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

後藤 芳顕¹・水野 貢介²・Ghosh Prosenjit KUMAR³・藤井 雄介⁴

¹フェロー会員 名古屋工業大学教授 工学研究科社会工学専攻
(〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所町)
E-mail: goto@kozo4.ace.nitech.ac.jp

²正会員 名古屋市役所 (〒460-8508 名古屋市中区三の丸三丁目1番1号)
E-mail: yfa83539@nifty.com

³正会員 名古屋工業大学 産学官連携センター (〒466-8555 愛知県名古屋市昭和区御器所)
E-mail: ghosh@kozo2.ace.nitech.ac.jp

⁴正会員 西日本高速道路(株) 九州支社中津工事事務所 (〒871-0024 中津市中央町1-5-16)
E-mail: y.fujii.af@w-nexco.co.jp

コンクリート充填矩形断面鋼製橋脚は、鋼製補剛パネルとダイヤフラムに拘束された充填コンクリートによる補剛パネルの局部座屈防止効果とコンクリート自体の圧縮強度向上効果で、高い強度・変形能を有する。しかしながら、繰り返し荷重下の界面での相互作用は複雑で、数値計算の安定性を損なうため、精度の良い解析法は提示されていない。ここでは、充填コンクリートは損傷塑性理論を導入したソリッド要素と仮想ひび割れ(離散ひび割れ)でモデル化し、鋼脚に構成則として三曲面モデルを導入したシェル要素を用いた。そして、界面はコンタクトペアおよび接触バネ要素でモデル化しすることで、精度が良く、安定した解析法を提示した。さらに、本手法を用いて正方形断面充填鋼脚の強度・変形能の向上やき裂発生メカニズムについて明らかにした。

Key Words : *thin-walled CFT column, hysteretic behavior, FEM analysis, local buckling, metal fracture*

1. はじめに

コンクリートが鋼製橋脚(以降、文章中では「鋼脚」と示す)の内部に適切に充填された場合には円形断面鋼脚、矩形断面鋼脚にかかわらず高い強度と変形能を発揮することが繰り返し載荷実験で確認されている¹⁾。これは充填コンクリートによる鋼薄肉断面柱の局部座屈防止効果および拘束された充填コンクリートの圧縮強度の向上効果など、いわゆる CFT 柱としての効果によると考えられている²⁾。上記のような実験結果を背景に道路橋示方書³⁾でもコンクリートの充填効果を考慮した鋼脚の耐震設計法が提示されている。さらに、コンクリートの充填量や自重、地震時の慣性力の低減を目的として、縦リブ剛度を高めた鋼脚基部パネルとダイヤフラムに囲まれた内部空間だけにコンクリートを充填する部分充填鋼脚も提案されている^{4),5)}。

コンクリート充填鋼脚の水平荷重下の力学挙動は

CFT 柱の挙動と同様に充填コンクリートの 3 軸圧縮応力下の挙動、鋼管の局部座屈挙動、さらに、コンクリートと鋼管の界面の離間・接触をともなう相互作用に影響され、充填鋼脚の挙動を正確に解析するにはこれらの挙動全てを正確に考慮することが必要である。しかしながら、これら全ての挙動の連成を考慮して CFT 柱を解析すると、数値解析の安定性が著しく損なわれることが知られている^{6),7)}。このため、水平荷重下の CFT 柱の精密で本質的な解析手法の開発は、繰り返し載荷というまでもなく、単調載荷条件下でも著しく遅れているのが現状である。文献 8),9)に述べたように、我が国では、わずかに、円形断面 CFT 柱を対象とした、藤井ら⁶⁾の繰り返し水平荷重下の解析や松村・水野⁷⁾の単調な水平載荷での解析などが先駆的な研究として注目される程度である。海外に範囲を広げても、単調載荷での円形断面 CFT 柱や無補剛の正方形断面 CFT 柱を対象とした Johansson & Gylltoft¹⁰⁾や Hu ら¹¹⁾の解析法の研究程

度で、繰り返し載荷を考慮した精密な解析法はほとんど提示されていないのが現状である。さらに、本論文で対象とする縦リブやダイヤフラムで補剛された薄肉矩形断面鋼脚にコンクリートを充填した CFT 柱については構造が複雑で、数値計算が非常に困難であることから解析は全く試みられていない。

鋼脚を含む従来の CFT 柱のほとんどの解析手法は鋼脚の断面変形や充填コンクリートと鋼脚界面の相互作用を無視して平面保持を仮定したはり理論に基づく合成断面柱として扱うものである。したがって、薄肉鋼脚の局部座屈挙動や充填コンクリートの拘束圧力下での挙動、鋼脚と充填コンクリート界面での相互作用は直接的には考慮できない¹²⁾⁻¹⁸⁾。高々、鋼脚パネルの局部座屈は有効幅¹⁸⁾として考慮するか応力-ひずみ関係に反映¹⁴⁾される程度である。鋼脚による拘束が充填コンクリートの挙動へ与える影響も、相互作用を考えずに拘束圧の大きさを想定することで、充填コンクリートの応力-ひずみ関係や $M-\phi$ 関係に近似的に考慮されているに過ぎない^{13),14),16),17)}。このため、従来の解析法では充填コンクリートの 3 軸応力状態や鋼脚の局部座屈ならびに局部応力・ひずみ状態などは計算できない。これらの情報は繰り返し荷重下の CFT 柱の耐震性能を正確に把握し、耐震設計に反映する上で重要である。とくに、CFT 柱では充填コンクリートにより鋼脚は局部座屈拘束されるが、座屈拘束下での繰り返し載荷により無充填鋼脚に比べ、塑性ひずみが蓄積しやすく、引張り応力も作用する^{8),9)}。このため、き裂が発生し、CFT 柱の高い強度と変形能が十分に発揮されない場合もある。なかでも、矩形断面鋼脚はひずみ集中の生じやすい断面形状であるので、き裂が発生しやすい。き裂発生を防ぎ、充填コンクリートの 3 軸圧縮応力状態を確実に実現できるような CFT 柱の詳細を明らかにするには精密で本質的な解析法を開発することが不可欠である。

著者らは、近年、繰り返し荷重下のコンクリート充填円形断面鋼脚に対して、充填コンクリートの 3 軸応力状態、鋼とコンクリートの界面の相互作用さらに鋼管の局部座屈、局部応力状態などを解析でき、しかも数値安定性に優れた精密で本質的な解析モデルを提示した^{8),9)}。この解析モデルでは、まず、充填コンクリートに関しては損傷塑性モデル^{19),20)}を導入したソリッド要素で離散化するが、引張り領域での損傷塑性モデルの精度低下を防止するために、コンクリートの主要な水平ひび割れ位置に仮想ひび割れ(離散ひび割れ)²¹⁾を導入し、ひび割れの発生とその後の繰り返しによるひび割れの開閉を表せるように配慮した。また、充填コンクリートと鋼管の界面には

直接的に離間と接触挙動が考慮できるコンタクトペア¹⁹⁾を用い、接触時の摩擦はクーロン摩擦モデルで表している。さらに、鋼管は厚肉シェル要素でモデル化し鋼材の繰り返し挙動は精度のよい三曲面モデル^{22),23)}で表現している。以上のモデル化で、とくに重要なのは仮想ひび割れの導入である。これにより、コンクリートのひび割れ発生とその開閉挙動が妥当な精度で表現されるとともに数値計算の安定性が確保される。上述した解析モデルにより、CFT 柱特有のくびれのある履歴曲線の再現に初めて成功した。さらに、繰り返し荷重下の耐荷機構についても、充填コンクリートには主に圧縮力が作用し、鋼脚にはマクロ的に見ると引張り軸力が作用する場合があること、この引張り軸力は局部座屈の進行を抑制するが、鋼管のき裂発生の一因になること等、今までにはほとんど未知であった CFT 柱の耐荷メカニズムも明らかにすることができた^{8),9)}。

