

(19) 内柱の塑性化を許容した CFT 柱-H 形鋼梁ラーメンに要求される柱・梁耐力比に関する研究

A study on column-to-beam strength ratio of CFT moment resistant frames
permitting inner columns to yield

徐培蓁*, 河野昭彦**
Peizhen XU and Akihiko KAWANO

*修士課程, 九州大学大学院人間環境学府空間システム専攻
(〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

**工博, 九州大学教授 人間環境学研究院 (〒812-8581 福岡市東区箱崎 6-10-1)

The paper presents a numerical study on column-to-beam strength ratio of moment resistant frames composed of concrete filled tubular (CFT) columns of which inner columns are permitted to yield. To investigate the amount of column-to-beam strength ratio, a dynamic response analysis was performed, where the major analytical parameters were: column-to-beam strength ratio, and types and intensities of earthquake ground motions.

Keywords: concrete filled tube, column-to-beam strength ratio, earthquake response, column collapse mechanism, damage

1. 序

建物の耐震安全性を確保するために、層崩壊を避けて骨組の全体降伏機構を形成するように設計することが求められている。従来の研究では、鉄骨骨組においては通常梁崩壊機構が達成するように設計し、すべての柱に対して 1.0 を超えるほぼ均等な柱・梁耐力比（以後 C-B Ratio）が要求されている。例えば、1 層柱脚を除くすべての柱を塑性化させないという条件の下では、地動最大速度（以後 PGV）の入力レベルが 50kine に対して 1.5、100kine に対して 2.0 が、それぞれ必要な C-B Ratio として得られている¹⁾。C-B Ratio の必要値は PGV が高くなるにつれてほぼ線形に増加し、上限を持ちにくい。また、床レベルでの C-B Ratio が同一であっても、節点での C-B Ratio を不均一にし、特別に強度の高い柱を設けた方が確率的に全体崩壊機構が実現しやすいことが指摘されている²⁾。特に CFT 柱-H 形鋼梁ラーメン（以後 CFT）骨組では、一部の柱の塑性化を許容することによって、CFT 柱の優れたエネルギー吸収能力を積極的に利用し、降伏機構の有効性が期待されるが³⁾、設計に必要な情報はほとんど未解明のままである。その場合に必要となる C-B Ratio を明らかにしておく必要がある。

本研究では、内柱を弱くして降伏させる 6 層の CFT 骨組を設計し、地震応答解析を行った。1 層柱脚以外の外柱を弾性と仮定した骨組の応答と床レベル C-B Ratio（後述）を変化させた骨組の応答の関係を調べた。解析結果を基に、梁端、柱端および柱脚の最大回転角、柱と梁の損傷の程度、あるいは梁端、柱端および柱脚の最大回転

角と層間変形角の増大の関係などの各種の指標を調査し、外柱の最大回転角及び損傷の最大値によって、内柱の塑性化を許容した CFT 骨組に要求される C-B Ratio の値を明らかにする。

2. 解析概要

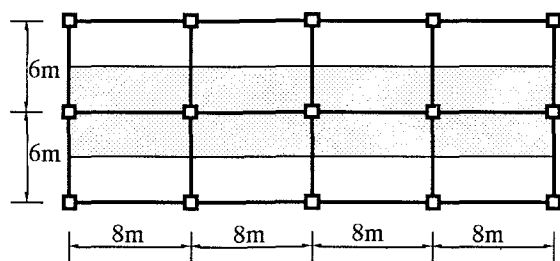
2.1 解析方法

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⁴⁾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⁵⁾ ($\beta = 1/4$) 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。

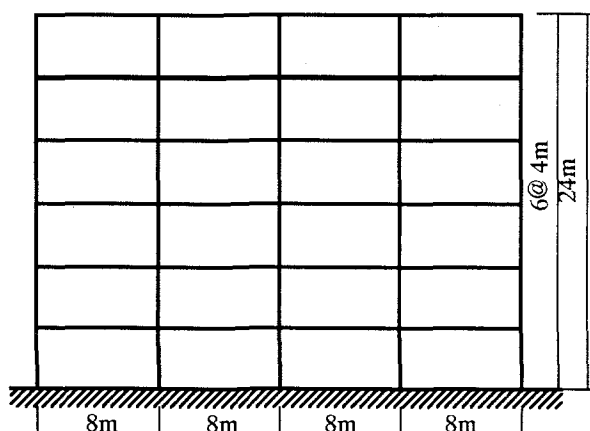
2.2 解析モデル

本論文では、多スパン CFT 骨組における C-B Ratio を、

各節点に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せたもので定義する。つまり、床モーメントの考え方を適用して⁶⁾、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 Ratio と呼ぶ）として定義する。本研究で対象とする解析モデルは、図-1 (b) に示す 6 層の CFT ラーメン平面骨



(a) 平面図



(b) 立面図

図-1 骨組モデル

表-1 部材断面形状

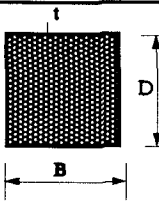
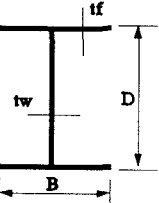
部材	断面形状	各部の寸法比
柱		$D/t=41$
梁		$t f=B/6$ $t w=t f/1.5$

