

ピーク以降の履歴挙動を考慮したコンクリート充填構造の 汎用的な 3 次元簡易モデルと耐震照査法

川西 直樹¹・後藤 芳顯²

¹正会員 豊田工業高等専門学校 環境都市工学科（〒471-8525 豊田市栄生町 2-1）

²フェロー会員 名古屋工業大学 次世代耐震工学研究所（〒466-8555 名古屋市昭和区御器所町）

1. まえがき

コンクリート充填（CFT）構造は無充填構造に比べ繰り返し荷重のピーク点以降においても安定したエネルギー吸収能を持つことが知られている。しかし、その挙動は複雑でピーク以降の地震時の挙動を予測できる実用的な汎用モデルは開発されていない。その結果、現行の道路橋示方書¹⁾における CFT 柱の耐震照査法は、無充填柱の照査法と同様の方法が用いられている。すなわち、限界値としては片持ち柱の静的な漸増両振り繰り返し載荷実験で得られた荷重－変位関係の包絡線の最大荷重点での曲率を用い、応答値は水平 1 方向地震動入力に対する面内挙動解析に適用が限定された $M-\phi$ モデルにより算定される。その結果、照査法が適用できるのは構造パラメータがかなり限定された範囲の柱に水平 1 方向地震動が入力する場合である。さらに、ピーク以降の柱のエネルギー吸収能も無視されている。鉄道構造物等設計標準²⁾では CFT 柱の挙動は復元モーメントがピーク点から最大値の 90% まで低下することが許容され、適用できる柱のパラメータ範囲の拡大も図られている。しかし、この場合も、道路橋示方書と同様、限界値ならびに応答値算定のための $M-\phi$ モデルは片持ち柱の 1 方向繰り返し載荷実験をもとに設定されているので照査法の適用は 1 方向加振を受ける柱に限られる。したがって、この照査法も一般的な 3 方向地震動が入力される CFT 部材を対象としたものとは言い難い。

CFT 構造のピーク以降のエネルギー吸収能を一般的に耐震照査で考慮するには、対応する領域での 3 次元履歴挙動を正確に予測できる解析ツールが必要となる。解析ツールとしては、著者らの提案した汎用的で精緻な 3 次元 FE モデル^{3), 4)}などがあるが、膨大な計算量や高度な解析技術を要求されることから設計用の解析ツールとしては現段階の計算機環境では必ずしも現実的ではない。

本研究では、CFT 構造のピーク点以降の履歴挙動の追跡が可能なはり要素に基づく汎用的な 3 次元簡易モデル

としてセグメントモデルを提案し、その精度を既往の精緻な FE モデルによる解析結果や加振実験結果と比較することで検証する。さらに、提案したセグメントモデルを用いた CFT 構造の新たな耐震設計法について考察する。

2. CFT 構造の 3 次元セグメントモデルの提案

(1) 局部座屈を考慮した CFT セグメントのモデル化

CFT 部材が荷重のピーク点に到達するまでは鋼管の局部座屈変形は十分小さく、実用的には、その挙動は CFT 部材を鋼管と充填コンクリートからなる合成断面を持つ 3 次元はり要素でモデル化して解析できる。一方、CFT 部材のピーク点以降の挙動を解析するには鋼管の局部座屈変形を考慮することが必要である。ここでは、CFT 部材で局部座屈変形が生じる CFT セグメントを対象にこ

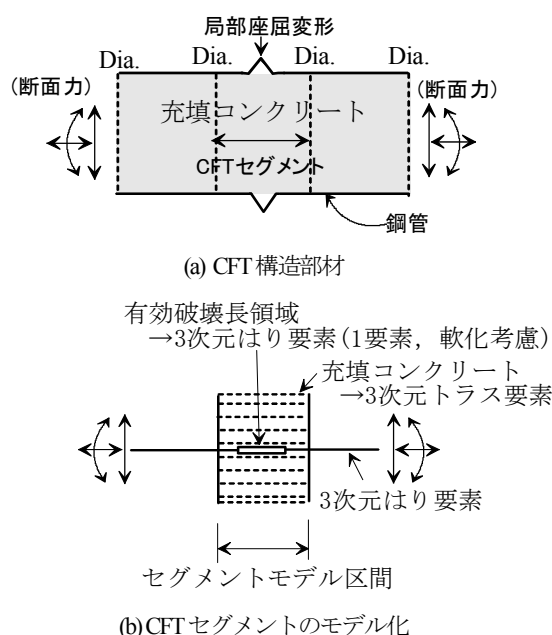


図-1 CFT 構造の 3 次元セグメントモデル

の部分の挙動を反映できる 3 次元セグメントモデルを提案する。そして、局部座屈変形が無視できるその他の CFT 部分については合成断面の 3 次元はり要素を用いる。ここで CFT セグメントとは CFT 部材においてコンクリートが充填された 2 枚のダイヤフラム (Dia.)間の部分 (図-1(a)) を意味する。

3 次元セグメントモデルでは、地震時に鋼管に局部座屈変形が生じる CFT 部材のセグメントに対して図-1(b)のようにモデル化する。すなわち、セグメント区間の鋼管を 3 次元はり要素、充填コンクリートを複数本の 3 次元トラス要素で表す。さらに、鋼管を表す 3 次元はり要素内にはその局部座屈変形の影響を考慮するため図-1(b)のように有効破壊長領域を設定する。この有効破壊長領域における鋼の 1 軸の構成則として、圧縮側には鋼管の局部座屈により応力が低下する軟化モデル (詳細は(2)で説明) を導入する。軟化モデルに起因した要素分割依存性や局所化が原因で生じる数値解析の不安定化³⁾の影響を回避するため、この有効破壊長区間を 1 つのはり要素でモデル化する。有効破壊長領域以外の部分の鋼には一般的なバイリニア型移動硬化則 (二次勾配は $1/100E_s$, ここで E_s は鋼のヤング係数) を用いる。充填コンクリートは、セグメントのダイヤフラム間を要素長とする複数のトラス要素でモデル化する。トラス要素の総断面積は、充填コンクリートの断面積に等しく、本数は曲げ挙動が再現できるように決定する。トラス要素の上下端のピン節点群は剛なダイヤフラム要素に接合する。

