

五重塔の心柱機構を応用した層損傷集中制御制震構造

手塚 武仁 平島 新一
(技術研究所) (技術研究所)

Structural Seismic Damage Control System Using the Shinbashira Mechanism of the Five- Storied Pagoda Structures

by Takehito Tezuka and Shinichi Hirashima

Abstract

The Structural Seismic Damage Control System having the energy bypass mechanism, which is for relieving the damage concentration of specific stories by referring to the Shinbashira mechanism of the wooden five-storied pagoda structure, is being proposed. The Structural Seismic Damage Control System is the structural system which will have performing the same effect as the Kan-Nuki effect of the Shinbashira mechanism. The Structural Seismic Damage Control System having the energy bypass mechanism is dominant the linear deformation response behavior on the seismic response of multi-mass shear system. By these structural characteristics, the Structural Seismic Damage Control System having the energy bypass mechanism have a good seismic performance on making weakness on response behavior occurred by plastic deformation capacity.

概 要

五重塔の心柱機構を参考に特定層への損傷集中を緩和するエネルギーバイパス機構を持つ層損傷集中制御制震構造を提案した。層損傷集中制御制震構造は心柱機構の門効果と同様の効果を発揮する構造であり、多自由度せん断型振動系の地震応答において直線状の応答が支配的である。これらの特性により、エネルギーバイパス機構を持つ層損傷集中制御制震構造は塑性変形能力に起因する応答の弱点を補う優れた耐震性能を持っている。

§ 1. はじめに

特定層に損傷が集中するような建物に比較して、建物全体に損傷が分散されるような場合にはエネルギー消費能力が高くなり、耐震性は優れたものとなる。通常に設計された建物では柱降伏型となる可能性が最も高く、各層に配分される損傷に不均衡が生じることは止むを得ないが、特定層の耐力劣化に結びつくような損傷集中は耐震設計上避けることが望ましい。不確定性の大きい塑性変形能力を持つ建物に上下に連なる弾性の変形制御部材を取り付けると、特定層の過大変形が制御され、弾性部材を通じて損傷を建物全体に分散することが実現できる。即ち、通常に設計された建物に比べ耐震性の優れた建物を実現できる。

また、性能設計は目標性能を規定し、目標性能との比較により耐震性を検証しようとする設計であるが、評価尺度としての応答変位を考えると、弾塑性振動する建物の応答変位は基本的に固有周期と耐力、

および入力地震動の関数となり、弾塑性域に亘る固有周期の伸びにより変形は増大し、弾塑性域での履歴による減衰により変形は減少する。地震応答解析を行えば比較的簡易に応答変位を求めることはできるが、多くの中小規模建物に地震応答解析を行う設計手法は適用し難いと考える。このような場合に、簡易な構造の変形制御部材を取り付けることで、振動特性を制御することも一つの方法であり、その結果として耐震性能の検証方法の確実性が向上し、性能保証を確かなものとすることは意味をもつものと考ええる。

筆者等是不確定性の大きい鉄筋コンクリート(RC)構造建物の塑性変形能力に起因する建物の各層の損傷の不均衡を制御する構造として、木造五重塔の耐震メカニズムをヒントとして弾性部材となる剛棒体機構を建物に取り付けた「層損傷集中制御制震構造」の地震応答特性を明らかにしている^{1)~3)}。剛棒体機構は五重塔の心柱の効果、即ち地震横力を受けた時に各層に門のような作用をして建物各層の変形を均

等化する特性を持ち、特定層の過大变形を制御して損傷を建物全体に分散することを実現する。また、建物の応答性状は門効果により直線モードが支配的となり、弾塑性域に亘り各層の層間変形と繰り返し数が規定されることから、多層建物を縮約することが簡単となり、弾塑性振動する多層建物の応答変位を簡略に評価できることを特徴としている。

本報告では、層損傷集中制御制震構造の特性を動的解析により明らかにする。また、応答変位に基づく耐震性能評価の一つの方法として、剛棒体機構の特性を利用して多層RC構造建物を等価1質点系に縮約して、振動系のエネルギーの釣り合いから応答変位が簡便に求められることを明らかにする。

層損傷集中制御制震構造の構造特性と、構造特性を利用して耐震性能の検証が簡易に行えることを提案することが本報告の目的である。

§ 2 . 層損傷集中制御制震構造

2 . 1 層損傷集中制御制震構造の概要

層損傷集中制御制震構造とは図-1に示すように建物外壁面に沿って、建物頂部と基部で剛棒(曲げ棒)体をピン接合し、中間層では建物とせん断力のみを伝達するように接合した構造である。中間弱層に地震損傷が集中するような場合には五重塔の心柱のメカニズムと同じエネルギーバイパス機構としての働きを剛棒体が行い、各層の損傷状態を均等化する構造である。変形が直線モードから大きく外れる弱層の負担する地震エネルギーを他の層に分散し、建物全体で地震エネルギーを消費するように作用する特性を剛棒体機構は発揮する。

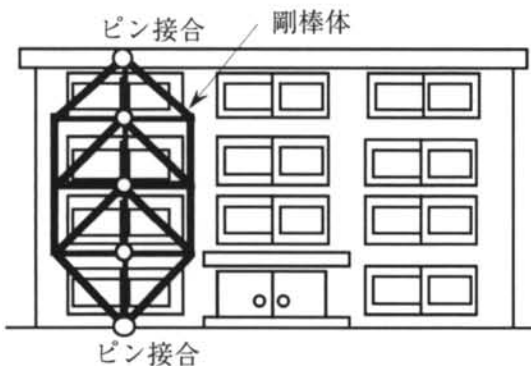


図-1 層損傷集中制御制震構造

2 . 2 層損傷集中制御制震構造の特性

層損傷集中制御制震構造を建物に適用した場合の特性を、図-2のモデルで示す。建物モデルは多質点振動系を縮約したモデルを意図しており、質量比

が1:2であり、バネ定数の比が1:1の等価せん断型振動系とする。ここでは、図-2の振動系に1g(g:重力加速度)の水平力が加わった静的な場合と、質量を $m = 10\text{KNs}^2/\text{cm}$ として、原建物の基本周期を中低層のRC構造建物を想定して $T = 0.5$ 秒として、観測地震動記録波ElCentro1940NSと、Hachinohe1968NSを用いて応答計算(各々、入力最大速度50kine、地震継続時間30秒)を行った弾性解析について示す。解析では剛棒体は建物と剛床仮定の成り立つバネ(図-2中の黒塗り部材)で接続されるものとした。

