多層構造物への可変剛性型制震システムの配置法（基礎連結法）

制震構造の研究

PLACEMENT OF ACTIVE ADJUSTABLE STIFFNESS SYSTEM
TO MULTISTORY BUILDINGS (BASE-LINKAGE METHOD)

Active seismic response controlled structures

小堀 鐸二*, 鎌形 修一**

Takuji KOBORI and Shuichi KAMAGATA

The placement of the active controllers is one of most important issues in the research of the active seismic response control. So we analyse the multistory buildings with the active adjustable stiffness systems which connect the target floor and the ground. When the self-balancing adaptive control algorithm is adopted, the structural vibration is suppressed by the self-detuning property and the energy absorption of controllers. The extent of adjustable stiffness as well as the number and the position of controllers are evaluated from the numerical results of the seismic response. The suitable position of the active controllers is selected from the eight cases of placement. The nonstationary spectra and the amount of the absorbed energy verify the nonresonant control effect by the active controllers.

Keywords : active seismic response control, active adjustable stiffness system, self-balancing adaptive control, active controller placement, numerical analysis, nonstationary/nonresonance

制震構造, 可変剛性型制震システム, 自律型適応制御, AC 配置法, 数値解析, 非定常・非共振

1 章 序 論

現在の耐震規定での設計用地震力は, i 層以上の重量に層せん断力係数 (C_i) を掛けた静的な水平力で表され, その係数は各種の係数の積として設定される¹⁾。

$$C_i = D \cdot I \cdot Z \cdot R \cdot A_i \cdot C_0 \dots\dots\dots (1)$$

D : 構造特性係数

I : 用途係数

Z : 地震地域係数

R : 振動特性係数

A_i : i 層の層せん断力分布係数

C_0 : 標準せん断力係数

これらの荷重係数の中には, 制震構造においても共通なものと新たな検討が必要なものが考えられる。特に, 非共振化を目指す制震構造の概念²⁾をもとに導入した構造特性調整型制震システムは, 構造物の特性をリアルタイム制御するため, 地震時における構造物の振動特性を応答時間軸上で評価する必要がある。

既に筆者らは, かつての人為的非線形特性³⁾をもとに

可変剛性型制震システムを考案し, その剛性設定法として予測型適応制御⁴⁾と自律型適応制御⁵⁾の制御規範を設定した。そして構造物を1自由度系とし数値解析的に求めた地震応答結果から, DIB 応答スペクトルや制震装置の吸収エネルギースペクトルを定義し, 制震構造の振動特性と制震装置の必要性能の評価法を示している。

本論では, 層せん断力分布係数にかかわる制震特性を評価するために, 多層構造物を制御対象とし, 制震装置の配置形式が振動抑制効果へ与える影響を検討する。

機械工学分野でも振動制御(制振)研究の中で“可制御性”⁶⁾や“可観測性”の制御概念が研究されており, これらの理論をもとに制振装置や観測センサーの配置法が説明されている⁷⁾。また安定判別法からは制振装置に対する設計限界が評価されている。最近, 現実的な制御環境でのロバスト性を向上させるために, ファジィ制御⁸⁾や H^∞ 制御のような, 新しい制御理論の研究も行われており, 制震構造の研究分野でも, これらの理論に基づいた制御規範の研究が行われつつある¹⁰⁾。

* 京都大学名誉教授・鹿島・小堀研究室・工博

Emeritus Prof. of Kyoto Univ., Kajima Corp., Kobori Research Complex, Dr. Eng.

** 鹿島・小堀研究室・工修

Kajima Corp., Kobori Research Complex, M. Eng.

これらの制御理論が、おおむね、制御対象を線形系と仮定するのに対し、可変剛性型制震システムを導入した構造物では、可変剛性装置による非線形系を評価する必要がある。これ以外にも地震動の非定常特性と構造物の過渡応答特性の評価が問題として挙げられる。

本論では、自律型適応制御による可変剛性型制震システムを想定し、まず多層構造物への可変剛性装置の基本的配置法を定義し、制震メカニズムと可変剛性装置の設計手順を検討する。次に多自由度系 DIB 数値解析シミュレータを用い、その解析結果から可変剛性装置の必要性能と配置法に関する基本的な評価を行う¹¹⁾。

2 章 可変剛性装置の配置法

現代制御理論では、制御対象系の状態量と制震装置のコストに関する 2 次形式の評価関数を設定し、その関数値の最小化問題から最適制御系を導いている⁷⁾。

$$J = \int_0^T (X^T Q X + F_c^T R F_c) dt \dots\dots\dots (2)$$

X : 応答量 F_c : 制御量

Q, R : 重み係数行列

しかし可変剛性装置は現在、開発段階でありコストに関する情報は少なく、(2) 式に類した trade-off 型の評価関数を用いた可変剛性装置の最適配置は、実際の装置開発をまって今後の研究課題とする。本論では、多層構造物への可変剛性装置の配置法が、振動抑制効果に与える影響を検討する。