本論文で新たに解析対象とする矩形断面鋼脚では縦リブ補強された補剛パネルとダイヤフラムからなる内部空間にコンクリートが充填される。このため界面での相互作用は円形断面鋼脚より複雑になり、数値計算はさらに不安定に陥りやすい。ここでの矩形断面鋼脚のモデル化は、すでに提示したコンクリート充填円形断面鋼脚のモデル化と基本的には同じ考え方に従う。ただ、円形断面鋼脚と異なり、矩形断面鋼脚では局部座屈は基部パネル中央に発生し局部座屈長さも長くなるので、仮想ひび割れの挿入位置やその数について詳細に検討する。さらに、不安定に陥りやすい数値計算の安定性を確保し、履歴挙動を精度良く解析するためのモデル化についても検討する。モデル化の精度と妥当性は土木研究所で行われた 5 種類のコンクリート充填正方形断面鋼脚の繰り返し実験結果¹⁾と比較することで検証する。また、本解析モデルに基づき、繰り返し荷重下のコンクリート充填矩形断面鋼脚の耐荷機構の特性を円形断面鋼脚^{8),9)}と比較することで考察する。

2. コンクリート充填鋼脚の履歴挙動特性

一方向の水平繰り返しを受けるコンクリート充填鋼脚は非弾性域で変位振幅が大きくなると水平復元力-水平変位関係が図-1 のようにくびれのある履歴ループを一般に示すようになる。RC 柱もほぼ同様の履歴ループを示すが、RC 柱と異なり、CFT 柱では変位振幅が大きくなっても履歴ループは劣化することではなく、鋼管にき裂が発生するまではエネルギー吸収の大きい安定した形状を示す。著者らはこのような履歴ループの特性が生じる原因をコンクリート充填

円形断面鋼脚に関する数値計算で明らかにすることができた^{8),9)}。本章では、文献 8),9)で明らかにされた知見をまとめるとともに、ここで対象とする充填矩形断面鋼脚の力学特性に関する検討事項を述べる。

まず、履歴ループのくびれのある形状は充填コンクリートに生じる柱の軸線直角方向の破壊面（ひびわれ面）の開閉に起因している。具体的には、繰り返し水平変位が零に近づくと圧縮側で閉じていた破壊面が開く。これにより、柱の剛性が水平変位の零付近で減少する。さらに、零から逆方向に水平変位が増加すると破壊面が反対側で閉じ、剛性が回復する。

つぎに、繰り反しの変位振幅が大きくなっても、履歴ループが劣化しないのは補剛パネルの局部座屈変形の進展が充填コンクリートにより防止されるからである。すなわち、変位振幅が大きくなって、鋼脚に局部座屈が発生すると、圧縮力はダイヤフラムを介して主に充填コンクリートに伝達されるようになる。逆に、引張り力はクラックの生じた充填コンクリートでは支持されないため、鋼脚がほぼ受け持つことになる。この引張り力が鋼脚の局部座屈変形の進展を抑制すると考えられる。なお、局部座屈変形は充填コンクリートが圧壊すると進展するが、コンクリートは周辺からの拘束により強度が向上するので圧壊しにくい。一方、鋼脚の局部座屈変形が発生すると補剛パネルには交番の圧縮力と引張り力が作用し局部座屈変形の進展が抑制されるが、大きな塑性ひずみの蓄積とともに、引張り力により、割れの原因となる延性き裂が生じやすいと考えられる。

矩形断面鋼脚と円形断面鋼脚の差異としては、充填コンクリートの拘束メカニズムが異なることが考えられる。すなわち、円形断面鋼脚ではフープ応力で均一に充填コンクリートに拘束圧が作用するが、矩形断面鋼脚においては拘束圧が均一ではなく、鋼脚角部に集中し、補剛パネル中央部では小さいと考えられる。本論文では、このような拘束メカニズムの差異と、この差異が鋼脚の履歴挙動やき裂発生の原因となる局部的な応力・ひずみ集中に与える影響を明らかにする。

3. コンクリート充填矩形断面鋼脚のモデル化

コンクリート充填矩形鋼脚のモデル化は薄肉断面の縦リブ補強された鋼脚躯体のモデル化、充填コンクリートのモデル化、さらに鋼脚と充填コンクリート界面のモデル化より成り立つ。ここでは、数値解析に非線形汎用コード ABAQUS¹⁹⁾を用いた複合非線形解析を実施することを前提にモデルを提案す

る。このモデルは、著者らがコンクリート充填円形断面鋼脚の解析において提示したモデル^{8),9)}をもとに、矩形断面鋼脚の構造特性や数値計算上の収束性を考慮して設定する。

(1) 鋼脚躯体

矩形断面鋼脚躯体のモデル化では鋼材の繰り返し塑性と縦リブで補剛された鋼製パネルの局部座屈挙動の影響を考慮する必要がある。ここでは、円形断面鋼脚の場合と同様に、三曲面モデル²²⁾を大きな塑性履歴にも対応できるように改良した改良型の三曲面モデル²³⁾を構成則に用いた有限ひずみ・有限変位の厚肉シェル要素 S4R¹⁹⁾で鋼製のパネル、縦リブ、ダイヤフラムを離散化する。この要素の妥当性と精度はすでに多数の鋼脚供試体の繰り返し載荷実験との比較において検証されている^{22),23),24)}。

(2) 充填コンクリート

充填コンクリートの挙動は、周辺からの拘束効果の影響を考慮できる構成則を導入した有限ひずみ・有限変位の 3 次元ソリッド要素によりモデル化をするが、数値計算の精度と安定性は構成則によって大きな影響を受ける。通常、拘束効果を考慮できるコンクリートの多軸応力下の構成則として、圧縮領域には Drucker-Prager 系の塑性モデル²¹⁾、引張り領域には分散ひび割れモデル²¹⁾が用いられるが、このような構成則では圧縮領域と引張り領域の境界での構成則の不連続性による数値計算の不安定さは避けられず、繰り返し荷重下では十分な解析はほとんどできない。ここでは、数値安定性ゆえに近年使用例が増加している Drucker-Prager 系の損傷塑性モデル²⁰⁾を導入した有限ひずみ・有限変位の 8 節点ソリッド要素 C3D8R¹⁹⁾を用いる。構成則の詳細は文献 8),9)に示している。この構成則モデルでは引張りならびに圧縮軟化を考慮しているが、数値解析の安定のために、圧縮側のみならず引張り側についても近似的に

図-1 くびれのある履歴ループ

等方流れ則により多軸応力への拡張を図っている。このように、損傷塑性モデルでは引張り挙動も等方性の塑性流れ則で表されるので、ひび割れ発生後の異方性を表すことのできず、引張り領域での精度低下は避けられない。ここでは、文献 8),9)と同様に損傷塑性モデルにおける引張り領域での精度低下を防止するために、充填コンクリートにおけるひび割れ発生形態を考慮した仮想ひび割れモデル(離散ひび割れモデル)²¹⁾も併用する。

コンクリート充填矩形断面鋼脚に漸増型の繰返し水平荷重が作用する場合、内部充填コンクリートの損傷は補剛パネルの局部座屈位置に発生することが実験により観察されている^{1),25)}。この損傷部分でのひび割れの方向については明確な記述はないが、円形断面鋼脚での観察²⁶⁾から、充填コンクリートの主要なひび割れ発生方向は、ほぼ水平と考えられる。円形断面の場合、局部座屈は上ベースプレート直上に発生し、また、座屈波長が短いため、充填コンクリートのひび割れは局部座屈部分に集中して発生する。このような状況から円形断面鋼脚では近似的に上ベースプレート位置に単一の仮想ひび割れを挿入するモデルを主に用いた⁸⁾。一方、ここで対象とする矩形断面鋼脚の場合、局部座屈は上ベースプレートと1枚目のダイヤフラム間のパネル上で発生し、鉛直方向の座屈波長も円形断面鋼脚に比べ長い。このため、充填コンクリートのひび割れは、上ベースプレートから、やや離れた位置の局部座屈部分において発生し、しかも複数のひび割れの発生を考慮しなければならない可能性がある。以上より、矩形断面鋼脚では、より詳細に、充填コンクリートの仮想ひび割れの挿入位置⁹⁾とひび割れ本数を検討する。この決定のための手続きは、後の 4(3)b)のところで具体的に示す。