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

組である。解析モデルは図-1 (a) に示した綱掛けの部分の重量を負担するものとし、床面積 1m^2 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 ($1,693\text{KN}$) 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^2 (29.4MPa) とする。表-1 の断面寸法比と表-2 の材料特性を用いると、ある必要な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

骨組モデル設計は、文献²⁾ 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。

- ・地盤は第2種、地域係数は1.0、標準層せん断力係数は1.0、振動特性係数を求める際の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 Ratio は屋根を除いてすべての層で等しい。
- ・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。

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

- ・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⁷⁾ により

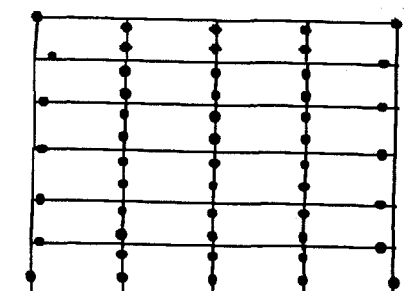


図-2 崩壊機構

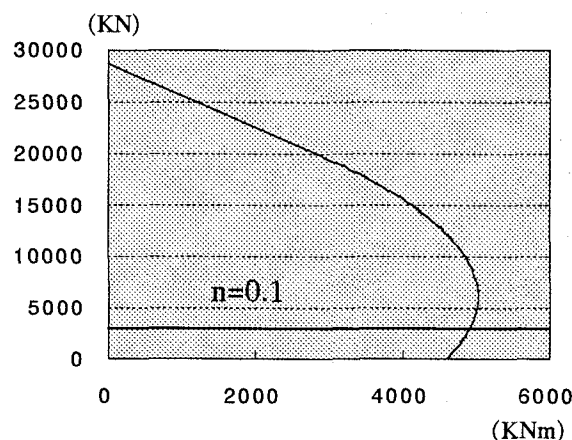


図-3 M-N 相関曲線

決定する。この骨組の軸力比は大体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。

- ・内柱の節点まわりの C-B Ratioは0.8になるようにした。
- ・梁断面は各床レベルで同一とした。
- ・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層間変形角を1/200とする。

2.4 解析変数

1層柱脚以外の外柱の鋼材を弾性に仮定した骨組（部材の断面寸法を床レベル C-B Ratio=1.5の骨組と同じにし、外柱は1層柱脚以外では降伏させない鋼材を用いている。但し、コンクリートについては、図-5に示す弾塑性モデルとする。以後床レベル C-B Ratio=∞ および床レベル C-B Ratioを1.0, 1.1, 1.2, 1.3, 1.4, 1.5の七種類に設定する。各モデルの節点における C-B Ratio, 骨組の固有周期及び部材は各々表-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、一般性から、KB波形は直下型地震、YO波形は海洋型地震の代表としてそれぞれ採用する。上記の地震波形のPGVがそれぞれ50kine, 100kineになるように基準化したものを入力地震動とする。図-4に採用地震波の最大速

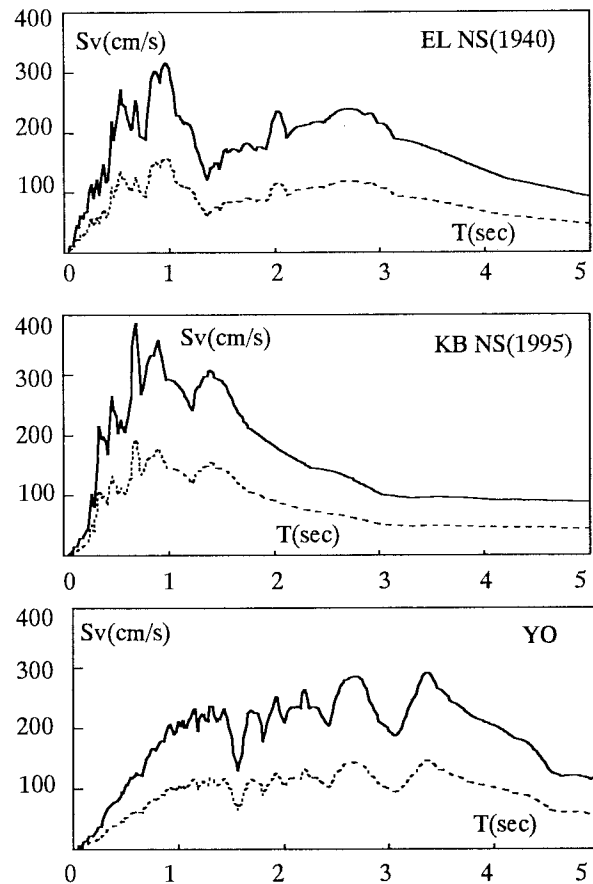


図-4 速度応答スペクトル
(実線：50kine 基準化、破線 100kine 基準化)

表-3 節点まわりの C-B Ratio

C-B Ratio	外節点C-B Ratio	内節点C-B Ratio	固有周期
1.0	1	0.8	1.0624
1.1	1.34	0.8	1.0623
1.2	1.68	0.8	1.0641
1.3	2.02	0.8	1.0632
1.4	2.36	0.8	1.0678
1.5	2.7	0.8	1.0663
∞	∞	0.8	1.0665