多層構造物を制御対象とした時、可変剛性装置の可変剛性値と配置形式は重要な設計要因となる。そこでこれらの設計要因を、次のように設定した制震装置 (Active Controller: AC) の配置法の問題として検討する。

問題: 制震装置 (AC) 配置法

構造物の応答を設計条件以下にする可変剛性装置の配置法を求めよ。

$$R_i(t) < {}_{dc}R \dots\dots\dots (3)$$

$R_i(t)$: 時刻 (t) における構造物 (i) 層の応答

${}_{dc}R$: 設計限界値

現行の耐震設計の 1 次設計では構造物の応答が線形応答範囲に収まるように設計限界値 (応力度と層間変形角) が設定され、2 次設計では構造物が崩壊に至らない範囲での塑性化を許容した保有耐力が設定されている。

制震構造は地震動に対し基本構造の健全性保持と機能環境維持を目標としている。そこで外乱への対抗装置としての制震装置が、構造物への外乱の影響をすべて負担するとし、基本構造は線形状態を保持すると考えた。このように、外乱の影響から解放された制震構造の設計条件 (${}_{dc}R$) は、高度化する社会的要求を反映した居住性や機能性の必要条件を満足するように設定される¹²⁾。

制震装置の配置形式と同様に、その制御規範も構造物の振動特性に重要な影響を与えるが^{4), 5)}、本論では、自律型適応制御を制御規範とする。この制御規範による制震メカニズムは、構造物を 1 自由度系と仮定して求めた解析結果から、次のように説明されている⁵⁾。

(a) 可変剛性装置により剛性状態を 1/4 サイクルごとに切替えることによる双周期特性が共振振動を抑制する。

(b) 可変剛性装置の 1/2 サイクルごとのエネルギー吸収が定常振動を抑制する。

そして、この制震メカニズムによる振動特性は、DIB 応答スペクトルによって評価した。

本論では、多層構造物に可変剛性装置をどのように設置すべきかを、解析的立場から検討する^{11), 13)}。

2.1 配置法

自律型適応制御¹⁴⁾は、人間の平衡機能を模擬し直観的に導かれた制御規範であり、可変剛性型装置は筋肉に相当する働きをすると考えた。しかし人体の骨格を取巻く複雑な筋肉配置を、可変剛性装置で模擬するのは困難である。そこで本論では、可変剛性装置は引張力だけを負担する 1 対 (2 本) の筋違いを X 型に配置したものと想定し、その配置法として、1 自由度系での配置法をもとに基礎連結法を設定する。

定義: 基礎連結法

可変剛性装置は制御対象部位と基礎部位を連結する。

N 層構造物を N 自由度せん断型バネ・マスモデルで表し、可変剛性装置を n 対導入した配置形式を case- n とする。この case- n において基礎連結法で可能な配置形式数 $M(n)$ は次式で求められる。

$$M(n) = {}_n C_{N-n} = N! / n!(N-n)! \dots\dots\dots (4)$$

2.2 振動特性

自律型適応制御での制御情報は、可変剛性装置を連結した部位間の相対振動とする。これにより多層構造物に導入された複数の可変剛性装置は、各設置部位の振動状態に応じ独立に制御される。そして導入した各可変剛性装置の剛性の保持、解放状態を組合わせたすべての状態が設定される。この可変周期特性を、1 自由度系では双周期特性と呼んだが、以下では多周期特性と呼ぶ。例えば、 N 層構造物の全層に可変剛性装置を導入した制御系では、 N 機以下の可変剛性装置の全配置形式がその制御過程で設定され、1 次から N 次の各固有モードに全配置形式数 $\left\{ \sum_{n=0}^N M(n) \right\}$ の振動モードをもつ。これらの振動モードの固有周期範囲を、以下では可変周期範囲と呼ぶ。

2.3 制震メカニズム

複数の可変剛性装置を導入した多層構造物では、その多周期特性により、特定の周期成分が継続する地震動で

危惧される共振振動の回避による振動抑制効果が期待できる。しかし自律型適応制御による応答過程は、1/4 サイクルごとの区分線形振動であり、各区分範囲では応答の低減は期待できない。

初期の制震構造研究²⁾の中では、非弾性型の非線形復元力特性を仮定したが、新たに導入した可変剛性装置にはエネルギー吸収機能も想定した。すなわち、1/2 サイクルごとに可変剛性装置は、その復元力エネルギーを構造物の振動エネルギーから除去し、構造物の定常振動を抑制する。