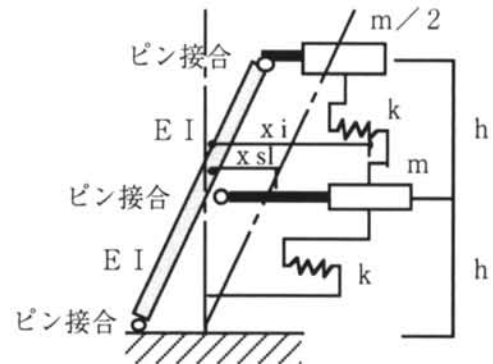


図-2 層損傷集中制御制震構造の解析モデル

1) 変位比

エネルギーバイパス機構としての作用をする剛棒体は、建物に比較すると質量の影響は無視でき、建物と剛棒体が一体挙動する時の図-2の振動系の剛性マトリックスは(1)式で表すことができる。

$$\begin{bmatrix} k + (k' / 8) & -k - (k' / 4) \\ -k - (k' / 4) & 2k + (k' / 2) \end{bmatrix} \quad (1)$$

$$k' = 12EI / h^3 \quad (2)$$

ここで、 k :建物のバネ定数、 EI :剛棒体の曲げ剛性、 h :階高

剛棒体の曲げ剛性 EI を(2)式のバネ k' とおいた時に、1gの水平力が加わった時の図-2に定義する変位と(1)式の剛性マトリックスを用いて変位比 Δ 求めると(3)式が得られる。バネ定数の比(k' / k)をパラメーターとした時の(3)式の変位比 Δ を図-3に示す。

$$\text{変位比 } \Delta = X_i / X_{sl}$$

$$= \{6 + (k' / k)\} / \{4 + (k' / k)\} \quad (3)$$

ここで、 X_i :質点 m の変位、 X_{sl} :頂部と基部を繋ぐ直線性から決まる質点 m の変位

(3)式は建物と剛棒体が剛床仮定により一体挙動

した時に、建物の変位が頂部と基部を繋ぐ直線からずれる比率を表している。また、図-3中の○印と●印は応答計算での応答変位により求めた変位比 Δ を示している。(3)式によると剛棒体の曲げ剛性が大きくなると変形は直線に漸近することを示しており、剛棒体の曲げ剛性 $E I$ が ∞ の時には変形は完全に直線となる。応答解析の結果から動的状態においても、剛棒体が曲げ剛性 $E I$ に比例して門効果を発揮し応答性状を支配することが理解できる。

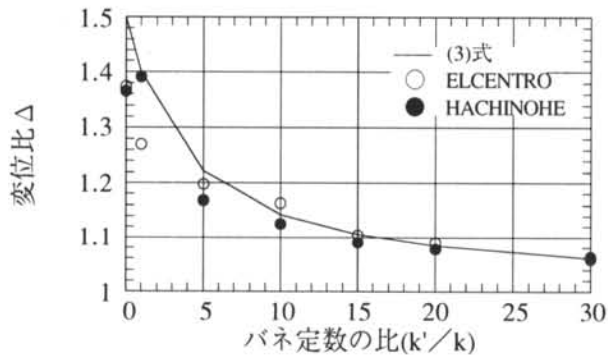


図-3 変位比 Δ の特性

2) 剛棒体および接続バネの応力

層損傷集中制御制震構造について、剛棒体および建物と剛棒体を繋ぐ接続バネ(図-2中の黒塗り部材)の伝達応力について着目して示す。図-4は前記の応答計算の結果により、剛棒体が負担するベースシャ Q_B を建物のベースシャ Q_F で除した値、および建物中間階から接続バネを通じて剛棒体に伝達される応力(接続バネの伝達せん断力 Q_I)を、建物のベースシャ Q_F で除した値を示している。

バネ定数の比(k'/k)が大きくなると剛棒体に伝達され負担する応力が大きくなるものの、 $k'/k \geq 10$ では剛棒体の負担する応力はほぼ収斂する。剛棒体の剛性が大きくなり、 $k'/k \geq 10$ となった場合には建物の変形はほぼ直線状となり、中間階の質点 m の変位が制御される結果、接続バネを通じて剛棒体に伝達される応力はほぼ一定値に収斂する。

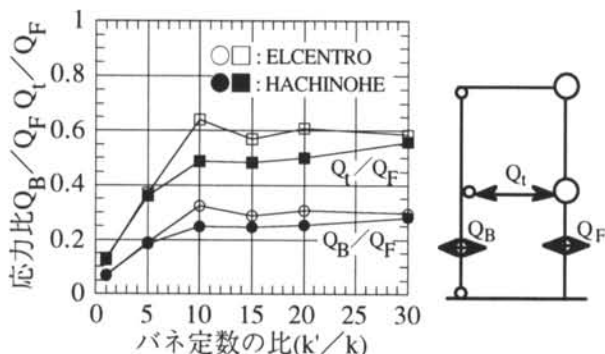


図-4 剛棒体および接続バネの応力

$k'/k \geq 10$ の範囲で剛棒体の剛性をあまり大きくしても発揮するエネルギーバイパス機構としての特性はほとんど変わらないと言える。

3) 基本周期の変動

構造物の損傷に寄与する地震エネルギー入力は総質量と固有周期により概ね決まるために、固有周期は動的特性の主要なパラメーターである。剛棒体を取り付けられた振動系では剛棒体の曲げ剛性が建物のせん断剛性に単純に累加される訳ではないが、建物の変形を直線状にする拘束が働くために基本周期は短くなる。

ここでは、固有値計算を行い剛棒体の曲げ剛性が基本周期に及ぼす影響を検討する。図-2の振動系に対してバネ定数の比 k'/k をパラメーターとした基本周期を求め、計算結果を表-1に示す。

バネ定数の変動に比較すると基本周期の変動は僅かであり、剛棒体機構は門効果により損傷集中の緩和に対して主な作用をすると言える。

k'/k	1	5	10	15	20	30
基本周期(s)	0.497	0.486	0.482	0.480	0.479	0.478

原建物の基本周期 $T=0.5(s)$

表-1 基本周期の変動

以上の検討より、層損傷集中制御制震構造の剛棒体機構は、木造層塔の心柱の門効果と同様の効果を建物に果たす構造であることを理解できる。

剛棒体の曲げ剛性については、建物剛性の10倍程度までの範囲では比例的に建物の変形を制御する効果を及ぼすものの、10倍を越える範囲については曲げ剛性を著しく大きくしても建物の変形を拘束する効果はほとんど変わらないと言える。

