

論文 充填鋼管コンクリート構造柱の変形性能評価式の提案

佐藤孝典^{*1}

要旨：いまだ定説のない充填鋼管コンクリート構造柱の変形性能を評価しようとするもので、従来提案されているいくつかの評価式が実験結果を統計処理して求めたものであるのに対して、本論文では軸力破壊という物理現象を参考にして限界部材角に関与する影響因子をほぼ説明できることを突き止め、評価式を提案した。そして、既存の評価式と比較しても、本提案式はかなり良い精度で実験値を評価できることを確認した。

キーワード：充填鋼管コンクリート構造、変形性能、軸力、限界部材角

1. はじめに

建築物の構造規定¹⁾では、大地震に対する構造安全性は構造物のエネルギー吸収能という観点から規定されている。N.M.Newmark以来一般に認められている「一質点系構造物が地震動を受けた場合、弾性応答と完全弾塑性応答は地震入力エネルギーが同量であるので、荷重-変形曲線の囲む面積つまり吸収エネルギーが同じになる。」という法則を採用している。現行の二次設計においては、図-1に示すように、1Gの加速度に対する弾性応答値 (Q_{ud}) を構造特性係数 (D_s) で低減した必要保有水平耐力 ($D_s \cdot Q_{ud}$) を保有水平耐力 (Q_u) が上回るように設計される。この構造特性係数 (D_s) は、完全弾塑性応答と見なした変形性能から決まる弾性応答低減値である。したがって、本来、保有水平耐力と変形性能とは一体として考えられるべきで、その評価手法は鉄骨系、コンクリート系等の構造形式に依存すべきでない。

ところが、実際、鉄骨系とコンクリート系とは異なった評価手法が採られている。鉄骨系 (S構造) では、図-2に示すように、保有水平耐力 (Q_u) には全塑性耐力計算値、変形性能には繰り返し履歴を考慮した累積塑性変形倍率 (η) という指標が用いられている²⁾。一方、コンクリート系 (RC構造、SRC構造) では、図-3に示すように、保有水平耐力 (Q_u) には終局耐力計算値を採用するもの

の、変形性能ではその保有水平耐力 (Q_u) とは全く無関係な、繰り返し荷重-変形曲線において最大耐力 (Q_{max}) から所定の量だけ耐力低下した点 (ここでは5%低下点とした) の限界部材角 (R_u) という指標が用いられている²⁾。その理由は、鉄骨材料の破壊限界が累積塑性変形量で決まる³⁾のに対し、コンクリート材料の破壊限界がひずみ度の絶対量で決まる⁴⁾ことに起因すると推

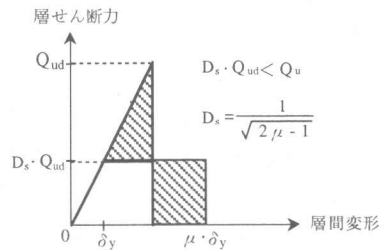


図-1 変形性能に依存する構造特性係数

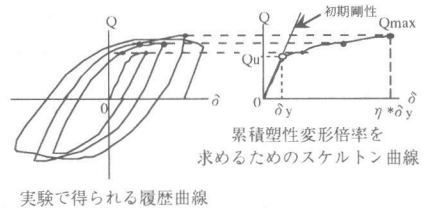


図-2 鉄骨系で用いられる評価手法

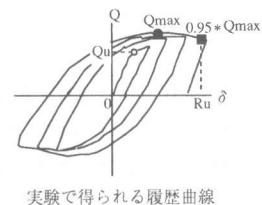


図-3 コンクリート系で用いられる評価手法

^{*1}清水建設 (株) 技術研究所、主任研究員、工博 (正会員)

測される。

そこで、本論文で述べようとする充填鋼管コンクリート構造（以下、CFT構造と略す。）は、終局時においてコンクリートの破壊が鋼管によって拘束されるというメカニズムなのでコンクリート系と見なして論を進める。本論文においては、いまだ定説のないCFT構造柱の変形性能を評価しようとするもので、従来の評価式^{5)~14)}が実験結果を統計処理して求めたものであるのに対して、本論文では破壊時の物理現象に基づいて定式化する。

