

CFT柱露出型柱脚の弾塑性変形性状に関する実験および解析的研究

李, 涛
九州大学大学院人間環境学府空間システム専攻博士後期課程

河野, 昭彦
九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門

<https://doi.org/10.15017/19018>

出版情報：都市・建築学研究. 2, pp.69-77, 2002-07-15. 九州大学大学院人間環境学研究院都市・建築学部門
バージョン：
権利関係：

CFT 柱露出型柱脚の弾塑性変形性状に関する実験および解析的研究

An Experimental and Theoretical Study on Elastic-Plastic Behavior of Exposed-Type CFT Column Bases

李 涛^{*1}, 河野昭彦^{*2}

Tao LI and Akihiko KAWANO

The elastic stiffness, the ultimate flexural strength, and elastic-plastic behavior of the exposed type concrete filled steel tube (CFT) column bases were investigated experimentally and theoretically. The specimen, which is composed of a canti-levered CFT column, a base plate, unbonded anchor bolts and a reinforced concrete connection panel, was subjected to a constant axial load and cyclic seismic lateral loads at the column top. The elastic-plastic behavior of the specimen was simulated by the analytical method proposed by authors. From the comparison, a very good agreement could be seen between them. In the analytical method, a confining effect was taken into account to concrete under a base plate, which made the simulation accurate well.

Keywords: Exposed type column base, CFT column, Axial load, Confining effect, Base plate, Anchor bolt

露出型柱脚, CFT 柱, 軸力, コンファインド効果, ベースプレート, アンカーボルト

1. 序

純鉄骨柱の露出型柱脚に関する研究は, 秋山等¹⁾により, 柱脚の耐力, 剛性および変形能力を支配する因子, 破壊モードが明らかにされ, 設計に関わる諸量の評価式も実験結果に基づき提案されている。また, 河野等²⁾は, 柱脚をスリップ型復元力特性を持つ弾塑性回転バネでモデル化し, 露出型柱脚を持つ骨組の地震動解析を行い, 柱脚が及ぼす骨組の耐震性能への影響を検証した。

CFT 柱に対する露出型柱脚に関しては, 柱軸力が低い場合は, 李等³⁾, 山田等⁴⁾の研究によって, アンカーボルトの降伏がベースプレートの降伏に先行し, 基礎コンクリートの圧縮破壊も生じにくいことが明らかにされている。したがって, 純鉄骨柱の柱脚と同様に, アンカーボルトの軸部の引張降伏により柱脚の降伏耐力が決まり, 安定した弾塑性変形性状を示すと考えてよい。

しかし, CFT 柱は純鉄骨柱に比べて柱軸力が倍増するため, 柱軸力が高い場合の柱脚の弾塑性変形性状および破壊モードを明らかにしておく必要があるが, これに関する実験的検証はこれまでほとんど行われていない。

露出型柱脚の弾塑性変形性状は, アンカーボルト,

ベースプレート, および基礎コンクリートの弾塑性変形によって決定される。これらの柱脚の構成要素の変形メカニズムはほぼ明らかになっているが, これらを考慮した合理的な解析手法は, まだ提案されていない。つまり, 従来の提案はアンカーボルトの変形だけに基づいた簡略法に限られており, すべての荷重条件に対応した解析方法にはなっていない。

本論文では, 一定柱軸力を実験変数とし, 繰返し水平力を受ける CFT 柱の露出型柱脚試験体の載荷実験を行った。この結果を基に柱軸力が柱脚の弾塑性変形性状および各要素の変形性状に及ぼす影響を明らかにすると共に, 著者が提案した解析手法⁵⁾の妥当性を検証する。

2. CFT 中柱露出型柱脚の載荷実験

2.1 実験計画

鋼構造の柱軸力に比べ, CFT 柱は高い柱軸力を受けるのが特徴である。従って, 繰返し水平力を受ける CFT 柱露出型柱脚の弾塑性変形性状および各要素の変形性状に及ぼす柱軸力の影響を明らかにするため, 実験変数に柱脚の軸力比を選び, 合計3体の中柱に関する CFT 柱の露出型柱脚の実大試験体を制作した。柱脚の軸力比は, 柱軸力とベースプレート下のコンクリートの公称圧縮耐力の比と定義し, それぞれ 0.2, 0.4, 0.6 とした。

¹⁾ 空間システム専攻博士後期課程

²⁾ 都市・建築学部門

2.2 試験体

a) 試験体

試験体は、高さ195cm、長さ180cmの逆T型試験体で、図1に示すように、CFT柱、ベースプレート、アンカーボルト、RC基礎から構成される。柱頭に一定軸力を受けた状態で繰返し水平力を載荷する。

b) CFT柱

CFT柱は、規格STKR490の□-250×250×16mmの角形鋼管を用いた。柱は曲げ降伏をさせないように鋼管の中に設計強度80MPaの高強度コンクリートを充填し、ベースプレートに完全溶け込み溶接で接合した。

c) ベースプレート

ベースプレートには、規格SCW480(溶接構造用鋳鋼)の430×4350×53の鋳鋼ベースプレートを用いた。

d) アンカーボルト

アンカーボルトは、規格SDM、公称直径30mmのものを用い、全長が681mm、ネジ長さが148mmとし、定着板とアンカーフレームでRC基礎のなかに固定した。

e) RC基礎

RC基礎は接合部パネルと基礎梁に構成される。接合部パネルは、寸法が600×600×700で、せん断補強筋は13φ@60である。基礎梁は、断面が400×700で、主

表1 材料の機械的性質および実験変数

Specimen No.	Yield stress of steel and compressive strength of mortar, concrete (MPa)							Axial loading capacity (kN)	Axial force (kN)	Axial force ratio
	Bolt & Base		RC Foundation			CFT Column				
	Anchor bolt	Base plate	Concrete	Mortar	Hoop	Steel tube	Filled concrete			
1	540.4	323.6	28.9	70.5	350.1	458.0	92.4	5330	1066	0.20
2	540.4	323.6	31.2	74.3	350.1	458.0	94.8	5765	2306	0.40
3	540.4	323.6	32.3	94.6	350.1	458.0	92.6	5818	3491	0.60

