

DB
1783
2001

(HG)

中間層免震構造の地震時の応答予測 に関する研究

村上 勝英

システム情報工学研究科

筑波大学

寄贈
村上勝英氏

2001年10月

02006770

A Study on the Prediction for Seismic Responses of a Structure with the Mid-story Isolation System

Katsuhide Murakami

Graduate School of Systems and Information Engineering

University of Tsukuba

October, 2001

中間層免震構造の地震時の応答予測に関する研究

目 次

1 章 序章	1
1.1 はじめに	1
1.2 免震構造と免震部材の分類およびその特性	4
1.3 中間層免震構造の既往の研究と本研究の必要性	8
1.4 本研究の目的	11
2 章 多質点系中間層免震構造モデルの2質点系モデルへの置換	12
2.1 多質点系中間層免震構造モデルの応答特性を考慮した2質点系モデルへの置換	12
2.2 置換した等価な2質点系中間層免震構造モデルの妥当性	17
3 章 2質点系中間層免震構造モデルの地震応答予測	23
3.1 エネルギーに着目した2質点系中間層免震構造モデルの地震応答予測	23
3.1.1 エネルギーによる耐震性の評価	23
3.1.2 免震層の最大変形と累積塑性変形倍率の関係	27
3.1.3 免震層の累積塑性ひずみエネルギーの評価	28
3.1.4 弾性振動エネルギーの評価	30
3.1.5 中間層免震構造における応答最大値の予測	33
3.2 応答予測式による2質点系中間層免震構造モデルの特性	35
3.2.1 2質点系中間層免震構造モデルと基礎免震構造モデルの関係	37
3.2.2 下部構造の等価剛性 K_{eq} を一定にして α 's および Rm を変化させた場合	40
3.2.3 ダンパーの降伏耐力比 α 's を一定にして、 Rm および T_u を変化させた場合	51
3.2.4 質量比 Rm を一定にして α 's および T_u を変化させた場合	54
3.2.5 応答予測式による推察する2質点系中間層免震構造モデルの特性	59
4 章 2質点系中間層免震構造モデルの応答予測法の検証	60
4.1 内部減衰が無い時における2質点系中間層免震構造モデルの応答予測法の検証	60
4.1.1 V_D が変化した時における2質点系中間層免震構造モデルの応答予測法の検証	60
4.1.2 mT_f が変化した時における2質点系中間層免震構造モデルの応答予測法の検証	69
4.1.3 内部減衰が無い時における2質点系モデルの応答予測法の妥当性	69
4.2 内部減衰を考慮した時における2質点系中間層免震構造モデルの応答予測法の検証	76
5 章 2質点系モデルを用いた多質点系中間層免震構造モデルの振動応答予測	81
5.1 多質点系中間層免震構造モデルの振動応答予測におけるモデルと検討内容	81
5.2 上部構造の応答層せん断力係数分布予測	82

5.3	下部構造の応答層せん断力係数分布予測	84
5.4	多質点系モデルの応答層せん断力係数分布予測	91
6 章	実設計された中間層免震構造建物による検証	95
6.1	中間層免震構造建物の建築計画概要	95
6.2	中間層免震構造建物の構造計画および構造設計概要	102
6.3	実中間層免震構造建物の振動特性と応答予測法との比較	104
6.4	詳細モデルによる実中間層免震構造建物の検証	113
6.5	実建物の設計例から判断できる中間層免震構造の有用性	117
7 章	結論	118
参考文献		123
謝辞		125
発表論文等		126

(全 128 頁)

1章 序章

1.1 はじめに

我が国では、1891年濃尾地震や1923年関東大地震などによる建物の甚大な被害を教訓にして、1924年の市街地建築物法施行規則の改正により、初めて建物に対して震度0.1以上の地震力を考慮した耐震設計がなされるようになった。さらに1950年の建築基準法の制定で設計震度0.2～0.3以上を想定した水平力による弾性解析を基準とした許容応力度設計法により、建物は本格的な耐震設計が行われるようになった。その後、終局強度の概念や塑性範囲にわたる研究が進むと共にコンピューターの発達も伴って、建物の実施設計にも塑性化を考慮した終局強度設計や動的解析に基づく構造設計が行われるようになった。そして1981年の建築基準法の改正により建物は、保有水平耐力の検討の一般化により、1Gの水平力を想定して塑性化を考慮した終局強度設計が行われるようになった。この基準法の改正の根幹には、地震は極めて短時間に衝撃的に建物に作用する確率論的事象であり、経済性を考えれば構造骨組は塑性化しても倒壊に至らなければよいとの考えが含まれており、耐震設計の判定基準もそれに則している。

第二次世界大戦後に世界屈指の経済国家として成長を続けてきた我が国も、建物についてはここ十数年はグレードと質を重視する設計が行われるようになって来た。特に病院や銀行の電算センターなどでは、大地震後も建物構造体のみならず建物内部に設置された諸設備が正常に機能し続けることを求めるようになってきた。現在実施されている免震構造は、このような社会的要求と積層ゴムアイソレータやその他の新素材の開発とが一体になって、建物の耐震性や居住性の向上を目標に多くの研究と試みの結果に生まれた新しい構造形式である。

今日の免震構造は、鉛直方向に高い荷重支持能力と水平方向に大きなエネルギー吸収能力を持つ積層ゴムアイソレータとダンパーなどで構成されている。さらに、日本建築学会による免震構造設計指針初版(1989)および改定版(1993)が出版され、エネルギー収支に基づいた応答評価法を適用する事で、基礎免震構造の設計方法はほぼ完成したと考えられる。

基礎免震構造が一般化し始めた1995年に兵庫県南部地震(阪神淡路大震災)により、新耐震設計法で設計されていない古い建物に甚大な被害があった。さらに新耐震設計法で設計された建物でも、倒壊はしなくても梁、柱が大きく塑性化して、そのままでは使用出来なくなるケースがあり、改めて資産価値としての建物をどのように考えるかが社会的問題となった。その結果として阪神淡路大震災以降は、建物の地震時等の挙動を表す性能をより明確に示すと共に、大地震時の耐震性能を高めるために基礎免震構造や架構内にエネルギー吸収部材を組み込んだ制振構造の適用が以前よりも増加してきている。

しかし基礎免震構造や制振構造では全ての場合において、より自由な建築計画と高い耐震性能を共に確保する事が可能とはならず、むしろ耐震性能を確保するために建築計画に制約を与えてしまう事が多い。例えば複合用途の建物では、各用途を最大限に生かすためには用途ごとに適した構造形式が必要になる。また建物一体としての構造計画を進めるにあたっては、各用途に応じて異なった構造形式をどのように融合させていくかが最大の問題点となる。しかし通常の中高層建物の耐震設計では、建物全体の構造特性を均質にして特定階に被害が集中しないようにする事が一般的である。したがって、そのような建物では、個々の用途の特性に応じた構造計画を十分に取り入れる事が、一般の耐震構造や制振構造による設計を極めて難しくしている。また建物への地震力を低減できる基礎免震構造では、一般耐震構造に比べて耐震性能を格段に向上させて上部建物の構造計画における自由度を高くする事が出来るが、地震入力を直接建物内に入らないようにするために最下階下部に免震層を設ける。そのため、建物と建物周囲の地盤の相対変形に追従できるエキスパンション・ジョイントが必要となる。しかし、店舗建築のように建物と建物周囲との寄り付きが広い範囲となる場合には、免震クリアランスが地上レベルで建築計画に大きな制約と莫大な費用の増加を生じさせてしまい、問題となることが多い。

さらに、新耐震設計基準に適合しない既存建物や歴史的建造物の保存としての耐震改修が、阪神淡路大震災以後に増加している。これらの耐震改修手法としては、建物全体ではなく特定部分を補強等するだけで耐震性能を格段に向上させることが出来る免震構造が、検討対象となることが多い。しかし基礎免震構造の場合、新たに建物の四周に擁壁を施工し、建物と擁壁の間にドライエリア状の免震クリアランスを設けることになるため、建物周囲にその分の余裕を持たせる必要がある。また地下部にももう一層構造躯体を設ける必要があるため、躯体数量、根切り量、工期がその分かさむことになる。地下階がある基礎免震の場合は、なおさらその傾向が大きくなる。そのため建物の形態や機能および敷地条件を考慮すると、既存建物の基礎や地下部に免震層を新設することが難しく、既存建物の耐震改修等における一般的な基礎免震構造の採用に対する障害ともなっている。

そのような社会的状況下で、高い耐震性能とより自由な建築計画を確保するために、中間階に免震層を設けた建物、いわゆる中間層免震構造が提案され始めたのである。

中間層免震構造の建物では、地表面と建物との接続に制約が無く、かつ立体的に区分された各用途に応じて異なった構造形式の採用が免震部材を介して接続する事で、建築計画に自由度が増える。また地上レベルに免震層を設定するため、既存建物に対しては基礎免震構造よりも容易に免震層を新設することが可能となる。さらに中間層免震構造の特性として、免震層上部の構造の地震応答のみを低減するだけでなく、下部構造を含めた建物全体の地震応答が低減できる制震効果がある。この制震効果により、上部構造では免震建物としての性能をある程度保持できる事に加え、下部構造でも耐震性能が格段に向上し、建物全体に対して高い耐震性能の確保できる。小倉ら¹⁾や村上ら²⁾による中間層免震構造の実建物の設計例では、個々の建物の形態や機能を

考慮したモデルによる動的解析を用いることで、ダンパー量を主なパラメータとした中心としたケーススタディーから特定の建物における中間層免震構造の特性を把握して、その効果を利用したものである。しかしこの効果については、現段階では試行錯誤的なものである。

1.2 免震構造と免震部材の分類およびその特性

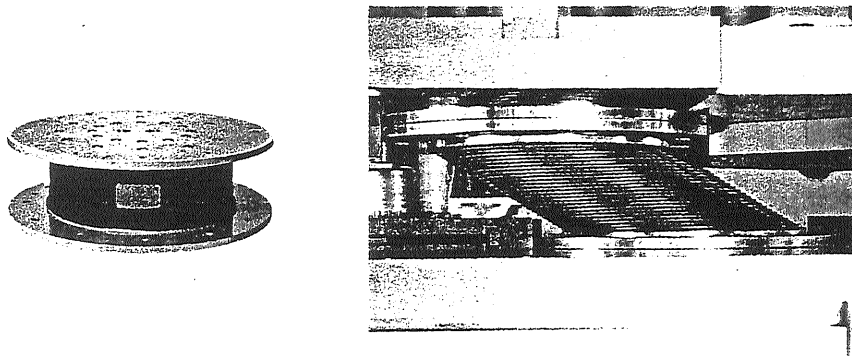
一般的な免震構造は、建物を鉛直方向に支持し、かつ大きな水平変形能力を持つアイソレータと、建物の水平方向変位を抑制しながらエネルギーを吸収する働きを持つダンパーとで構成されている。現在、免震構造に採用されている主なアイソレータとダンパーについて、その特徴を次に示す。

(1) アイソレータ

主に用いられているアイソレータには、ゴムを積層してゴムと鋼板を加硫接着した積層ゴムアイソレータと、積層ゴムとテフロンおよびステンレス板などを用いたすべり支承とがある。さらに積層ゴムアイソレータには、次に上げる3種類がある。なお天然ゴム系積層ゴムアイソレータは、天然ゴムの特性から大きいひずみレベルまで弾性挙動を示すため、設計時にも完全弾性挙動する部材として検討している。

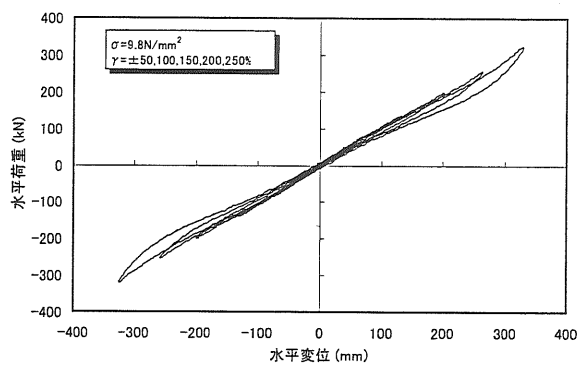
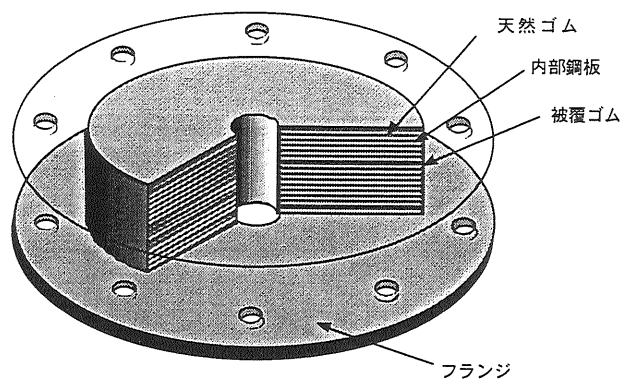
- a) 天然ゴムを使用した天然ゴム系積層ゴムアイソレータ
- b) 鉛プラグを中央に持つ天然ゴムによる鉛プラグ入り積層ゴムアイソレータ
- c) 減衰性を高めるために高減衰ゴムを使用した高減衰ゴム系積層ゴムアイソレータ

図1-1～1-2に、積層ゴムアイソレータの種類とその特性を示す。いずれのアイソレータも、建物には円形断面を用いている。アイソレータの直径はさまざまあるが、主に600～900φのものが多用されている。アイソレータの長期最大面圧（鉛直荷重／ゴム断面積）は、初期には3～5N/mm²程度であった。しかし、より免震層を長周期化するには、柔らかいゴムの水平剛性を維持しながらより大きな鉛直荷重が支持できるようにすることが必要になる。そこで現在では、積層ゴムアイソレータの2次形状係数（直径／ゴム総厚さ）を5程度以上とした形状を採用する事が多い。このような積層ゴムアイソレータでは、柔らかい水平剛性を維持しながら長期最大面圧を10～15N/mm²程度にすることが可能になっている。

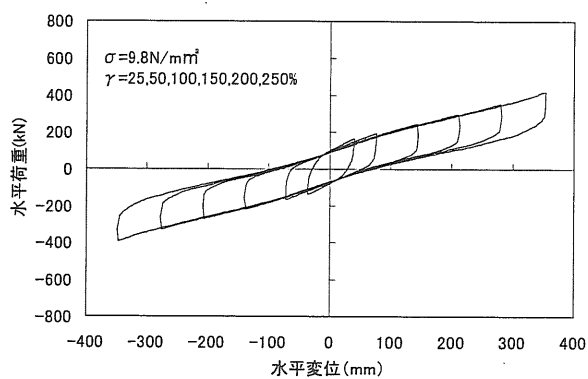
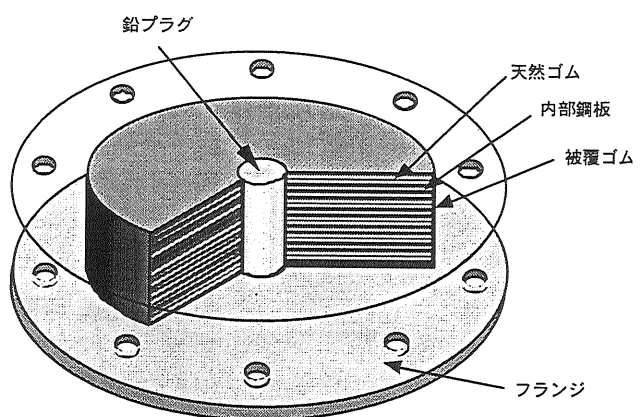


出典：(社)日本免震構造協会「はじめての免震建築」

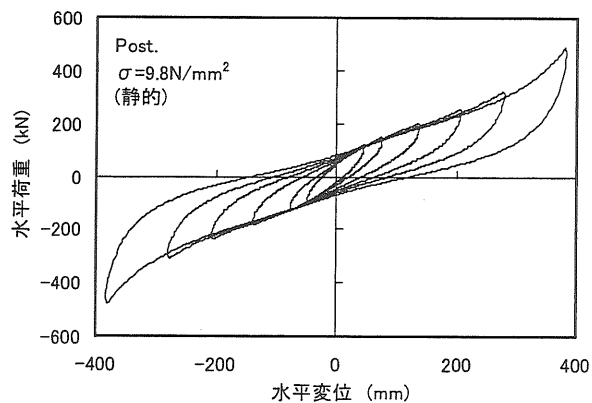
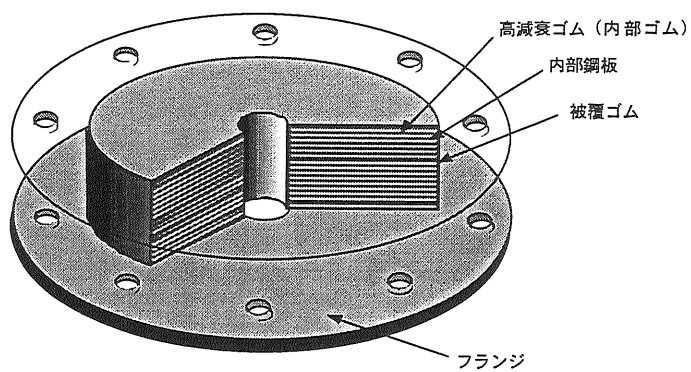
図1-1 積層ゴムアイソレータの外観



a) 天然ゴム系積層ゴムアイソレータ



b) 鉛プラグ入り積層ゴムアイソレータ



c) 高減衰ゴム系積層ゴムアイソレータ

資料提供：ブリヂストン

図 1-2 積層ゴムアイソレータの種類とその特性

(2) ダンパー

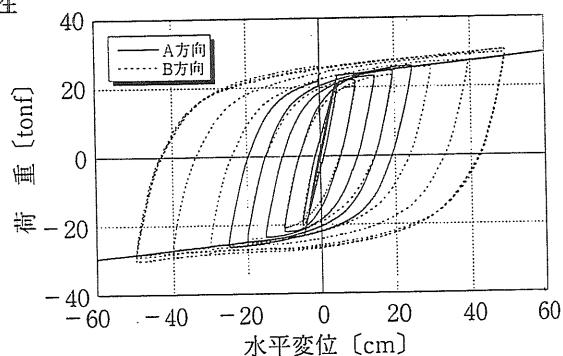
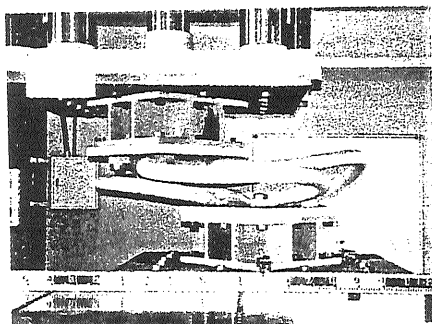
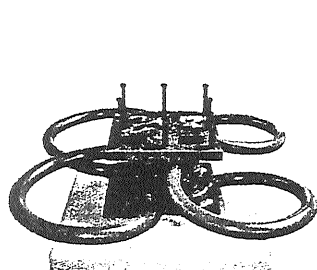
主に用いられているダンパーは、大きくは履歴減衰型と粘性減衰型に分けられる。

履歴減衰型は、履歴エネルギーより減衰効果をもたらすもので、一般的には金属材料の塑性履歴減衰エネルギーを利用して行っている。また材料間の摩擦力によって生じる履歴減衰エネルギーを利用したものもある。例としては、鋼製ダンパー、鉛ダンパー、摩擦ダンパーがある。

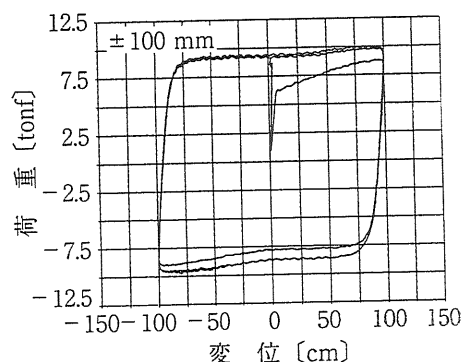
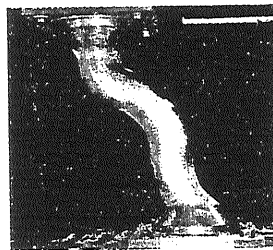
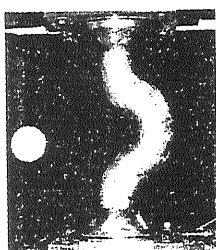
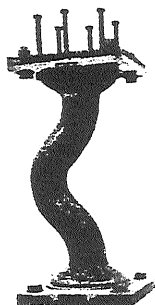
粘性減衰型は、通常はで粘性体あるシリコンオイルや高分子材料で作られた VEM (Visco Elastic Material) などを用いたもので、速度比例型の減衰力を与える。速度比例の減衰力は、魅力あるものであるが実際には減衰力の温度依存性や維持管理の必要性が問題となる。

図 1-3 に、履歴減衰型ダンパーの代表例として鋼製ループ型ダンパー、鉛ダンパーの特性を示す。いずれもほぼ Bi-Linear 型の履歴ループを形成している。したがって履歴減衰型ダンパーは、設計時には一般的に Bi-Linear 型の復元力特性を持つ部材として置換している。特に鉛ダンパーは、設計時には完全弾塑性型の復元力特性を持つ部材として検討する事が一般的である。

鋼製ループ型ダンパーの例とその特性



鉛ダンパーの例とその特性



出典：(社)日本免震構造協会「はじめての免震建築」

図 1-3 鋼製ループ型ダンパー、鉛ダンパー（履歴減衰型ダンパー）の特性

また免震建物を免震層の設置位置で分類すると、図1-4に示すように免震層を1階床より下に設ける〔(a)基礎免震構造〕と1階床より上に設ける〔(b)中間層免震構造〕に大別できる。基礎免震構造は地下階がない場合は〔①1階床下〕、地下階がある場合は〔②最下階床下〕と〔③地下部途中階の床下〕に設ける場合に分類できる。一方、中間層免震構造は④下層階に設ける場合と⑤中間階に設ける場合に分類できる。なお、③の地下部途中階の床下に設けるタイプも中間層免震構造と呼ぶことがある。

「建物と地盤を絶縁する」という免震構造の基本コンセプトを文字通り具現化したのが基礎免震構造であり、現在建設されている免震建物の大部分はこのタイプである。しかし、中間層免震構造の建物もいくつか計画や建設されつつある。

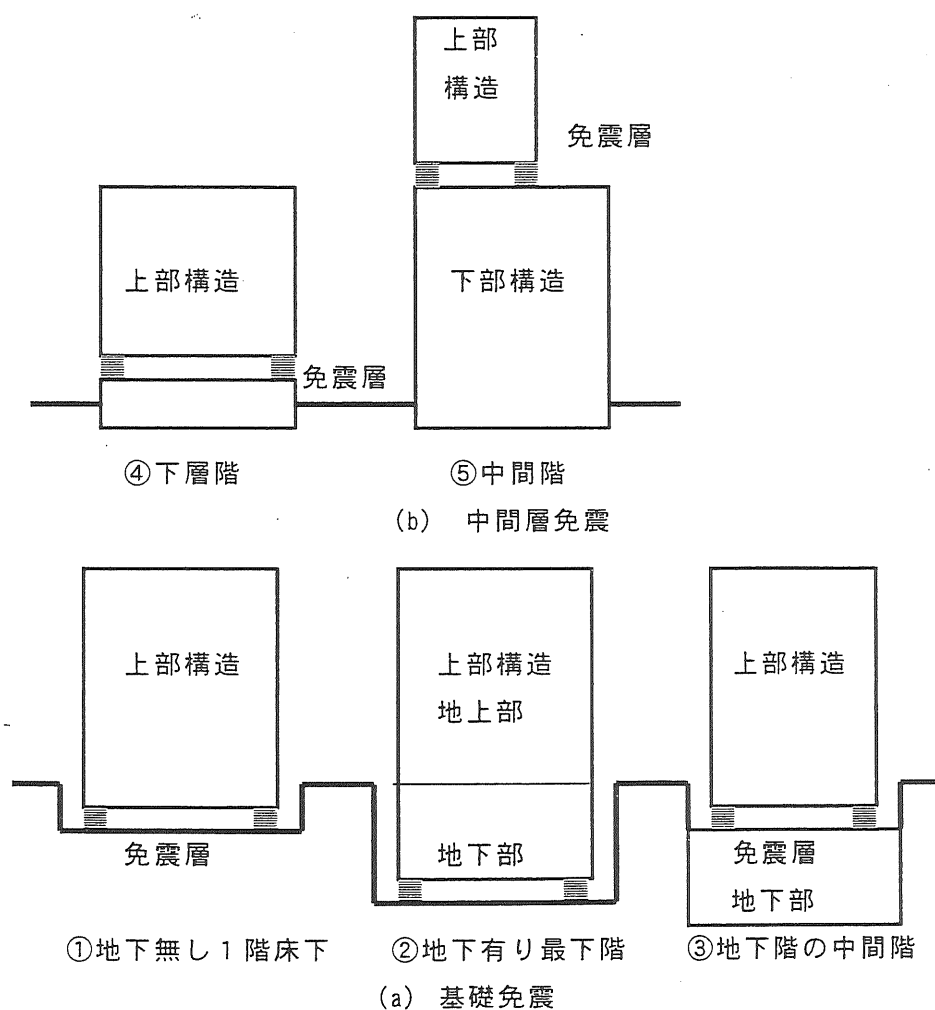


図1-4 免震層の位置

1.3 中間層免震構造の既往の研究と本研究の必要性

中間層免震構造については、前述した設計例の後に小倉、和田ら³⁾により等価線形化手法を用いた多質点系モデルによる中間層免震構造の研究、洪ら⁴⁾⁵⁾による多質点系、2質点系の中間層免震構造モデルを用いた周波数解析による研究、寺本ら⁶⁾による多質点系の中間層免震構造モデルを用いた振動応答解析による研究がある。これらにより中間層免震構造の制震効果については、最適免震層位置、ダンパー量、全体質量に対する上部構造の質量比の影響をパラメータスタディーより把握されてきた。

また中間層免震構造建物では、一般の弾塑性性状を持つ耐震構造建物よりも、最大応層せん断力係数が減少するが、下部構造が弾性の場合は、下部構造では加速度が増加する傾向がある事が報告されている。さらに下部構造における加速度の増加傾向については、免震層のダンパーを無視した多質点系モデルの刺激関数ベクトルを用いた井上、山下ら⁷⁾による研究から、上部構造では一次モードが支配的だが、下部構造では二次・三次モードの影響が出やすいため、加速度が増加すると示している。そこで下部構造を履歴減衰を持つ柔剛混合構造にする事で、中間層免震構造による上部構造の応答の軽減を図りつつ下部構造の加速度を低減できることを示しており、寺本ら⁸⁾による下部構造がTri-Linear型の復元力特性を持つ多質点系モデルを用いた振動応答解析による研究からも同等の結論が出されている。

しかし、どの研究、設計への適用法についてもパラメータスタディが中心であり、中間層免震構造の一般的な地震応答特性を把握した上での効果的な設計法を得るには至っていない。つまり中間層免震構造の応答を把握するには、高層建物の設計で行うような電子計算機を用いた動的解析により、建物の地震時挙動をシミュレーションする事で可能になっているのが現状である。したがって現在における中間層免震構造の設計法としては、地震動波形を用いた時刻歴応答解析を数多く行い、その結果求める層せん断力、層間変位などの応答値から振動を規定する諸元が与える影響を分析し、最適と思われる値を設定している。このような方法では、計算手間も多く掛かるだけでなく、何よりも最初の見込を間違えるといつまで計算しても設計が収斂できない状況に陥ることがある。また時によっては、現実と掛け離れて過度の効果を期待してしまい、設計の目標である安全性、居住性の向上まで見失ってしまう恐れがある。さらに、採用する地震動の特性により応答結果はばらつきを持つため、応答結果をいくら多く羅列しても設計をまとめ上げる事はできない。つまり解析結果から一般性を見だし、数値解析できなかった範囲を含めて説明できる論理的構築ができないかぎり、新しい構造形式は本格的には採用して設計する事はできないと、筆者は考える。

いかなる構造形式においても地震動を受ける建物を設計するには、地震時の挙動を規定する諸元とそれらの相互関係が明らかになり、設計した建物の位置付けが明確になることが望まれる。建物の耐震性を論ずる方法として、秋山の提唱するエネルギーの収支に基づいた応答評価法がある。地震動の構造物への荷重効果をエネルギー入力によりとらえ、建物に投入された総エネルギーが骨組各部にどのように配分されるか、

エネルギー配分を支配する振動諸元は何か、また振動諸元の変動がエネルギー配分にもどのように影響を与えるかを、数多くの数値解析結果からエネルギー収支に関わる概念としてまとめ上げ、耐震設計法として理論構築されたものである。さらに秋山によると、一つの地震により構造物に投入されるエネルギーの総量(総エネルギー入力)は、構造物の1次固有周期、総質量に依存し、質量分布、強度分布、ばね定数分布にはほとんど影響されないとしている。また構造物各部に対する総エネルギー入力の分布は、各層の強度分布およびばね定数分布に依存することを明らかにしている。

また秋山は、第1層損傷集中型構造としての基礎免震構造に対して、免震層の累積塑性変形倍率と最大塑性率に一定の関係を持たせることにより、各種最大応答値を類推する包絡的解析法¹⁰⁾を提案し、またその設計法を日本建築学会の免震構造設計指針¹¹⁾に示している。さらに建物の各層を、鉛直支持のための弾性挙動する柔要素と地震時の入力エネルギーを吸収する剛要素とを組み合わせた柔剛混合構造とする事により、応答加速度の低減と耐震性確保が両立し得る耐震設計法の可能性¹²⁾を表している。