以上の制震メカニズムにより構造物の増幅特性が小さくなり、共振振動や定常振動が抑制される。そして可変剛性装置の性能を規定する吸収エネルギー量は、その可変周期範囲における地震動の周期成分の平均的な影響を受ける。

2.4 設計手順

可変剛性型制震システムは、構造物の振動状態に応じて制御されるため、地震動の特性が制震装置の必要性能を規定すると考えられる。特に制震システムによるリアルタイム制御の立場からは、地震動の非定常特性が制震装置の動特性の必要性能を規定すると考えられる¹²⁾。

可変剛性装置の可変剛性値の大きさによる振動抑制効果への影響は、可変剛性値をパラメータにした DIB スペクトルで評価される⁵⁾。これに対し可変剛性装置の配置形式が振動抑制効果へ与える影響の研究は、緒についたばかりで包括的な設計法は示されていないが、基礎連結法では構造物の支配的な振動モードでの振幅の大きい部位を制御対象にすることが考えられる。例えば、多層構造物では1次振動モードに対して、構造物の最頂部を制御対象にすることが考えられる。

制震装置の配置手順

- (a) 構造物の固有値解析から制御対象周期を求め、DIB スペクトルから必要可変剛性値を評価する。
設計要因：装置の可変剛性値
- (b) 構造物の振動モードから配置形式を設定する。
設計要因：装置の配置形式（導入個数）
- (c) 数値解析シミュレータを用い可変剛性装置の各配置形式での応答性状を確認する。

3 章 数値解析による制震特性の評価

多層構造物を解析する多自由度系 DIB 数値解析シミュレータを構築し、前章で説明した多層構造物における可変剛性型制震システムによる制震メカニズムを数値解析により検証する。各層を剛床と仮定したせん断型3層骨組を基本構造物とし、基礎連結法に基づく配置形式を設定する。可変剛性装置の可変剛性値と導入個数、および設置位置が振動抑制効果に与える影響を検討す

る¹³⁾。

3.1 多自由度系 DIB 数値解析シミュレータ

(a) 動的釣合式

N 層構造物を N 自由度せん断型バネ・マスモデルで表し、可変剛性装置の負担力を力ベクトルで評価する。

$$M\ddot{x} + C\dot{x} + Kx + F_d(\dot{x}, x) = -M\ddot{y} \cdots \cdots (5)$$

M ：質量行列

C ：減衰行列 $[(T_1 h / \pi) K]$

K ：基本構造物の剛性行列

T_1 ：1次固有振動周期

h ：減衰定数

F_d ：可変剛性装置の負担力ベクトル

$\ddot{x}$ ：加速度応答ベクトル

$\dot{x}$ ：速度応答ベクトル

x ：変位応答ベクトル

$\ddot{y}$ ：地動加速度ベクトル

(b) 制震力装置の負担力評価

自律型適応制御では変形が零から増加を続ける状態で剛性を保持し、変形減少を最初に感知した瞬間に剛性を解放し、再び変形が零に戻るまで剛性は復帰しない¹⁴⁾。この制御過程での制御情報の処理時間や制震装置の応答特性を評価する研究は、制震装置の開発の中で行われる。本論では、数値積分の解析刻み時間内の増分変位応答(速度応答)の符号変化から変形減少を識別し、次の解析刻み時間内で剛性解放を行う。この点で解析刻みは、制震装置の応答性能を仮定している (Appendix)。

自律型適応制御規範¹⁴⁾

剛性復帰

$$\text{if } (x_d(t-dt) * x_d(t) \leq 0.0) \text{ then } I_c = 0 \cdots \cdots (6)$$

剛性解放

$$\text{if } (I_c = 0 \cap \dot{x}_d(t-dt) * \dot{x}_d(t) \leq 0.0) \text{ then } I_c = 1 \cdots \cdots (7)$$

負担力算定

$$\text{if } (I_c = 0) \text{ then } F_d(t) = k_c x_d(t) \cdots \cdots (8)$$

$$\text{if } (I_c = 1) \text{ then } F_d(t) = 0.0 \cdots \cdots (9)$$

I_c ：剛性状態指標

k_c ：可変剛性値

x_c ：配置した層間の相対変形

(c) 数値解析法

(5) 式の動的釣合式において台形則を適用し逐次数値積分を行う。可変剛性装置の剛性変化に対して収束計算を用いるが、収束までの繰返し計算回数は、(5) 式左辺での慣性力、減衰力、復元力の和と、可変剛性装置の負担力の比率に依存する。本論では、可変剛性装置の可変剛性値を基本構造物の剛性行列に加え、剛性を解放した状態では負の力として負担力を算定する。

