鉄筋で補強した円形コンクリート充填鋼管柱の耐火性能

FIRE RESISTANCE OF CIRCULAR STEEL TUBE COLUMNS
INFILLED WITH REINFORCED CONCRETE

一戸康生*, 鈴木弘之**, 久保田一男*, 平山博巳*

上田弘樹***, 湯谷孝夫****

*Yasuo ICHINOHE, Hiroyuki SUZUKI, Kazuo KUBOTA,
Hiromi HIRAYAMA, Hiroki UEDA and Takao YUTANI*

This study deals with the elasto-plastic beam-column behavior of circular steel tube columns infilled with reinforced concrete subjected to fire. Based upon the stress-strain characteristics of materials at high temperatures and the mechanics of column deflection curves, a numerical analysis method has been developed to simulate the time historical response. This method can provide a fairly good estimation for the fire resistant performance of the column. It is found that, comparing a proposed simpler superposed strength theory with the above refined numerical solution, the theory gives a satisfactory approximation to predict reinforcement effects of both steel bars and hoops on the ultimate strength of such columns.

Keywords: concrete filled steel tube, beam-column, fire resistance, numerical analysis, superposed strength
コンクリート充填鋼管、ビームコラム、耐火性能、数値解析、累加強度

1. はじめに

耐火被覆の無いコンクリート充填鋼管柱（以下、CFT柱）は、盛期火災に晒され鋼管強度が低下しても、充填コンクリート部分が軸力支持能力を喪失しない限り耐火性能を維持する。耐火被覆を省略することにより、柱仕上げ寸法の低減、仕上げ材の簡素化及び工期短縮が期待できることから、斎藤・上杉らの研究⁴⁾を先駆とし、更に近年のCFT構造の飛躍的な普及に呼応して耐火性能に関する研究が精力的に行われている^{5),6),7)}。筆者らも、手始めに載荷加熱実験によりCFT柱の耐火性能を確認し、引続き高軸力領域への展開を目的として充填コンクリート部分を鉄筋で補強した円形コンクリート充填鋼管柱（以下、RCFT柱）に関する研究を進めてきた^{1),2),3)}。

しかしながら、これら既往研究の殆どは実験の結果報告を主体とするものであり、CFT柱の熱弾塑性挙動を理論的、解析的に扱った研究、とりわけ、実際の火災時挙動を模擬した複合載荷加熱を受けるビームコラムを研究対象として据えているものは極めて少なく、崩壊メカニズムに関する明快な解釈も未だ得られていない。斯かる状況のもとでは、限られた実験結果から種々の条件下に於けるビームコラムの性状を予測することは困難を極める。従って、耐火性能を設計体系として一般化・定式化するに際しては、文献8)の如く実験資料の十分な蓄積を俟って、その評価を統計的・経験的アプローチのみに立脚した判断規範に委ねざるを得ない。

本研究では、高温下での素材試験情報に基づいて複合載荷加熱を

受けるRCFT柱及びCFT柱の時刻歴火災応答を高精度で予測可能な解析手法を提案し、更に、これらビームコラムの終局状態、即ち崩壊メカニズムを明らかにした上で、RCFT柱に於ける鉄筋補強効果の簡便な定量評価手法を導く。

2. 解析対象

ここで解析対象として扱うのは、文献1)及び2)に掲載されている何れも外径 D が318.5mmの円形鋼管に $F_c 60$ クラスの高強度コンクリートを充填したビームコラム試験体10体である。試験体の構成を実験結果と併せ表1に示す。文献1)と2)では使用した加熱炉が異なるが、基本的には図1の如きセットアップで逆対称加力を与えている。加熱区間 L_0 は文献1)で $7.0D$ 、文献2)で $5.5D$ である。実験は次の手順に従い実施した。即ち、1)一定軸力 V_1 を導入する。2)柱フェイスのモーメントが、常温時断面耐力に対して文献1)では約22%、文献2)では約14%となるようなせん断力 Q を与えた後、加熱を開始する。加熱は、JIS A 1304に規定されている標準加熱曲線に従う。3)設定した層間変形角 R^* に到達するまで、せん断力 Q を一定に維持する。 R^* は、文献1)で 0.02rad. 、文献2)で 0.024rad. である。4) R^* 到達後は、崩壊に至るまで層間変形角が R^* で一定となるようにせん断力を制御する。この一連の載荷加熱手順の中で、上下の載荷梁は常に平行を保持している。載荷加熱中の断面内温度分布を熱電対で、水平変位 δ_h 及び軸縮み δ_v を変位計で測定した。ま

本論文の一部は、参考文献1), 2)及び3)に発表している。

* 住友金属工業建設技術部 工修
** 筑波大学機能工学系 教授・工博
*** 鴻池組本社
**** 鴻池組技術研究所 工修

Construction Technology Dept., Sumitomo Metal Industries, M. Eng.
Prof., Institute of Engineering Mechanics and Systems, Univ. of Tsukuba, Dr. Eng.
Head Office, Konoike Construction
Research Institute of Technology, Konoike Construction, M. Eng.

