

CFT 化した SM570 鋼による既設橋脚の塑性履歴挙動と耐力上昇の抑制法

名古屋工業大学大学院 学生員 ○水野 雅之

名古屋工業大学 フェロー会員 後藤 芳顯

名古屋工業大学 正会員 海老澤 健正

豊田工業高等専門学校 正会員 川西 直樹

1. まえがき：SM570 材の利用は通常弾性範囲に限られている¹⁾が、既設橋脚の耐震補強ではコンクリートを充填(CFT 化)するとともに塑性化を許容して耐震安全性を確保しなければならない場合がある。しかし、このような CFT 橋脚の塑性域での挙動はほとんど明らかでない。そこで、ここでは SM570 の無充填と CFT 橋脚模型の繰り返し載荷実験により履歴挙動を検討するとともにシェル要素を用いた FE 解析の適用性を検証する。また、鋼脚躯体の局部塑性ひずみの計算値からき裂発生の特性を考察する。さらに、CFT 化に伴う橋脚の耐力上昇を抑制して変形能のみを向上させる方法として中間弱層を充填部に挿入することの有効性も検討する。

2. 供試体の設計と実験方法：橋脚模型の幾何学形状は、図 1、表 1 のように、断面形状を正方形とし、基部から 3 パネルの無次元パラメータは対象とする SM570 実橋脚の橋軸直角方向基部パネルの値に近似するように設定した。供試体の縮尺は、荷重と変位が載荷装置の能力内に収まる条件から約 1/15 とした。塑性変形の生じる基部から 3 パネルは板厚 9mm の鋼板から 5.9mm に切削して製作し、目標無次元パラメータを満足させた。切削部の外形寸法は 180mm×180mm で上ベースプレート上面から載荷点までの高さは 913mm である。縦リブは各パネルの中央に 1 本配置し、パネルと同じ SM570 材から板厚を 2.1mm に切削し、高さを 18mm とした。ダイヤフラムは板厚 3.2mm の SS400 とし 92mm 間隔で 5 か所に配置した。CFT 橋脚では基部の 3 パネルの区間に普通コンクリートを充填した。載荷は水平変位制御による漸増両振り 1 回繰り返しとして与えた。このとき、基準振幅は公称値を用いて算定した初期降伏水平変位 $\delta_0=5.08\text{mm}$ (設計値) とした。

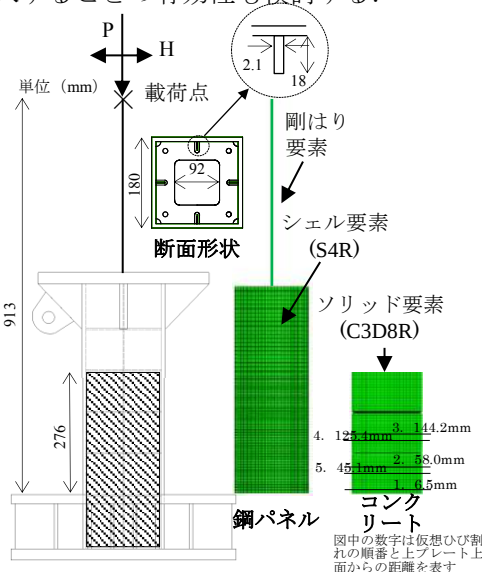


図 1 実験供試体および解析モデル

3. 橋脚の FE 解析：橋脚の解析には汎用解析ソフト ABAQUS を用いる。

鋼脚は鋼材の構成則に三曲面モデル²⁾

表 1 実橋脚・実験供試体諸元

を導入した厚肉シェル要素(S4R)で表す。三曲面モデルのパラメータは図 2 に示す SM570 の一軸引張試験結果と繰り返し載荷実験で同定した表 2 の値を用

	断面外幅 (mm)	板厚 (mm)	水平降伏 変位 δ_0 (mm)	水平降伏 荷重 H_0 (kN)	無次元パラメータ			
					R_R	R_F	R_S	γ/γ^*
実橋脚	3064	32	-	-	0.356	0.390	0.728	0.830
供試体 (設計値)	180	5.9	5.08	107	0.356	0.379	0.652	0.822

いた。充填コンクリートは 3 次元ソリッド要素(C3D8R)で表し、仮想ひび割れを主要な水平ひび割れ位置 5 か所に挿入した。ソリッド要素には表 3 のパラメータ値を持つ損傷塑性モデルを構成則として導入した。これらの値は充填コンクリートの圧縮、引張試験で一部同定するとともに、過去の実験で同定した値も用いた。鋼パネルとコンクリートの界面はコンタクトペアを用いるが、数値解析の収束性から、ダイヤフラム、縦リブとコンクリートの界面は接触バネ要素、コンクリートの仮想ひび割れ面は接触バネ要素とせん断バネ要素を用いて表現する³⁾。充填コンクリートの膨張角 ψ やダイヤフラム下面と充填コンクリートとの乾燥収縮などによる間隙は実験結果と比較して調整した。