$$\ddot{x}(t) = E^{-1} \{F_s(t) + F_R(t-dt) + F_d(t)\} \cdots (10)$$

$$E = M + bC + cK \cdots (11)$$

$$F_s(t) = -M\ddot{y}(t) \quad : \text{地震力} \cdots (12)$$

$$F_R(t-dt) = F_{RA}(t-dt) + F_{RV}(t-dt) + F_{RD}(t-dt) \cdots (13)$$

$$F_{RA}(t-dt) = -G_1 \dot{x}(t-dt) \quad : \text{慣性力} \cdots (14)$$

$$F_{RV}(t-dt) = -G_2 \dot{x}(t-dt) \quad : \text{減衰力} \cdots (15)$$

$$F_{RD}(t-dt) = -G_3 x(t-dt) \quad : \text{復元力} \cdots (16)$$

$$G_1 = bC + cK, \quad G_2 = C + aK, \quad G_3 = K \cdots (17, 18, 19)$$

可変剛性装置の負担力の算定

$$\text{if } (I_{c,j}=0) \text{ then } F_{c,j}(t) = 0.0 \cdots (20)$$

$$\text{if } (I_{c,j}=1) \text{ then } F_{c,j}(t) = -k_{c,j} x_{c,j} \cdots (21)$$

$$F_d(t) = \sum_{j=1}^m F_{c,j}(t) \quad : \text{制震力} \cdots (22)$$

m : 制震装置の導入個数

$$\dot{x}(t) = \dot{x}(t-dt) + b \{ \ddot{x}(t-dt) + \dot{x}(t) \} \cdots (23)$$

$$x(t) = x(t-dt) + a \dot{x}(t-dt) + c \{ \ddot{x}(t-dt) + \dot{x}(t) \} \cdots (24)$$

$$a = dt, \quad b = 0.5 dt, \quad c = 0.25 dt^2 \cdots (25, 26, 27)$$

各解析ステップで収束評価値 (V_c) が、収束判定値 (V_p) 以下になるまで (10)~(22) 式の計算を繰り返す。

$$V_c = \sum_{j=1}^N |\ddot{x}_{j,i} - \ddot{x}_{j,i-1}| / \sum_{j=1}^N |\ddot{x}_{j,i}| \cdots (28)$$

i : 収束計算回数

N : 解析自由度

$$V_c \leq V_p \cdots (29)$$

(d) 可変剛性装置の吸収エネルギー量

各可変剛性装置ごとに吸収エネルギー量を算定する。

$$E_{AB,j} = \int_0^T F_{c,j}(t) \dot{x}_{c,j}(t) dt \cdots (30)$$

$$J = 1, \dots, m$$

3.2 数値解析モデル

3層骨組を基本構造物とし、3自由度せん断型バネ・マスモデルで表し、各層の重量を1.0 tonf、基本剛性を1.0 tonf/cm とし、1.0%の内部減衰を仮定する。

Fig.1 Analytical Cases

(a) 配置形式

基本構造物に対し、前章で定義した基礎連結法に基づき各層部位と基礎部位を連結した7ケースの配置形式を設定する (Fig.1)。

(b) 可変剛性値

可変剛性装置は、前章で説明した引張力のみを負担する1対(2本)の筋違い部材をX型に配置したものを想定する。各筋違いは、同一断面、同一勾配と仮定し、各可変剛性 (k_c) を次のように設定する (Fig.2)。

$$P_3(3F/\text{Base}) : k_{c,3} = AE/3d * \cos \theta \cdots (31)$$

$$P_2(2F/\text{Base}) : k_{c,2} = AE/2d * \cos \theta \cdots (32)$$

$$P_1(1F/\text{Base}) : k_{c,1} = AE/d * \cos \theta \cdots (33)$$

A : 軸断面 (cm^2) E : 弾性係数 (tonf/cm^2)

d : 部材長さ (cm) θ : 勾配 $\{\tan^{-1}(H/L)\}$

H : 階高 (cm) L : スパン幅 (cm)

Fig.2 Placement of AC

可変剛性装置の可変剛性値は、(31) (32) (33) 式の関係を持した状態で、(33) 式の第1層の可変剛性値を基本構造の剛性値の0.5, 1.0, 2.0倍とした、case-S, M, Hの3種類を設定する (Table 1)。

Table 1 Active Adjustable Stiffness (tonf/cm)

position	case-S	case-M	case-H
P ₃ (3F/Base)	0.17	0.33	0.67
P ₂ (2F/Base)	0.25	0.5	1.0
P ₁ (1F/Base)	0.5	1.0	2.0