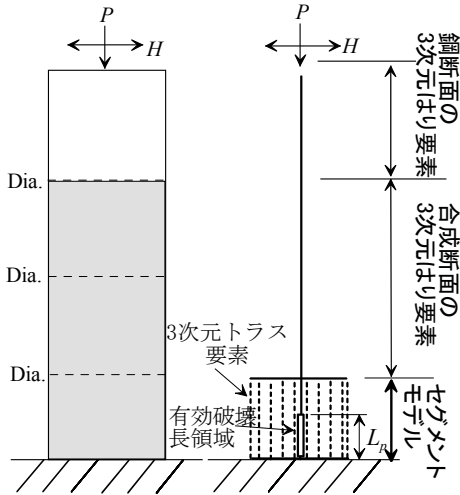


図-2 セグメントモデルの CFT 橋脚への適用例

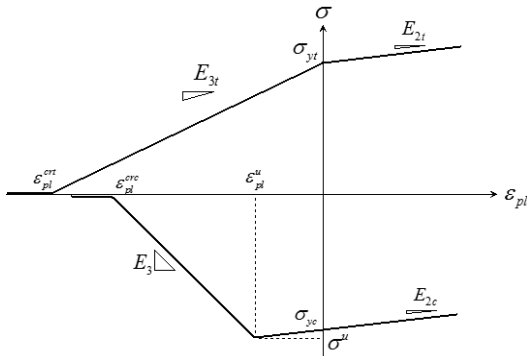


図-3 有効破壊長領域の鋼管の骨格線

このダイヤフラム要素は鋼管を表した 3 次元はり要素の節点に剛結する。トラス要素に用いる充填コンクリートの 1 軸の材料構成則は(3)で説明する。

セグメントモデルの適用例として、等断面の部分充填 CFT 橋脚柱のモデル化を図-2 に示す。この場合、曲げモーメント最大となる固定端付近の鋼管に局部座屈が生じるため、柱基部から第 1 ダイヤフラム間をセグメントモデルで表す。セグメントでの局部座屈位置はモーメント勾配の影響により下端付近と想定されるため有効破壊長領域は下端から配置する。なお、セグメント内の有効破壊長領域の位置は、セグメント内の応力分布やセグメント両端の境界条件に影響されるので FE モデルの解析結果を参考に局部座屈が予想される断面位置が領域の中心になるように配置するのがよい。

(2) 有効破壊長領域の鋼管の材料構成則

ピーク以降において圧縮側の鋼管には局部座屈が生じるため、局部座屈以降の材料特性として軟化を考慮する必要がある。このため降伏条件式は、図-3 のように引張り側を f_t 、圧縮側を f_c とし、塑性ひずみ ε_{pl} の関数として以下のように独立して定義する。

$$f_t = f_t(\varepsilon_{pl}) = \begin{cases} E_{2t}\varepsilon_{pl} + \sigma_{yt} & (\varepsilon_{pl} \geq 0) \\ E_{3t}\varepsilon_{pl} + \sigma_{yt} & (\varepsilon_{pl}^{crit} \leq \varepsilon_{pl} < 0) \\ 0 & (\varepsilon_{pl} < \varepsilon_{pl}^{crit}) \end{cases} \quad (1)$$

$$f_c = f_c(\varepsilon_{pl}) = \begin{cases} E_{2c}\varepsilon_{pl} + \sigma_{yc} & (\varepsilon_{pl}^{max} + \varepsilon_{pl}^u \leq \varepsilon_{pl}) \\ E_{3c}(\varepsilon_{pl} - \varepsilon_{pl}^{max} - \varepsilon_{pl}^u) + \sigma_{yc} + E_{2c}\varepsilon_{pl}^{max} & (\varepsilon_{pl}^{crit} \leq \varepsilon_{pl} \leq \varepsilon_{pl}^{max} + \varepsilon_{pl}^u) \\ 0 & (\varepsilon_{pl} \leq \varepsilon_{pl}^{crit}) \end{cases} \quad (2)$$

ここで、 ε_{pl}^{max} は履歴中における引張り側の最大塑性ひずみであり、 $\varepsilon_{pl}^{max} \geq 0$ である。 σ^u 、 ε_{pl}^u (いずれも負値) は圧縮側の最大応力とこのときの塑性ひずみであり、 ε_{pl}^{crit} 、 ε_{pl}^{crc} は骨格曲線において応力が 0 となる時の塑性ひずみである。

引張り側を式(1)のように 2 つの塑性剛性 E_{2t} 、 E_{3t} に分ける

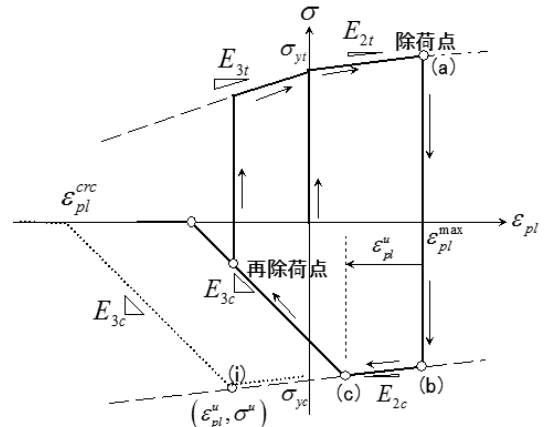


図-4 有効破壊長領域の鋼管の繰り返し則

理由は、塑性ひずみが負側になり、鋼管に局部座屈が生じると、幾何学的非線形性の影響により鋼の弾性域が小さくなることに配慮したためである。また、圧縮側を式(2)のように定義する理由は、 $E_{2c}(<0)$ については鋼の局部座屈による軟化を考慮するためであり、 $E_{2c}(>0)$ については降伏後に局部座屈強度に達するまでのひずみ硬化を考慮するためである。

降伏判定条件式は、弾性試行応力 $\sigma^{(r)}$ が、(i) $f_c < \sigma^{(r)} < f_t$ のとき弾性、(ii) $\sigma^{(r)} \geq f_t$ のとき引張側で塑性、(iii) $\sigma^{(r)} \leq f_c$ のとき圧縮側で塑性となる。繰返し則については、図-4のように履歴最大塑性ひずみ ε_{pl}^{max} により、初期の骨格線における圧縮側の最大点(i)は(b)に移動し、圧縮側の降伏条件は図のように ε_{pl}^{max} により変化するものとする。この材料構成則のパラメータはヤング係数 E_{el} 、各状態における塑性剛性 $E_{2t}, E_{3t}, E_{2c}, E_{3c}$ 、降伏応力 σ_{yt}, σ_{yc} と ε_{pl}^u の計 8 個であり、これらのパラメータは文献 6) の CFT 構造の一方繰返し載荷による FE 解析結果より同定する。