た、実験に使用したコンクリート及び鉄筋に関しては、常温での素材試験に加え高温下の試験を実施した。結果は次章で纏める。

3. 時刻歴火災応答解析

本解析は高温素材試験結果を忠実にモデル化した各温度ごとの応力 σ -歪 ϵ 関係を出発点とし、各時刻の断面情報、即ち、モーメント M -曲率 ϕ 関係を中間生成させ、これを元にCDC法を用いて部材の全体挙動を時刻歴で追跡するものである。ここでは、温度解析による誤差を除去する為、各時刻の断面内温度分布は計測値^{(1),(2)}をそのまま使用している。

3.1 M - ϕ 解析と材料構成則

図2に示すように断面を鋼管、鉄筋、かぶりコンクリート及びコアコンクリートの4要素に分類する。主筋は実際の配筋に対して、主筋全断面積 A_s 及び主筋配筋径 d_s を等値した等価鋼管として扱う。コアコンクリートは、フープ外径 d_o より内側の領域を指し、その力学的特性はフープ筋による横拘束を受けるコンファインドコンクリートと見なす。断面の対称性を考慮して半円部分を解析対象とし、径方向に20等分、円周方向に30等分の要素分割を施した。モーメント M -曲率 ϕ 関係は、平面保持を仮定し昇温とともに時々刻々変化する各ファイバーの応力-歪関係を基に、軸力一定の条件で1分間隔で計算される(図9参照)。その際、鋼材及びコンクリートの全歪 ϵ_a は文献9)に倣い次式で与えられると考えた。なお、鋼管の局部座屈、主筋の座屈及びコンクリートと鋼材の付着破壊は無視した。

$$[\text{鋼材}] \quad \epsilon_a = \epsilon + \epsilon_{th} + \epsilon_{cr} \quad (1)$$

$$[\text{コンクリート}] \quad \epsilon_a = \epsilon + \epsilon_{th} + \epsilon_{cr} + \epsilon_{ir} \quad (2)$$

ここに、 ϵ_a :全歪、 $\epsilon = \epsilon_e$ (弾性歪) + ϵ_p (塑性歪)、

ϵ_{th} :熱膨張歪、 ϵ_{cr} :クリープ歪、 ϵ_{ir} :遷移歪

図1 荷条件

図2 断面の解析モデル

表1 試験体の構成と実験結果

出典	試験体	鋼管 $D \times t_p$	補強鉄筋比		コンクリート σ_b (kgf/cm ²)	鋼管 σ_y (kgf/cm ²)	主筋 σ_y (kgf/cm ²)	フープ筋 σ_y (kgf/cm ²)	L_o	設定値		実験結果		解析結果	
			主筋 p_g (%)	フープ筋 p_w (%)						R^* (rad.)	N (tonf)	R^* 到達 (min)	崩壊 (min)	R^* 到達 (min)	崩壊 (min)
文献1	BD60WD	318.5×6.9	2.7	0.42	674	3920	4150	3930	7.0 D	0.020	300	46	105	46	102
	BD55WD		2.7	0.42	671	3920	4150	3930			266	43	172	44	165
	BD50WD		2.7	0.42	652	4330	3790	3650			243	36	187	38	182
	BS45WD		1.4	0.42	668	4050	3850	3930			212	41	199	45	189
	BS40WD		1.4	0.42	652	4330	3960	3650			195	47	201	46	199
	BD50WS		2.7	0.21	677	3910	4150	3930			243	41	149	47	153
	BDC50WD		2.7	0.42	681	3920	4150	3930			244	50	183	—	—
	BN35WN		無し	無し	661	3920	—	—			166	54	56	58	58
	BN20WN		無し	無し	663	4050	—	—			95	37	235	37	236
	CH40	318.5×10.3	無し	無し	584	3420	—	—	5.5 D	0.024	164	47	47	56	56
文献2	CH35		無し	無し	556	3420	—	—			136	79	159	75	157

注) D : 鋼管外径、 t_p : 鋼管板厚、 σ_b : コンクリートのシリンダー強度 [$\phi 100$, RT]、 σ_y : 鋼管 [JIS 12B号試験片, RT] 及び鉄筋 [JIS 2号試験片, RT] の降伏強度、 L_o : 加熱区間長、 R^* : 設定層間変形角、 N : 導入軸力、なお、BDC50WDは主筋継手有(解析対象から除外し、参考値として扱う)。

れも $\phi 100$ シリンダーの圧縮試験結果である。

さて、一般に横拘束を受け三軸圧縮状態にあるコンファインドコンクリートの圧縮強度 σ_{bT} とプレーンコンクリートの強度 σ_b との関係は、(5)式で評価し得る¹²⁾。筆者らはフープ筋（鋼製リング）で外周を拘束された $\phi 150$ コンクリートシリンダー41体の短柱実験を実施し、常温から500℃までの範囲内で高温下に於けるコンファインドコンクリートの特性を調べた。(6)式により当該温度下でのフープ

図3 鋼材及びコンクリートの履歴モデル

表2 鋼材の応力-歪関係式の諸定数

1) $\sigma_{oT}, \sigma'_{yT}$	
σ_{oT} 及び σ'_{yT} は、素材試験で得た降伏強度 σ_{yT} に基づき次式で与える ^{注)} 。	
a) ラウンドハウス型の場合： $\sigma_{oT} = \sigma_{yT}$ 、 $\sigma'_{yT} = 0$	
b) 降伏棚を有する場合： $\sigma_{oT}/\sigma_{yT} = (0.9 + T/2000)$ 、 $\sigma'_{yT} = \sigma_{yT}$	
ここで、降伏強度 σ_{yT} は、下式の通り（図4参照）。	
[鉄筋]	
$\sigma_{yT}/\sigma_{yRT} = (0^\circ\text{C}, 1.0), (200^\circ\text{C}, 1.0), (500^\circ\text{C}, 0.75)$ 、及び $(800^\circ\text{C}, 0)$ を結ぶ線分	
[鋼管]	
$\sigma_{yT}/\sigma_{yRT} = (0^\circ\text{C}, 1.0), (500^\circ\text{C}, 0.55), (800^\circ\text{C}, 0)$ を結ぶ線分	
2) E_T [鉄筋と鋼管共通]	
$T \leq 600^\circ\text{C}$ ： $E_T/E_{RT} = (1 - 1.05 \cdot 10^{-6} \cdot T^2)$ （文献10）	
$600^\circ\text{C} < T$ ： $E_T/E_{RT} = (600^\circ\text{C}, 0.622)$ と $(800^\circ\text{C}, 0)$ を結ぶ線分	
3) E_{PT}	
[鉄筋]	
$T \leq 600^\circ\text{C}$ ： $E_{PT}/E_{RT} = 1.24 \cdot 10^{-2} + 1.74 \cdot 10^{-4} \cdot T - 3.17 \cdot 10^{-7} \cdot T^2$	
$600^\circ\text{C} < T$ ： $E_{PT}/E_{RT} = 0.0048$	
[鋼管]	
温度によらず、 $E_{PT}/E_{RT} = 0.01$	
4) μ_T	
温度によらず、鉄筋で2.0、鋼管で3.0とする	

