

## 内柱降伏を許容したCFTラーメン構造の地震応答性状に及ぼす内柱節点回り柱・梁耐力比の影響

徐, 培養

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

<https://doi.org/10.15017/19051>

---

出版情報：都市・建築学研究. 6, pp.179-186, 2004-07-15. 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：

## 内柱降伏を許容したCFTラーメン構造の地震応答性状に及ぼす 内柱節点回り柱・梁耐力比の影響

### Effects of the Inner Column-to-Beam Strength Ratio on Earthquake Response Characteristics of CFT Moment Resistant Frames Permitting Inner Columns to Yield

徐 培蓁\*, 河野昭彦\*\*

Peizhen XU and Akihiko KAWANO

A concrete filled tube (hereinafter CFT) has excellent capacities of the deformation and energy absorption, so moment resistant frames composed of CFT columns (CFT frames) can permit some of columns to yield. The lower boundary of the columns-to-beam strength ratio for such frames was discussed. In this paper, the effects of inner column-to-beam strength ratio on earthquake responses characteristics of the frames is demonstrated by a dynamic response analysis, where the maximum story-drift angle, the maximum rotation angle at beam and column ends, a ratio of the maximum rotation angle to the maximum story-drift angle, and the maximum damage at beam and column ends are discussed.

*Keywords: Concrete filled tube, Inner column-to-beam strength ratio, Earthquake response, Story-drift angle, Damage*

コンクリート充填鋼管, 内柱節点回り柱・梁耐力比, 地震応答, 層間変形角, 損傷

#### 1. 序

コンクリート充填鋼管(CFT)柱を用いたラーメン骨組(CFT骨組)は,優れた耐震性能を持っており,中高層の事務所ビルなどによく使われるようになっている。しかし,これまでのCFT骨組の耐震設計では梁降伏機構を採用しており,CFT柱は最下層柱脚以外は弾性設計されていて,CFT柱の優れたエネルギー吸収能力は必ずしも積極的に利用されていなかった。CFT柱は塑性化後の変形能力とエネルギー吸収能力を利用するため,一部の柱を降伏させる降伏機構が許容できると考えられている<sup>1)</sup>。既に内柱節点回り柱・梁耐力比を0.8とする内柱降伏を許容する降伏機構を検討した。その場合の最大層間変形角は,それとほぼ同様な剛性と強度を持つ梁降伏機構の場合と同じような応答を示し,内柱の最大回転角は最大層間変形角に対してほぼ一定の比率になり,損傷も問題とならない。骨組の動的安定性を保障するためには,外柱の損傷を抑制する必要があるが,検討した条件下では,少なくとも床レベル柱・梁耐力比が1.5以上であればよいこと,また外柱の損傷が同じ条件下では,内柱降伏機構に要求される柱・梁耐力比は梁降伏機

構より小さいことが明らかになった。ゆえに,内柱降伏を許容したCFT骨組は十分に設計可能であることが分かった<sup>2)</sup>。

本研究では,内柱節点回り柱・梁耐力比をパラメータとし,それぞれ地震応答解析を行った。解析結果を基に,最大層間変形角,梁及び柱の端部の最大回転角,梁及び柱の端部の最大回転角の最大層間変形角に対する比,あるいは梁,柱の損傷の程度などの各種の指標を調査し,内柱降伏を許容したCFTラーメン構造の地震応答性状に及ぼす内柱節点回り柱・梁耐力比の影響を明らかにする。

#### 2. 解析概要

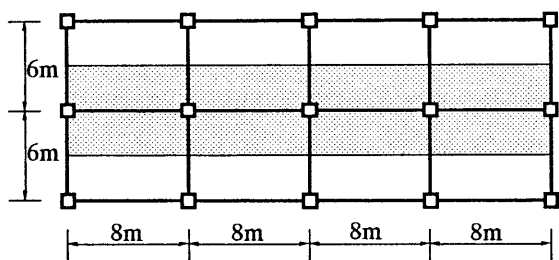
##### 2.1 解析方法

解析は,有限要素法に基づく平面骨組の弾塑性時刻歴応答解析であり,剛性関係式の導出は文献<sup>3)</sup>に詳述している。骨組の各部材は複数の柱梁要素で構成されており,その柱梁要素は,軸方向変位は1次多項式,たわみは3次多項式の変位関数を仮定して,要素座標系上でLagrange記述によって定式化されている。ただし,せん断変形は考慮されていない。要素座標系は要素の両材端が常に一つの座標上にあるように骨組の変形とともに

