

高減衰建物 I —5 層均等剛性供試体による高減衰建物の検証

塚越 勇*, 加々見 知広**, 梅村 俊之***

High Damped Building I —Verification of High Damped Building by Multi-Mass Spring Model

Isamu TSUKAGOSHI*, Tomohiro KAGAMI** and Toshiyuki UMEMURA***

(Received May 31, 1995)

This is a report of a definite proposal of design of a high damped multi-story building. Experimental results of multi-mass spring model defined by critical-damping coefficient method gives close agreement to the results of dynamical earthquake response analysis.

RESULTS

Critical-damping coefficient of each story of the model, maximum velocity obtained from dynamic analysis and characteristics of dynamical resisting force of viscoelastic material tested by the same frequency to the 1st mode of the model is indispensable in determining the shearing area and thickness of the viscoelastic material. Therefore high damped buildings which have a target for the damping force are designed.

Keywords : multi-mass spring, high damped building, viscoelastic damper, earthquake response, critical-damping coefficient
多質点系, 高減衰建物, 粘弾性体ダンパー, 地震応答, 臨界減衰係数

はじめに

本論は粘弾性体のせん断変形抵抗力を利用したダンパー機構を建物に設置することで設計目標とする減衰性能を確保し地震時における建物の応答を減少させる方法についての提案であり, この方法の妥当性を実験により確認したものである。

建物が 1 質点系に置換可能な場合の臨界減衰係数は振動論に示されているが, 多質点系への置換が求められる場合は不明である。しかしながら, 極めて高い減衰性能を備えた振動系の挙動特性に着目すれば建物各層毎の

臨界減衰係数は推定できるので, 各層の目標とする減衰性能を定めれば減衰のために必要な抵抗力が算出され, これに釣り合う抵抗力を粘弾性体によるダンパー機構が備えていれば良いことになる。

よって本論で最も重要なことは, 粘弾性体の抵抗力の評価と臨界減衰係数の決定である。提案する方法の妥当性は, 5 層建物振動モデルの地震波による加振と応答計測により確認されている。本報では全層均等な剛性と質量を備えた比較的短周期の建物について論じるが, 次報以降では剛性分布や質量分布が不均等な建物, 長周期の建物, 減衰力の適性分布等について本報で提案する方法の妥当性について報告する。

* 建築学科 (Department of Architecture)

** 渋谷建築都市設計 (Shibutani Urban Architect Associates)

*** 建築学科研究生 (Research Student, Architecture)

1. 実験に使用する供試体の地震時における応答性状と臨界減衰係数の仮定

5層の供試体は、約90%の重量が床部分に集中し質点系とすることができる。柱に相当する部分は平板であり板厚あるいは数を変えることで剛性分布が変えられる仕様である。ダンパー機構は上下の床に固定された板a, bの隙間に粘弾性体を挟み、上下床の水平方向に生じた層間変形を板a, bより粘弾性体に伝えることにより構成されている。

振動台の加振方向は、柱材が弱軸に曲げを生じる方向である。供試体と振動台の接続は、厚さ80mmの板を介してM24のボルト12本を使用しているので充分な固定度が得られている。柱材と床材との接合は、厚さ50mmの当て金具と床材の間に柱材を挟みM20のボルト6本を使用しているので剛接架構造とした。これは実験的に確認されている。供試体の概要を図1、諸元を表1に示す。

高減衰建物の地震時の挙動は地震波の周波数特性にほとんど影響されないが、代表的地震加速度波形として応答計算では日本建築センターより供給されたEl centro. NS波、Taft. EW波を使用している。

