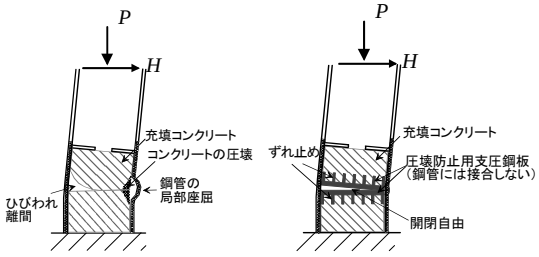
支圧拘束板を用いた CFT 橋脚の耐震性能向上に関する研究

豊田工業高等専門学校　正会員　○川西 直樹　名古屋工業大学　フェロー会員　後藤 芳顯
清水建設株式会社　正会員　松岡 陵平　名古屋工業大学　正会員　海老澤 健正

1. 研究背景と目的

繰り返し水平荷重を受ける通常の CFT 橋脚では，充填コンクリートに水平ひび割れが発生し，このひび割れの開閉により，**図 1**(a)のようにひび割れ面の縁端部に比較的大きな繰り返し圧縮を受ける．この圧縮力でコンクリートひび割れ面の縁端部が圧壊し圧縮力を受け持つことができなくなると鋼管の局部座屈が進行し，軟化域での復元力の低下が生じる．軟化域での復元力の低下を防止し，CFT 橋脚の変形性能をさらに高めるには充填コンクリートひび割れ面縁端部での圧壊防止が重要と考えられる．



(a) 支圧拘束板なし　(b) 支圧拘束板あり

図 1　支圧拘束板のメカニズム

そこで本研究では，このようなひび割れ面縁端部でのコンクリートの圧壊を抑制するために**図 2** に示す一対の支圧拘束板 [1]を**図 1**(b)のように充填コンクリート内の水平ひび割れ位置にあらかじめ挿入することで CFT 橋脚の耐力を上昇させずにさらなるエネルギー吸収能の向上を計ることを検討した．一対の支圧拘束板の片面はスタッドを配置し充填コンクリートに接合するが，鋼管には接合しない．また，支圧拘束板の互いの接触面は自由に開閉する．支圧拘束板の効果は実大橋脚の 1/10 の供試体による 1 方向繰り返し載荷実験とともに，高精度な FE モデル [2)~4)]による解析により検証する．

図 2　支圧拘束板

表 1　供試体の諸元

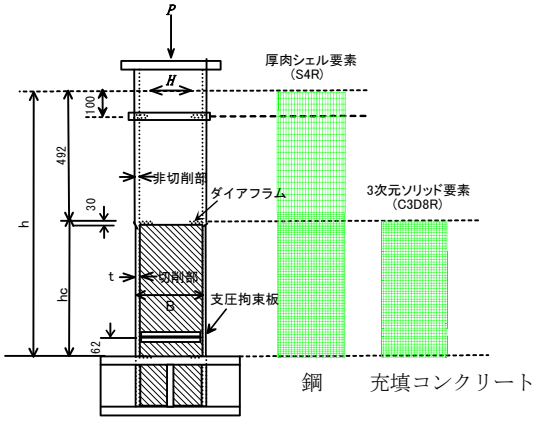
橋脚	t_R [mm]	h [mm]	h_c [mm]	t [mm]	B [mm]	R_t	$\bar{\lambda}$	P/P_0	H_0 [kN]	δ_0 [mm]
C0	-	900	408	6.00	206.14	0.640	0.263	0.118	91.4	3.07
C1	6.0	900	408	6.00	206.80	0.642	0.263	0.117	92.0	3.07
C2	12.0	900	408	5.90	206.65	0.633	0.263	0.119	90.3	3.06

2. 繰り返し載荷実験

表 1 と**図 3** に示す無補剛正方箱形断面による 3 種類の CFT 橋脚供試体を用いて，一方向繰り返し載荷実験を実施する．　実験ケースは，支圧拘束板の無い通常の CFT 供試体 C0 とこの供試体に局部座屈が発生すると予想される基部からの高さ $h_R = 62$(mm) 位置に板厚 $t_R = 6$mm と 12mm の支圧拘束板を挿入した CFT 供試体 C1, C2 である．