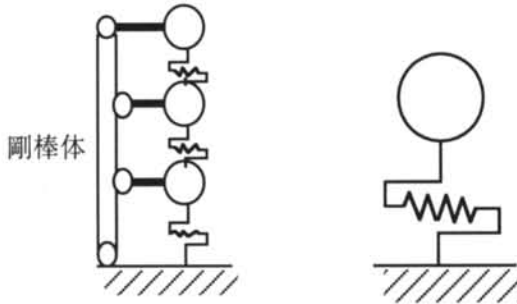
§ 3. 層損傷集中制御制震構造の耐震性評価

3.1 評価モデルの設定

層損傷集中制御制震構造は図-1に示すように建物の頂部と基部ではピン接合とし、中間層では建物とせん断力のみを伝達するように剛棒体を建物に取り付けた構造である。多層建物の応答性状が直線モードとなるためには、多層建物の平均バネ定数 K に対して剛棒体は $(5 \sim 10)K$ の剛性を持つ必要があることを2.2節で明らかにした。剛性を $5K$ 以上とした場合には、剛棒体の変形制御効果により、建物の応答は固有一次モード(直線モード)が支配的となることから、層損傷集中制御制震構造について、

図-5に示すように等価せん断型弾塑性振動を行う多自由度系モデルを固有一次モードにより縮約して応答性状を評価する方法を示す。縮約による精度の検証は後に4.1節で多自由度系の応答による精密解との照合により行う。なお、剛棒体は曲げせん断棒としてモデル化する。

質点系の運動方程式(4)式の両辺に固有一次モード $\{1, u\}$ を乗じ、両辺を $\{1, u\}^T[m]\{1\}$ で除すと(5)式が得られる。



多自由度系モデル 縮約等価1質点系モデル

図-5 振動モデル

$$[m]\{\ddot{x}\} + [c]\{\dot{x}\} + [k]\{x\} = -[m]\{1\}\ddot{x}_0 \quad (4)$$

$$\frac{\{1, u\}^T[m]\{\ddot{x}\}}{\{1, u\}^T[m]\{1\}} + \frac{\{1, u\}^T[c]\{\dot{x}\}}{\{1, u\}^T[m]\{1\}} + \frac{\{1, u\}^T[k]\{x\}}{\{1, u\}^T[m]\{1\}} = -\ddot{x}_0 \quad (5)$$

ここで、層損傷集中制御制震構造の特性として、(6)式に示すように「質点系の応答変位 $\{x\}$ が固有一次モード(直線モード)に比例する」と仮定でき、運動方程式(5)式は(7)式の等価変位 X を用いて、(8)式の等価1質点系に縮約されることとなる。時刻関数である等価変位 X はモード変位であり、建物全体の重心の運動に近似する。

$$\{x\} = \alpha \{1, u\} \doteq \alpha \{u'\} \quad (6)$$

$$X = \{1, u\}^T[m]\{x\} / \{1, u\}^T[m]\{1\} \quad (7)$$

$$\ddot{X} + C_c \dot{X} + K_k X = -\ddot{x}_0 \quad (8)$$

ここで、 $\{1, u\}$: 固有一次モード、 $\{u'\}$: 直線モード

$$C_c = \{1, u\}^T[c]\{1, u\} / \{1, u\}^T[m]\{1, u\}$$

$$K_k = \{1, u\}^T[k]\{1, u\} / \{1, u\}^T[m]\{1, u\}$$

剛棒体を含む多自由度系の固有一次周期を T_1 として、縮約等価1質点系の弾性剛性 K_0 は(9)式で与えられる。

$$K_0 = \{1, u\}^T[k]\{1, u\} / \{1, u\}^T[m]\{1, u\} = (2\pi / T_1)^2 \quad (9)$$

また、弾塑性履歴を受ける復元力 $\{R\}$ は(10)式で表されることから、縮約等価1質点系モデルの復元力特性は以下のように考える。各層のせん断力が Q_c に達した時の水平力の分布 $\{R_c(x)\}$ により縮約等価1質点系モデルの復元力特性の折点 $R_c(X)$ を決め、各層のせん断力が Q_y に達した時の水平力の分布 $\{R_y(x)\}$ から縮約等価1質点系モデルの復元力特性の折点 $R_y(X)$ を決める。 $R_c(X)$ および $R_y(X)$ は(11)~(12)式となる。

$$\{R(x)\} = [k]\{x\} \quad (10)$$

$$R_c(X) = \{1, u\}^T\{R_c(x)\} / \{1, u\}^T[m]\{1\} \quad (11)$$

$$R_y(X) = \{1, u\}^T\{R_y(x)\} / \{1, u\}^T[m]\{1\} \quad (12)$$

$$\text{ここで、} {}_i R_c(x) = {}_i Q_c(x) - \sum_{i+1} Q_c(x)$$

$${}_i R_y(x) = {}_i Q_y(x) - \sum_{i+1} Q_y(x)$$

i : 層番号

縮約等価1質点系モデルの等価変位 X が求められた時に、層損傷集中制御制震構造の建物各階の応答性状 $\{x\}$ は(6)式の仮定により、直線モードに比例する値として(13)式のように求められる。

$$\{x\} = \alpha \{1, u\} = \beta X \{1, u\} \quad (13)$$

ここで、 X : 縮約系の応答等価変位、 β : 刺激係数 $\{1, u\}^T[m]\{1\} / \{1, u\}^T[m]\{1, u\}$ 、 $\{1, u\} = \{u'\}$: 直線モード

3.2 地震応答の評価方法

1) 塑性エネルギースペクトルの定義

RC構造建物についても地震により入力されるエネルギーを建物が消費すると考えた評価が成り立ち、地震により建物に入力されるエネルギーは(14)式の等価速度 V_E で表され、等価速度 V_E は固有一次周期の関数となることが指摘されている⁴⁾。

$$V_E = \sqrt{2U/M} \quad (14)$$

ここで、 U : エネルギー入力、 M : 建物の総質量

鉄骨構造はエネルギー消費が明確であり、エネルギーを基とした設計が早くから確立されていたものの、塑性変形能力が大きい長周期領域では弾塑性系のエネルギー入力が弾性系のそれに収束するものの、塑性変形能力が乏しいまたは短周期領域でのエネルギー入力は弾性系のエネルギー入力より大きくなる(Housner仮説の限界)ことが指摘されている^{4)~5)}。RC構造に関する検討によると、固有周期と等価速度 V_E の関係を求めると、弾性系(減衰10%)の入力スペクトルと相似であり、固有周期をシフトするこ

とで弾塑性系の等価速度 V_E と弾性系の入力スペクトルとが一致し、シフトした等価固有周期を用いることで弾性系(減衰10%)の入力スペクトルにより弾塑性系のエネルギー入力求められることが指摘されている⁹⁾。