さらに原田、秋山はエネルギーの釣り合いに基づく解析法により、他の層と比較して特定層にある程度の損傷エネルギーが集中するエネルギー集中型柔剛混合構造となる各層弾塑性モデルについて、特定層のみにエネルギー吸収が集中しない仮定のもとでエネルギー吸収層のエネルギー吸収分担率の予測や各層における最大応答層せん断力係数の安全側の予測に関する研究¹³⁾がおこなわれている。そしてその中でエネルギー吸収層と弾性の一般層が混在する柔剛混合構造について、最下層をエネルギー吸収層とし他層を弾性層とする構造ブロックの組み合わせに分けることが出来るモデルに対して、各層柔剛混合構造モデルに置換してその応答予測等の検討を行っている。

このエネルギー集中型柔剛混合構造の考え方は、中間層免震構造に共通となるものである。しかし中間層免震構造では、鉛直支持部材からなる柔要素の剛性 ${}_mK_f$ に対する免震層のエネルギー吸収部材となる剛要素の弾性剛性 ${}_mK_s$ の比率が大きい。さらに、その他の層では弾性的挙動範囲が支配的となるため、免震層のみにエネルギーが集中して吸収する形式となることが多い。また、免震層以外の層で弾性挙動あるいは弾性挙動が支配的な挙動となる場合は、その層の弾性挙動時の変形が応答予測に大きく影響する。さらに、下部構造の振動特性から免震層の最大応答発生時刻と下部構造の最大応答発生時刻が異なる。したがって、原田、秋山によるエネルギー集中型柔剛混合構造の予測式では、下部構造の最大応答予測に適切かどうかを再検証する必要がある。また免震層下部となる下部構造の質量が、全体質量に対して大半を占める程度に大きくなる場合は、その層の弾性ひずみエネルギー量が大きくなって全体の応答予測に大きく影響する。したがって、原田、秋山の研究による応答予測をそのまま中間層免震構造に適用するのは難しい。

以上の点から中間層免震構造の設計手法については、応答特性をより一般的にとらえて耐震設計の目標を見失わないためにも、個々の応答結果を総合的に評価する方法

が必要である。そのためにもエネルギーの収支に基づいた応答評価法は、応答解析結果を抽象化してその中から一般性を導き出すことに主眼をおいた方法であると、筆者は考える。さらに筆者は、基礎免震構造のみならず中間層免震構造においてもこの方法が適用できるならば、中間層免震構造における設計法の基礎になると考える。

1.4 本研究の目的

本研究の目的の一つは、基本設計段階における中間層免震構造の応答評価法を提案することにある。つまり中間層免震構造の振動を規定する振動諸元を関数とし、モード解析から得られる固有関数を用いて免震層の挙動と下部構造の挙動に関係を与える事で、全体系の包絡的エネルギーの釣り合いを考慮した新たな応答予測法を提案する事である。

ここで提案するエネルギーの収支に基づいた応答評価法の長所は、地震動の入力レベルを建物に投入されるエネルギーの総量で評価し、建物の応答値をエネルギー配分により評価することができる点にある。さらにエネルギー入力総量の規定できると、エネルギーの釣り合いから建物の応答範囲を限定できる点、エネルギーを計算する事により個々の数値解析結果の位置付けが明らかになる点、他の応答解析結果に比べてエネルギーの収支に基づく評価は感度が鈍いため、逆に総合的な判断をしやすい点があげられる。

なお本予測法は、簡易に予測をする事で各種パラメータに対する応答傾向を概略的に理解して、基本設計に用いる事に主眼をおいている。なぜならば、現在の計算機の普及が多質点をそのまま用いた振動応答解析を容易にし、実施設計段階に行う詳細設計ではこのように簡略化した応答予測法を用いる必要性がないためである。またここで扱う中間層免震構造建物は、せん断型の骨組を対象とする。さらに免震層は、弾性挙動をする積層ゴムアイソレータと履歴減衰型のダンパーを対象とする。

さらに提案する応答予測式については、数値解析によりその妥当性を検証すると共に、各振動諸元の変動が応答に与える影響を明らかにする。またその予測式に基づき、中間層免震構造の適用限界について考察する。

第二の目的は、実際に設計された建物の解析モデルを用いて提案した応答評価法を検証することである。実際の中間層免震構造建物の設計例を用いて地震応答解析を行い、現実的な振動諸元を用いた振動応答解析結果と予測値を比較することにより、提案した応答予測式を検証する。さらに設計例を用いて、中間層免震構造における地震応答特性をエネルギー論的な視点から評価する。

また実際に設計した中間層免震構造建物より、建築計画に多様性を図る事ができる事を検証する。

2 章 多質点系中間層免震構造モデルの 2 質点系モデルへの置換

一般に中間層免震構造は、地震力の低減による設計への自由度の拡大が大きい中高層から高層建物に採用する事が多い。なぜならば、低層建物では基礎免震構造にやすく、さらに超高層建物では、弾性一次固有周期の長周期化により地震力の低減および風荷重の増大による建物の必要弾性耐力の増大があるので、中間層免震構造の採用の必要性が少ないためである。したがって、現状の実建物に対して中間層免震構造を採用する対象範囲は、弾性一次固有周期 T_0 が 0.5～2.0 秒程度であると筆者は考える。また中間層免震構造は、建物に入力させる地震エネルギーを吸収する事が目的の免震層、免震層の上にある上部構造および上部構造と異なった挙動をする免震層の下にある下部構造から成り立っている。したがって中間層免震構造の挙動を的確に把握するには、多層の中間層免震構造モデルを的確に簡易な中間層免震構造モデルに置換することが必要となる。

2.1 多質点系中間層免震構造モデルの応答特性を考慮した 2 質点系モデルへの置換

本章では、図 2-1 に示す実建物の剛性分布および一次固有周期を考慮した中間層を免震層に置換した多層の中間層免震構造モデルについて、簡易な中間層免震構造モデルに置換できるかどうかを検討する。多層の中間層免震構造モデルの諸元を次に示す。

- ・ 建物は 10 質点の弾性とし質量は、各層等しいものとする。
- ・ 免震層が無い場合の建物のせん断剛性分布は最下層のせん断剛性が最上層のせん断剛性の 2 倍とし、中間層は直線補間された値となる台形分布モデル (Case1)、および最下層のせん断剛性と最上層のせん断剛性が等しい直線分布モデル (Case2) の 2 種類とする。
- ・ 免震層が無い時の建物モデルはせん断型とし、Case1, Case2 ともその一次固有周期 T_0 を 1.0 秒および 2.0 秒とする。
- ・ 上記建物モデルの第 8 層, 第 6 層, 第 4 層を免震層に置換して、中間層免震構造モデルとする。すなわち全体質量 M に対する上部構造質量の和 M の比率を Rm とすると、 $Rm=0.3, 0.5, 0.7$ となる。
- ・ 免震層の積層ゴムアイソレータ (以下アイソレータと呼ぶ) は、剛体と考えた上部質量に対して固有周期 $_mT_f$ が 3.5 秒相当のせん断剛性を有するものとする。
- ・ ダンパーは履歴型ダンパーを想定し、完全弾塑性型モデルに置換できるものとする。なおダンパーは剛体と考えた上部質量に対して固有周期 $_mT_s$ が 0.5 秒相当の弾性せん断剛性を有するものとする。
- ・ 全体重量に対するダンパーの降伏耐力の比率を $\alpha's$ として、パラメータとする。ここでは $\alpha's=0.012\sim0.042$ とする。
- ・ 建物の内部減衰は無いものとする。

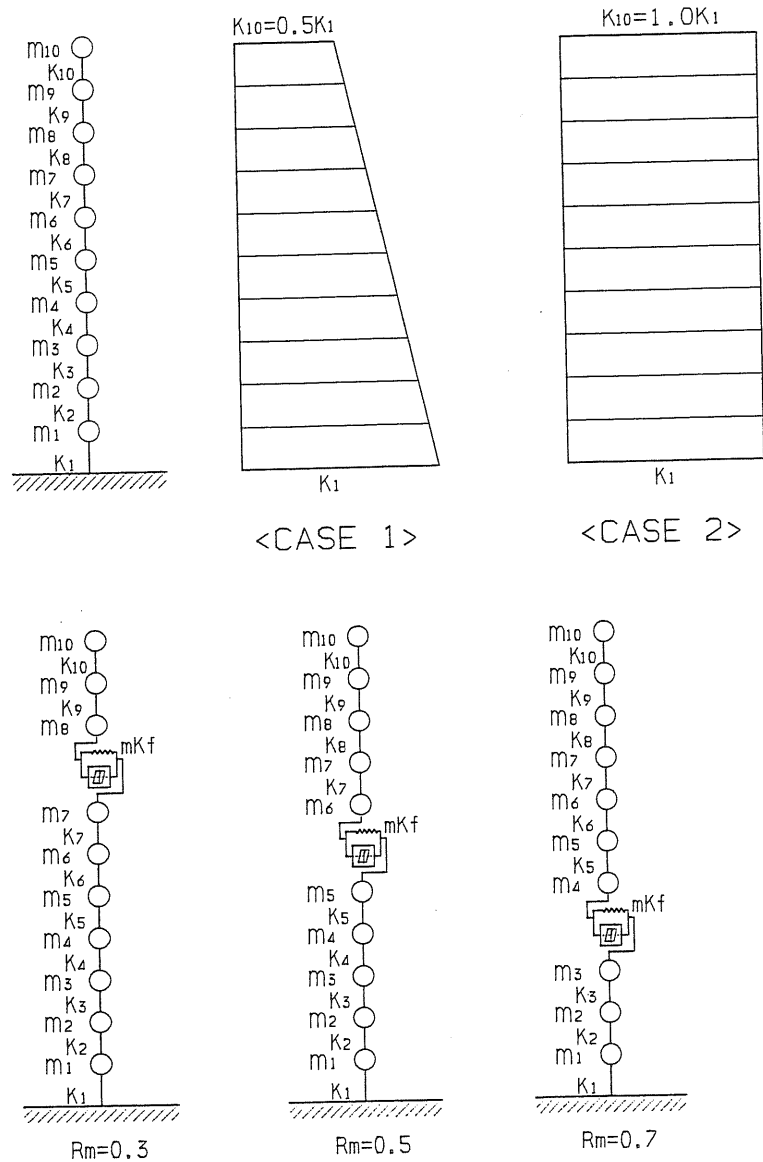
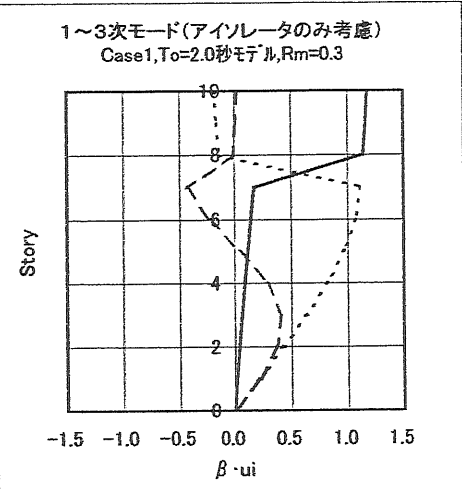
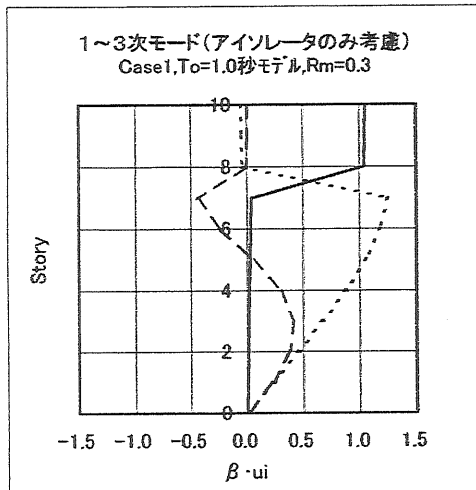


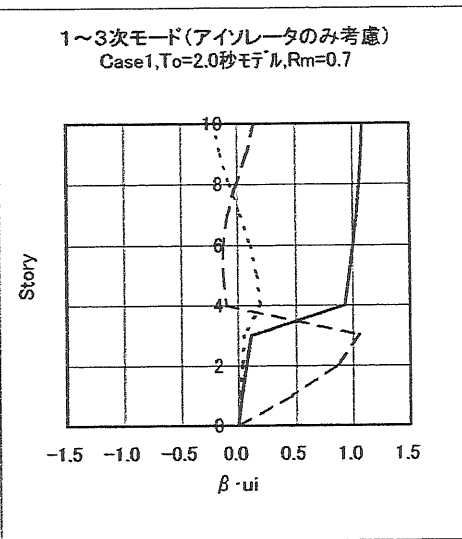
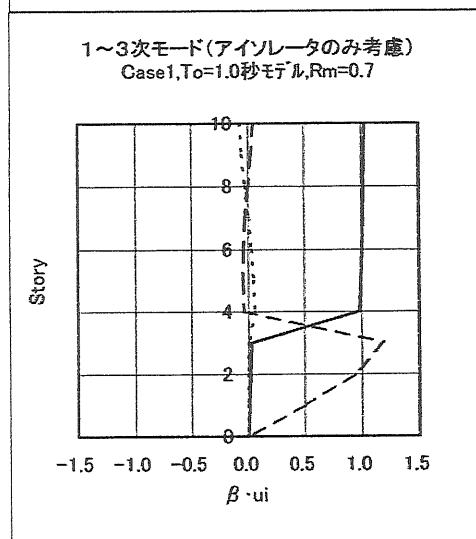
図 2-1 10 質点系中間層免震構造モデルの概要

アイソレータのみを考慮した免震層を持つ上記諸元の間中間層免震構造モデルにおける一次～三次モードの代表例として、Case1 の時の $R_m=0.3$, 0.7 および Case2 の時の $R_m=0.3$ における刺激関数ベクトルを図 2-2 に示す。既往の文献 7) で示されている事と同様に本図からも、次に示す事がわかる。

Case1
Rm=0.3

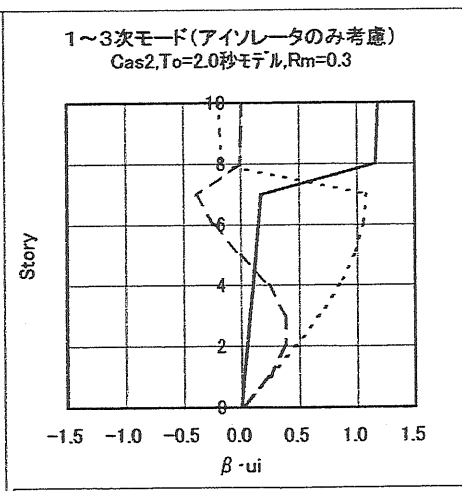
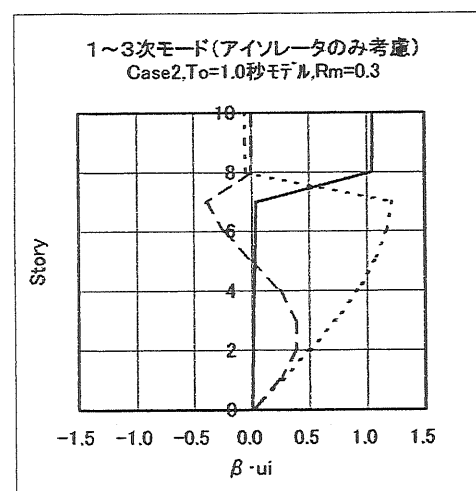


Case1
Rm=0.7



—— 1次モード - - - - 2次モード - · - · 3次モード

Case2
Rm=0.3



—— 1次モード - - - - 2次モード - · - · 3次モード

図 2-2 アイソレータのみを考慮した時の多質点系モデルの刺激関数ベクトル
(Case1 時 : $Rm=0.3, 0.7$, Case2 時 : $Rm=0.3$)

- どの Case においても、一次モードでは免震層の挙動が支配的である。またそのモード形状から、一次モードでは免震層以外の部分の挙動は小さい事がわかる。
- どの Case においても $R_m=0.7$ を以外では、二次モードで下部構造の挙動が支配的となり、そのモード形状は下部構造の一次モードに近い。なお、 $R_m=0.7$ においては三次モードがそれにあたる。なお Case 1 においては、下部構造の挙動が支配的となるモードでは、免震層および上部構造の挙動は小さい。しかし Case 2 では、下部構造の挙動が支配的となるモードは、上部構造の挙動が Case 1 より若干大きくなる傾向がある。
- どの Case においても一次モードと二次モード（ $R_m=0.7$ では三次モード）の刺激関数ベクトルの最大値は、ほぼ同等の値を示している。したがって中間層免震構造建物では、免震層の挙動に対して下部構造の挙動は無視できない。
- どの Case においても上部構造の挙動は、 $R_m=0.3, 0.5$ では三次モードが大きくなるが、その刺激関数ベクトルの最大値は他のモードと比較すると小さい。また Case 1 では、 $R_m=0.7$ の下部構造の挙動が支配的となる二次モードにおいても同様の傾向がある。ただし図中には示していないが Case 2 における $R_m=0.7$ においては、下部構造の挙動が支配的となる三次モードが他のモードと同等程度の大きさとなる。この理由は Case 2 では建物の鉛直方向の剛性分布が、均一であるためと考えられる。

以上の点より、実建物の剛性分布や一次固有周期を考慮した多質点系の中間層免震構造モデルを、下部構造を 1 質点、上部構造を剛体と考えて免震層と上部構造をあわせて 1 質点とした合計 2 質点となる中間層免震構造モデルへ置換する事が可能である。なお、上部構造を剛体として弾性エネルギーを考慮しないモデル化は、全体挙動としては耐震設計上安全側である。

次に図 2-3 に示す様な第 m 層を免震層とした多質点系免震構造モデルを 2 質点に置換したモデルを考える。この時の仮定を次に示す。

- (1) 2 質点系モデルの建物全体の質量 M 、上部構造の質量 M_u 、下部構造の質量 M_d は、対応する多質点系モデル部分のその和に等しい。
- (2) 2 質点系モデルのアイソレータのみの剛性から決定される免震層の固有周期 T_f は、多質点系モデルのそれに等しい。
- (3) 2 質点系モデルのダンパーの降伏耐力および弾性剛性は、多質点系モデルのそれに等しい。

上記のような仮定をした理由は次による。弾塑性性状が大きく変わる本構造の場合に、ダンパーの弾性状態時および塑性状態時の固有関数等を複雑に組み合わせて等価質量の概念を持ち込む事は、アイソレータの弾性剛性等も等価質量に合わせて変更することになる。さらに、その剛性評価も弾塑性性状に合わせて変化するため、煩雑になる。しかしそれら

のパラメータは、中間層免震構造の特性を捕らえるには重要なものである。したがって、等価質量の概念は持ち込まずに全体質量そのままの値を利用する。

アイソレータのみの時の2質点系モデルにおける下部構造の挙動の影響が大きい二次固有周期と、アイソレータのみの時の多質点系モデルにおける下部構造の挙動の影響が大きい二次固有周期（ $Rm=0.7$ では三次固有周期）とが等しくなるように、下部構造全体を一質点に置換した時の等価な剛性 ${}_uK_{eq}$ を設定する。免震層が無い建物モデルの $m-1$ 層までの固有関数 u_{m-1} が中間層免震構造モデルの下部構造の固有関数と近似であると仮定する。その時の2質点系モデルにおける下部構造の等価な剛性 ${}_uK_{eq}$ は、次の様に示される。¹³⁾

$${}_uK_{eq} = \frac{\sum_{j=1}^{m-1} m_j \sum_{i=1}^{m-1} K_i (u_i - u_{i-1})^2}{\sum_{j=1}^{m-1} m_j u_j^2} \quad (2.1)$$

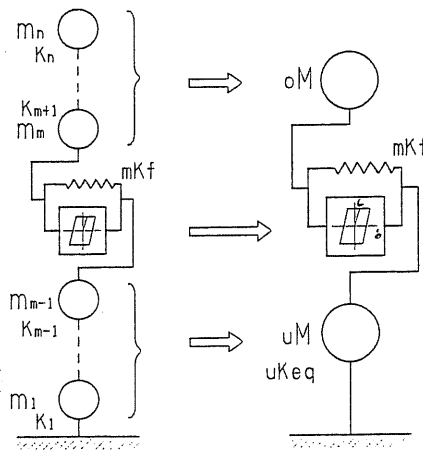


図 2-3 等価な2質点系中間層免震構造モデルへの置換の概要

2.2 置換した等価な2質点系中間層免震構造モデルの妥当性

前節により、10 質点となる多質点系中間層免震構造モデルは、等価な2 質点系モデルに置換することができる。ここで 10 質点系モデルと等価に置換した2 質点系モデルの固有周期の比較を表 2-1 に示す。いずれの Case においてもアイソレータのみを考慮した免震層の場合の固有周期は、一次および下部構造の挙動が支配的となる二次 ($R_m=0.7$ では 10 質点系では三次) の固有周期とよく一致している。なおいずれの Case においても、アイソレータとダンパーの弾性剛性を考慮した免震層の場合 (A model) の固有周期は、 R_m の増大にしたがって 10 質点系モデルより 2 質点系モデルの方が短くなる傾向がある。

その理由は、上部構造を剛体と考えた 2 質点系中間層免震構造モデルへのモデル化が、次の点に主眼を置いているためである。その点とは、2 質点系中間層免震構造モデルでは、免震層が大きく挙動する B model の一次固有周期に合うように免震層をモデル化し、さらに主に下部構造が大きく挙動する B model の二次固有周期に合うように、等価剛性により下部構造をモデル化している点である。そのため A model では、 R_m が大きくなるにしたがって 10 質点系モデルとの固有周期のずれが本モデル化では生じる。しかし、大地震時に中間層免震構造が有効的に挙動するダンパー量の範囲は、 $\alpha's=0.02\sim0.04$ 程度である⁶⁾。その範囲では B model の挙動が支配的なため、このモデルを用いる事は許容できる。

次に等価に置換した 2 質点系中間層免震構造モデルと 10 質点系中間層免震構造モデルとの整合性を、建物の内部減衰が無い場合の振動応答解析より検討する。振動応答解析に用いた地震動波形は、レベル 2 地震動を想定して最大速度を 50cm/sec とした観測地震動波形の El Centro (1940) NS 成分、Taft (1952) EW 成分、十勝沖地震八戸 (1968) NS 成分およびレベル 2 地震動を想定した設計用模擬地震動波形 ART WAVE 474¹⁴⁾とした。この模擬地震動波形は、加速度応答スペクトル形状を 1981 年に制定した建築基準法施行令における第 2 種地盤の振動特性係数 R_t とみなし、長周期領域における速度応答スペクトルを $S_v=100\text{cm/sec}(h=0.05)$ として、1978 年の宮城県沖地震における東北大学で観測された地震動波形の NS 成分の位相特性を用いて作成したものである。図 2-4 に採用した各地震動波形の $h=0.05$ におけるレスポンススペクトルを示す。

振動応答解析結果の代表例として、Case1 の時の $R_m=0.3, 0.7$ および Case2 の時の $R_m=0.3$ の場合を図 2-5a~c に示す。図中の横軸は $\alpha's$ とする。また縦軸は、免震層の応答最大層間変形量 δ_{\max} 、免震層の応答最大層せん断力係数 α および下部構造最下層の応答最大層せん断力係数 α について、10 質点系モデルに対する 2 質点系モデルの応答値の比を示したものである。

それによるといずれの Case および T_0 においても δ_{\max} 、 α は、10 質点系モデルと 2 質点系モデルではよく一致している。しかし α は、2 質点系モデルの応答値が 10 質点系モデルの応答値よりやや高めになる。その理由は次による。検討している 2 質点系モデルは、質量を多質点系モデルの全質量に等しくして、下部構造の等価剛性をその挙動が大きくなる周期に等価になるように置換したものである。一般に多質点系モデルを 1 質点に置換したモデルでは、応答最大層せん断力係数が多質点系のそれよりも大きくなる¹⁵⁾。この事は下部構造のモデル化でも同じである。つまり下部構造のモデル化は、下部構造の全体

一次変形を等価に置換したものであるためその傾向が出やすい。しかし、本手法により2質点系モデルの応答予測をする事は、多質点系モデルの応答に対しては、その差が多少あるものの安全側の評価である。また Case2 においては、地震動波形によりかなりのばらつきがある。しかし5章で後述するように建物の内部減衰を考慮すると、そのばらつきは小さくなる。したがって応答値の平均値を考慮すると、応答結果のばらつきは許容できる。

多質点系中間層免震構造モデルの応答特性より、下部構造を等価な弾性剛性として(2.1)式で評価して1質点とし、上部構造を剛体と考えて免震層と上部構造をあわせて1質点とした合計2質点となる中間層免震構造モデルへ置換して評価する事が、可能である。

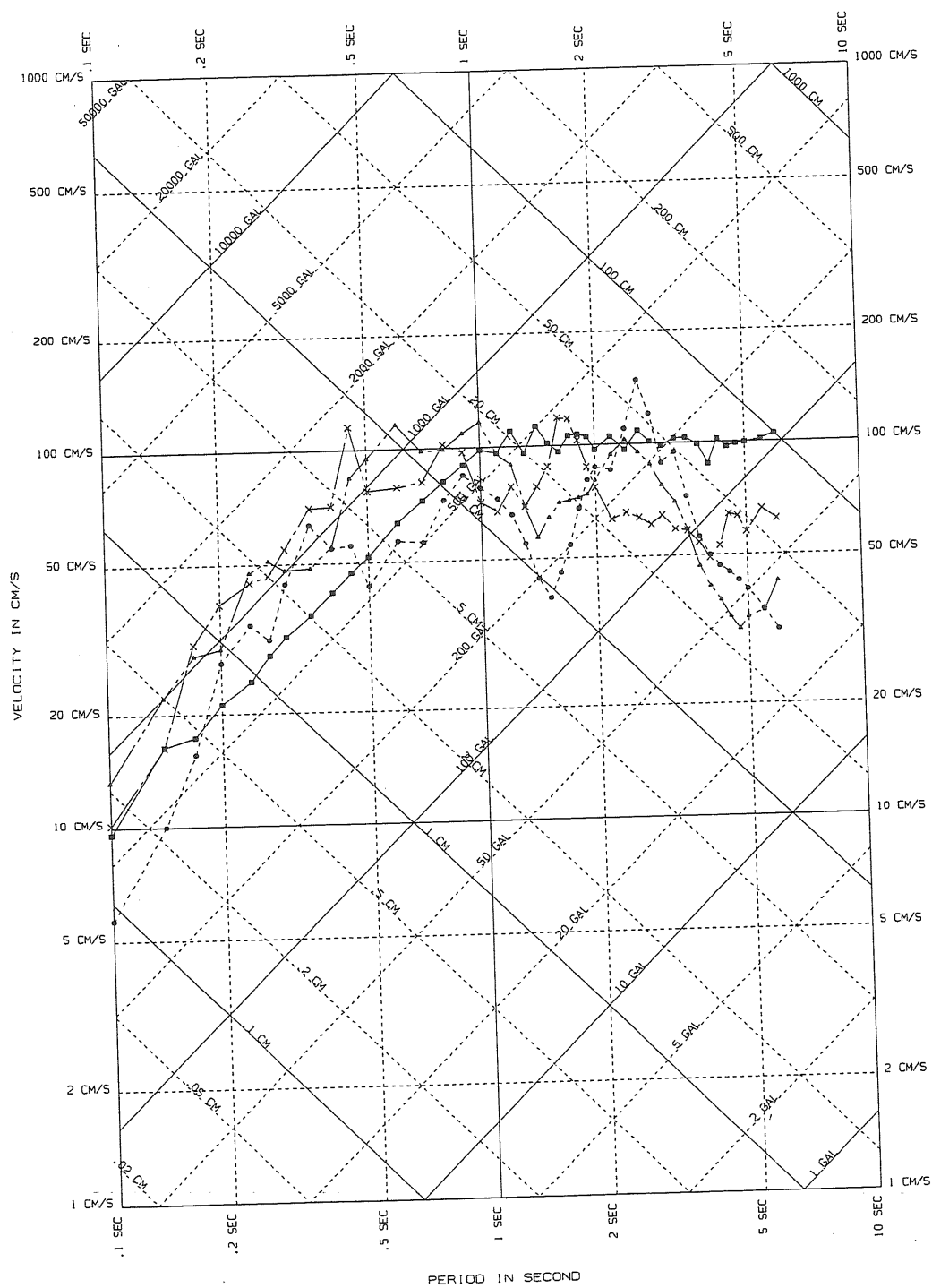
表 2-1 各モデルの固有周期

基本モデル	重量比	モード	10質点モデル		2質点モデル	
			A model(sec)	B model (sec)	A model(sec)	B model (sec)
Case1 To=1.0sec モデル	Rm=0.3	1次	1.05	3.58	0.86	3.53
		2次	0.42	0.68	0.39	0.67
	Rm=0.5	1次	1.05	3.60	0.78	3.53
		2次	0.37	0.49	0.30	0.47
	Rm=0.7	1次	1.04	3.61	0.71	3.53
		2次	0.36	0.31*	0.21	0.30
Case1 To=2.0sec モデル	Rm=0.3	1次	1.98	3.83	1.64	3.63
		2次	0.70	1.29	0.41	1.30
	Rm=0.5	1次	1.95	3.90	1.40	3.64
		2次	0.71	0.93	0.34	0.92
	Rm=0.7	1次	1.91	3.92	1.18	3.62
		2次	0.72	0.59*	0.25	0.58
Case2 To=1.0sec モデル	Rm=0.3	1次	1.05	3.57	0.87	3.53
		2次	0.41	0.70	0.39	0.67
	Rm=0.5	1次	1.05	3.60	0.80	3.54
		2次	0.36	0.51	0.31	0.49
	Rm=0.7	1次	1.04	3.61	0.74	3.53
		2次	0.34	0.33*	0.22	0.32
Case2 To=2.0sec モデル	Rm=0.3	1次	2.00	3.81	1.64	3.63
		2次	0.67	1.33	0.41	1.31
	Rm=0.5	1次	1.96	3.90	1.44	3.65
		2次	0.65	0.98	0.34	0.95
	Rm=0.7	1次	1.91	3.92	1.25	3.64
		2次	0.67	0.61*	0.26	0.62