3.3 固有値解析

各配置形式で可変剛性装置の剛性を保持した状態での固有振動周期を求める (Table 2)。自律型適応制御では、構造物の振動状態に応じ各可変剛性装置の剛性が設定されるため、各配置形式での固有振動特性には次のような包含関係が存在する。

$$\text{case-0} \subseteq \text{case-I A, I B, I C} \cdots (34)$$

$$\text{case-0, I A, I B} \subseteq \text{case-II A} \cdots (35)$$

$$\text{case-0, I B, I C} \subseteq \text{case-II B} \cdots (36)$$

$$\text{case-0, I A, I C} \subseteq \text{case-II C} \cdots (37)$$

$$\text{case-0, I A, I B, I C, II A, II B, II C} \subseteq \text{case-III} \cdots (38)$$

3自由度系では1次から3次の各振動次数で、可変剛性装置を1機導入した case-I では2種類、2機導入した case-II では4種類、また3対導入した case-III では

Table 2 Natural Periods (second) :

		1 st.	2 nd.	3 rd
case-S	0	0.451	0.161	0.111
	IA	0.375	0.158	0.111
	IB	0.379	0.160	0.109
	IC	0.409	0.149	0.108
	IIA	0.328	0.157	0.109
	IIB	0.355	0.147	0.106
	IIC	0.345	0.147	0.108
	III	0.308	0.145	0.106
case-M	0	0.451	0.161	0.111
	IA	0.335	0.155	0.111
	IB	0.339	0.158	0.107
	IC	0.388	0.142	0.104
	IIA	0.272	0.154	0.106
	IIB	0.313	0.136	0.101
	IIC	0.296	0.138	0.104
	III	0.252	0.134	0.101
case-H	0	0.451	0.161	0.111
	IA	0.287	0.148	0.110
	IB	0.293	0.156	0.102
	IC	0.366	0.134	0.095
	IIA	0.215	0.148	0.101
	IIB	0.273	0.121	0.093
	IIC	0.243	0.127	0.095
	III	0.196	0.118	0.092

Table 3 Minimum Natural Period (second) (*): Frequency

	1st.	2nd.	3rd.
case-0	0.451 (2.2Hz)	0.161 (6.2Hz)	0.111 (9.0Hz)
case-S	0.308 (3.2Hz)	0.145 (6.9Hz)	0.106 (9.4Hz)
case-M	0.252 (4.0Hz)	0.134 (7.5Hz)	0.101 (9.9Hz)
case-H	0.196 (5.1Hz)	0.118 (8.5Hz)	0.092 (10.9Hz)

8種類の剛性状態に対応した、複数の振動モードをもつ多周期特性が与えられる。

また可変剛性装置の可変剛性値を変えた case-S, M, H で設定される可変周期範囲は, case-0 の状態で各振動次数は最長周期となり, 可変剛性値が大きいほど最短周期が短くなる。case-H では1次と2次, 2次と3次の最短周期と最長周期が近接し, 1次の最長周期から3次の最短周期まで, 可変周期範囲はほぼ連続したものとなる (Table 3)。

3.4 地震応答解析

多自由度系 DIB 数値解析シミュレータにより, 可変剛性値の大きさと配置形式の違いによる振動抑制効果への影響を検討する。解析条件は次のように設定する。

(a) 制御構造物

基本構造物と7種類の配置形式の制御構造物を設定し, 各配置形式で各可変剛性装置の剛性を保持した線形系と, 自律型適応制御による制御系を解析する。

(b) 入力地震動

エルセントロ 1940 NS とタフト 1952 EW の2種類の地震動記録の20.0秒間を, 最大加速度を 100 cm/sec² に設定し入力地震動とする。

(c) 数値解析条件

収束計算での精度, 効率を考慮し, 解析刻みは 0.005 秒, 収束判定値は 0.00001 とする (Appendix)。

3.4.1 可変剛性値の影響

case-III の配置形式で, 可変剛性値の違いが制震結果に与える影響を検討する。

(a) 最大応答値 (Fig. 3)

まず case-S, M, H の3種類の可変剛性値において, 基本構造物に加え, 7種類の配置形式で最大剛性状態を保持させた8種類の線形系の最大応答値の範囲 (図中陰影) を示し, 制御系での最大応答値と比較する。

case-S 加速度, 速度, 変位, 層間変位のいずれの最大応答値も, 制御系は線形系の最大応答範囲より小さい。地震動の違いは, 線形系の最大応答範囲には大きな影響を与えるが, 制御系の応答にはさほど影響を与えない。case-M 可変剛性値が大きくなると, 線形系の最大変位応答が小さくなり, 最大応答範囲が拡大する。制御系の加速度, 層間変位応答は最大応答範囲の内部に入るが, 速度, 変位応答は最大応答範囲より小さい。

case-H 可変剛性値がさらに大きくなるため, 線形系の最大応答範囲が広がり, 制御系の最大応答値は最大応答範囲の中に含まれる。しかし, エルセントロ波での加速度応答を除けば, どの応答も最大応答範囲の小さな応答範囲に収まっている。

case-S, M, H いずれの地震動でも, 可変剛性値が大きいほど加速度応答は大きくなるが, 速度応答は可変剛性値にさほど影響されない。変位応答と層間変位応答は, エルセントロ波では可変剛性値にさほど影響されないが, タフト波では可変剛性値が大きいほど小さくなる。