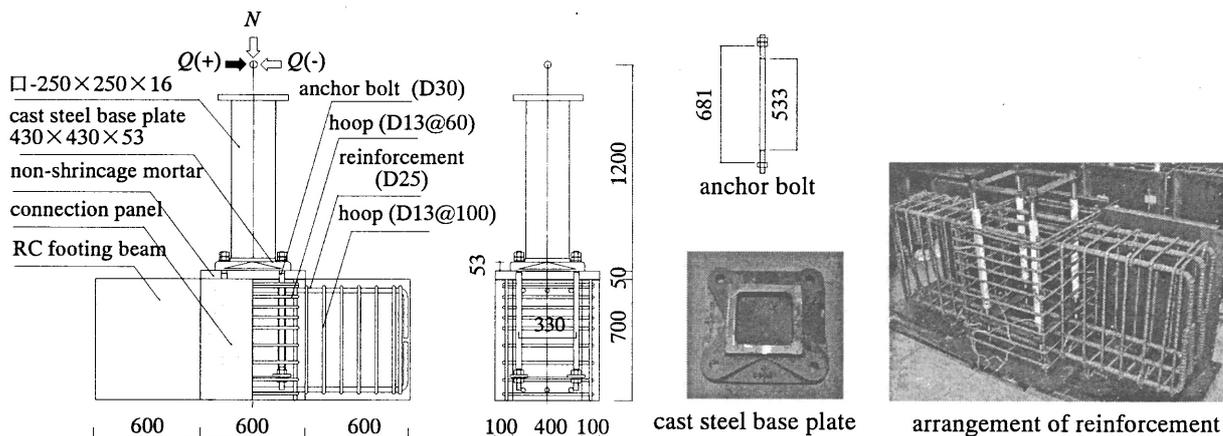


図1 試験体

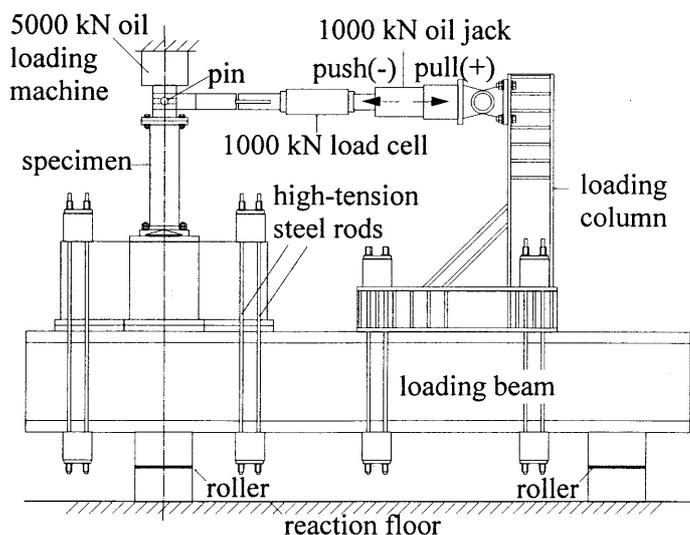


図2 加力装置

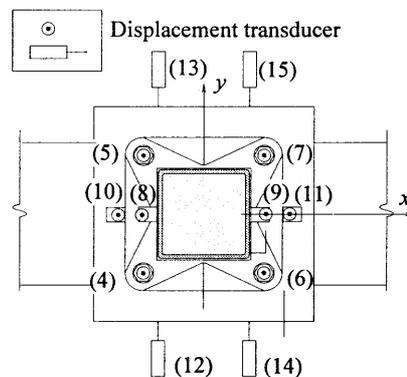


図3 測定方法

筋は3×25φの対称配置である。コンクリートの設計圧縮強度は25MPaとした。

f) ベースプレート直下の均しモルタル

ベースプレート直下の均しモルタルは、高強度、高流動性、無収縮の早強モルタルを用い、ベースプレートと基礎の50mm間に充填した。モルタルの設計圧縮強度は60MPa以上とした。

各試験体の実験変数および鋼材、コンクリートまたモルタルの機械的性質を表1に示す。

2.3 加力装置と測定方法

a) 加力装置

図2に加力装置を示す。試験体および反力柱を加力ビームに22φのPC鋼棒で固定している。鉛直荷重は5000KN構造物試験機により、試験体の柱頭へ圧縮球座を介して載荷した。水平力は反力柱にピン接合された引張・圧縮1000KNの油圧ジャッキにより、ロードセル、加力アームおよび加力ピンを介して、試験体柱頭に加えた。柱頭・柱脚の相対水平変位は試験機ヘッドと加力ビーム下のローラーにより、柱頭が不動の状態に加力ビームが移動することにより生じる。加力は、一定圧縮軸力と柱頭水平変位制御での繰返し水平力載荷である。柱頭水平変位は、部材角2%まで0.5%毎に2サイクルの漸増変位振幅とし、部材角2%~5%まで1.0%毎に2サイクルの漸増変位振幅とした。

b) 測定方法

柱頭水平変位のほか、図3に示すように、柱脚の回転角(変位計8と9)、ベースプレート中心の鉛直変位(変位計8と9)、ベースプレートオーバーハングの回転角(変位計8~11)、アンカーボルトの伸び変形(変位計4~7)などを測定した。また、鋼管フランジの真下における接合部パネル上部の横方向変形(変位計12~15)、横補強筋のひずみ(最上段筋と最上段筋より18cmしたの中段筋)を測定した。なお、水平力は1000KN容量のロードセルで測定した。

3. 実験結果および考察

3.1 実験挙動

本実験では、試験体の破壊形式は、1) アンカーボルト引張降伏、2) ベースプレート曲げ降伏、3) 接合部パネルコンクリートの圧縮破壊、4) 均しモルタルのパンチング破壊が確認された。軸力比が高い試験体では、破壊モードがアンカーボルト引張降伏だけでなく、ベースプレートの曲げ降伏と基礎コンクリート圧縮破壊が顕著になった。

軸力比が0.2の試験体No.1は、柱脚の回転角が3%に達すると、均しモルタルにパンチング効果によるベースプレート縁から外への斜めひび割れが生じた。そして、アンカーボルトが軸部で降伏することにより柱脚の終局曲げ耐力に達した。その後、ベースプレート縁周辺の均しモルタルの破壊が進展し、耐力が若干低下した。RC

