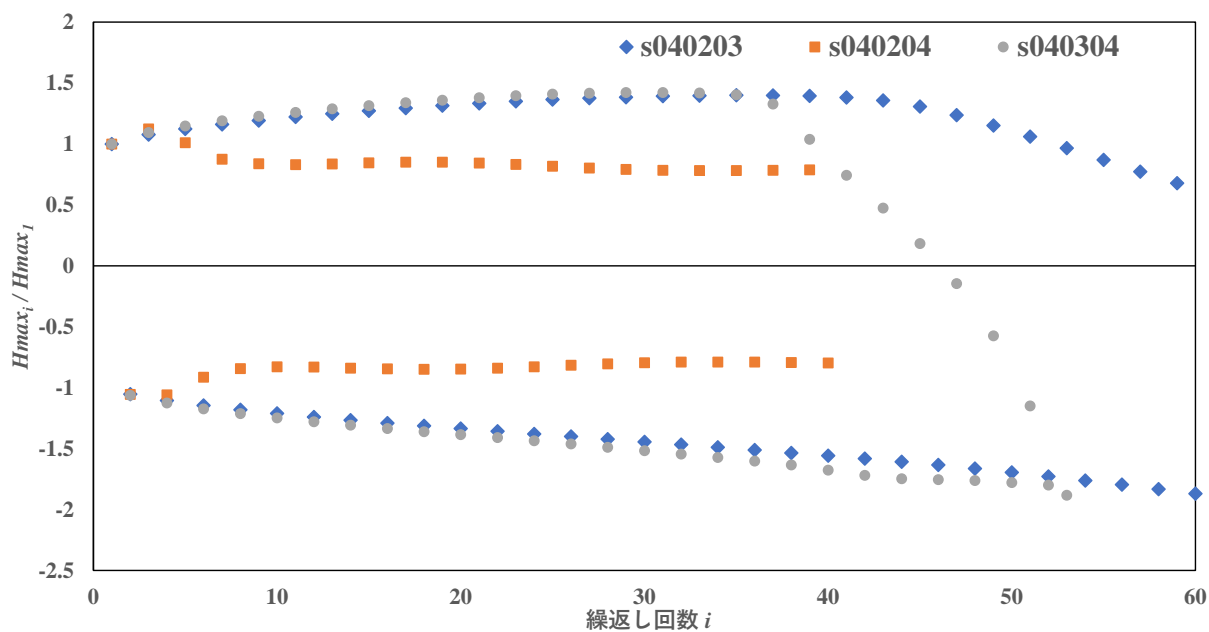


図 4 繰返し回数と最大荷重比の関係

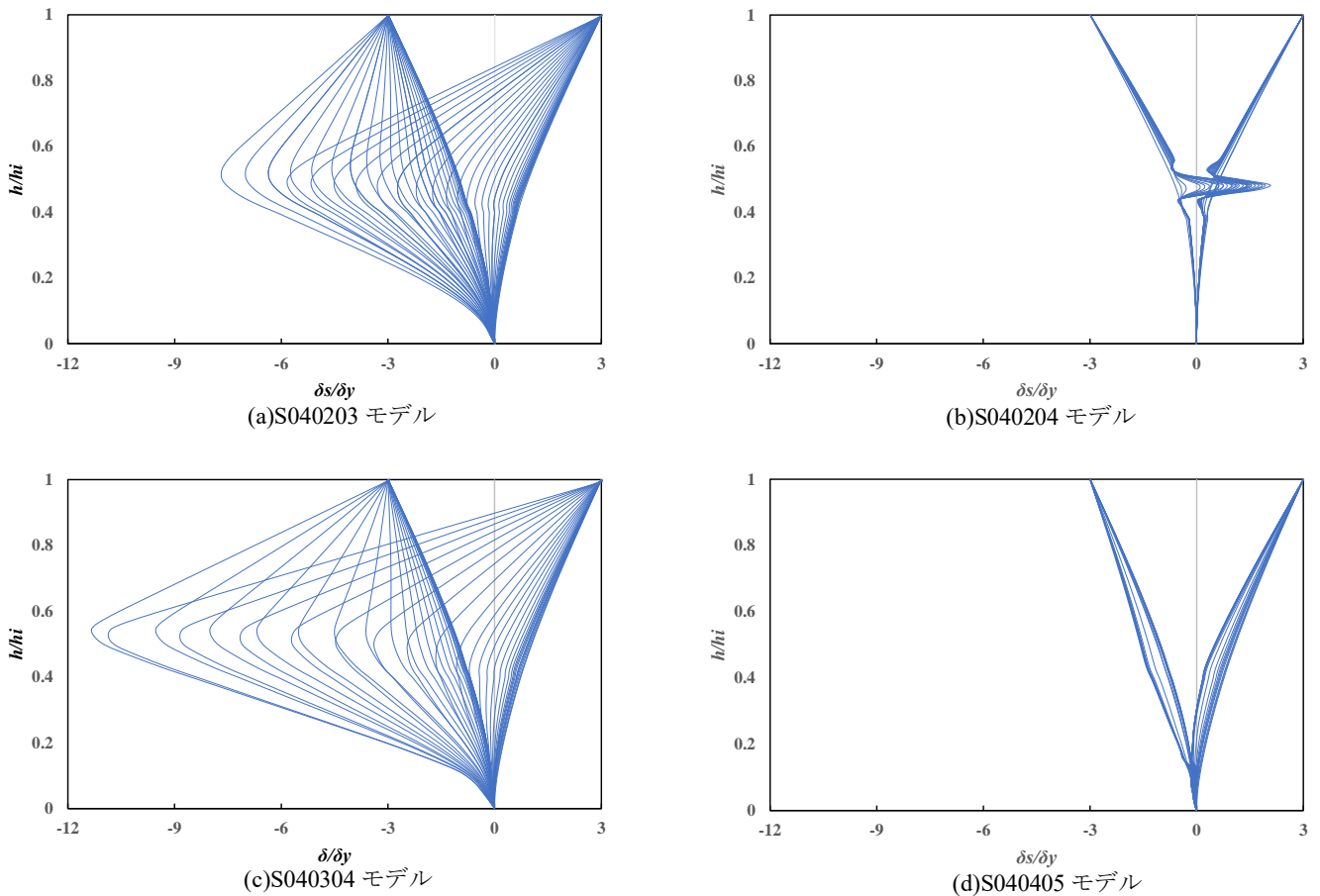


図5 ±3.0 δ_y における柱の変形形状

4. おわりに

本研究では、シェル要素で有限要素離散化した定軸力下で繰返し水平力を受ける鋼製変断面柱を非線形有限要素解析を用いて力学的挙動を調べた。本研究で得られた結果を以下に示す。

- (1) 対象とした S040203 モデルおよび S040304 モデルの強度特性は、20 サイクル以降において不安定現象発現に伴う荷重低下が現れた。
- (2) 幅厚比パラメータの差が大きいモデルでは、断面変化点でのひずみの蓄積が進行し、局部座屈の発生およびそれによる荷重の低下を確認した。
- (3) 幅厚比パラメータの差が 0.1 離れているモデルにおいて、不安定現象が現れる傾向があると考えられる。そのため、細長比パラメータを変化させるなどより多くの数値を変化させた変断面柱で解析を行う必要がある。

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、謝意を表します。

参考文献

- 1) 酒造敏廣：繰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) Stephen P. Timoshenko, James M. Gere：THEORY OF ELASTIC STABILITY Second Edition, MC Graw Hill, pp.113-116, 1961.
- 3) MSC Software Co.：Marc User's Guide, MSC Software Corporation, 2014.