注) 鉄筋は、試験結果に基づき200℃以下では降伏棚を有し、それを超える温度域ではラウンドハウス型とした。鋼管は全てラウンドハウス型とした。

図4 鋼材の降伏強度

図5 高温引張試験結果と応力-歪関係式の対応

図7 高温下におけるコンファインドコンクリートの強度特性

プ筋の降伏強度をもって側圧 σ_r を評価したうえで、実験結果（150℃～500℃）を回帰し拘束係数 $k = 10.3$ を得た（図7）。一方、コンファインドコンクリートの強度時歪 ϵ_{bT} とプレーンコンクリートの強度時歪 ϵ_b との関係は、同様に文献3)の結果を回帰し(7)式の如く定めた。このようにして得られたコンファインドコンクリートの応力-歪関係式と短柱実験結果との対応を図8に示す。

$$\sigma_{bT} = \sigma_b + k \cdot \sigma_r \quad (5)$$

$$\sigma_r = 2hA \cdot h \sigma_{yT} / (S \cdot hD) \quad (6)$$

$$\epsilon_{bT}/\epsilon_b = 1 + 1.2 (\sigma_{bT}/\sigma_b - 1) \quad (7)$$

ここに、 k ：拘束係数、 σ_r ：側圧、 hA ：フープ筋の断面積、 $h \sigma_{yT}$ ：フープ筋の降伏強度、 S ：フープ筋のピッチ、 hD ：フープ筋の最外径

3.1.3 熱膨張歪、クリープ歪及び遷移歪

熱膨張歪 ϵ_{th} は文献9)で提案されている次式に従う。ここで、 T は摂氏温度（℃）である。なお、熱膨張歪は初期歪として扱う。

[鋼材]

$$\begin{aligned} T \leq 700^\circ\text{C} : \quad \epsilon_{th} &= 1.13 \cdot 10^{-5} \cdot T + 5.04 \cdot 10^{-9} \cdot T^2 \\ 700^\circ\text{C} < T \leq 850^\circ\text{C} : \quad \epsilon_{th} &= \epsilon_{th}(T = 700^\circ\text{C}) \end{aligned} \quad (8)$$

[コンクリート]

$$\begin{aligned} T \leq 700^\circ\text{C} : \quad \epsilon_{th} &= 1.38 \cdot 10^{-5} \cdot T - 6.65 \cdot 10^{-8} \cdot T^2 \\ &\quad + 1.73 \cdot 10^{-10} \cdot T^3 - 1.09 \cdot 10^{-13} \cdot T^4 \\ 700^\circ\text{C} < T : \quad \epsilon_{th} &= \epsilon_{th}(T = 700^\circ\text{C}) \end{aligned} \quad (9)$$

鋼材のクリープ歪 ϵ_{cr} については文献13)の提案式（(10)式）を、コンクリートについては文献14)の提案式（(11)式）を採用した。更に

表3 コンクリートの応力-歪関係式の諸定数

1) σ_{bT}	
[文献1のコンクリート]	
$\sigma_{bT}/\sigma_{bRT} = (0^\circ\text{C}, 1.0), (100^\circ\text{C}, 0.8), (300^\circ\text{C}, 0.8)$	
$(600^\circ\text{C}, 0.35)$ 、及び $(1000^\circ\text{C}, 0)$ を結ぶ線分（図6参照）	
[文献2のコンクリート]	
$\sigma_{bT}/\sigma_{bRT} = (0^\circ\text{C}, 1.0), (100^\circ\text{C}, 0.9), (400^\circ\text{C}, 0.9)$	
$(600^\circ\text{C}, 0.5)$ 、及び $(1000^\circ\text{C}, 0)$ を結ぶ線分（図6参照）	
2) ϵ_{bT}	
$\epsilon_{bT}/\epsilon_{bRT} = 1 + 1.96 \cdot 10^{-3} \cdot T' + 3.11 \cdot 10^{-6} \cdot T'^2 \leq 3.74$ ($T' = T - 25^\circ\text{C}$)

図6 コンクリートの圧縮強度と強度時歪

図8 短柱実験結果（500℃）と応力-歪関係式の対応

図9 M-φ (ε_c) 関係の解析プロセス 図10 モーメントM-曲率φ 関係及びモーメントM-軸歪ε_c 関係

図11 解析モデルと解析条件

文献15)で提唱されている修正歪硬化法則に従い、クリープ歪 ϵ_{cr} は初期歪としてではなく塑性歪 ϵ_p と連成させて扱う熱弾塑性クリープ挙動モデルにて評価した。

〔鋼材〕

$$\epsilon_{cr}(\%) = 10^{a/T+b} \cdot \sigma^{c/T+d} \cdot t^{e \cdot T+f} \quad (10)$$

ここに、 T : 絶対温度 (°K)、 σ : 応力 (tonf/cm²)、 t : 経過時間 (min)、 $a \sim f$: 定数で、文献13)に従う

〔コンクリート〕

$$\epsilon_{cr}(\%) = 10^{a/T^2+bT+c} \cdot \sigma^{d \cdot T+e} \quad (11)$$

ここに、 T : 温度 (°C)、 σ : 応力 (kgf/cm²)、 t : 経過時間 (hour)、 $a \sim e$: 定数で、文献14)に従う

コンクリートの遷移歪 ϵ_{tr} はAnderberg¹⁶⁾らが指摘したもので、圧縮載荷加熱の際に生じる熱膨張歪を抑制する方向の歪である。ここでは、文献9)に倣い増分型の遷移歪評価式(12式)を変動圧縮応力下で用いる。遷移歪は初期歪として扱う。

$$\Delta \epsilon_{tr} = -k_{tr} \cdot (\sigma / \sigma_{bRT}) \cdot \Delta \epsilon_{th} \quad (12)$$