(3) 充填コンクリートの材料構成則

CFT 構造の充填コンクリートの骨格曲線として一般的なものとして、道路橋示方書 V¹⁾や新技術小委員会による提案モデル⁷⁾などが挙げられるが、これらの骨格線は二次曲線で定義されており、2 つのパラメータ（圧縮強度 σ_{ck} とその時点のひずみ ε_0 ）で骨格線が定まるため、ヤング係数を自由に設定することができない。本研究では、充填コンクリートの圧縮側の応力・ひずみ関係のピーク点までの骨格線に Ramberg-Osgood⁸⁾による 3 パラメータモデルを用いる。このモデルの応力-ひずみ関係は以下のとおりである。

$$\varepsilon = \sigma / E_c + K (\sigma / E_c)^n \quad (3)$$

ここで、 E_c は充填コンクリートのヤング係数、 K, n は材料パラメータ(定数)である。式(3)の右辺第 1 項は弾性ひずみ ε_{el} 、第 2 項は塑性ひずみ ε_{pl} を表す。

ピーク以降において CFT 構造の変形が大きくなりコンクリートのひずみが増加すると、圧縮軟化する可能性もあるため、ここでは、図-5 のように最大応力 σ_m 以降は、一定勾配で軟化する骨格曲線とする。なお、引張り応力に対しては抵抗しないものとする。

繰返し則については、図-5 のように除荷すると E_c

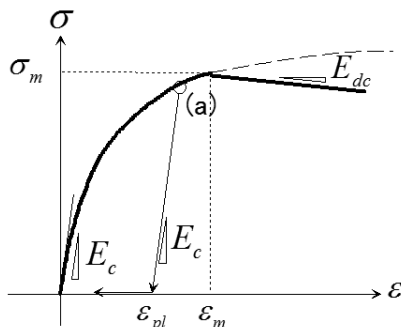


図-5 充填コンクリートの骨格線と繰返し則

の剛性で弾性除荷するものとし、骨格曲線に達したら再降伏するという単純なものとする。なお、全ひずみが塑性ひずみ ε_{pl} 以下のときの除荷剛性は無視する。

(4) 材料構成則のパラメータ同定と最適化

提案したセグメントモデルを確定するためのパラメータを整理すると、鋼管の材料構成則に関連したものがヤング係数 E_{el} 、塑性剛性 $E_{2t}, E_{2c}, E_{3t}, E_{3c}$ 、降伏応力 σ_{yt}, σ_{yc} と ε_{pl}^u の 8 個、充填コンクリートの材料構成則に関連したものがヤング係数 E_c と 2 つの材料パラメータ K, n 、圧縮軟化開始時のひずみ ε_m と軟化勾配 E_{dc} の 5 個である。これらに加え、有効破壊領域の長さ L_p が必要となり、全部で 14 個のパラメータを適切に定める必要がある。これらのパラメータの同定は対象となる CFT 部材の漸増型の一方繰返し載荷時の挙動を利用する。この挙動に関するデータは実験や精緻な FE モデルによる解析利用して得ることを考える。

ここでは、部分充填の CFT 柱の実験で精度が検証されている精緻な FE 解析^{3,4,6)}による一方繰返し解析結果を利用して、セグメントモデルのパラメータ値の同定を行う。同定には滑降シンプレックス⁹⁾による最適化

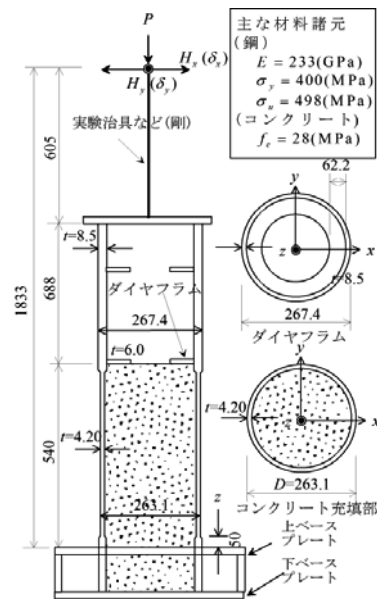


図-6 検討対象

表-1 最適化計算の結果

軸力比		P/P_0	0.05	0.15	0.30
鋼	引張降伏	σ_{yt}/σ_y	0.901	0.880	0.743
	圧縮降伏	σ_{yc}/σ_y	0.718	0.850	0.871
	引張第2勾配	E_{2t}/E_s	0.012	0.012	0.011
	引張第3勾配	E_{3t}/E_s	0.034	0.040	0.033
	圧縮第2勾配	E_{2c}/E_s	0.014	0.014	0.012
	圧縮第3勾配	$-E_{3c}/E_s$	0.031	0.027	0.023
	最大ひずみ	$-\varepsilon_u/\varepsilon_y$	6.641	4.606	7.464
	ヤング係数	E_{el}/E_s	0.541	0.627	0.743
	ヤング係数	E_c/E_{c0}	0.942	0.792	0.532
コンクリート	軟化勾配	$-E_{dc}/E_{c0}$	0.010	0.013	0.010
	最大ひずみ	$\varepsilon_m/0.002$	4.406	2.812	4.149
	最大応力	σ_m/σ_{cc}	1.459	1.222	1.633
	硬化係数	n	2.559	3.681	4.372
有効破壊長		L_p/D	0.460	0.464	0.451