1-1 減衰率(h)の分布と層せん断力係数

応答計算に使用した減衰率の分布を図2に示す。分布

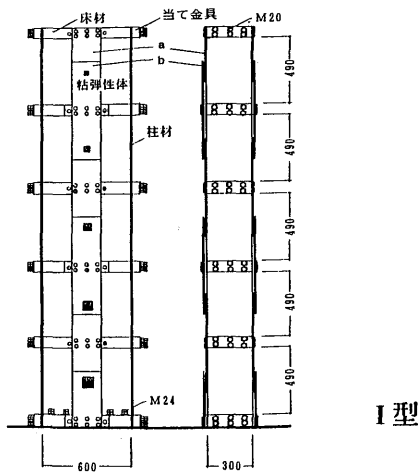


図1 供試体概要図

表1 供試体諸元(実測静的剛性は各層の実測剛性より算出)

供試体 I 型		各層	5層	4層	3層	2層	1層
総重量 (Kg)	実測1次固有振動数(Hz)	重量 (Kg)	151.27	174.42	168.63	174.42	168.63
837.37	1.538	実測静的剛性 (Kg/cm)	209.78	203.13	202.15	202.22	195.16
40.48	0.244	減衰率 (%)					
		実測剛性 (Kg/cm)					

形は4つに分類され、1つのマス目は減衰率 $h=10\%$ を示す。全体増加とは、5層全体が同じマス数となるように均等に増加する場合。(図2-a)

横方向増加とは、5マスになるまで1層に、順次1マス加え、次に5マスになるまで2層に1マス加えていくことを順次5層まで続ける場合。(図2-b)

縦方向増加とは、1層に1マス、次は2層に1マス加え5層全体が1マスになったら、1層から1マスずつ加える場合。(図2-c)

三角形増加とは、図2-dに示す場合。

このように仮定した減衰率を備えた供試体の層せん断力係数を地震波の最大加速度を100galとして算出した。減衰率の総和との関係を図3~6に示す。

1-2 最大層せん断力の発生時刻と

各層の臨界減衰係数の仮定

図7は最大層せん断力の発生時刻と減衰率の総和(図2-a)との関係である。横軸の時間は応答計算の進行時

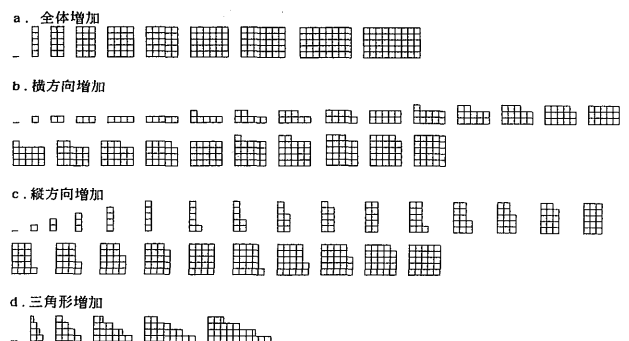


図2 減衰率の分布

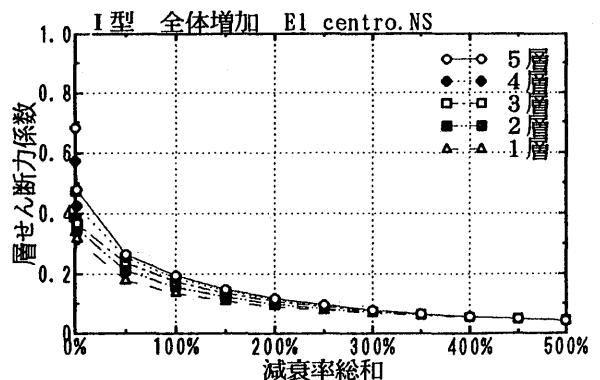


図3 層せん断力係数と減衰率の総和(全体増加)