ここに、 ϵ_{th} : 熱膨張歪、 k_{tr} : 比例定数で2.35、 σ : 圧縮応力、 σ_{bRT} : 常温時のコンクリートシリンダー強度

クリープ歪及び遷移歪は、各時刻に於いて曲率ゼロの状態では各ファイバーに設定され曲率変化に伴う影響は無視している。コンクリートのクリープ歪及び遷移歪については、データの蓄積や実験的検証が不十分であり、それをF_c60クラスの高強度コンクリート、更にはコンファインドコンクリートへ流用している点はいささか粗雑かつ恣意的で、今後の検討課題と認識している。しかしながら、文献9)及び17)にも指摘されているように、これらは解析上、崩壊時刻に与える影響は小さいものの、部材の軸縮み性状を精度良く評価する上で非常に重要な因子である(図12参照)。

3.1.4 断面の力学的性状

ここで、上述の材料構成則及び図9に示す解析プロセスを経て得られる断面の力学特性について概括しておく。図10にモーメントM-曲率φ 関係及びモーメントM-軸歪ε_c 関係の模式図及び解析結果の一例を示す。モーメントは最大値 M_{max} を極めた後、コンク

リート部分の応力劣化に起因する単調な耐力劣化過程に入り、限界曲率 ϕ_u に至って軸力支持能力を喪失し曲げ圧縮破壊する。M-φ 関係の耐力劣化過程に於ける負勾配は、作用軸力が高くなる程、また鉄筋補強量が少なくなる程、激化する。一方、軸歪は M_{max} を超過すると、応力劣化が始まったコンクリート部分の軸耐力減少分を補いながら、外力との釣合いを維持するために急激な増大を示す。模式図には、次節の部材挙動解析で必要となる履歴則を併せ示している。両履歴則の有効性は曲率の増分極性を途中で反転させたM-φ 解析を実施し、予め検証している。

3.2 CDC 解析

各時刻のモーメントM-曲率φ 関係を既知として、「系統的CDC数値積分法」(解析手法は、付録に詳述する)により部材挙動を時刻歴で追跡する。解析モデルは図11に示すように、加熱区間 L_0 のみを対象とし、それ以外の部分は剛域とした。先に見た劣化型のM-φ 関係を有する部材では、柱頭・柱脚のモーメントが相等しい逆対称型の変形モードが必ずしも現出しないので、キャンチレバーモデルへの簡略化は行わず素直に柱全長に亘り解析する。

柱材軸方向の要素分割は、M-φ 劣化域に於ける材端の破壊現象を巨視的に捉える為、柱頭・柱脚部を柱断面せいDと等しい長さを持つ要素とし、残りの部分については要素長さが大凡D/2となるよ

図12 時刻歴解析の結果

うに設定した。解析時の荷重及び変形に設定した条件は、実験時のそれを再現する。即ち、時刻ゼロから R^* 到達時まではせん断力一定の荷重制御解析、以降は層間変形角を R^* に固定した変位制御解析を行う。モーメント M —曲率 ϕ 関係及びモーメント M —図心軸歪 ϵ_c 関係の履歴モデルは図10に示す通りであり、かつ、温度変化に対しては残留塑性曲率 ϕ_r は変化せず、その時刻までに経験した値が次の時刻へと引き継がれる。軸縮み δ_v は、CDC（柱のたわみ曲線）が確定した後、各分割要素の回転成分を考慮に入れながら M — ϵ_c 関係より算出する。解析の時間増分は1分とし、収束解が得られない場合のみ時間刻みを細分化していく。なお、せん断変形は無視した。

3.3 解析結果

対象とする全10体の解析結果を図12に、解析値と実験値との対応を崩壊時刻の観点から比較し図13に示した。図12にはBS40WD試験体についてのみ、軸歪 ϵ_v に加えて層間変形角 R と水平力 Q の時間推移を示した。実験及び解析ともに層間変形角が R^* 到達直前に瞬間的に増加しているのは、柱脚・柱頭のモーメントが最大値 M_{max} に到達した為で、これは他の試験体でも共通している。解析は、何れの試験体に於いても、軸歪 ϵ_v 、層間変形角 R 及び水平力 Q の時間推移を概ね良好に追跡している。 R^* 到達時刻及び崩壊時刻に関して、解析値と実験値との誤差は最大10分程度であり極めて精度の高い予測が達成された。

M — ϕ 関係が負勾配を持つ部材を対象とした場合のCDC解析の難点は、危険断面に損傷集中が生じるため、その要素長さの取り方により解析結果が変化することである^{例は18)}。試みに、柱頭・柱脚の要素長さを $\alpha \cdot D$ と置いて、 α を0.8、或いは1.2とした解析を実行し結果を図13に示した。図より、 $\alpha=0.8$ では崩壊時刻を過小に、 $\alpha=1.2$ では過大に評価しているのが判る。特に、相対的に軸力が大きく早期に崩壊する試験体で、解析結果の変動が顕著である。一方、 R^* 到達時刻については、そもそも柱頭・柱脚モーメントの M_{max}

図13 解析値と実験値の対応

到達と同時に時刻であるから、当然のことながら要素長さを変化させても解析結果に大きな影響を与えない。結果として、今回解析対象とした実験の範囲内では、 $\alpha=1.0$ が実験結果を最も適切に評価する。これは、常温のCFT部材の弾塑性解析に於いて、この種の解析手法をとる場合に一般的に慣用される材端要素長さに一致している。