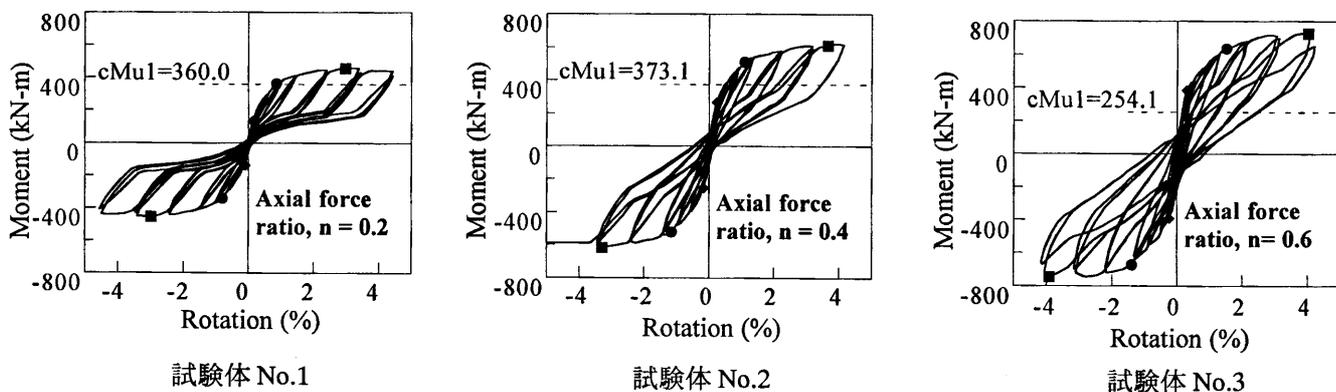


図4 柱脚曲げモーメントと柱脚回転角の関係

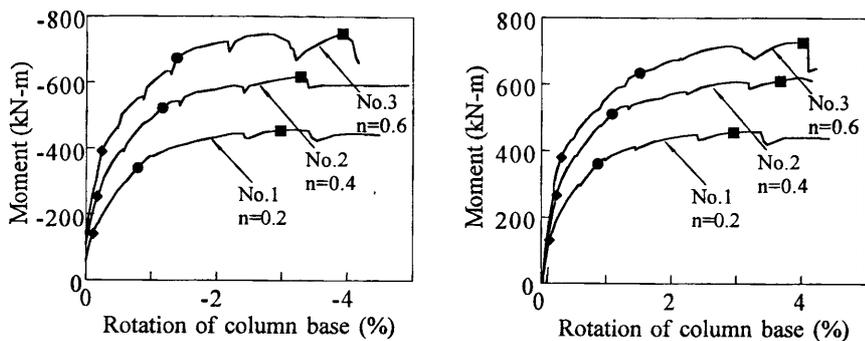


図5 柱脚曲げモーメントと柱脚回転角の関係の包絡線

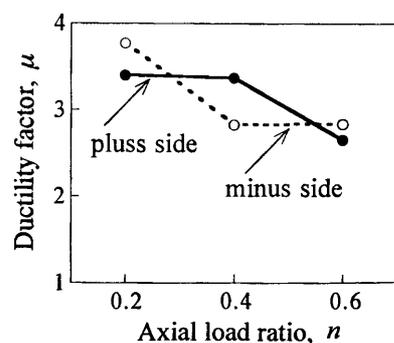


図6 塑性変形能力と軸力比の関係

接合部パネルには、細いひび割れがあったが、横方向と鉛直方向の塑性変形はほとんどなかった。

軸力比0.4の試験体No.2は、実験挙動が試験体No.1とほぼ同様で、アンカーボルトの軸部降伏により終局曲げ耐力に達した。RC接合部パネルには、圧縮ひび割れが生じ、横方向の膨張変形と鉛直方向の塑性圧縮変形が若干あった。また、コンクリートの圧縮反力によるベースプレートの残留塑性曲げ変形が確認できた。

軸力比0.6の試験体No.3は、アンカーボルト軸部が降伏する前に、モルタルの圧縮破壊によって、最大耐力に達した。試験体No.2と比べ、RC接合部パネルの圧縮ひび割れが大きくなり、横方向の塑性膨張変形と鉛直方向の塑性圧縮変形が顕著に生じた。なお、ベースプレートにも顕著な残留塑性曲げ変形があった。

3.2 履歴曲線

図4に各試験体の柱脚曲げモーメントと柱脚回転角の関係を示す。すべての試験体の最大耐力の実験値は計算値を大きく上回った。また、すべての試験体の履歴曲線は、アンカーボルトの塑性伸び変形のためスリップ形となった。柱脚曲げモーメントは水平荷重および鉛直荷重のPA効果を考慮して計算した。図中、実線は実験挙動で、破線は鋼管構造設計施工指針6)に従って計算した柱脚の終局曲げ耐力(cMu_l)である。◆印はベースプレートの離間、●印はアンカーボルトネジ部引張降伏、■は軸部の引張降伏あるいは最大曲げモーメントの発生

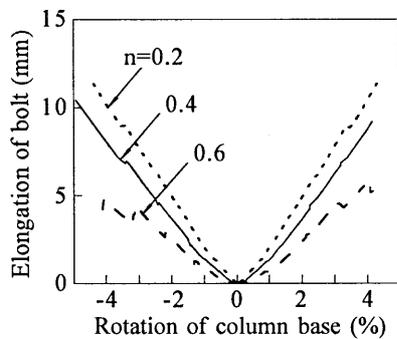


図7 アンカーボルト伸び変形と柱脚回転角の関係

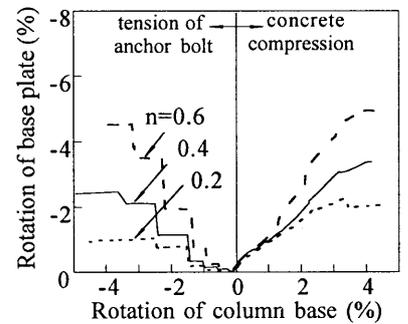
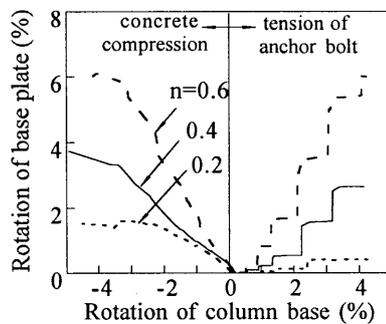
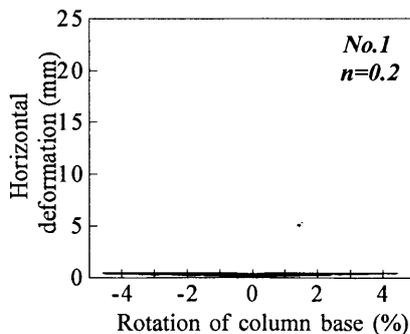
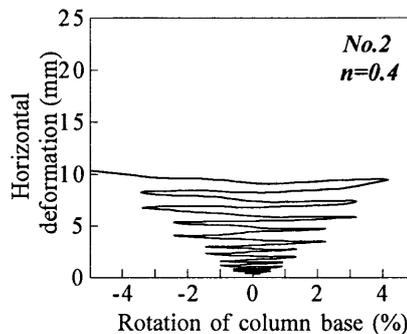