2. 荷重変形関係

代表的な荷重変形関係として、図-4(a)および図-4(b)、図-5(a)および図-5(b)に、円形断面¹⁵⁾と角形断面¹⁶⁾のCFT構造柱におけるせん断力-部材角関係、軸変形-実験ステップ関係を示す。円形断面では最大耐力 (Q_{max}) を越えても急激な耐力低下することなく靱性に富んでいるが、角形断面では最大耐力 (Q_{max}) を越えると同時に急激な耐力低下をする。そして、円形断面、角形断面に関わらず最大耐力 (Q_{max}) をわずかに過ぎた $0.95Q_{max}$ あたりから軸変形は急激な増加をしている。したがって、軸変形の急激な増加を変形限界を与える物理現象と考える。

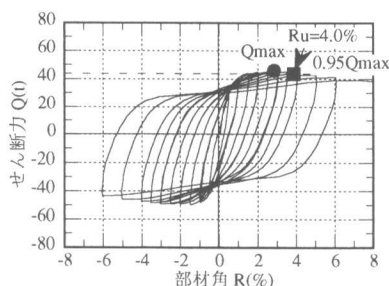


図-4(a) せん断力-部材角関係 (C08M3)

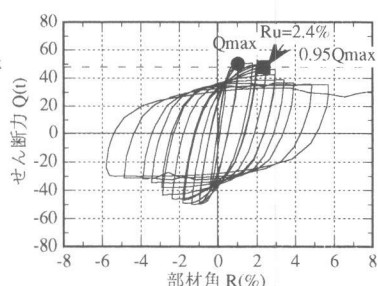


図-4(b) せん断力-部材角関係 (R08M3)

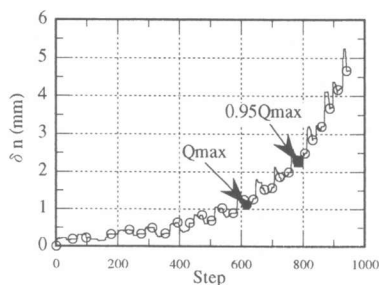


図-5(a) 軸変形-実験ステップ関係 (C08M3)

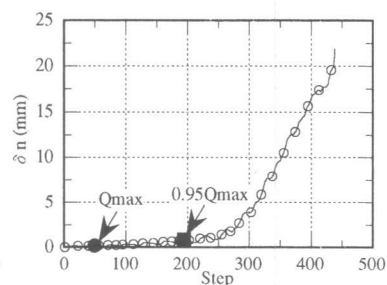


図-5(b) 軸変形-実験ステップ関係 (R08M3)

3. 物理現象に基づいた変形性能の定式化

一定軸力下における繰り返し曲げせん断荷重を受けるCFT構造柱の軸変形の急激な増加は、図-6を参考に以下のようなプロセスを経る。簡単のために円形断面の場合の軸力成分に注目して述べる。

1. 軸力は鋼管とコンクリートの両者に軸方向力として作用する（状態A）。
2. コンクリートが材料強度に達してすべり始めると鋼管へ一旦大きな荷重が流れて鋼管は局部座屈する（状態B）。
3. 鋼管は軸力方向応力から円周方向応力へ転じコ