これらの既往の研究では、弾性系(減衰10%)の入力スペクトルに基づいて弾塑性系のエネルギー入力求められるとするものの、RC構造で短周期($T \leq 0.5$ 秒)の場合にはスペクトルの係数や等価固有周期によるシフトが必要であり、地震入力特性や建物の降伏耐力などに関し幅広く検討されてはいない。

一方、弾塑性系のエネルギー入力は短周期構造物に対しては降伏耐力が高いほど大きく、長周期構造物に対しては降伏耐力が低いほど大きくなり、設計される建物の終局耐力と大きくは隔たらない値を持つと考えられる。固有周期をパラメータとして降伏耐力に係わらずエネルギー入力の最大値をとることで、安全側に包絡したエネルギー入力分布が得られると類推され、これを「塑性エネルギースペクトル」と呼ぶ。塑性エネルギースペクトルは鉄骨構造(バイリニアモデル)やRC構造(武田モデル)など復元力特性に影響されない特性をもっている。

塑性エネルギースペクトルを層損傷集中制御制震構造の弾塑性地震応答性状を推定する時のエネルギースペクトルと考え、以下の仮定のもとに塑性エネルギースペクトルを求める。

復元力特性: 図-6のTri-Liner 武田モデル
 $Q_y = C_s \cdot W$, $Q_c = Q_y/3$, W : 重量
 $\alpha_1 = 0.4$, $\alpha_2 = 0.01$

降伏耐力係数: $C_s = 0.2, 0.3, 0.4$

地震波: 直下型および海洋型の代表的観測記録波
 (最大速度を50kineに基準化、継続時間30秒)

$V_p = \sqrt{2U_p/M}$, $U_p = \int kx \dot{x} dt - U_s$
 M : 総質量, U_s : 弾性エネルギー

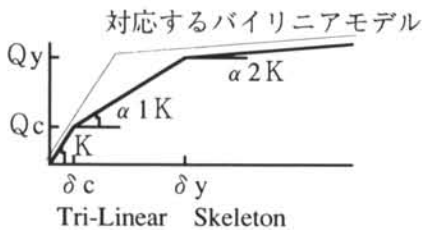
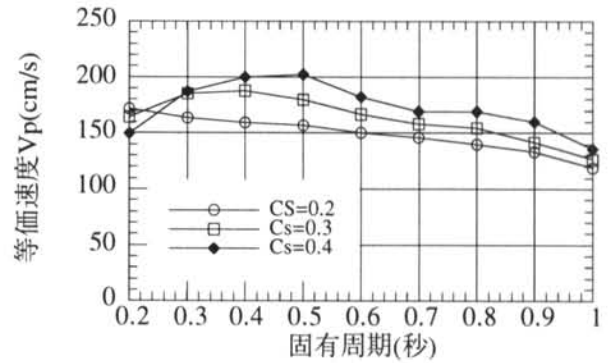


図-6 RC構造を想定したTri-Liner 武田モデル

図-7はRC構造(武田モデル)に対する非減衰系の履歴エネルギーの等価速度 V_p (ここでは V_E に等しい)を示す。弾性固有周期 T に対して V_p の最大値を包絡したエネルギー分布が塑性エネルギースペクトルとなる。

地震波: ELCENTRO1940NS(50kine)



地震波: HACHINOHE1968NS(50kine)

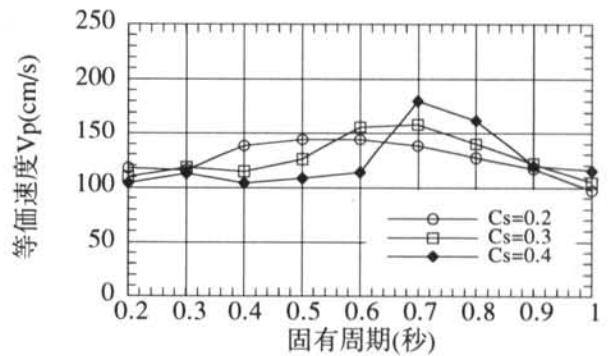


図-7 RC構造の履歴エネルギーによる等価速度

2) エネルギーに基づく地震応答の評価

弱層が存在する多層建物では、耐力に余裕がある層が存在しても、弱層で地震エネルギーが消費される特性があり、通常の建物を含め全体としての地震エネルギー消費は各層の耐力の関係による影響は少なく、塑性エネルギースペクトルに近似すると考えられる。塑性エネルギースペクトルと建物の応答を結びつけるためには、最大応答変形など損傷の程度および弾塑性履歴の繰り返し数と塑性エネルギースペクトルを関連づける必要があり、(15)式の関係を考える。

$$U = U_0 \times N \quad (15)$$

ここで、 U : 塑性エネルギースペクトル、 U_0 : 図-8に示す半サイクルの履歴面積、 N : 繰り返し数

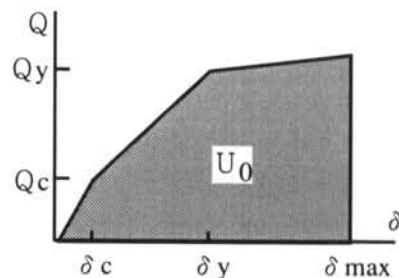


図-8 損傷と関係する半サイクルの履歴面積

U_0 は最大応答変形 δ_{max} により決まり、履歴繰り返しの中での最大値を意味する。また、塑性エネルギースペクトル U は(16)式のように考えることができ、(16)式を変形すると(17)式を得る。

$$U = \int Q_y d\delta_p = \eta Q_y \delta_y \quad (16)$$

$$U = (Q_y \delta_{max}) \times (\eta / \mu) \quad (17)$$

ここで、 Q_y : 降伏耐力、 δ_p : 累積塑性変形、 δ_y : 降伏変形、 η : 累積塑性変形倍率(= δ_p / δ_y)、 μ : 塑性率(= δ_{max} / δ_y)