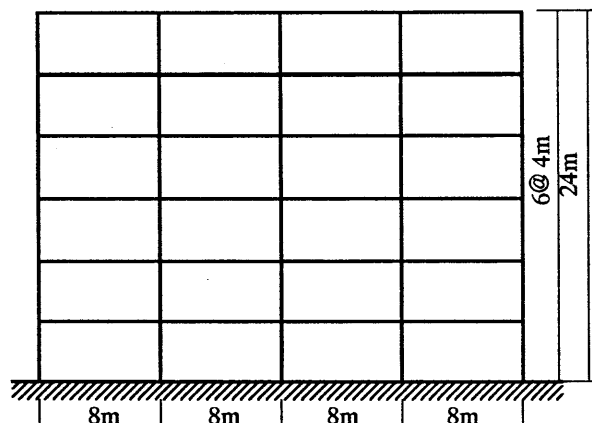
\*空間システム専攻 博士後期課程

\*\*都市・建築学部門

移動する。従って、ラーメン架構の解析モデルでは、鉛直荷重によるP-Δ効果が考慮されることになる。柱梁要素の断面は微少断面に区分され、それぞれが応力繊維



(a) 平面図



(b) 立面図

図1 骨組モデル

表1 部材断面形状

部材	断面形状	各部の寸法比
柱		$D/t=41$
梁		$t f=B/6$ $t w=t f/1.5$

表2 材料強度

鋼材		コンクリート	
降伏応力	最大応力	シリンダー圧縮強度	ピーク歪
362.5(Mpa)	529.2(Mpa)	29.4(Mpa)	0.00207

を構成する。要素の断面力と断面剛性は、これらの応力繊維に対する数値積分で与えられる。動的応答解析過程は、Newmark β法<sup>4)</sup> (β=1/4) による微少時間増分 (0.01秒) に対する増分解析で、各増分段階ではNewton-Raphson法による収束計算を行い、不釣り合い節点力を解消している。減衰は、初期剛性比例型減衰とし、架構モデルの1次固有モードに対して減衰定数を2%とする。

## 2.2 解析モデル

本論では、多スパンCFT骨組における柱・梁耐力比を、各節점에接続する柱と梁の全塑性モーメントの比としてではなく、床レベルで平均化されたもので定義する。つまり、床モーメントの考え方を適用して<sup>5)</sup>、各床レベルに接続する柱頭・柱脚の全塑性モーメント総和のその床レベルの床モーメントに対する比 (以後、床レベルC-B比と呼ぶ) として定義し、節点回りの柱・梁耐力比は、節점에接続する柱全塑性モーメントの梁全塑性モーメントに対する比として定義する (以後、節点C-B比と呼ぶ)。

本研究で対象とする解析モデルは、図1 (b) に示す6層4スパンのCFTラーメン平面骨組である。各層の重量は図1 (a) に示した網掛けの部分の重量を負担するものとし、床面積1m<sup>2</sup>当たり0.9tf (8.82kN) として、層の支配面積を乗じてそれぞれ172.8tf (1,693kN) とする。柱と梁の断面形状及び寸法比は表1に示している。表2に示すように、解析に使用した鋼管と鉄骨はSN490の材料で、コンクリートの圧縮強度は300kgf/cm<sup>2</sup> (29.4MPa) とし、ピーク歪は0.00207とする。表1の断面寸法比と表2の材料特性を用いると、ある終局曲げモーメントに対応して柱又は梁の断面が決定される。

## 2.3 設計方法

骨組モデルの設計は、文献<sup>6)</sup> に提案されている手法を用いる。この方法は機構法に基づいた保有水平耐力設計であり、以下の条件を満足する多層多スパン骨組について、図2に示す全体崩壊メカニズムの荷重係数の最小値、つまり正解を与える。

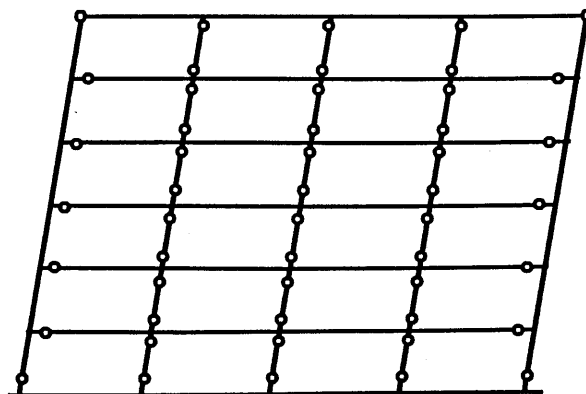


図2 崩壊機構

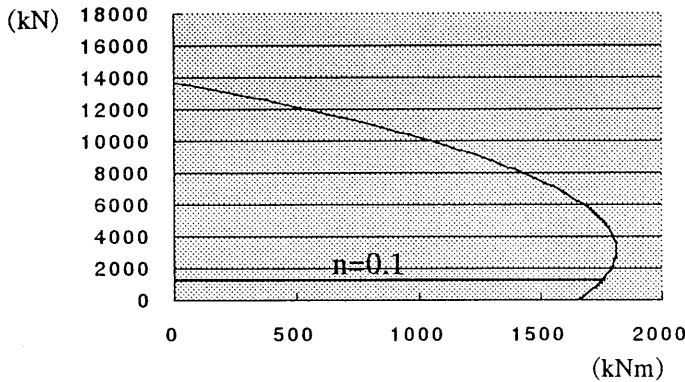


図3 M-N 相関曲線

- ・地盤は第2種，地域係数Zは1.0，標準層せん断力係数  $C_0$  は1.0，振動特性係数( $R_v$ )を求める際の1次固有周期Tは固有値解析による精算値を用いる。
- ・床レベルC-B比は屋根を除いてすべての階で1.5とする。
- ・第i層の層せん断力  $Q_i$  と階高  $h_i$  の積  $S_i$  は，次の不等式を満足する。

$$\frac{S_1}{S_2} \leq \dots \leq \frac{S_i}{S_{i+1}} \leq \dots \leq \frac{S_{n-1}}{S_n} \quad (1)$$

- ・必要保有水平耐力の高さ方向は  $A_i$  ( $A_i = 1/\sqrt{\alpha_i}$ ) 分布に従う。
- ・CFT柱の設計は図3のようなM-N相関曲線<sup>7)</sup>により決定する。まず，プッシュオーバー解析結果を調べ，柱脚の軸力比が決まる。こちらの骨組の軸力比はほぼ0.1であることから，M-N相関曲線上で軸力比0.1に対応するモーメントが前述の崩壊機構での柱端のモーメントと等しくなるように断面を決める。
- ・標準層せん断力係数が0.2に対応する層せん断力が作用したときの最大層間変形角が1/200になるように柱と梁の断面寸法を比例的に増減する。
- ・梁の部材断面は各層ごとでは同一断面であるが，高さ