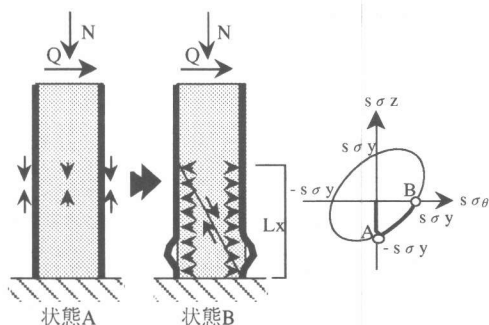


図-6 軸力による破壊メカニズム

ンクリートへコンファイン
効果を及ぼす（状態B）。

4. コンクリートが材料強度に達するまでに蓄積したひずみエネルギーがすべり面を経て鋼管の拘束ひずみエネルギーへ移行する（状態B）。

5. このエネルギー移行が存続出来なくなった時をもって軸変形の急激な増加を招く（状態B）。

以上の物理現象から、コンクリートが材料強度に達するまでに蓄積したひずみエネルギー（ W_c ）と鋼管の拘束ひずみエネルギー（ W_s ）を求める。

W_s/W_c はあくまでも軸力に関するエネルギー比率であるが、前記した実験結果より軸力破壊と水平変形限界とは因果関係があるので、変形性能の参考因子と考えられる。

4. データベースによる

変形性能評価式の提案

CFT構造柱の実験データは文献

- 6)および7)で1995年までのほとん

どが網羅されている。ここでも、そのデータベースをもとに考察する。限界部材角（ R_u ）は、図-3に示すようなコンクリート系の評価方法を採用し、 $P-\delta$ 効果を考慮した（付加曲げによる耐力低下を見込んだ）荷重-変形関係において最大耐力（ Q_{max} ）から5%だけ低下した $0.95Q_{max}$ 点を変形限界点として求める。

図-7(a)および図-7(b)

に、限界部材角（ R_u ）とエネルギー比率（ W_s/W_c ）との関係を調べてみると、明らかに高い相関関係にある。これは、軸力破壊という物理現象を参考にして限界部材角（ R_u ）に關与する影響



円形CFTの引張降伏

$$W_c = \frac{1}{2} * \frac{N}{N_0} * c * \sigma_B * A_c * \epsilon_0 * L_x \quad \text{----- (1)}$$

$$W_s = \frac{1}{2} * \frac{s * \sigma_y * t * L_x}{P_y} * \frac{\epsilon_y * \pi * D}{\delta} \quad \text{----- (2)}$$

$$\frac{W_s}{W_c} = \frac{4}{2.1} * \frac{t * D * s * \sigma_y^2}{N / N_0 * (D - 2t)^2 * c * \sigma_B * (1.3 * c * \sigma_B + 1300)} \quad \text{----- (3)}$$



角形CFTの板曲げヒンジ

$$W_c = \frac{1}{2} * \frac{N}{N_0} * c * \sigma_B * A_c * \epsilon_0 * L_x \quad \text{----- (4)}$$

$$W_s = \frac{1}{2} * \frac{12 * M_p * L_x}{M} * \frac{\phi_y * t}{\theta} \quad \text{----- (5)}$$

$$\frac{W_s}{W_c} = \frac{6}{2.1} * \frac{t^2 * s * \sigma_y^2}{N / N_0 * c * \sigma_B * (B - 2t)^2 * (1.3 * c * \sigma_B + 1300)} \quad \text{----- (6)}$$

ここで、 D, B, t ：鋼管の径、幅、板厚（cm）

A_c, L_x ：コンクリートの断面積、破壊長さ¹⁷⁾（cm）

$c * \sigma_B, s * \sigma_y$ ：コンクリート強度、鋼管の降伏強度（kg/cm²）

N/N_0 ：CFT柱の軸力比

ϵ_0 ：コンクリートの圧縮強度時のひずみ¹⁸⁾

$$\epsilon_0 = (1.3 * c * \sigma_B + 1300) * 10^{-6}$$

ϵ_y ：鋼管の降伏時のひずみ

$$\epsilon_y = s * \sigma_y / 2100000$$

ϕ_y ：鋼管の降伏曲率（1/cm）

$$\phi_y = 2 * \epsilon_y / t$$

M_p ：鋼管の全塑性曲げモーメント（kg*cm/cm）

$$M_p = t^2 * s * \sigma_y / 4$$

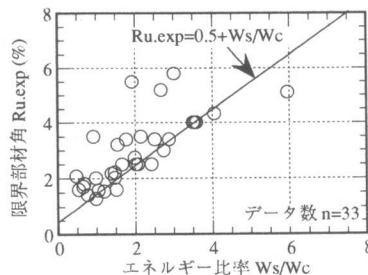


図-7(a) エネルギー比率と限界部材角(円形)