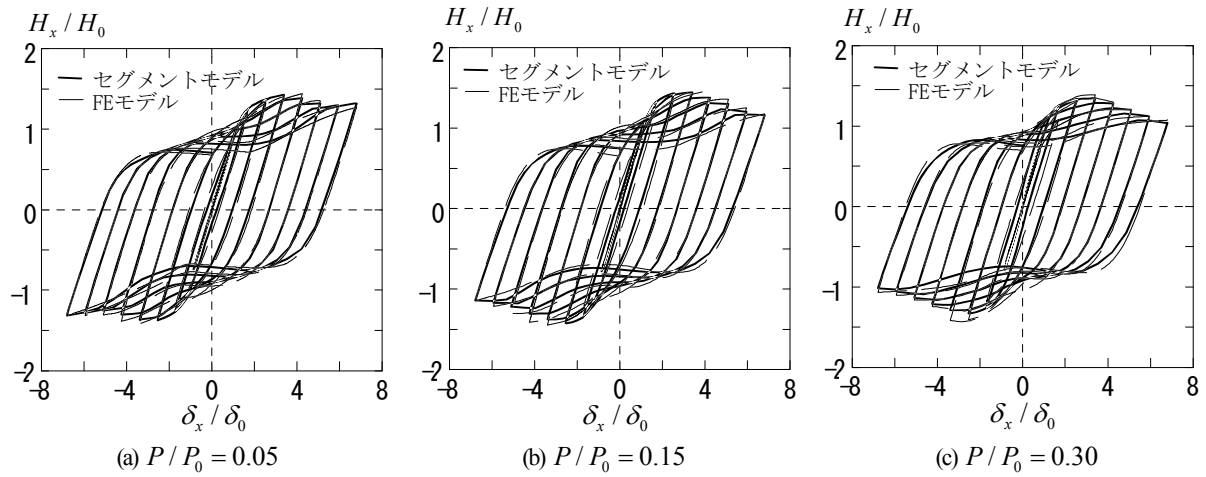


図-7 一方繰返し載荷の荷重変位履歴曲線

手法を用いる。

最適化における目的関数は、一方繰返し載荷における履歴経路において、同一変位で FE モデルとセグメントモデルによる水平荷重の差の絶対値を積算した次式による Δ とし、これを最小化する。

$$\Delta = \sum_i |H_i^{FE} - H_i^{SE}| |\Delta \delta_i| / \delta_0 \rightarrow \min. \quad (4)$$

ここで、 H_i^{FE} 、 H_i^{SE} は、それぞれ、FE モデル、セグメントモデルによる水平荷重、 $\Delta \delta_k$ は i ステップでの増分水平変位を表す。ここでは、変位の変化が初期降伏変位 ($1.0\delta_0$) 達する毎に H_i^{FE} 、 H_i^{SE} を観測し、式(4)の積算を行う。

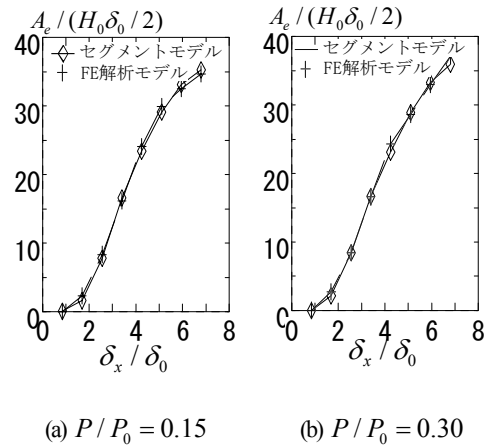


図-8 1 サイクル毎の吸収エネルギー量の推移

3. 3次元セグメントモデルを用いた CFT 柱の解析精度

(1) 検討対象

検討対象とする CFT 構造を図-6 に示す。この構造は、これまで著者ら^{10,11)}により繰返し載荷試験や動的載荷実験が行われてきたコンクリート部分充填の円形断面 CFT 橋脚模型 (実橋に対する縮尺率 1/8) である。コンクリートの充填高さ h_c は鋼管外径 D の 2 倍である。本模型では、ダイヤフラム上部の鋼管が厚く、ダイヤフラム直上の鋼管の降伏曲げモーメント M_y は下部の鋼管のそれよりかなり高いので、道路橋示方書 V のコンクリート充填高さに関する規定を満足している。

(2) パラメータの同定結果と静的な水平一方漸増繰返し解析による精度検証

軸力比 $P/P_0 = 0.05, 0.15$ および 0.30 のケース (P_0 は鋼管の降伏圧縮軸力) について、精緻な FE モデルによる一方漸増型両振り 1 回繰返し載荷での解析結果⁹⁾ を利用して 2. で提案したセグメントモデルのパラメータを同定する。繰返し載荷は軸力比 $P/P_0 = 0.15$ のケースの降伏変位 $\delta_0 = 10.75(\text{mm})$ をもとに、頂部の x 方向変位振幅を $\delta_x = \pm 1\delta_0, \pm 2\delta_0, \pm 3\delta_0, \dots$ と漸増する。

軸力比毎に同定したパラメータを表-1 に示す。このパラメータを用いたときのセグメントモデルによる荷

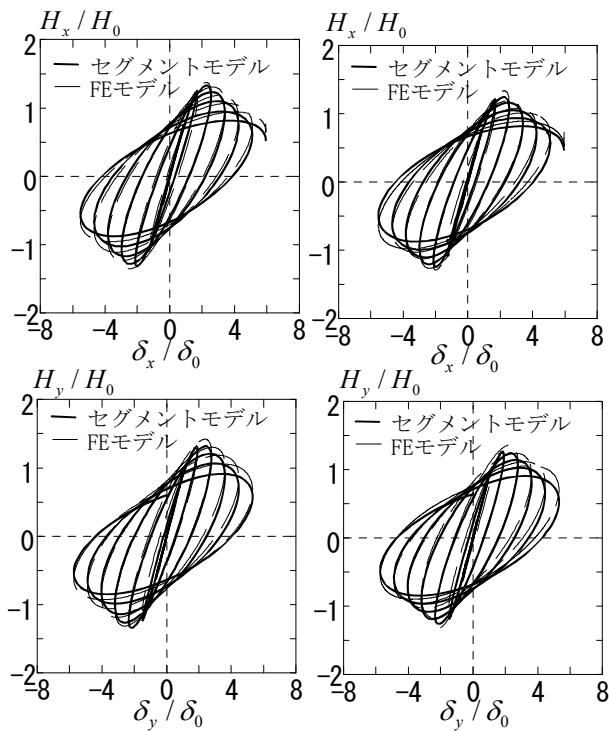
表-2 一方繰返し載荷での復元力と水平変位

P/P_0	解析モデル	$H_{\max}/H_0$	$\delta_{\max}/\delta_0$	δ_{x95}/δ_0	δ_{x90}/δ_0
0.05	FEモデル	1.44	4.25	4.93	5.83
	SEG.モデル	1.43	3.40	4.59	5.53
0.15	FEモデル	1.46	4.25	4.85	5.43
	SEG.モデル	1.44	3.40	4.33	5.09
0.30	FEモデル	1.39	3.40	4.05	4.69
	SEG.モデル	1.34	3.40	4.26	4.99