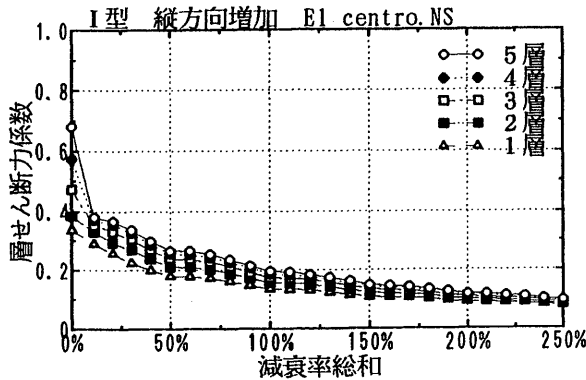


図4 層せん断力係数と減衰率の総和 (横方向増加)

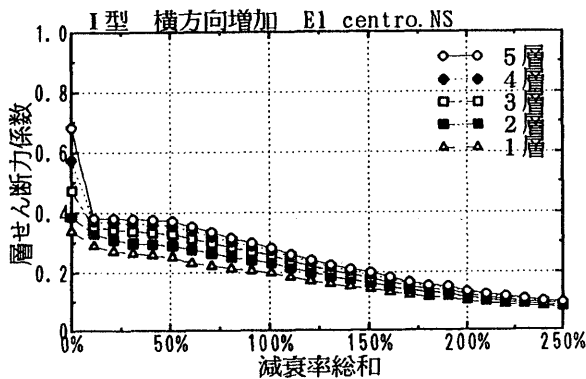


図5 層せん断力係数と減衰率の総和 (縦方向増加)

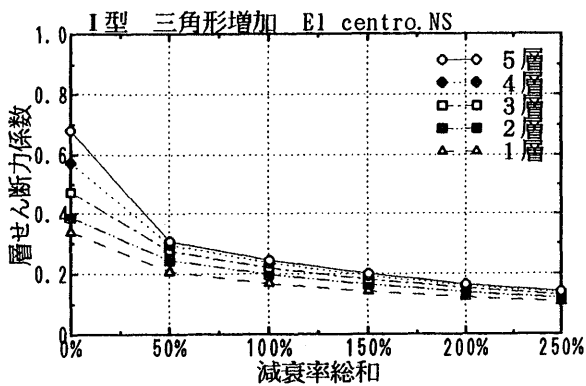


図6 層せん断力係数と減衰率の総和 (三角形増加)

間であり、○印は入力地震波の最大加速度が発生する時刻を示す。横に長い実線は各層のせん断力の最大値が実線の示す時間内に生じ、点は同一時刻に最大値が生じることを示している。

いずれの地震波でも減衰率の総和が200%以上、すな

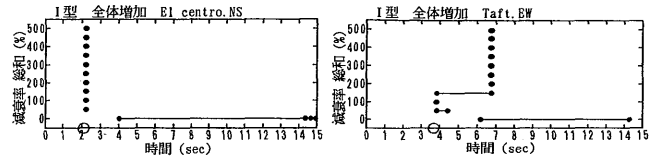


図7 最大せん断力の発生時刻と減衰率の総和

わち各層40%以上ならば5層全てが同時刻に最大層せん断力を受けることになるので、これより*i*層の臨界減衰係数を次式により推定する。

$$iC_{cr} = 2\sqrt{M \cdot K_i} \quad (1)式$$

iC_{cr} : *i*層の臨界減衰係数(Kg・sec/cm)

M : *i*層の柱が支える質量の総和(Kg・sec²/cm)

K_i : *i*層の層剛性(Kg/cm)

$$iC_{cr} = 2M \cdot \omega_1 \quad (2)式$$

ω_1 : 供試体の1次固有振動数 (Hz)

(1), (2)式は共に、1質点系に関する振動論から示される臨界減衰係数 $C_{cr} = 2\sqrt{m \cdot k}$, 固有周期 $T = 2\pi/\omega$ より推定した。