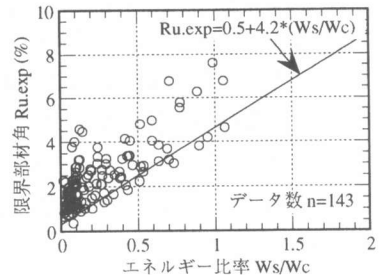


図-7(b) エネルギー比率と限界部材角(角形)

因子を説明できることを示している。そこで、「2. 荷重変形関係」で述べた限界部材角 (Ru) 以降の性状を考慮して、円形断面では実験値の中央値を貫くようにし、角形断面では実験値の下限値を貫くようにして、限界部材角 (Ru) の評価式として表-1の中に提案する。

5. 影響因子の分析

5.1 軸力比 (N/No)

前述した物理現象から

判断すると、軸力比 (N/No) は大きな影響因子である。図-8(a)および図-8(b)に示すように、軸力比 (N/No) が小さいほど限界部材角 (Ru) は大きくなる。データのばらつきは大きい、円形ではほぼ中央値を、角形ではほぼ下限値を貫いている。この式では、N/No=0.0のとき無限大になるので、その適用範囲は、 $0.1 \leq N/No \leq 0.9$ である。

5.2 径厚比、幅厚比 (D/t, B/t)

径厚比、幅厚比 (D/t, B/t) はCFT構造で顕著とされるコンファインド効果に関与するものなので、大きな影響因子である。図-9(a)および図-9(b)に示すように、径厚比、幅厚比 (D/t, B/t) が小さいほど限界部材角 (Ru) は大きくなる。円形の場合は円周方向の純引張で効くので径厚比 (D/t) の1乗の関数となるが、角形の場合は板の曲げで効くので幅厚比 (B/t) の2乗の関数となる。この適用範囲は、 $15 \leq D/t, B/t \leq 80$ である。

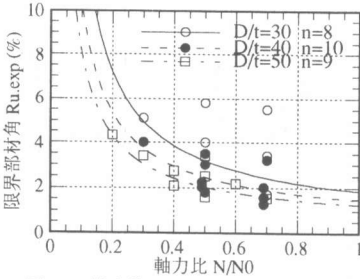


図-8(a) 軸力比による限界部材角 (円形)

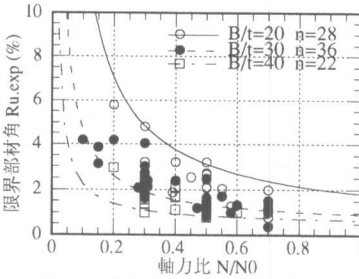


図-8(b) 軸力比による限界部材角 (角形)

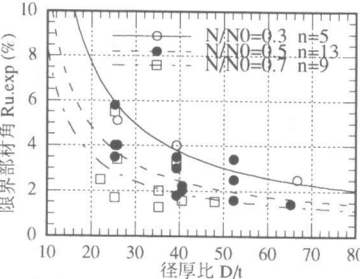


図-9(a) 径厚比による限界部材角 (円形)

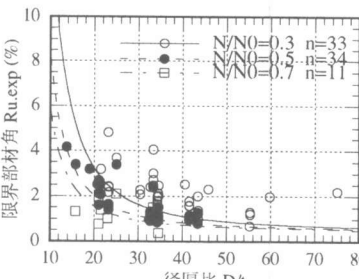


図-9(b) 径厚比による限界部材角 (角形)