この中で層間変位応答は, いずれの階でも 0.30 cm 以下であり, 階高を 300 cm に想定すると層間変形角は 1/1000 以下で, 地震動の最大加速度を 500 cm/sec² にしても, 層間変位角は 1/200 以下に収まる。

(b) 可変剛性装置の吸収エネルギー量 (Table 4)

case-S, M, H での3機の可変剛性装置による吸収エネルギー量の和は, エルセントロ波では 0.62~0.65 tonf

*cm で、可変剛性値の違いにさほど影響されない。一方タフト波では case-S で $1.40 \text{ tonf} \cdot \text{cm}$ 、case-H で $0.88 \text{ tonf} \cdot \text{cm}$ となり、可変剛性値が大きいくほど、装置の吸収エネルギー能力は増大するにもかかわらず、吸収エネルギー量は逆に減少する傾向を示している。

これはエルセントロ波に比べ、タフト波の卓越周波数成分の継続時間が長かつ帯域幅が狭いため、可変周期範囲が広いほど地震動の卓越周期成分から回避され、可変剛性装置の吸収エネルギー量が減少するためである。この結果は、可変周期範囲と地震動の卓越成分の帯域特性の関係による非共振化の制震メカニズムと考えられる。

3.4.2 可変剛性装置の振動抑制効果への影響

case-M での 7 種類の配置形式における地震応答結果

Fig.3 Comparison of Maximum Response Values

Table 4 Comparison of Total Absorbed Energy by AC (case-Ⅲ) (*) : no control (tonf*cm)

	case-S	case-M	case-H
El Centro 1940(NS)	0.648 (0.237)	0.624 (0.222)	0.648 (0.114)
Taft 1952(EW)	1.399 (0.266)	1.117 (0.192)	0.883 (0.125)

から、配置形式の違いによる制震効果への影響を分析する。

(a) 最大応答値 (Fig.4)

case-I A, I B, I C と case-II A, II B, II C の同一導入個数での配置形式の違いと、case-I A, II A, III での導入個数の違いによる振動抑制効果への影響を検討する。
case-I いずれの地震動においても case-I A, I B の最大加速度応答は 300 cm/sec^2 、最大速度応答は 10 cm/sec 、最大変位応答は 0.5 cm 、最大層間変位は 0.4 cm 程度となる。しかし case-I C では最大応答値が大きく、タフト波ではエルセントロ波の 2.0 倍程度になる。
case-II いずれの地震動においても case-II A での振動抑制効果が最も大きい。また頂部を制御しない case-

Fig.4 Comparison of Maximum Response Values

ⅡB は case-ⅡA, ⅡC に比べ、振動抑制効果が悪い。

case-ⅠA, ⅡA, Ⅲ case-ⅠA は case-ⅡA, Ⅲ に比べ振動抑制効果が悪いが、case-ⅡA と case-Ⅲ では振動抑制効果に大きな違いはない。また地震動の違いも振動抑制効果に大きな違いを生じさせない。

以上の解析結果では、可変剛性装置は構造物の頂部に近い部位に設置するのが効果的であり、これは構造物における 1 次振動モードを抑制した効果と考えられる。

(b) 可変剛性装置の吸収エネルギー量 (Table 5)

次に case-ⅠA, ⅡA, Ⅲ での可変剛性装置の吸収エネルギー量の総量を比較する。エルセントロ波では、いずれの配置形式でも吸収エネルギー総量に差はないが、タフト波では、可変剛性装置の導入数が多いほど、吸収エネルギー総量は小さくなる。これは、可変周期範囲での地震動の周期成分の平均的な影響によるものと考えられる。

Table 5 Absorbed Energy by AC (tonf*cm) (*): no control

	EI Centro(NS)	Taft(EW)
case-ⅠA	0.624 (0.107)	1.507 (0.680)
case-ⅡA	0.632 (0.258)	1.255 (0.417)
case-Ⅲ	0.624 (0.222)	1.117 (0.192)

(c) 非定常スペクトルによる分析 (Fig. 5)

加速度応答時刻歴 3 層頂部の加速度応答時刻歴を検討する。線形状態 (図中点線) においては、エルセントロ波で 2.0 秒から 10.0 秒に、タフト波では 11.0 秒から 16.0 秒に定常的振動が見られる。制御状態 (図中実線) においては、エルセントロ波で 2.0 秒, 5.0 秒, 10.0 秒付近に、タフト波では 5.0 秒から 10.0 秒にパル式的振動が見られる。