仮想ひび割れの挙動はひび割れ面の接触・離間挙動ならびに滑り挙動であるが、これを表すのにコンクリート充填円形断面鋼脚では実現象をかなり忠実に再現することができる ABAQUS¹⁹⁾のコンタクトペアを用いた^{8),9)}。今回の矩形断面鋼脚の場合、仮想ひび割れが1本の円形断面鋼脚と異なり、先に述べたように複数の仮想ひび割れが必要となる可能性がある。この場合、複数箇所にコンタクトペアを用いることになり、解の収束性が著しく悪くなる。したがって、ここでは、数値計算の安定性を確保するためにコンクリート充填円形断面鋼脚の解析でも用いた接触ばねとせん断ばね⁸⁾を用いて近似的に仮想ひび割れ面の挙動をモデル化する。仮想ひび割れ面に大きな離間とすべりが生じる場合には接触ばねとせん断ばねを用いると解析精度が低下するが、充填コン

クリートの水平のひび割れ面では離間とすべりは十分小さいので、妥当な精度の解が得られることはすでに確認している⁸⁾。なお、上記で述べた接触ばねとせん断ばねによるモデル化についてはつぎの(3)で述べる。

(3) 鋼脚躯体と充填コンクリートの界面

充填コンクリートと鋼脚の界面では付着、接触・離間、滑りの挙動をモデル化する必要があるが、繰返しの場合、付着の影響は小さいので、接触・離間、滑りの挙動のみを考慮する^{8),9)}。これら界面の挙動を表すため、可能であれば全ての界面に接触と離間挙動を直接的かつ正確に表すことができるコンタクトペア¹⁹⁾を用いるべきである。しかしながら、全界面にコンタクトペアを用いると数値計算の安定性が著しく低下する。そこで、局部座屈時に離間が大きくなる充填コンクリートと鋼脚パネルの界面には精度の良いコンタクトペアを用い、離間や滑りが小さい縦リブやダイヤフラムと充填コンクリートの界面には近似的な接触ばねとせん断ばねを用いる。接触ばねとせん断ばねによるモデル化では離間・接触や滑りが変形前にばねで結ばれた節点間の相対変位で近似的に評価されるので、界面での相対変形が大きく生じる場合には誤差が大きくなる。

面積的にも充填コンクリートと鋼脚パネルとの界面が最も大きく、この部分に精度の良いコンタクトペアを用いるのは妥当と考えられる。以下に、界面のコンタクトペアによるモデル化と接触ばねとせん断ばねによるモデル化について具体的に説明する。

まず、コンタクトペアについては ABAQUS¹⁹⁾に準備されているハードコンタクトモデルを用いる。ここでは、鋼パネル表面を主表面(master surface)、充填コンクリート表面を従属表面(slave surface)として選ぶ。接触方向は変形後の主表面に垂直な方向であり、その位置が変化することも考慮される。また、ハードコンタクト(hard contact)では従属表面上の要素節点は接触後において主表面である鋼板表面を突き抜けることはない。

接触時の界面の摩擦挙動はクーロン摩擦モデルを用いる。すなわち、界面に作用する合せん断応力 τ_s が次式(1)で定義される限界せん断力 τ_{cr} に到達すると、界面に τ_{cr} が作用した状態で、合せん断応力方向に増分滑りが発生すると仮定する。

$$\tau_{cr} = \mu p \quad (1)$$

ここに μ は摩擦係数、 p は変形後の界面に垂直な接触圧である。一度滑りが生じても、界面の合せん断応力 τ_s が τ_{cr} 以下になると再び固着状態になる。上記のモデル化では滑りが生じた場合の摩擦力の低下

図-2 接触ばねとせん断ばねのモデル化

を無視している。本モデルはすでに報告したコンクリート充填円形断面鋼脚の解析に適用している^{8),9)}。

つぎに、接触ばね k_v とせん断ばね k_{se} によるモデル化について説明する。接触ばねは変形前の界面に垂直な方向に配置する。図-2に示すように、接触ばねに圧縮応力が作用する場合には界面が接触したと考え、十分大きな剛性をばねに与える。一方、引張応力が作用する場合には離間したと考え十分小さな剛性を与える。ここで、圧縮側にオフセットを設けているのは境界面で間隙が存在する場合にこれを考慮するためである。せん断ばねは接触ばねと直交する方向に設ける。せん断ばねは界面の接触時においては、合せん断応力 τ_Σ が式(1)の限界せん断応力に到達するまでは弾性挙動をするが、限界せん断応力に到達すると式(1)で定義されるクーロン基準面に対する関連流れ則に従い塑性増分相対変位成分を生じると考える。以上のような接触ばねとせん断ばねによる界面モデルはABAQUSのUSER SUBROUTINE機能を用いてそれぞれUSER MATERIALとUSER ELEMENTとして組み込む。

4. 正方形断面鋼脚の繰返し載荷実験の解析

前章で提示したコンクリート充填矩形断面鋼脚の解析モデルにおける各種材料パラメータの同定や解

析法の精度検証を土木研究所で行われた繰返し載荷実験結果¹⁾と比較することにより実施する。

(1) 繰返し載荷実験の概要

解析対象とするのは土木研究所で行われた約1/3の縮尺率のコンクリート充填正方形断面鋼脚の繰返し載荷実験¹⁾のうち、データが入手できた図-3に示す5種類の供試体No.26, No.27とN1, N2, N3に関するものである。さらに、鋼材の構成則のキャリブレーションのため、No.26に対応する無充填の供試体No.20の実験結果も用いる。以上の供試体の構造諸元を表-1に示す。

No.26, No.27は兵庫県南部地震以前に建設された鋼脚に復旧仕様²⁷⁾にもとづき基部から3枚目のダイヤフラムまでコンクリートを充填した構造を想定している。No.26は平成6年以前の道路橋示方書で設計された鋼脚を対象としているが補剛板の角溶接のサイズは大きくなっている。また、この鋼脚では縦リブ剛比 γ が必要剛比 γ_{req} より若干小さくなっている。No.27はNo.26より古い昭和30~40年代に建設された鋼脚を想定しており、縦リブ剛比 γ がさらに小さく、縦リブ間幅厚比パラメータ R_R も大きい。なお、No.26とNo.27は軸力比も異なっている。

N1, N2, N3はいわゆるコンクリート部分充填構造⁴⁾(高さの30~50%充填)として設計されたものである。N1のダイヤフラム間隔はN2の半分であるが、いずれも縦リブ間の幅厚比パラメータが $R_R \cong 0.5$ 、 γ が最適剛比のほぼ3倍($3\gamma^*$)を満足するように設定されている。N3は充填部と中空部のダイヤフラム間隔を変えることで γ が中空部と充填部でそれぞれの制限値である $3\gamma^*$ と γ^* にほぼ等しくなるように設定されている。

鋼脚の繰返し載荷は図-4に示すように一定の鉛直方向圧縮荷重下で両振りの水平変位振幅を漸増する変位制御によって行われている。

(2) 供試体の材料定数の設定

a) 鋼脚躯体の材料定数

鋼脚のパネルと縦リブの材料定数としてはヤング係数 E_s 、ポアソン比 ν_s 、公称降伏応力(下降伏点) σ_y^{nom} 、公称引張り応力 σ_u^{nom} のみが実験値として与えられているので、土木学会新技術小委員会の式⁴⁾を基に公称応力-工学ひずみ関係を推定する。この式でひずみ硬化点での接線勾配 E_{st}^{nom} と降伏棚の長さ ε_{yp}^{nom} はSM490に関する推奨値 $E_{st}^{nom}/E_s = 1/30$ 、 $\varepsilon_{yp}^{nom}/\varepsilon_y^{nom} = 7.0$ を用いる。さらに、引張り強度 σ_u^{nom} 到達時のひずみを過去の実験値の平均値として