2. 粘弾性体のせん断変形抵抗力と必要せん断抵抗面積

粘弾性体のせん断変形抵抗力(*F*)の計測結果を図8に示す。これより抵抗特性評価式は次のようになる。

$$F = 0.08754 \cdot (V_{max}/d)^{0.723} \cdot A_i \quad (3)式$$

粘弾性体厚 $d = 0.6\text{cm}$, $t = 26.1^\circ\text{C}$, 加振周波数 = 1.5Hz

本論では、供試体の1次固有振動数で粘弾性体を加振し上式を得ている。一方、地震波応答計算より得られる各層の最大層間速度(iV_{max})と、(3)式および(1), (2)

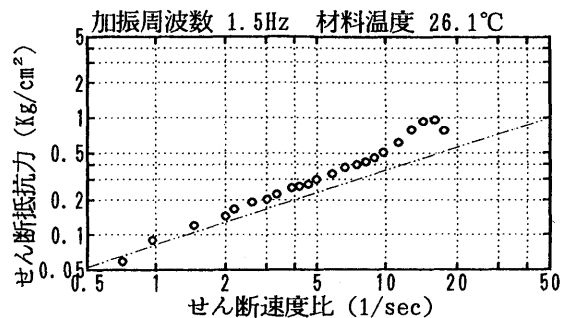


図8 粘弾性体せん断変形抵抗特性曲線

表2 設計層間速度と必要せん断面積

	i 層 V_{max}		必要面積 (cm ²)	
	エルセントロ	Taft	(1)式	(2)式
5層	2.817	2.085	49.05	13.47
4層	5.331	4.062	86.31	34.59
3層	6.753	5.511	113.70	56.05
2層	7.467	6.393	136.10	77.97
1層	8.742	6.738	159.28	101.99
総和	—	—	544.46	284.07

式から必要せん断面積を算出した一覧を表2に示す。設計目標となる減衰率は、各層全て40%である。

必要せん断面積は次の方法で算出する。 i 層において設計減衰率を h_i とすると、抵抗力(f_i)は、

$$f_i = i C_{cr} \cdot h_i \cdot V_{max} \quad (\text{kg}) \quad (4) \text{式}$$

せん断変形抵抗力(F_i)と(4)式を等価とし、

$$f_i = F_i \quad (5) \text{式}$$

より必要せん断抵抗面積(A_i (cm²))が算出される。

3. 振動実験とその結果

供試体を振動台に固定し正弦波および地震波により加振しその応答を調べる。計測はダンパー機構中の粘弾性体の温度が抵抗特性評価式の作成時と同じ温度で行われた。ダンパー機構の無い供試体の正弦波加振は供試体を破損させるので不可能であるが、これに変わって人力により小さな変形を与え自由振動を発生させ頂部のサーボ型加速度変換器の出力を記録したのが図9である。この波形から算出した減衰率は約0.2%である。ダンパー機構を取り付けた後に正弦波で加振し、頂部の加速度変換器の出力より作成した共振曲線を図10に示す。加速度変換器は各層床部に1台ずつ設置し計測した。層間変形は、各層柱材の脚部に歪ゲージを接着し軸力の成分を除

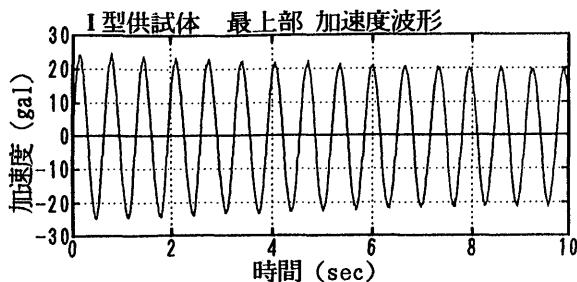


図9 減衰自由振動曲線 (ダンパー機構無し)