*印は3次を示す

A model:免震層の積層ゴムアイソレータとダンパーの弾性剛性を考慮した場合

B model:免震層の積層ゴムアイソレータのみを考慮した場合



X- 5
ARTWAVE 474 LEVEL 2
H = 0.050
MAX ACC.= 282.000 (GAL)
END TIME= 82.000 (SEC)

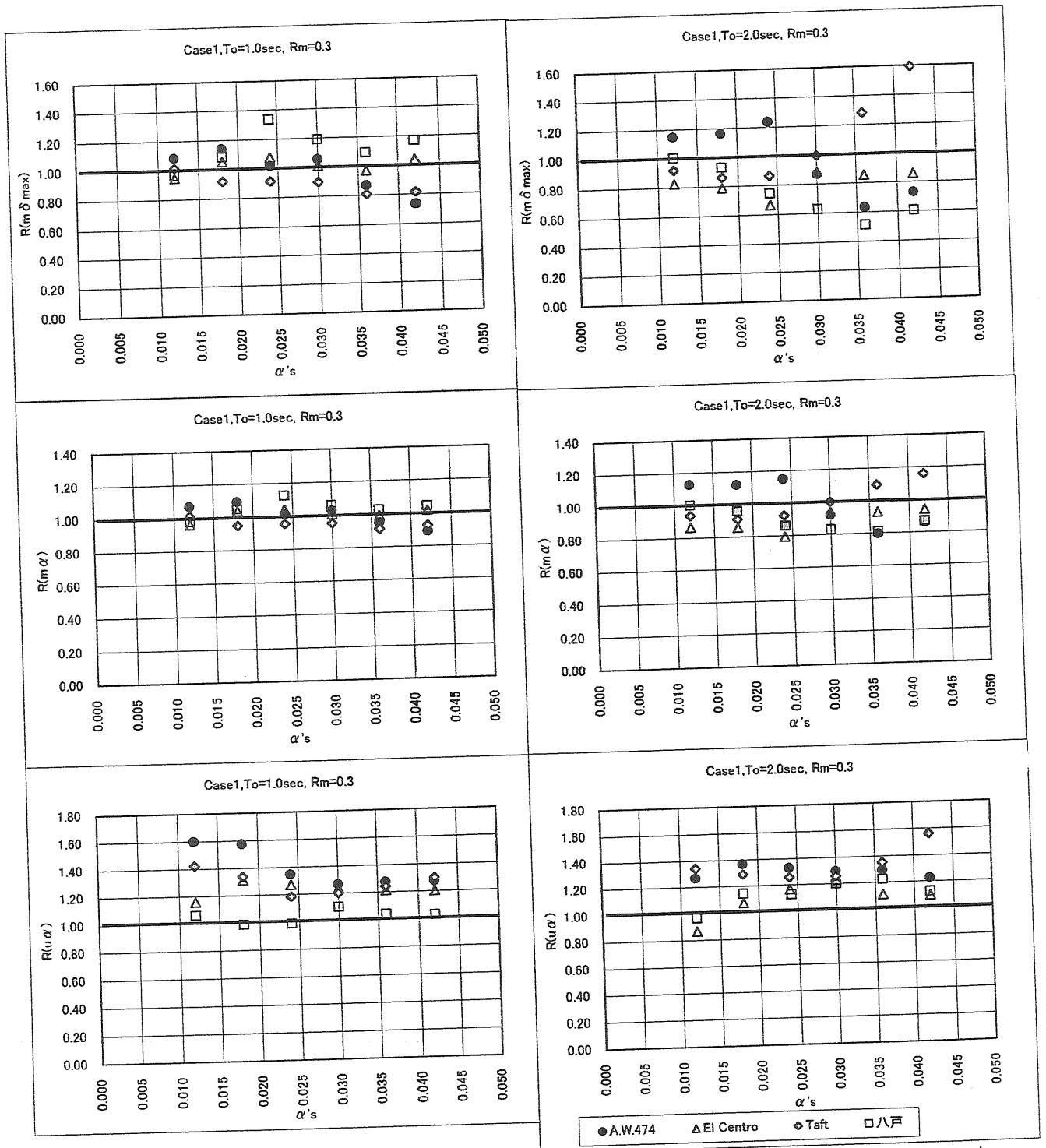
X- 151
EL CENTRO NS 50CM/S
H = 0.050
MAX ACC.= 490.000 (GAL)
END TIME= 54.000 (SEC)

X- 155
TAFI EW 50CM/S
H = 0.050
MAX ACC.= 500.000 (GAL)
END TIME= 55.000 (SEC)

X- 175
HACHINOHE NS 50CM/S
H = 0.050
MAX ACC.= 334.000 (GAL)
END TIME= 36.000 (SEC)

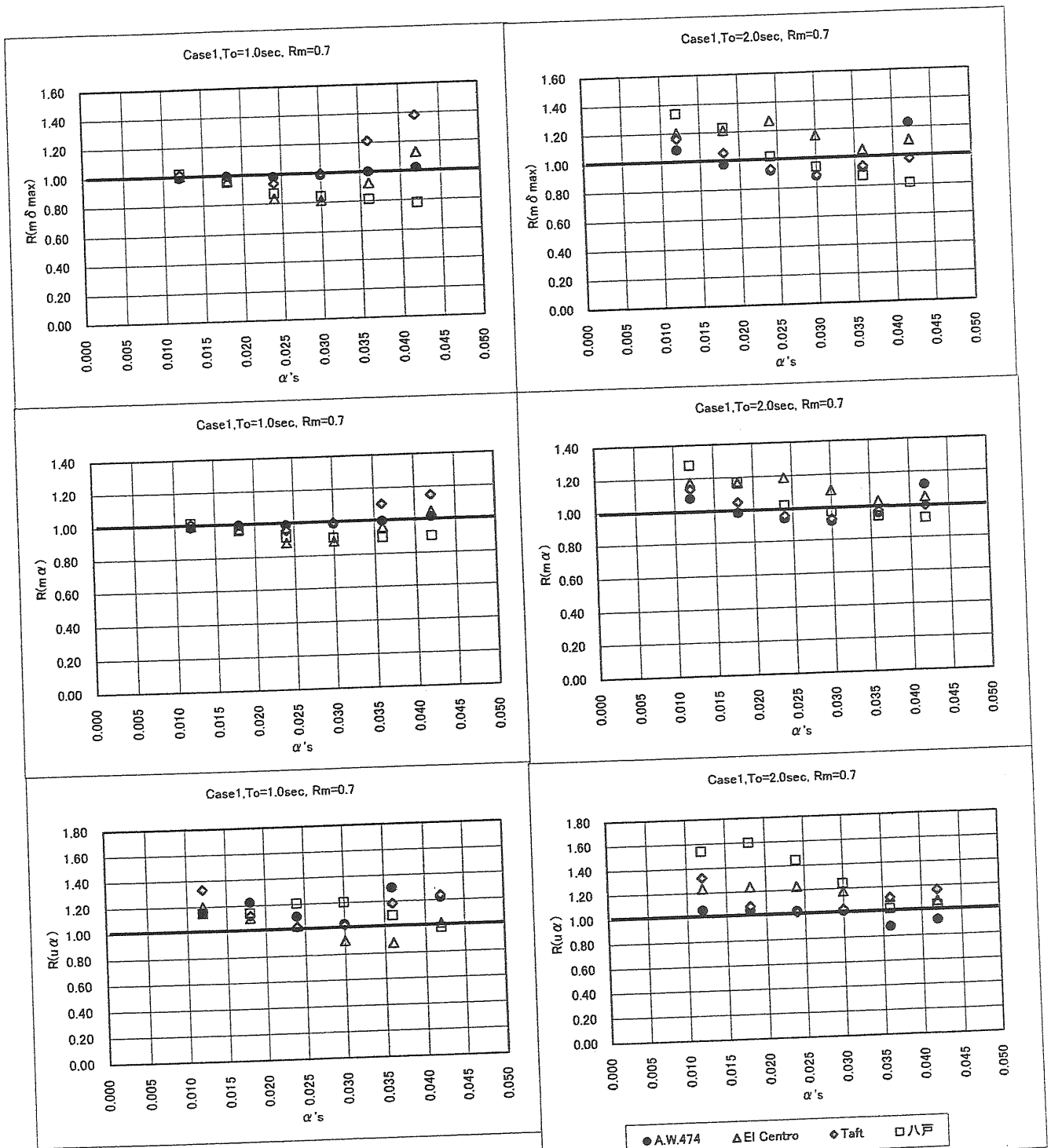
LOG TRIPARTITE PLOT (SV=SA/OMEGA, SA=ABS.ACC.MAX)

図 2-4 採用した各地震動波形のレスポンススペクトル (h=0.05)



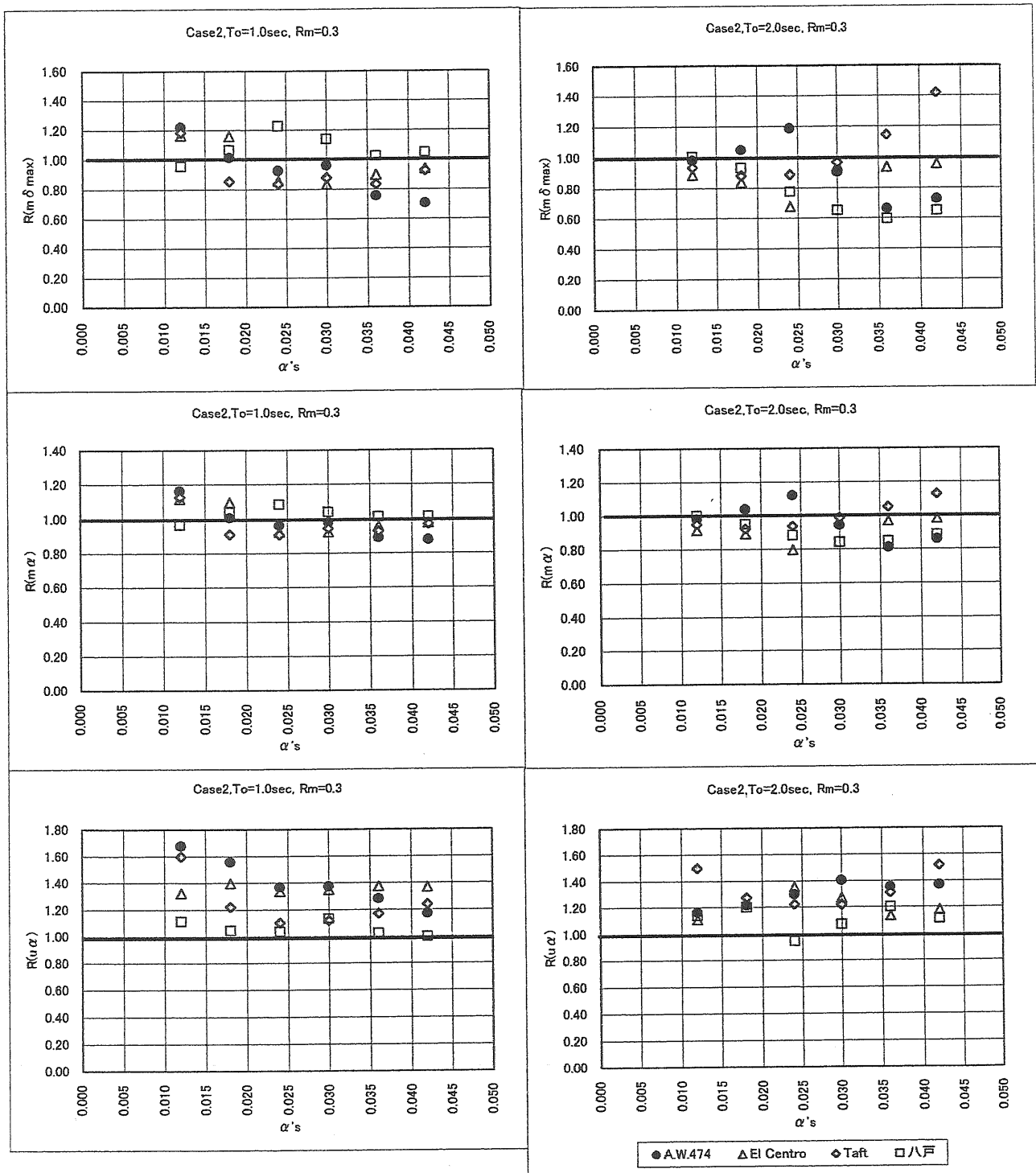
(*) $R(D)$ はDに関する(2質点系モデル応答値/10質点系モデル応答値)を示す。
10質点系モデルにおける $u\alpha$ は、第1層の値とする。

図 2-5a 各中間層免震構造モデルの振動応答値の比較 (2質点系/10質点系)



(*) $R(D)$ はDに関する(2質点系モデル応答値/10質点系モデル応答値)を示す。
10質点系モデルにおける $u\alpha$ は、第1層の値とする。

図 2-5b 各中間層免震構造モデルの振動応答値の比較 (2質点系/10質点系)



(*) $R(D)$ はDに関する(2質点系モデル応答値/10質点系モデル応答値)を示す。
10質点系モデルにおける $u\alpha$ は、第1層の値とする。

図 2-5c 各中間層免震構造モデルの振動応答値の比較 (2質点系/10質点系)

3 章 2 質点系中間層免震構造モデルの地震応答予測

2 章から多質点系中間層免震構造モデルは、等価な 2 質点系中間層免震構造モデルに置換することが可能であると示された。本章では、2 質点系中間層免震構造モデルを用いて中間層免震構造の振動を規定する振動諸元を関数とし、モード解析から得られる固有関数を用いて免震層の挙動と下部構造の挙動に関係を与える事で、全体系の包絡的エネルギーの釣り合いを考慮した新たな応答予測法を提案する。そしてその応答予測式を用いて、各諸元がもたらす 2 質点系中間層免震構造モデルの特性について検討する。

3.1 エネルギーに着目した 2 質点系中間層免震構造モデルの地震応答予測

3.1.1 エネルギーによる耐震性の評価

地震時に中間層免震構造建物が吸収するエネルギーと建物に投入されるエネルギーの釣り合い式は、時刻 t の時に次の様に示される。

$$\begin{aligned} E(t) &= \{oWe(t) + oWp(t) + oWh(t)\} + \{mWe(t) + mWp(t) + mWh(t)\} + \{uWe(t) + uWp(t) + uWh(t)\} \\ \text{すなわち} \\ E(t) - \{oWh(t) + mWh(t) + uWh(t)\} &= E_D(t) \\ &= \{oWe(t) + oWp(t)\} + \{mWe(t) + mWp(t)\} + \{uWe(t) + uWp(t)\} \end{aligned} \quad (3.1)$$

ここで $E(t)$: t 時の地震による建物へのエネルギー入力

$E_D(t)$: t 時の建物の損傷に寄与するエネルギー

$oWe(t)$: t 時の上部構造の弾性振動エネルギー

$oWp(t)$: t 時の上部構造の累積塑性ひずみエネルギー

$oWh(t)$: t 時の上部構造の減衰によるエネルギー吸収量

$mWe(t)$: t 時の免震層の弾性振動エネルギー

$mWp(t)$: t 時の免震層の累積塑性ひずみエネルギー

$mWh(t)$: t 時の免震層の減衰によるエネルギー吸収量

$uWe(t)$: t 時の下部構造の弾性振動エネルギー

$uWp(t)$: t 時の下部構造の累積塑性ひずみエネルギー

$uWh(t)$: t 時の下部構造の減衰によるエネルギー吸収量

2 章の図 2-3 に示す 2 質点系に置換した中間層免震構造モデルのエネルギーの釣り合いを考える。なお免震層は、アイソレータ群を弾性挙動する柔要素とし、ダンパー群を剛要素とした柔剛混合構造である。また、免震層は履歴減衰型ダンパーを仮定し、剛要素となるダンパーの復元力特性は、完全弾塑性型とする。ここで現状の中間層免震構造の設計では、上部構造を支持する下部構造は大地震時にもほぼ弾性限耐力範囲内に設計する事が多い。さらに後述する様に、応答予測に際してモード解析から得られた固有関数を利用する点をより明確にする事も考慮して、下部構造は弾性範囲内と仮定する。よって、 $oWe(t) = 0$, $oWp(t) = 0$, $uWp(t) = 0$ となる。ここで上部構造および免震層の減衰によるエネルギー

ギー吸収量は小さく、その量を見捨てる事は安全側の仮定となる。したがって $oWh(t)=0$ 、 $mWh(t)=0$ となる。また下部構造の減衰によるエネルギー吸収量も $uWh(t)=0$ と仮定すると、 $E_D(t)=E(t)$ になる。免震層の最大層間変形の発生時刻を t_m 、 t_0 を地動の継続時間を表すものとする、(3.1)式は次の様に示される。

$$\begin{aligned} \text{時刻 } t_m \text{ の時: } E(t_m) &= mWe(t_m) + mWp(t_m) + uWe(t_m) \\ &= We(t_m) + mWp(t_m) \end{aligned} \quad (3.1a)$$

$$\begin{aligned} \text{時刻 } t_0 \text{ の時: } E(t_0) &= mWe(t_0) + mWp(t_0) + uWe(t_0) \\ &= We(t_0) + mWp(t_0) \end{aligned} \quad (3.1b)$$

一般に減衰が小さな系や塑性化が小さな系では $E(t_m) > E(t_0)$ となり得る。しかし、本検討で扱うような高い地震入力レベルで免震層の累積塑性ひずみエネルギーのエネルギー入力に占める比率が高い構造では、一般に $E(t_m) \leq E(t_0)$ となる⁸⁹⁾。したがって中間層免震構造の耐震性評価で、(3.1a)式の $E(t_m)$ を $E(t_0)$ に置き換えて入力エネルギーの過大評価をする事は、安全側の評価である。また対象としている中間層免震構造の範囲では、 $mWp(t_0)$ が $We(t_m)$ より十分に大きい。それゆえ $mWe(t_0)$ 、 $uWe(t_0)$ を、各々の最大値発生時刻における各々の最大変形を用いて表す事は厳密性を欠くが、その誤差は小さいため無視できる。この事は、図3-1-1の2質点モデルにおける各部エネルギーの時刻歴例からも判断できる。すなわち、免震層の最大層間変形の発生時刻 t_m における $E(t_m)$ は、 $E(t_m) \leq E(t_0)$ となっており、またその時における $We(t_m)$ は、 $mWp(t_0)$ と比較すると十分に小さくなっている。なお本モデルでは、免震層のみが累積塑性ひずみエネルギーを持つため、 $mWp(t_0) = Wp(t_0)$ となる。

また本中間層免震構造モデルでは、図3-1-2の2質点モデルにおける各部の層間変形の時刻歴例に示す様に、その振動特性から免震層の最大応答発生時刻と下部構造の最大応答発生時刻が異なる。そのため双方の最大弾性振動エネルギーは、本来はエネルギーの釣り合い式の中では単純に重ね合わせる事ができない。しかし下部構造の弾性振動エネルギーの算出には、各次の固有関数を用いたSRSS法による平均的な応答最大値を用いる。この手法により下部構造の等価最大変形量は、免震層の最大変形 δ_{max} と関係付く。そして下部構造の弾性振動エネルギーが、本モデルの包絡的エネルギー釣り合い式の中で単純に重ね合わせる事が可能になる。

したがって $E(t_0) = E$ 、 $E_D(t_0) = E_D$ とすると、2質点系中間層免震構造モデルの包絡的エネルギー釣り合い式は、次の様になる。

$$E - uWh(t_0) = \frac{MV_E^2}{2} - uWh = E_D = \frac{MV_D^2}{2} = mWe + mWp + uWe \quad (3.2)$$

ここで M : 建物全体の質量
 V_E : 建物への総エネルギー入力 E の速度換算値
 V_D : 損傷に寄与する総エネルギー E_D の速度換算値
 mWp : 免震層の累積塑性ひずみエネルギー

mWe : 免震層の最大変形時の弾性振動エネルギー
uWe : 下部構造の最大変形時の弾性振動エネルギー
uWh : 下部構造の減衰による総エネルギー吸収量

ここで免震層に生じる累積塑性変形量が免震層の最大変形 ${}_m\delta_{\max}$ と一定の関係であるならば、後述する(3.7)式から免震層の累積塑性ひずみエネルギー mW_p は、 ${}_m\delta_{\max}$ の関数となる。同様に免震層の最大変形時の弾性振動エネルギー mW_e と下部構造の最大変形時の弾性振動エネルギー uW_e を ${}_m\delta_{\max}$ の関数で表す事で、(3.2)式から ${}_m\delta_{\max}$ を地震時の建物への総エネルギー入力 E と関係付ける事ができ、2質点系中間層免震構造モデルにおける免震層の最大変形 ${}_m\delta_{\max}$ の応答予測が可能となる。ここで、免震層の応答最大層せん断力係数 ${}_m\alpha$ と下部構造の応答最大層せん断力係数 ${}_u\alpha$ は、 ${}_m\delta_{\max}$ の関数として示すことが可能である。したがって、地震時の建物への総エネルギー入力 E と2質点系中間層免震構造モデルの各部の応答最大層せん断力係数を関係付けることができ、応答予測が可能となる。

3.1.3～3.1.4にて、各部のエネルギーを ${}_m\delta_{\max}$ の関数として関係付けるを試みる。

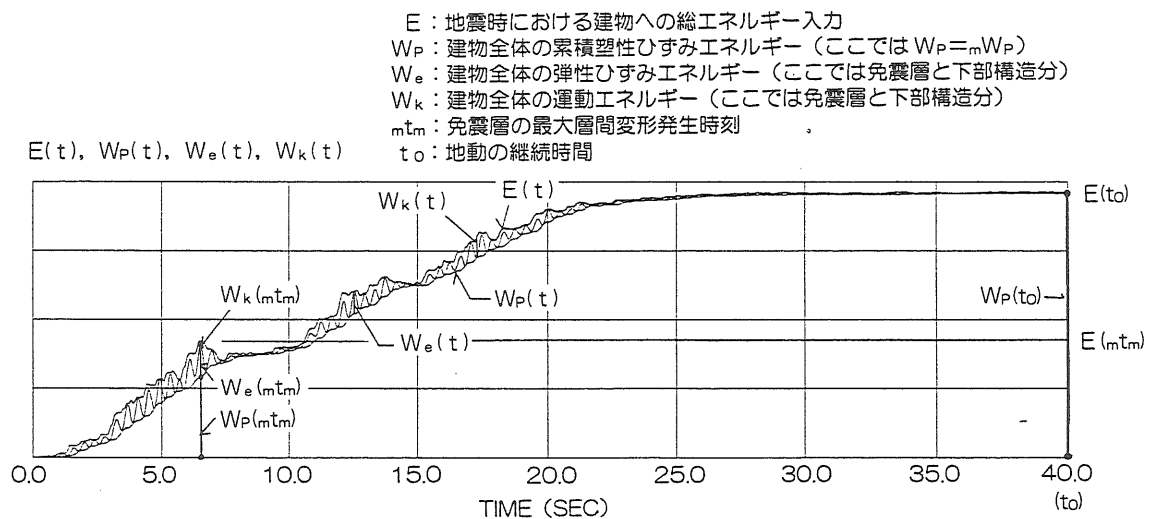


図3-1-1 2質点系中間層免震構造モデルにおける各部エネルギーの時刻歴例
 ($R_m=0.30$, $T_u=1.0\text{sec}$, $\alpha's=0.030$ モデル ART WAVE 474 入力)

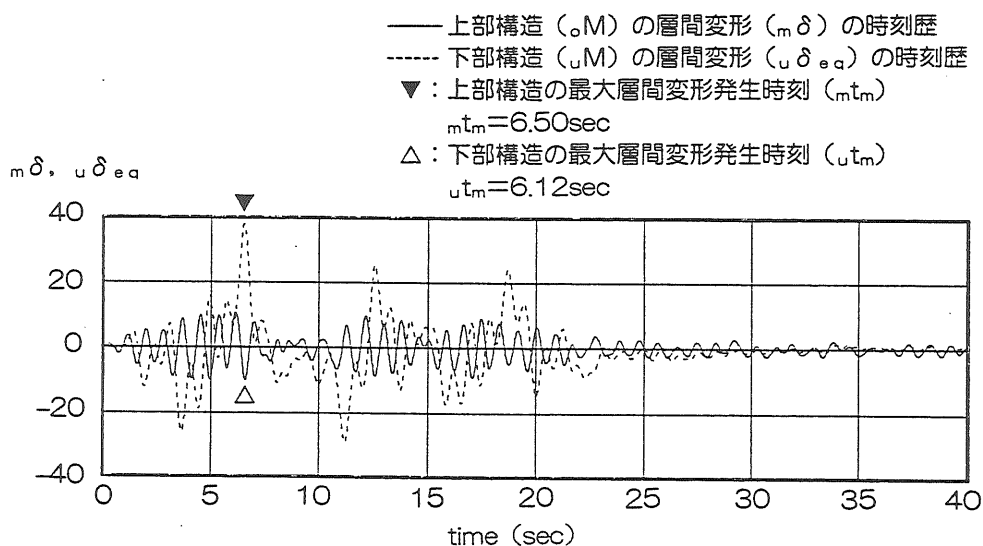


図3-1-2 2質点系中間層免震構造モデルにおける各部の層間変形の時刻歴例
 ($R_m=0.30$, $T_u=1.0\text{sec}$, $\alpha's=0.030$ モデル ART WAVE 474 入力)

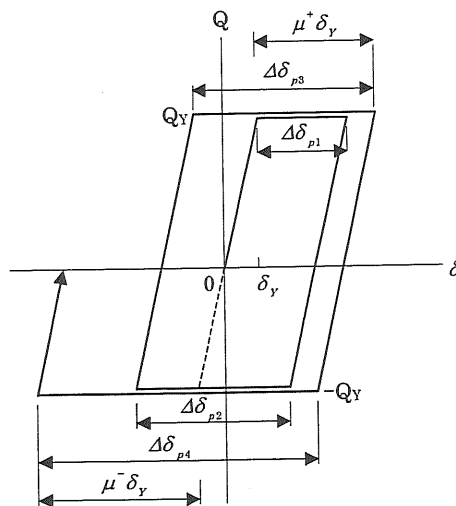
3.1.2 免震層の最大変形と累積塑性変形倍率の関係

秋山によると、単一要素からなる弾塑性性状の復元力特性を持つ構造物の累積塑性ひずみエネルギー W_p は、構造物の降伏耐力 Q_Y 、構造物の降伏変形 δ_Y および累積塑性変形 δ_p を用いると次の様に表される。⁸⁾

$$W_p = Q_Y \delta_p = \eta \cdot Q_Y \delta_Y$$

なお η は累積塑性変形倍率と呼び、 $\eta = \frac{W_p}{Q_Y \delta_Y}$ で示される。完全弾塑性型の復元力特性

において累積塑性変形倍率 η は、次の様に表される。



$$\delta_p^+ = \Delta \delta_{p1} + \Delta \delta_{p3}$$

$$\delta_p^- = \Delta \delta_{p2} + \Delta \delta_{p4}$$

$$\eta = \frac{\delta_p^+ + \delta_p^-}{\delta_Y} = \eta^+ + \eta^- \quad \text{ここで、} \eta^+ = \frac{\delta_p^+}{\delta_Y} : \text{正方向の累積塑性変形倍率}$$

$$\eta^- = \frac{\delta_p^-}{\delta_Y} : \text{負方向の累積塑性変形倍率}$$

一般の基礎免震構造と同様に中間層免震構造も、免震層は柔剛混合系である。柔剛混合系となる免震層の累積塑性変形倍率 ${}_m\eta$ は、同層の最大塑性変形倍率 ${}_m\mu_{\max}$ を用いて表現できる事を秋山は示しており、その値は免震層の ${}_m\mu_{\max}$ の8倍相当である事を提案している⁹⁾¹⁰⁾。

$${}_m\eta = \kappa \cdot {}_m\mu_{\max} \quad \text{ここで、} \kappa = 8 \quad (3.3)$$

よって ${}_m\delta_{\max}$ は、 ${}_m\eta$ を用いて次の様に表す事ができる。

$${}_m\delta_{\max} = s \delta_Y (1 + {}_m\mu_{\max}) = (1 + \frac{{}_m\eta}{\kappa}) s \delta_Y \quad (3.4)$$

ここで $s \delta_Y$: 免震層のダンパー降伏時の変形量

3.1.3 免震層の累積塑性ひずみエネルギーの評価

一般の耐震建物における累積塑性ひずみエネルギー W_p は次の様に表す事ができる⁹⁾。

$$W_p = \sum_{i=1}^N W_{p_i} \quad (3.5)$$

下部構造が弾性の場合には2質点系中間層免震構造モデルでは、免震層のみが累積塑性ひずみエネルギーを持つ。なお一般耐震建物における全体の一次固有周期は、2質点系中間層免震構造モデルではアイソレータとダンパーの弾性剛性を考慮したモデルの一次固有周期 T_{w1} にあたる。さらに図3-1-3に示す様にダンパーの弾性剛性が下部構造の剛性より十分大きい時における2質点系モデルの T_{w1} は、下部構造と上部構造が一体となった1質点系で下部構造の剛性をそのままバネとしたモデルの固有周期 T_u に近似できる。また一般耐震建物の最弱層の降伏せん断力係数は、中間層免震構造モデルでは免震層のダンパーの降伏せん断力係数 α_s に相当する。したがって、本モデルにおける全体の累積塑性ひずみエネルギー W_p は、免震層に生ずる累積塑性ひずみエネルギー mW_p であり、次の様に表す事ができる。

$$W_p = mW_p = \frac{Mg^2 T_u^2 m c \alpha_s^2 m \eta}{4\pi^2} \quad (3.6)$$

$$\text{ただし、} \quad m c = \frac{{}_u K_{eq} R m^2}{{}_m K_f + {}_m K_s}$$

g : 重力加速度

α_s : 免震層のダンパーの降伏せん断力係数

${}_m K_f$: 免震層におけるアイソレータの剛性

${}_m K_s$: 免震層におけるダンパーの弾性剛性

$$Rm = {}_o M / M = \frac{{}_o M}{{}_o M + {}_u M}$$

${}_o M$: 上部構造の質量

${}_u M$: 下部構造の質量

また α'_s は、免震層におけるダンパーの降伏耐力を全体重量で除した値、すなわち $\alpha'_s = \alpha_s \cdot Rm$ であるので、(3.6)式は次の様になる。

$$\begin{aligned} mW_p &= \frac{Mg^2 T_u^2 {}_u K_{eq} R m^2 \alpha_s^2 m \eta}{4\pi^2 ({}_m K_f + {}_m K_s)} \\ &= \frac{Mg^2 T_u^2 {}_u K_{eq} \alpha_s'^2}{4\pi^2 ({}_m K_f + {}_m K_s)} \cdot \left(\frac{\kappa_m \delta_{\max}}{s \delta y} - 1 \right) \end{aligned} \quad (3.7)$$