表-4 部材

C-B Ratio	層数	梁	内柱	外柱
1.0	4～6	600*300*22*16	460*12	392*10
	1～3	700*300*25*23	524*13	448*11
1.1	4～6	600*300*21*15	454*11	428*11
	1～3	700*300*25*20	518*13	488*12
1.2	4～6	600*300*21*13	448*11	456*11
	1～3	700*300*25*18	510*13	520*13
1.3	4～6	600*250*22*18	444*11	480*12
	1～3	700*300*25*17	508*13	548*14
1.4	4～6	600*250*23*15	442*11	502*13
	1～3	700*300*25*15	504*12	574*14
1.5	4～6	600*250*23*14	440*11	522*13
	1～3	700*300*25*14	502*12	598*14
∞	4～6	600*250*23*15	440*12	522*14
	1～3	700*300*25*15	502*13	598*15

度を50kine,100kineに基準化した波形に対する速度応答スペクトル（2%粘性減衰比）を示している。

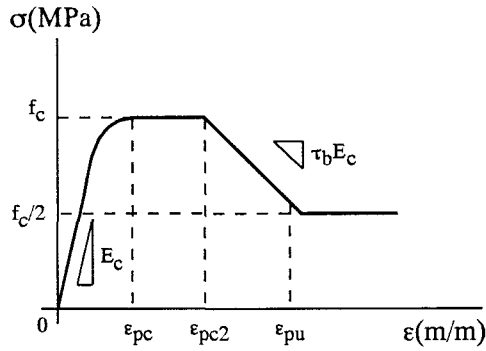
2.5 材料の応力-歪関係

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⁸⁾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、 ϵ_{pc} は最大強度に達したときの歪を表している。歪が ϵ_{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 ϵ_{pc2} に達すると劣化が始まる。

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

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

$\tau_b E_c$ 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 ϵ_{pu} に達した後は再び強度が一定値を保持す



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

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

$$\varepsilon_{pc2} = 0.005, \varepsilon_{pu} = 0.015$$

$$\tau_b = 0.50 \text{ (D/t=41)}, \varepsilon_t = \varepsilon_{pc}/10$$

図-5 コンクリートの応力-歪関係

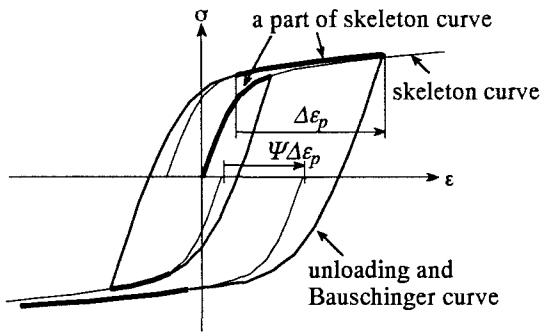


図-6 鋼材の繰返し履歴

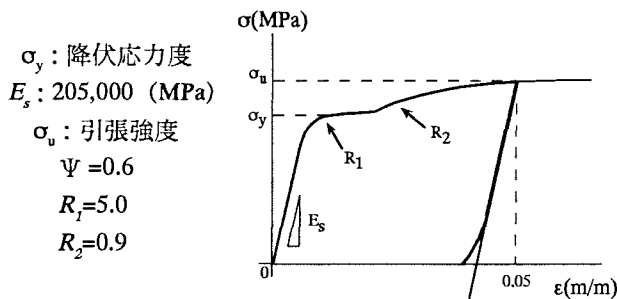


図-7 鋼材の応力-歪関係

るものとする。

鋼材の応力-歪関係は、図-6に示す秋山等⁹⁾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、バウシンガー部分の取り扱いとスケルトン部分の移動は大井等¹⁰⁾に従うことにする。つまり、弾性除荷部分とバウシンガー部分は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 $\Delta \varepsilon_p$ に係数 Ψ を乗じて決定するものとする。係数 Ψ の値は0.8とする。なお、スケルトン曲線と除荷・バウシンガー曲線には Menegotto-Pinto モデル¹¹⁾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。

$$\sigma = \sigma_0 + \overline{\sigma_y} \cdot \frac{\left[\frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right]}{\left[1 + \left| \frac{\varepsilon - \varepsilon_0}{\varepsilon_y} \right|^{R_{mp}} \right]^{1/R_{mp}}} \quad \text{式 (3)}$$

ここで、 σ_0 、 ε_0 ：曲線の出発点での応力と歪で、例えば、除荷・バウシンガー曲線では反転点での応力と歪になる。また、 $\overline{\sigma_y}$ 、 ε_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・バウシンガー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・バウシンガー曲線では0.9として一定とした。

CFT 骨組の鋼管部材と梁部材の応力-歪関係は、局部座屈を考慮しないモデルを用いる(図-7)。ここで、 σ_y は降伏応力度、 E_s は鋼材のヤング係数(=5,000 MPa)、 σ_u は引張応力度、 R_1 、 R_2 は履歴曲線の形状を表す係数である。

3. 解析結果と考察

内柱を弱くして降伏させる6層のCFT骨組において、床レベル C-B Ratio=∞の骨組と床レベル C-B Ratioを変化させた骨組の応答の関係を調べるため、解析結果を層間変形角、梁端、柱端および柱脚の最大回転角、柱と梁の損傷の程度、あるいは梁端、柱端および柱脚の最大回転角と層間変形角の増大の関係などの各種の指標で検討する。

