

高張力鋼を用いた正方形断面橋脚の変形性能

中央コンサルタンツ 正会員 ○仁井啓貴

九州工業大学 正会員 山口栄輝

東京工業大学大学院 正会員 小野 潔

1. はじめに 兵庫県南部地震において道路橋の鋼製橋脚に甚大な被害が生じた．それを受けて耐震設計が見直され，兵庫県南部地震級の地震に対しても限定的な損傷に留めるべく設計することとなった．そのため，多くの検討がなされており，現在に至っている．しかしながら，現在の道路橋示方書・同解説 耐震設計編の規定においてはSM570 以上の高張力鋼を適用するための備えはなく，耐震設計法を確立するには，多くの基礎的データが必要とされている．時間や費用の制約上，必要なデータを実験のみで得ようとするのは現実的ではない．一方，コンピュータや構造解析ソフトの飛躍的な進歩により，非線形構造解析も比較的容易に行える環境が整ってきている．これらのことを踏まえ，本研究では，3次元有限要素法による複合非線形解析を行い，高張力鋼を用いた鋼製橋脚の耐震性を検討する．なお，本解析では，汎用有限要素解析プログラムABAQUS¹⁾を用いる．

2. 解析概要

2.1 解析対象鋼製橋脚 道路橋示方書・同解説 耐震設計編の規定²⁾(0.2

R_F 0.5, 0.3 R_R 0.5, 0 P/P_y 0.2, 0.2 λ 0.4) を参考に，表-1 に示す 9 種類の正方形断面橋脚を本研究での解析対象橋脚とする．ここで， R_F は補剛板全体の幅厚比， R_R は補剛材間パネル幅厚比， P は圧縮軸力， P_y は公称降伏圧縮軸力， λ は細長比である．材料特性はSM570 材の引張試験結果をもとに，ヤング率は 205800N/mm²，ポアソン比は 0.3，初期降伏応力は 450N/mm²，真応力 - 対数塑性ひずみ関係は図 - 1 の通りとする．構成則には三曲面モデル³⁾を用いる．

2.2 载荷条件 橋脚の耐震性実験で標準的に行われている方法に従い，図

- 2(a)に示すように，橋脚頂部に一定圧縮軸力 P を作用させ，さらにその点の水平変位 δ の振幅が $0 \rightarrow +\delta y \rightarrow -\delta y \rightarrow +2\delta y \rightarrow -2\delta y \cdots$ と漸次増加しながら変化するように繰り返し水平荷重 H を静的に作用させる．なお，基本変位 δy は初期降伏水平変位である．また，基本変位 δy に対応する水平荷重を H_y とする．

2.3 解析モデル 対称性を考慮して，1/2 のみをシェル要素と梁要素でモデル化する．シェル要素は局部座屈の発生が予想される橋脚基部(最下段のダイアフラム位置まで)に用い，残りを梁要素としている(図 - 2(b))．

3. 解析結果

3.1 細長比の影響 S13, S19, S22 の解析結果として，水平荷重 - 水平変位関係の履歴曲線の第一象限における包絡線を図 - 3 に示す．これらの橋脚では細長比のみが異なり，S13 で 0.20，S19 で 0.30，S22 で 0.40 となっている．最大水平荷重 H_{max}/H_y に着目すると，S13, S19, S22 で 1.40, 1.38, 1.35 が得られており，対応する水平変位 $\delta_m/\delta y$ は 2.27, 1.95, 1.83 となっている．すなわち，細長比 λ が大きくなるにつれ，最大水平荷重，対応する水平変位はともに小さくなる傾向が認められる．全く同様の傾向は，S18, S21, S24 の比較においても見られる．

キーワード：高張力鋼，耐震設計法，有限要素解析

表 - 1 解析ケース

	R _R	R _F	λ	P/P _y
S13	0.50	0.50	0.20	0.15
S15	0.50	0.30		
S18	0.30	0.30		
S19	0.50	0.50	0.30	
S20	0.50	0.30		
S21	0.30	0.30		
S22	0.50	0.50	0.40	
S23	0.50	0.30		
S24	0.30	0.30		

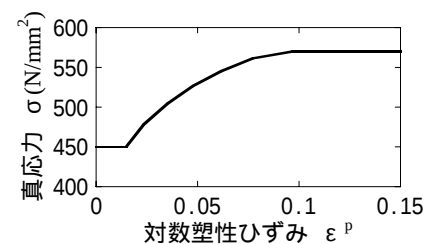
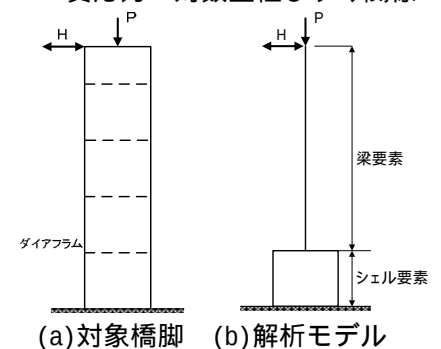