以上の様に免震層の累積塑性ひずみエネルギー mW_p は、 ${}_m \delta_{\max}$ の関数として示す事ができる。なお免震層の応答最大層せん断力係数 ${}_m \alpha$ は、 ${}_m \delta_{\max}$ を用いて次の様に表される。

$${}_m \alpha = \alpha_f + \alpha_s = \frac{{}_m K_f s \delta y \left(1 + \frac{{}_m \eta}{\kappa} \right)}{Rm Mg} + \alpha_s = \frac{{}_m K_f \cdot {}_m \delta_{\max}}{Rm Mg} + \alpha_s \quad (3.8)$$

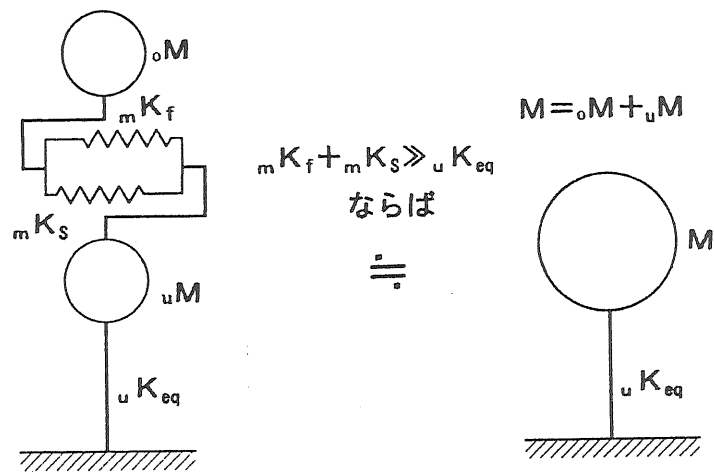


図 3-1-3 2 質点系弾性振動モデルの 1 質点系モデルへの近似

3.1.4 弾性振動エネルギーの評価

免震層の最大変形時の弾性振動エネルギー ${}_mW_e$ は、アイソレータの弾性剛性 ${}_mK_f$ と ${}_m\delta_{\max}$ を用いて、次の様に表される¹¹⁾¹³⁾。

$${}_mW_e = \frac{{}_mK_f \cdot {}_m\delta_{\max}^2}{2} \quad (3.9)$$

$$\text{なお } {}_mK_f = \frac{4\pi^2 RmM}{{}_mT_f^2}$$

${}_mT_f$ ：アイソレータのみの時の免震層の固有周期

また下部構造の最大変形時の弾性振動エネルギー ${}_uW_e$ は、免震層と同様に下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ を用いて次の様に表される。

$${}_uW_e = \frac{{}_uK_{eq} \cdot {}_u\delta_{eq\max}^2}{2} \quad (3.10)$$

ここで ${}_u\delta_{eq\max}$ ：下部構造の等価最大変形量

中間層免震構造では、免震層のみが弾塑性挙動して免震層の塑性域進入度も大きい。また前に示した図 3-1-2 から判断できる様に、免震層の応答が支配的な周期帯と下部構造の応答が支配的な周期帯が異なるため、下部構造の等価最大変形量 ${}_u\delta_{eq\max}$ は、免震層に最大応答変形が生じる時刻と異なる。さらに下部構造の挙動特性は、免震層が弾性状態と塑性状態とは大きく異なる。しかし ${}_u\delta_{eq\max}$ は、免震層が弾性状態と塑性状態とを独立して想定した時における下部構造の予想最大変形量の和とする事が可能である。ここで各状態の下部構造の挙動は、免震層が弾性状態および塑性状態の固有関数で表す事ができる。したがって(3.10)式は、免震層におけるダンパーの弾性剛性が有効な時の下部構造における弾性変形量 ${}_u\delta_w$ と、アイソレータのみが有効な免震層の時の下部構造における弾性変形量 ${}_u\delta_f$ との和である ${}_u\delta_{eq\max}$ を用いて、次の様に表す事ができる。

$${}_uW_e = \frac{{}_uK_{eq}({}_u\delta_w + {}_u\delta_f)^2}{2} \quad (3.11)$$

免震層におけるダンパーの弾性剛性が有効な時の下部構造の ${}_u\delta_w$ は、図 3-1-4 より T_w 時の固有関数 ${}_u u_w$ 、 ${}_m u_w$ を用いて推定できる。この時の ${}_u\delta_w$ は、次の様になる。

$${}_u\delta_w = \xi_s \delta y \quad \text{ただし、} \xi = \frac{{}_u u_w}{{}_m u_w - {}_u u_w} \quad (3.12)$$

さらに下部構造は、アイソレータのみの剛性が有効な免震層の状態では、その弾性剛性が下部構造の弾性剛性に比べて極端に小さいため、下部構造の一次となる全体二次モードで挙動しやすい⁷⁾。したがって ${}_u\delta_f$ の予測には、アイソレータのみの剛性が有効な免震層の状態における各次モードの固有関数と刺激係数を用いて、SRSS法により算出して推定する。なおここで用いる固有関数と刺激係数は、免震層がアイソレータのみの時におけ

る2質点系モデル全体の一次固有周期 T_{f1} と免震層がアイソレータのみの時における2質点系モデルの二次固有周期 T_{f2} の時における固有関数 $u_{f1}, {}_m u_{f1}$ と刺激係数 β_{fi} (i は次数) である。その概要を図3-1-5に示す。ここで T_{f1} は厳密には ${}_m T_f$ とは異なるが、下部構造が免震層に比べて剛であれば近似的に $T_{f1} \doteq {}_m T_f$ となる。また V_D は、各周期帯に依存しないフラットな形状となる特性を持つスペクトルを仮定する。

アイソレータのみの時の剛性が有効な場合の免震層に対する下部構造の最大変形比 ζ を、 T_{f1} および T_{f2} から推察する。ここで Z を基準変形量とすると、 T_{f1} 時および T_{f2} 時の免震層の最大層間変形は、 $Z(\beta_{f1} \cdot {}_m u_{f1} - \beta_{f1} \cdot {}_u u_{f1})$ および $Z(\beta_{f2} \cdot {}_m u_{f2} - \beta_{f2} \cdot {}_u u_{f2}) \cdot T_{f2}/T_{f1}$ となる。また同様に T_{f1} 時および T_{f2} 時の下部構造の最大層間変形は、 $Z \cdot \beta_{f1} \cdot {}_u u_{f1}$ および $Z \cdot \beta_{f2} \cdot {}_u u_{f2} \cdot T_{f2}/T_{f1}$ となる。つまり T_{f1} および T_{f2} 時の免震層の最大層間変形をSRSS法により平均化した値は、 ${}_m \delta_{\max}$ に近似できる。したがって ${}_u \delta_f$ は、 ${}_m \delta_{\max}$ の関数として示す事ができる。 ${}_u \delta_f$ および最大変形比 ζ は、次の様になる。

$${}_u \delta_f = \zeta {}_m \delta_{\max} \quad (3.13)$$

$$\zeta = \sqrt{\frac{(\beta_{f1} \cdot {}_u u_{f1})^2 + (\beta_{f2} \cdot {}_u u_{f2})^2 \cdot T_{f2}^2 / T_{f1}^2}{(\beta_{f1} \cdot {}_m u_{f1} - \beta_{f1} \cdot {}_u u_{f1})^2 + (\beta_{f2} \cdot {}_m u_{f2} - \beta_{f2} \cdot {}_u u_{f2})^2 \cdot T_{f2}^2 / T_{f1}^2}} \quad (3.14)$$

よって2質点系中間層免震構造モデルにおける全体の弾性振動エネルギー We は、(3.9), (3.11), (3.12), (3.13)式から次の様に示される。

$$\begin{aligned} We &= {}_m We + {}_u We \\ &= \frac{{}_m K_f \cdot {}_m \delta_{\max}^2}{2} + \frac{{}_u K_{eq} ({}_u \delta_w + {}_u \delta_f)^2}{2} \\ &= \frac{{}_m K_f \cdot {}_m \delta_{\max}^2}{2} + \frac{{}_u K_{eq} \cdot {}_u \delta_f^2}{2} + {}_u K_{eq} \cdot {}_u \delta_f \cdot {}_u \delta_w + \frac{{}_u K_{eq} \cdot {}_u \delta_w^2}{2} \\ &= \frac{({}_m K_f + {}_u K_{eq} \cdot \zeta^2) {}_m \delta_{\max}^2}{2} + {}_u K_{eq} \xi \zeta s \delta y \cdot {}_m \delta_{\max} + \frac{{}_u K_{eq} \xi^2 s^2 \delta y^2}{2} \end{aligned} \quad (3.15)$$

したがって We は、 ${}_m \delta_{\max}$ の関数として表す事ができる。

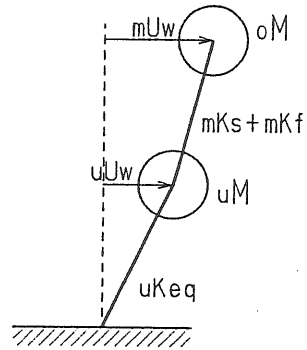


図 3-1-4 免震層のアイソレータとダンパーを考慮した弾性時の振動性状

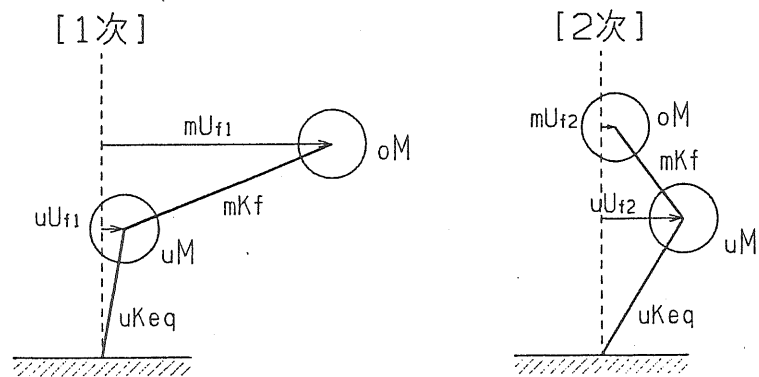


図 3-1-5 免震層のアイソレータのみを考慮した時の振動性状

3.1.5 中間層免震構造における応答最大値の予測

ここで再度、2質点系中間層免震構造モデルの包絡的エネルギーの釣り合い式における仮定条件を整理すると、次の様になる。

p24 で述べた様に対象とする中間層免震構造は、高い地震入力レベルで、かつ免震層の累積塑性ひずみエネルギーのエネルギー入力に占める比率が高い構造である。また対象とする範囲では、地動の最終時間における免震層の累積塑性ひずみエネルギー $mW_p(t_0)$ は、免震層の最大変形発生時刻における弾性振動エネルギー $We(m, t_m)$ より十分に大きい。それゆえ、地動の最終時間における免震層および下部構造の弾性振動エネルギー $mWe(t_0)$ 、 $uWe(t_0)$ を、各々の最大値発生時刻における各々の最大変形を用いて表す事は、厳密性を欠くがその誤差は小さいため無視できる。したがって2質点系中間層免震構造モデルの地震時のエネルギー釣り合い式において、免震層および下部構造の弾性振動エネルギーは、各々の最大変形時の弾性振動エネルギーとして扱う事を可能にしている。

ここで本構造では、免震層の塑性域進入度が高くなる。したがって免震層の最大変形時の弾性振動エネルギー mWe は、アイソレータの弾性剛性のみを用いて $m\delta_{max}$ と関係付ける事が可能になる。さらに下部構造の最大変形時の弾性振動エネルギー uWe は、モード解析から得られる固有関数を用いたSRSS法により得られる下部構造の平均的な等価最大変形量を仮定する事により、免震層の最大変形量 $m\delta_{max}$ と関係付ける事を可能にしている。また免震層の累積塑性ひずみエネルギー mW_p は、秋山の提案による基礎免震構造における免震層の累積塑性変形倍率 $m\eta$ と最大塑性変形倍率 $m\mu_{max}$ との関係を仮定する事により、 $m\delta_{max}$ と関係付ける事を可能にしている。

以上の仮定をもとにして、前述までに示す各部のエネルギー評価から、各部のエネルギーを $m\delta_{max}$ と関係付ける事を行った。したがって2質点系中間層免震構造モデルにおける包絡的エネルギーの釣り合いを示す(3.2)式は、 $m\delta_{max}$ を用いて表すと次の様になる。

$$E - uWh = E_D = \frac{M \cdot V_D^2}{2} = mWe + uWe + mW_p$$

$$= \frac{(mK_f + uK_{eq}\zeta^2)m\delta_{max}^2}{2} + uK_{eq}\xi\zeta_s\delta_y \cdot m\delta_{max} + \frac{uK_{eq}\xi_s^2\delta_y^2}{2} + \frac{Mg^2T_u^2uK_{eq}\alpha_s'^2}{4\pi^2(mK_f + mK_s)} \cdot \left(\frac{\kappa_m\delta_{max}}{s\delta_y} - 1 \right) \quad (3.16)$$

$uK_{eq} = \frac{4\pi^2M}{T_u^2}$ を考慮して、(3.16)式を $m\delta_{max}$ について整理すると次に示す様になる。

$$\left(mK_f + uK_{eq}\zeta^2 \right) m\delta_{max}^2 + 2 \left[uK_{eq}\xi\zeta_s\delta_y + \frac{\kappa M^2 g^2 \alpha_s'^2}{(mK_f + mK_s)s\delta_y} \right] m\delta_{max} + uK_{eq}\xi_s^2\delta_y^2 - \left(\frac{2M^2 g^2 \alpha_s'^2}{mK_f + mK_s} + MV_D^2 \right) = 0$$

$$\text{したがって、} m\delta_{max} = \frac{-b + \sqrt{b^2 - A \cdot C}}{A}$$

ただし、 $A = {}_m K_f + {}_u K_{eq} \zeta^2$

$$b = {}_u K_{eq} \xi \zeta {}_s \delta y + \frac{\kappa M^2 g^2 \alpha_s'^2}{({}_m K_f + {}_m K_s) s \delta y}$$

$$C = {}_u K_{eq} \xi^2 {}_s \delta y^2 - \left(\frac{2M^2 g^2 \alpha_s'^2}{{}_m K_f + {}_m K_s} + M V_D^2 \right)$$

ここで、 ${}_s \delta y = \frac{\alpha_s' M g}{{}_m K_s}$ を考慮してさらに上式の両辺に ${}_m K_s \cdot ({}_m K_f + {}_m K_s)$ を乗じて整理すると、 ${}_m \delta_{\max}$ は次の様になる。

$${}_m \delta_{\max} = \frac{-{}_m K_s \cdot ({}_u K + \kappa {}_m K_s) M g \alpha_s'}{{}_m K_s \cdot {}_m K_f \cdot K_e} + \frac{\sqrt{\{({}_u K {}_m K + \kappa {}_m K_s^2) + K_e \cdot {}_m K_f (2 {}_m K_s^2 - {}_u K {}_m K_f \xi)\} M^2 g^2 \alpha_s'^2 + {}_m K_s^2 \cdot {}_m K_f^2 M V_D^2}}{{}_m K_s \cdot {}_m K_f \cdot K_e} \quad (3.17)$$

ただし、 ${}_m K_f + {}_m K_s = {}_m K_t$, ${}_m K_t \zeta = {}_m K$
 ${}_m K_f + {}_u K_{eq} \zeta^2 = K_e$, ${}_u K_{eq} \xi = {}_u K$

なお免震層が塑性ひずみエネルギーを持つためには、 ${}_m \delta_{\max}$ は(3.17)式かつ次の条件が必要となる。

$${}_m \delta_{\max} \geq {}_s \delta y \quad (3.18)$$

(3.18)式は、(3.17)式および ${}_s \delta y = \frac{\alpha_s' M g}{{}_m K_s}$ より次の様になる。

$$\frac{{}_u K_{eq} (\xi^2 + 2\xi\zeta + \zeta^2) + {}_m K_s}{{}_m K_s^2} + \frac{2(\kappa-1)}{{}_m K_f + {}_m K_s} \leq \frac{V_D^2}{\alpha_s'^2 M g^2} \quad \text{すなわち}$$

$$\alpha_s' \leq \frac{V_D}{g} \cdot \sqrt{\frac{({}_m K_f + {}_m K_s) {}_m K_s^2}{[2(\kappa-1) {}_m K_s^2 + ({}_m K_f + {}_m K_s) \{ {}_u K_{eq} (\xi + \zeta)^2 + {}_m K_s \}] M}} \quad (3.19)$$

(3.17)式より ${}_m \delta_{\max}$ は、 V_D と関係付ける事ができるため地震時における建物への総エネルギー入力 E と関係付けた事と等価になる。したがって2質点系中間層免震構造モデルにおいて、地震時における建物への総エネルギー入力に対する建物各部のエネルギー分配が明確になると共に、免震層および下部構造の応答値を予測する事が可能となる。

なお免震層の応答最大層せん断力係数 ${}_m \alpha$ は(3.8)式により表されるので、下部構造の応答最大層せん断力係数 ${}_u \alpha$ は、 ${}_m \delta_{\max}$ と次に示す関係となる。

$${}_u \alpha = \frac{{}_m \delta_{\max} \xi {}_u K_{eq}}{M g} + \frac{{}_u K_{eq} \xi {}_s \delta y}{M g} = \frac{{}_m \delta_{\max} \xi {}_u K_{eq}}{M g} + \frac{{}_u K_{eq} \xi \alpha_s'}{{}_m K_s} \quad (3.20)$$

3.2 応答予測式による2質点系中間層免震構造モデルの特性

前節より、2質点系中間層免震構造モデルにおける免震層の ${}_m\delta_{\max}$ 、 ${}_m\alpha$ および下部構造の ${}_u\alpha$ の応答予測が、(3.8)式、(3.17)式および(3.20)式で示されることがわかった。本節では、前節の応答予測式が既往の研究で示されている基礎免震構造の予測式との関係を検討すると共に、前節の応答予測式を用いて各種パラメータの変動における2質点系中間層免震構造モデルの ${}_m\delta_{\max}$ 、 ${}_m\alpha$ および ${}_u\alpha$ の特性を検討する。

2質点系モデルの応答予測式における主要なパラメータを、次に示す。

- ① 免震層のダンパーの降伏耐力比： $\alpha's$
- ② 全体質量に対する上部構造質量の比： Rm
- ③ 下部構造の等価剛性： ${}_uK_{eq}$
- ④ アイソレータのみの時における免震層の固有周期： ${}_mT_f$
- ⑤ 損傷に寄与するエネルギーの速度換算値： V_D
- ⑥ 免震層のダンパーの弾性固有周期： ${}_mT_s$

ここで下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ は、全体質量 M からなる1質点系モデルの固有周期 T_u の関数として示す事ができる。さらに、アイソレータのみが有効な免震層の状態の場合における2質点系中間層免震構造モデルの二次固有周期 T_{f2} は、下部構造が主に挙動する固有周期を示しており、前述の T_u を用いると近似的に次の様に示す事ができる。

$$T_{f2} \doteq \sqrt{1-Rm} \cdot T_u \quad (3.21)$$

なお、アイソレータのみが有効な免震層の状態の場合における2質点系中間層免震構造モデルの二次固有周期 T_{f2} が(3.21)式で近似的に示される事が、表3-2-1に示す2質点系中間層免震構造モデルの固有周期と固有周期 T_u の関係からも判断できる。

ここで基礎免震構造と同様に中間層免震構造モデルでは、免震層の挙動は塑性化領域が大半を占める。したがって⑥の ${}_mT_s$ は、弾性挙動が全体挙動と比較して小さいレベルでは、主要なパラメータとならない。したがってモデルの応答予測における主要なパラメータは、①～⑤とする。ここで④と⑤は、モデルに入力される地震動のレベルとの関係も考慮して、その特性について4章の振動応答解析結果との比較の中で検討する。

したがって本節では、①～③のパラメータの変動における中間層免震構造モデルの応答特性について検討する。ここでは、①～③のパラメータの一つを一定値とし、他の二つを変動させることにより、中間層免震構造モデルの ${}_m\delta_{\max}$ 、 ${}_m\alpha$ および ${}_u\alpha$ の応答特性を検討する。なお本節では、損傷に寄与するエネルギーの速度換算値は $V_D=150\text{cm/sec}$ 、免震層のアイソレータの固有周期は ${}_mT_f=3.5\text{sec}$ 、免震層のダンパーの弾性固有周期は ${}_mT_s=0.5\text{sec}$ とする。

表 3-2-1 2 質点系中間層免震構造モデルの固有周期と固有周期 T_u の関係

(T_u は、下部構造と上部構造害一体となった全体質量 M からなる 1 質点系で下部構造の剛性を考慮したモデルの固有周期を示す。)

$T_u = 0.5$ sec時

Rm	免震層がアイソレータのみの時の固有周期		
	1次	2次	$\sqrt{1-Rm} \cdot T_u$
0.1	3.50	0.47	0.47
0.2	3.51	0.45	0.45
0.3	3.51	0.42	0.42
0.4	3.51	0.39	0.39
0.5	3.52	0.35	0.35
0.6	3.52	0.31	0.32
0.7	3.53	0.27	0.27
0.8	3.53	0.22	0.22

$T_u = 1.5$ sec時

Rm	免震層がアイソレータのみの時の固有周期		
	1次	2次	$\sqrt{1-Rm} \cdot T_u$
0.1	3.54	1.41	1.42
0.2	3.57	1.31	1.34
0.3	3.61	1.22	1.25
0.4	3.64	1.12	1.16
0.5	3.67	1.01	1.06
0.6	3.70	0.90	0.95
0.7	3.73	0.77	0.82
0.8	3.76	0.63	0.67

$T_u = 1.0$ sec時

Rm	免震層がアイソレータのみの時の固有周期		
	1次	2次	$\sqrt{1-Rm} \cdot T_u$
0.1	3.52	0.94	0.95
0.2	3.53	0.89	0.89
0.3	3.55	0.83	0.84
0.4	3.56	0.76	0.77
0.5	3.57	0.69	0.71
0.6	3.59	0.62	0.63
0.7	3.60	0.53	0.55
0.8	3.61	0.43	0.45
0.9	3.63	0.31	0.32

$T_u = 2.0$ sec時

Rm	免震層がアイソレータのみの時の固有周期		
	1次	2次	$\sqrt{1-Rm} \cdot T_u$
0.1	3.58	1.86	1.90
0.2	3.65	1.72	1.79
0.3	3.71	1.58	1.67
0.4	3.77	1.44	1.55
0.5	3.82	1.30	1.41
0.6	3.87	1.15	1.26
0.7	3.91	0.98	1.10
0.8	3.95	0.79	0.89
0.9	3.99	0.55	0.63

3.2.1 2 質点系中間層免震構造モデルと基礎免震構造モデルの関係

文献 9) および 10) によると、アイソレータを完全弾性とし履歴型ダンパーを完全剛塑性型の復元力特性と考えた基礎免震構造モデルにおける免震層の最大変形 ${}_m\delta_{\max}$ および応答最大層せん断力係数 ${}_m\alpha$ は、エネルギーの釣り合いに基づく応答予測式として次の様に示す事ができる。

$${}_m\delta_{\max} = \frac{{}_mT_f^2 \alpha_f g}{4 \pi^2} \quad (3.22)$$

$$\text{ここで} \quad \alpha_f = \alpha_0 \left(-a + \sqrt{a^2 + 1} \right)$$

$$a = \kappa \left(\frac{\alpha_s}{\alpha_0} \right)$$

$$\alpha_0 = \frac{2 \pi V_D}{{}_mT_f g}$$

$$\kappa = 8$$

$${}_m\alpha = \alpha_f + \alpha_s = \alpha_0 \left(-\frac{(\kappa-1)a}{\kappa} + \sqrt{a^2 + 1} \right) \quad (3.23)$$

(3.22) 式は、 ${}_mT_f^2 = \frac{4 \pi^2 M}{{}_mK_f}$ であることを考慮すると次の様に示すことができる。

$${}_m\delta_{\max} = \frac{{}_mT_f^2 \alpha_0 g}{4 \pi^2} \left(\sqrt{a^2 + 1} - a \right) = \sqrt{\frac{(\kappa \alpha_s Mg)^2}{{}_mK_f^2} + \frac{MV_D^2}{{}_mK_f}} - \frac{\kappa \alpha_s Mg}{{}_mK_f} \quad (3.24)$$

ここで基礎免震構造は、2 質点系中間層免震構造モデルにおける下部構造の質量が存在しない状態かつ下部構造の剛性が十分に大きく剛となる場合を示す。したがって基礎免震構造の予測式は、 ${}_mK_{eq} = \infty$ つまり $T_u = 0.0$ 秒で $Rm = 1.0$ に相当する。なお基礎免震構造と 2 質点系中間層免震構造モデルとの関係を、図 3-2-1 に示す。

中間層免震構造モデルの応答予測式に、履歴型ダンパーを完全剛塑性型の Bi-Linear 型の復元力特性と考えた基礎免震構造モデルを適用すると、各係数は次の様になる。

$$\alpha'_s = \alpha_s, \quad {}_s\delta_y = 0, \quad \zeta = 0, \quad {}_mK_s = \infty$$

応答最大変形 ${}_m\delta_{\max}$ を示す (3.17) 式の基になる (3.16) 式において、上記の係数を導入する。

$$\begin{aligned}
\frac{M \cdot V_D^2}{2} &= \frac{({}_m K_f + {}_u K_{eq} \zeta^2) {}_m \delta_{\max}^2}{2} + {}_u K_{eq} \xi \zeta {}_s \delta y \cdot {}_m \delta_{\max} + \frac{{}_u K_{eq} \xi^2 {}_s \delta y^2}{2} + \frac{M g^2 T_u^2 {}_u K_{eq} \alpha_s'^2}{4 \pi^2 ({}_m K_f + {}_m K_s)} \cdot \left(\frac{{}_m \delta_{\max}}{{}_s \delta y} - 1 \right) \\
&= \frac{{}_m K_f {}_m \delta_{\max}^2}{2} + \frac{M g^2 T_u^2 {}_u K_{eq} \alpha_s'^2}{4 \pi^2 ({}_m K_f + {}_m K_s)} \cdot \left(\frac{{}_m \delta_{\max}}{{}_s \delta y} - 1 \right)
\end{aligned}$$

なお基礎免震構造の予測式は完全剛塑性型のダンパーであるので、免震層におけるダンパーの降伏耐力は次の様になる。

$$({}_m K_f + {}_m K_s) {}_s \delta y = \alpha_s M g \quad (3.25)$$

${}_u K_{eq} = \frac{4 \pi^2 M}{T_u^2}$ および (3.25) 式を考慮して、上式を ${}_m \delta_{\max}$ について整理すると次の様になる。

$${}_m K_f {}_m \delta_{\max}^2 + 2 \kappa \alpha_s M g {}_m \delta_{\max} - \left(\frac{2 M^2 g^2 \alpha_s'^2}{{}_m K_f + {}_m K_s} + M V_D^2 \right) = 0$$

さらに ${}_m K_s = \infty$ を考慮すると、上式は次の様になる。

$${}_m K_f {}_m \delta_{\max}^2 + 2 \kappa \alpha_s M g {}_m \delta_{\max} - M V_D^2 = 0 \quad (3.26)$$

(3.26) 式の解は、(3.24) 式そのものであることから、ここで検討している中間層免震構造モデルの免震層の最大変形 ${}_m \delta_{\max}$ 応答予測式は、 ${}_u K_{eq} = \infty$ 、 $Rm = 1.0$ とした場合に、完全剛塑性型の復元力特性を持つ基礎免震構造モデルにおける免震層の最大変形予測式に帰着する。

また中間層免震構造モデルにおける応答最大層せん断力係数 ${}_m \alpha$ についても、(3.8) 式より ${}_m \alpha = \alpha_f + \alpha_s$ であるため、同様に (3.23) 式に帰着する。

したがって検討している 2 質点系中間層免震構造モデルの応答予測式は、 ${}_u K_{eq} = \infty$ 、 $Rm = 1.0$ とした場合に、アイソレータを完全弾性とし履歴型ダンパーを完全剛塑性型の復元力特性と考えた基礎免震構造モデルにおけるエネルギーの釣り合いに基づく応答予測式と、同じであることが示された。