重・変位の履歴曲線を FE モデルの結果と比較して図-7 に示す。なお、図中の H_0, δ_0 は鋼管のみによる軸力比 0 のときの降伏水平荷重 (=48.3kN), 降伏水平変位 (=12.7mm) である。この結果より、提案したセグメントモデルは、ピーク以降の大変形領域まで FE モデルの解析の結果とよく一致している。CFT 構造特有のピンチング挙動もよく表されている。

図-8 には、1 サイクル毎のセグメントモデルによるエネルギー吸収量を軸力比 P/P_0 が 0.15 と 0.30 のケースについて FE モデルと比較して示す。これより、セグメントモデルのエネルギー吸収量はピーク点以降においても FE モデルとほぼ等しく、セグメントモデルの妥当性を確認できる。

表-2 には包絡線の最大荷重 $H_{\max}$ とそのときの変位 $\delta_{\max}$ 、ポストピーク域での最大荷重の 95% および 90% 低下点の水平変位 $\delta_{x95}, \delta_{x90}$ について、セグメントモデル



(a) $P/P_0 = 0.15$ (b) $P/P_0 = 0.30$
図-9 らせん載荷時の荷重・変位履歴曲線

と FE モデルによる結果とを比較している。これより、最大荷重 $H_{\max}$ の差は十分小さい。各種変位 $\delta_{\max}$, δ_{x95} , δ_{x90} についても差は比較的小さいが、荷重に較べるとやや差がある。各種変位指標について、軸力比が小さい $P/P_0 = 0.05, 0.15$ の場合にはセグメントモデルは小さめに評価するが、 $P/P_0 = 0.30$ においては逆に大きめに評価している。とくに、 $P/P_0 = 0.05$ と 0.15 での最大荷重時の変位 $\delta_{\max}$ が FE モデルとセグメントモデル間で比較的大きく異なる理由は、図-6(a),(b)からも分かるように制御変位が $4\delta_0$ と $5\delta_0$ における柱の復元力の差はわずかで、2つのモデル間の履歴経路の微小な差が大きな変位の誤差となって現れたからである。橋脚のような軸力比が比較的小さな CFT 構造では、最大荷重付近での荷重の増減が小さく、 $\delta_{\max}$ を厳密に評価するのは容易でない。 $\delta_{\max}$ を限界値として用いる場合は他の物理量 $H_{\max}$, δ_{x95} , δ_{x90} に比べ、ばらつきが大きいことには注意が必要である。

(3) 静的水平 2 方向載荷での精度検証

(2) で示した 1 方向繰り返し載荷条件下の FE モデルによる解析結果をもとに同定したパラメータ値を用いたセグメントモデルの水平 2 方向繰り返し載荷条件下の解析への適用性について検討する。ここでは、水平 2 方向繰り返し載荷として、次式 (θ は媒介変数で 0 から 16π まで単調増加する) によるらせん状の水平 2 方向に強制変位 (δ_x, δ_y) を柱頂部に静的に与える場合を対象とする。

$$\delta_x = \frac{\delta_0 \theta}{2\pi} \cos \theta, \quad \delta_y = \frac{\delta_0 \theta}{2\pi} \sin \theta \quad (5)$$

解析結果として、軸力比 P/P_0 が 0.15 と 0.30 のケー

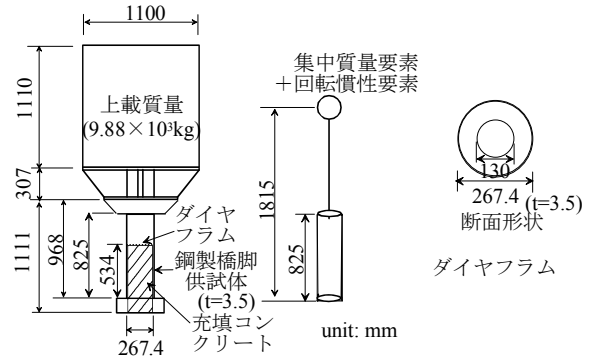


図-10 加振実験での供試体概要

表-3 動的加振実験の上載質量と Rayleigh 減衰

ケース名	上載質量		Rayleigh 減衰	
	集中質量	回転慣性	質量	剛性
	M	I_{xx}, I_{yy}	α	β
	(ton)	($\text{ton} \cdot \text{m}^2$)	sec^{-1}	sec
F1	9.88	2.56	0.343	4.86×10^{-5}
F2			0.250	4.65×10^{-5}

スについてセグメントモデルによる水平 2 方向成分の荷重・変位履歴を FE モデルによる解析結果と比較して図-9 に示す。図-9 より、セグメントモデルで算定される荷重が若干低いものの、FE モデルの結果と概ね一致している。これより、1 方向繰り返し載荷を受ける FE モデルで同定したセグメントモデルは水平 2 方向載荷の場合においてもピーク以降の領域まで CFT 柱の挙動を精度よく予測することができる。なお、セグメントモデルによる計算時間は 1 分間程度であり、精緻な FE モデルによる計算時間約 24 時間に比べ大幅に計算時間が低減できる。

(4) 水平 2 方向加振載荷実験による精度検証

著者らにより実施された CFT 橋脚模型の水平 2 方向同時加振による振動台実験結果¹⁰⁾を用いてセグメントモデルによる動的応答解析の精度を検証する。

CFT 橋脚の諸元と試験条件は図-10 に示すとおりである。橋脚模型の寸法諸元は図-6 の供試体とほぼ同じである。本実験での軸力比 P/P_0 は 0.081 で (2) の $P/P_0 = 0.05$ のケースと若干異なるが、便宜上、ここで用いるセグメントモデルのパラメータとして表-1 の $P/P_0 = 0.05$ の場合の値を用いる。入力地震動は、日本海中部地震の Tsugaru 実測波(最大加速度 $LG 2.78 \text{ m/s}^2$, $TR 2.38 \text{ m/s}^2$)の振幅を 3 倍増幅し、時間軸を相似則から $1/\sqrt{8}$ にしたものを基準波とし、TR 成分と LG 成分をそれぞれ x と y 方向に入力した。頂部の質量、回転慣性、およびレーリー減衰は加振実験において事前に同定された値(表-3)を用いる。