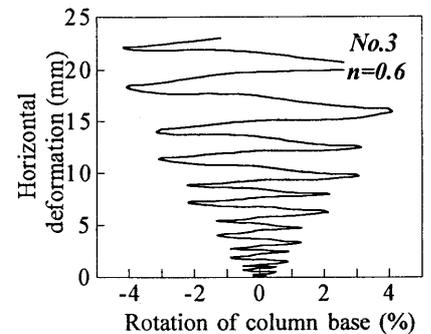
図8 ベースプレートオーバーハング曲げ回転角と柱脚回転角の関係



試験体 No.1



試験体 No.2



試験体 No.3

図9 接合部パネル横変形と柱脚回転角の関係

点を表す。

各試験体の柱脚曲げモーメントと柱脚回転角の関数の包絡線の比較を図5に示す。図中、試験体の回転剛性はアンカーボルトネジ降伏時の割線剛性と(eK)し、終局曲げ耐力(eMu)は軸部引張降伏時の曲げモーメントあるいは最大曲げモーメントとした。すべての試験体において、軸力比が高くなると回転剛性と終局曲げ耐力が共に高くなっている。

塑性変形能力と軸力比の関係を図6に示す。ここで、柱脚の塑性変形能力(塑性率 μ)は、最大耐力時の柱脚回転角とボルトネジ部降伏時の回転角の比とした。図より、軸力比が高くなると、柱脚の塑性変形能力が低くなることが分かる。

3.3 各構成要素の変形とひずみ状態

a) アンカーボルト伸び変形と柱脚回転角の関係

図7に各試験体のアンカーボルト伸び変形と柱脚回転角の包絡線を示す。図より、柱脚回転角が同じの場合、軸力比が高くなるとアンカーボルトの変形が段々小さくなる事が分かる。軸力0.6では、試験体のアンカーボルト軸部では降伏しなかった。

b) ベースプレートオーバーハング曲げ回転角と柱脚回転角の関係

図8に各試験体の両側ベースプレートオーバーハング曲げ回転角と柱脚回転角の包絡線を示す。図より、すべての試験体において、オーバーハング部で曲げ残留変形

が確認された。柱脚回転角が同じの場合、軸力比が高くなるとオーバーハングの曲げ回転角が段々大きくなる。軸力比0.6では、オーバーハングの曲げ回転角が柱脚回転角より大きくなっている。

c) 接合部パネル横変形と柱脚回転角の関係

図9に各試験体のRC接合部パネルの横方向変形と柱脚回転角の関係を示す。軸力比0.2の試験体は、横方向変形が殆どなかった。軸力比0.4と0.6の試験体は、軸力比が大きいほど、残留横方向変形が大きくなる。これはRC接合部パネル断面重心の圧縮変形の傾向と一致した。

d) ベースプレート重心鉛直変位と柱脚回転角の関係

図10に各試験体のベースプレート重心の鉛直変位と柱脚回転角の関係を示す。図中、柱脚回転角が0の場合、

ベースプレート重心の鉛直変位がRC接合部パネル重心の圧縮変形を表す。図より、軸力比が高くなるとベースプレート重心の鉛直変位が急激に発散し、断面内コンクリートの塑性圧縮変形が蓄積され、塑性変形能力が低下した。

e) 接合部パネル横補強筋ひずみと柱脚回転角の関係

図11に各試験体の接合部パネル横補強筋ひずみと柱脚回転角の包絡線を示す。図中、実線は上段筋ひずみ、点線は中段筋ひずみを表す。軸力比0.2の試験体は、ひずみが弾性に止まった。軸力比0.4の試験体は、上段筋だけが降伏し、軸力比が0.6になると、コンクリートの塑性化領域がさらに下に進展し、中段筋も降伏した。

f) 試験体の最終状況

各試験体の破壊状況を写真1に示す。

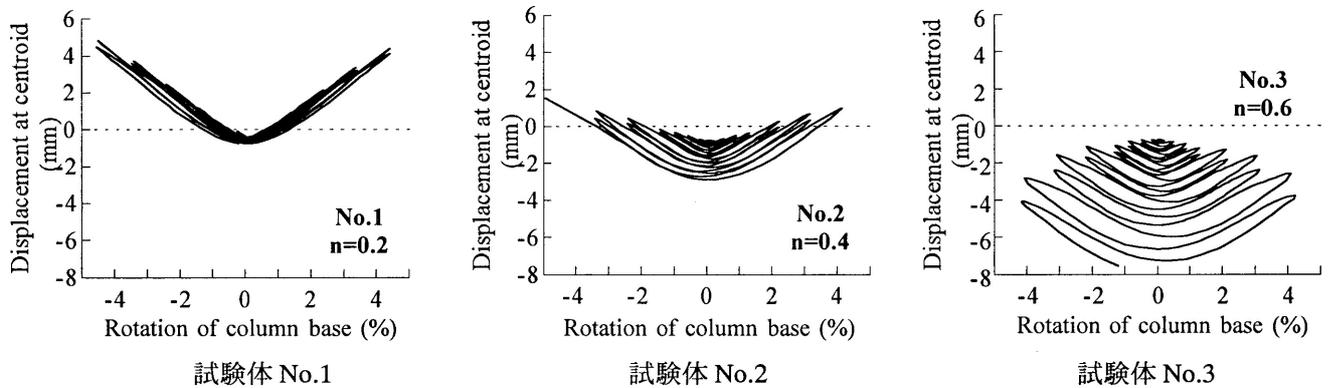


図9 ベースプレート重心鉛直変位と柱脚回転角の関係

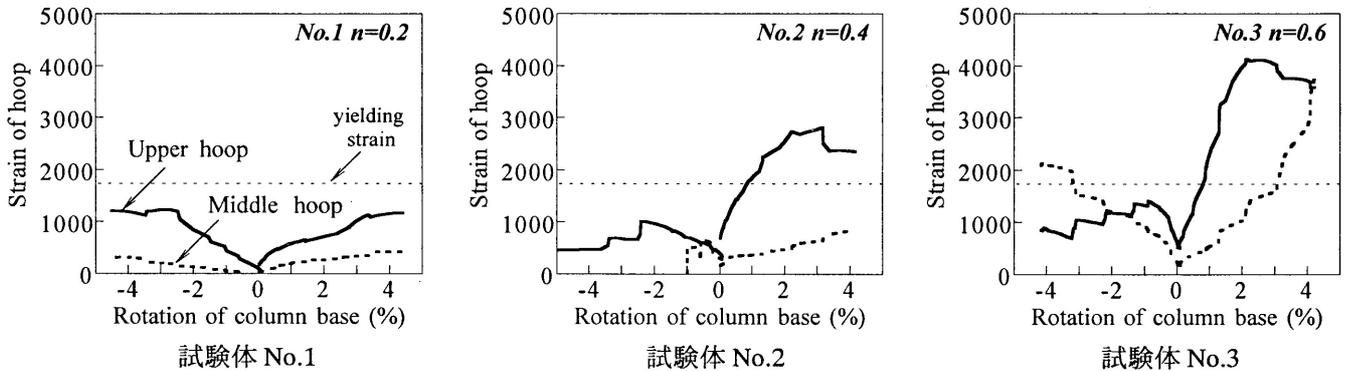
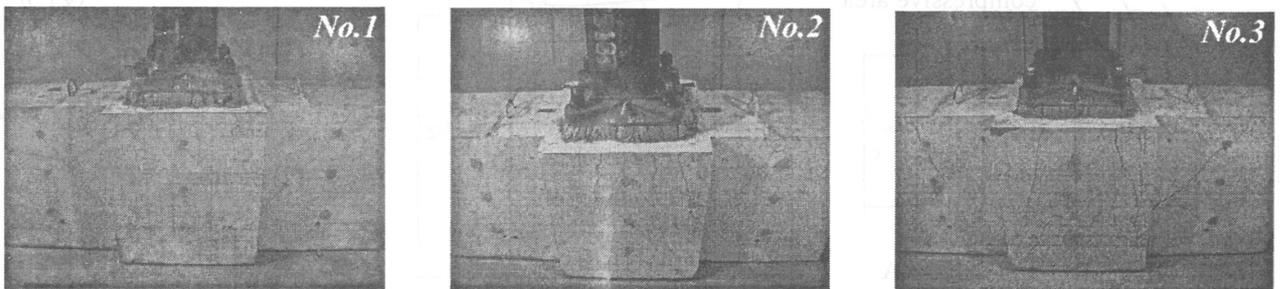