N を「繰り返し数」と定義するが、 N は建物の損傷と弾塑性最大変位を関連づける指標であり、(17)式の関係から N は (η / μ) に比例する量である。塑性エネルギースペクトルに対応する μ と η の関係を整理すると図-9を得る。既往の研究⁴⁾では正負の平均値として η を定義しており、図-9では正負の偏りを無視し $\eta' = \eta / 2$ とした。なお、図-9では比較の為に図-6に示した武田モデルと初期剛性および Q_y が対応するバイリニアモデルを設定して μ と η の関係を示した。完全弾塑性系に対しては $\eta' / \mu' = 2$ (ただし、 $\mu' = \mu - 1$) が安全側の予測値となることが指摘されている⁴⁾。図-9の関係から(15)式の繰り返し数 N はバイリニアモデルとか武田モデルなど復元力特性に影響されない量であると考えられる。ここでは固有周期 T と関係づけた安全側包絡値として繰り返し数 N を求める。解析に用いた地震波 ElCentro1940NS および Hachinohe1968NS に対して、RC 構造建物(復元力特性が武田モデル)に関する N を求めると、図-10に示すように地震波の特性に係わらず N は大凡固有周期 T の関数となり、包絡式として(18)式を得る。(18)式の包絡式により求められる N と、塑性エネルギースペクトル U に対応する $\eta \sim \mu$ の関係の平均値(19)式を求め図-9に示した。(19)式はRC構造(武田モデル)に関する安全側の予測値を与えるものと考えられる。

$$N = -7.33T + 8.06 \quad (18)$$

$$\eta' / \mu' \cong 2.6 \quad (19)$$

ここで、 N : 繰り返し数、 T : 固有周期(秒)

塑性エネルギースペクトル U および繰り返し数 N が確定すると、(15)式で求められる履歴エネルギー U_0 により最大応答変形 δ_{max} が評価でき、層損傷集中制御制震構造の建物各階の応答性状 $\{x\}$ は仮定により、 $X = \delta_{max}$ とおき直線モードに比例する(13)式の関係により求められる。

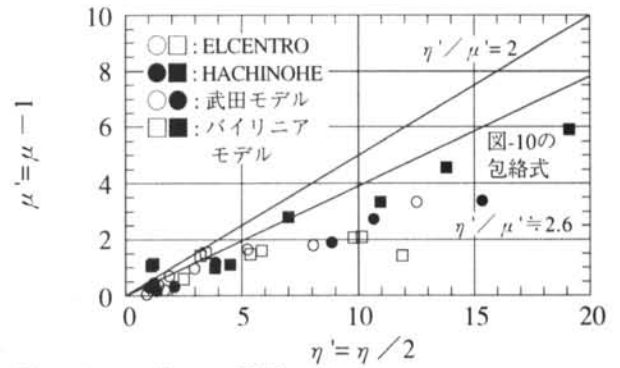


図-9 μ と η の関係

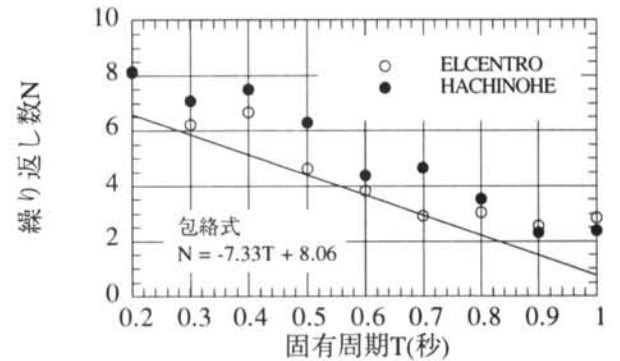


図-10 繰り返し数 N

3) ダンパーが設置された場合の地震応答の評価
ダンパーの効果は減衰定数 h により評価できる。非減衰系の履歴エネルギーの等価速度 V_p に対して(20)式の関係式⁴⁾を準用してダンパーが設置された時の等価速度 $V_p(h)$ を求める。図-7に解析結果を示した振動系に対して、減衰定数 h に相当するダンパーを設置した場合の解析を行うと図-11を得る(図中の■印)。図-11において、 $h=0(\%)$ が非減衰系の $V_p(h=0)$ を表し(図中の□印実線)、 $h=3, 10, 20(\%)$ の実線が(20)式の関係式を表している。地震波および降伏せん断力係数に係わらず、(20)式の関係が大凡成り立つが、ここでは地震波が ElCentro で、降伏せん断力係数が $C_s=0.3$ の場合の結果を示した。

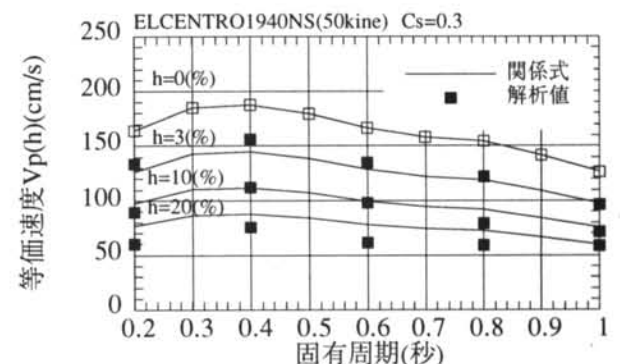


図-11 ダンパーがある場合の等価速度 $V_p(h)$

$$V_p(h) = V_p(h=0) / (1 + 3h + 1.2\sqrt{h}) \quad (20)$$

ここで、 $V_p(h=0)$: 非減衰系の等価速度、 h : 減衰定数

§ 4 . 層損傷集中制御制震構造の適用

4 . 1 評価モデル設定の検証

3階建てRC構造建物に剛棒体(図-1の剛棒体をH-400×400×13×21で組み立てたトラス構造)を設置した層損傷集中制御制震構造の3自由度系の地震応答を、縮約等価1質点系モデルの地震応答と比較することで、(8)式に示した層損傷集中制御制震構造の評価モデルの設定を検証する。対象としたモデル建物は張間方向が耐震壁付きのラーメン構造であり、桁行方向はラーメン構造の3階建てであり、いわゆる基準法第一世代のRC構造建物である。検証は建物の桁行方向について行い、復元力特性は武田モデル(除荷時の剛性低下パラメーターは0.4)とし、振動諸元を表-2に示す。

3自由度系の固有周期は $T_1 = 0.188$ (秒)であり、縮約等価1質点系の弾性剛性は $K_0 = 1115.1$ (1/s²)となる。固有一次モード $\{1, u\}$ として3自由度系の固有値解析での固有一次モードをとった場合、および固有一次モード $\{1, u\}$ を直線と仮定した場合の復元力特性は以下となる。

固有値解析モード縮約系 $R_c(X) = 113.9$ (cm/s²)

$R_y(X) = 473.4$ (cm/s²)

直線モード縮約系

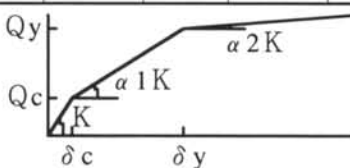
$R_c(X) = 113.8$ (cm/s²)

$R_y(X) = 480.3$ (cm/s²)

剛性低下率 : $\alpha_1 = 0.748$ 、 $\alpha_2 = 0.024$ (各層の平均値)