4. 考察

以上により、本解析手法の妥当性が検証された。ここでは、主に軸力及び鉄筋補強量を変動させたパラメトリックスタディを実施して、文献1の実験結果を補いながら崩壊メカニズムとRCFT柱の鉄筋補強効果について検討する。解析対象は以下の5シリーズで、断面寸法や鉄筋の配置は文献1の実験と同一である。

- 1) BDWDシリーズ：RCFT柱 ($p_g=2.7\%$, $p_w=0.42\%$)
- 2) BSWDシリーズ：RCFT柱 ($p_g=1.4\%$, $p_w=0.42\%$)
- 3) BDWSシリーズ：RCFT柱 ($p_g=2.7\%$, $p_w=0.21\%$)
- 4) BSWSシリーズ：RCFT柱 ($p_g=1.4\%$, $p_w=0.21\%$)
- 5) BNWNシリーズ：CFT柱 [p_g は主筋比、 p_w はフープ筋比]

全シリーズに対して共通の解析条件を与える為に、先ず材料強度を揃える。コンクリートに $\sigma_{bRT}=660\text{kgf/cm}^2$ ($\epsilon_{bRT}=0.27\%$ 、昇温に伴う強度低下率は文献1の素材試験結果に従う)、鋼管に $\sigma_{yRT}=$

(a) 柱頭・柱脚要素の曲率と限界曲率

(b) 柱頭・柱脚要素のモーメント・曲率の推移

図14 ビームコラムの崩壊メカニズム

3630kgf/cm²、鉄筋には $\sigma_{hRT}=3850\text{kgf/cm}^2$ を与えた。これらの値は、コンクリートに $F_c 60$ 、鋼管にSTKN490、鉄筋にSD345の使用を想定し、それぞれの基準強度を1.1倍したものであり、同時に、文献1)及び文献2)の使用素材の概ね平均的な値でもある。次に、載荷条件を変位制御に統一する。即ち、層間変形角の時間推移は、加熱開始時にゼロで、その後時間に正比例して増加し1時間で $R^*=0.02\text{rad}$ に到達する、図11に破線で示した制御プログラムに従う。

4.1 ビームコラムの崩壊メカニズム

BDWD シリーズ ($L_0=6D$) の軸力比 ($N/(cA \cdot \sigma_{hRT})$)、 cA はコンクリートの断面積)が0.5の場合について崩壊に至る過程を図14に示した。同図(a)及び(b)は、柱頭・柱脚要素のモーメント及び曲率に着目し、その時刻歴を追跡したものである。併せて同図(c)にはモーメント分布及び曲率分布の経時変化を示した。柱頭・柱脚要素は図中A点で最大モーメント M_{max} に対応する耐力時曲率 ϕ_m を超過し、耐力劣化域に突入する。やがてB点では設定層間変形角 R^* に達して水平変位が拘束され、以降C点まで弾性除荷域に留まり、曲率は暫くはほぼ一定値 ϕ_c (安定曲率)に停留する。C点では、温度の上昇に伴い断面性能が劣化し、柱頭・柱脚要素は再び処女曲線上の耐力劣化域に復帰する。ほどなく、D点では柱脚要素が耐力劣化域に留まったまま、柱頭要素が弾性除荷する分岐現象が生じ、系の逆対称モードが崩れる。劣化域の処女曲線を進路とする柱脚要素の曲率は、やがて断面性能の劣化と相まち限界曲率 ϕ_u に接近し、 ϕ_u を突破して解析が終了するか、さもなくば、時間増分をいくら細分しても収束解の得られない状態に陥る。後者は、軸力一定の条件下では、もはや釣合い状態を見出せない安定限界である。

柱頭・柱脚要素のモーメント及び曲率の分岐現象は、図15に示すようなビームコラムの耐力劣化域に於ける接線剛性が、水平弾性剛性 K_h の丁度半分になった時点で発生する¹⁹⁾。従って、軸力が高いものほど劣化域の負勾配が急激となり、分岐発生の可能性が高まる。

(c) モーメント分布及び曲率分布

図15 分岐現象の発生条件

図16 柱頭・柱脚の曲率と限界曲率 (高軸力の場合)

実際、図16に示すBDWDシリーズで軸力比0.6の場合には、耐力時曲率 ϕ_m を超過し設定層間変形角 R^* に到達する前に早々に分岐が発生している。結果として、柱脚要素の安定曲率 ϕ_c が $0.8 \times 10^{-3}/\text{cm}$ レベルで高止まりし限界曲率への到達時刻が早まるので、分岐現象を考慮しないキャンチレバーモデルによる解析と比べて相対的に崩壊時刻が短く評価される。更に高軸力になると、耐力時曲率 ϕ_m を突破後に分岐した一方の要素が、そのまま限界曲率 ϕ_u に達して崩壊する。他方、低軸力の場合には歴然とした分岐現象が観察されず、崩壊時刻まではほぼ逆対称モードを維持するものもある。何れの場合に於いても、柱頭、柱脚、或いはその両方の要素に図14(c)に見るような曲率集中が生じ、モーメント劣化を伴いながら急速に曲率が限界値 ϕ_u に接近することで、解析上の崩壊時刻が確定する。

ここで、実際の破壊形態と解析との対応について考える。実験後、鋼管を切断しコンクリートの状況を観察した結果、全ての試験体で材端の曲げひび割れとは別に、2.0D～3.0D程度の広がりを持つ斜めひび割れが観察された^{11,2)}。殆どの斜めひび割れは材端フェイスから約0.1D～0.8D程度離れた位置を起点としており、常温の円形CFTビームコラム実験で、特に高軸力の場合に於いて、危険断面近傍に観察される曲げ破壊形態²⁰⁾に良く似た様相を呈している。一方、

図17 解析解と簡略解との対応

試験体のほぼ中央部に斜めひび割れが形成され、最終的な破壊状況から判断する限り材端の曲げ圧縮破壊とは考え難い試験体も2体(BD50WS, BN20WN)存在する。しかし、この最終破壊状況を、先行した材端のモーメント劣化により部材全体の不安定現象が一瞬のうちに誘発された結果と捉えれば、実験で見られた上述二通りの破壊形態は何れも、危険断面である柱頭・柱脚部が崩壊時刻を決定付ける点に於いて、本解析手法が導く結果と一致していると云える。