図11 接合部パネル横補強筋ひずみと柱脚回転角の関係



試験体 No.1

試験体 No.2

試験体 No.3

写真1 試験体の破壊状況 (実験後)

4. CFT 中柱露出型柱脚の弾塑性解析

4.1 解析概要

a) 変形のメカニズム

解析モデルの変形メカニズムを図12に示す。RC接合部パネルでは、ベースプレート下の高強度モルタルのパンチング効果により、基礎コンクリートの有効圧縮面積が拡大される。また、局部曲げ圧縮を受けるコンクリートに対して、周囲のコンクリート、横補強筋、基礎梁が拘束効果を発揮するものとする。ベースプレートでは、両側オーバーハング部分と中心部分を剛体と仮定し、それぞれ弾塑性回転ヒンジにより連結されるものとする。ヒンジAはコンクリート反力により形成され、ヒンジBはアンカーボルト引張力により形成される。アンカーボルトはアンボンドとし、定着部のみでコンクリートに固定されているものとする。

b) 解析方法

露出型柱脚の変形、ひずみおよび応力の計算では(図13)、まず、柱脚回転角 θ を与え、コンクリート断面の重心鉛直変位 δ_0 を仮定する。そして、ベースプレートにあるヒンジAとBの回転変形と曲げモーメントの釣り合い条件に従い、(1) ベースプレートヒンジの曲げ変形、アンカーボルトの伸び変形およびコンクリートの圧縮変形、(2) コンクリートの圧縮ひずみ (3) アンカーボルトの引張力とコンクリートの圧縮応力を求める。 δ_0 は、これらの応力の柱軸方向の合力と所定の軸力 N の釣り合いを満たすように決定する。その結果、与えられた θ に対する各構成要素の真の応力状態が求まる。

4.2 露出柱脚構成要素の力学モデル

a) 接合部パネル最上層におけるコンクリートの応力-ひずみ関係および鉛直方向ひずみと変形の関係

拘束状態にある接合部パネル最上層のコンクリートの応力-ひずみ関係は、Manderモデル⁷⁾を用いた(図14)。そのなか、圧縮強度時のひずみを次式で計算した。

$$\varepsilon_{cc} = \varepsilon_{c0} \left[1 + 10 \left(\frac{f'_{cc}}{f'_{c0}} - 1 \right) \right] \quad (1)$$

ここで、 f'_{cc} 、 ε_{cc} はコンファインドコンクリートの圧縮強度とその時のひずみ、 f'_{c0} 、 ε_{c0} はコンクリートの圧縮強度とその時のひずみ(=0.002)である。コンファインドコンクリート圧縮強度はElwi⁸⁾が提案した多軸応力状態の降伏条件に従い(図15)、y方向とx方向の拘束応力度 σ_1 、 σ_2 ($\sigma_3=f'_{cc}$)は次式で与えた。

$$\sigma_1 = -P_{hy} - f'_{ly} \quad \sigma_2 = -P_{hx} - f'_{lx} \quad \sigma_3 = -f'_{cc} \quad (2)$$

ここで、 f'_{lx} 、 f'_{ly} はManderによる接合部横補強筋の拘束応力度、 P_{hx} 、 P_{hy} は局部的に中心圧縮を受ける場合の周囲コンクリートからの拘束応力度で、式⁹⁾(3)で計算できる。

$$P_{hx}, P_{hy} = f_t (\sqrt{A/A_c} - 1), f_t = 0.6 \sqrt{f'_{c0}} \quad (3)$$

ここで、 f_t はコンクリートの引張強度、 A は接合部パネルの断面積、 A_c は高強度モルタルによるパンチング効果を考慮したベースプレートの有効圧縮断面積である(図12)。なお、中柱柱脚ではさらにx方向基礎梁による拘束応力を考慮して、 $2/3f'_{c0}$ とした。

接合部パネルのコンクリートの鉛直方向ひずみと局部曲げ圧縮変形の関係は、式(2)で計算する。

$$\delta = \lambda_1 \cdot \lambda_2 \cdot H \cdot \varepsilon \quad (4)$$

ここで、 ε_0 はコンクリートのひずみ、 H は接合部パネルの高さ、 δ は局部曲げ圧縮変形、 λ_1 、 λ_2 は局部曲げ圧縮状態を考慮した変形低減係数で、次式で計算する。