表-1 変形性能評価に関する本提案式と既存式

提案機関	形状	評価式
本提案式 (佐藤式)	円形	$Ru_{pro} = 0.5 + 2 \frac{t \cdot D \cdot s \cdot \sigma_y^2}{\frac{N}{N_o} \cdot c \cdot \sigma_B \cdot (D - 2t)^2 \cdot (1.3 \cdot c \cdot \sigma_B + 1300)}$
	角形	$Ru_{pro} = 0.5 + 12 \frac{t^2 \cdot s \cdot \sigma_y^2}{\frac{N}{N_o} \cdot c \cdot \sigma_B \cdot (B - 2t)^2 \cdot (1.3 \cdot c \cdot \sigma_B + 1300)}$
新都市 ハウジング	円形	$Ru = 6.0 \eta - 3 \frac{N}{c N_o} - 0.035 \frac{D}{t} \cdot \frac{s \cdot \sigma_y}{3300}$ ただし、$\eta = 1.0 - \frac{c \cdot \sigma_B - 390}{2060} \leq 1.0$ $c N_o = 0.82 s A \cdot s \cdot \sigma_y + c A \cdot c \cdot \sigma_B$ $c \cdot \sigma_c = c \cdot \sigma_B + K_c \left(\frac{1}{\gamma} \right) s \cdot \sigma_y$ $\gamma = \frac{D - t}{2}$
	角形	$Ru = 3.25 - 5.0 \left(\frac{N}{N_o} \right) + 800 \eta \left(\frac{t}{B} \right)^2 \cdot \sqrt{\frac{3300}{s \cdot \sigma_y}}$ ただし、$B/t \leq 44$ $\eta = \frac{1}{3} \left(4.0 - \frac{c \cdot \sigma_B}{390} \right) \leq 1.0$ $N_o = s A \cdot s \cdot \sigma_y + c A \cdot c \cdot \sigma_B$
前田建設	円形	$Ru = 7.5 - \frac{c \cdot \sigma_B - 39}{55} - 0.05 \cdot \frac{D}{t} \cdot \sqrt{\frac{s \cdot \sigma_y}{324}} - 5.0 \frac{N}{N_o}$
	角形	$Ru = 5.5 - \frac{c \cdot \sigma_B - 39}{120} - 0.045 \cdot \frac{B}{t} \cdot \sqrt{\frac{s \cdot \sigma_y}{324}} - 5.0 \frac{N}{N_o}$
竹中工務店	角形	$Ru = 2.45 - 3.39 \frac{N}{N_o} + 467 \left(\frac{t}{B} \right)^2 \sqrt{\frac{3.3}{s \cdot \sigma_y}}$
大成建設	角形	$Ru = 3.0 - K_m \cdot \left(\frac{t}{B} \right)^2 \cdot \left(\frac{4.54}{s \cdot \sigma_y} \right) - 4.0 \frac{N}{N_o}$
鹿島建設	角形	$Ru = 2.50 + 48.0 \frac{t}{B} - 5.0 \frac{N}{N_o} - 0.50 \eta$ ただし、$\eta = \frac{c \cdot \sigma_B}{44.13} - 1 \geq 0$

6. 既存の評価式

との比較

本提案式と同じ定義の限界部材角で評価しようとした既存の評価式は、表-1に示すように、円形CFTについては2グループ、角形CFTについては5グループある。図-10(a)および図-10(b)に円形CFTおよび角形CFTに関する実験値と提案式との比較を示す。そして、図-11(a)～図-12(a)に円形CFTに関する実験値と既存式との比較、図-11(b)～図-15(b)に角形CFTに関する実験値と既存式との比較を示す。これらの図より、本提案式は円形CFTは中央値、角形CFTは下限値という意味でかなり良い精度で実験値を評価している。

7. まとめ

CFT構造柱の変形性能に関してはいくつかの提案式^{5)~14)}があるが、いずれも実験結果を統計処理して求めたものである。それに対して、本論文では軸力破壊という物理現象を参考にして限界部材角(Ru)に関与する影響因子をほぼ説明できることを突き止め、評価式を提案した。そして、既存の評価式と比較しても、本提案式は円形CFTは中央値、角形CFTは下限値という意味でかなり良い精度で実験値を評価している。