柱長さ L_0 をパラメータとして30Dまでの解析を試みたが、柱長さが10Dから12D辺りで、曲率集中の発生する危険断面が柱頭・柱脚要素から中央部に移動し、明らかに異なる破壊モード（いわゆる長柱モード）に移行する。長柱に関する詳細な検討は別報に譲り、ここでは、危険断面が柱頭・柱脚にある比較的短い柱に論を留める。

4.2 累加強度法による鉄筋負担軸力の評価

RCFT柱に於ける鉄筋の補強効果を評価する手段として、累加強度法を取り上げ、その妥当性について解析的に検証する。上述のように柱長さ L_0 が大凡10D以下であれば材端を危険断面と見なし得て、かつ、柱頭は一定変位に拘束された状態であるから、座屈耐力を考慮した長柱型の累加則は不要で短柱型の累加強度法を適用し得ると考える。簡便の為、鋼管を無視し曲げモーメントの発生しない中心圧縮状態を考え、鉄筋及びコンクリートは完全塑性材料と仮定する。RCFT柱とCFT柱は、同時刻に崩壊しそのときの軸力を、それぞれ $N_{(RCFT)}$ 、 $N_{(CFT)}$ とすると下式のように表記できる。

$$N_{(RCFT)} = bA \cdot b \sigma_{yT} + cA_o \cdot \sigma_{ou} + cA_i (\sigma_{iu} + k \cdot \sigma_r) \quad (13)$$

$$N_{(CFT)} = cA_o \cdot \sigma_{ou} + cA_i \cdot \sigma_{iu} \quad (14)$$

ここに、 cA_o ：かぶりコンクリート断面積、 cA_i ：コアコンクリート断面積、 σ_{ou} ：かぶりコンクリートの平均的な崩壊時応力、 σ_{iu} ：コアコンクリートの平均的な崩壊時応力、 bA ：主筋の全断面積、 $b \sigma_{yT}$ ：主筋の崩壊時降伏強度、 k ：コンファインドコンクリートの拘束係数 ($k=10.3$)、 σ_r ：コアコンクリートに作用する崩壊時刻の側圧で、(6)式による

RCFT柱とCFT柱との崩壊軸力の差 ΔN は、上記2式の差分であるから直ちに(15)式を得る。その中で、 $\Delta N_{(bar)}$ は主筋の軸力負担分で、 $\Delta N_{(cnf)}$ はフープ筋による耐力上昇効果をコアコンクリートに作用する側圧を介して、負担軸力として表現したものと云える。

$$\begin{aligned} \Delta N &= N_{(RCFT)} - N_{(CFT)} = bA \cdot b \sigma_{yT} + cA_i \cdot k \cdot \sigma_r \\ &= \Delta N_{(bar)} + \Delta N_{(cnf)} \end{aligned} \quad (15)$$

次に、完全塑性材料を前提とする累加強度理論を劣化型の材料であるコンクリートを含む部材に適用することの妥当性を検証しなくてはならない。図17は、簡略解(15)式にて抽出されるRCFT柱の鉄筋による軸力増分をCFT柱の精算解 N_b (BNWNシリーズ) に足し込んだ値とCDC解析によるRCFT柱の精算解とを比較したものである。CDC解析に於ける柱長さ L_0 は、6Dである。図には、併せて文献1)及び文献2)の実験値を表示した。累加強度法による簡略解は、極僅かに危険側の予測を与える領域があるものの、どのシリーズも偏りなく鉄筋補強による耐力増加傾向を捉えており、精算解及び実験値と良好な対応を示していることが判る。

一方、基準とするBNWNシリーズに関しては、CDC解析による精算解とともに文献8)の評価式、及び既往の円形CFT柱・複合載荷加熱実験 ($R^*=0.02\text{rad.}$) の中から常温のコンクリート強度 σ_{BRT} が $586 \sim 696 \text{ kgf/cm}^2$ の範囲にある結果^{5),6),7)} 全てを表示してみた。これらの実験結果は、コンクリートの高温特性に加えて載荷形式 (文献5)及び文献7)は、キャンチレバー型)、断面寸法 ($\phi 250 \sim \phi 406.4$)、柱長さ (柱全長換算で $6.9D \sim 9.4D$) が異なる為、精算解 N_b との単純な比較はできないが、精算解は実験値の傾向を上手く捉えるとともに、その下限を包絡しており安全側の評価がなされている。

5. まとめ

複合載荷加熱を受けるRCFT柱及びCFT柱を対象として、高温下の素材特性を反映させた $M-\phi$ 関係を導き、「系統的CDC数値積分法」を適用して時刻歴挙動を追跡する手法を開発した。本解析手法はRCFT柱及びCFT柱何れの場合も、筆者らが実施した実験結果と極めて良好な対応を示し、RCFT柱及びCFT柱の熱弾塑性挙動を予測・検証し得る有効な手段を確立したと考える。更に、これらビームコラムの崩壊プロセスについて考察を加え、柱長さが比較的短いものでは、危険断面である柱頭・柱脚への曲率集中が全体崩壊の引き金となっていることを示した。この崩壊メカニズムを踏まえた上で、RCFT柱に於ける鉄筋の補強効果を簡便な累加強度式により定

量評価し得ることを明らかにした。

勿論、本解析手法の有効性は、未だ限られた範囲で検証されたにすぎず、特に、コンクリート材料の高温特性の取り扱いや材端要素長さの設定手法等に今後の検討課題を残す。

付録 [系統的CDC数値積分法]