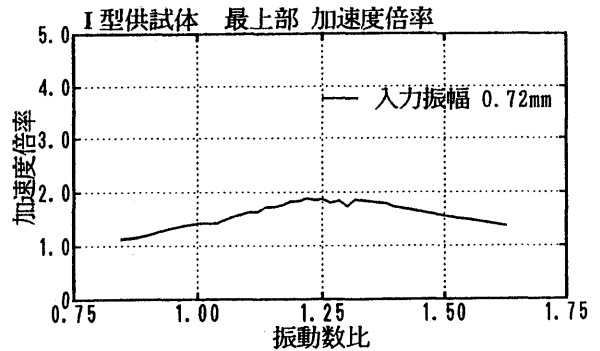


図10 共振曲線

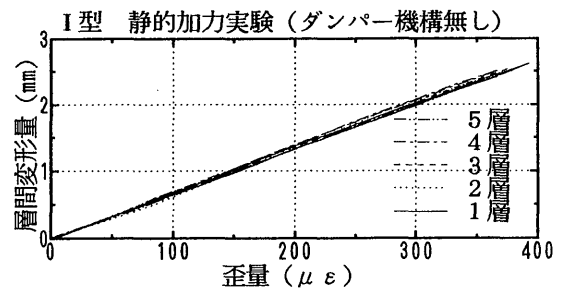


図11 層間変形と歪量の関係

去する回路の構成により曲げモーメントによる歪のみを検出することで得ている。歪ゲージの直線性は図11にその一部を示したが良好であり、この出力より変形に関する補正係数を作成している。

また、振動台駆動用地震波形の最大加速度は、5層供試体の地震波応答計算に使用したものと等しい300galである。応答計算では減衰率を40%としている。

計測結果より振動型について図12, 13に示す。本図に

— 固有振動モード (計算値)
 ○ 5層が最大層せん断力を受けた時の振動モード
 ● 4層
 □ 3層
 ■ 2層
 ▲ 1層

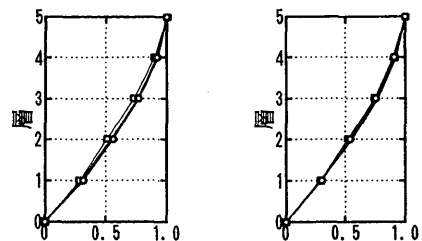


図12 (1)式を用いた場合(左:El centro. NS, 右:Taft. EW)

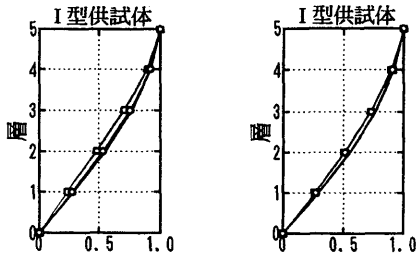


図13 (2)式を用いた場合(左:El centro. NS, 右:Taft. EW)

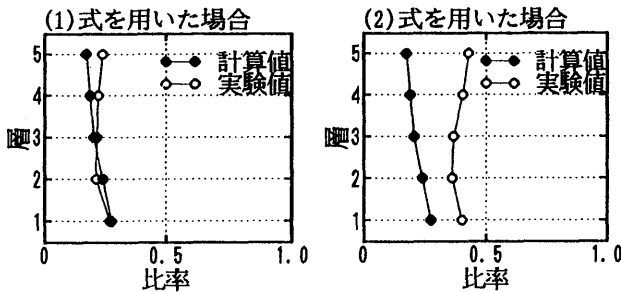


図14 実験値と計算値の比較 (El centro. NS)

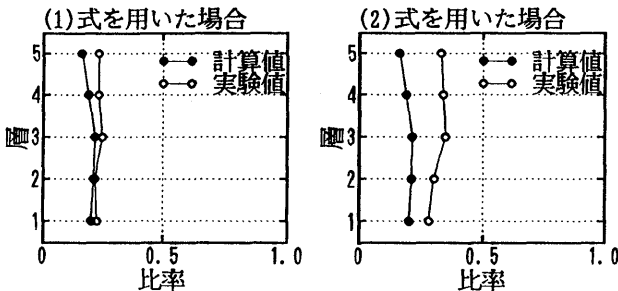


図15 実験値と計算値の比較 (Taft. EW)