非定常パワースペクトル これらの加速度時刻歴を非定常パワースペクトルで分析し、構造物の振動特性を分析する。解析条件は以下のように設定する。

(a) データ取込み時間: 2.0 秒

(b) FFT 解析時間: 10.24 秒

(c) 掃引時間間隔: 0.25 秒

線形状態においては、いずれの地震動でも 1 次振動モード (4.0 Hz) が卓越する。一方、制御状態においては、エルセントロ波では、継続時間軸上の 2.0 秒から 7.0 秒の範囲と 11.0 秒付近において 2.0 Hz から 5.0 Hz の周波数帯域に、タフト波では、継続時間軸上の 7.0 秒から 12.0 秒において 2.0 Hz から 4.0 Hz の周波数帯域に、各々複数の卓越成分が認められる。これらの周波数帯域は固有値解析で検討した可変周期範囲に対応している。

これらの応答特性を、同様な非定常スペクトルで分析した入力地震波の周波数特性 (Fig. 6) と比較すると、制御状態での卓越周波数成分は地震動の卓越成分と対応

Fig. 5 Nonstationary Property of Response Time History

している。この結果は、多周期特性と吸収エネルギー特性の制震メカニズムが、構造物の増幅特性を小さくすることで、共振振動や定常振動を抑制することを示している。

Fig.6 Nonstationary Property of Input Ground Motion

4章 結論

多層構造物に可変剛性装置を導入する際に、その配置形式が振動抑制効果に与える影響を数値解析的に評価した。まず制御規範として、各可変剛性装置を配置部位の振動状態に応じ個別制御する自律型適応制御を設定し、可変剛性装置の配置法として基礎連結法を定義した。

可変剛性装置を導入した多層構造物では、多周期特性と可変剛性装置の吸収エネルギー特性により、構造物の増幅特性が小さくなり、地震応答過程で危惧される共振振動を抑制できる。そして可変剛性装置を多層構造物に導入する際の、可変剛性装置の可変剛性値と配置形式の設定手順を示した。

そして多自由度系 DIB 数値解析シミュレータによる数値解析結果から、3層構造物の制震メカニズムを検証した。まず可変剛性値の大きさが振動抑制効果に与える影響を評価した。

(R-1) 最大応答値分布からは、基本構造物の剛性値程度の可変剛性値を設定すれば、大地震時においても構造物の健全性が保持できる範囲に応答を抑制できる。

(R-2) 可変剛性装置の吸収エネルギー量は、可変周期範囲における地震動の周波数成分に関係し、可変周期範囲が広いほど、地震動の卓越成分の影響を低減し、振動抑制効果が大きくなる。

次に可変剛性装置の導入個数と設置位置が振動抑制効果へ与える影響を評価した。

(R-3) 構造物における支配的な振動モードでの振幅の大きい部位を制御対象すると振動抑制効果が大きい。

(R-4) また制御系での加速度応答時刻歴の非定常パワースペクトルでは、地震動の周期成分とはほぼ一致する周期成分が見られることから、構造物の増幅特性が小さく、定常振動や共振振動が抑制されることを確認した。

(R-5) さらに吸収エネルギー総量は可変剛性装置の導入個数が多いほど小さく、(R-2) で説明した制震装置の必要性能が、可変周期範囲での地震動の周期成分の平均値で評価できることを確認した。