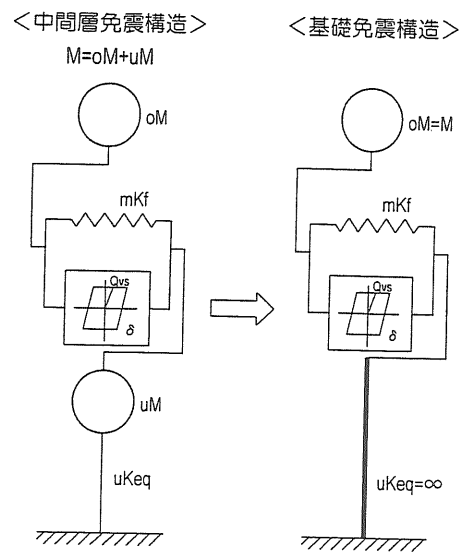


図 3-2-1 基礎免震構造と 2 質点系中間層免震構造モデルとの関係

3.2.2 下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ を一定にして $\alpha's$ および Rm を変化させた場合

1 質点系モデルの固有周期で示した T_u を 1.0, 2.0 秒と考えて下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ を一定にして、 $\alpha's$ および Rm を変化させた場合の 2 質点系中間層免震構造モデルの ${}_m\delta_{max}$, ${}_m\alpha$, ${}_u\alpha$ および下部構造の弾性振動エネルギーに対する損傷に寄与する全体エネルギーの比率 ${}_uWe/E$ の特性を図 3-2-2a~3-2-7 に示す。ここで ${}_uWe/E$ は応答予測式上での比率であり、実挙動では損傷に寄与する全体エネルギーは、最終的には免震層の履歴吸収エネルギーとなる。図 3-2-2a~3-2-4 では、横軸を $\alpha's$ として図中で Rm をパラメータとしており、また図 3-2-5a~3-2-7 では横軸を Rm として図中で $\alpha's$ をパラメータとしている。なお基礎免震構造の予測式を図中に Base Iso. で示す。

図 3-2-2a~3-2-4 より以下に示す事がわかる。

- ・ 図 3-2-2a から、 $\alpha's$ の増加と共に ${}_m\delta_{max}$ は減少する。なお基礎免震構造による予測式においても、 ${}_m\delta_{max}$ は同様の傾向を示している。この傾向は $T_u=1.0$ 秒における 2 質点系中間層免震構造モデルの予測式では、基礎免震構造の予測式にほぼ等しく、また Rm による変化は少ない。ただし $T_u=2.0$ 秒においては、 $\alpha's$ が小さい範囲で 2 質点系中間層免震構造モデルの予測式は、基礎免震構造の予測式とずれを生じている。この理由は、基礎免震構造は下部構造の剛性が十分に大きく剛となる場合を示しているため、 $T_u=2.0$ 秒の様に下部構造部分を示している剛性が十分に大きくなくて相対的に剛となりにくい場合には、このようなずれを生じるものと考えられる。また T_u が大きくなる（下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が小さくなる）にしたがって $Rm=0.1$ では、 Rm が大きな値に比べてさらに大きな減少傾向を示す。この理由は、 ${}_uWe/E$ の増加の場合と同じく免震層における履歴エネルギーの吸収能力が $\alpha's$ の増加に伴い減少しているためである。

また図 3-2-2b より、 $\alpha's$ の増加にともなって ${}_m\alpha$ は減少する。しかしある最小値を示した後に再び増加する傾向を示す。この理由は ${}_m\alpha$ が (3.8) 式で示す様に ${}_m\alpha = \alpha f + \alpha s = ({}_mK_f / RmMg) \cdot {}_m\delta_{max} + \alpha's / Rm$ であるためである。つまり $\alpha's$ の増加にともなって第一項分は ${}_m\delta_{max}$ の減少に比例する。しかし、第二項分が一定値である $1/Rm$ に比例的に増加するため極小値を持つ傾向になる。またこの傾向は、 Rm が小さいほど顕著に現れる。

なお基礎免震構造による予測式においても、(3.8) 式と同様の傾向を示している。また $T_u=1.0$ 秒における 2 質点系中間層免震構造モデルの予測式は、 Rm が増加するにともなって基礎免震構造の予測式に近似していく。 $T_u=2.0$ 秒においては 2 質点系中間層免震構造モデルの予測式は、おおむね基礎免震構造の予測式に近似している。しかし、 ${}_m\delta_{max}$ ほどではないものの同様の理由により、 $\alpha's$ が小さい範囲で基礎免震構造による予測式とずれを生じている。

- 図 3-2-3 より、 α 's の増加にともなう ${}_u\alpha$ は減少する傾向にある。ただし $Rm=0.1\sim 0.2$ 程度と特に小さくなる場合には、最小値を示した後に再び増加する傾向が図中で示す α 's の範囲で表れる。この傾向は、 T_u が大きくなる（下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が小さくなる）ほど顕著となっている。この理由は、モード解析から得られる固有関数により ${}_m\alpha$ と ${}_u\alpha$ には一定の関係があり、 ${}_u\alpha$ は (3.20) 式から ${}_u\alpha = (\zeta_u K_{eq}/Mg) \cdot {}_m\delta_{max} + (\xi_u K_{eq}/{}_mK_s) \cdot \alpha$'s となるためである。つまり前述の ${}_m\alpha$ と同じく、 α 's の増加に伴い第一項分は ${}_m\delta_{max}$ に比例して減少して行く。しかし、第二項分が一定値に比例して増加するために、極小値を持つ傾向になるためである。
- 図 3-2-4 より、 α 's の増加と共に uWe/E は減少する傾向にある。しかし Rm が小さい場合には T_u が大きくなる（下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が小さくなる）にしたがって、 α 's の増加に対して最小値を示した後に再び増加していく。特に $Rm=0.1$ では、その傾向が顕著である。

また Rm を横軸とした図 3-2-5a～3-2-7 より、以下に示す事がわかる。

- 図 3-2-5a より T_u が小さい場合（下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が大きい場合）には、 ${}_m\delta_{max}$ は Rm にほとんど影響無く一定値を示す。また T_u が大きくなる場合（下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が小さくなる場合）には Rm の増加にしたがって増加傾向を示すが、ある程度の α 's 以上であるならば、 $Rm=0.3$ 程度以上で ${}_m\delta_{max}$ は一定値になる傾向を示す。また前述に理由により、 T_u が小さい場合（下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が大きい場合）には 2 質点系中間層免震構造モデルの予測式は、 $Rm=1.0$ となる基礎免震構造の予測値にほぼ漸近していくが、 T_u が大きくなる（下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が小さくなる）に伴い 2 質点系中間層免震構造モデルの予測式は、基礎免震構造の予測値に漸近しなくなる。この傾向は α 's が小さい範囲で顕著である。

さらに図 3-2-5b から、 ${}_m\alpha$ は Rm の増加にともなう減少方向を示す。特に $Rm=0.3$ 程度以下では ${}_m\alpha$ は Rm の減少にともなう急激に増加する。しかし $Rm=0.3$ 以上では、その傾向が徐々に緩和されていく。また前述に理由により、 T_u が小さい場合（下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が大きい場合）には 2 質点系中間層免震構造モデルの予測式は、 $Rm=1.0$ となる基礎免震構造の予測値にほぼ漸近していくが、 T_u が大きくなる（下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が小さくなる）にしたがって 2 質点系中間層免震構造モデルの予測式は、基礎免震構造の予測値に漸近しなくなる。この傾向は α 's が小さい範囲で顕著である。

以上より中間層免震構造としては、 $Rm=0.2\sim 0.3$ 程度が免震層で効率良くエネルギー吸収しながら免震層を設計する事ができる最小値と判断する。

- 図 3-2-6 より、 Rm の増加にしたがって ${}_u\alpha$ は減少する傾向にある。特に α 's が小さいほどその傾向が強くなる。しかし T_u が大きく（下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が小

さく) かつ Rm が小さい場合には若干その傾向と異なり、 $\alpha's$ が大きい時ほど、 α が大きくなる傾向を示す。

- ・ 図 3-2-7 より、 Rm の増加と共に uWe/E は比例的に減少する傾向にある。なおこの効果は、 $\alpha's$ が小さいほどその傾向が顕著である。この事から質量比 Rm が増加するほど、下部構造の弾性ひずみエネルギーが損傷に寄与する全体エネルギーに与える影響は小さくなることがわかる。

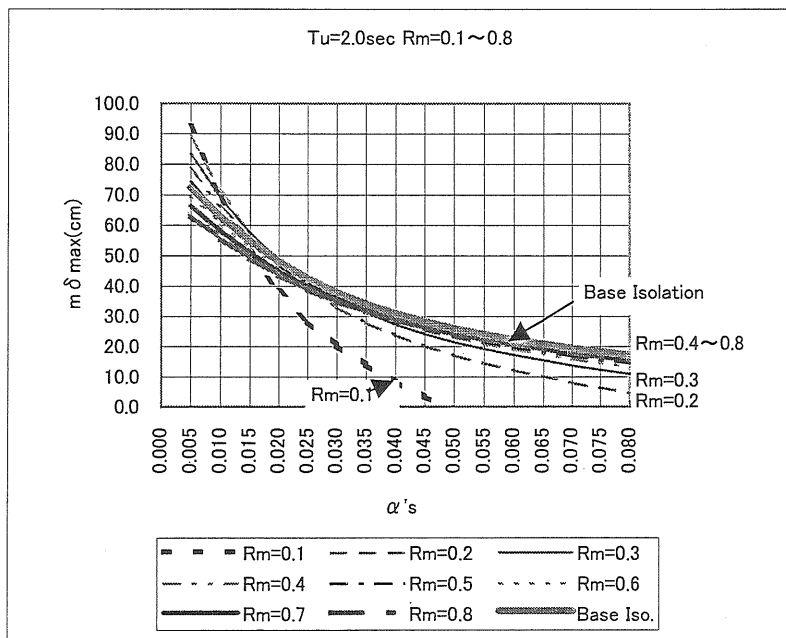
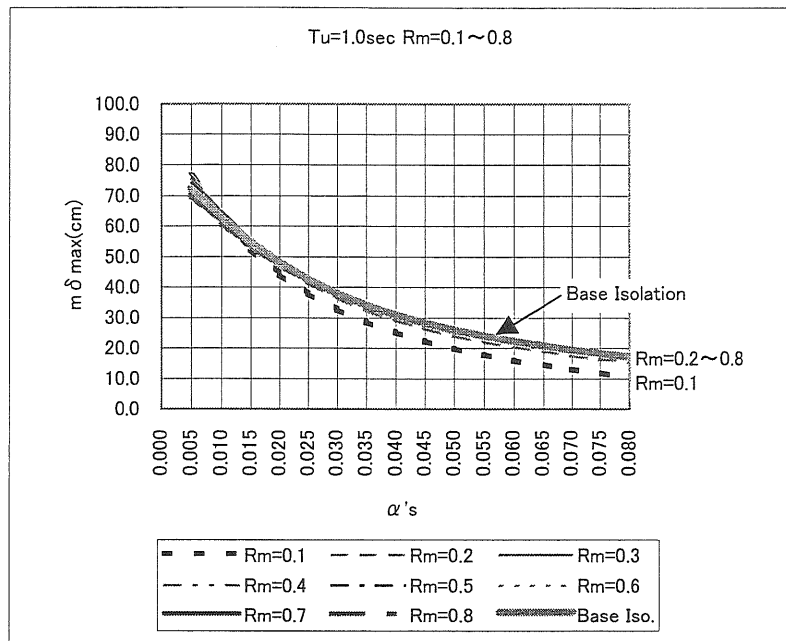


図 3-2-2a T_u を一定にして $\alpha's$ および R_m を変化させた場合の $m\delta_{\max}$ の特性
 $(V_D=150\text{cm/sec}, \quad {}_mT_f=3.5\text{sec}, \quad {}_mT_s=0.5\text{sec})$

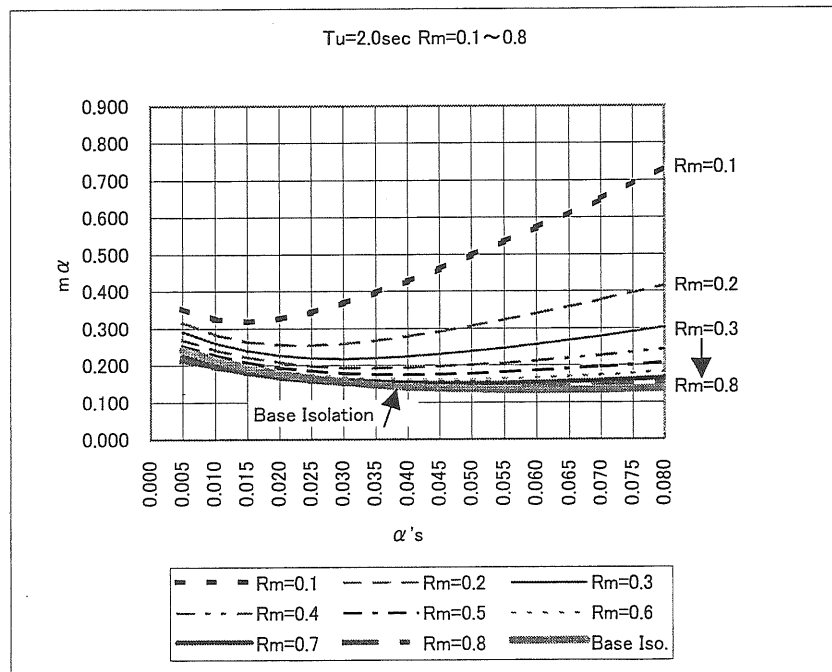
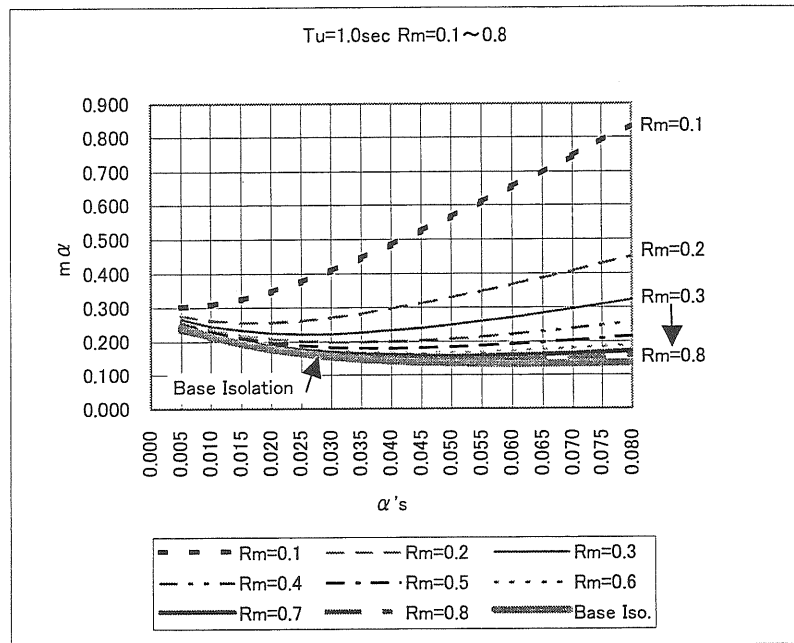


図 3-2-2b T_u を一定にして $\alpha's$ および R_m を変化させた場合の $m\alpha$ の特性
 $(V_D=150\text{cm/sec}, {}_mT_f=3.5\text{sec}, {}_mT_S=0.5\text{sec})$

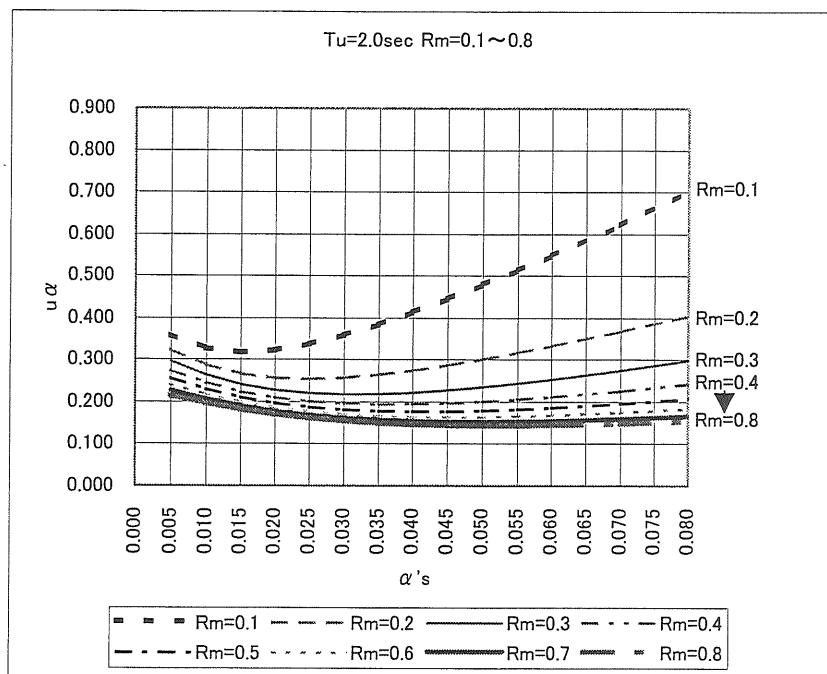
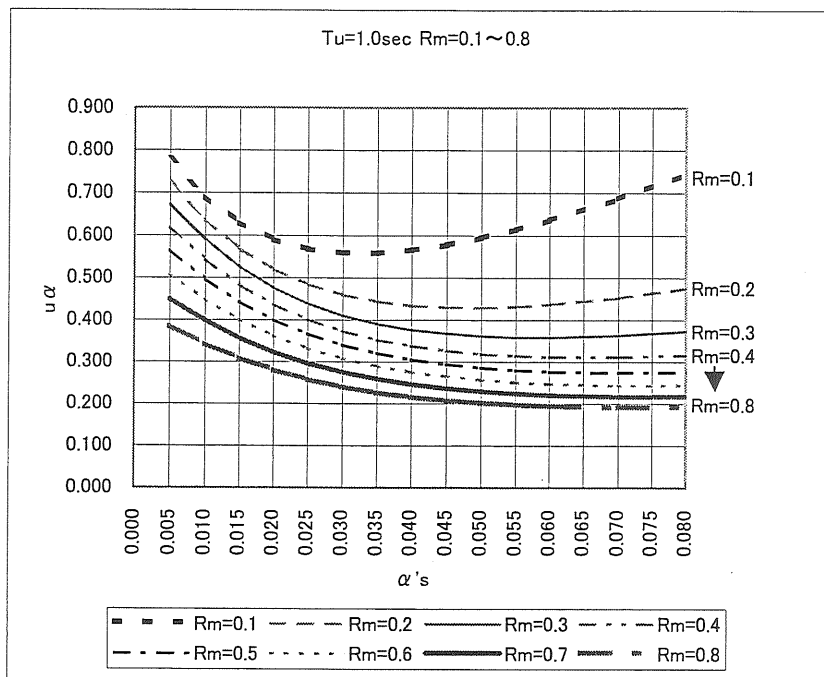


図 3-2-3 T_u を一定にして $\alpha's$ および Rm を変化させた場合の u_α の特性
 $(V_D=150\text{cm/sec}, \quad {}_m T_f=3.5\text{sec}, \quad {}_m T_s=0.5\text{sec})$

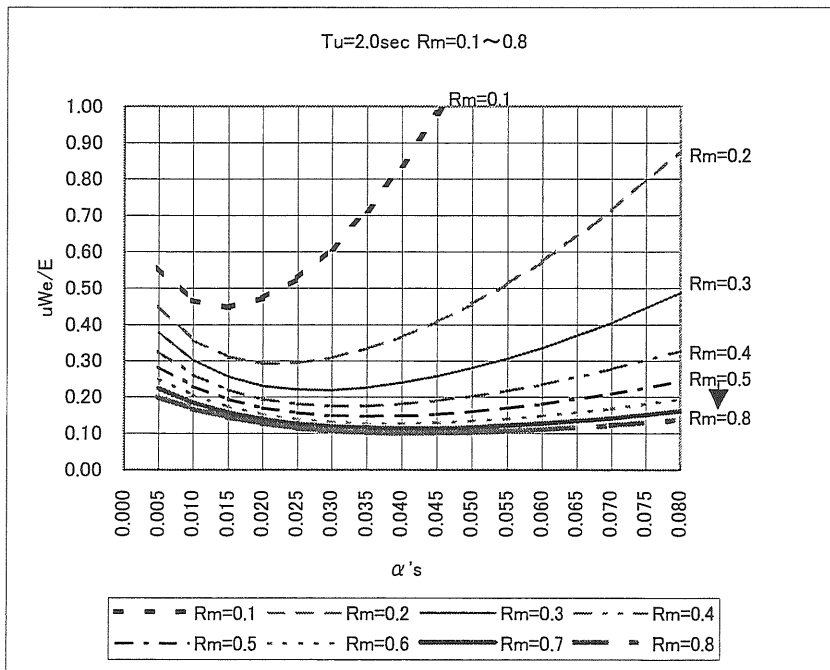
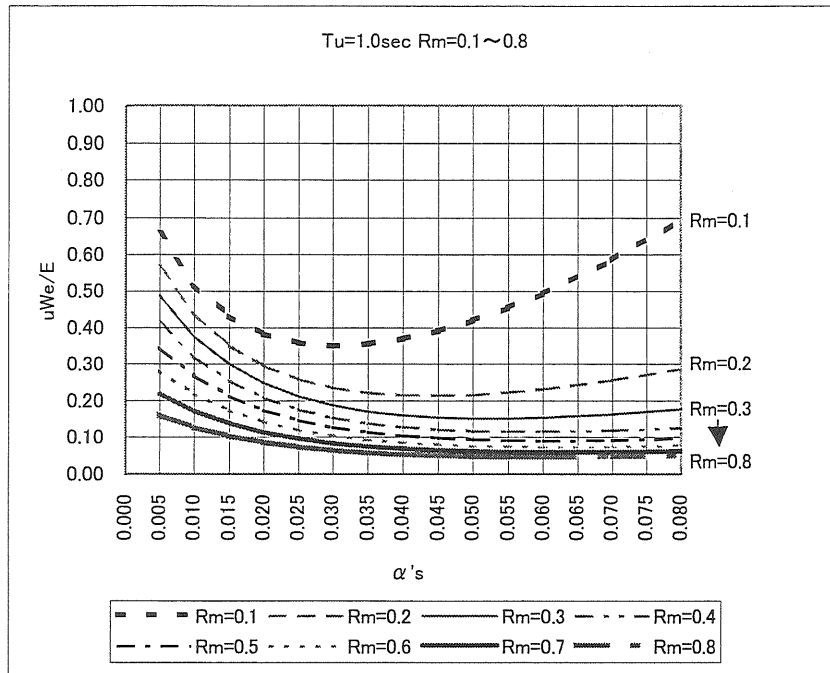


図 3-2-4 T_u を一定にして $\alpha's$ および Rm を変化させた場合の uWe/E の特性
 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $_m T_f=3.5\text{sec}$, $_m T_s=0.5\text{sec}$)

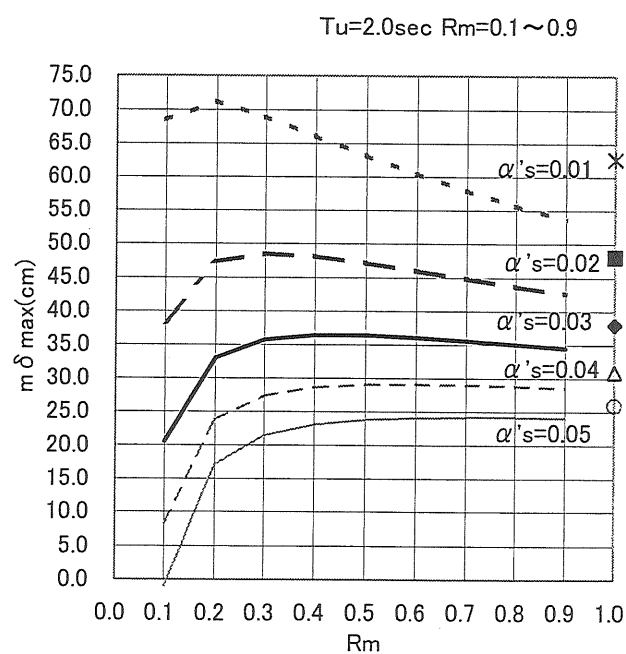
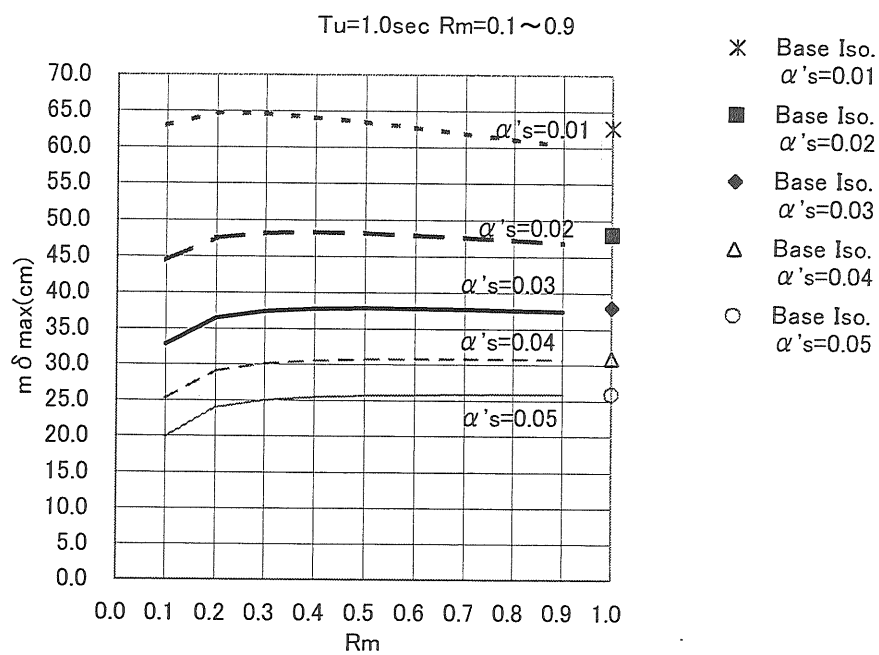


図 3-2-5a T_u を一定にして R_m および $\alpha's$ を変化させた場合の $m\delta_{\max}$ の特性
 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $mT_f=3.5\text{sec}$, $mT_S=0.5\text{sec}$)

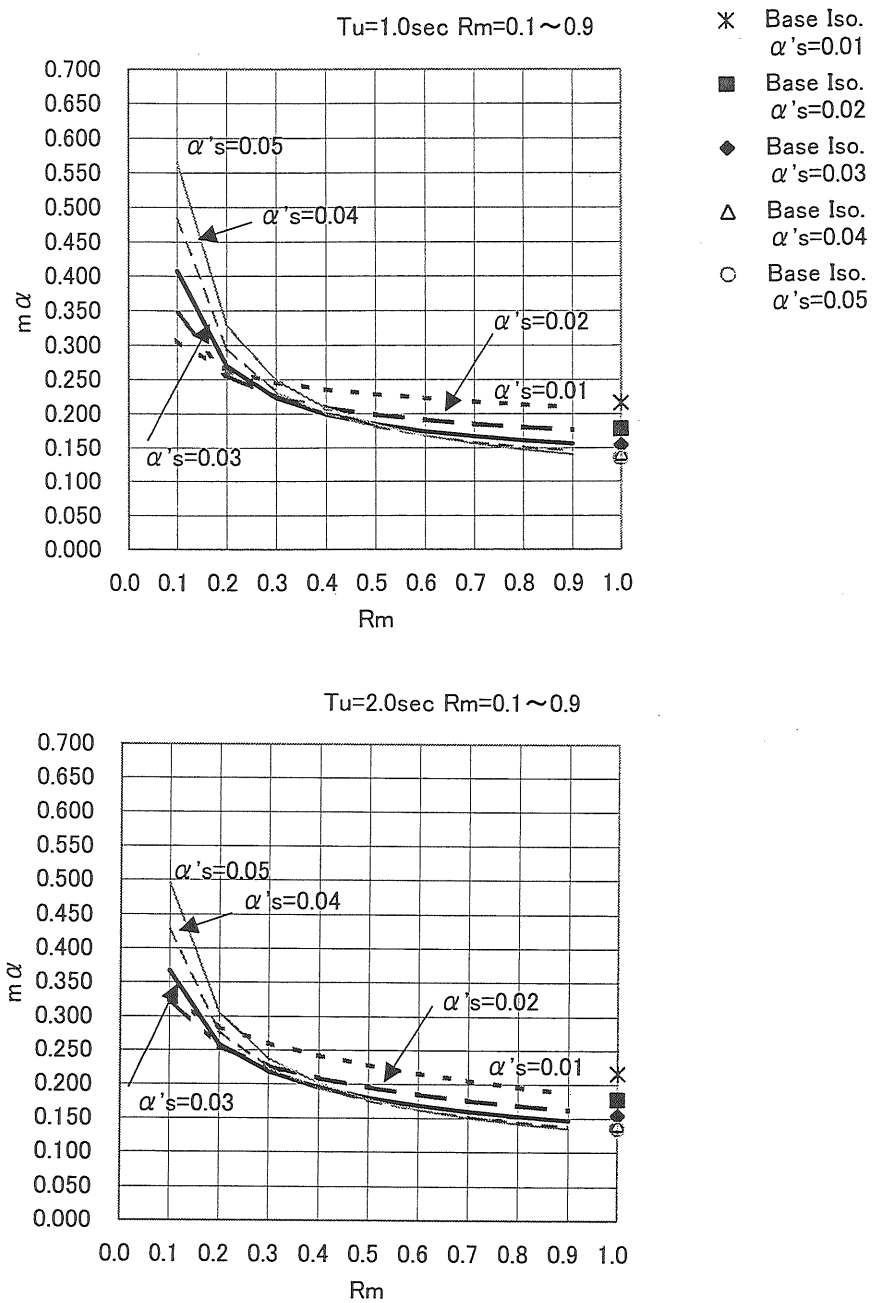


図 3-2-5b T_u を一定にして Rm および $\alpha's$ を変化させた場合の $m\alpha$ の特性
 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $mT_f=3.5\text{sec}$, $mT_s=0.5\text{sec}$)