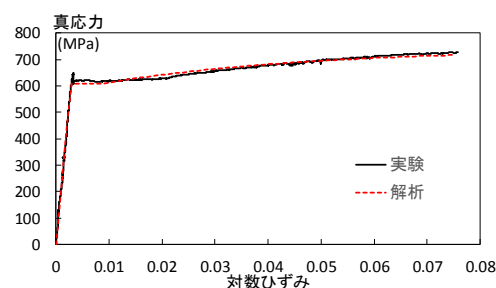


図 2 単調引張試験での応力-ひずみ関係

表 2 三曲面モデルのパラメータ

鋼種	E (GPa)	ν	σ_y (MPa)	σ_u (MPa)	f_b	β	ρ	κ	ξ
SM570	212	0.3	607	733	0.52	606	6.59	3.0	1.00

表 3 損傷塑性モデルのパラメータ

E_c (GPa)	ν_c	f'_c (MPa)	σ_{t0} (MPa)	K_c	σ_{b0}/σ_{c0}	e	ψ
29.1	0.19	33.1	2.61	0.67	1.16	0.1	30°

4. 履歴挙動特性と FE 解析の精度：無充填橋脚と CFT 橋脚の実験と解析により得られた水平荷重-水平変位関係の比較を図 3 に示す。図中にはき裂が最初に確認されたサイクルを×印にて示している。また、載荷終了時のき裂進展状況を図 4 に示す。無充填橋脚

キーワード SM570 コンクリート充填鋼製橋脚 FE 解析 低サイクル疲労

連絡先 〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町 名古屋工業大学 TEL052-735-5021 FAX052-735-5563

と CFT 橋脚ともに早期 (それぞれ $-3\delta_0$ と $-2\delta_0$) にき裂を確認したが, $9\delta_0$ (無充填橋脚), $7\delta_0$ (CFT 橋脚) でき裂がパネル幅方向に進展して耐力が急激に低下するまでは, 水平荷重—水平変位関係には大きな影響は見られない. CFT 橋脚の耐力は, き裂が進展するまでは上昇傾向にあることから, き裂進展がなければより大きな変形能が期待できる.

解析はいずれの橋脚についてもき裂が進展して耐力が低下するまでは実験結果と良く一致している.

5. 局部塑性ひずみの分布とき裂の特性: き裂発生の原因となる局部ひずみの FE 解析での算定精度を検討する. 無充填橋脚と CFT 橋脚の実験で計測した図 5 に示すパネル N 面の局部座屈位置近傍 ($s_N = -45\text{mm}$, $n_N = 45\text{mm}$) での鉛直方向 (n_N 方向) の局部ひずみ成分 (伸び成分) の応答を解析と比較して図 6 に示す. なお, ひずみはすべて降伏ひずみ ε_0 で無次元化している. 図 6 より無充填橋脚と CFT 橋脚ともに 4 サイクルまでは実験と解析はよく一致している. その後, 差が大きくなるが, これは解析精度が低下したのではなく, 繰り返しによりひずみゲージが剥離したためと考えられる. これより, 提示した FE 解析で, 少なくともき裂が進展するまでのパネルの局部ひずみをほぼ十分な精度で定量的に評価できるといえる.

FE 解析により算定された無充填橋脚と CFT 橋脚の基部パネルにおける相当塑性ひずみをもとに検討する. 水平荷重ピーク点近傍である $-5\delta_0$ と $-6\delta_0$ での塑性ひずみ量について, N 面パネルの上ベースプレート上面位置 $n_N = 0$ における s_N 方向の分布と N 面パネル角部 $s_N = -90\text{mm}$ での基部から 1 パネル間の高さ n_N 方向の分布を図 7 (a), (b) に示す. これより, 無充填橋脚, CFT 橋脚いずれにおいても, 相当塑性ひずみの顕著な集中が橋脚パネル角部で上ベースプレート上面位置に生じている. CFT 橋脚では無充填橋脚に比べてこの塑性ひずみの集中は一層大きい. 以上の塑性ひずみの分布特性は, き裂発生位置ならびに CFT 橋脚のき裂発生が無充填橋脚に先行する事実とも整合する.