参考文献

- 1) 梅村 魁：新しい耐震設計，日本建築センター，1979 年
- 2) 小堀鐸二，南井良一郎：制震系の解析（制震構造に関する研究Ⅰ），日本建築学会論文報告集，第 66 号，pp. 253～256，1960 年 10 月
- 3) 小堀鐸二，南井良一郎：地震による構造物の非線形振動について（その 2，構造物力学特性の人為的非線型化過程），日本建築学会論文集，第 52 号，pp. 41～48，1956 年 3 月
- 4) 小堀鐸二，鎌形修一：予測型適応制御による可変剛性型制震システム（制震構造の研究），日本建築学会構造系論文報告集，第 416 号，pp. 125～133，1990 年 10 月
- 5) 小堀鐸二，鎌形修一：自律型適応制御による可変剛性型制震システム（制震構造の研究），日本建築学会構造系論文報告集，第 420 号，pp. 121～131，1991 年 2 月
- 6) 背戸一登：メカトロニクスにおける振動解析と制御法，第 652 回講習会，日本機械学会，1987 年 10 月
- 7) 古田勝久，川路茂保，美多 勉，原 辰次：メカニカルシステム制御，オーム社，1984 年
- 8) R. E. Bellman, L. A. Zadeh: Decision-making in a Fuzzy Environment, Management Science, Vol. 17, No. 4, pp. B141～B164, Dec. 1970
- 9) 野波健蔵：アクティブコントロールの基礎理論，土木学会・振動制御コロキウム，PART-A 構造物の振動制御，pp. 72～79，1991 年 7 月
- 10) B. Creamer, E. Tachibana, Y. Inoue: Application of the Fuzzy Theory for the Active Control of the Dynamic Response in Building Structures, Extended Abstract of IV-ICCCBE, pp. 329, July, 1991
- 11) 小堀鐸二，久保田俊彦，鎌形修一：DIB 設計体系の構築（その 8）AC 配置法（自律型適応制御による可変剛性型制震システム），日本建築学会大会学術講演梗概集，No. 2553, Vol. B, pp. 1105～1106，1991 年 9 月
- 12) T. Kobori: State-of-the-art Report Active Seismic Response Control, Proceedings of 9 WCEE, Vol. Ⅷ, pp. 435～446, Kyoto, Aug. 1988
- 13) T. Kobori, S. Kamagata: DIB Analytical Simulator-Active Seismic Response Control-, Proceedings of IV-ICCCBE, pp. 387～394, Tokyo, July 1991
- 14) T. Kobori, H. Kanayama, S. Kamagata: Rigidity Control System for Variable Rigidity Structure, United

State Patent, #4,964,246, Oct. 23, 1990

- 15) 武藤 清, 高瀬啓元, 上野弘道, 小林俊夫: 動力学における数値解析の研究 (その1, 2), 日本建築学会大会学術講演梗概集, No.2110-2111, pp.567~570, 1972 年

Appendix 収束計算における解析精度

可変剛性型制震システムによる剛性の変化に対して, 数値解析では時刻歴応答の各解析ステップで収束計算を採用している。そこで解析刻みと収束判定値が解析精度に与える影響を検討する。解析条件は, 本論の3章で設定した case-Ⅲ を制御構造物とし, エルセントロ 1940 (NS) を入力地震動とする。

A1. 収束判定値 (V_p) による影響

以下の4種類の収束判定値を設定し, 数値解析結果から解析精度と必要計算量を検討する。

case-A1: 0.001

case-A2: 0.0001

case-A3: 0.00001

case-A4: 0.000001

制御構造物頂部の加速度応答値を比較すると, いずれの収束判定値でも最大加速度応答値は有効4桁の範囲で一致する。また収束計算の総繰返し回数, 平均回数を比較すると, 収束判定値を小さく設定するに従い, 繰返し計算回数が増加する。本論では case-A3 の収束判定値を採用する。

Table A1 Comparison of Maximum Acceleration Response and Iteration Number

	Acc. cm/s ²	Iteration No.	
		Total	Ave.
case-A1	387.	5993	3.00
case-A2	387.	7227	3.61
case-A3	387.	7672	3.84
case-A4	387.	8836	4.42

A2. 解析刻み (dt) による影響

1970年代初期の超高層建築の耐震設計に, 始めて電子計算機を用いた動的応答解析が導入された。その際に, 各種の数値積分法における解析刻みと解析精度の関係が研究された¹⁵⁾。ここでは可変剛性装置による構造物の非線形振動を数値積分する際の, 解析刻みが解析結果に与える影響を検討する。

case-B1: 0.020 秒

case-B2: 0.010 秒

case-B3: 0.005 秒

case-B4: 0.002 秒

Table A2 Comparison of Maximum Acceleration Response and Absorbed Energy by AC

	Acc. (cm/s ²)		A. E. (tf*cm)	
	no c.	cont.	no c.	cont.
case-B1	446.	356.	0.124	0.278
case-B2	460.	324.	0.115	0.382
case-B3	465.	387.	0.113	0.484
case-B4	462.	397.	0.113	0.549

Fig. A1 Absorbed Energy and Restoring Property

制御構造物頂部での最大加速度応答値を比較すると, 線形系では case-B2, B3, B4 での違いは 1.0 % 以内であるが, 制御系では case-B3 と case-B4 で 2.5 % ほどの違いとなる。

次に可変剛性装置の吸収エネルギー総量を比較すると, 無制御系では case-B3, B4 で同じ値になるが, 制御系では解析刻み時間が小さいほど増加する (Table A2)。

可変剛性装置の剛性は, 解析刻みの1ステップ内で切替わると想定している。すなわち解析刻みは, 装置の応答特性を規定しており, 応答結果に影響を与える (Fig. A1)。本論では case-B3 の解析刻みを設定する。

(1991 年 11 月 7 日原稿受理, 1992 年 5 月 19 日採用決定)