表3 節点C-B比及び固有周期

内柱節点C-B比	外柱節点C-B比	固有周期
0.8	2.7	1.0663
0.5	2.25	1.0789
0.2	1.8	1.0706

表4 骨組部材断面

内柱節点C-B比	story	梁	内柱	外柱
0.8	4~6	600*250*23*14	440*11	522*13
	1~3	700*300*25*14	502*12	598*14
0.5	4~6	600*300*25*17	406*10	532*13
	1~3	700*300*25*22	456*12	598*15
0.2	4~6	800*300*25*19	342*9	566*14
	1~3	900*300*30*23	386*10	636*16

方向には3層ごとに变化させている。

・外柱及び内柱の部材断面は，節点C-B比に合わせて決める。但し，断面は高さ方向には3層ごとに变化させている。

## 2.4 解析変数

床レベルC-B比を1.5に保ちながら，内柱節点C-B比を0.8, 0.5, 0.2の三種類に設定する。各骨組モデルの節点C-B比，固有周期および部材断面はそれぞれ表3，表4に示している。

入力地震波としては，El Centro-NS (1940) (以下EL)，神戸地震のNS成分 (1995) (以下KB)，Yokohama (1995) (以下YO) の三種類を採用する。このうち，EL波形は，過去数十年間常に使われ続けているという意味での一般性から，兵庫県南部地震における観測波形の一つであるKB波形は直下型地震を代表する波形として，また模擬地震波形であるYO波形は周期依存性の少ない応答を与え，長周期成分のパワーが大きいことから，海洋型地震を代表する波形としてそれぞれ採用する。上記三種類の地震波形のPGVがそれぞれ50kine, 100kineになるよう

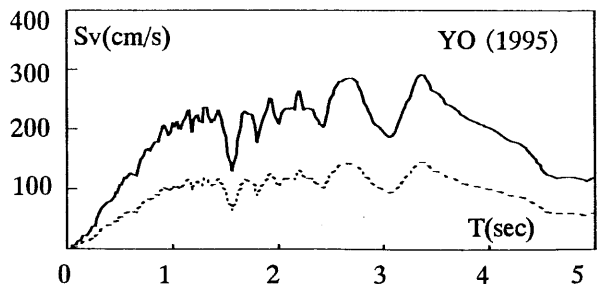
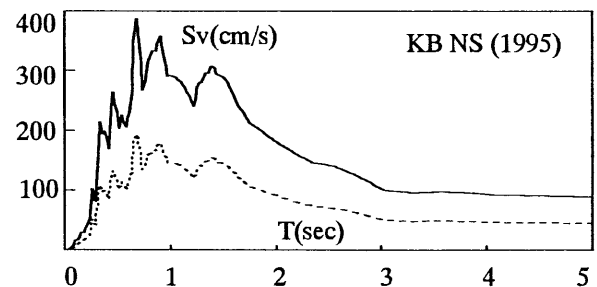
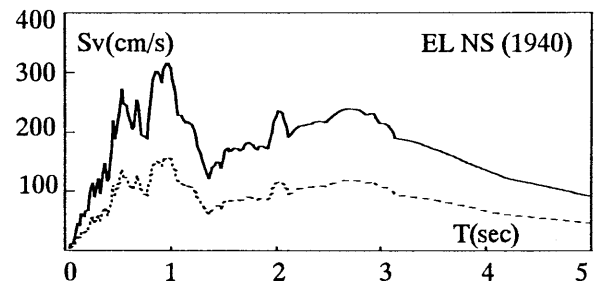


図4 速度応答スペクトル  
(実線：50kine 基準化，破線 100kine 基準化)

に基準化したものを入力地震動とする。

図4に採用する地震波の最大速度を50kine, 100kineに基準化した波形の1質点弾性系(減衰定数2%)に対する速度応答スペクトル $S_v$ を示している。

### 2.5 材料の応力-歪関係

CFT部材のコンクリートの応力-歪関係は、図5に示す崎野モデル<sup>8)</sup>を用いる。ここで、 $E_c$ :コンクリートのヤング率で $E_c = 5000\sqrt{f_c}$ ,  $f_c$ はコンクリート強度,  $\epsilon_{pc}$ は最大強度に達したときの歪を表している。歪が $\epsilon_{pc}$ に達するまでは式(2)を用い、最大強度発揮後は3本の直線で表される。鋼管内の充填コンクリートは鋼管による拘束効果が期待できるため、最大強度を発揮した後、一定値を保持すると仮定する。歪が $\epsilon_{pc2}$ に達すると劣化が始まる。

$$\sigma = f_c \cdot \frac{r_c \left[ \epsilon / \epsilon_{pc} \right]}{r_c - 1 + \left| \epsilon / \epsilon_{pc} \right|^{r_c}} \quad (2)$$

$$r_c = \frac{E_c}{E_c - E_{sc}}, \quad E_{sc} = f_c / \epsilon_{pc}$$

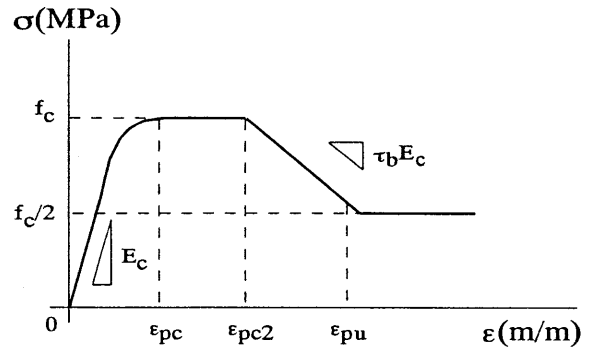
$\tau_b E_c$ は劣化勾配を表す係数であり、幅厚比によって変化する。圧縮強度は鋼管による拘束効果により零になることなく、歪が $\epsilon_{pu}$ に達した後は再び強度が一定値を保持するものとする。