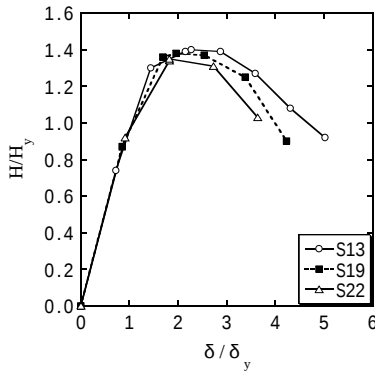
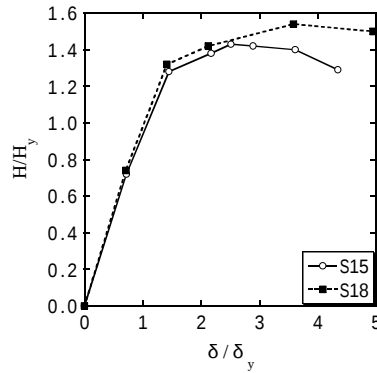
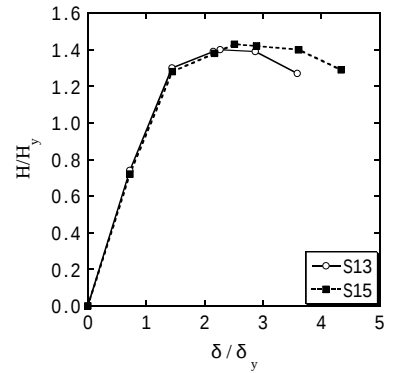
図 - 1 真応力 - 対数塑性ひずみ関係



(a)対象橋脚 (b)解析モデル

図 - 2 解析対象

連絡先： 〒804-8550 福岡県北九州市戸畑区仙水町 1 番 1 号 Tel. 093-884-3110 Fax. 093-884-3100

図 - 3 細長比 λ の影響図 - 4 幅厚比 R_R の影響図 - 5 幅厚比 R_F の影響

3.2 補剛材間パネル幅厚比の影響 S15, S18 の解析結果を図 - 4 に示している。S15, S18 では、補剛材間パネル幅厚比 R_R のみが異なり、それぞれ 0.50, 0.30 の値を有している。この 2 つの橋脚では、最大水平荷重 $H_{\max}/H_y$ はそれぞれ 1.43, 1.54, 対応する水平変位 δ_m/δ_y はそれぞれ 2.52, 3.59 である。これより、 R_R が小さいほど、最大水平荷重、対応する水平変位ともに大きく、耐荷力、変形性能ともに向上することが分かる。全く同様の傾向は、S20, S21 の比較においても認められる。

3.3 補剛材全体の幅厚比の影響 S13, S15 の解析結果を図 - 5 に

示している。S13, S15 では、補剛板全体の幅厚比 R_F のみが異なり、それぞれ 0.50, 0.30 の値を有している。この 2 つの橋脚では、最大水平荷重 $H_{\max}/H_y$ はそれぞれ 1.40, 1.43, 対応する水平変位 δ_m/δ_y はそれぞれ 2.27, 2.52 である。これより、 R_F が小さいほど、最大水平荷重、対応する水平変位ともに大きく、耐荷力、変形性能ともに向上することが分かる。全く同様の傾向は、S19, S20 および S22, S23 の比較においても認められる。

3.4 算定式との比較 普通鋼で製作された補剛箱形断面橋脚を対象とした最大水平荷重の算定式が次のように与えられている⁴⁾。

$$\frac{H_{\max}}{H_y} = \frac{0.10}{(R_F \bar{\lambda} \bar{\lambda}_s)^{0.5}} + 1.06 \quad (1)$$

算定式と本解析結果を合わせてプロットしたものを図 - 6 に示す。この図より、高張力鋼を用いた場合の $H_{\max}/H_y$ は算定式を下回っていることが理解される。特に、横軸の値が小さい領域で算定式との差は大きい。

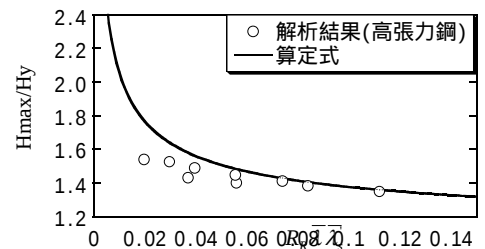
4 まとめ

- ・細長比、幅厚比を小さくすることで最大水平荷重、対応する水平変位ともに大きくなり、耐震性能が向上する。
- ・普通鋼の補剛箱形断面橋脚の最大水平荷重算定式は、高張力鋼の場合には適用できない可能性が高い。

謝辞 本研究の一部は日本鉄鋼連盟の学生研究助成により遂行した。ここに記して感謝致します。

参考文献

- 1) ABAQUS/Standard User's Manual, Ver.5.8, 1998.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説，Ⅴ 耐震設計編，丸善，2002。
- 3) 後藤芳顯他：繰り返し荷重下の鋼製橋脚の有限要素法による解析と材料構成則，土木学会論文集，No.591/I-43，pp.189-206，1998。
- 4) 宇佐美勉編著：鋼橋の耐震・制震設計ガイドライン，2006。

図 - 6 算定式との比較 ($H_{\max}/H_y$)