

SM570を使用したコンクリート充填鋼製橋脚の 細長比パラメータに着目した正負交番載荷試験

神田 信也¹・山内 貴宏²・和田 新³
田嶋 仁志⁴・志治 謙一⁵・岡田 誠司⁶

¹正会員 工修 首都高速道路株式会社 保全・交通部（〒100-8930 東京都千代田区区霞が関1-4-1）

²正会員 工修 首都高速道路株式会社 課長代理 東京西局プロジェクト本部
（〒141-0032 東京都品川区大崎1-6-3）

³正会員 工修 首都高速道路株式会社 課長代理 技術部（〒100-8930 東京都千代田区区霞が関1-4-1）

⁴正会員 工博 首都高速道路株式会社 部長 技術部（〒100-8930 東京都千代田区区霞が関1-4-1）

⁵正会員 工修 （株）IHIインフラシステム 都市高速部（〒108-0023 東京都港区芝浦三丁目17番12）

⁶正会員 工博 （株）IHIインフラシステム 開発部（〒108-0023 東京都港区芝浦三丁目17番12）

1. はじめに

1995年の兵庫県南部地震において道路橋の鋼製橋脚は倒壊他、大きな被害を受けている。その鋼製橋脚の被災例や鋼製橋脚を模した供試体の実験等で得られた知見^{1), 2)}等を基に、その後に改訂された平成14年、平成24年道路橋示方書V^{3), 4)}では鋼製橋脚については塑性域の耐力および変形性能を考慮した設計法が規定されている。その中において、コンクリートを充填した矩形断面鋼製橋脚については具体的な耐震性能評価手法が示されているが、それらは実験結果を基に設定されており、その適用範囲は実験により確認した供試体の構造諸元をもとに決められている。その中で、SM570を用いた鋼製橋脚の試験はきわめて少ないため、同材料に関する知見は少なく、その設計法を提案するに至っていない。

過去に建設された鋼製橋脚においては、一部でSM570を使用した断面を有する既設鋼製橋脚がある。これらの既設の鋼製橋脚を弾性範囲まで補強することは非常に困難であり、かつ、橋脚の耐力向上に合わせて、アンカーボルト、基礎構造を補強することは現実的ではない。そこで、SM570を使用した鋼製橋脚の耐震性能を把握するため、細長比パラメータを変化させた供試体の正負交番載荷実験を実施し、塑性領域の変形性能の確認を行った。

2. 供試体の設定と実験方法

(1) 力学パラメータ

供試体の細長比パラメータは、橋脚高が断面寸法に比してやや細長い鋼製橋脚を考慮できるように、式(1)に示す細長比パラメータが公称降伏応力度に対して、0.25, 0.4, 0.6になるように設定した。

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

ここで、 l は有効座屈長($l=2h$)、 h は載荷点高さ、 r は断面2次半径、 σ_y は鋼板の降伏応力度、 E はヤング係数である。

供試体は載荷装置の能力の許す範囲内で可能な限り大きな断面寸法とした。供試体の断面は、使用材料の公称降伏応力度($\sigma_y=450\text{N/mm}^2$)に対し、式(2)、式(3)で示される幅厚比パラメータ R_R 、 R_F が平成24年道示V⁴⁾の矩形断面コンクリート充填柱のM- Φ モデルの適用範囲を満足するように($R_R=0.65$, $R_F=0.55$)に設定した。

$$R_R = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{4\pi^2 n^2}} \quad (2)$$

$$R_F = \frac{b}{t} \sqrt{\frac{\sigma_y}{E} \frac{12(1-\mu^2)}{\pi^2 k_F}} \quad (3)$$