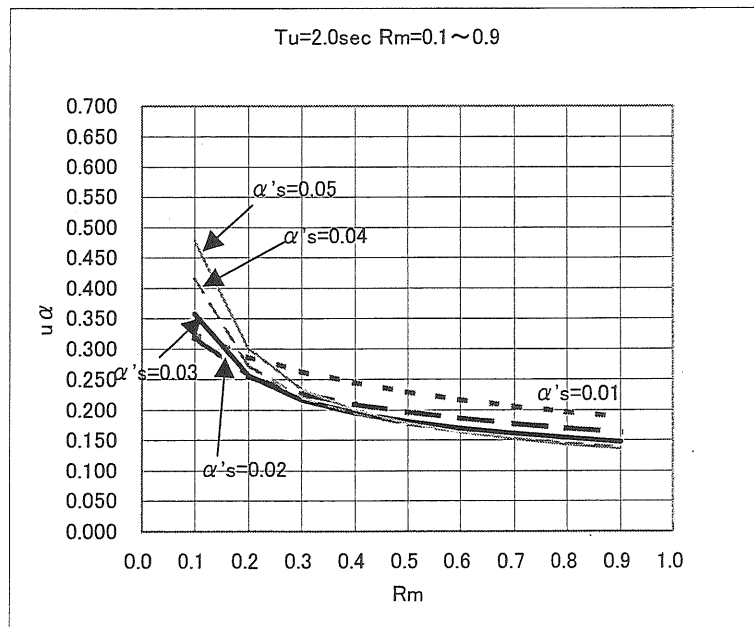
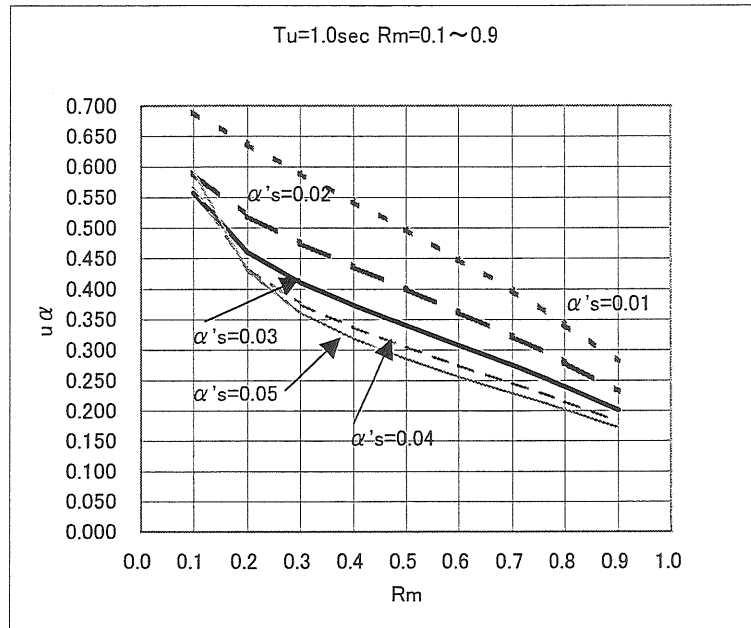


図 3-2-6 T_u を一定にして Rm および $\alpha's$ を変化させた場合の u_α の特性
 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $mT_f=3.5\text{sec}$, $mT_s=0.5\text{sec}$)

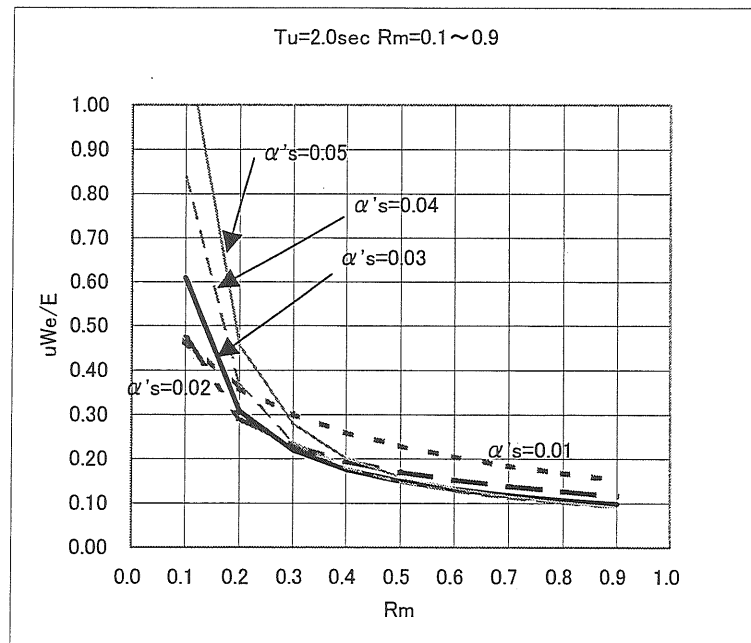
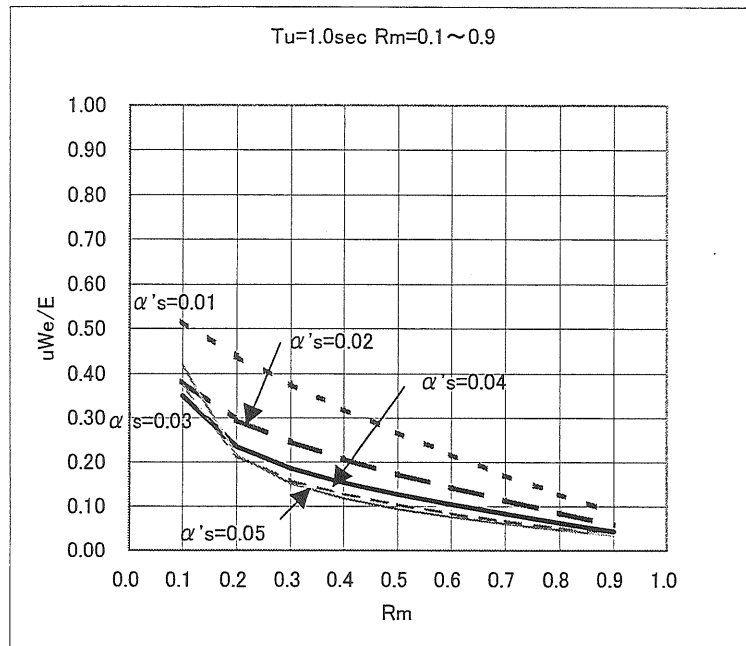


図 3-2-7 T_u を一定にして Rm および $\alpha's$ を変化させた場合の uWe/E の特性
 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $m T_f=3.5\text{sec}$, $m T_s=0.5\text{sec}$)

3.2.3 ダンパーの降伏耐力比 α 's を一定にして、 Rm および T_u を変化させた場合

- ⑦ ダンパーの降伏耐力比 α 's を 0.03 として、 Rm および T_u (下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$) を変化させた場合の 2 質点系中間層免震構造モデルの ${}_m\delta_{max}$, ${}_m\alpha$, ${}_u\alpha$ および uWe/E の特性を図 3-2-8~3-2-9 に示す。なお図 3-2-8~3-2-9 では、横軸を Rm として図中で T_u をパラメータとしている。また基礎免震構造による予測値を図中に Base Iso. で示す。基礎免震構造は、下部構造の質量が存在しない状態でかつ下部構造の剛性が十分に大きく剛となる場合を示す。したがって基礎免震構造による予測式は、 $T_u=0.0$ 秒で $Rm=1.0$ に相当するため本図中では T_u 、つまり下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ に依存しない。

図 3-2-8~3-2-9 より以下に示す事がわかる。

- ・ 図 3-2-8 より、 Rm が小さい場合には ${}_m\delta_{max}$ は減少する傾向がある。この傾向は、 T_u が大きくなるほど顕著になる。しかし、 $Rm=0.3$ 以上ではほぼ一定の値となり T_u による影響は小さくなる。この事からも中間層免震構造では、 $Rm=0.2\sim0.3$ 程度が免震層で効率良くエネルギー吸収しながら免震層を設計することができる最小値と判断できる。また前述の理由により、2 質点系中間層免震構造モデルの予測式は、 T_u が小さい (下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が大きい) ほど $Rm=1.0$ となる基礎免震構造の予測値に漸近していく。しかし T_u が大きくなる (下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が小さくなる) に伴い 2 質点系中間層免震構造モデルの予測式は、 $Rm=1.0$ となる基礎免震構造の予測値とずれを生じている。
また、 Rm の増加にともなって ${}_m\alpha$ は減少傾向を示す。特に $Rm=0.2\sim0.3$ 程度以下では、 ${}_m\alpha$ は Rm の増加にともない急激に減少する。しかし $Rm=0.3$ 以上では、この減少傾向は徐々に緩和されていく。なおこの傾向は、 T_u による影響つまり下部構造の等価剛性による影響が、 α 's=0.03 の場合にはほとんど無い。そのため 2 質点系中間層免震構造モデルの予測式は、 $Rm=1.0$ となる基礎免震構造の予測値に漸近していく。
- ・ 図 3-2-9 より、 Rm の増加にともなって ${}_u\alpha$ は減少する傾向にある。特に T_u が小さい場合 (下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が大きい場合) には、 α 's が一定にもかかわらずその傾向が顕著である。
また uWe/E は、 Rm の増加とともに比例的に減少する傾向にある。特に Rm が小さい範囲では、 T_u が大きい (下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が小さい) ほど uWe/E は大きくなる傾向となっている。しかし Rm が大きくなるにしたがって uWe/E は、 T_u による影響つまり下部構造の等価剛性による影響が小さくなる。

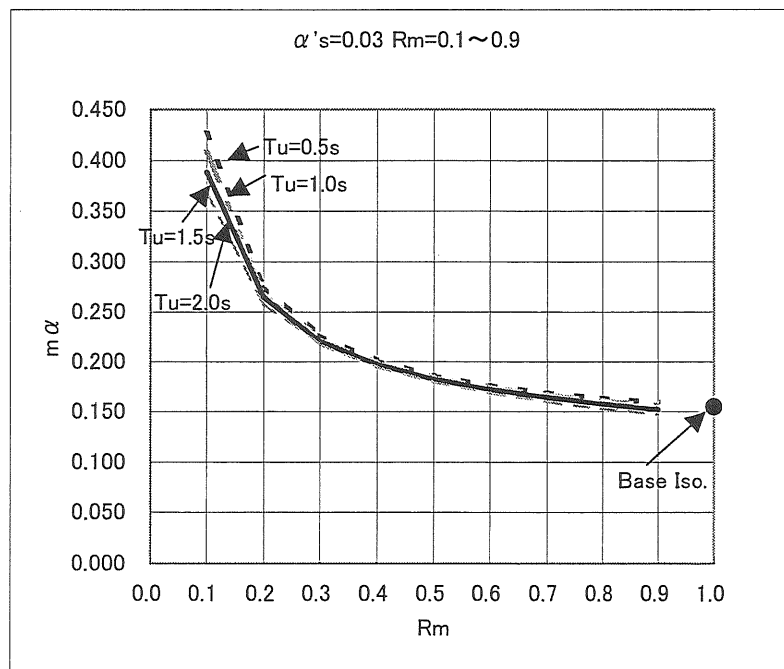
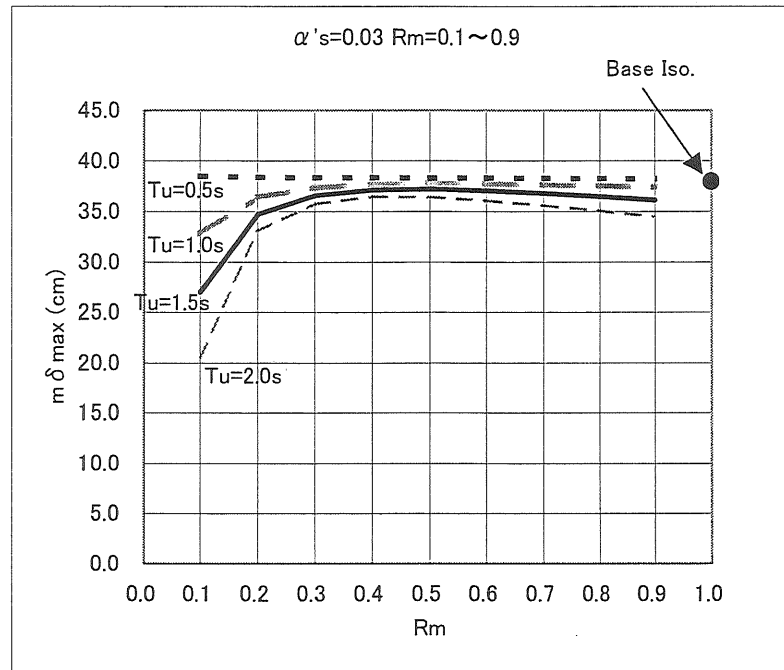


図 3-2-8 $\alpha's=0.03$ として、 Rm および T_u を変化させた場合の $m\delta_{\max}$, $m\alpha$ の特性
 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $mT_f=3.5\text{sec}$, $mT_S=0.5\text{sec}$)

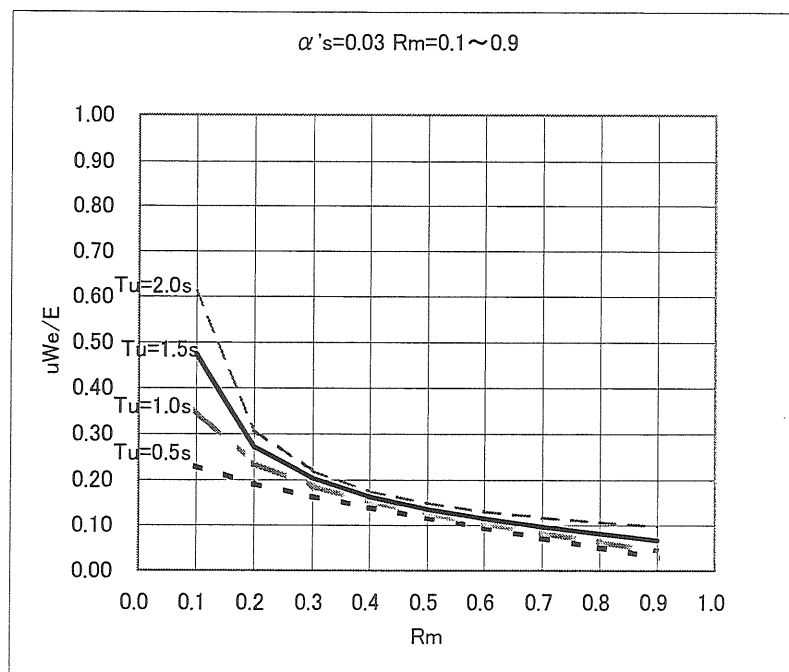
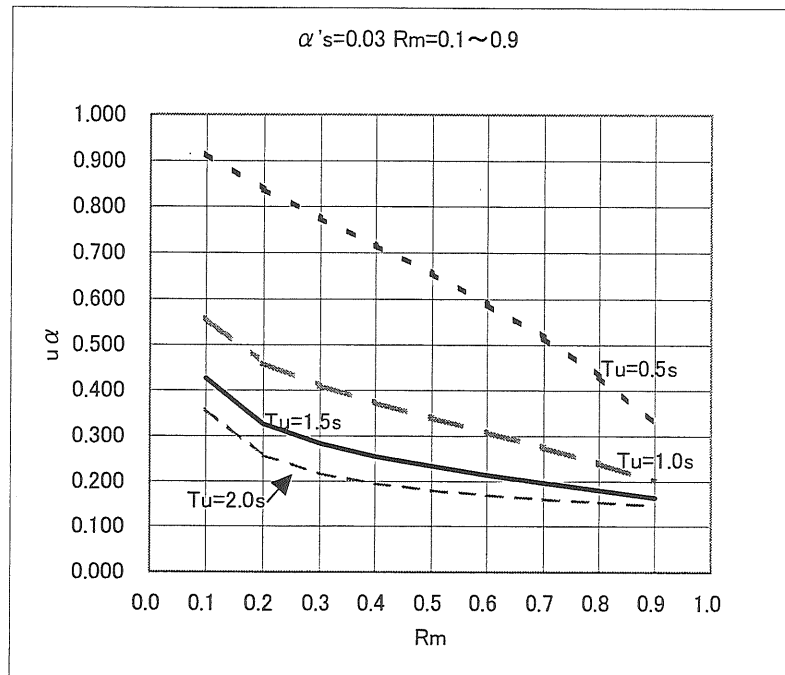


図 3-2-9 $\alpha's=0.03$ として、 Rm および T_u を変化させた場合の $u\alpha$, uWe/E の特性
 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $mT_f=3.5\text{sec}$, $mT_s=0.5\text{sec}$)

3.2.4 質量比 Rm を一定にして $\alpha's$ および T_u を変化させた場合

質量比 Rm を 0.3, 0.7 として、 $\alpha's$ および T_u (下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$) を変化させた時における 2 質点系中間層免震構造モデルの ${}_m\delta_{\max}$, ${}_m\alpha$, ${}_u\alpha$ および ${}_uWe/E$ の特性を、図 3-2-10a~3-2-12 に示す。なお図 3-2-10a~3-2-12 では、横軸を $\alpha's$ として図中で T_u をパラメータとしている。

図 3-2-10a~3-2-12 より以下に示す事がわかる。

- ・ 図 3-2-10a より、 $\alpha's$ の増加にしたがって ${}_m\delta_{\max}$ は減少する。特に Rm が小さい場合には、 T_u が大きくなる (下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が小さくなる) にしたがって減少傾向が若干強くなるが、 Rm が大きくなると ${}_m\delta_{\max}$ は、 T_u の影響 (下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ の影響) がほとんどなくなる。
- ・ 図 3-2-10b より、 $\alpha's$ の増加にともなって ${}_m\alpha$ は減少方向を示す。しかし ${}_m\alpha$ は、ある最小値を示した後に再び増加する。この理由は、(3.8) 式により ${}_m\alpha$ を表す第一項分は、 $\alpha's$ の増加にしたがって減少する ${}_m\delta_{\max}$ に比例しているため、減少する。しかし第二項分は、一定値である $1/Rm$ に比例して増加するため、極小値を持つような傾向になる。なおこの傾向は、 T_u の変化 (下部構造の等価剛性の変化) により若干変動するものの、 T_u による影響 (下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ の影響) が小さい。
- ・ 図 3-2-11 より、 $\alpha's$ の増加にともなって ${}_u\alpha$ は減少する傾向にある。特に T_u が小さい時 (下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が大きい時) ほどその傾向は顕著である。ただし T_u が大きくなる (下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が小さくなる) と、ある最小値を示した後に再び増加する傾向がある。またこの傾向は $Rm=0.3$ と 0.7 を比較すると、 Rm が小さくなるほど顕著である。この理由は、(3.20) 式よりモード解析から得られる固有関数により ${}_u\alpha$ は、 ${}_m\alpha$ と一定の関係があるためである。つまり ${}_u\alpha$ は、 $\alpha's$ の増加にともなって第一項分は ${}_m\delta_{\max}$ の減少に比例する。しかし第二項分が一定値に比例的に増加するために、極小値を持つ傾向になる。なおこの傾向は $Rm=0.3$ と 0.7 を比較すると、 Rm が大きくなるにしたがって ζ が小さくなっていく。また T_u が大きくなるほど、 $\zeta {}_uK_{eq}$ が小さくなっていくため第 1 項分の影響が小さくなり、極小値を示す傾向が顕著になる。
- ・ 図 3-2-12 より、 $\alpha's$ の増加と共に ${}_uWe/E$ は減少する傾向にある。しかし Rm が小さい場合には、 T_u が大きくなる (下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ が小さくなる) にしたがって $\alpha's$ の増加に対して、ある最小値を示した後に再び増加する。特に $Rm=0.1$ ではその傾向が顕著である。

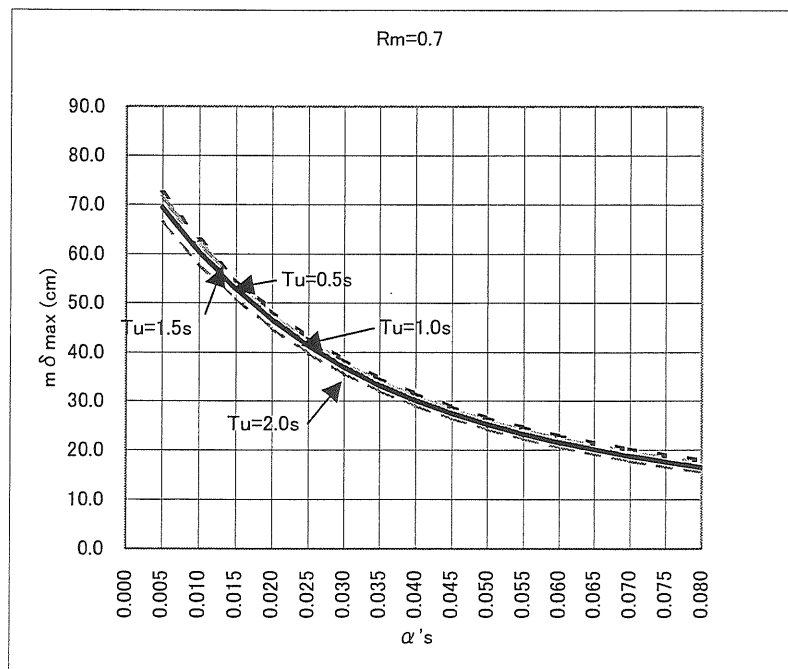
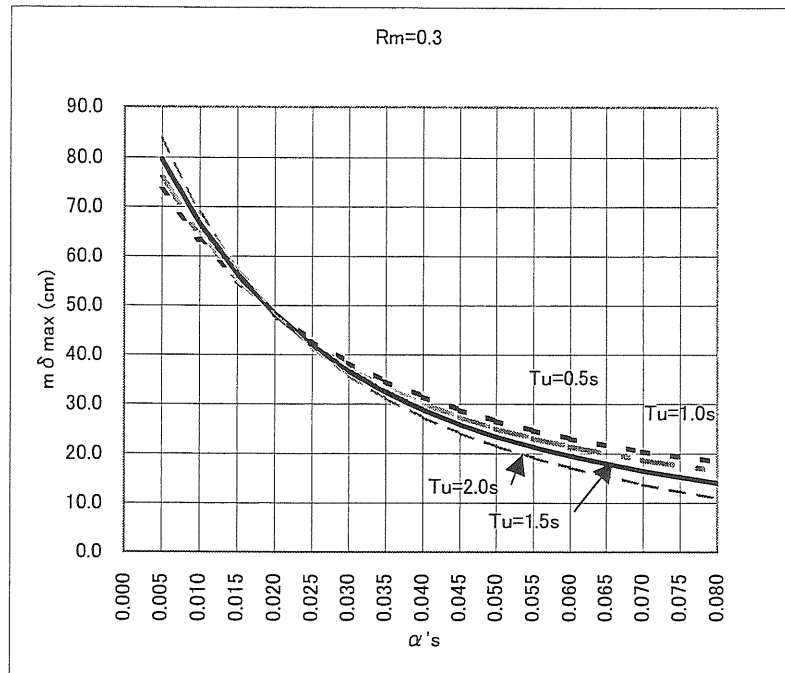


図 3-2-10a Rm を一定にして $\alpha's$ および T_u を変化させた場合の $m\delta_{max}$ の特性
 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $mT_f=3.5\text{sec}$, $mT_s=0.5\text{sec}$)

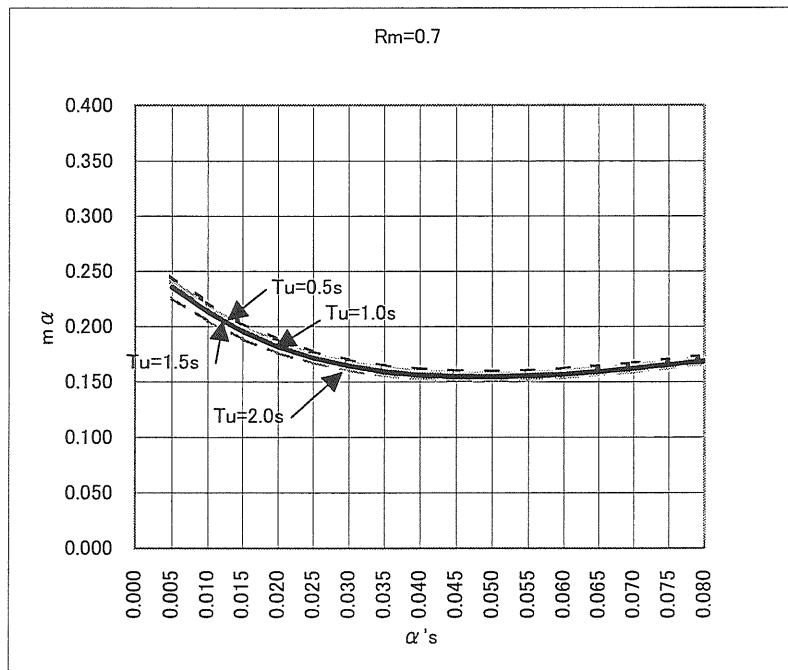
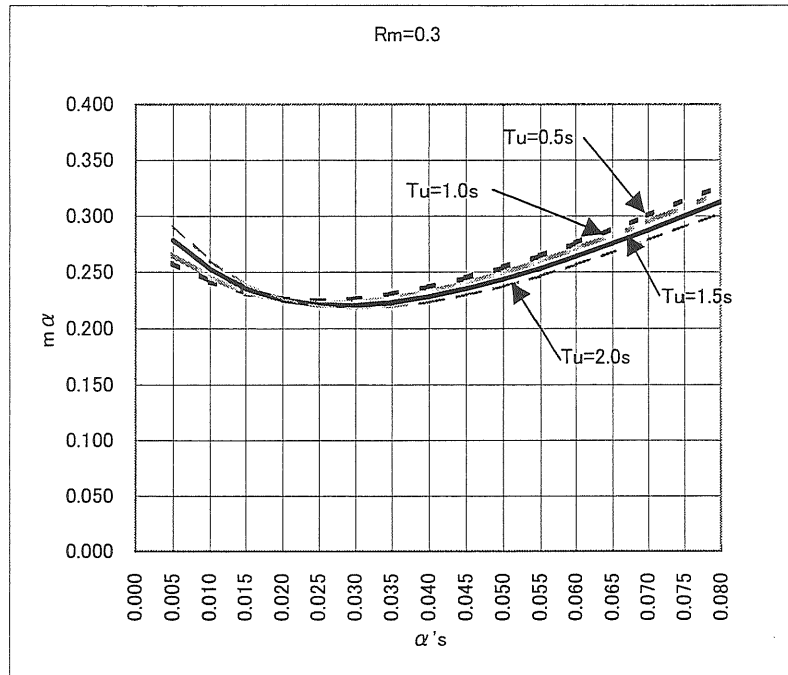


図 3-2-10b Rm を一定にして $\alpha's$ および T_u を変化させた場合の $m\alpha$ の特性
 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $mT_f=3.5\text{sec}$, $mT_s=0.5\text{sec}$)

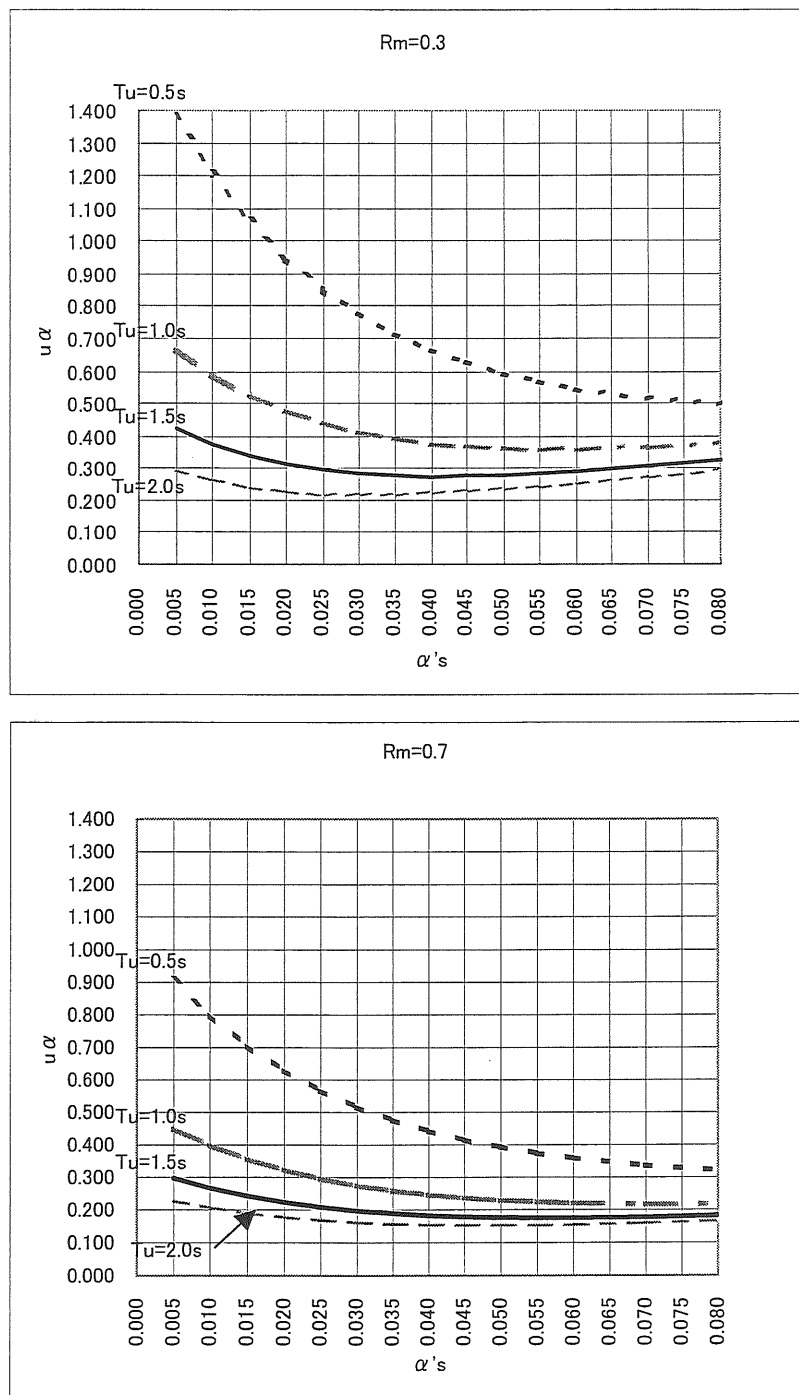


図 3-2-11 Rm を一定にして $\alpha's$ および T_u を変化させた場合の $u\alpha$ の特性
 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $m T_f=3.5\text{sec}$, $m T_s=0.5\text{sec}$)