3. FE 解析モデル

数値解析には**図 3**(b)に示す高精度な CFT 橋脚用の FE モデル [2)-4)]を用いる．鋼材の構成則には大きな塑性履歴にも対応できる三曲面モデルを導入した厚肉シェル要素を，充填コンクリートには損傷塑性モデルを適用した 3 次元ソリッド要素を用いる．構成則は文献 2)~4)を参考に決定し，**表 2, 3** にまとめる．鋼パネルと充填コンクリート，ダイアフラムと充填コンクリートとの初期間隙は，コンクリートの乾燥収縮ひずみより求めた値(それぞれ，0.02mm, 0.08mm)とする．



(a) 供試体　(b) 解析モデル

図 3 供試体と解析モデル

表 2　三曲面モデルパラメータ

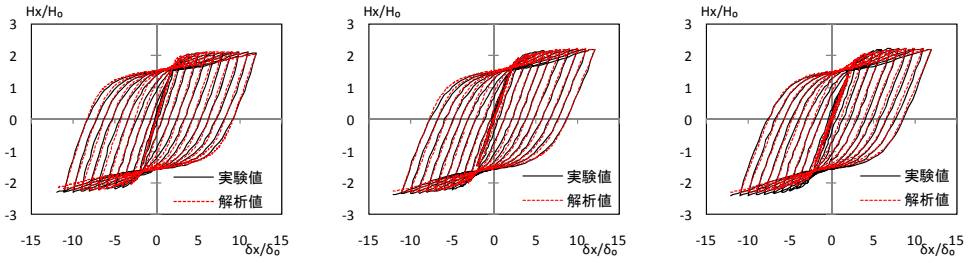
E [GPa]	ν	σ_y [MPa]	σ_u [MPa]	f_b/σ_y	β	ρ	κ	ζ
211.8	0.3	299.3	489.8	0.65	100	2.0	3.0	0.8

表 3　損傷塑性モデルパラメータ

供試体	E [GPa]	ν	f_c' [MPa]	σ_{t0} [MPa]	K_c	σ_{b0}/σ_{c0}	e	ψ
C0	19.89	0.18	21.82	2.43	0.67	1.16	0.1	10
C1,C2 鋼板上側	19.91	0.17	22.55	2.30	0.67	1.16	0.1	10
C1,C2 鋼板下側	19.72	0.16	25.80	2.44	0.67	1.16	0.1	10

キーワード:　CFT，支圧拘束板，FE 解析，耐震性能
連絡先:　〒471-8525 豊田市栄生町 2-1，TEL :(0565)36-5883，　FAX:(0565)36-5927

コンクリートと鋼パネルの界面は接触･離間の挙動を考慮するため，コンタクトペアを使用し，摩擦の影響は考慮しない．また，ダイアフラムとコンクリートの界面は収束性より接触ばねで代用する．コンクリートが引張強度に達する位置に順次，水平仮想ひび割れを挿入し履歴曲線が収束するまでこの手続きを繰り返す．この結果，仮想ひび割れは C0 供試体に 6 本，C1,C2 供試体に 4 本挿入することで解析結果はほぼ収束した．**図 4** に実験結果とともに解析による履歴挙動を示す．3 ケースとも解析の妥当性が確認された．

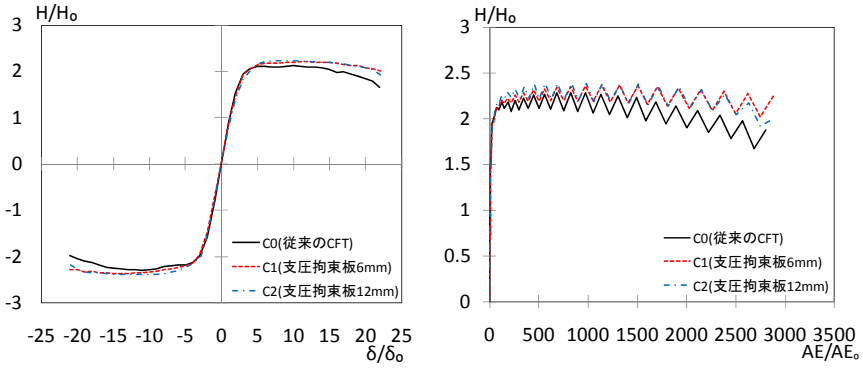


(a) C0（支圧拘束板なし)　(b) C1（支圧拘束板 6mm）　(c) C2（支圧拘束板 12mm）

図 4 各供試体の水平力―水平変位関係の履歴に関する実験と解析結果の比較

4. 支圧拘束板の効果に対する考察

(1) 変形性能：実験での各供試体の水平復元力－水平変位関係の履歴曲線の包絡線及び復元力-吸収エネルギ関係をそれぞれ**図 5**(a),(b)に示す．**図 5** からわかるように支圧拘束板を挿入した CFT 供試体 C1,C2 ではピーク点以降の荷重の低下が通常の CFT 供試体 C0 より少なく，支圧拘束板を導入することで変形性能が向上することを確認できる．なお，エネルギー吸収能の向上は変形能に比べて小さい．支圧拘束板の板厚の影響については載荷サイクル $20\delta_0$まで C1,C2 の差はほとんどないが,板厚が大きい C2 の方が載荷サイクル $20\delta_0$以降の荷重低下は大きい.これは，C2 の方が鋼のき裂が早く生じたことに起因する．