図-3 コンクリート充填正方形断面鋼脚供試体

図-4 繰り返し荷重プログラム

図-5 真応力 σ - 対数塑性ひずみ ϵ^p の関係

表-1 鋼脚供試体の構造諸元

供試体	No.20 (無充填)	No.26 (CFT)	No.27 (CFT)	N1 (CFT)	N2 (CFT)	N3 (CFT)
鋼種	SM490 SS400 (ダイヤフラム)	SM490 SS400 (ダイヤフラム)	SM490 SS400 (ダイヤフラム)	SM490 SS400 (ダイヤフラム)	SM490 SS400 (ダイヤフラム)	SM490 SS400 (ダイヤフラム)
荷役点高さ h (mm)	3423	3423	3423	3423	3423	3423
供試体高さ h_s (mm)	3173	3173	3173	3173	3173	3173
補剛パネルの全幅 a (mm)	900	900	900	900	900	900
板厚 t (mm)	9	9	10	10	10	10
縦リブ本数	3	3	2	3	3	3
縦リブ高さ t_s (mm)	80	80	65	75	100	75
縦リブ板厚 b_s (mm)	6	6	6	10	13	10
断面積 A (mm ²)	37840	37840	38720	44600	51200	44600
細長比パラメータ λ	0.272	0.271	0.261	0.259	0.264	0.255
リブ間パネルの幅厚比パラメータ R_R	0.585	0.582	0.68	0.497	0.497	0.491
縦リブの幅厚比パラメータ R_s	0.953	0.948	0.749	0.506	0.519	0.499
縦リブ剛比パラメータ r/r^*	0.914	0.914	0.549	3.477	3.621	1.044(充填) 3.175(無充填)
軸力比 $P/\sigma_y A$	0.125	0.117	0.193	0.129	0.129	0.133
コンクリート圧縮強度 f'_c (MPa)	-	23.81	20.18	22.64	23.03	15.39
コンクリート充填高さ h_c (mm)	-	2700	2700	1350	1400	1090
初期降伏水平力 H_0 (kN)	820	831	778	966	1065	966
初期降伏水平変位 δ_0 (mm)	11.1	11.2	10.1	11.2	11.2	11.2

表-2 鋼材の三曲面モデルにおけるパラメータ

供試体	No.20	No.26	No.27	N1, N2	N3	ダイヤフラム
E_s (GPa)	206	206	206	209	210	206
σ_y (MPa)	408.5	404.6	382.9	364.2	354.7	382.9
σ_u (MPa)	678.7	677.5	665.9	642.5	643.1	665.9
ν_s	0.3	0.3	0.3	0.28	0.27	0.3
ϵ_{yp}	0.011	0.0116	0.011	0.011	0.0104	0.011
f_b/σ_y	0.35					
β	100					
ρ	2					
κ	3					
ξ	0.5					
H_m^p	H_m^p (*)					

(*) 多直線近似(図-5)

表-3 充填コンクリートの損傷塑性モデルにおけるパラメータ

供試体	No.26	No.27	N1	N2	N3
E_c (GPa)	22.94	21.1	26.56	25.58	20.38
f'_c (MPa)	23.81	20.18	22.64	23.03	15.39
σ_{t0} (MPa)	2.381	2.01	2.264	2.303	1.539
ν_c	0.2	0.2	0.22	0.21	0.16
K_c	0.67				
σ_{b0}/σ_{c0}	1.16				
e	0.1				
ψ	20°

図-6 充填コンクリートの一軸圧縮力－ひずみ関係

図-8 充填コンクリートの圧縮損傷度－塑性ひずみ関係

$\varepsilon_u^{nom} = 0.192^{24)}$ を設定する．以上のようにして得られる公称応力－工学ひずみ関係を真応力 σ －対数塑性ひずみ ε^p の関係に変換したものを図-5に示す．この図より三曲面モデルでの単調載荷時の硬化係数 H_m^p を多直線近似するとともに硬化域のカーブフィッティングパラメータ ξ を求める．さらに，繰り返しに関与する無次元パラメータ f_b/σ_y ， κ ， β ， ρ の値のうち， κ ， β ， ρ は矩形断面鋼脚に関する従来通りの値²⁴⁾を用いる．文献1)ではダイヤフラムに用いられたSS400材については影響が小さいためか材料定数に関するデータが示されていない．ここでは著者らが文献24)で用いたSS400のJIS規格値に対して定めた材料定数を全ての供試体のダイヤフラムに用いる．以上の材料パラメータを設定して， f_b/σ_y はSM490に関する構成則の精度を向上するために土木研究所で行われたコンクリート無充填鋼脚No.20の繰り返し載荷実験の履歴曲線と解析結果が一致するように決定する．供試体ごとに鋼脚のモデル化に用いる材料定数と三曲面モデルのパラメータ値を表-2にまとめる．

b) 充填コンクリートの材料定数

充填コンクリートの挙動を損傷塑性モデルで表す

図-7 充填コンクリートの一軸引張力－開口変位関係

図-9 充填コンクリートの引張損傷度－開口変位関係

には以下の5項目のパラメータの決定が必要である．

- 1) ヤング係数 E_c ，ポアソン比 ν_c
- 2) 圧縮側の相当応力－相当塑性ひずみ関係
- 3) 引張側の相当応力－相当塑性ひずみ関係
- 4) ダメージパラメータと相当塑性ひずみの関係
- 5) 支配パラメータ ψ ， e ， σ_{b0}/σ_{c0} ， K_c の値

充填コンクリートの材料定数について，実験供試体No.26，No.27は圧縮強度 f'_c のみ，N1，N2，N3については f'_c に加えて，ヤング係数 E_c ，ポアソン比 ν_c が示されている．したがって，充填円形断面鋼脚の場合^{8),9)}と同様に，限られた材料データから充填コンクリートのモデル化に必要な他のパラメータ値を推定する．

1)についてはNo.26，No.27供試体に関して，ACIガイドライン²⁸⁾に従いコンクリートの圧縮強度 f'_c から $E_c = 4700\sqrt{f'_c}$ MPaとし， $\nu_c = 0.2$ を一般的な値として定める．

2)についてはCFTの充填コンクリート材料に対するSakinoら²⁹⁾の圧縮実験結果による応力－ひずみ関係をほぼ相似なマルチリニアの関係として図-6のように設定する．相似比は f'_c の比により定める．なお，

要素の圧縮軟化挙動は要素サイズに影響をうけるため、適切な軟化勾配を設定する必要がある。しかしながら、充填コンクリートに圧縮軟化が生じるのは主要な水平ひび割れ面での左右の縁端部の狭い範囲に限られており、コンクリートの軟化勾配の差異が鋼脚の挙動に与える影響は小さい。したがって、ここでは、簡単のため、文献 8)と同様の応力-ひずみ関係を用いる。

3)については引張り強度を $\sigma_{t0} = f'_c/10^7$ として定義し、応力-ひずみ関係は軟化を考慮したバイリニアの関係を用いる。大きな軟化勾配は数値計算の安定性を著しく損なうのは周知の事実である。土木学会コンクリート標準示方書³⁰⁾に基づく軟化勾配は急で、本解析では収束解が得られない。ここでは、物理的な意味は必ずしも十分ではないが、計算の収束性が確保できる範囲で図-7に示す最も大きな軟化勾配を設定する。このような軟化勾配は近似的なものではあるが、ひび割れ発生後の挙動は仮想ひび割れモデルで表されるのでその影響は小さい。なお、引張り領域の応力-ひずみ関係において、引張りひずみは開口変位を要素の平均代表長($\bar{L}_e = \sqrt{\text{平均要素体積}}$)で除して求める。