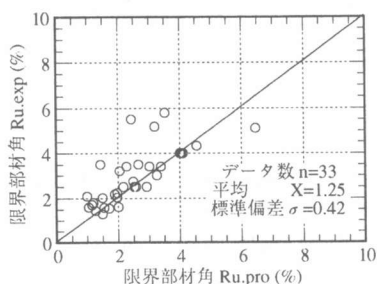


図-10(a) 提案式と実験値の比較 (円形)

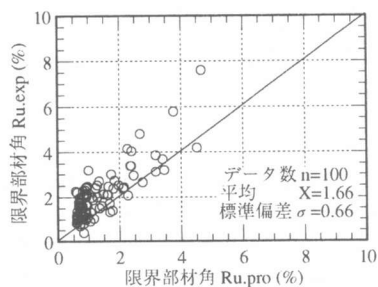


図-10(b) 提案式と実験値の比較 (角形)

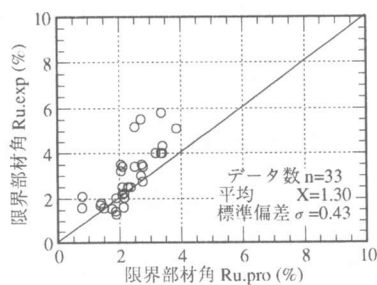


図-11(a) 新都市式と実験値の比較 (円形)

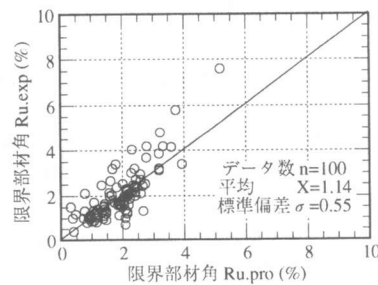


図-11(b) 新都市式と実験値の比較 (角形)

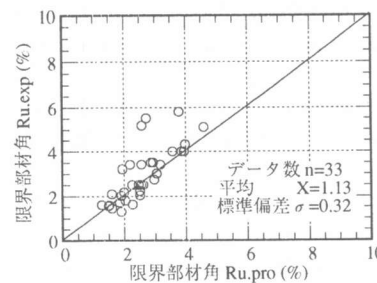


図-12(a) 前田建設式と実験値の比較 (円形)

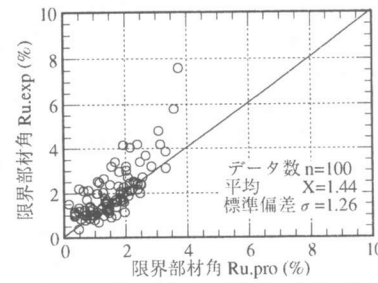


図-12(b) 前田建設式と実験値の比較 (角形)

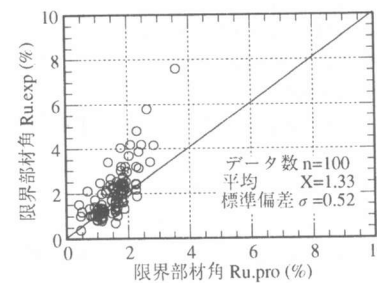


図13(b) 竹中工務店式と実験値の比較 (角形)

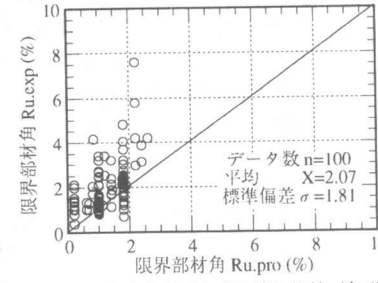


図14(b) 大成建設式と実験値の比較 (角形)

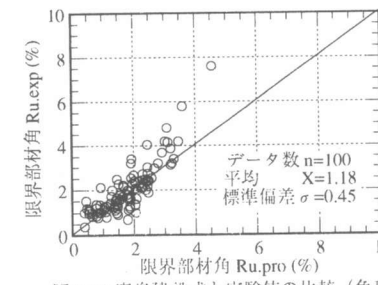


図15(b) 鹿島建設式と実験値の比較 (角形)