3.1 応答の層分布特性

KB地震波(PGV=100kine, PGV=50kine)の応答を各指標について整理したグラフを図-8及び図-9に示す。

3.1.1 最大層間変形角(SDA)の層分布[図-8(a)]

各層のSDAの応答値を表している。すべての骨組で4層の応答値が大きくなっている。これは3層毎に梁や柱の寸法を変更しているためと考えられる。1層のSDAはC-B Ratioが大きくなるに従ってやや小さくなる傾向があるが、他の層では差がほとんど見えない。

3.1.2 最大層間変形角(SDA)の最大全体変形角(ODA)に対する比の層分布[図-8(b)]

ここでのODAは、解析骨組頂部の最大変形を骨組総高さで除したもので、骨組の平均的な変形角を表す指標である。SDAは4層でODAの1.6倍の最大値を示している。

3.1.3 最大梁回転角(θ_{max})の層分布[図-8(c)]

θ_{max} は床レベル C-B Ratioが大きくなるに従ってより大きくなる傾向がある。つまり、層間変形角に占める梁回転の割合が床レベル C-B Ratioの増大とともに増加する傾向がある。但し、床レベル C-B Ratio=1.5の骨組とC-B Ratio=∞の応答値はほぼ同じ値を示している。

3.1.4 最大梁回転角(θ_{max})の最大層間変形角(SDA*)に対する比の層分布[図-8(d)]

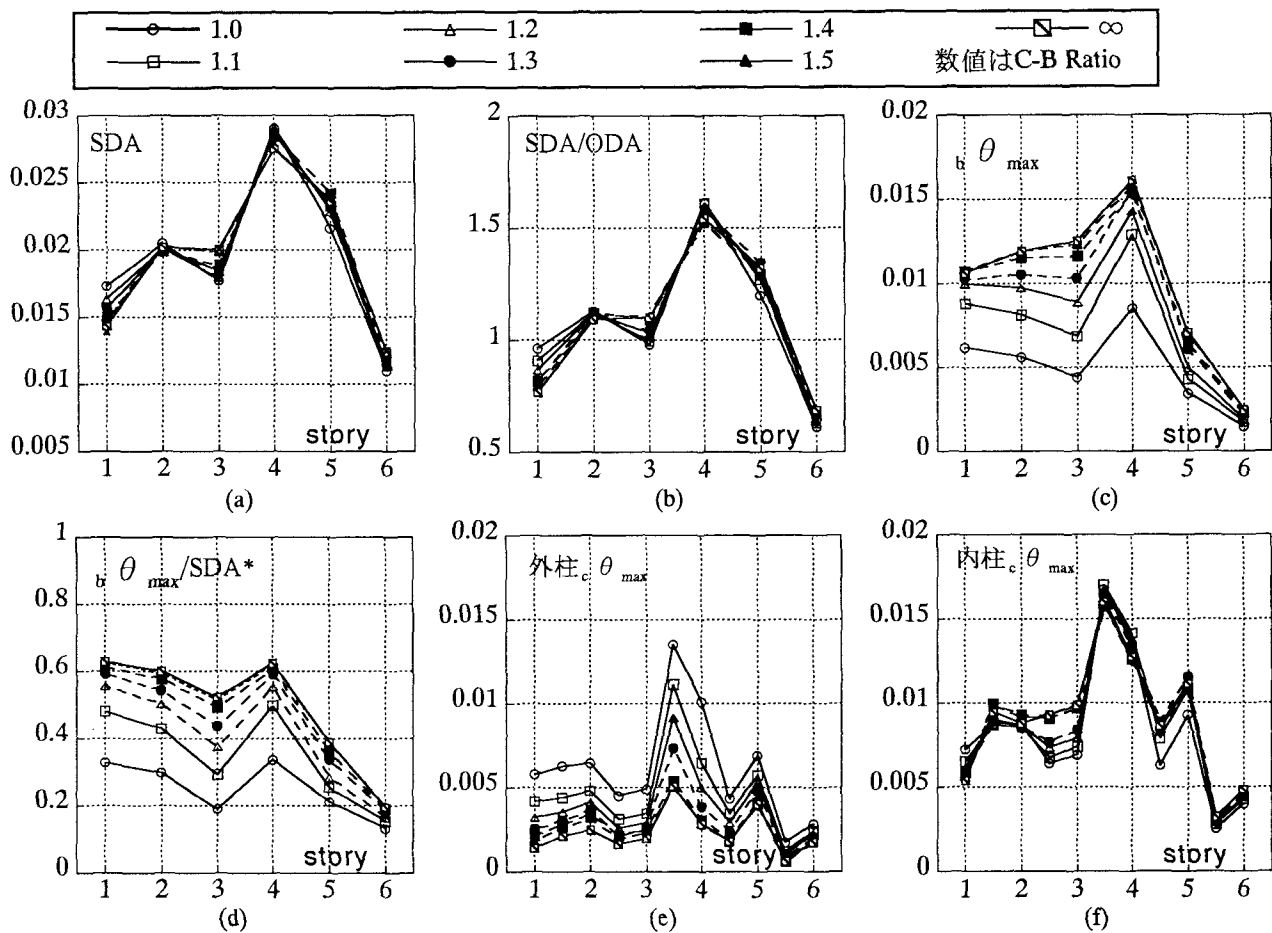


図-8 応答の層分布特性 (KB-NS, PGV=100kine)