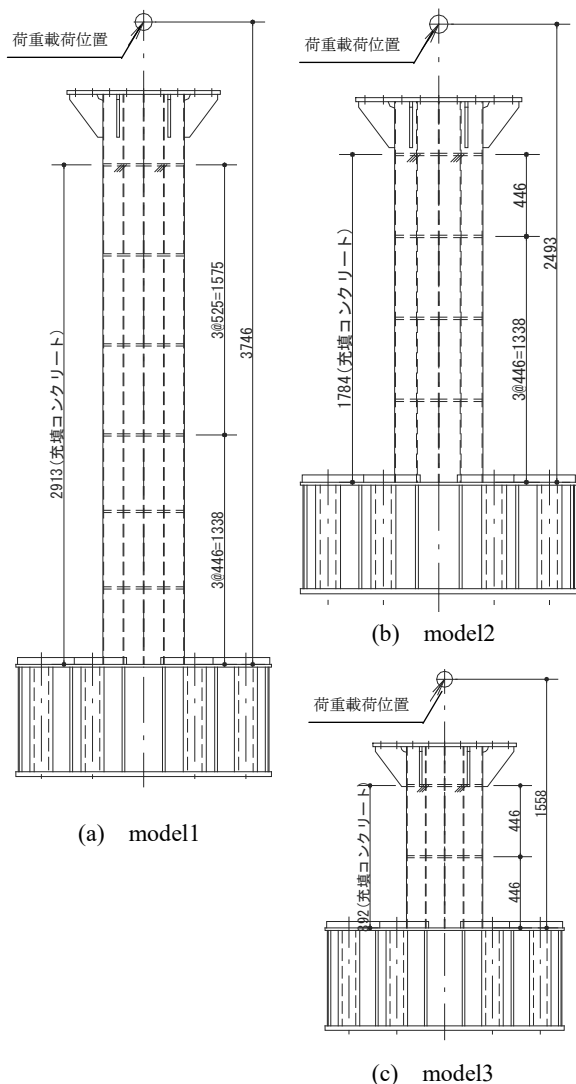


図-1 供試体形状

ここで、 b , t は補剛板の全幅、板厚、 μ はポアソン比(=0.3)、 n は補剛板が補剛材によって区切られるパネル数、 k_F は座屈係数である。

供試体の鋼種は全てSM570とし、サブパネル数を確保するために、フランジ、ウェブ、縦リブは板厚6mmを4.5mmに切削して使用した。供試体の断面形状を図-1に、供試体の諸元を表-1に示す。供試体に用いた鋼材の実降伏強度は514N/mm²、充填コンクリートの実圧縮強度は供試体毎に20.2、21.9、21.6N/mm²である。

(2) 作用軸力

供試体に与える軸力 N は、公称降伏軸力で評価した際に式(4)で算出される軸力比(N/N_y)が20%となるように設定した。

$$\frac{N}{N_y} = \frac{N}{A\sigma_y} \quad (4)$$

ここで、 A は鋼断面の全断面積である。

表-1 供試体諸元

	model1	model2	model3
構造寸法	フランジ幅 (mm)	478	478
	フランジ厚 (mm)	4.5	4.5
	ウェブ幅 (mm)	478	478
	ウェブ厚 (mm)	4.5	4.5
	リブ本数	3	3
	リブ厚 (mm)	4.5	4.5
	リブ幅 (mm)	40	40
	h (mm)	3746	2493
	a (mm)	433	433
材料 (公称)	N (kN)	961.47	961.47
	σ_v (N/mm ²)	450	450
	N/N_y	0.20	0.20
	λ	0.60	0.40
	R_R	0.65	0.65
	R_F	0.55	0.55
	σ_{ck} (N/mm ²)	20	20

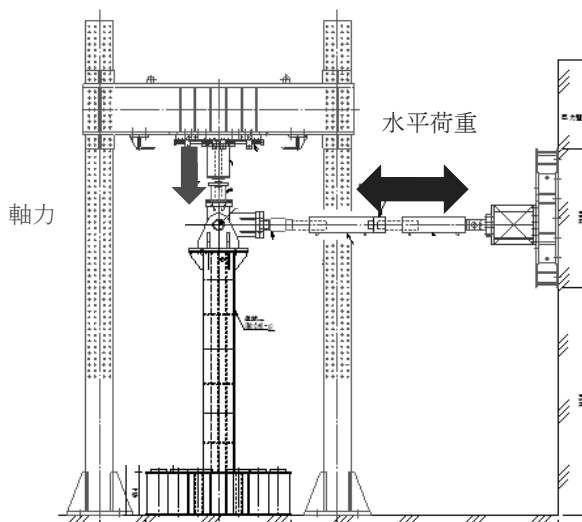


図-2 载荷概要図 (model1)

(3) 载荷装置

図-2にmodel1の実験時の载荷装置と供試体の配置図を示す。供試体基部はアンカーボルトで剛に固定した。载荷装置は、鉛直ジャッキと水平ジャッキを供試体の頭部に接続した。鉛直ジャッキは水平方向にスライドし、水平ジャッキは供試体と反力壁の接続部をピン構造としている。