図-11 には橋脚頂部での水平 2 方向の変位と復元力に関する履歴挙動について加振実験による結果とセグメントモデルによる解析結果とを比較して示す。これより、提案したセグメントモデルは x, y の 2 方向とも加振実験の応答変位、復元力を精度よく再現している。この結果から、静的な一方向繰り返し載荷によりパラメータを適

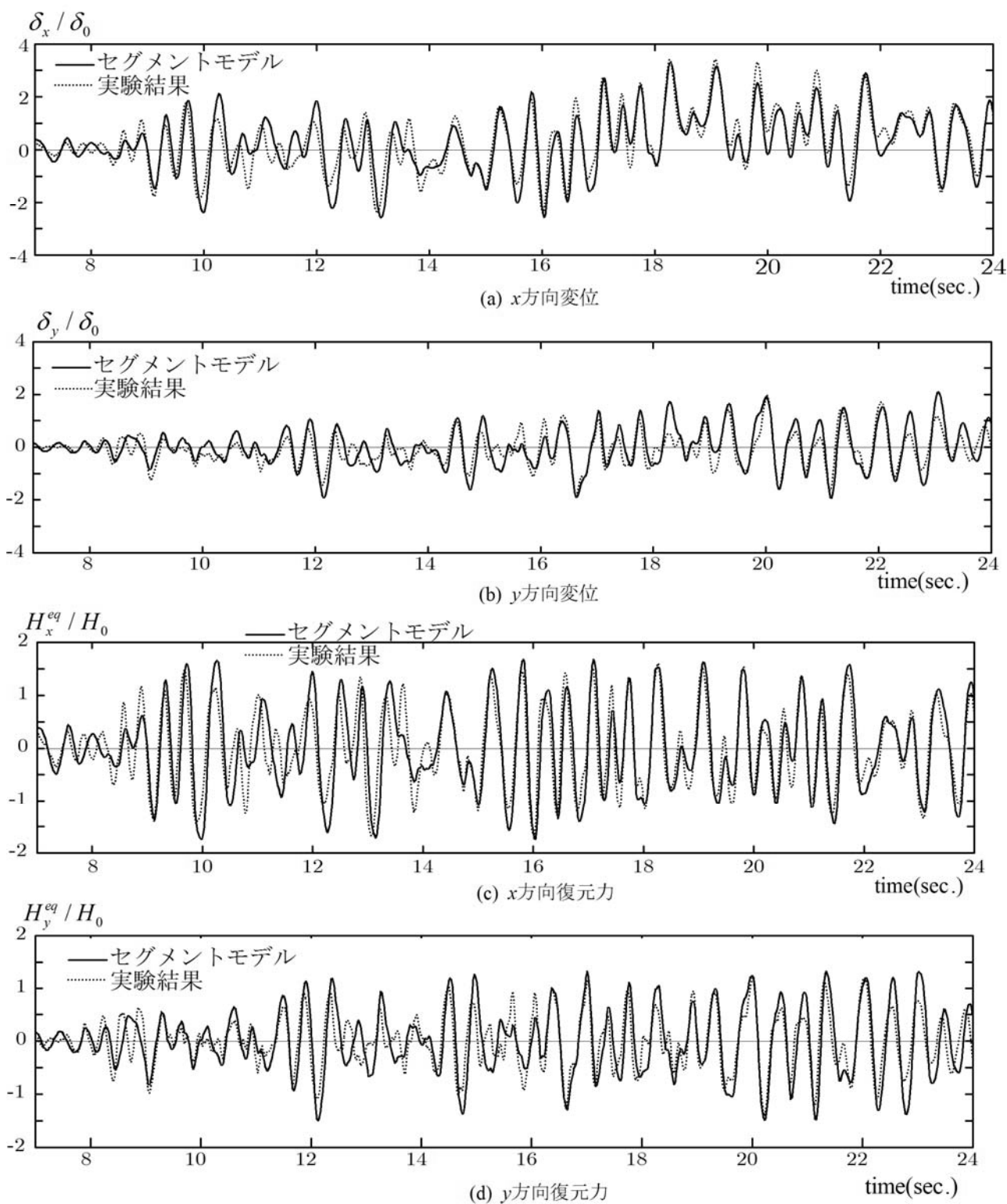


図-11 2方向加振(ケース F2)における水平変位および復元力の応答履歴

切に同定できれば、セグメントモデルは十分な精度で 2 方向同時加振時の動的応答も予測しうることが分かる。

なお、図-11 の動的解析¹⁰⁾を精緻な FE モデルにより実施するには、最近の計算機環境(CPU Intel I7 6core, メモリ 24GB)であっても、2 週間以上の解析時間が必要であった。一方、セグメントモデルによれば 2 分間程度であるので、FE モデルにおける計算時間の問題は劇的に改善される。

4. ピーク以降の力学挙動を考慮した CFT 構造の耐震照査法

精緻な FE モデルによる解析結果や振動台実験結果との比較から、復元力のピーク以降の領域も含めて CFT 構造の時刻歴応答解析へのセグメントモデルの適用性や実用性が検証された。ここでは、セグメントモデルを用いた時刻歴応答解析を用いて CFT 構造のピーク以降の

安定したエネルギー吸収性能を考慮できる汎用的な多方向地震動下のより直接的な耐震安全照査法を提示する。

具体的には、セグメントモデルを用いて設計地震動をうける構造物の時刻歴応答解析を実施後、構造物の Pushover 解析で残存耐力 H_{Rmax}^P を評価する。そして、1 方向の漸増型両振り繰り返し載荷での最大荷重として評価される初期耐力 H_{max}^{cyc} に比べ照査する。例えば、初期荷重の 90% までの耐力低下を認める場合には $H_{Rmax}^P \leq 0.9H_{max}^{cyc}$ が照査式となる。