$$\lambda_1 = 0.4067 + 0.7364 \cdot x/B$$

$$\lambda_2 = -0.5681 + 1.5664 \cdot b/B \quad (5)$$

ここで、 x は中立軸から圧縮再外縁の距離、 B は正方形パネル断面の幅、 b は有効圧縮断面の幅である。

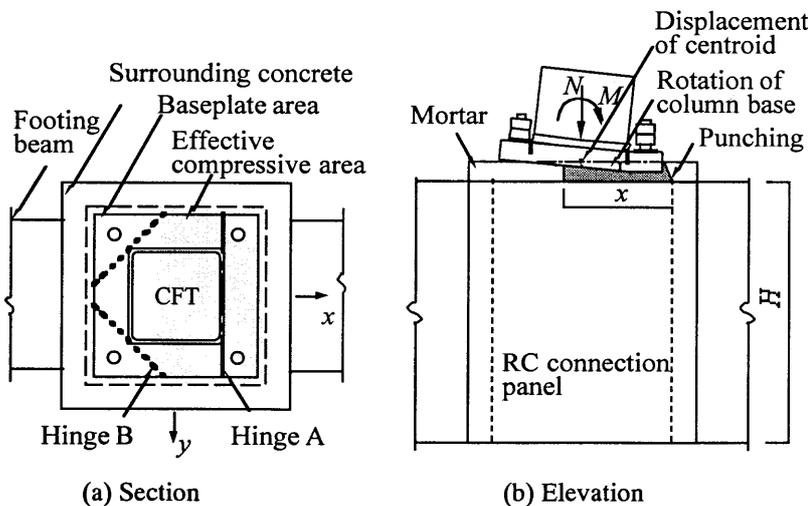


図12 解析仮定

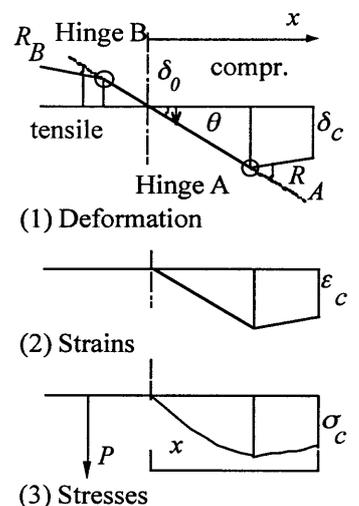


図13 解析方法

b) ベースプレート弾塑性ヒンジ曲げモーメント-回転角の関係

ヒンジAでは、コンクリート圧縮反力が均等分布で、ヒンジBでは、アンカーボルトの引張反力がオーバーハングの中心線にあると仮定する。従って、ヒンジ長さ l_p はヒンジAでは $1/4\ell$ 、ヒンジBでは $1/3\ell$ と仮定した。ここで、 ℓ はヒンジAではオーバーハング長さ、ヒンジBではアンカーボルトからヒンジBまでの距離 (x軸方向) である。

図16に示すように、鋼材の応力-ひずみ関係にトリリニヤーモデルを用い、曲げモーメント M を受ける時、弾塑性ヒンジAとBの回転角 R_A と R_B をそれぞれ次式で計算する。

$$R_A = \frac{\delta_b + \delta_s + \delta_f}{l_A} \quad R_B = \sqrt{2} \frac{\delta_b + \delta_s + \delta_f}{l_B} \quad (6)$$

ここで、 δ_b は各ヒンジの曲げ変形、 δ_s は各ヒンジの弾性せん断変形、 δ_f は各ヒンジの不完全固定端による弾性変形の付加分である。

ヒンジ曲げモーメント M と回転角 R の関係を図17に示す。除荷と再載荷の剛性は弾性剛性と同じである。

曲げモーメント M と各変形の関係は、次式で計算する。

$$M = \begin{cases} \phi M_y & (0 < \varepsilon < \varepsilon_y) \\ \frac{1}{2} \left(3 + \frac{1}{\phi^2}\right) M_y & (\varepsilon_y < \varepsilon < \varepsilon_{st}) \\ \frac{1}{2} \left(3 + \frac{1}{\phi^2}\right) M_y + \mu \left(\phi - \frac{3}{2}a + \frac{a^3}{2\phi^2}\right) M_y & (\varepsilon_{st} < \varepsilon) \end{cases}$$

$$\delta_b = \phi \frac{2\varepsilon_y}{t} l_p \quad \delta_s = 1.2 \frac{M}{GA}$$

$$\delta_f = \begin{cases} \left(1.2 \frac{M}{GA} + \frac{M\ell^2}{4EI}\right) \left(\frac{1}{\phi_A} - 1\right) & \text{for Hinge A} \\ \left(1.2 \frac{M}{GA} + \frac{M\ell^2}{3EI}\right) \left(\frac{1}{\phi_B} - 1\right) & \text{for Hinge B} \end{cases} \quad (7)$$

ここで、 M_y は各ヒンジの曲げ降伏モーメント、 σ_y 、 ε_y は降伏時の応力度とひずみ、 σ_{st} はひずみ硬化開始時のひずみ、 a は σ_{st} と σ_y の比、 μ はひずみ硬化係数、 E 、 G はヤング係数と弾性せん断係数、 I 、 A は断面二次モーメント

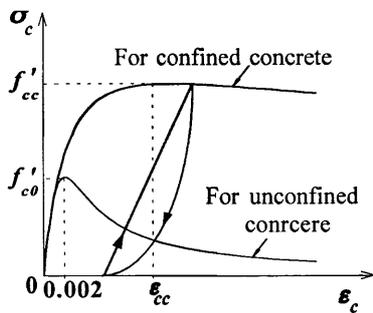


図14 コンクリート応力-ひずみ関係

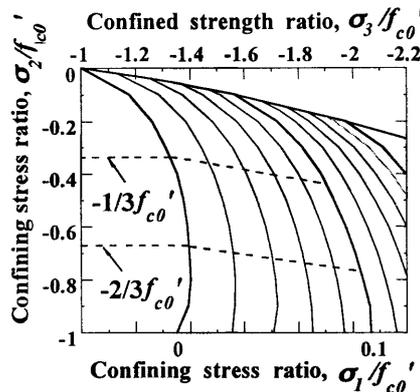


図15 多軸応力状態の降伏条件

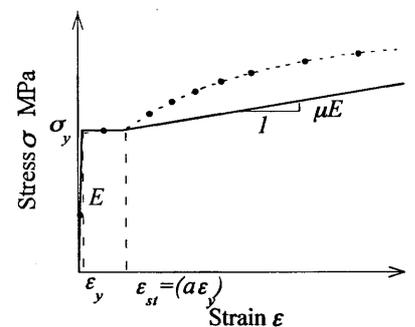


図16 アンカーボルト材料の応力-ひずみ関係

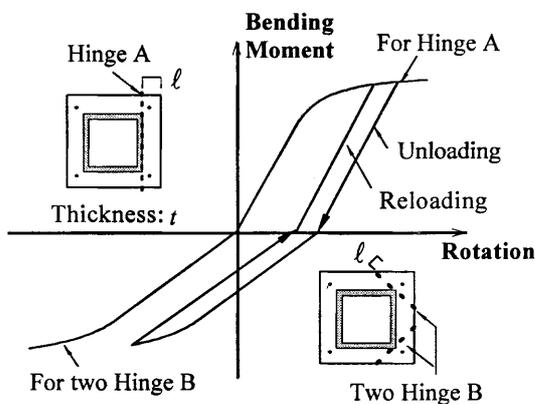


図17 ヒンジ曲げモーメント-回転角の関係

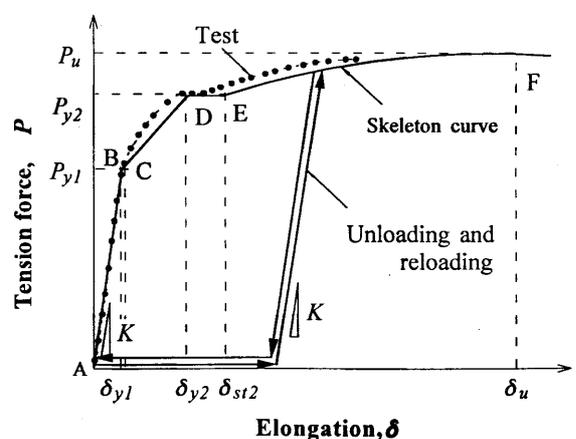


図18 アンボンドアンカーボルト軸力-変形の関係

ントと断面積である。 Φ_y 、 Φ_B は不完全固定端による増加変形の係数で、次式で計算する。

$$\Phi_A = 0.1632 + 0.0722 \left(\frac{2\ell}{t} \right) \left(\frac{b_c}{2\ell} \right)^{0.5}$$