6. CFT 化に伴う橋脚の耐力上昇の抑制: 既設橋脚の CFT 化に伴う橋脚の耐力上昇は基礎の負担上昇を招くだけでなく鋼パネルひずみ集中部のき裂発生を促進する原因となるので好ましくない. ここでは, 低強度・低剛性の中間弱層を充填部に挿入することで耐力上昇を抑制して変形能のみを向上させる方法 (図 8 (a)) の可能性を FE 解析で検討する. 中間弱層は水平耐力上昇がもっとも効率的に抑制される位置として, パネルの局部座屈変形が最も大きい位置に挿入する. 中間弱層の剛性・強度がコンクリートに比べて十分無視できる値を持つことを仮定して層厚が CFT 柱の耐力と変形性能に与える影響を検討した結果を図 8 (b) に示す. この場合, 中間弱層の層厚 4mm の場合に耐力を無充填の場合と同程度に保ったまま変形性能のみを向上できることがわかる.

参考文献: 1) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017. 2) 後藤ら: 土木学会論文集, No.780/I-70, pp.181-198, 2005. 3) 後藤ら: 土木学会論文集 A, Vol.66, No.4, pp.816-835, 2010.

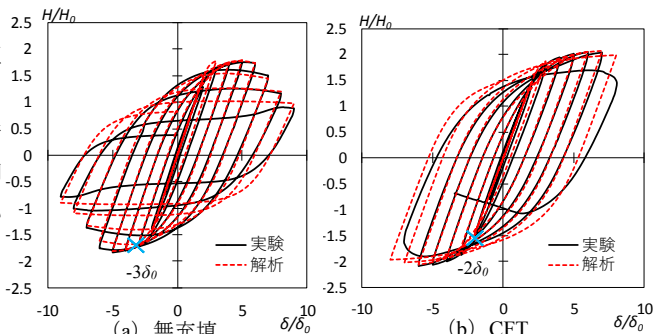


図 3 水平荷重—水平変位関係

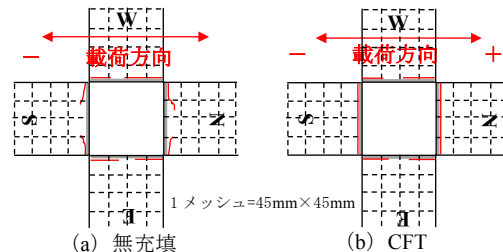


図 4 実験終了時のき裂の進展状況

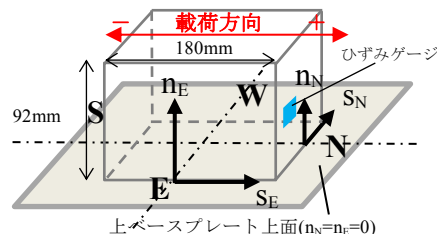


図 5 橋脚基部パネルの局所座標系とひずみゲージ位置

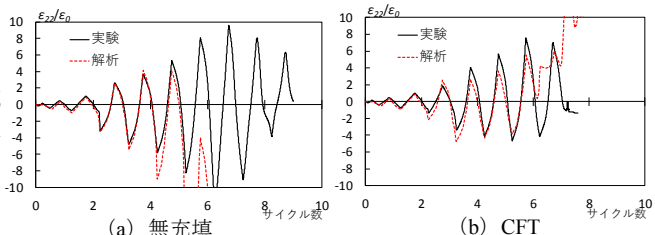


図 6 ひずみゲージ貼付位置での鉛直方向ひずみの時刻歴

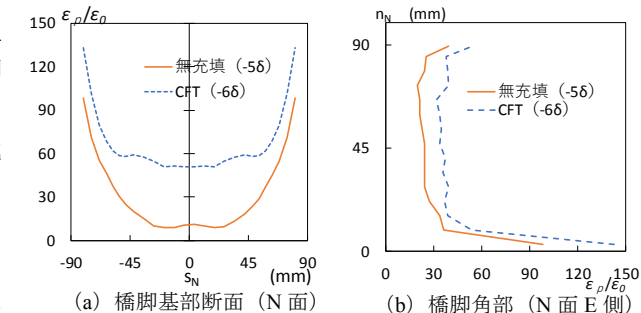


図 7 相当塑性ひずみ分布

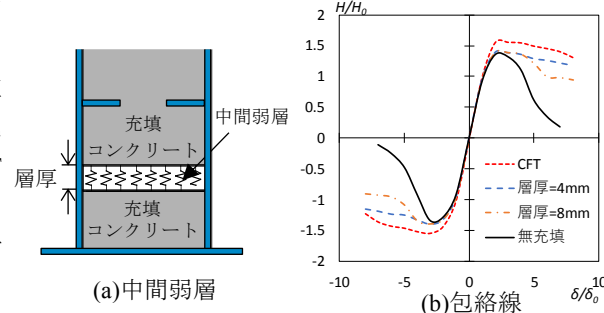


図 8 中間弱層のモデル化と層厚が包絡線に与える影響