(1) ピーク以降の CFT 構造の挙動

(a) 検討概要

上に述べた地震後の残存耐力 H_{Rmax}^P をもとにした耐震安全照査法を検討する資料として、まず、復元力がピーク点を越えるような極大地震動を受けた時の CFT 構造の挙動特性をセグメントモデルを用いて調べる。

3. (1) に示した CFT 橋脚模型を例にとり、死荷重による軸力比 P/P_0 が 0.05, 0.15, 0.30 の 3 ケースについて、水平 2 方向地震動を同時入力した場合を考える。地震動としては L2 タイプの地震動である JMA の NS (x 方向) と EW 成分 (y 方向) を基準とし、この地震動の加速度成分に拡大倍率 α を掛けることで、地震動の加速度振幅が変化したときの CFT 橋脚の応答をセグメントモデルで算定する。拡大倍率 α は 0.6~2.4 の範囲で 0.2 ピッチで変化させた。対象とする CFT 構造は実橋脚の 1/8 縮小模型であるので、相似則を考慮して入力地震波の時間軸については $\sqrt{1/8}$ 倍する。粘性減衰は簡単のため無視する。

つぎに、時刻歴応答解析後の各 CFT 橋脚に対して x, y 水平成分方向に Pushover 解析を行い、x, y 成分方向の残存水平耐力を算定する。そして、加速度拡大倍率 α による残存耐力の変動を調べる。

(b) 加速度拡大倍率と残存耐力

図-12 には、地震波による加振後に各水平成分方向 x, y に Pushover 解析したときの残存耐力成分 (水平荷重の最大値) $H_{max}^{P,x}$, $H_{max}^{P,y}$ と入力加速度拡大倍率 α の関係を表したものである。なお、図の縦軸は静的 1 方向水平繰り返しにおける最大荷重 H_{max}^{cyc} で除して表している。図-12 より、軸力比の高い $P/P_0 = 0.30$ のケースでも、入力加速度倍率が $\alpha \leq 1.4$ であれば、x, y 方向のそれぞれの残存耐力 $H_{max}^{P,x} / H_{max}^{cyc}$, $H_{max}^{P,y} / H_{max}^{cyc}$ は 0.90 以上となっている。また、 $\alpha > 1.4$ においては α の大きさにほぼ比例し残存耐力は低下している。

残存耐力 $H_{max}^{P,x} / H_{max}^{cyc}$, $H_{max}^{P,y} / H_{max}^{cyc}$ を 0.95 まで確保することを設計条件とすると、 $P/P_0 = 0.30$ の場合では、加速度拡大倍率は $\alpha \leq 0.6$ 、 $P/P_0 = 0.15$ の場合では、 $\alpha \leq 1.0$ である必要がある。また、 $P/P_0 = 0.05$ の場合では、 α が増加することによる残存耐力 $H_{max}^{P,x} / H_{max}^{cyc}$, $H_{max}^{P,y} / H_{max}^{cyc}$ の低下は非常に緩やかで図示の範囲では 1.05 に収束し、1.0 以下になることはない。

以上から、軸力比の大きさにより入力地震動の大きさが残存耐力に与える影響はかなり異なることがわかる。また、図-12(a)と(b)を比較すると、x, y 方向の残存耐

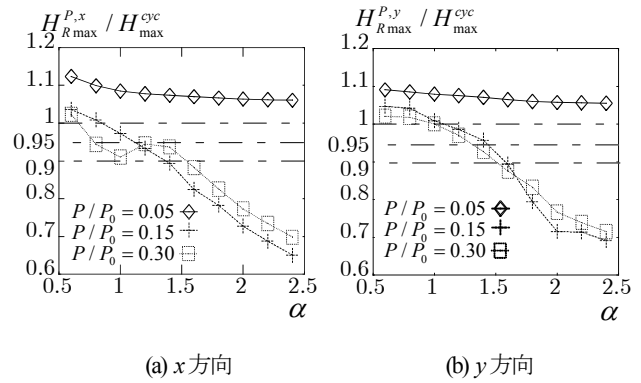


図-12 残存耐力と入力加速度倍率 α の関係

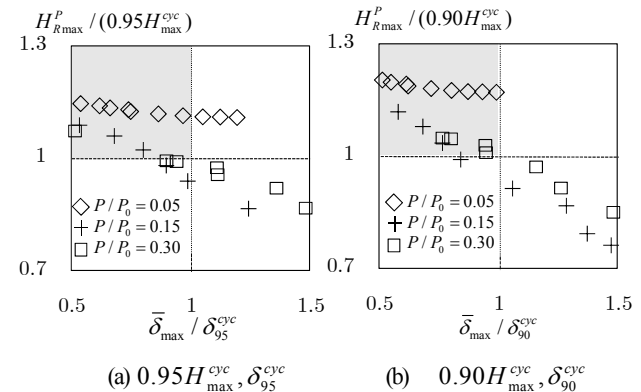


図-13 残存耐力と最大応答変位の照査値の関係

荷力の値は異なるため、2 方向の残存耐力の小さい方の値を最終的な残存耐力として評価するのが適当である。構造安全性の照査では以上のように算定される残存耐力が元の耐力に較べてどの程度低下したかで判定する耐力照査法がより直接的である。

次節では、セグメントモデルを用いた CFT 構造の耐震安全照査法について、残存耐力に基づく耐力照査法と現行の照査でも用いられている最大応答変位に基づく変位照査法について検討する。

(2) 残存耐力に基づく耐力照査法と最大応答変位に基づく変位照査法の検討

CFT 構造のピーク点以降の限界点としては、現行の耐震照査法¹⁾と同様に漸増型の静的 1 方向繰り返し載荷で得られた CFT 柱の包絡線において、最大荷重 H_{max}^{cyc} の 95% 低下点と 90% 低下点を選んだ 2 通りを対象とする。

残存耐力を直接指標とした耐力照査法ではそれぞれの限界値は $0.95H_{max}^{cyc}$, $0.90H_{max}^{cyc}$ となる。一方、変位照査法の場合には、履歴曲線の包絡線における $0.95H_{max}^{cyc}$, $0.90H_{max}^{cyc}$ に対応する変位 δ_{95}^{cyc} , δ_{90}^{cyc} がそれぞれの限界値として設定する。