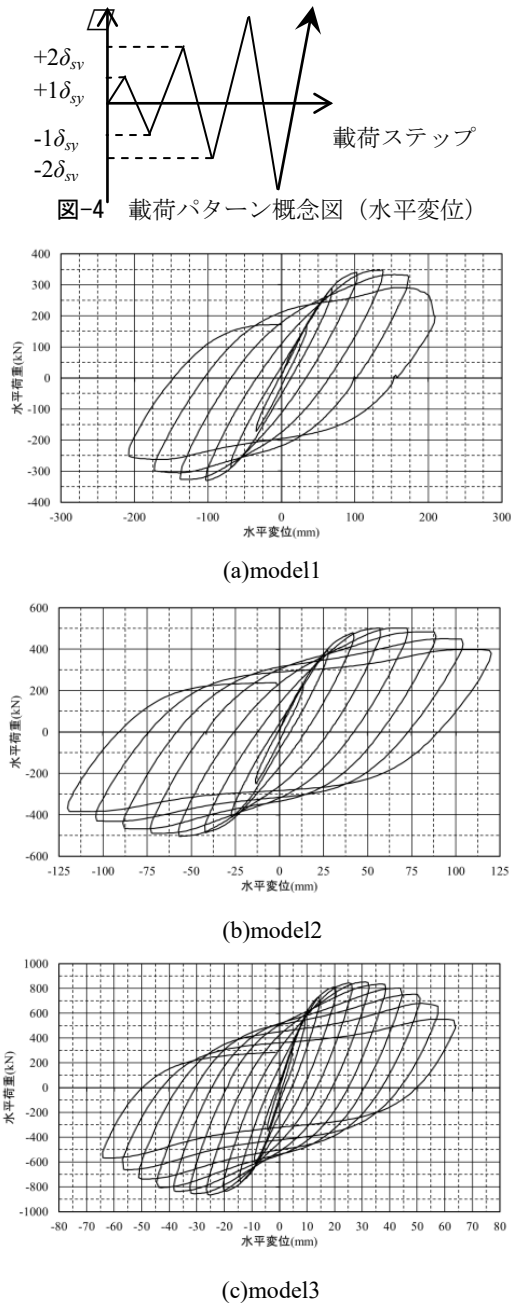


図-5 水平荷重－水平変位関係

(4) 荷重方法

実験では、まず供試体ごとに表-1に示した所定の軸力 N を鉛直ジャッキにより荷重した後、その軸力を保った状態で供試体頭部の水平ジャッキにより正負の水平荷重を静的に荷重した。水平荷重の荷重は既往の研究²⁾と同様に、式(5)から求まる鋼断面の公称降伏応力度より算出した降伏水平変位 δ_{sy} を基本とし、 δ_{sy} の整数倍の変位を漸次増加させた。なお、各 δ_{sy} における繰返し回数は1回とした。図-4に水平荷重の荷重パターンの概念図を示す。

$$\delta_{sy} = \frac{P_{sy} l^3}{3EI_s} \quad (5)$$

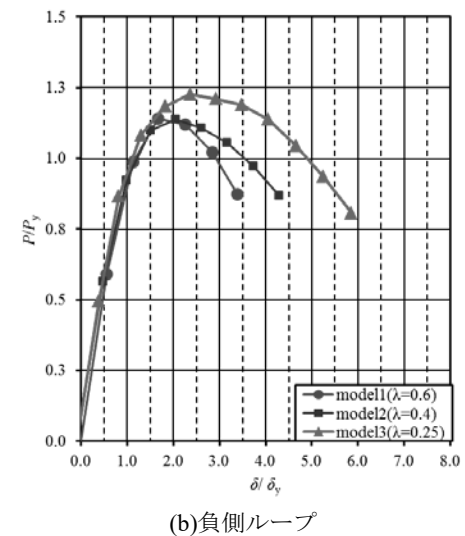
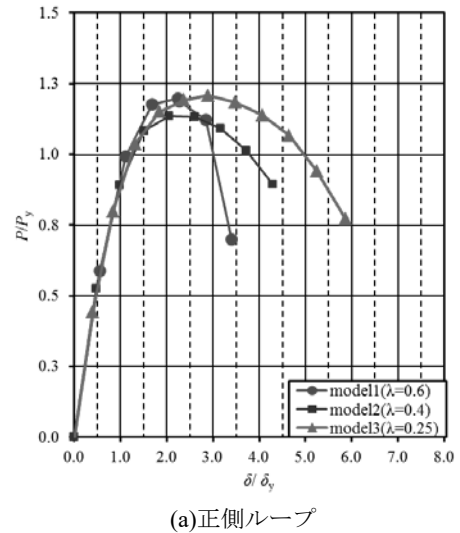