は、固有値計算で得られた振動型を併せて示した。また、地震波加振による計測結果と計算結果（振動台上の計測加速度による応答値）とを図14、15に示す。これらの図は、通常の鋼製構造物の減衰率0.2%の場合の応答計算値（最大層間変位）を1とした時の実験値および計算値（各層の減衰率40%）の比で表現されている。図16は、(1)式を用いた場合について、減衰率40%における実験値と計算値を層間変位の時刻歴応答波形で示し比較したものである。

4. 考察

本論は全層均等剛性、均等質量の供試体を使用して高減衰建物の設計方法について論じた。この供試体は、実

際の建物では存在し得ない剛性分布と質量分布であるが、5質点の振動系に対する地震波加振による応答の不規則性から判断すれば、予測値、計算値、実験値は実用上十分な近似を示している。5層供試体を使用したのは、高次の振動型を予測したためである。提案の中心は、各層に与えるべき臨界減衰係数と粘弾性体のせん断変形抵抗に関する評価式である。

減衰率の分布と最大層せん断力係数の関係では、減衰率の増加は、最大層せん断力係数の減少を示している（図3～6）。大略、減衰率の分布による相違があるが、各層に仮定した減衰率の総和が約200%以上ならば、全層の最大層せん断力係数は殆ど等しい。このことは最大層せん断力の発生時刻の同時性とも関連して、この供試体が地震応答計算ではほとんど1次の振動型で揺れていることを示している。これらは*i*層の挙動に寄与する質量は*i*層の柱が支える全質量であることを示していることから(1)式を仮定した。また、(2)式は地震応答計算で高減衰建物が1次の振動型で揺れることを強調するために仮定した。(1)式は、質量と剛性の特性を表しているの、剛性分布の変化が大きい供試体には適した表現であり、(2)式は剛性分布が滑らかな供試体に利用できる、と推定していた。しかしながら、(2)式の仮定は実験結果と一致していない。

本論で目標とする各層の減衰率を40%で一定としたのは、1次の振動型で地震時の揺れを生じさせることと、非常に大きな減衰性能を示すからである。一方、ダンパー機構の無い供試体の自由振動曲線に示されるように鋼材だけの構造体の減衰率はせいぜい0.2%であり、40%は200倍の値で自由振動曲線はほとんど中立位置を越えない。このことは地震や台風での揺れの持続時間の短縮にもなり、構造体に与える影響ばかりでなく、人体の不快感を低減させることにもなることを狙った値である。（人体の反応については別報で述べる。）

共振曲線（図10）は、最大値が振動数比の1.0で現れていない。ダンパー装着時の静的加力実験で計測された剛性と動的剛性とが異なることに起因している。しかしながら、加速度応答倍率が非常に小さいことから減衰力の大きいことは判断できる。

地震波形（日本建築センターより供給）を入力とし加速度制御で駆動される振動台の加速度波形は、良好な再現性を示している。設計で重要なのは応答の最大値である。最大値を低減できれば目的は達成されたことになるが、結果として図16に示す通り層間変位の時刻歴応答波形も計算値とよく一致している。

ダンパーの設計時の地震波応答計算は、El centro.NS波、Taft. EW波を最大加速度300galとして行った。この結果、各層の最大層間変位はEl centro.NS波を入力