1. 従来型CDC積分法

付図1のような柱の釣合い式は、下式で与えられる。

$$M = M_0 - Q \cdot x - N \cdot y \quad (\text{付1})$$

荷重条件 M_0 と Q が既知ならば、境界条件の一方、即ち初期条件を、 $y(0)=0$ 、 $y'(0)=0$ として、柱頭から柱脚へ向かって数値積分することによりたわみ曲線が決定する。一般に次のような漸化式が利用される ($f[]$ は $M-\phi$ 関係を表す)。

$$\begin{aligned} y_{i+1} &= y_i + y'_i \cdot dx + 1/2 \cdot y''_i \cdot dx^2 \\ y'_{i+1} &= y'_i + y''_i \cdot dx \\ M_{i+1} &= M_0 - N \cdot y_{i+1} - Q \cdot dx \cdot i \\ y''_{i+1} &= f^{-1} [M_{i+1}] \end{aligned} \quad (\text{付2})$$

本論のように、材端の要素長さが比較的大きく、かつキャンチレバー型への単純化が不可能なビームコラム問題を解く場合に於いて、従来型CDC積分法には次に示すような隘路が存在する。

- (A) (付2)式の漸化式は、有限項に留めたTaylor展開の応用である。従って、曲率は本来、区間 dx の間の平均的な値となるべきであるが、この漸化式では dx の端点に於ける曲率を取っているため、離散化の肌理が粗いとき、積分結果に誤差が発生する。
- (B) ビームコラムの問題は境界値問題であり、初期値と同時に柱頭固定の条件、 $y'(L)=0$ (L は柱長さ)を満たさねばならない。これは(付2)式による一方の数値積分では達成されないから、 M_0 や Q を、この条件が満足されるよう定め直す必要がある。このとき、 M_0 や Q を定める操作は、特に二つの未知数を同時に決定する必要がある変位制御問題に於いて、無原則的な try and error 法に頼らざるを得ない。

2. 改良型CDC積分法

上記(A)で概括した積分誤差を解決する手段として、線形増分解析を取り上げる。これは、支配方程式を(付1)式の増分型とする。即ち、

$$\Delta M = D_t \cdot \Delta y'' = \Delta M_0 - \Delta Q \cdot x - N \cdot \Delta y \quad (\text{付3})$$

D_t は $M-\phi$ 曲線上で、区間 dx の中央位置の曲率、即ち $y''(x+dx/2)$ に対応する接線係数である。増分は極めて小さく、たわみが Δy だけ変化する間に D_t は変化しないとすれば、区間 dx の中央位置に於ける釣合いは(付3)式より、

$$\begin{aligned} D_t \cdot \Delta y'' &= \Delta M_0 - \Delta Q(x+dx/2) \\ &\quad - N[\Delta y + \Delta y' \cdot dx/2 + 0.5 \Delta y'' \cdot (dx/2)^2] \end{aligned} \quad (\text{付4})$$

従って、漸化式は(付5)式のように得られる ($g[]$ は $D_t-\phi$ 関係を、 $y''_i(t-1)$ は前時刻、或いは前ステップで確定した曲率を表す)。従来法とは異なり、本解析法では曲率 y'' を与えるとモーメント M (或いは D_t) が一意に定まるプロセスを採っており、これは、付図2のように耐力劣化域の収束探索過程に於いて威力を発揮する。なお、本論の解析では、図10に示すように柱頭・柱脚要素のみ M 及び y'' の評価点を中点からフェイス位置に移動させている。

$$\begin{aligned} D_{ti} &= g[y''_i(t-1)] \\ \Delta y''_i &= [\Delta M_0 - \Delta Q(x+dx/2) - N(\Delta y_i + \Delta y'_i \cdot dx/2)] / (D_{ti} + N \cdot dx^2/8) \\ \Delta y'_{i+1} &= \Delta y'_i + \Delta y''_i \cdot dx \\ \Delta y_{i+1} &= \Delta y_i + \Delta y'_i \cdot dx + 0.5 \cdot \Delta y''_i \cdot dx^2 \\ M_i &= f[y''_i(t-1) + \Delta y''_i] \end{aligned} \quad (\text{付5})$$

しかし、どのように増分を小さくしても、現実的には一増分間で D_t は変化する可能性があり、このとき増分解析は誤差を持ちこれを累加して到達解を求めると、制御不能な不釣り合いの誤差が累積する可能性がある。これが上の解法の欠点であり、次の3.項でこれを解決する。

3. 系統的な収束探索手法

上記(B)で指摘した問題点及び改良型CDC積分法の課題は次のように克服できる。まず、不釣り合いが解消していない系に、更に微小外力増分 ΔM_0 、 ΔQ が作用したときの系の釣合い式は、

$$\begin{aligned} M + \Delta M &= M_0 - Q \cdot x + \Delta M_0 - \Delta Q \cdot x - N \cdot y - N \cdot \Delta y \\ \Delta M &= D_t \cdot \Delta y'' \end{aligned} \quad (\text{付6})$$

付図1 解析モデル

付図2 $M-\phi$ 関係導入の手順

$$D_t \cdot \Delta y'' + N \cdot \Delta y = M_{err} + \Delta M_0 - \Delta Q \cdot x \quad (\text{付7})$$

ここに、 $M_{err} = M_0 - Q \cdot x - M - N \cdot y$

(付7)式をNewton法に於ける漸化式と見なし、不釣り合い量 M_{err} を Δy 、 ΔM_0 、 ΔQ により解消し、部材至るところの M_{err} が事実上ゼロになるまで繰り返す。

Newton法の仮定により、漸近解析の各段に於いて(付7)式中の D_t は dx 各区分で一定である。従って、方程式(付7)は線形で、これに着目すると解は次の手順で求め得る。付図1の系について、次式を満たす解をそれぞれ順番に、 Δy_1 、 Δy_2 、 Δy_3 とする。これらを、何れも個別に柱脚の境界条件を満たす初期値問題の解であるように解くと、(付5)式の漸化式により求めるものが得られる。

$$\begin{aligned} (a) \quad D_t \cdot \Delta y'' + N \cdot \Delta y &= M_{err} \\ (b) \quad D_t \cdot \Delta y'' + N \cdot \Delta y &= 1 \\ (c) \quad D_t \cdot \Delta y'' + N \cdot \Delta y &= x \end{aligned}$$