$$\Phi_B = 0.2107 + 0.0220 \left(\frac{\ell}{t} \right)^2 \quad (8)$$

ここで、 b_c は鋼管の幅で、 t はベースプレートの厚さで、 ℓ はオーバーハングの長さである。

c) アンボンドアンカーボルトの軸力-変形関係

図18に示すように、アンボンドアンカーボルト軸力 P -変形 δ の関係には吉住モデル¹⁰⁾を用いた。モデルはアンカーボルト引張実験結果とよく一致している。図

中、実験はモデルで、●は実験結果である。図より、モデルは実験結果をよく評価していることが分かる。

5. 解析結果と実験挙動の比較

a) 柱脚曲げモーメント-柱脚回転角関係の比較

図19は、柱脚曲げモーメント-柱脚回転角関係の解析結果と実験挙動の比較を示す。図中、実線は実験挙動、点線は解析結果を表す。図に示すとおり、すべての試験体の実験挙動は、最大曲げモーメントまでは解析によってよく評価できている。それ以降（柱脚回転角で約3%）は、ベースプレート縁直下の均しモルタルに破壊が生じて耐力が低下した。解析では、これを考慮していないので耐力低下を予測できていない。

b) ベースプレートヒンジ回転角と柱脚回転角の関係の比較

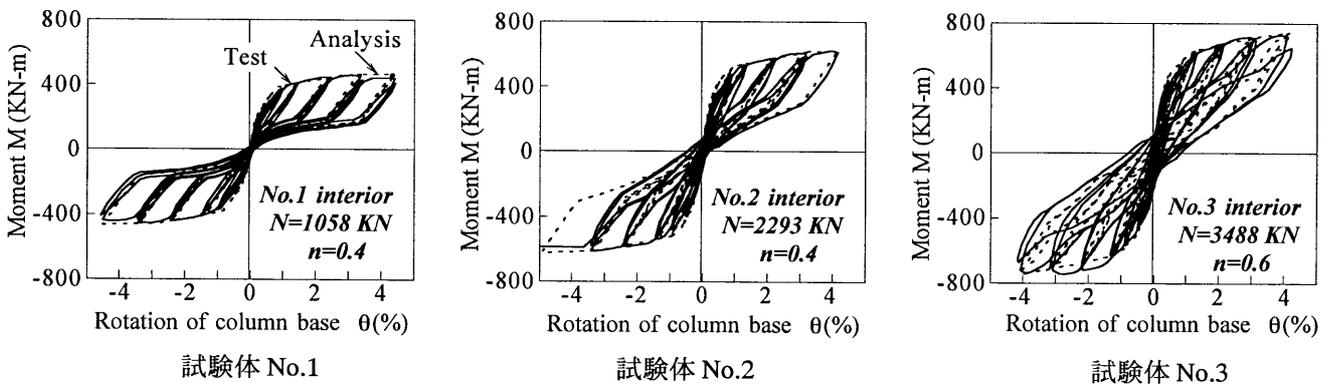


図19 柱脚曲げモーメントと柱脚回転角の関係の比較

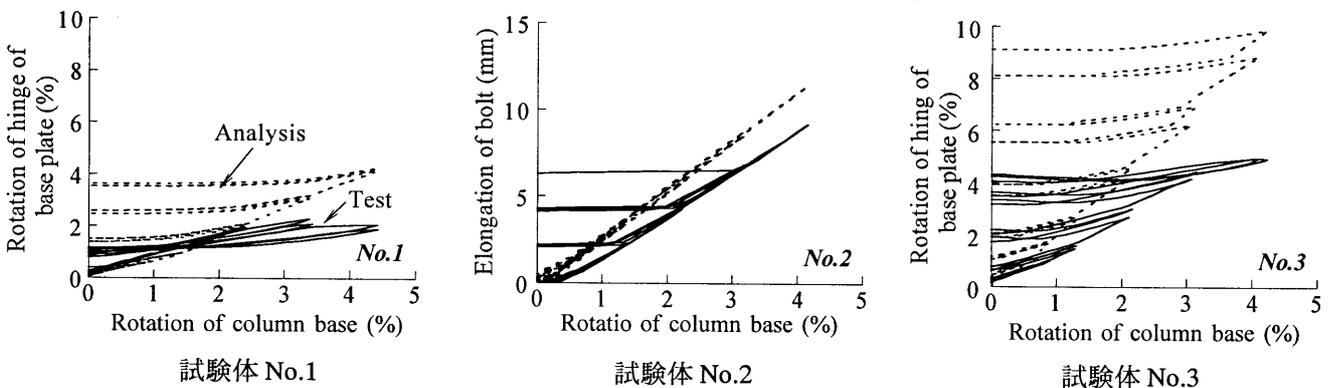


図20 ベースプレートヒンジ回転角と柱脚回転角の関係の比較

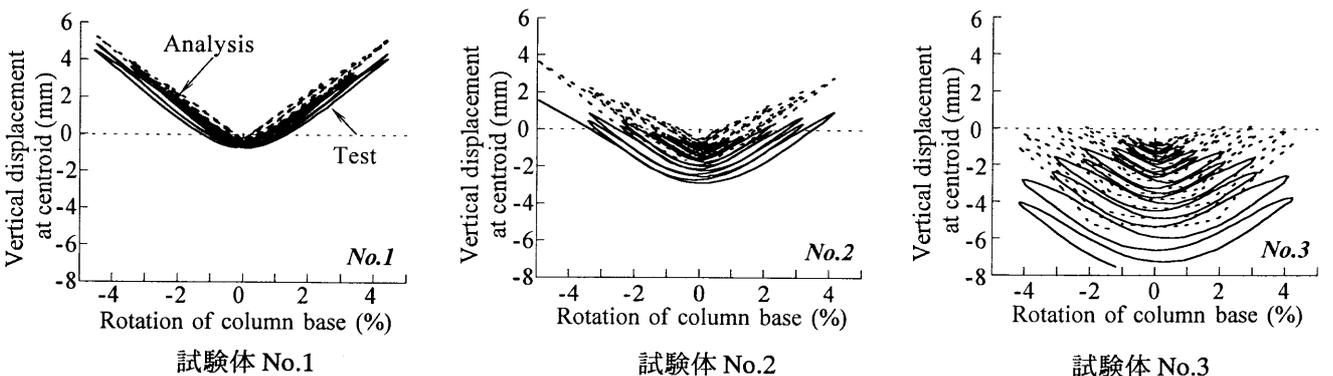


図21 ベースプレート鉛直重心圧縮変位と柱脚回転角の関係の比較

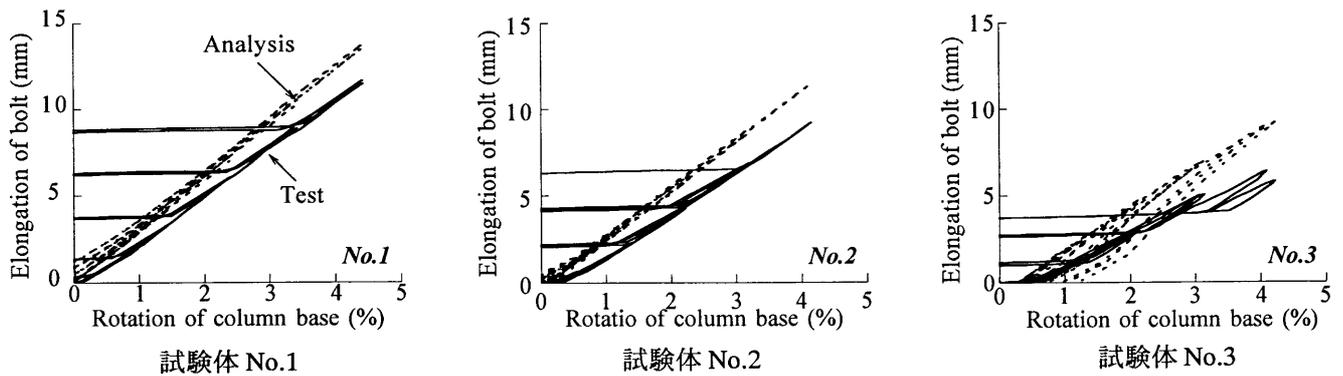


図22 アンカーボルト変形と柱脚回転角の関係の比較

比較

図20は、曲げ圧縮側のベースプレートヒンジ回転角と柱脚回転角の関係の実験と解析の比較を示す。図中、実線は実験挙動、点線は解析結果を表す。すべての試験体において、同じ柱脚回転角の場合、実験結果に比べてヒンジ回転角の解析値が大きくなる。

先程述べたように、実験では柱脚回転角3%以後、均しモルタルに破壊が生じるため、ベースプレートヒンジ回転角が頭打ちになる。解析では均しモルタルの破壊を無視したため、柱脚回転角の増大とともにベースプレートヒンジの回転角も大きくなる。

c) ベースプレート重心の鉛直変位と柱脚回転角の関係の比較

図21は、ベースプレート重心の鉛直変位と柱脚回転角の関係の解析と実験の比較を示す。図中、実線は実験挙動、点線は解析結果を表す。図より、すべての試験体において、解析結果が実験挙動に比べて若干小さいが、実験値をほぼ評価できた。実験ではベースプレートの圧縮縁直下の均しモルタルに破壊が生じ、コンクリートの圧縮変形の累積が促進されたことが考えられる。

d) アンカーボルト伸び変形と柱脚回転角の関係の比較

図22は、アンカーボルト伸び変形と柱脚回転角の関係の実験と解析の比較を示す。図中、実線は実験挙動、点線は解析結果を表す。図より、アンカーボルト変形の解析値が実験値に比べて若干大きい、実験値をほぼ評価できたと言える。

5. まとめ

軸力比を実験変数とし、3体のCFT柱の露出型柱脚試験体の載荷実験を行い、以下の結論が得られた。

(1) 載荷実験により、CFT柱の露出型柱脚の弾塑性変形性状、曲げ剛性、終局耐力および破壊モードに及ぼす軸力比の影響が明らかになった。