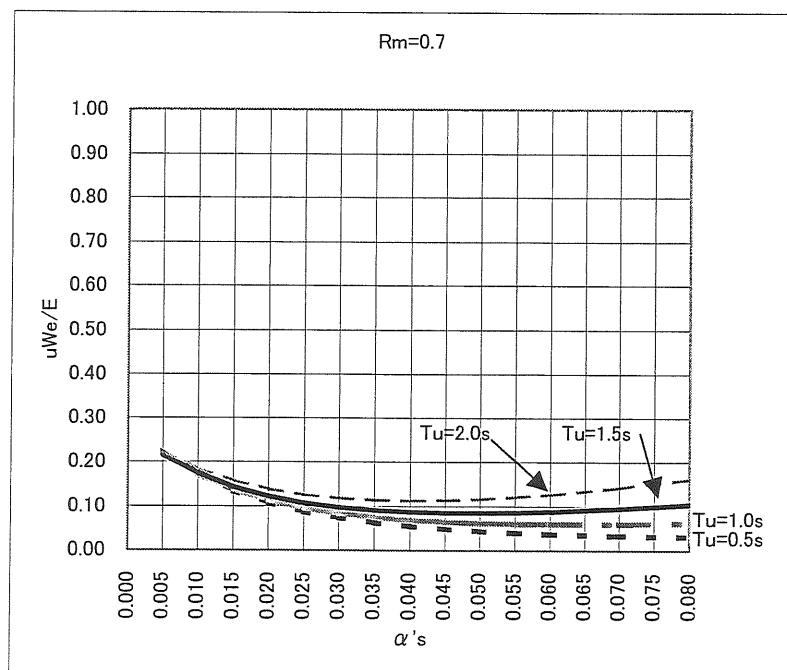
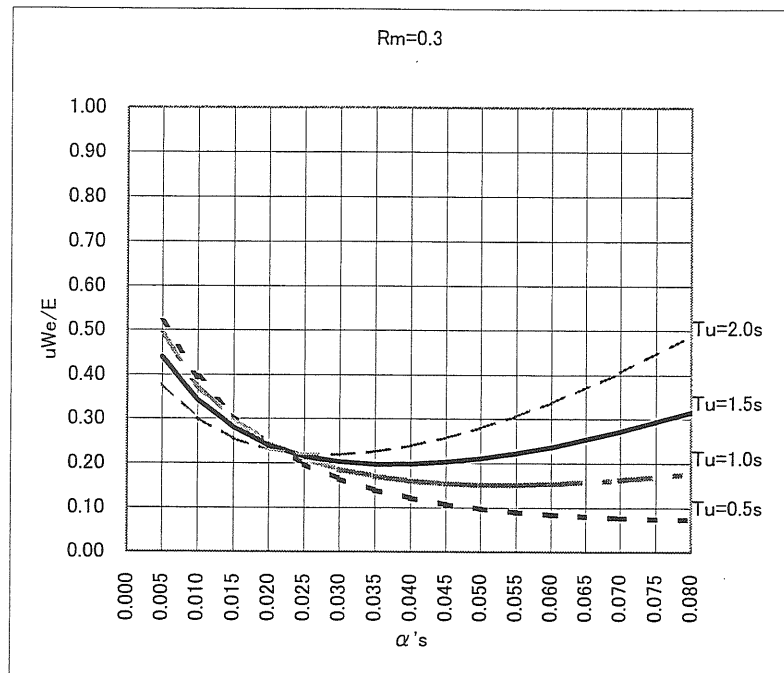


図 3-2-12 Rm を一定にして $\alpha's$ および T_u を変化させた場合の uWe/E の特性
 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $_m T_f=3.5\text{sec}$, $_m T_S=0.5\text{sec}$)

3.2.5 応答予測式による推察する2質点系中間層免震構造モデルの特性

前述した応答予測式による2質点系中間層免震構造モデルにおける免震層の最大変形 δ_{\max} 、免震層の応答最大層せん断力係数 α および下部構造の応答最大層せん断力係数 α の特性について、主要なパラメータを変動させることにより、次にあげることが示された。

- ・ 免震層の最大変形 δ_{\max} は、全体重量に対するダンパーの降伏耐力比 $\alpha's$ の増大にしたがって減少する。しかし(3.17)式によるため、その減少傾向は全体重量に対するダンパーの降伏耐力比 $\alpha's$ の増大とともに緩和されていく。なお免震層の最大変形 δ_{\max} は、全体質量に対する上部構造質量の比 Rm にほとんど影響されない。さらに Rm が0.2~0.3程度以上の範囲では、免震層の最大変形 δ_{\max} は下部構造の等価剛性を1質点系モデルの固有周期で示した T_u にほとんど影響されないことから、下部構造の等価剛性 K_{eq} にほとんど影響されない事がわかる。
- ・ 免震層の応答最大層せん断力係数 α は(3.8)式および(3.17)式によるため、全体重量に対するダンパーの降伏耐力比 $\alpha's$ の増加にともなって減少する。しかしある最小値を示した後に再び増加する傾向を示す。また全体質量に対する上部構造質量の比 Rm の増加とともに、免震層の応答最大層せん断力係数 α は減少方向を示す。なお Rm が0.3以上の範囲では、免震層の応答最大層せん断力係数 α は固有周期 T_u にほとんど影響されないことから、下部構造の等価剛性 K_{eq} にほとんど影響されない事がわかる。
- ・ 下部構造の応答最大層せん断力係数 α は(3.20)式によるため、全体重量に対するダンパーの降伏耐力比 $\alpha's$ の増加にともなって減少する。しかしある最小値を示した後に再び増加する傾向を示す。また全体質量に対する上部構造質量の比 Rm の増加とともに、下部構造の応答最大層せん断力係数 α は減少方向を示す。さらに下部構造の応答最大層せん断力係数 α は固有周期 T_u の増加とともに減少方向を示すことから、下部構造の等価剛性 K_{eq} の減少とともに減少方向を示す事がわかる。
- ・ 中間層免震構造としては、全体質量に対する上部構造質量の比 $Rm=0.2\sim0.3$ 程度以上が、免震層で効率良くエネルギー吸収しながら下部構造および免震層を設計する事ができる範囲である。

4 章 2 質点系中間層免震構造モデルの応答予測法の検証

4.1 内部減衰が無い時における 2 質点系中間層免震構造モデルの応答予測法の検証

2 質点系中間層免震構造モデルについて、建物の内部減衰が無い場合の振動応答解析より、3 章で示した予測法が広い範囲で用いることが可能であるかを検討する。なお建物の内部減衰を $h=0.0$ と仮定する事により、下部構造の減衰によるエネルギー吸収量も $uWh=0$ となり、 $V_D=V_E$ となる。

4.1.1 V_D が変化した時における 2 質点系中間層免震構造モデルの応答予測法の検証

振動応答解析に用いる 2 質点系モデルの諸元を以下に示す。

〔免震層〕

- ・アイソレータの剛性： $_m T_f=3.5$ 秒相当の剛性
- ・ダンパーの弾性剛性： $_m T_s=0.5$ 秒相当の剛性
- ・ $Rm=0.1\sim 0.8$

〔下部構造〕

- ・ $T_u=0.5, 1.0, 1.5, 2.0$ 秒
- ・ $_u K_{eq} = \frac{4\pi^2 M}{T_u^2}$

なお仮定した下部構造の剛性 $_u K_{eq}$ は、 $_m T_s$ が T_u に対して十分小さいので、前述の T_u の説明より免震層上部質量 $_o M$ と下部構造質量 $_u M$ が一体と考えた全体質量 M となる 1 質点系とし、 T_u を周期に持つ弾性バネで近似したものである。

振動応答解析に用いた地震動波形は、2 章と同様のレベル 2 地震動を想定して最大速度を 50cm/sec とした 3 波の観測地震動波形およびレベル 2 地震動を想定した設計用模擬地震動波形¹⁴⁾を基本とする。この入力レベルに対して、最大速度を 0.8 倍相当としたものおよび 1.33 倍相当としたものを、さらに検討対象とする。すなわち観測地震動波形で換算すると最大速度で 40cm/sec, 50cm/sec, 66.7cm/sec の三段階のレベルについて検討する事となる。これらの三段階のレベルにおける地震動波形の $h=0.10$ におけるエネルギースペクトルを、秋山らが提案する設計用エネルギースペクトル¹⁶⁾と合わせて図 4-1-1 に示す。なお、観測地震動波形の最大速度が 40cm/sec となるレベルでは第Ⅰ種地盤における設計用エネルギースペクトル $V_E=120\text{cm/sec}$ 、観測地震動波形の最大速度が 50cm/sec となるレベルでは第Ⅱ種地盤における設計用エネルギースペクトル $V_E=150\text{cm/sec}$ 、観測地震動波形の最大速度が 66.7cm/sec となるレベルでは第Ⅲ種地盤における設計用エネルギースペクトル $V_E=200\text{cm/sec}$ を図中に合わせて示している。

本検討では $_m T_f=3.5$ 秒であり、振動応答に影響を与える周期帯は 3.5 秒程度以下である。図 4-1-1 によると 1 秒程度以下の短周期帯では、いずれの場合でも秋山らの提案す

る設計用エネルギースペクトルは、採用した地震動波形のエネルギースペクトルのほぼ下限値となる。しかし 1 秒程度から mT_f の周期となる 3.5 秒程度の周期帯では、ほぼ平均的な値となっている。

ここで検討範囲の応答予測に用いる V_D は、フラットなエネルギースペクトルであると仮定する。以上の検討から応答予測に用いる各入力レベルにおいては、秋山らの提案する第 I, II, III 種地盤における設計用エネルギースペクトルにおける長周期部分のスペクトルレベル $V_E=120, 150, 200 \text{ cm/sec}$ を、応答予測に用いる V_D として用いる事が妥当である。

図 4-1-2a~4-1-4b に代表として $T_u=1.0, 2.0$ 秒 $Rm=0.3, 0.7$ の時の各入力レベルにおける振動応答解析結果と応答予測値との比較を、 ${}_m\delta_{\max}$, ${}_m\alpha$ および ${}_u\alpha$ について示す。それによると (3.17) 式および (3.8) 式で示される ${}_m\delta_{\max}$, ${}_m\alpha$ の応答予測値は、 $\alpha's$ の変化に対していずれの入力レベルにおいても振動応答解析結果と同様の傾向を示している。なお ${}_m\alpha$ は、3 章で示したように $\alpha's$ により定まる下限値がある事を、振動応答解析結果も表している。そしてその傾向は、入力レベルが小さいほど検討しているの範囲では表れやすく、特に $Rm=0.3$ で顕著に示されている。また $T_u=1.0$ 秒では ${}_m\delta_{\max}$, ${}_m\alpha$ の応答予測値は、どの入力レベルに対しても応答予測値は振動応答解析結果のほぼ上限値を示している。しかし $T_u=2.0$ 秒では、いずれの入力レベルにおいても $\alpha's$ の増加にしたがって応答予測値は振動応答解析結果に対して上限値側から平均値側を示す傾向に移行する。特に $T_u=2.0$ 秒で Rm が小さい時は、 uWe の影響が大きいため、応答予測値はその傾向を顕著に示す様になると共に、振動応答解析結果そのものも地震動によるばらつきが大きくなっている。

${}_u\alpha$ の振動応答解析結果は、どの入力レベルに対しても ${}_m\alpha$ のそれよりも地震動によるばらつきが大きい。この原因は、 ${}_u\alpha$ は下部構造の挙動が支配的となる二次モードの影響が大きく、さらに下部構造が弾性であるために ${}_u\alpha$ は、各地震動の振動特性を受けやすいためである。なお (3.20) 式による ${}_u\alpha$ の応答予測値は、 $\alpha's$ の変化に対してどの入力レベルに対しても振動応答解析結果と同じ様な傾向を示している。またその値は、ばらつく振動応答解析結果の上限値と下限値との間の値を示している。その理由は、 ${}_u\alpha$ の応答予測に際して各次の応答値を平均的に扱う S R S S 法を取り込んでいるためである。また $T_u=1.0$ 秒では仮定しているエネルギースペクトルは、どの入力レベルに対しても採用している地震動波形のそれらのほぼ下限値である。そのため、 uWe が相対的に大きくて地震動ごとの影響を受けやすくなる $Rm=0.3$ の予測値は、 $Rm=0.7$ と異なり振動応答解析結果の下限に近い値を示す。しかし、これらの結果と各々の地震動の応答特性によるばらつきを考慮すると、 ${}_u\alpha$ の応答予測法はいずれの入力レベルにおいても利用可能である。

なお図中には示していないが、 $T_u=0.5$ 秒の場合には、 ${}_m\delta_{\max}$, ${}_m\alpha$ の応答結果は $\alpha's$ の変化に対する傾向が $T_u=1.0$ 秒以上の場合と似ている。しかし、 Rm が小さくなるほど各応答予測式は、振動応答解析結果よりやや大きめの値となっている。

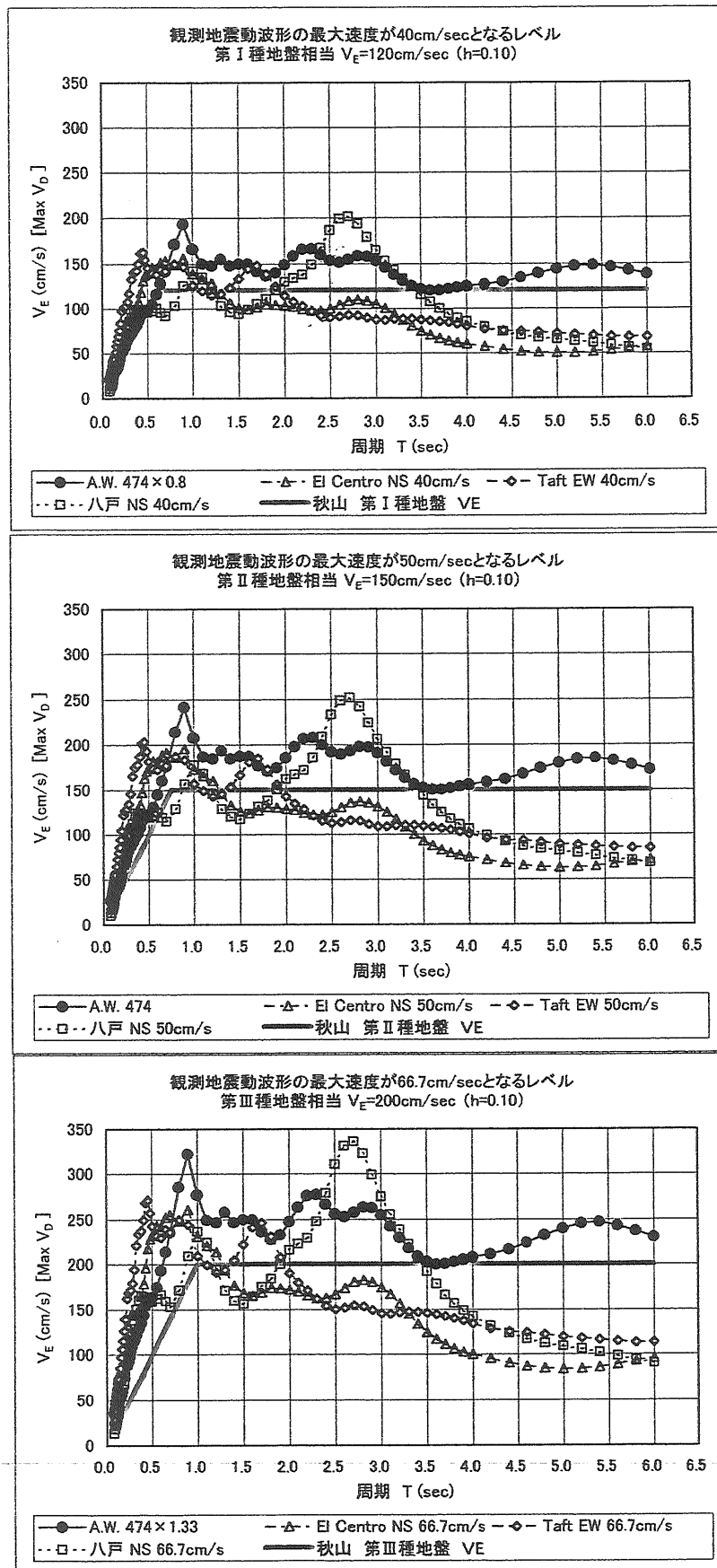


図 4-1-1 秋山の設計用エネルギースペクトルと各地震動波形のエネルギースペクトルの関係($h=0.10$)

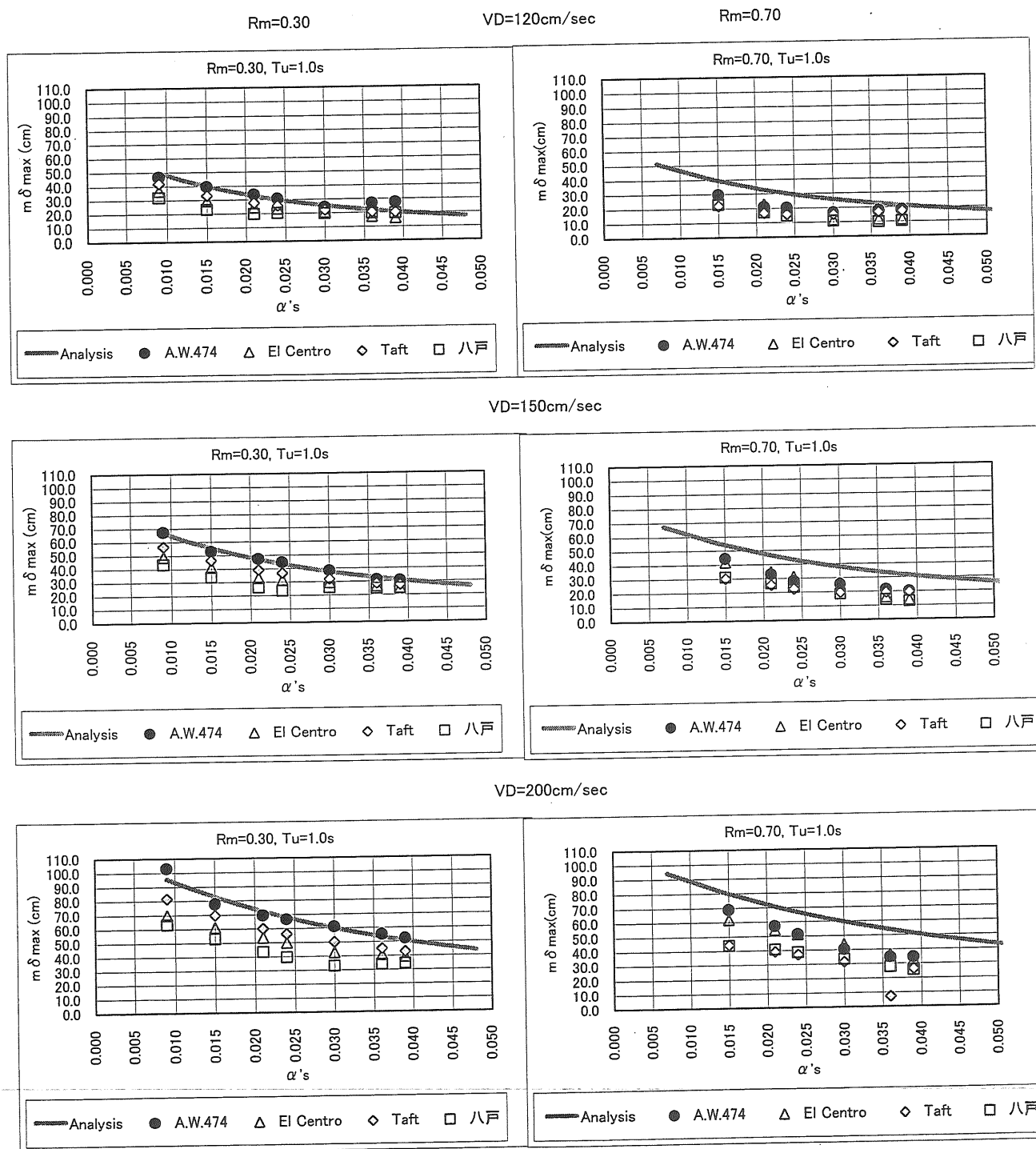


図 4-1-2a $Rm=0.3, 0.7$ の時における 2 質点系モデルの振動応答解析結果
($h=0.00, {}_m T_f=3.5\text{sec}, T_u=1.0\text{sec}$)

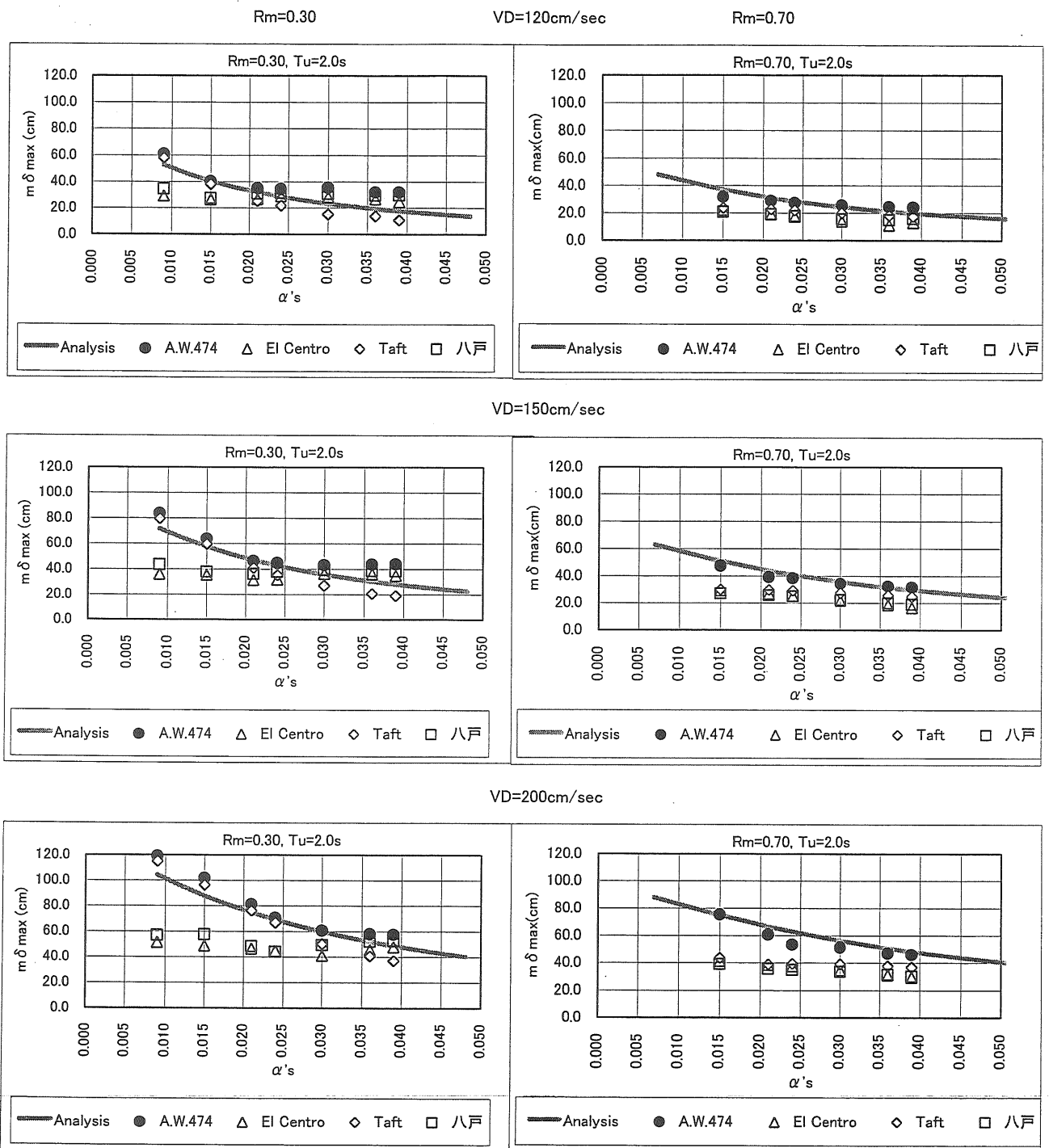


図 4-1-2b $R_m=0.3, 0.7$ の時における 2 質点系モデルの振動応答解析結果
($h=0.00, {}_mT_f=3.5sec, T_u=2.0sec$)

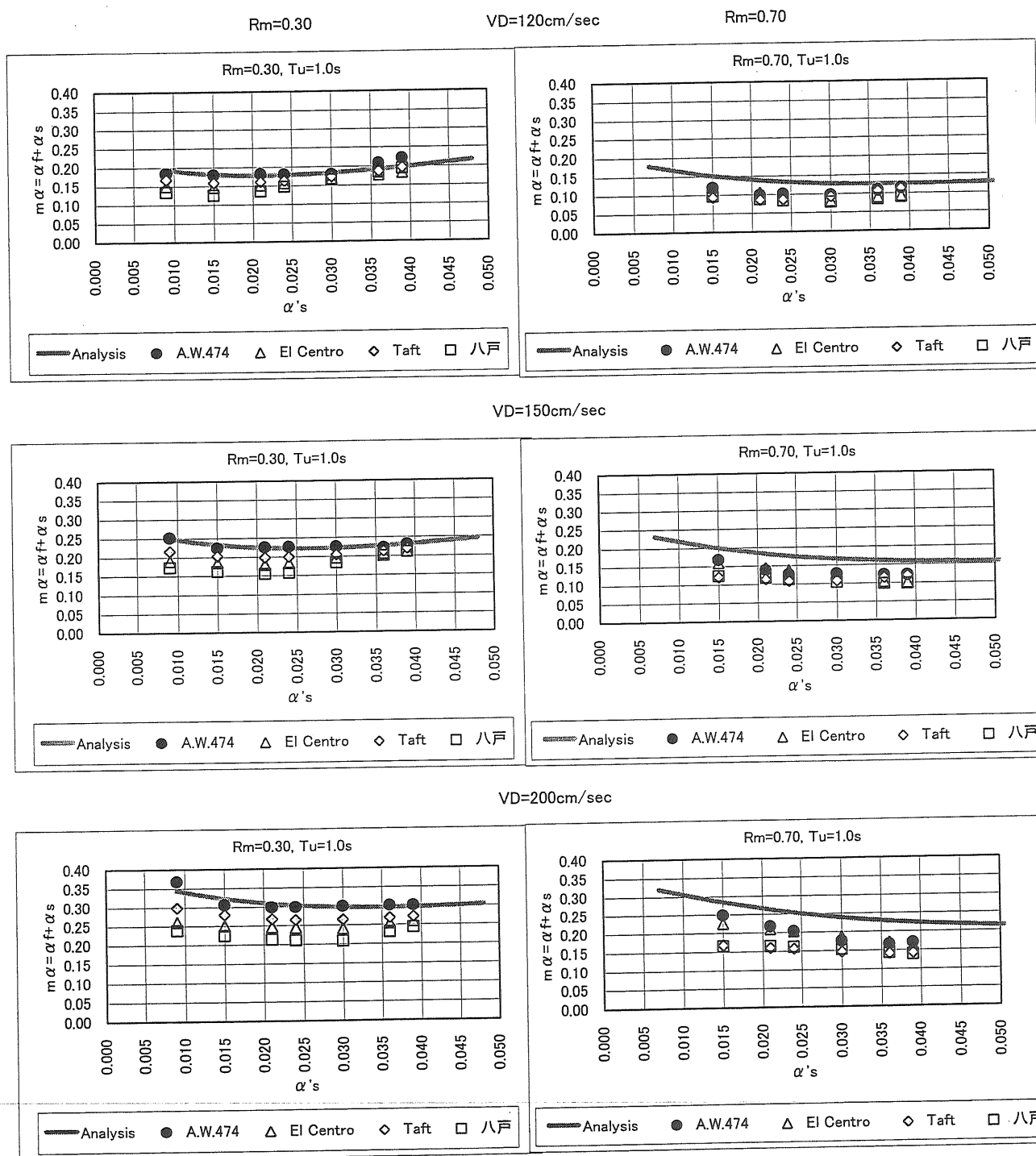


図 4-1-3a $Rm=0.3, 0.7$ の時における 2 質点系モデルの振動応答解析結果
($h=0.00, {}_mT_f=3.5\text{sec}, T_u=1.0\text{sec}$)