質点位置	重量 W(KN)	バネ定数 K(KN/cm)
3	11100	53000
2	14700	64000
1	12100	83000

層	Q_c (KN)	δ_c (cm)	Q_y (KN)	δ_y (cm)	α_1	α_2
3	1320	0.025	7260	0.2	0.640	0.017
2	3190	0.05	12900	0.25	0.765	0.030
1	4170	0.05	16400	0.225	0.840	0.024



Tri-Linear Skeleton

表-2 3階建てRC構造建物の振動諸元

1) 非減衰時の応答

建物自体の減衰を無視した(非減衰)時の応答解析の比較を図-12に示す。各々の解析モデルでの履歴エネルギーの等価速度は表-3のようになる。

ここで、履歴エネルギー $U_p = \int kx\dot{x}dt - U_s$

履歴エネルギーの等価速度 $V_p = \sqrt{2U_p/M}$

U_s : 弾性エネルギー、 M : 総質量

2) ダンパー設置時の応答

次に建物は非減衰として、減衰項として各階にダンパー($C=900$ KN s/cm)が設置されている場合について応答を比較する。縮約等価1質点系モデルの減衰係数は、固有値解析モードを与えた場合には、 $C_c = 14.24$ (1/s)となる(等価減衰定数で $h=21.3\%$)。また、直線モードを与えた場合には、 $C_c = 15.20$ (1/s)となる(等価減衰定数で $h=22.8\%$)。応答解析の比較を非減衰時の応答の場合と比較して図-12に、減衰エネルギーの等価速度を表-4に示す。

ここで、減衰エネルギー $U_d = \int c\dot{x}^2dt$

減衰エネルギーの等価速度 $V_d = \sqrt{2U_d/M}$

M : 総質量

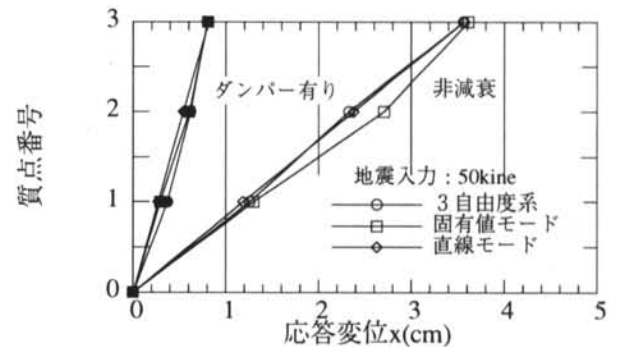


図-12 応答結果の比較(地震ElCentro1940NS)

解析モデル	V_p
3自由度系	119 (cm/s)
固有値解析モード縮約系	128 (cm/s)
直線モード縮約系	126 (cm/s)

表-3 非減衰時の履歴エネルギーの比較

解析モデル	V_p	V_d
3自由度系	31.7 (cm/s)	77.0 (cm/s)
固有値解析モード縮約系	30.4 (cm/s)	80.4 (cm/s)
直線モード縮約系	27.4 (cm/s)	79.9 (cm/s)

表-4 ダンパー設置時のエネルギーの比較

以上の検証より、層損傷集中制御制震構造の多自由度振動系を(8)式に示した縮約等価1質点系モデルに置換して解析することにより、弾塑性域に亘る

応答変位およびエネルギー消費に対してはほぼ満足する解析結果を得ることができる。縮約等価1質点系モデルの振動諸元を求める時の簡略化を考えると、固有一次モードを直線と仮定してもダンパーなど減衰要素がある場合に対しても、ほぼ妥当な解析結果が得られると言える。

以下の検討では層損傷集中制御制震構造の評価モデルの設定時に固有一次モードを直線と仮定する。

$$\{u\} = \{u'\}, \{u'\} : \text{直線モード}$$

4.2 多層RC構造建物への適用

解析モデルは11階建てRC構造集合住宅であり、振動諸元を表-5に示す。ここでは層損傷集中制御制震構造の構造特性を利用して耐震性能の検証が簡易に行えることを示すことが目的であり、建物自体の減衰は無視する(非減衰)。剛棒体はH-300×300×10×15で組み立てたフレーム(4構面に設置し等価剛性は $\Sigma I = 9.096 \times 10^7 \text{cm}^4$ 、建物平均剛性の10倍)であり、また応答低減の目的で取り付けられる制震ダンパーは、減衰力2000(KN)のオイルダンパーを各階に8台設置する(等価減衰定数 $h = 21.5\%$)。

地震時建物総重量 $\Sigma W = 70170 \text{ (KN)}$
 建物の復元力特性 武田モデル ($\beta = 0.4$)
 固有一次周期 $T = 0.397 \text{ (秒)}$
 入力地震波 観測記録波(最大速度: 50kine)

位置(層)	重量 (KN)	バネ定数 K (KN/cm)	Q_c (KN)	Q_y (KN)	α_1	α_2
11	7910	37600	5040	5770	0.0863	0.001
10	5470	49500	6430	8320	0.1168	0.001
9	5550	57500	7470	10600	0.1180	0.001
8	5550	64600	8390	12600	0.1201	0.001
7	5600	71300	9280	14500	0.1259	0.001
6	5610	77100	10100	16100	0.1310	0.001
5	5770	82100	10900	17700	0.1376	0.001
4	5800	88200	11800	19000	0.1472	0.001
3	5930	97000	13100	20300	0.1614	0.001
2	7200	104000	16000	21400	0.1457	0.001
1	9780	84800	18500	22900	0.1391	0.001

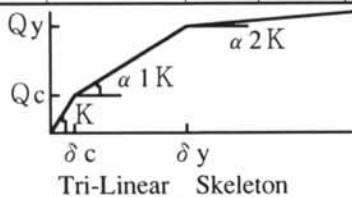


表-5 建物の振動諸元

評価モデルの振動諸元は下記となる。

$$K_0 = 249.2(1/s^2)$$

$$C_c = 6.788(1/s)$$

$$Rc(X) = 284.5(cm/s^2)$$

$$Ry(X) = 411.3(cm/s^2)$$

$$\alpha_1 = 0.1299 \quad \alpha_2 = 0.001$$

解析した入力地震波(50kine)に対して、定義した塑性エネルギースペクトルの等価速度 V_E を整理すると図-13が得られる。縮約等価1質点系モデルの振動諸元を用いて固有周期が $T = 0.4$ (秒)として塑性エネルギースペクトルによる応答量を推定する。塑性エネルギースペクトルによる応答量は、 V_E により振動系へのエネルギー入力を推定し、図-10の結果を用いて弾塑性履歴の繰り返し数と関係する N より、 $U_0 = U_p/N$ として損傷の程度と関係付けるエネルギー入力 U_0 を求める。