4)のダメージパラメータと相当塑性ひずみの関係として、拘束を受けないコンクリートの圧縮時には土木学会コンクリート標準示方書³⁰⁾に示されている。しかしながらこの関係は拘束される充填コンクリートに対しては過大な損傷度になる。したがって、圧縮側の損傷度 d_c と圧縮相当塑性ひずみの関係には過去に著者らがコンクリート充填円形断面鋼脚供試体 No.16, No.30 に関する繰り返し載荷実験とのキャリブレーションにより決定した図-8 の関係⁹⁾を用いる。一方、引張り側の損傷度 d_t とひび割れの開口変位 u^o の関係はひび割れ発生後、完全な除荷時に開口変位が零になることを仮定して近似的に算定された ABAQUS¹⁹⁾による図-9 の関係を用いる。

5)の支配パラメータのうち、 σ_{b0}/σ_{c0} 、 K_c 、 e は円形断面のコンクリート充填鋼脚の場合^{8),9)}と同様に ABAQUS¹⁹⁾での推奨値¹⁹⁾を採用する。すなわち、 $\sigma_{b0}/\sigma_{c0} = 1.16$ 、 $K_c = 2/3$ 、 $e = 0.1$ を用いる。膨張角については推奨値がないので実験¹⁾とのキャリブレーションにより $\psi = 20^\circ$ を設定する。

以上の検討で設定した損傷塑性モデルの材料定数を供試体ごとに表-3にまとめる。

c) 界面の材料定数

界面のモデル化で対象となるのは鋼とコンクリートの界面と充填コンクリートの仮想ひび割れの界面である。これらの界面の接触・離間と摩擦挙動を表すのにここではコンタクトペアによるモデルと接触

ばねとせん断ばねによるモデルを用いる。

コンタクトペアによるモデルは滑り挙動を表すのに摩擦係数 μ を設定する必要があるが、適用するのは鋼とコンクリートの界面であるので $\mu = 0.2$ とする^{8),9)}。

接触ばね k_v とせん断ばね k_{se} によるモデルについて、まず、接触ばねの圧縮剛性は接触時の挙動を表すため十分大きな剛性を持つように充填コンクリート要素の最小代表長さ $L_{e\min}$ をもとに $k_v = 100E_c L_{e\min}$ と設定する。引張り剛性は零とする。また、コンクリートの収縮による初期間隙を 0.1mm と仮定している。せん断ばねは鋼とコンクリートの界面および充填コンクリートの仮想ひび割れ界面に用いるが、(3)で述べたような弾塑性モデルを用いる。弾性域では弾性せん断ばね定数 $k_{se} = 2764\text{kPa/cm}$ ⁸⁾を与える。そして、摩擦挙動を表すのに鋼とコンクリート界面での摩擦係数を $\mu = 0.2$ 、コンクリートのひび割れ界面での値を $\mu = 1.0$ とする^{8),9)}。

(3) 解析モデル

a) 有限要素分割

供試体は構造と載荷の対称性を考慮して、1/2 対称モデルを用いて図-10 のように有限要素により離散化する。なお、パネルの局部座屈が生じる場合、そのモードによっては構造の対称性がくずれる。ここでは、事前に全体モデルによる解析も実施し、履歴挙動と局部座屈変形状態に関して 1/2 対称モデルと差がないことを確認している。供試体の鋼製補剛パネルならびにダイヤフラムは 4 節点厚肉シェル要素(S4R)また充填コンクリートは 8 節点ソリッド要素(C3D8R)でモデル化する。コンクリート無充填部の 2 パネルより上は塑性化せず局部曲げ変形が無視できるので、この部分と剛な載荷治具のモデル化にはは

図-10 N1 供試体の解析モデルのメッシュ分割

図-11 仮想ひび割れの挿入位置

り要素(B31)を用いる。シェル要素とはり要素の境界では、シェル要素で離散化した鋼脚が断面形状不変で平面保持がなされるように多点変位拘束機能(MPC)¹⁹⁾で、はり要素との結合を行う。シェル要素の分割は鋼脚基部では局部座屈変形の大きさを考慮して基部より1パネルの範囲では要素高さが30mmとなるようにしている。縦リブは高さ方向に3分割している。供試体は上ベースプレート位置でダイヤフラムが鋼脚内部に配置され、下ベースプレートまでコンクリートが充填され、しかも剛なリブで上下ベースプレート間が補剛されているので、上ベースプレート以下では大きな剛性を持っている。したがって、この部分を剛としてモデル化する^{8),9)}。充填コンクリートは接触ばねを用いる部分があるため、鋼板パネルとの界面では鋼パネルの要素分割と整合するように分割している。また、この界面には乾燥収縮による間隙0.1mmを仮定している。以上の要素分割は解の収束性を考慮して決定している。

b) 仮想ひび割れの挿入

矩形断面鋼脚の場合、基部パネルの局部座屈はパネルのほぼ中央に発生し、座屈波長も円形断面鋼脚に比べ長い。したがって、円形断面鋼脚と異なり矩形断面鋼脚では充填コンクリートの主要なひび割れは上ベースプレートから離れた位置に複数本生じる可能性が高い。したがって、矩形断面の鋼脚の場合、仮想ひび割れ本数と挿入位置の決定が重要と考えられる。仮想ひび割れの本数と挿入位置は予備解析により以下のように決定する。

まず、仮想ひび割れを導入しないモデルを対象に実験と同じ繰り返し载荷条件下で解析を行い、充填コンクリートの軸方向引張り応力が最初に引張り強度 σ_{t0} に到達する位置を同定する^{8),9)}。つぎに、この位置に1本の水平仮想ひび割れを挿入したモデルについて再度同様の繰り返し解析を行い、充填コンク

リートの軸方向引張り応力が最初に引張り強度 σ_{t0} に到達する位置を同定し、この位置に2本目の水平仮想ひび割れを挿入したモデルを作成する。新たなひび割れを追加したモデルに対して同様の手続きの解析を実行して、得られる履歴曲線が収束するまでこの手続きを繰り返して、ひび割れの本数と挿入位置を決定する。ここでは、収束を判定する履歴曲線として水平荷重-水平変位関係に加えて鉛直変位-累積水平変位関係を用いる。このような手続きで得られたひび割れ本数と挿入位置を各供試体について図-11に示す。なお、図中のひび割れには上ベースプレートから高さとしひび割れが同定された順番を括弧内の数字で示している。最も大きな番号のひび割れは収束性を検証するために用いるためのもので、実際の解析では挿入されていない。一例として、No.27供試体の仮想ひび割れの挿入本数と履歴曲線の収束状況を図-12に示している。これより、図-12(a)の水平荷重-水平変位関係の履歴曲線は仮想ひび割れ1本の場合と2本の場合との差はなく、仮想ひび割れ1本で解はほぼ収束している。しかしながら、図-12(b)の鉛直変位-累積水平変位関係は仮想ひび割れ1本の場合と2本の場合との間にやや差が見られ、2本の場合と3本の場合では差がないことから解が収束するには2本の仮想ひび割れが必要である。以上、総合的に判断してNo.27供試体の解析では少なくとも2本の仮想ひび割れが必要になる。すでに検討したコンクリート充填円形断面鋼脚^{8),9)}では水平荷重-水平変位関係の履歴曲線の収束性のみ検討して、全ての場合に1本の仮想ひび割れを挿入したが鉛直変位-累積水平変位関係の収束性は検討しておらずこれについては今後検討する必要がある。