そうすると、方程式(付7)の解は、重ねあわせの原理により、

$$\Delta y(x) = \Delta y_1(x) + \Delta M_0 \cdot \Delta y_2(x) - \Delta Q \cdot \Delta y_3(x) \quad (\text{付8})$$

この解は、右端(柱頭)の境界条件、即ち次式を満たす必要がある。

$$\begin{aligned} \Delta y(L) &= \Delta \delta_h = \Delta y_1(L) + \Delta M_0 \cdot \Delta y_2(L) - \Delta Q \cdot \Delta y_3(L) \\ \Delta y'(L) &= 0 = \Delta y'_1(L) + \Delta M_0 \cdot \Delta y'_2(L) - \Delta Q \cdot \Delta y'_3(L) \end{aligned} \quad (\text{付9})$$

これより、

- 1) 荷重制御問題では、水平力増分 ΔQ を与えて方程式(付9)を $\Delta \delta_h$ と ΔM_0 について解く。
- 2) 変位制御問題では、水平変位増分 $\Delta \delta_h$ を与えて方程式(付9)を ΔM_0 と ΔQ について解く

上に見たように、Newton法の漸近解析の枠組みと、線形化方程式を解くと云う二段の操作を導入することにより、CDC法にはつきものの場当たり的、無原則的な収束探索の探索手段を講ずることなく、荷重制御問題及び変位制御問題何れにも対応可能な系統的な収束探索手順を構築することが可能となる。

[参考文献]

- 1) 上田弘樹、一戸康生、小野徹郎、久保田一男、湯谷孝夫、飯田伸男：鉄筋で補強した耐火被覆のないCFT柱の耐火性能に関する研究、その1～その2、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、No3013-3014、pp25-28、1998.9
- 2) 湯谷孝夫、松谷輝雄、小野徹郎、中島将好、上田弘樹、中里卓三、一戸康生：耐火被覆のない充填型鋼管コンクリート柱の耐火性能に関する研究、その1～その4、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、No3019-3022、pp37-44、1996.9
- 3) 久保田一男、一戸康生、飯田伸男、小野徹郎、内海善彦、湯谷孝夫：フープ筋で拘束されたコンファインドコンクリートの高温特性、その1～その2、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、No3035-3036、pp75-78、1999.9
- 4) 斎藤光、上杉英樹：角形鋼管コンクリート柱の耐火試験、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、No3012、pp2107-2108、1977.10
- 5) 東間敬造、吉野茂、今村輝武、畑戸龍夫：無耐火被覆鋼管コンクリート柱の耐火性能—複合載荷加熱実験—、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、No3084、pp189-190、1997.9
- 6) 宮本圭一、大内富夫、福本敏之、桜本文敏、関田徹志：高強度材料を用いたコンクリート充填鋼管柱の載荷加熱実験、日本建築学会大会学術講演梗概集(中国)、No3025、pp55-56、1998.9
- 7) 酒井雅康、池田憲一、村上行夫、菊田繁美：高強度材料を用いた無耐火被覆CFT柱の耐火性能(その3、耐火性能及び観察結果)、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、No3009、pp17-18、1998.9
- 8) 社団法人・新都市ハウジング協会：CFT構造技術指針・同解説、2000.8
- 9) 岡部猛、作本好文、岡田忠義、山口種美：FR鋼を使用した鋼管コンクリート柱の耐火試験時挙動の数値解析、構造工学論文集 Vol.40B、pp605-614、1994.3
- 10) 古村福次郎、安部武雄、岡部猛、金和中：火災温度域を考慮した鋼材の単軸応力—ひずみ関係式とその鋼構造骨組熱変形解析への適用、日本建築学会構造系論文集、第363号、pp110-117、1986.5
- 11) Eurocode 4: Design of Composite Steel and Concrete Structures
- 12) Richart, F.E., Brandzaeg, A. and Brown, R. L.: A Study on the Failure of Concrete under Compressive Stresses, University of Illinois Engineering Experimental Station, Bulletin No.185, 1928
- 13) Fujimoto, M., Furumura, F. and Abe, T.: Primary Creep of Structural Steel(SMS50A) at High Temperatures, Trans. of AIJ, No.306, pp92-100, 1981.8
- 14) 金和中、古村福次郎、呉昌熙、安部武雄：高温時における普通強度コンクリートの初期クリープ性状に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、No3004、pp759-760、1982.10
- 15) Fujimoto, M., Furumura, F. and Abe, T.: Effect of Step-wise Change of Stress on Primary Creep of Structural Steel, Trans. of AIJ, No.308, pp165-174, 1981.10
- 16) Anderberg, Y. and Thelander, S.: Stress and Deformation Characteristics of Concrete at high Temperature, 2. Experimental Investigation and Material Behavior Model, Bulletin of Lund Institute of Technology, No.54, Sweden, 1976
- 17) 上杉英樹、関美和、丹波博則、斎藤光：火災時におけるコンクリート充填鋼管柱の荷重支持能力に関する解析的研究、構造工学論文集 Vol.42B、pp379-386、1996.3
- 18) 深尾英邦、森野捷輔、川口淳：不安定な応力—ひずみ関係を持つ柱材の弾塑性変形解析に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集(東海)、No21619、pp1171-1172、1994.9
- 19) 日本建築学会：鋼構造座屈設計指針、7.5.3 トラス架構の安定性とトラス梁の変形能力、1996.1
- 20) 日本建築学会：コンクリート充填鋼管構造設計施工指針、3.5.1 復元力特性モデル、1997.10

(2001年2月10日原稿受理、2001年6月8日採用決定)