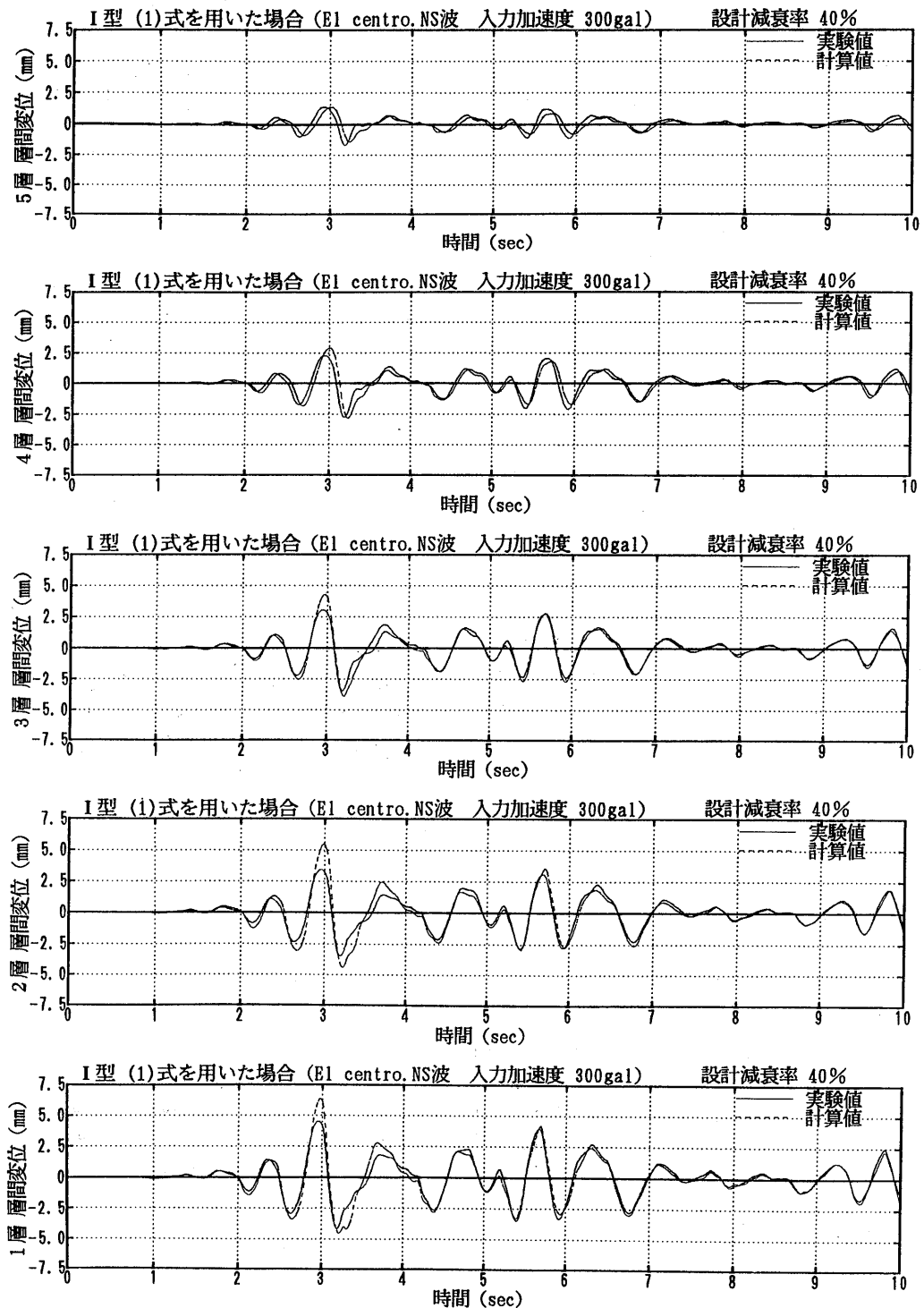


図16 時刻歴応答波形による実験値と計算値の比較 (層間変位: El centro. NS)

とした応答が Taft. EW 波を入力とした応答を上回っている、El centro. NS 波での最大層間速度を必要せん断抵抗面積の計算に採用しているが、この二つの地震波による最大層間速度の差は小さい。このことも減衰率 40 % の効果であり、入力地震波形の周波数特性に対して鈍感な建物となっている。

振動型を示す図 12, 13 は固有値解析より得られる 1 次の振動型とほぼ一致し、最大層せん断力の発生時刻の同時性や層せん断力係数との関係も上述した通りである。