図-11に示すようにN1供試体では収束に必要な仮想ひび割れの本数が多いが、これはダイヤフラム間隔が最も狭く、充填コンクリートの損傷による変形

図-12 No.27 供試体の仮想ひび割れの挿入本数と履歴挙動の収束性

図-13 N1 供試体の接触圧と摩擦力分布

図-14 N1 供試体の水平荷重－水平変位関係と摩擦の影響

がこの区間に集中して生じ、その変化が大きいためではないかと考えられる。

c) 界面の接触圧と摩擦

円形断面の鋼脚の場合はフープストレスにより鋼と充填コンクリート界面には均一な接触圧が作用する。このため、鋼脚の挙動に対する摩擦の影響も大いと考えられる。一方、矩形断面鋼脚の場合は図-13に一例として N1 供試体の解析結果を示すように接触圧はいずれの供試体も補剛板パネルの角部を除いて、非常に小さく、摩擦抵抗も小さい。摩擦抵抗が小さいことにより、界面では滑りと除荷による弾性変形が繰り返し生じ、その数値解析の安定性はしばしば損なわれる。このような現象は摩擦抵抗を無視すると防ぐことができる。界面の摩擦力は図-13に示すように角部のみに局所的に作用するので、摩擦を全て無視することの影響は小さいと考えられるが、一応、N1 供試体の水平荷重－水平変位の履歴曲線について界面での摩擦の有無の影響を検討し、結果を図-14に示す。これより、摩擦を考慮した場合は $7\delta_0$ までしか解が得られないが、摩擦を無視した場合は良く一致しており、摩擦の影響は無視できることがわかる。したがって、以後の解析では界面での摩擦を無視する。

(4) 履歴挙動に関する実験結果との比較

a) 水平荷重－水平変位の履歴曲線

既設鋼脚にコンクリートを充填した場合を想定した供試体 No.26, No.27 と部分充填鋼脚の供試体 N1～N3 に関する水平荷重－水平変位の履歴曲線について解析値と実験値を比較してそれぞれ図-15に示す。これらの図からわかるように、いずれの供試体についても×印で示した点で鋼脚にき裂が発生し、その後、進展して包絡線が軟化するまでは実験によ

る履歴曲線は解析値によるものとよく一致している。また、実験で得られたコンクリート充填高さの大きな供試体 No.26, No.27 でのくびれの強い履歴ループの形状ならびに充填高さの小さい供試体 N1～N3 のややくびれの弱い履歴ループの形状もよく解析できている。ただ、包絡線についてはその弾性域から非弾性域への勾配の変化が解析では実験より急に生じる傾向にある。この理由は必ずしも明確ではないが、充填コンクリートの構成則において圧縮強度のみから全てを予測したことにより生じた誤差の影響や鋼脚の残留応力や初期たわみなどを直接的に考慮していないことによる影響などが関係していることが考えられる。

以上、提案したモデルに基づく解析では、変位振幅が大きい領域において鋼脚にき裂が発生し進展すると実験との差が生じるのは避けられないが、き裂発生までの履歴挙動は、材料情報が限られていることを考えると、良く解析できていると言えよう。

なお、コンクリート充填鋼脚供試体においては全ケースで鋼脚基部パネルの角部からき裂が発生し、このき裂が進展すると包絡線の軟化が顕著に現れる。とくに、縦リブ剛比の大きい供試体 N1, N2 では局部座屈変形が小さく、解析では履歴ループの包絡線に軟化が生じていないが、実験ではき裂による軟化が生じている。この事実は縦リブ剛度を大きくすることで強度と変形能向上をめざしても、き裂発生を防止しなければ不十分であることを示している。

b) 補剛パネルの局部座屈変形

各供試体に関するコンクリート充填部における補剛パネルの最終的な局部座屈変形を実験と解析について比較する形で図-16に示す。図-16において、解析結果は数値データから CG により立体的に変形形

図-15 水平荷重－水平変位の履歴曲線に関する実験と解析の比較

図-16 局部座屈変形に関する実験と解析の比較

図-17 充填コンクリートの有無による水平荷重-水平変位の履歴

状を描画しているが、実験結果は詳細なデータがないので文献 1)の図を引用している。なお、実験結果の図には発生したき裂も表されている。

図-16 から解析結果は実験による供試体ごとの局部座屈形状の特性をほぼ表していることがわかる。すなわち、充填部での縦リブ剛比 γ が $3.5\gamma^*$ 近傍の N1, N2 供試体のフランジパネルでは、ほぼ縦リブ間に局部座屈が生じる。 γ が小さい $1.0\gamma^*$ 近傍の N3 ではフランジパネルの両端においてウェブと端の縦リブ間のパネルに局部座屈が生じているが中央では隣接する 2 つ分のリブ間のパネル全体で局部座屈が生じている。さらに縦リブ剛比の小さい No.26, No.27 はフランジの補剛パネル全体に座屈が生じている。また、縦リブ剛比 γ が大きいほど座屈変形は小さく、変形は全て外に凸である。

以上、提案モデルによる解析では初期不整やき裂発生に対して敏感な局部座屈形状の特性もほぼ表現されていると言える。

なお、実験では No.26, N2, N3 供試体においては、載荷方向の基部フランジパネル A 面あるいは B 面に大きな水平のき裂が生じたことより、最終的な局部座屈変形はフランジパネル全体、さらに、上方にも拡大したと考えられる。一方、解析ではき裂の発生

を考慮していないので局部座屈変形の領域は基部フランジパネルの下部に限定されている。

5. 繰り返し荷重下の力学特性

コンクリート充填鋼脚の強度と変形能の向上メカニズムは周辺からの拘束による充填コンクリートの強度向上と充填コンクリートによる補剛パネルの局部座屈変形防止効果を要因として挙げることができる。一方、実験で観察されたように、強度や変形能が十分に向上する前に鋼脚角部などにき裂が発生する場合があるが、これには充填コンクリートの拘束力の反力により角部に発生する塑性ひずみの集中や応力集中が関係していると考えられる。ここでは、4.における実験結果との比較で精度が検証された 3.のモデルを用いた数値解析により、補剛パネルや充填コンクリートの局部的な応力・ひずみの性状、さらに補剛パネルの局部座屈形状を算定し、矩形断面充填鋼脚の力学特性をすでに検討した円形断面充填鋼脚^{8),9)}と比較することで考察する。

(1) 補剛パネルの局部座屈変形防止効果

コンクリート充填による座屈防止効果を見るため

図-18 充填コンクリートの有無による基部パネルの変形

にコンクリートを充填した No.26, No.27 供試体と N1~N3 供試体と対応する無充填の構造について、解析により得られる水平荷重-水平変位の履歴曲線と基部パネルの変形形状を図-17, 18 に示す。図-17 より、コンクリートの充填により耐力は無充填の場合の 1.4~1.5 倍程度向上するとともに、履歴曲線の包絡線の最大値到達後の軟化も無充填の場合に比べて非常に緩やかであることがわかる。これは、図-18 に示すように、充填コンクリートの局部座屈変形が防止されることによる。

上記のような現象が生じるメカニズムについては、2.で述べたように、コンクリート充填円形断面鋼脚に対する検討から、ある程度明らかにすること

ができた^{8),9)}。ここでは、円形断面鋼脚で確認された耐荷メカニズムを矩形断面鋼脚についても検討する。このために、図-3 に示す 5 種類のコンクリート充填矩形断面鋼脚供試体の基部において、充填コンクリート断面の軸力 N_c と鋼断面の軸力 N_s が繰り返し水平力下でどのように変化するかを計算し、代表例として No.27 と N1 供試体について図-19 に示す。この図で、 N_c と N_s の和である全軸力 N は鉛直方向圧縮荷重 P と理論的には釣り合うが、数値計算誤差のため若干ずれている。図-19 のように、当初の圧縮荷重 P の分担率はコンクリート充填率の大きい No.26, No.27 供試体では鋼断面に 45%, 充填コンクリート断面に 55%程度、一方、コンクリート充填率の小さい N1~N3 供試体では鋼断面に 65%, 充填コンクリート断面に 35%程度となっているが、繰り返し水平変位の振幅が増加すると、鋼断面には圧縮荷重 P の絶対値の 110~240%の引張り軸力 N_s が作用し、充填コンクリート断面には 200~330%程度の圧縮軸力 N_c が作用するようになる。これらの挙動はコンクリート充填円形断面鋼脚と同じであり、充填矩形断面鋼脚でも鋼断面の引張り軸力 N_s により局部座屈変形の進展が抑制されていることがわかる。充填コンクリート断面に作用する圧縮軸力 N_c は鋼断面に作用する引張り軸力の反力によりかなり上昇するが、周辺からの拘束でコンクリートの圧縮強度が上昇するので圧壊しにくい。これについては(2)でさらに検討する。