謝辞：本論文をまとめるにあたって、実験データベースを快く提供してくださった前田建設工業（株）特殊構造部、今村輝武殿には深く感謝の意を表します。

<参考文献>

- (1) 日本建築センター：建築物の構造規定—建築基準法施行令第3章の解説と運用、pp127-141、1994.9
- (2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能（1990）、1990.10
- (3) Kato,B.,Akiyama,H.：Theoretical Prediction of the Load-Deflexion Relationship of Steel Members and Frames, Preliminary Publication of IABSE Symposium, Lisbon、1973
- (4) 日本建築学会：鉄筋コンクリート造建物の終局強度型耐震設計指針（案）・同解説、1988.10
- (5) 「新都市型躯体構造システム（その2）コンクリート充填鋼管柱構造性能評価委員会報告書」、日本建築センター、1989.3
- (6) 吉野 茂、渡辺朋之、今村輝武、松井千秋：充填形鋼管コンクリート柱の変形性能の評価式、鋼構造論文集、第1巻第2号、pp.67-80、1994.6
- (7) 吉野 茂、畑戸龍夫、今村輝武、松井千秋：充填形角形鋼管コンクリート柱の塑性変形能力 鋼管の焼きなましの影響、鋼構造論文集、第2巻第8号、pp.29-36、1995.12
- (8) 岡本達雄、前野敏元、西澤英和、金多潔：高強度遠心成形角形鋼管コンクリート柱の曲げ耐力および変形性能に関する実験的研究、構造工学論文集、Vol.41B、pp.419-426、1995.3
- (9) 渡辺英義、渡辺征晃、鈴木裕美、中村敏治、小林淳、竹村寛恭、出雲洋治：コンクリート充填鋼管柱の構造性能に関する研究(その5)、(その6)、日本建築学会大会学術講演梗概集(近畿)、pp.987-999、1996.9
- (10) N.Hayashi,T.Fukumoto,T.Inoue,H.Akiyama and T.Okada：Shear-Flexural Behavior of Concrete-Filled Square Steel Tubular Columns using High-Strength Materials, Proc.of 4th Pacific Structural Steel Conference、Vol.3, Singapore、pp.13-20、1995.10
- (11) 原田直哉、椎葉喜一、飯島宣章：充填型鋼管コンクリート構造に関する実験的研究(その1)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)、pp.1851-1852、1992.8、および同(その4)、日本建築学会大会学術講演梗概集(関東)、pp.1763-1764、1993.9
- (12) 西山功、森野捷輔、東清仁、中村敏治：角形断面を有する充てん形鋼管コンクリート柱の変形能力、日本建築学会構造系論文集、第457号、pp.83-91、1994.3
- (13) 加藤勉：曲げと圧縮を受けるコンクリート充填鋼管柱の耐力、変形能力（コンクリート充填鋼管柱の耐力、変形能力の研究、II）、日本建築学会構造系論文集、第477号、pp.157-1666、1995.11
- (14) 伊藤茂樹、安崎千博：低降伏比高張力鋼と高強度コンクリートによる鋼管コンクリート柱の性能(その1)、(その2)、日本建築学会大会学術講演梗概集(北陸)、pp.1801-1804、1992.8
- (15) 佐藤孝典、中村康一、黒瀬行信、渡辺泰志：充填型鋼管コンクリート柱に関する研究（その4）、日本建築学会大会学術講演梗概集(構造C)、pp.1619-1620、1989.10
- (16) 毛井崇博、木村衛、長嶋俊雄、沢田博：充填型鋼管コンクリート柱に関する研究(その6)、日本建築学会大会学術講演梗概集(構造C)、pp.1623-1624、1989.10
- (17) 佐藤孝典、金本清臣：充填鋼管コンクリート構造における鋼とコンクリートの分担力抽出のための変形経路再現実験、日本建築学会構造系論文報告集第468号、pp.155-164、1995.2
- (18) 六車、長井栄治：コンクリート圧壊ひずみに関する研究、セメント技術年報、第30巻、pp.362-365、1976