(2) 実験に対するシミュレーション解析により、提案した解析方法および構成要素モデルの妥当性と精度が確認できた。

謝辞

伊藤倫夫博士(日立金属)には、計画の段階より有意義な助言を頂き、また、載荷実験の実施する際、同大学技官有働文久氏はじめ、技官川口晃氏、同河野研究室大学院生中田幸造および川上秀次郎諸氏から多大なご協力が得られ、心から感謝します。

参考文献

- 1) 秋山宏, 黒沢稔: 鋼構造露出型柱脚の強度と変形, 日本建築学会論文報告集, 第342号, pp49-54, 1984.8.
- 2) 河野昭雄, 松井千秋: 柱脚の復元力特性の違いが梁降伏型鉄骨ラーメンの地震応答性状に与える影響について, 日本建築学会論文報告集, 第507号, pp139-146, 1998.5.
- 3) Li, T, and Sakai, J: Seismic behavior of steel - concrete composite column bases, The 12th World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand (CD-ROM, Paper No 1175), 2000.2.
- 4) 山田展敬, 三谷勲, 他: アンボンド型アンカーボルトを用いた露出型柱脚の構造性能, (その2 一定軸力と曲げせん断を受けるCFT側柱), 日本建築大会学術講演梗概集, No.22312, pp623-624, 1999.9.
- 5) Li, T, and Kawano, A, et al: An Analytical Approach for Seismic Behavior of Concrete Filled Tubular Column Bases, Proceedings of The Twelfth(2002) International Offshore and Polar Engineering Conference, Kitakyushu, Japan, (CD-ROM), 2002.6.
- 6) 日本建築学会: 鋼管構造設計施工指針・解説, pp 228-233, 1996.6.
- 7) Mander, JB, and Priestley, MJN, et al: Theoretical Stress - Strain Model for Confined Concrete, Journal of the engineering, 1988.
- 8) Elwi, A A, and Murray, D W, et al: 3D Hypoelastic Concrete Constitutive Relationship, Journal of the engineering mechanics division, ASCE, Vol 105, No EM4, pp 623-641, 1979.
- 9) Hawkins, NM, et al: The bearing strength of concrete loaded through rigid plates, Magazine of Concrete Research, Vol 20, No.62, pp 31-40, 1968.
- 10) 吉住孝史, 松井千秋: 切削ねじ加工されたアンカーボルトの引張特性に関する研究(その1とその2), 日本建築大会学術講演梗概集, No.22332-22333, pp663-666, 1999.9.

(受理:平成14年5月31日)