図-13 には各入力拡大倍率 α による時刻歴応答解析により得られた最大応答変位 $\bar{\delta}_{max}$ と時刻歴応答解析後の x, y 方向の Pushover 解析により得られた残存耐力の小さい方の値 H_{max}^P をそれぞれ 2 通りの限界値 (δ_{95}^{cyc} , $0.95H_{max}^{cyc}$)、(δ_{90}^{cyc} , $0.90H_{max}^{cyc}$) で除した値をプロットしている。ここで最大応答変位 $\bar{\delta}_{max}$ は水平成分の合変位で次式で定義される。

$$\bar{\delta}_{\max} = \left(\sqrt{\delta_x^2 + \delta_y^2} \right)_{\max} \quad (6)$$

図-13 でハッチングした第 2 象限は、耐力および変位の両方の照査で耐震安全性が満足される領域である。本来、変位照査法と耐力照査法とは等価でなければならず、図-13 のプロット点は照査を満足する場合はすべて第 2 象限に、また照査を満足しない場合にはすべて第 4 象限になければならない。図-13(a) を見ると軸力比 $P/P_0 = 0.05$ については耐力照査を満足しても変位照査を満足しない場合が 3 ケースあり、逆に軸力比 $P/P_0 = 0.15$ と 0.30 については変位照査を満足しても耐力照査を満足しない場合がそれぞれ 2 ケースずつある。図-13(b) では図示の範囲では第 2 象限と第 4 象限以外にプロット点はないが軸力比 $P/P_0 = 0.05$ のケースでは拡大倍率 α を検討範囲外の $\alpha > 2.5$ では図-13(a) と同様に、耐力照査を満足しても明らかに変位照査を満足しない場合が存在する。

以上の検討から、現行の耐震安全照査法に多く用いられる変位照査法は耐力照査法とは等価ではなく、軸力比の小さい CFT 柱では耐震性能を過小評価する傾向にある。また、軸力比が通常の値か、大きい値の場合には、変位照査を満足するか否かの境界近傍では誤差の影響で照査が誤った判定になる可能性もある。したがって、CFT 構造のピーク以降の挙動を精度よく解析できるセグメントモデルを用いた耐震安全照査法としては、残存耐力により構造物の耐震安全性を直接的に評価する耐力照査法を用いるのが望ましい。

ここでの照査法に関する議論は、3 章での検討結果からセグメントモデルの精度が FE モデルとほぼ同等であるということを前提に、簡単のため、すべてセグメントモデルを用いた解析に基づいている。今後は、さらに、セグメントモデルにより得られた結果について精緻な FE モデルにより検証することが必要である。

5. まとめ

CFT 構造においては繰り返し荷重のピーク点以降においても安定したエネルギー吸収能を持つ。このエネルギー吸収能を適正に評価して耐震性能照査に反映するには、ピーク点以降の CFT 構造の挙動を正確に解析できる実用性と汎用性を併せ持つツールの整備が必要である。ここでは、このような要求に適合した解析ツールに用いるのは要素解析に基づく 3 次元セグメントモデルを開発した。セグメントモデルではパラメータの同定作業が重要である。同定作業は著者らが過去に開発した精緻な FE モデルを用いて CFT 構造の中で局部座屈が生じる部材に限定した一方向繰り返し解析を実施し、この結果に一致するようにパラメータ値の最適化を行うことでなされる。この同定作業だけで、セグメントモデルは精緻

な FE モデルとほぼ同等の精度で多方向地震作用を受ける CFT 構造の静的繰り返し解析や時刻歴応答解析に容易に適用できる。さらに、本セグメントモデルを用いると、FE モデルでの非常に長い非現実的な計算時間を劇的に減少させることが可能で解析ツールの実用性を高めることができる。

このような特長をもつセグメントモデルを耐震解析に導入すると、荷重のピーク点以降の領域も含めて CFT 構造の地震時挙動を正確に解析できるので、より直接的な照査をおこなうことが可能になる。すなわち、安全性照査では照査地震動に対する時刻歴応答解析を実施したあとの CFT 構造に Pushover 解析を行うことで残存耐力を求め照査指標とすることが可能になる。

謝辞：本研究は科研費（基盤研究(A)23246084）、基盤研究(A)(一般)16H02359）の援助を受けた。

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，2012。
- 2) 国土交通省監修・鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計基準・同解説（鋼とコンクリートの複合構造物），丸善，2016.1。
- 3) 後藤芳顕，Ghosh Prosenjit Kumar，川西直樹：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。
- 4) Goto, Y., Ghosh, P. K. and Kawanishi, N. : Nonlinear finite element analysis for hysteretic behavior of thin-walled circular steel columns with in-filled concrete, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.136, No.11, pp.1413-1422, 2010。
- 5) 小澤一誠，王慶雲，後藤芳顕：座屈モードの局所化を考慮した補剛板の軟化型構成測を用いた鋼製橋脚の Pushover 解析，土木学会論文集 No.689/1-57, pp.225-237, 2001.10。
- 6) 川西直樹，後藤芳顕：高軸力下での CFT 柱の耐震性能，第 19 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム論文集，pp.59-66, 2016.7。
- 7) 土木学会：鋼橋の耐震設計指針案と耐震設計のための新技術，鋼構造委員会・鋼構造新技術小委員会・耐震設計 WG，1996.7。
- 8) Ramberg, W. and Osgood, W.R. : Description of stress strain curves by three parameters, Technical Notes, National Advisory Committee for Aeronautics, No.902, Washington, D.C., 1943。
- 9) S.L.S.ジャコビ，J.S.コワリク，J.T.ビゾ（関根智明訳）：非線形最適化問題の反復解法，培風館，1976。
- 10) 後藤芳顕，関一優，海老澤健正，呂西林：地震動下のコンクリート充填円形断面鋼製橋脚における局部座屈変形の進展抑制機構と耐震性向上，土木学会論文集 A1(構造・地震工学)，Vol.69, No.1, pp. 101-120, 2013。
- 11) Goto, Y., Ebisawa, T., Lu, X. and Lu, W. : Ultimate state of thin-walled circular steel columns subjected to biaxial horizontal forces and biaxial bending moments caused by bidirectional seismic accelerations, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, 10.1061/(ASCE)ST.1943-541X.0001067, 04014122-1-12, 2014。