ダンパーが取り付けられている場合については、効果を減衰定数 h により評価でき、非減衰($h=0$)の場合をもとにして(20)式で表した準用式により、ダンパーが設置された時の等価速度を求めることができる。

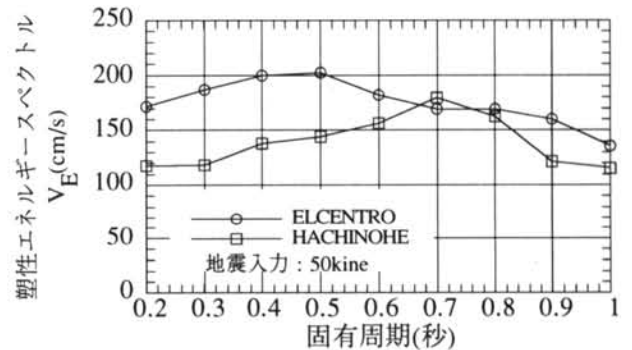


図-13 塑性エネルギースペクトル

地震波: ElCentro1940NS - $V_E = 200 \text{ (cm/s)}$

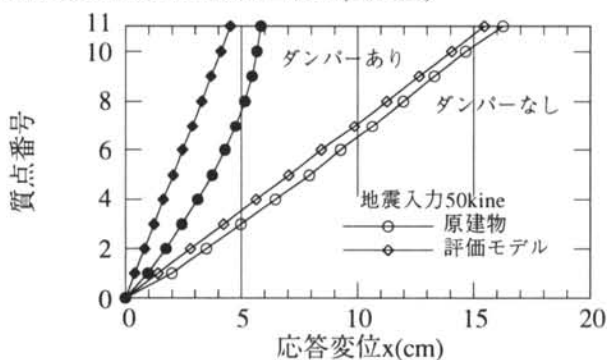
- (1)ダンパー無し $U_p = 20000 \text{ (cm/s)}^2$
 $U_0 = U_p/N = 3900 \text{ (cm/s)}^2$
 $\delta_{\max} = 10.87 \text{ (cm)}$
- (2)ダンパー有り $U_p = 4130 \text{ (cm/s)}^2$
 $(h = 21.5\%) \quad U_0 = U_p/N = 805 \text{ (cm/s)}^2$
 $\delta_{\max} = 3.17 \text{ (cm)}$

地震波: Hachinohe1968NS - $V_E = 138 \text{ (cm/s)}$

- (1)ダンパー無し $U_p = 9552 \text{ (cm/s)}^2$
 $U_0 = U_p/N = 1864 \text{ (cm/s)}^2$
 $\delta_{\max} = 5.88 \text{ (cm)}$
- (2)ダンパー有り $U_p = 1971 \text{ (cm/s)}^2$
 $(h = 21.5\%) \quad U_0 = U_p/N = 384 \text{ (cm/s)}^2$
 $\delta_{\max} = 1.89 \text{ (cm)}$

塑性エネルギースペクトルを用いた応答 X に対して(13)式を用いることで建物高さ方向の変位分布 $\{x\}$ が得られ、建物各階での応答変位の比較を図-14に示す。以下、図中の「原建物」とは表-5の振動諸元を持つ多自由度系の応答変位であり、「評価モデル」とは3.2節で言及した計算方法による結果である。層損傷集中制御制震構造を評価モデルにより解析することはダンパーの効果を含め満足でき、また3.2節で述べた計算方法により塑性エネルギースペクトルを用いた応答評価が大凡可能であると言える。

地震波：ELCENTRO1940NS(50kine)



地震波：HACHINOHE1968NS(50kine)

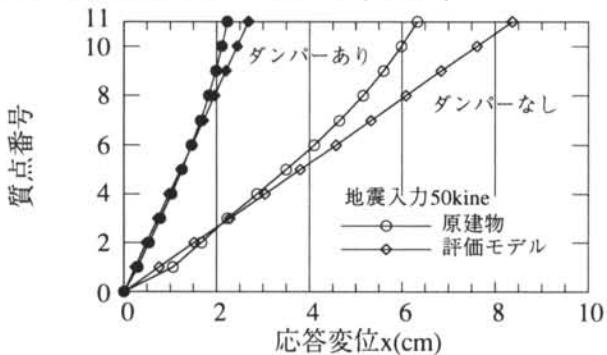


図-14 地震応答結果の比較

層損傷集中制御制震構造では剛棒体の制御効果により、直線モードが支配的となる建物の応答性状を図-14の解析結果からも理解できる。このことは、建物各階の応答最大値に対する位相差がないことを意味しており、各階の応答最大値の生起時刻は一致することとなる。

このため、塑性エネルギースペクトルを用いた評価モデルでの応答により、建物各層の応答せん断力を求めるには、(13)式により各層の層間変位を求め、各層の $Q \sim \delta$ 復元力特性を用いて各層の分布を求めることができる。応答が大きい地震波がElCentroの場合に対する応答せん断力の分布の比較を図-15に示す。

また、多自由度系(図-14での原建物)による応答解析の結果により剛棒体の応力を求めると図-16を得る。剛棒体の負担せん断力(4構面合計)は、建物各層のせん断耐力を Q_y として、ダンパーがない場合には $(0.14 \sim 0.68)Q_y$ 、ダンパーがある場合には $(0.04 \sim 0.39)Q_y$ となる。剛棒体左右の弦材で曲げモーメントを負担するとした時の鋼材の応力は $\sigma / f_c = 0.77$ (ダンパーがない場合)、または 0.39 (ダンパーがある場合)である (σ : 鋼材の軸応力度、 f_c : 鋼材の短期許容応力度)。

図-1に示したように剛棒体は建物の頂部と基部でピン接合され、中間層ではせん断力のみを伝達し、回転変形は拘束しないバネで接続された構造である。このため原建物の応答変形 $\{x\}$ が完全に直線分布となる場合には剛棒体の効果はなく、応力も発生しないが、建物各層の変形が均等でない場合には、応答変形 $\{x\}$ への制御反力としての応力が剛棒体に発生する。剛棒体は動的状態で、かつ建物各層の変形が均等でない場合に効果を発揮し、剛棒体を受ける応力は原建物を持つ応答性状と剛棒体の制御性に依存する。今回の解析モデルでは剛棒体の負担せん断力は最大で建物耐力の $0.68Q_y$ 程度となり、剛棒体の構造により鋼材の応力は短期許容応力度の範囲内であった。建物各層の応答せん断力分布の評価が評価モデルにより大凡可能である。