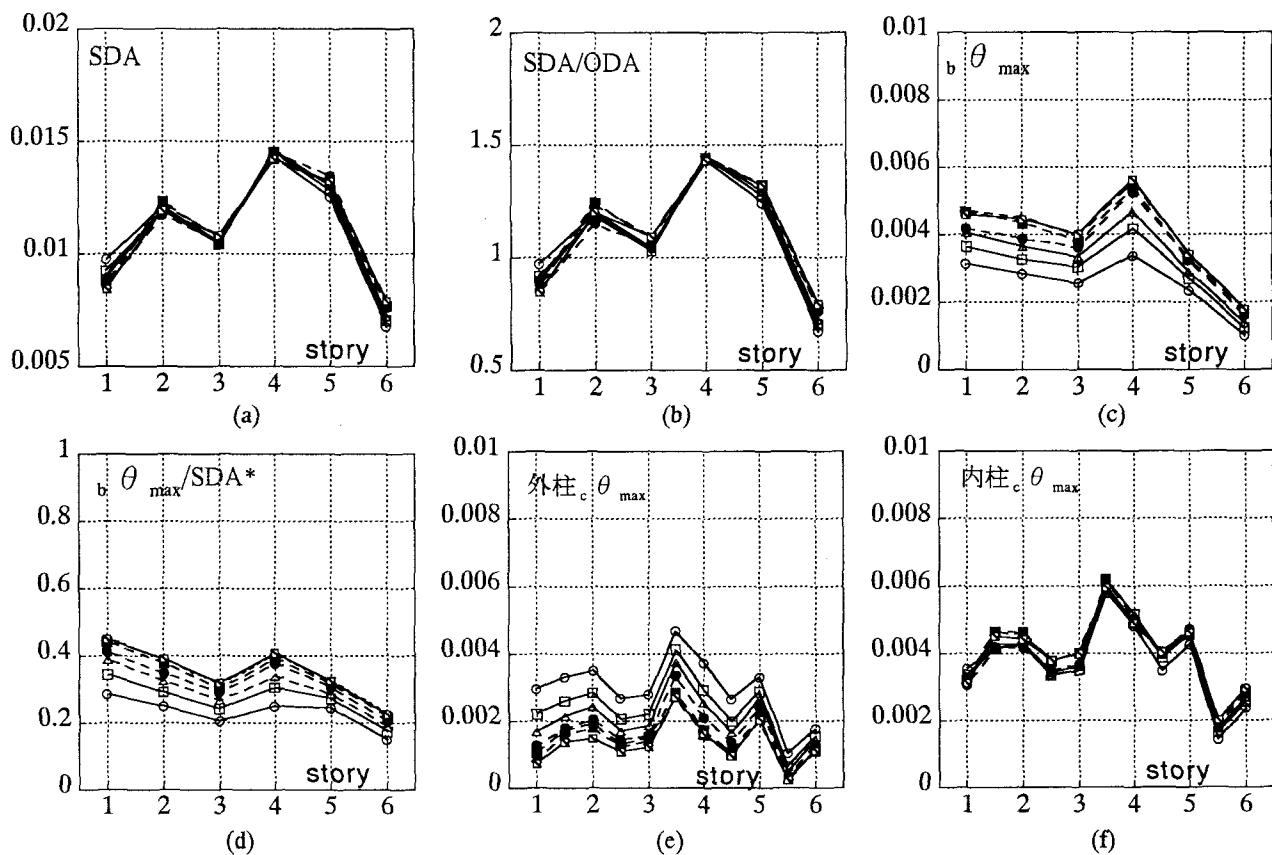


図-9 応答の層分布特性 (KB-NS, PGV=50kine)