鋼材の応力-歪関係は、図6に示す秋山等<sup>9)</sup>の規則に従い、スケルトン部分を順次履歴曲線として消費していくものとする。ただし、バウシinger部分の取り扱いとスケルトン部分の移動は大井等<sup>10)</sup>に従うことにする。つまり、弾性除荷部分とバウシinger部分は1本の曲線にまとめ、かつ、スケルトン部分の移動量は移動前の塑性ひずみ増分 $\Delta\epsilon_p$ に係数 $\Psi$ を乗じて決定するものとする。係数 $\Psi$ の値は0.8とする。図7にスケルトン曲線を示す。ここで、 $\sigma_y$ は降伏応力度,  $E_s$ は鋼材のヤング係数(=205,000 MPa),  $\sigma_u$ は引張強さ,  $R_1, R_2$ は履歴曲線の形状を表す係数である。なお、スケルトン曲線と除荷・バウシinger曲線にはMenegotto-Pintoモデル<sup>11)</sup>を用いた。ただし、モデルの歪硬化係数は0とし式(3)で計算する。

$$\sigma = \sigma_0 + \overline{\sigma_y} \cdot \frac{[\epsilon - \epsilon_0 / \overline{\epsilon_y}]}{\left[ 1 + \left| \epsilon - \epsilon_0 / \overline{\epsilon_y} \right|^{R_{mp}} \right]^{1/R_{mp}}} \quad (3)$$

ここで、 $\sigma_0, \epsilon_0$ : 曲線の出発点での応力と歪で、例えば、除荷・バウシinger曲線では反転点での応力と歪になる。また、 $\overline{\sigma_y}, \overline{\epsilon_y}$ : 曲線の出発点と目標点の応力差と歪差で、その都度決定される値であり、除荷・バウシinger曲線では降伏応力度の2倍程度の値になる。 $R_{mp}$ : 曲線の丸み

を表す変数である。スケルトン曲線では材料試験結果などに合わせるように決定するが、除荷・バウシinger曲線では0.9として一定とした。



$$f_c = 29.4 \text{ (MPa)}, \quad E_c = 27,100 \text{ (MPa)}$$

$$\epsilon_{pc} = 16 \times 10^{-6} \times (100 + f_c)$$

$$\epsilon_{pc2} = 0.005, \quad \epsilon_{pu} = 0.015$$

$$\tau_b = 0.50 \text{ (D/t=41)}, \quad \epsilon_t = \epsilon_{cc} / 10$$

図5 コンクリートの応力-歪関係

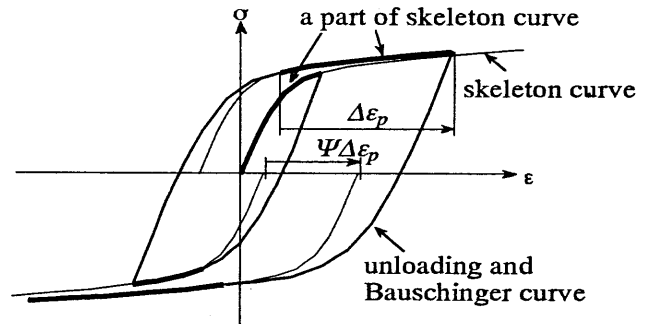
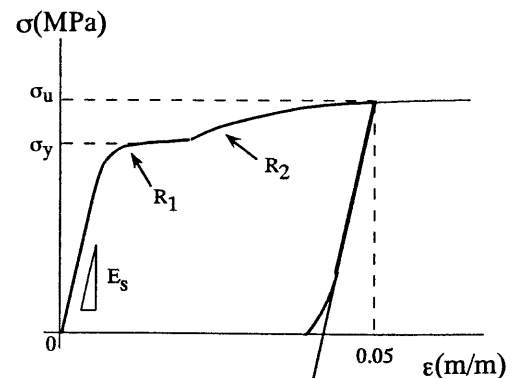