上に述べたコンクリート充填矩形断面鋼脚に発生する引張り軸力 N_s により割れの原因となる延性き裂が生じやすくなる。さらに、フランジとウェブの角部において、図-18 に示すように、無充填の場合と異なり、充填の場合には、角部は局部座屈変形の節にならないため、より大きな応力・ひずみ集中が生じる。これで、角部にはさらにき裂が発生しやすいと考えられる。鋼脚角部での応力・ひずみ集中とき裂発生については後の(3)において詳しく検討する。

(2) 充填コンクリートの軸方向応力

No.27 と N1 供試体を例として充填コンクリート基部での軸方向応力分布の推移を最大水平荷重時と最大水平振幅時において圧縮強度 f'_c で基準化して図-20 に示す。充填コンクリートの圧縮領域では振幅が増加するにつれて、圧縮応力の値が増加する傾向を示している。これは(1)で述べた繰り返しにより充填コンクリートの圧縮軸力が増加していくという特性と符合する。また、鋼脚の補剛パネルからの拘束により軸方向圧縮応力は一軸圧縮強度 f'_c を超える部分がかなりあるが、とくに、図-13 で示した接触圧が

図-19 コンクリート充填鋼脚基部での鋼断面とコンクリート断面の軸力分担

 図-20 充填コンクリートの軸方向圧縮応力分布(鉛直方向圧縮応力/ f'_c)

*いずれも基部から上方へ0.015mの位置

図-21 き裂発生点近傍での相当塑性ひずみと応力3軸度の変化

高い角部での拘束が大きく、圧縮応力はいずれの供試体においても最大値は $2f'_c$ を越える。この傾向は他の供試体についても同様である。

(3) 鋼脚角部の応力・ひずみ集中とき裂の発生

コンクリート充填鋼脚では強度や変形能が無充填鋼脚に比べて大きくなるが、図-15, 16 に示しているように、耐力が十分保持されている領域で補剛パネル基部の角部からき裂が発生し、その後、耐力が急激に低下して終局状態を迎えるケースが多く観察されている。

このようなき裂は延性き裂を起点として成長するため、き裂の発生は角部の延性破壊の発生に支配される。延性破壊は相当塑性ひずみが限界値に到達すると発生すると考えられている³¹⁾。鋼材表面から延性破壊が発生するときには限界値は各鋼材について定数となるが、鋼材内部から破壊が発生する場合には応力 3 軸度の関数となり、応力 3 軸度が大きいほど限界値は小さくなる³¹⁾。ここでは、鋼脚へのコンクリート充填の有無が、き裂発生にどのような影響を与えるかについて検討するために、例として、No.27 と N1 供試体と、これらの供試体で充填コンクリートが無い場合について数値解析により得られる応力・ひずみ集中部近傍における相当塑性ひずみと応力 3 軸度の変化を図-21 に示す。この図中にはき裂が発生した点を×で記入している。本来なら、応力・ひずみ集中部として、き裂が発生する鋼脚基部角部について表示すべきであるが、シェル要素で鋼脚が離散化されているので角部での値は得ることができない。したがって、ここでは鋼脚基部角部に最も近いフランジのシェル要素での値を示している。このため、その定量的な精度にはやや問題があるがコンクリート充填の有無による応力・ひずみ集中の程度を定性的に知ることではできよう。なお、正確に応力・ひずみ集中部を扱うにはソリッド要素でモデル化する必要があるが、この問題については別途報告したい。

図-21 より、応力 3 軸度はコンクリート充填により無充填の場合に比べやや増加するがその程度は大きくない。一方、相当塑性ひずみは、無充填の場合、局部座屈変形が大きくなると頭打ちになるが、コンクリート充填の場合は変位振幅の増加に伴い単調に増加していくことがわかり、延性き裂発生の直接の原因になると考えられる。このような傾向は他の供試体でも同様である。これらの解析結果は実験では全ての充填鋼脚にき裂が発生したと整合する。無充填の場合には、ある振幅以上では相当塑性ひずみの値が頭打ちになることがわかり、この値が限界

値以下であれば理論的には延性き裂は発生しないと考えられる。全てのコンクリート充填鋼脚について検討した結果、基部角部に最も近いフランジのシェル要素の相当塑性ひずみが 10~25%に到達したときに角部でき裂が発生していることが判明した。なお、き裂発生 の 基 点 となる角部ではさらに大きな相当塑性ひずみが発生していると考えられる。

6. まとめ

コンクリート充填鋼脚は、充填コンクリートと鋼脚界面における相互作用により、薄肉鋼脚の局部座屈変形が拘束されるとともに充填コンクリートの圧縮強度が向上するため、繰り返し荷重下で高い強度・変形能を有する。その一方で、充填コンクリートによる鋼脚の局部座屈変形の拘束は鋼脚により大きい応力・ひずみ集中を生じさせ、き裂の発生につながる可能性がある。本論文では、縦リブとダイヤフラムで補剛された薄肉矩形断面鋼脚にコンクリートが充填される場合を対象に、CFT 柱としてのメカニズムを直接定量的に把握できる有限要素モデルを提示した。さらに、この有限要素モデルにより繰り返し荷重下のコンクリート充填矩形断面鋼脚の耐荷機構の検討をした。得られた結果を以下にまとめる。

- (a) コンクリート充填矩形断面鋼脚の繰り返し挙動を安定して精度よく解析できる有限要素モデルを提示した。このモデルでは、充填コンクリートに損傷塑性理論を導入したソリッド要素と仮想ひび割れを用い、鋼脚との界面はコンタクトペアおよび接触バネ要素でモデル化する。さらに、鋼脚に構成則として三曲面モデルを導入したシェル要素を用いる。
- (b) 充填コンクリートの仮想ひび割れは、順次、最大の引張り応力が発生する位置に、有限要素モデルの履歴挙動が収束するまで挿入する。今回の検討対象では、鋼脚の水平荷重—水平変位に関する履歴挙動は 1 本の仮想ひび割れで十分表されるが、鉛直変位を精度よく解析するには複数本必要である。
- (c) 矩形断面鋼脚では鋼脚と充填コンクリート界面の接触圧は角部のみに集中して作用し、補剛パネルの中間部ではほとんど作用しない。このため、界面のモデル化では摩擦の影響は無視できる。矩形断面鋼脚の場合、摩擦を無視すると数値計算が安定する。
- (d) 提案した有限要素モデルを用いて充填率や構造パラメータの異なる 5 種類のコンクリート充填矩形断面鋼脚供試体に関する繰り返し載荷実験

を解析し、水平荷重－水平変位に関する履歴挙動と鋼脚の局部座屈変形について比較した。解析結果はいずれの供試体についても実験で得られた履歴挙動や局部座屈変形の特徴をほぼ精度良く表している。