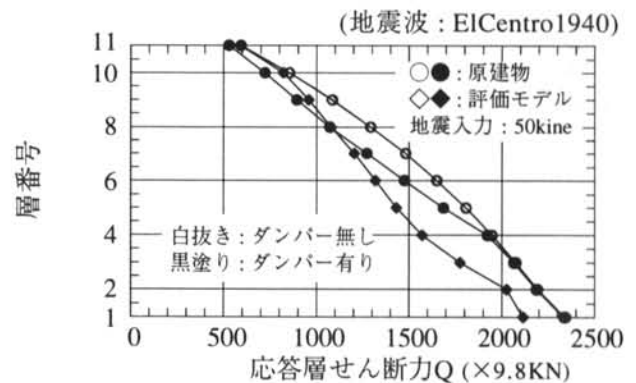


図-15 建物各層の応答せん断力の分布

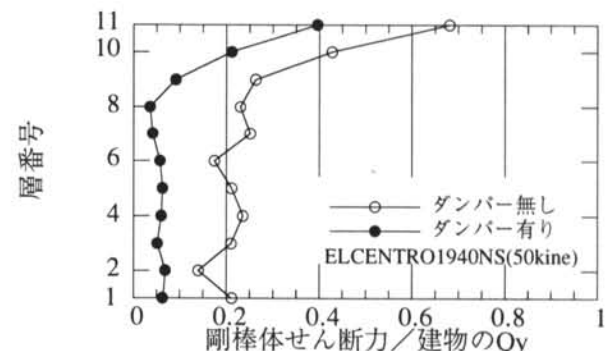


図-16 各層の建物耐力 Q_y に対する剛棒体の Q

4.3 ダンパーの配置方式の検討

地震入力エネルギーは復元力特性に依存しない量であり、地震入力エネルギーに対して建物が弾塑性履歴を含むエネルギー消費を行うことで応答する。そこで、制震効果を目的にエネルギー消費が明確なダンパーを組み込むと、初期剛性が大きく降伏変形が小さいRC構造建物についても、動的応答が降伏変形を越えた領域に大きく入ることがないように、合理的に低減を図ることが実現できる。

層損傷集中制御制震構造では剛棒体のエネルギーバイパス効果があるので、縮約等価1質点系モデルでの減衰係数に等価なダンパーを建物全体に配置すれば良いと考えられる。ここでは、ダンパーの建物高さ方向での配置方式について検討する。

図-17は縮約等価1質点系モデルでの等価減衰定数が $h=21.5\%$ に相当するダンパーが建物各層に均等に配置された場合、および各層のバネに比例するように配置された場合(図-17中に、●■で減衰係数の分布を示す)についての各層のダンパーの消費エネルギーを比較する。層損傷集中制御制震構造においてはエネルギーバイパス効果がある為、各層のダンパーが減衰特性の配置方式の違いに係わらず同じ働きをすることを理解できる。このことは、建築計画等とダンパーの配置を整合させることが実現でき、ダンパーの配置方式の自由度は増すとと言える。

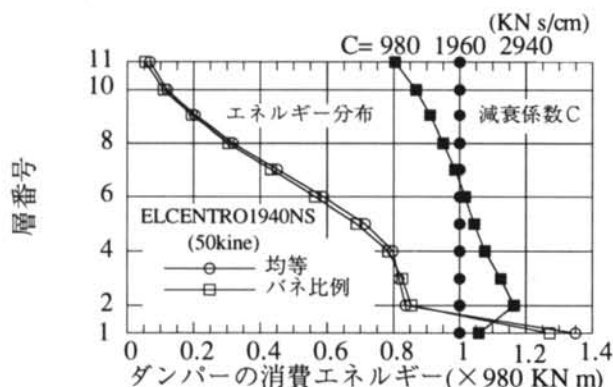


図-17 ダンパーの配置方式による比較

§5. おわりに

本報告では、建物各層の損傷の不均衡を制御する層損傷集中制御制震構造について構造特性の概要を示し、この構造特性を利用することで耐震性能の検証が簡易に行えることを示した。本報告の結果をまとめると、以下の事項が要約できる。

1) 層損傷集中制御制震構造は、剛棒体機構により建物全体として地震エネルギーを消費するように耐力以降の地震エネルギー分布が制御される。この特性を用いて建物の特定層に集中する損傷を制御するためには、建物の平均バネ定数 K に対して、剛棒体は $(5\sim 10)K$ 、接続バネは $(0.1\sim 1)K$ 程度の剛性を持つ必要がある。

2) 層損傷集中制御制震構造は各層の層間変形および繰返し数が規定され、この特性を利用することで多自由度系を縮約することが容易となる。

3) 層損傷集中制御制震構造をRC構造建物に適用した場合には、塑性率により決まる復元力を静力学的に追跡した履歴面積 U_0 を基に、エネルギー入力 U と比較して $U_0 \times N \geq U$ ならば崩壊に至ることはないと考えられる。

4) 層損傷集中制御制震構造では縮約等価1質点系の減衰係数に等価なダンパーを建物に配置することにより、合理的に低減を図ることができる。剛棒体のエネルギーバイパス効果があるので、ダンパーの建物高さ方向の配置の違いによる影響は大きくない。層損傷集中制御制震構造ではダンパーの寸法や建築計画との整合に対してダンパー設置の自由度が増す。

5) 層損傷集中制御制震構造は五重塔の心柱の効果と同様の門効果を持つ構造であり、特定層の過大変形を制御する構造である。変形制御効果については、11階建てRC構造建物までは適用できることを本報告の範囲では確認した。

<参考文献>

- 1) 手塚武仁, 神原浩, 平島新一: "層損傷集中制御制震構造 - 既存鉄筋コンクリート構造建物の耐震改修への適用 -", 構造工学論文集 Vol.45B, pp.31 ~ 37, 1999年3月
- 2) 手塚武仁, 平島新一: "層損傷集中制御制震構造の耐震性能評価", 構造工学論文集 Vol.46B, 投稿中, 2000年3月
- 3) 手塚武仁, 神原浩, 平島新一: "層損傷集中制御制震構造", 鋼構造論文集第5巻第20号, pp.1 ~ 8, 1998年12月
- 4) 秋山宏: "建築物の耐震極限設計 第2版", 東京大学出版会, 1997年6月
- 5) 日本建築学会: "免震構造設計指針 1993年改訂", 日本建築学会, pp.413 ~ 416, 1993年
- 6) 日野泰道, 北嶋圭二, 中西三和, 安達洋: "エネルギーの釣り合いに基づく鉄筋コンクリート造建物の弾塑性応答性に関する研究", コンクリート工学年次論文報告集 Vol.18, NO.2, pp.317 ~ 322, 1996年