図-6 合成断面の降伏状態で無次元化した水平荷重－水平変位関係

$$P_{sy} = \left(\sigma_y - \frac{N}{A} \right) \frac{W_s}{l} \quad (6)$$

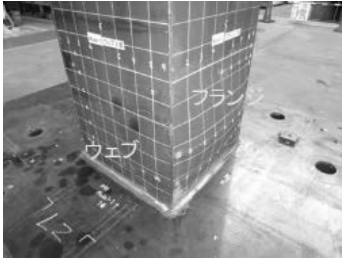
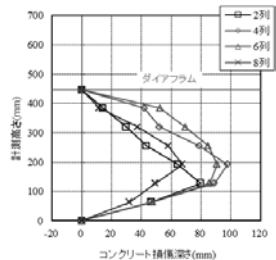
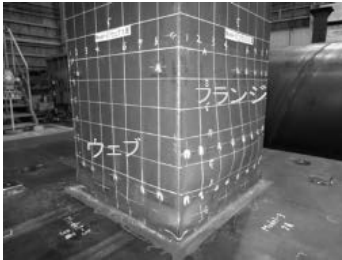
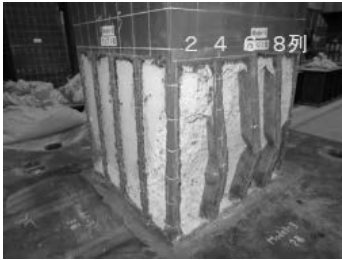
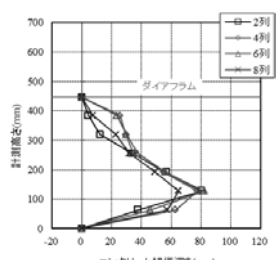
ここで、 σ_y は鋼材の降伏応力度、 N は実験時に供試体に荷重した鉛直荷重、 I_s 、 W_s は鋼断面の断面2次モーメント、断面係数である。

3. 実験結果

(1) 荷重変位関係と変形性能の比較

正負交番荷重試験によって得られた各供試体の水平荷重－水平変位関係を図-5に示す。各供試体の最大水平荷重は、model1で $+4\delta_{sy}$ 、model2で $-4\delta_{sy}$ 、model3で $+6\delta_{sy}$ となっており、その次のループより徐々に水平荷重が低下している。各供試体は最大水平荷重までは、目視できる限りにおいて母材にき裂等は発生していない。

表-2 基部パネルの損傷状況

	実験終了後基部パネル座屈形状	縦リブ・充填コンクリートの損傷状況	充填コンクリート損傷深さ
model1			
model3			

内部に充填したコンクリートを考慮した降伏水平荷重，降伏水平変位で無次元化した各供試体の水平荷重－水平変位関係の比較を図-6に示す．3供試体共に塑性率2程度の変形性能があることが確認できる．また， λ の増大と共に降伏水平荷重に対する水平荷重，降伏水平変位に対する水平変位が低下する傾向にあること， λ の増大と共に最大水平荷重後の耐力低下が大きいことが確認できる．

(2) パネルの損傷について

各供試体の基部のパネルは，パネル下端においてリブ間に凹凸ができる変形を生じている．その後，ループを重ねるに従い，パネル全体の座屈変形に進展している．表-2に，model1($\lambda=0.6$)、model3($\lambda=0.25$)の試験後の基部パネルの損傷状況（座屈形状、鋼板を撤去した内部の充填コンクリートの損傷）を示す．model3は基部パネルの基部側の損傷が大きくなっているが，model1はよりパネル中央側の損傷が大きくなっていることが確認できる．この二つの供試体はの N/N_y は同じであるが，model1は供試体長が長くなっている．これは，コンクリート無充填鋼製橋脚の知見⁵⁾でも同様のことが報告されている．

4. 結論

SM570を使用しコンクリートを充填した鋼製橋脚供試体の正負載荷試験を実施した．その結果，塑性率2程度の変形性能を有することを確認した．そし

て，同一軸力下においても λ の増大に伴い，その充填断面の降伏水平荷重，降伏水平変位に対する変形性能が低下すること，その劣化勾配が大きくなることを確認した．また，その損傷モードに差異のあることを確認した．

今回は λ に着目して試験検討を実施したが，鋼製橋脚の変形性能には他のパラメータも影響する⁵⁾．今後の課題として，他のパラメータについても整理を行い，あわせてSM570を使用した鋼製橋脚の変形性能に関して検討を行う必要がある．

参考文献

- 1) 兵庫県南部地震道路橋震災対策委員会：兵庫県南部地震における道路橋の被災に関する調査報告書，1995.
- 2) 建設省土木研究所，首都高速道路公団，阪神高速道路公団，名古屋高速道路公社，（社）鋼材倶楽部，（社）日本橋梁建設協会：道路橋橋脚の地震時限界状態設計法に関する共同研究報告書(I)～(VIII)，(総括編)，1997～1999.
- 3) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2002.
- 4) （社）日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編，2012.
- 5) 岡田誠司，小野潔，谷上裕明，徳永宗正，西村宣男：高圧縮軸力が作用する矩形断面鋼部材の耐震性能評価に関する研究，土木学会論文集A，Vol466(3)，pp-576-595，2010年9月．