図6 鋼材の繰り返し履歴



$$\sigma_y: \text{降伏応力度} \quad \Psi = 0.8$$

$$E_s: 205,000 \text{ (MPa)} \quad R_1 = 5.0$$

$$\sigma_u: \text{引張強度} \quad R_2 = 0.9$$

図7 鋼材の応力~歪関係

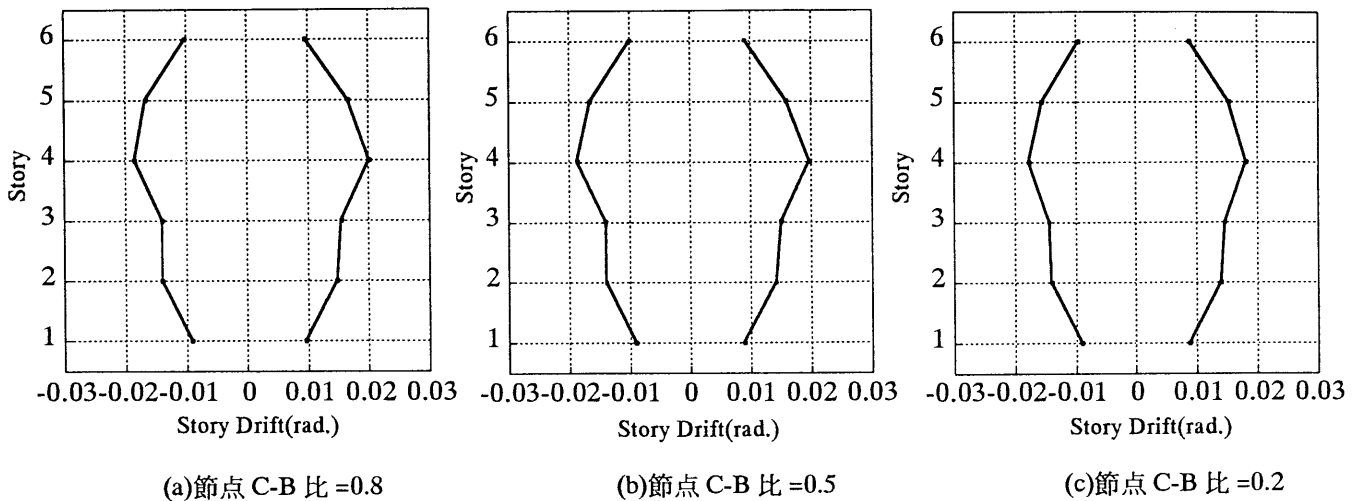


図8 最大層間変形角応答 (EL PGV=100kine)

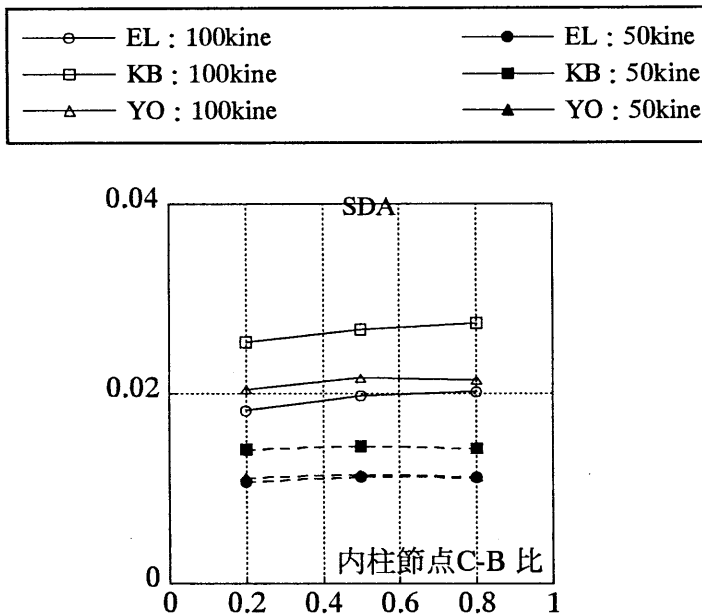


図9 最大層間変形角応答の最大値

### 3. 解析結果と考察

一部柱の降伏を許容したCFT骨組の耐震設計では、降伏を許容した柱の最大回転角や損傷などの応答が設計上重要であり、最大層間変形角がある層に偏ること無く全層にわたってほぼ均等に分布することが期待されている。それが各モデルにどの程度実現されているのかを検討する。

#### 3.1 最大層間変形角応答

図8はPGV=100kineのEl Centro波形による左右の最大層間変形角応答を示し、図9は各種の地震波に対する各モデルの最大層間変形角(SDA)応答の最大値を表している。内柱節点C-B比による変動はほぼ見られず、また、骨組の4層が最大応答を示しており、それは骨組

部材を三層ずつ変化させたためと考えられる。

#### 3.2 最大部材回転角応答

図10に梁及び柱の端部の最大回転角応答を示している。内柱節点C-B比が増加するに従って、梁の最大回転角 $\theta_{max}$  [図10(a)]は増加し、それに対して、内柱の最大回転角 $\theta_{max}$  [図10(c)]は減少する。また、外柱の最大回転角 $\theta_{max}$  [図10(b)]はほぼ変化しない。

図11に各部材の最大回転角のSDAに対する比を示している。それは各部材の変形がSDAにどれほど寄与しているかを示す指標であり、最大部材回転角応答と同じ傾向が見られる。梁を考える時の最大層間変形角SDA\*は上下層の平均値として定義している [図11(a)]。SDA\*に占める $\theta_{max}$ の割合は内柱節点C-B比が増加するに従って、平均0.3から0.5ぐらいまで増加する。1層柱脚を除く外柱 $\theta_{max}$ のSDAに対する比 [図11(b)]はほとんど変化せず、内柱節点C-B比、また入力地震動の種類や強さに対してほぼ0.2程度の値を示している。SDAに占める内柱 $\theta_{max}$ の割合は [図11(c)]、内柱節点C-B比が増加するに従って、平均0.8から0.5まで減少する。外柱脚 [図11(d)]の最大回転角 $\theta_{max}$ の1層最大層間変形角SDA<sub>1st</sub>に対する比は、内柱節点C-B比が0.2及び0.5の場合では、0.5を下回っており、ほぼ同じ程度の応答を示す。内柱節点C-B比が0.8になると、応答は0.5を上回っている。内柱脚 [図11(e)]の場合では、内柱節点C-B比が増加するに従って、平均0.7から0.6まで若干減少する。