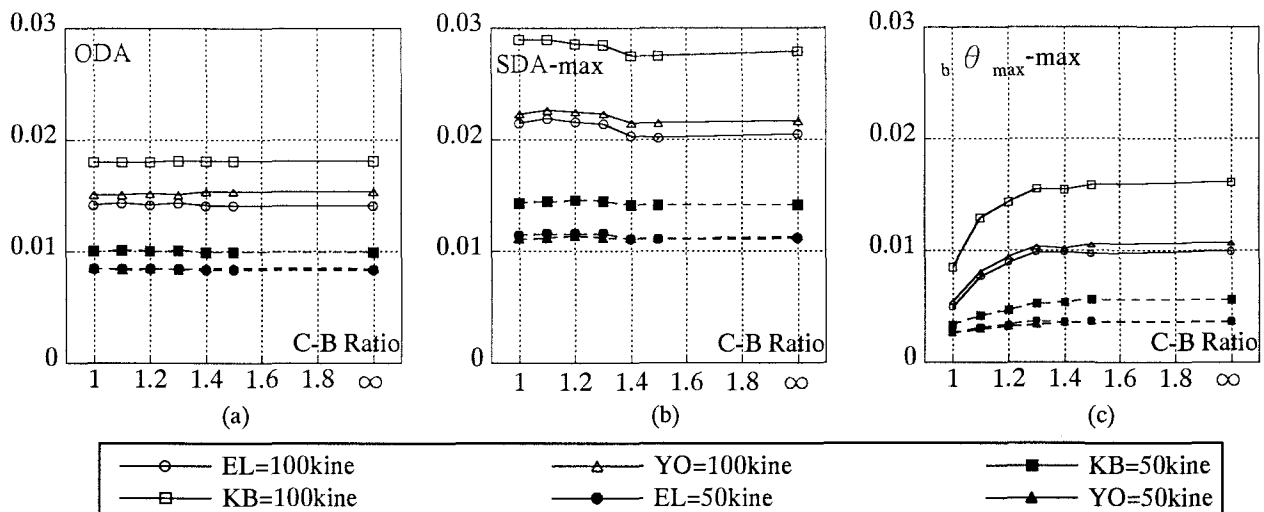


図-10 全体挙動及び梁回転角に対する床レベル C-B Ratio の影響

層間変形角に梁の変形がどれほど寄与しているかを示す指標となる。ここである床レベルの梁を考えると、この梁に対応するSDAは上下層のどちらかということになるが、ここでは上下層の平均値(SDA*)として定義した。最大梁回転角 ($\theta_{\max}$) の層分布と同じ傾向が見られるが、高さ方向の分布はさらに一様になっている。

3.1.5 外柱の最大回転角 ($\theta_{\max}$) の層分布 [図-8 (e)]

1層柱脚の回転角に関する考察は後述する。ここでは1層柱脚を除く外柱の柱脚と柱頭の $\theta_{\max}$ の層分布を示す。層間変形角に占める外柱回転角の割合が床レベル C-B Ratioの増大とともに減少し、梁の最大回転角と逆の変化である。

3.1.6 内柱の最大回転角 ($\theta_{\max}$) の層分布 [図-8 (f)]

ある層では、外柱の最大回転角の層分布と同じ傾向が見られるが、ほとんどの層では、床レベル C-B Ratioによる差はあまりない、つまり層間変形角に占める内柱回転角の割合が外柱回転角の割合に比べ、安定している傾向がある。

図-9 (a) ~ (f) は図-8 (a) ~ (f) と同様の応答を示しているが、地震波の PGV を 50kine とした場合である。図-8の PGV=100kine とレベルは違うが、ほぼ同様の層分布特性を示す。但し、床レベル C-B Ratio の影響は小さくなっている。

各指標では、床レベル C-B Ratio=1.5 の骨組と床レベル C-B Ratio=∞ の骨組はほぼ同様な応答を示している。

3.2 床レベル C-B Ratio の影響

各種の応答を床レベル C-B Ratio に対してプロットしたものである。

3.2.1 全体挙動及び梁回転角に対する床レベル C-B Ratio の影響

図-10 (a) は最大全体変形角 (ODA) を示している。入力地震波の種類や PGV に対して、ほとんど変化しないことを示している。

図-10 (b) 最大層間変形角の層分布の最大値 (SDA_{max})

を表している。これについて、床レベル C-B Ratio=1.4 以上では、ほとんど変わらない。その値を下回ると徐々に増えていく。床レベル C-B Ratio が小さい領域での SDA_{max} は、入力レベルが高い方がやや大きい傾向がある。

図-10 (c) 最大梁回転角 ($\theta_{\max}$) は床レベル C-B Ratio=1.3 を下回ると、急激に減少する。これは前記のように、柱への塑性変形の移行に対応するものである。

3.2.2 柱の回転角と床レベル C-B Ratio の関係

図-11 に柱の回転角と床レベル C-B Ratio の関係を示している。1層柱脚を除く外柱の最大回転角の最大値 ($\theta_{\max-\max}$) [図-11 (a)] 及び1層外柱脚の最大回転角 ($\theta_{\max}$) [図-11 (b)] には、床レベル C-B Ratio=1.5 と床レベル C-B Ratio=∞ の骨組の値が同じであることから、床レベル C-B Ratio=1.5 の場合では、1層柱脚を除く外柱がほぼ弾性に留まっていると考えられる。床レベル C-B Ratio=1.5 を下回ると柱の塑性化が進行し始め、それに呼応して外柱の最大回転角も増える、また入力レベルが高いほど柱の塑性化がより進行する。

1層柱脚を除く外柱の最大回転角の最大層間変形角に対する比 ($\theta_{\max}/\text{SDA}$) [図-11 (c)] は、SDA に占める $\theta_{\max}$ の割合を示すもので、床レベル C-B Ratio=1.5 を下回ると次第に大きくなる。最も大きな値を示す、床レベル C-B Ratio=1.0 において、KB 地震波、PGV=100kine に対して、0.5 に至っている。

[図-11 (d)] に示すように1層外柱脚の最大回転角の1層最大層間変形角に対する比 ($\theta_{\max}/\text{SDA-1th}$) は、床レベル C-B Ratio=1.1 を上回ると、ほぼ等しい。

[図-11 (e) (f)] に1層柱脚を除く内柱の $\theta_{\max-\max}$ 及び $\theta_{\max}$ を示している。床レベル C-B Ratio=1.4 以上では、ほとんど変化しないが、それより小さいと、やや増加する傾向がある。

[図-11 (g)] に示したように、1層柱脚を除く内柱の $\theta_{\max}/\text{SDA}$ は、床レベル C-B Ratio に対してほとんど変