粘弾性体のせん断変形抵抗力は、変形周波数で異なることが判明している。一般的に地震時の建物の挙動は複雑なので単一の振動数での表現は無意味であるが、高い減衰力を備えた場合は 1 次形であることは上述の通りである。そこで、本論では各供試体の 1 次の固有振動数と同じ変形周波数で抵抗力の評価式を示したが、これは本論において重要な事項である。この評価式の表現方法では建物を設計する毎に抵抗力を実測しなければならず、実用上極めて不便なので、変形周波数の項を含んだ評価式が必要となる。さらに静的剛性と動的剛性についての配慮も重要であるが、これについては別報で詳述する。

このようにして必要せん断抵抗面積が算出され表 2 に示されている。(1)式と(2)式による必要せん断抵抗面積には明らかに差がある。供試体に必要せん断抵抗面積を持ったダンパー機構を取り付け、地震波形により振動台を駆動した時の供試体の応答と計算結果との比較を示したのが図 12~16 である。(1)式で設計したダンパー機構を備えた供試体による実験結果は計算結果とよく一致しているが、(2)式では実験結果は計算結果より大きく、粘弾性体の面積の評価が過小なことが明らかとなっている。また、ダンパー機構の無い場合との比較では応答量が小さくダンパーの効果が明白である。

5. まとめ

均等な剛性、質量分布の 5 層建物供試体に地震時の応答量の減少を目的として各層に付加される設計目標の減衰性能を備えた粘弾性体ダンパー機構は、次の方法で設計され、その効果は計算と実験とにより確認された。

- 1) 臨界減衰係数を(1)式と定める。
- 2) 粘弾性体のせん断変形抵抗力の評価は、建物の 1 次固有振動数による変形周波数で実測したせん断

変形抵抗特性評価式を使用する。

- 3) 目標とする各層の減衰率を定める。
- 4) 地震応答計算での最大層間速度より各層の必要抵抗力と抵抗特性評価式とによる(5)式の関係から、各層の粘弾性体の必要せん断抵抗面積と厚さを定める。

なお、地震応答計算が 1 回で済むことも本論の特色である。

謝 辞

本研究では、(株)大日本土木技術研究所・長山浩二氏、梅村昇司氏に、また卒業研究生として奥田聖也氏、兼政聡氏、石黒光洋氏、伊藤裕司氏、山路一樹氏、石丸武馬氏、山下元希氏のご協力を頂きました。

参 考 文 献

- 1) 塚越, 跡部他: 鈍感な建物の挙動, 中部大学工学部紀要第 27 巻, pp. 93—pp. 101, 1991 年 12 月
- 2) 塚越, 跡部他: 粘性体による建物の制振効果, 中部大学工学部紀要 第 28 巻, pp. 69—pp. 79, 1992 年 12 月
- 3) 塚越 勇他: 粘性体ダンパーによる構造物の振動制御に関する研究, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 927—pp. 928, 1990 年 10 月
- 4) 塚越 勇他: 高い減衰性能を付加した建物の地震時における応答特性(その 1, その 2), 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 785—pp. 788, 1991 年 9 月
- 5) 塚越 勇他: 粘性体ダンパーを用いた制振構法に関する研究(その 1~その 4), 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 999—pp. 1006, 1992 年 8 月
- 6) 塚越 勇他: ねじれる建物の制振, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 643—pp. 644, 1993 年 9 月
- 7) 梅村, 塚越他: 梁材の制振, 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 649—pp. 650, 1993 年 9 月
- 8) 塚越 勇他: 粘性体ダンパーを用いた制振構法に関する研究(その 5~その 7), 日本建築学会学術講演梗概集, pp. 1067—pp. 1072, 1994 年 9 月
- 9) 塚越 勇他: 制振構法におけるダンパーの有効配置についての研究, 中部大学工学部紀要 第 30 巻, pp. 77—pp. 81, 1994 年 12 月