#### 3.3 骨組の損傷分布

部材端の損傷の程度をその部分の累積塑性変形倍率 $\eta_m$ で評価することにする。 $\eta_m$ は次式で定義される。

$$\eta_m = \frac{\sum E_m}{M_{p,m} \cdot \theta_{p,m}} \quad (4)$$

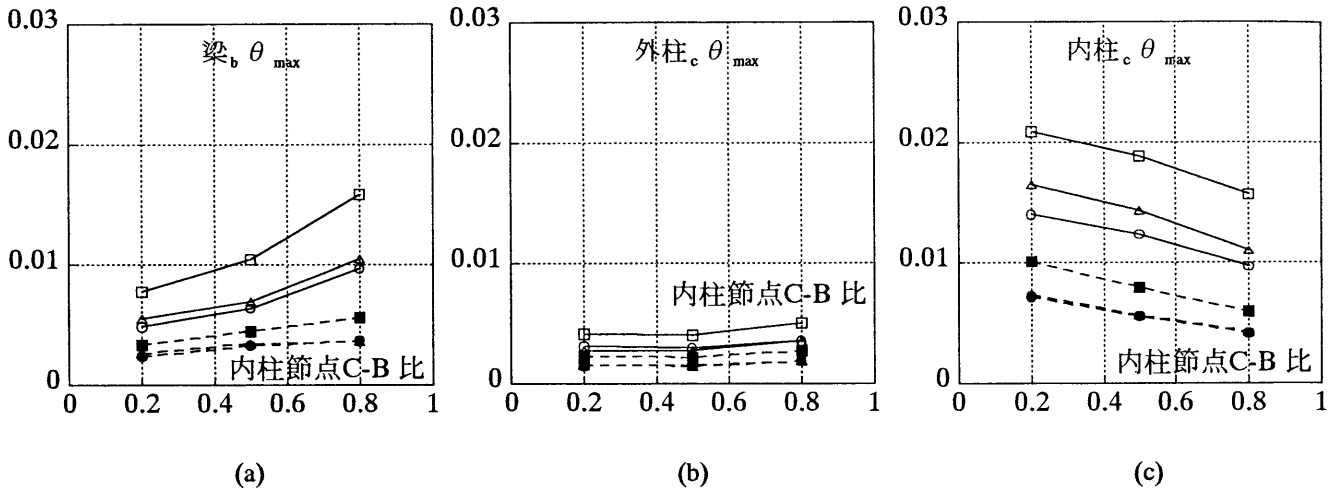
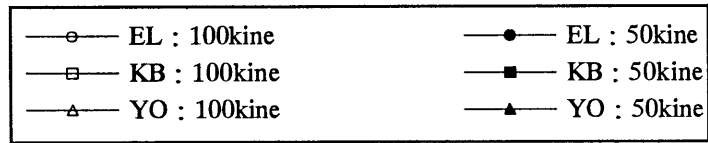


図10 梁及び柱の最大回転角応答

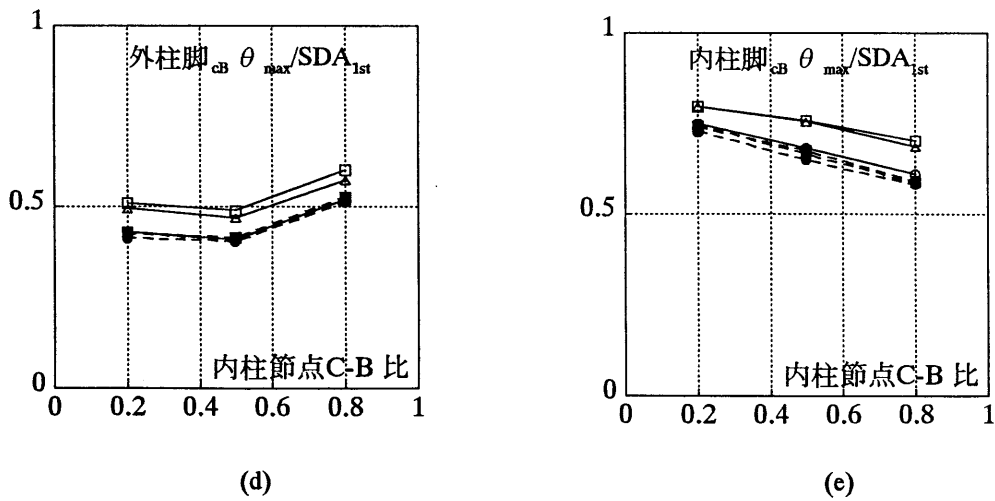
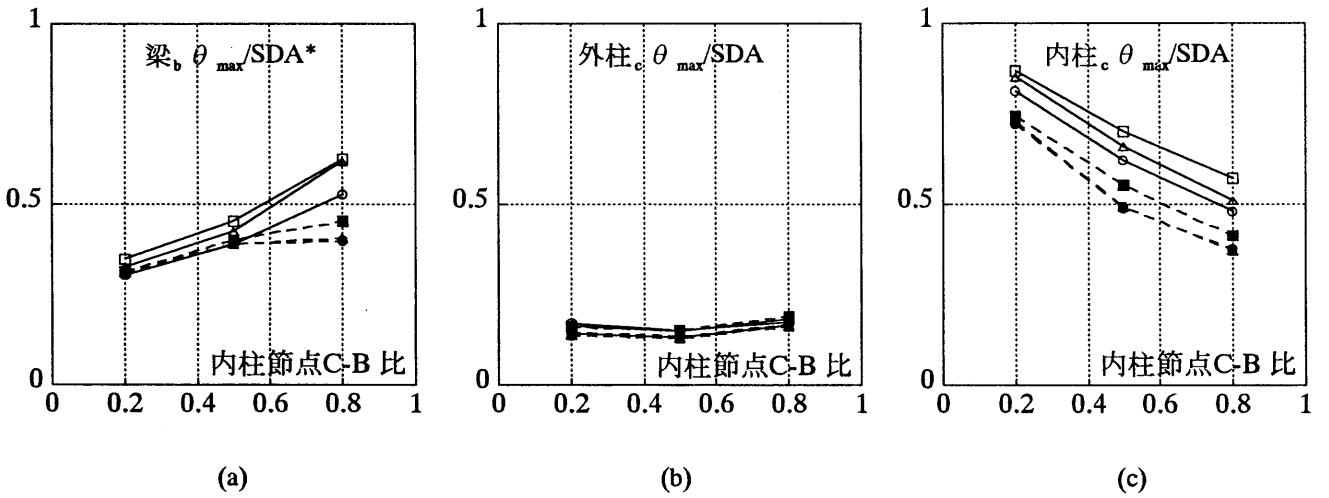