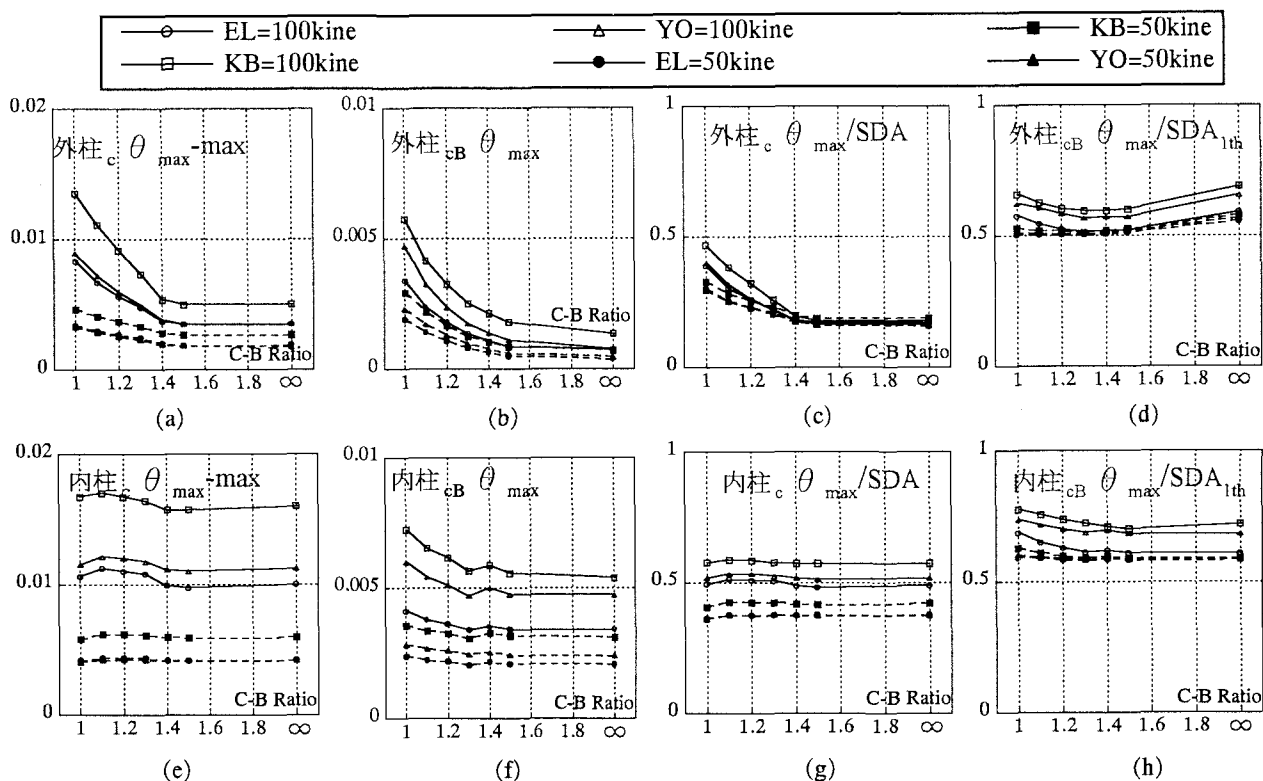


図-11 柱の回転角と床レベル C-B Ratio の関係

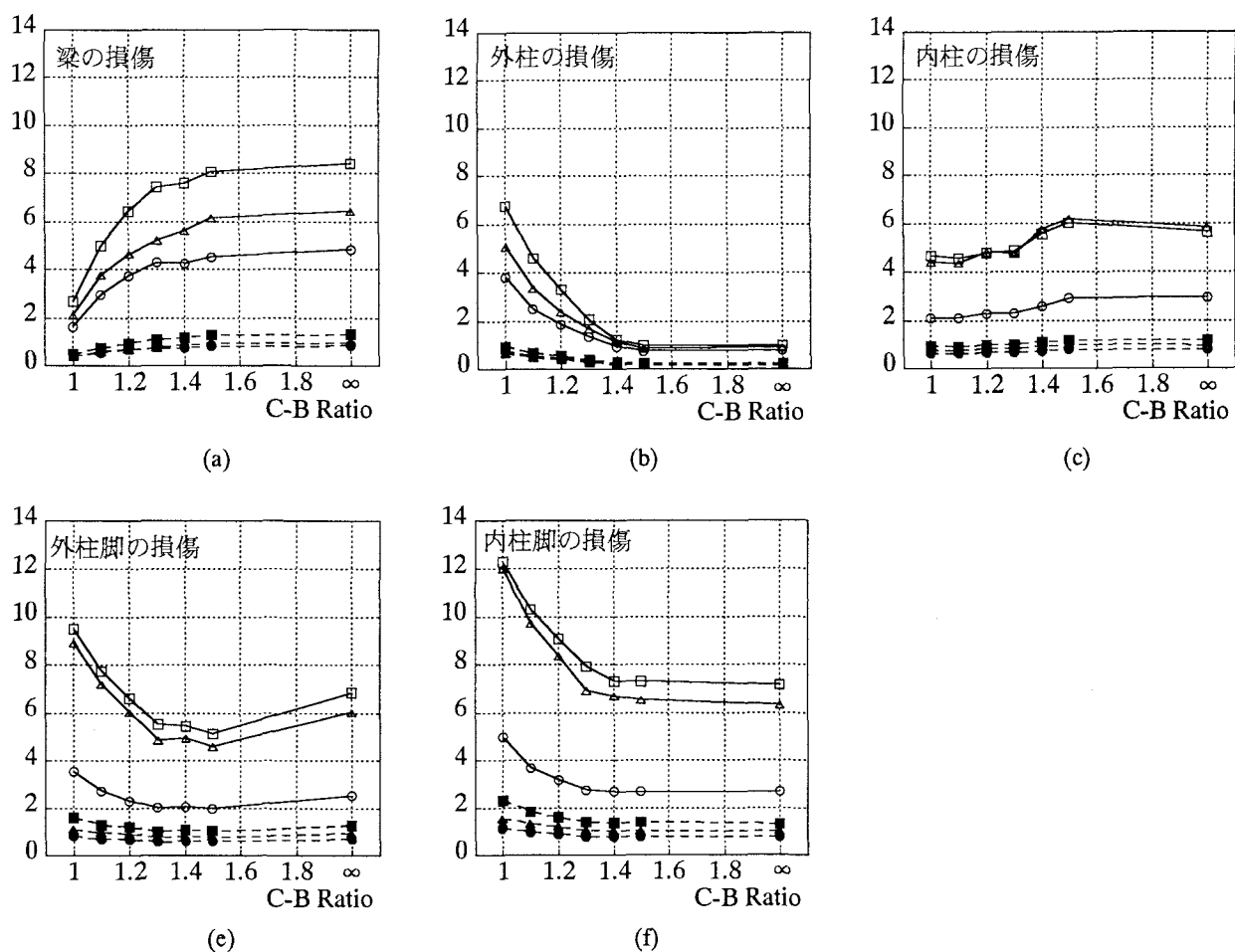


図-12 骨組の損傷の最大値

化せず、入力地震動の種類や強さに対してほぼ0.5程度の値になっている。

〔図-11 (h)〕は層内柱脚の $\theta_{cb, \max}/\text{SDA-1th}$ を表しているが、床レベル C-B Ratio=1.4を上回ると、ほぼ一定で、それより小さいと、やや増加する傾向がある。〔図 11-(d)〕の外柱の場合を比較すると、内柱の場合がやや大きい。

3.3 骨組の損傷の最大値

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

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

ここで、 $\sum E_m$ 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 $M_{p,m}$ に等しくなるときの弾性たわみ角である。

図-12に骨組損傷の最大値を表している。梁の損傷〔図 12-(a)〕と前述した最大梁回転角($\theta_{\max}$)〔図-10 (c)〕、外柱の損傷〔図-12 (b)〕と1層柱脚を除く外柱の最大回転角の最大値($\theta_{\max-\max}$)〔図-11 (a)〕、外柱脚の損傷〔図 12-(e)〕と1層外柱脚の最大回転角($\theta_{cb, \max}$)〔図 11-(b)〕、内柱脚の損傷〔図-12 (f)〕と1層内柱脚の $\theta_{cb, \max}$ 〔図 11-(f)〕はそれぞれ同じ傾向を持っている。但し、外柱脚の損傷〔図 12-(e)〕で床レベル C-B Ratio= ∞ の場合の値がやや大きくなっているのは、このときの外柱は柱脚のみ塑性化が許容されているためと考えられる。内柱の損傷〔図 12-(c)〕と1層柱脚を除く内柱の $\theta_{\max-\max}$ 〔図 11-(e)〕は逆の傾向を示しているが、変動数は小さく、両者とも床レベル C-B Ratioの変化に対してほとんど影響がないと見なすことができる。