- (e) コンクリート充填矩形断面鋼脚の強度・変形能が向上するメカニズムは円形断面鋼脚と同様である。すなわち、鋼脚に局部座屈が発生すると、圧縮力はダイヤフラムを介して主にコンクリートに伝達され、逆に、ひび割れの生じたコンクリートは引張り力に抵抗しないので鋼脚が受け持つことになる。この引張り力が座屈変形の進展を抑制する。充填コンクリートが圧壊すると座屈変形は進展するが、コンクリートは周辺からの拘束で圧縮強度が上昇する。
- (f) コンクリート充填鋼脚は繰り返し载荷条件下で強度・変形能が向上するが、無充填の場合に比べ鋼脚引張り応力と延性き裂発生の原因となる相当塑性ひずみはかなり大きくなる。この解析結果は実験で観察された充填鋼脚のき裂発生傾向とよく一致している。充填鋼脚で強度・変形能の向上を十分利用するには鋼脚の延性破壊に対する配慮が必要である。延性破壊発生を知るために必要なひずみ集中部での相当塑性ひずみや応力 3 軸度の算定には提案した有限要素モデルは有効である。

謝辞：本研究の一部は文部科学省科学研究費(基盤研究(B)20360201 代表 後藤芳顕)と 2009 年度日本鉄鋼連盟「鋼構造研究・教育助成事業」による特別研究助成(代表 後藤芳顕)の援助を受けた。また、土木研究所ならびに名古屋高速道路公社には実験データの提供をいただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 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, 鋼材倶楽部, 日本橋梁建設協会: 道路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)および(総括編), 1997~1999.
- 2) O'Shea, M. D. and Bridge, R. Q. : Design of circular thin-walled concrete filled steel tubes, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.126, No.11, pp.1295-1303, 2000.
- 3) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2002.
- 4) 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.
- 5) 土木学会: 鋼・合成構造標準示方書 IV 耐震設計編, 2008.
- 6) 藤井堅, 藤井崇文, 臺博幸: 繰り返し水平力を受けるコンクリート充填円形鋼管柱の有限要素解析, 構造工

学論文集, Vol.49A, pp.1041-1050, 2003.

- 7) 松村寿男, 水野英二: 軸圧縮下で曲げ変形を受ける充填鋼管柱の内部性状に関する三次元 FEM 解析, 構造工学論文集, Vol.53A, pp.1057-1068, 2007.
- 8) 後藤芳顕, Ghosh, P. K., 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.
- 9) Goto, Y., Ghosh, P. K. and Kawanishi, N. : Nonlinear finite element analysis for hysteretic behavior of thin-walled circular columns with in-filled concrete, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.136, No.11, pp.1413-1422, 2010.
- 10) Johansson, M. and Gylltoft, K. : Structural behavior of slender circular steel-concrete composite columns under various means of load application, *Steel and Composite Structures*, Vol.1, No.4, pp.393-410, 2001.
- 11) Hu, H. T., Huang, C. S. and Chen, Z. H. : Finite element analysis of CFT columns subjected to an axial compressive force and bending moment in combination, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.61, pp.1692-1712, 2005.
- 12) Spacone, E. and El-Tawil, S. : Nonlinear analysis of steel-concrete composite structures: State of the Art, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.180, No.2, pp.159-168, 2004.
- 13) 葛漢彬, 宇佐美勉: コンクリートを部分充填した箱型断面鋼製橋脚の終局挙動と変形能に関する解析的研究, 土木学会論文集, No.513/I-31, pp.77-88, 1995.
- 14) 渡辺浩, 崎元達郎, 千場幸輝, 大西俊一: コンクリート充填鋼管構造の終局挙動の簡易解析法, 構造工学論文集, Vol.43A, pp.217-224, 1997.
- 15) 村田清満, 安原真人, 渡邊忠朋, 木下雅敬: コンクリート充填円形鋼管柱の耐力と変形性能の評価, 構造工学論文集, Vol.44A, pp.1555-1564, 1998.
- 16) 小野潔, 西村宣男, 西川和廣, 中洲啓太, 野中哲也, 坂本佳子: コンクリートを充填した矩形断面鋼製橋脚の M- ϕ 関係を利用した耐震性能評価手法に関する検討, 構造工学論文集, Vol.48A, pp.683-692, 2002.
- 17) Susantha, K. A. S., Ge, H. and Usami, T. : Cyclic analysis and capacity prediction of concrete-filled steel box columns, *Earthquake Engineering and Structural Dynamics*, Vol.31, pp.195-216, 2002.
- 18) Vrcelj, Z. and Uy, B. : Strength of slender concrete-filled steel box columns incorporating local buckling, *Journal of Constructional Steel Research*, Vol.58, pp.275-300, 2002.
- 19) Hibbit, Karlsson & Sorensen, Inc. : ABAQUS/Standard User's Manual, Version 6.6, 2006.
- 20) Lee, J. and Fenves, G. L. : Plastic-Damage Model for Cyclic Loading of Concrete Structures, *J. Engrg. Mech.*, ASCE, Vol.124, No.8, pp.892-900, 1998.
- 21) Chen, W. F. : *Plasticity in Reinforced Concrete*, McGraw-Hill, Inc., 1982.
- 22) Goto, Y., Wang, Q. Y. and Obata, M. : FEM analysis for hysteretic behavior of thin-walled column, *J. Struct. Engrg.*, Vol.124, No.11, ASCE, pp.1290-1301, 1998.
- 23) 後藤芳顕, 江坤生, 小畑誠: 2 方向繰り返し载荷を受ける薄肉円形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集, No.780/I-70, pp.181-198, 2005.
- 24) 後藤芳顕, 江坤生, 小畑誠: 2 方向繰り返し载荷を受ける矩形断面鋼製橋脚柱の履歴特性, 土木学会論文集 A, Vol.63, No.1, pp.122-141, 2007.

- 25) 葛漠彬, 宇佐美勉, 戸谷和彦: 繰返しを受けるコンクリート充填鋼柱の強度と変形能に関する研究, 構造工学論文集, Vol.40A, pp.163-175, 1994.
- 26) 井浦雅司, 折野明宏, 石澤俊希: コンクリートを部分充填した円形鋼製橋脚の弾塑性挙動に関する研究, 土木学会論文集, No.696/I-58, pp.285-298, 2002.
- 27) 日本道路協会: 「兵庫県南部地震により被災した道路橋の復旧に係わる仕様」の準用に係わる参考資料(案), 1995.
- 28) ACI: *Building code requirement for structural concrete and commentary (ACI318-99)*, ACI, 1999.
- 29) Sakino, K., Nakahara, H., Morino, S. and Nishiyama, I.: Behavior of Centrally Loaded Concrete-Filled Steel-Tube short Columns, *J. Struct. Engrg.*, ASCE, Vol.130, No.2, pp.180-188, 2004.
- 30) 土木学会: コンクリート標準示方書「耐震性能照査編」, 2002.
- 31) 石川信行, 小林泰男, 栗原正好, 大沢紘一, 豊田政男: 繰返し荷重下における構造用鋼材の延性き裂発生挙動, 鉄と鋼, Vol.85, No.1, pp.71-77, 1999.

(2010. 5. 10 受付)

FEM ANALYSIS FOR HYSTERETIC BEHAVIOR OF THIN-WALLED STIFFENED RECTANGULAR STEEL COLUMNS WITH IN-FILLED CONCRETE

Yoshiaki GOTO, Kosuke MIZUNO, Ghosh Prosenjit KUMAR and Yusuke FUJII

CFT columns used as bridge piers have high strength and ductility, compared with hollow columns. However, up to the present, no sufficient research has been conducted on an accurate analysis of concrete-filled stiffened rectangular steel columns under cyclic load. Herein, based on ABAQUS, an accurate and numerically stable 3-D FE model is proposed with considering the geometric and material nonlinearity as well as the interface action between in-filled concrete and steel tube. The validity of the computed hysteretic behavior of CFT columns is confirmed by existing experimental results. Based on the proposed FE model, the local buckling restraining effect, the distribution of confining pressure from steel tube, the enhancement in axial compressive strength of in-filled concrete and the metal fracture of steel tube are discussed in detail.