図11 部材回転角の層間変形角に対する比

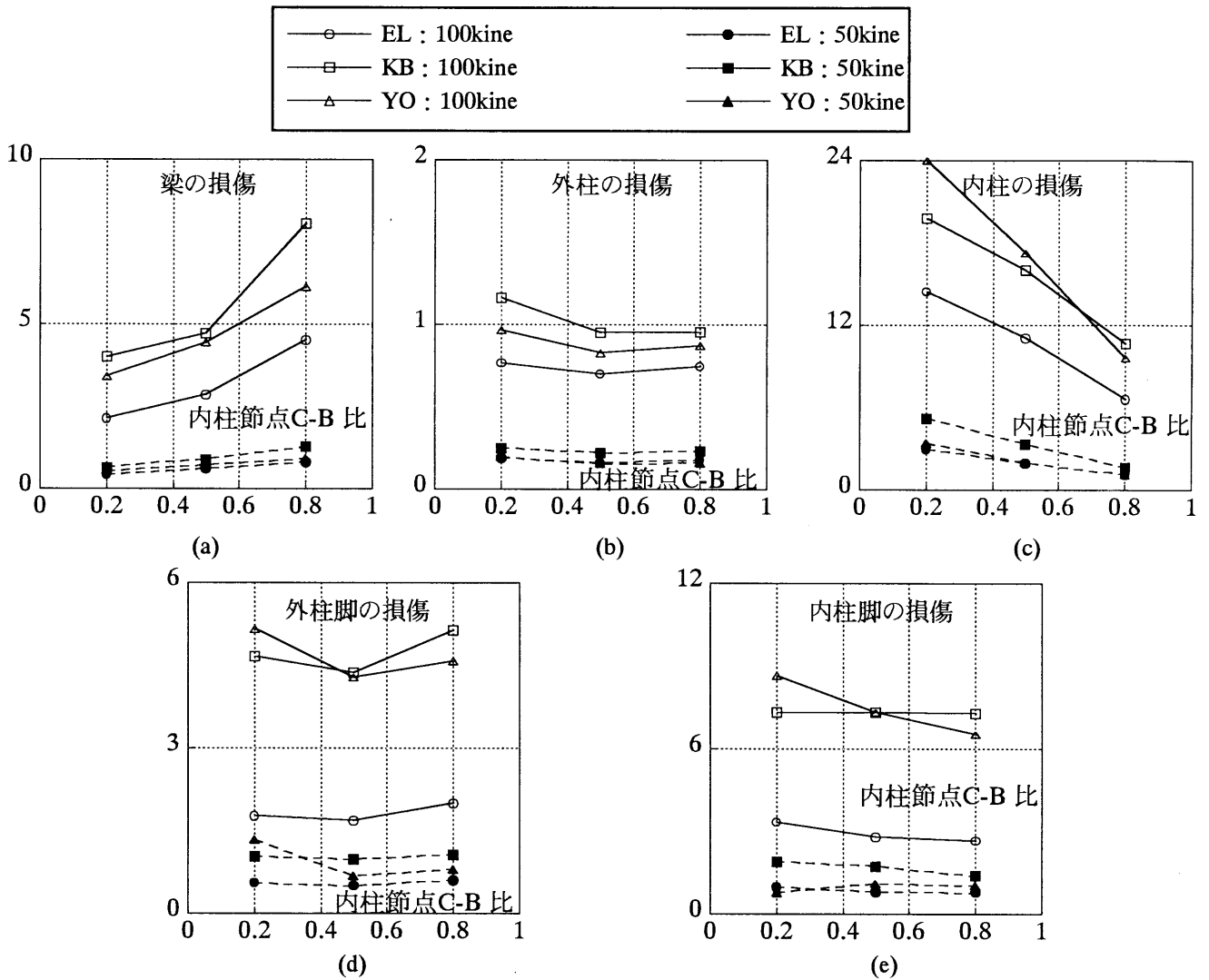


図12 骨組の損傷の最大値

ここで、 $\Sigma E_m$  は、第  $m$  番目の部材端の梁柱要素の履歴エネルギー吸収の総量である。 $M_{p,m}$  はその部分の終局曲げモーメント、 $\theta_{p,m}$  は部材端の梁柱要素が  $M_{p,m}$  に等しくするときの弾性たわみ角である。