(a) 包絡線　　(b) 復元力-吸収エネルギ関係

図 5　実験値による支圧拘束板の効果の比較

(2) 支圧応力の比較：サイクル数ごとの支圧拘束板直下のコンクリートの支圧応力分布の解析結果を C0,C1,C2 橋脚供試体について**図 6** に示す．図の支圧応力はコンクリートの圧縮強度 f_c' で無次元化し，図中に最大圧縮応力を記している．**図 6** より，C0 供試体は$+9\delta_0$以降にコンクリートの軟化が起こり，支圧応力が低下し，圧壊したことを示している．一方，C1,C2 供試体では作用する支圧応力が徐々に大きくなっている．これは**図 7** のように接合した支圧拘束板の側方拘束効果により，コンクリートの圧縮強度が上昇し，圧壊が有効に防止されていることを示している．なお，支圧応力の最大値は拘束板の板厚が大きいほど高い．これより，支圧拘束板の板厚が大きいと支圧応力の分散には逆効果である可能性がある．

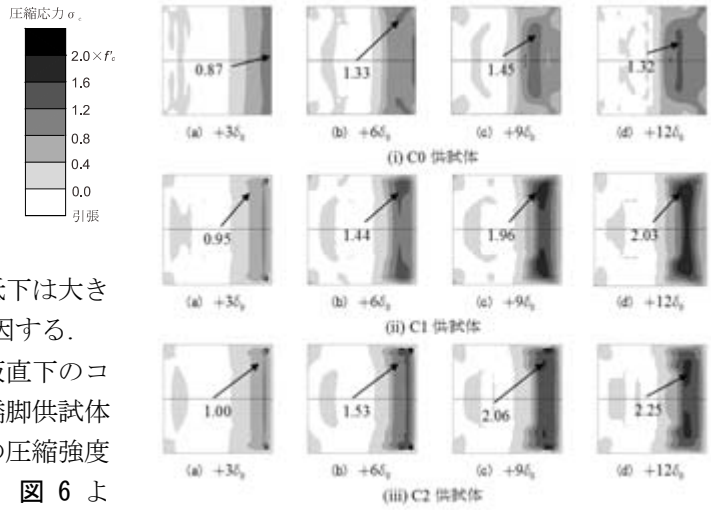


図 6　充填コンクリート支圧応力の比較

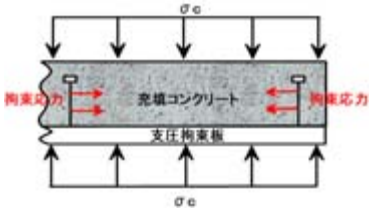


図 7 支圧拘束板による拘束効果

5. まとめ

矩形断面 CFT 橋脚模型を用いた実験及び解析から，支圧拘束板の導入で CFT 橋脚のピーク点以降の荷重低下が減少し，変形性能が向上することを確認できた．これは，支圧拘束板による側方拘束で，充填コンクリート断面縁端部でのコンクリートの圧壊が防止されたことによると考えられる．

参考文献: 1) 後藤ら：コンクリート充填鋼柱，特許第5769991号，2015.　2) 後藤ら：充填コンクリートとの相互作用を考慮した円形断面鋼製橋脚の繰り返し挙動のFEM解析，土木学会論文集A,Vol.65, No.2, pp.487-504, 2009.　3) Goto, Y.,et. al.: Nonlinear Finite-Element Analysis for Hysteretic Behavior of Thin-Walled Circular Steel Columns with In-Filled Concrete, *J. St. Eng.*, ASCE, Vol.136, No.11, pp.1413-1422, 2010.　4) 後藤ら：充填コンクリートとの相互作用を考慮した矩形断面鋼製橋脚の繰り返し挙動のFEM 解析，土木学会論文集A, Vol.66, No.4, pp.816-835, 2010.