4. まとめおよび今後の課題

内柱を降伏させる6層のCFT骨組を対象に弾塑性地震応答解析を行い、梁端、柱端および柱脚の最大回転角、柱と梁の損傷の程度、あるいは梁端、柱端および柱脚の最大回転角と層間変形角の増大の関係などの各種の指標を調べ、以下の所見を得た。

- (1) 最大層間変形角及び最大層間変形角 (SDA) の最大全体変形角 (ODA) に対する比は、1層では最大層間変形角はC-B Ratioが大きくなるに従ってよりやや小さくなる傾向があるが、他の層は差がほとんど見えない。
- (2) 層間変形角に梁の変形は床レベル C-B Ratioが大きくなるに従ってより大きくなる傾向がある。
- (3) 層間変形角に柱の変形は梁の変形と逆の傾向を示しており、床レベル C-B Ratioが大きくなるに従ってより小さくなる傾向がある。
- (4) 床レベル C-B Ratio=1.5であれば、1層柱脚を除く外柱をほぼ弾性に留めることができる。

参考文献

- 1) 中島正愛, 澤泉紳一: 鉄骨骨組応答に及ぼす柱梁耐力比の影響, 鋼構造論文集第6巻第23号, pp117-132, 1999
- 2) 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.
- 3) 徐培葵, 河野昭彦: 内柱の塑性化を許容したCFT柱-H形鋼梁ラーメンの耐震性能に及ぼす柱・梁耐力比の影響に関する研究, 都市・建築学研究/九州大学大学院人間環境学研究院紀要第4号, pp151-158, 2003.7
- 4) 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
- 5) R. W. Clough and J. Penzien: Dynamic Structures, Second Edition, McGraw-Hill, 1993
- 6) 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, 1990年, 713pp.
- 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 Bending, IABSE Congress Reports of the Working Commission Band 13, 1973.