図12に骨組の損傷の最大値を示す。内柱節点 C-B 比が増加するに従って、梁 [図12(a)] では大きくなり、外柱 [図12(b)] ではほとんど影響されず、1以下の応答を示しており、ほぼ弾性に留まっていると言える。内柱損傷の最大値 [図12(c)] は内柱節点 C-B 比の増大とともに著しく減少する。外柱脚 [図12(d)] と内柱脚 [図12(e)] の損傷は両方とも内柱節点 C-B 比による変動がほとんど見られず、地震動による変動が大きい。

内柱節点 C-B 比が0.8の内柱の損傷  $\eta_m$  の最大値は12以下になっている [図12(c)]. 文献<sup>12)</sup>では、軸力比が0.3以下の角形CFT柱の変形能力が中空鋼管の幅厚比制限値の1.5倍以下では、6以上あることが示されている。これは、正負2方向のエネルギー吸収を考えると、 $\eta_m$  の限界としては、12 ( $=6 \times 2$ ) 以上と見なすことができる。従っ

て、内柱節点 C-B 比が0.8以上であれば、問題とならない。しかし、内柱節点 C-B 比が0.5以下になると、 $\eta_m$  が12程度を超え、内柱節点 C-B 比=0.2の場合では、PGV=100kineのYO地震で $\eta_m=24$ の損傷も見られた。文献<sup>12)</sup>では、中空鋼管の幅厚比制限値を持つ角形CFT柱の変形能力が12程度あることも示されている。従って、この場合、 $\eta_m$  の限界としては、24 ( $=12 \times 2$ ) 以上であり、幅厚比をやや制限することによって、内柱節点 C-B 比が0.5以下の場合も安全な設計を行うことができる。

#### 4. まとめ

コンクリート充填鋼管柱を用いた6層4スパンの内柱降伏を許容したラーメン骨組を対象に弾塑性地震応答解析を行い、内柱節点 C-B 比に対する地震応答特性を調べ、以下の所見を得た。

- (1) 最大層間変形角はほぼ同じ応答を示す。
- (2) 内柱節点 C-B 比が増加するに従って、梁の最大回転角は増加し、内柱の最大回転角は減少する。また、外



柱ではほぼ変化しない。

(3) 最大層間変形角に占める梁の最大回転角の割合は内柱節点 C-B 比が増加するに従って、平均 0.3 から 0.5 まで増加し、それに対して、内柱の場合は、平均 0.8 から 0.5 まで減少する。外柱の場合はほとんど変化せず、内柱節点 C-B 比、また入力地震動の種類や強さに対してはほぼ 0.2 程度の値を示している。

(4) 内柱節点 C-B 比は 0.8 の場合では、内柱損傷の最大値が 12 以下になっており、軸力比 0.3 以下の角形 CFT 部材の変形能力以内に収まっていると言える。しかし、内柱節点 C-B 比は 0.5 以下の場合では、内柱の損傷が 20 程度になるケースも見られ、角形 CFT 柱の幅厚比を若干制限する必要があることが分かった。

### 参考文献

- 1) 徐培蓁, 河野昭彦: 内柱の塑性化を許容した CFT 柱—H 形鋼梁ラーメンに要求にされる柱・梁耐力比に関する研究, 第五回複合構造の活用に関するシンポジウム講演論文集, pp.137-144, 2003.11.
- 2) 徐培蓁, 河野昭彦: 内柱の塑性化を許容した CFT 骨組の地震応答に及ぼす柱・梁耐力比の影響, 日本建築学会九州支部研究報告第 43 号, pp.665-668, 2004.3.
- 3) Kawano.A and Warner.R. F: Nonlinear Analysis of the Time-Dependent Behaviour of Reinforced Concrete Frames, Research Report No. R125, Department of Civil and Environment Engineering, The University of Adelaide, January, 1995.
- 4) R. W.Clough and J. Penzien: Dynamic Structures, Second Edition, McGraw-Hill, 1993.
- 5) 建築耐震設計における保有耐力と変形能力 (鋼構造), 日本建築学会, p.713, 1990.
- 6) 桑村仁, 佐々木道夫, 加藤勉: 降伏耐力のばらつきを考慮した全体崩壊メカニズム骨組の設計, 日本建築学会構造系論文報告集 No.401, pp.151-162, 1989.7.
- 7) 日本建築学会: 鉄骨鉄筋コンクリート構造計算規準・同解説, 2001.
- 8) 崎野健治: 一定軸力下で曲げ・せん断を受けるコンクリート充填正方形鋼管柱の単調および繰り返し弾塑性変形性状に関する実験的研究, 九州大学博士論文, 1981.12.
- 9) 加藤勉, 秋山宏, 山之内泰之: 鋼材の応力-ひずみ曲線に関する実験則, 日本建築学会大会学術講演梗概集, pp.937-938, 1973.10.
- 10) 孟令樺, 大井謙一, 高梨晃一: 鉄骨骨組地震応答解析のための耐力劣化に伴う簡易部材モデル, 日本建築学会構造系論文報告集, No.437, pp.115-124, 1992.7.
- 11) Menegotto, M and Pinto P E: Method of Analysis for Cyclically Liaded RC Frames Including Changes in Geometry and Non-Elastic Behaviour of Elements under Combined Normal Force and Beading, IABSE Congress Reports of the Working Commission Band 13, 1973.
- 12) 日本建築学会: コンクリート充填鋼管構造設計施工指針, p.167, 1997.10.

(受理: 平成 16 年 6 月 17 日)