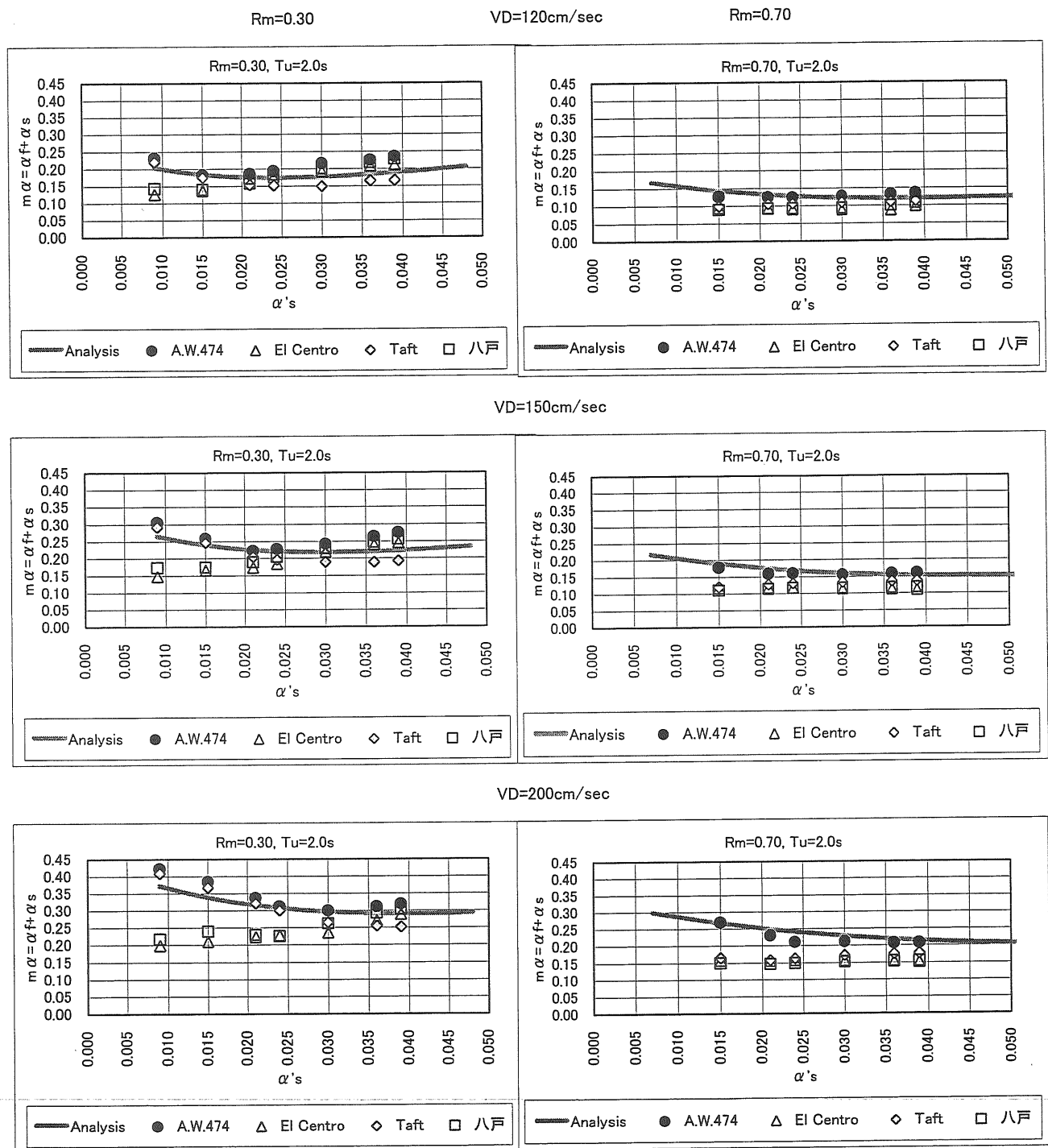


図 4-1-3b $Rm=0.3, 0.7$ の時における 2 質点系モデルの振動応答解析結果
($h=0.00, {}_mT_f=3.5\text{sec}, T_u=2.0\text{sec}$)

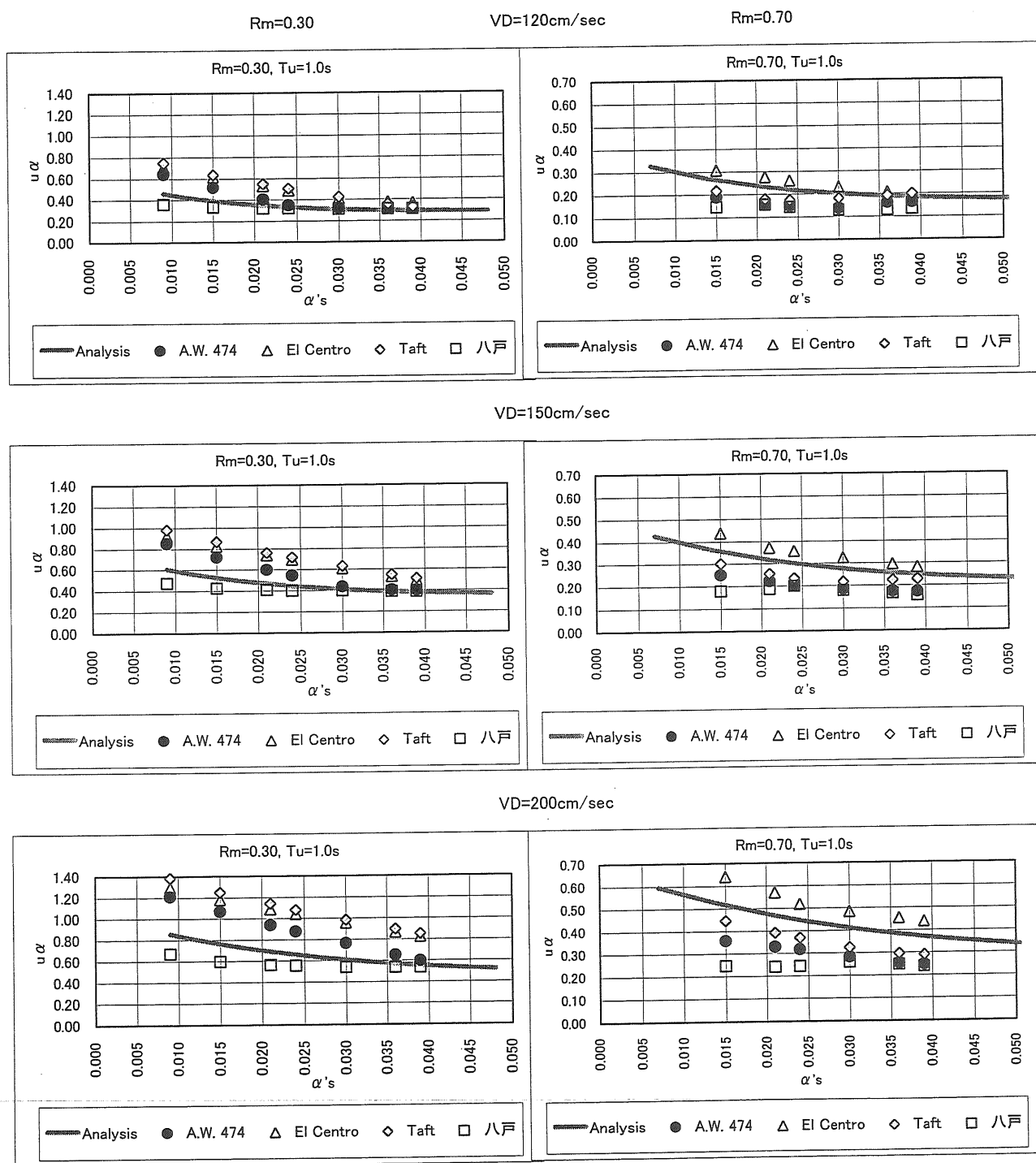


図 4-1-4a $R_m=0.3, 0.7$ の時における 2 質点系モデルの振動応答解析結果
($h=0.00, {}_m T_f=3.5\text{sec}, T_u=1.0\text{sec}$)

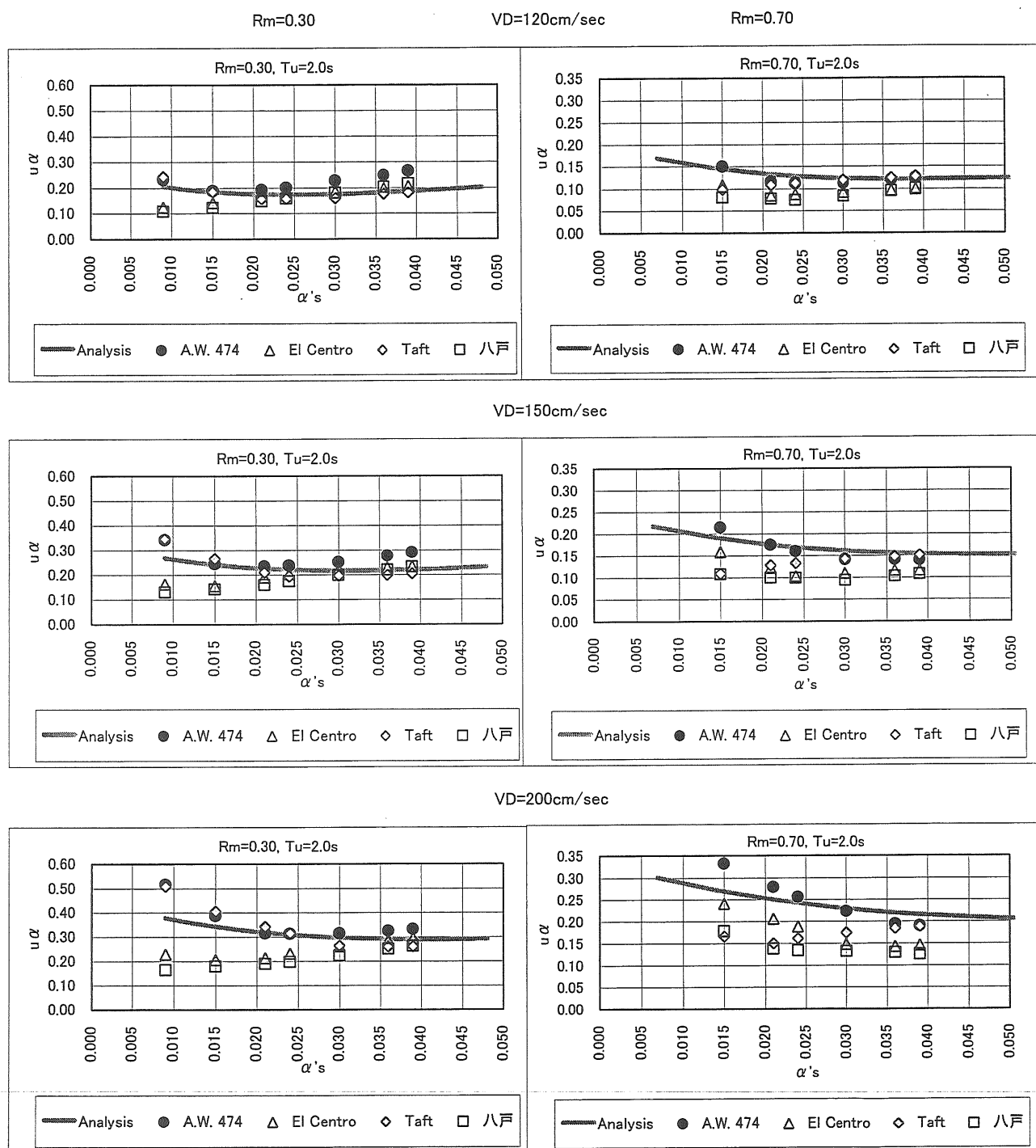


図 4-1-4b $Rm=0.3, 0.7$ の時における 2 質点系モデルの振動応答解析結果
 $(h=0.00, {}_m T_f=3.5\text{sec}, T_u=2.0\text{sec})$

4.1.2 ${}_m T_f$ が変化した時における2質点系中間層免震構造モデルの応答予測法の検証

振動応答解析に用いる2質点系中間層免震構造モデルの諸元は、4.1.1で示したものとす。ただし免震層におけるアイソレータの剛性は、次に示す値とする。

- ・ アイソレータの剛性： ${}_m T_f=3.5$ 秒および4.5秒相当の剛性

また振動応答解析に用いた地震動波形は、2章と同様のレベル2地震動を想定して最大速度を50cm/secとした3波の観測地震動波形およびレベル2地震動を想定した設計用模擬地震動波形¹⁴⁾とする。なおこの時の応答予測に用いる V_D のレベルは、秋山らの提案する第Ⅱ種地盤における設計用エネルギースペクトルにおけるフラットとなる長周期部分のスペクトルレベル $V_E=150\text{cm/sec}$ とする。

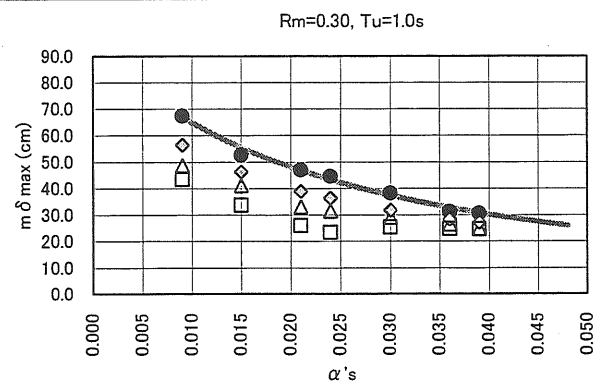
図4-1-5a～4-1-7bに、 $Rm=0.3, 0.7$ で $V_D=150\text{cm/sec}$ における免震層のアイソレータの固有周期を ${}_m T_f=3.5$ 秒および4.5秒とした時の、2質点系モデルの応答予測式と無減衰の振動応答解析結果との比較を示す。 ${}_m T_f=3.5$ 秒および4.5秒のいずれの時においても、 ${}_m \delta_{\max}$ 、 ${}_m \alpha$ の応答結果のほぼ上限値を応答予測式は示している。また ${}_u \alpha$ の応答結果に対して応答予測式は、 ${}_m T_f=3.5$ 秒および4.5秒のいずれの時においても、ほぼ平均的な値を示している。

なお図中には示していないが、 $T_u=0.5$ 秒の場合には、 ${}_m \delta_{\max}$ 、 ${}_m \alpha$ の応答結果は $\alpha's$ の変化に対する傾向が $T_u=1.0$ 秒以上の場合と似ている。しかし、 Rm が小さくなるほど各応答予測式は、振動応答解析結果よりやや大きめの値となっている。

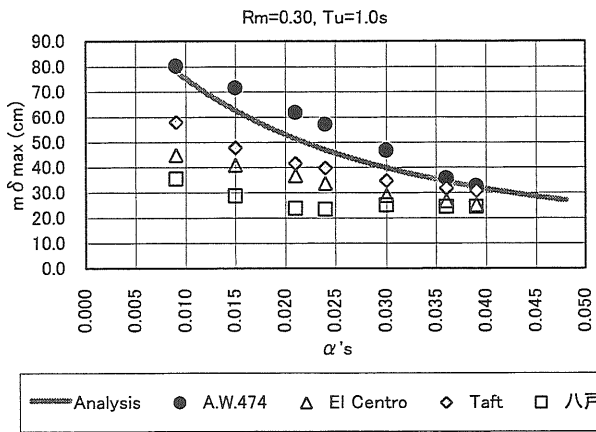
4.1.3 内部減衰が無い時における2質点系モデルの応答予測法の妥当性

4.1.1～4.1.2における検討より内部減衰が無い時における2質点系モデルに対して、設計で考慮する大地震動のレベル、アイソレータの固有周期およびダンパーの降伏耐力比の範囲では、3章で示した応答予測式を用いることは、可能であることが確認された。

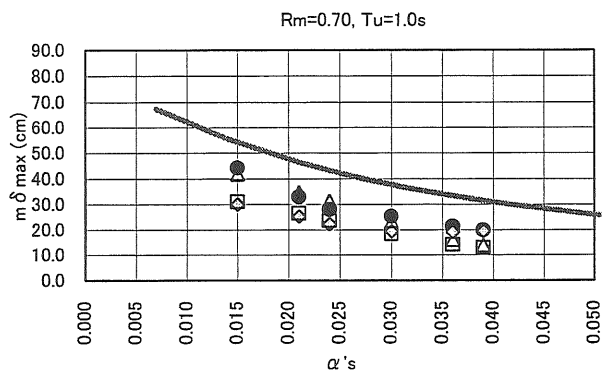
$R_m=0.3$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$R_m=0.3$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=4.5\text{sec}$



$R_m=0.7$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$R_m=0.7$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=4.5\text{sec}$

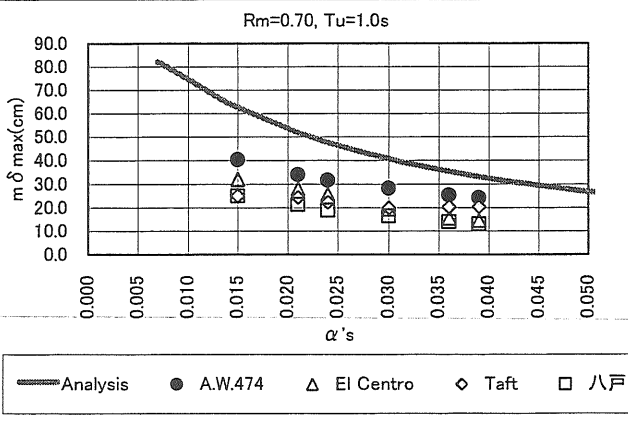
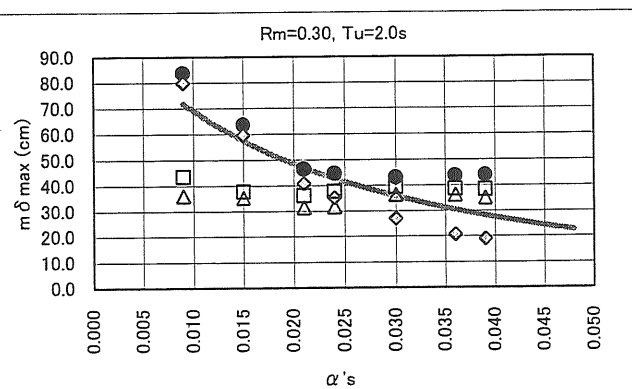
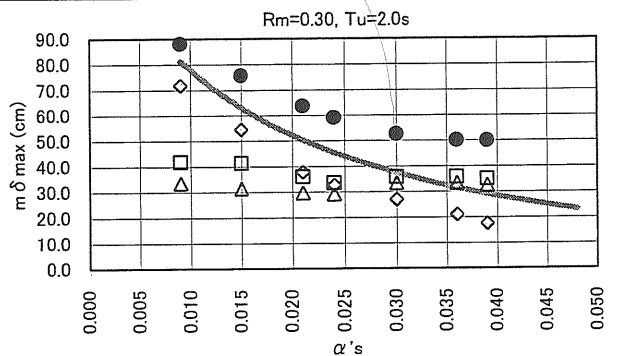


図 4-1-5a $mT_f=3.5, 4.5\text{sec}$ 時における 2 質点系モデルの $m\delta_{\max}$ の振動応答解析結果
 $(h=0.00, R_m=0.3, 0.7, T_u=1.0\text{sec})$

$R_m=0.3$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$

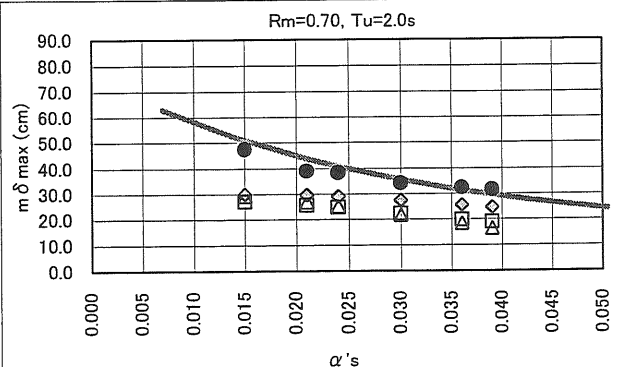


$R_m=0.3$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=4.5\text{sec}$

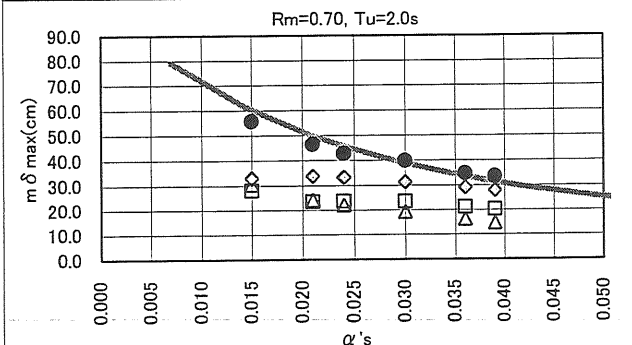


— Analysis ● A.W.474 ▲ El Centro ◆ Taft □ 八戸

$R_m=0.7$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



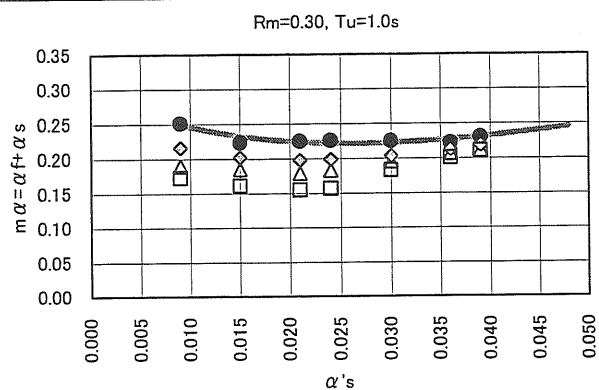
$R_m=0.7$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=4.5\text{sec}$



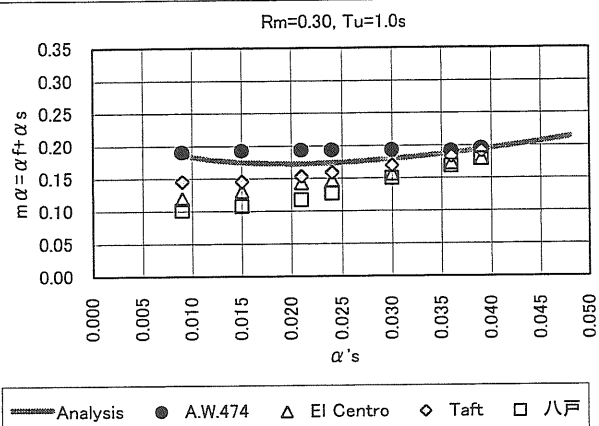
— Analysis ● A.W.474 ▲ El Centro ◆ Taft □ 八戸

図 4-1-5b $mT_f=3.5, 4.5\text{sec}$ 時における 2 質点系モデルの $m\delta_{\max}$ の振動応答解析結果
 $(h=0.00, R_m=0.3, 0.7, T_u=2.0\text{sec})$

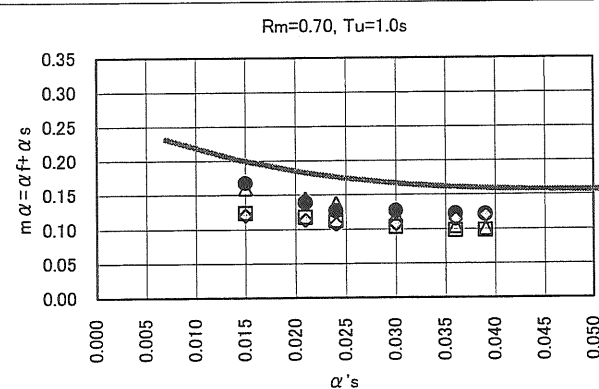
$R_m=0.3$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$R_m=0.3$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=4.5\text{sec}$



$R_m=0.7$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$R_m=0.7$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=4.5\text{sec}$

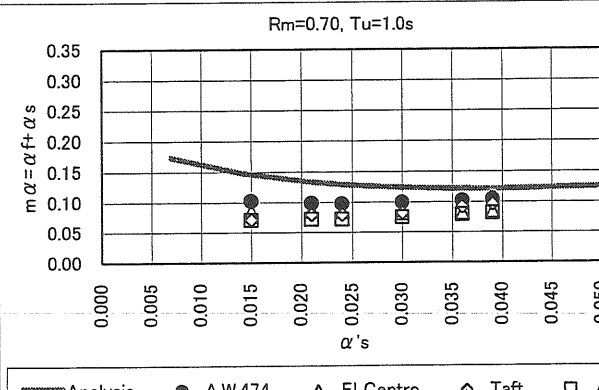
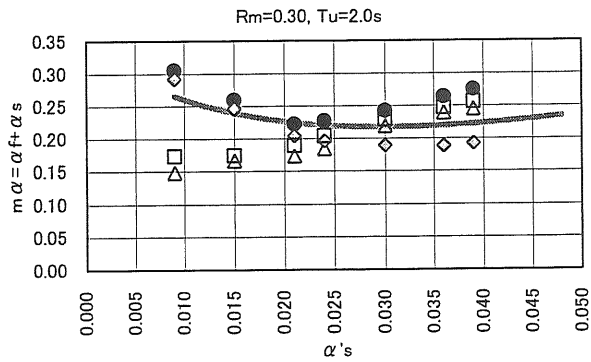
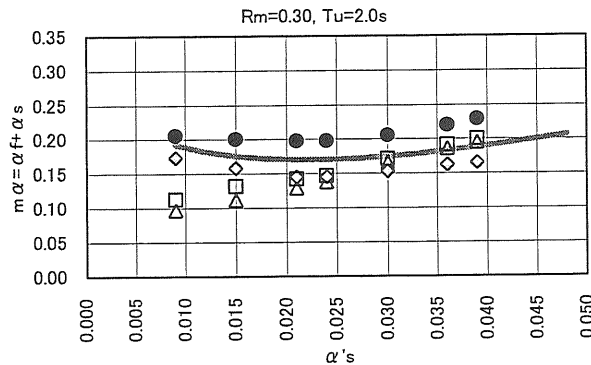


図 4-1-6a $mT_f=3.5, 4.5\text{sec}$ の時における 2 質点系モデルの $m\alpha$ の振動応答解析結果
 $(h=0.00, R_m=0.3, 0.7, T_u=1.0\text{sec})$

$R_m=0.3$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$

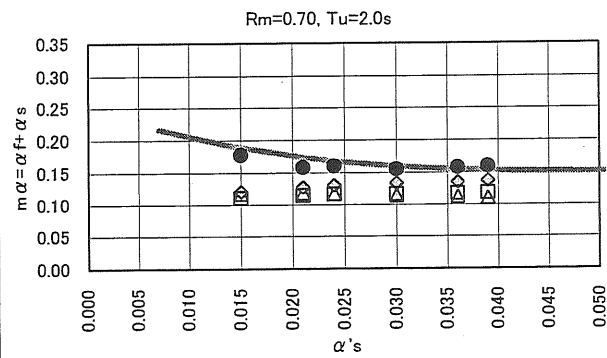


$R_m=0.3$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=4.5\text{sec}$

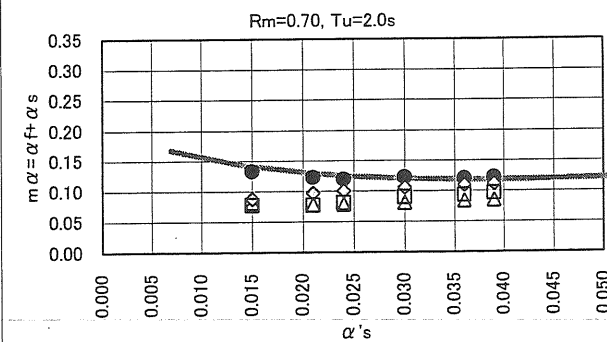


— Analysis ● A.W.474 △ El Centro ◇ Taft □ 八戸

$R_m=0.7$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



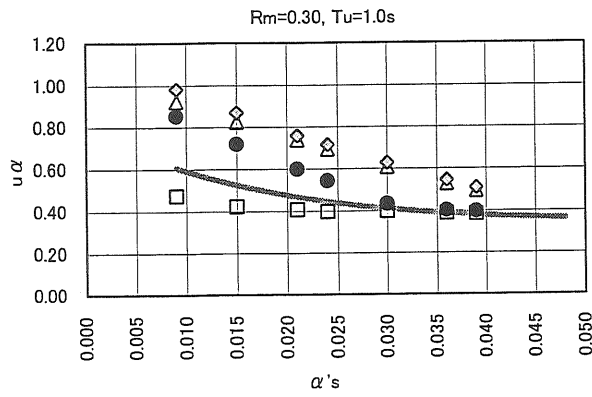
$R_m=0.7$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=4.5\text{sec}$



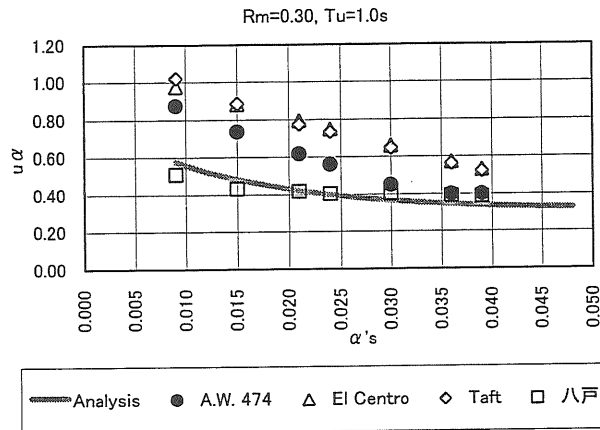
— Analysis ● A.W.474 △ El Centro ◇ Taft □ 八戸

図 4-1-6b $mT_f=3.5, 4.5\text{sec}$ の時における 2 質点系モデルの $m\alpha$ の振動応答解析結果
 $(h=0.00, R_m=0.3, 0.7, T_u=2.0\text{sec})$

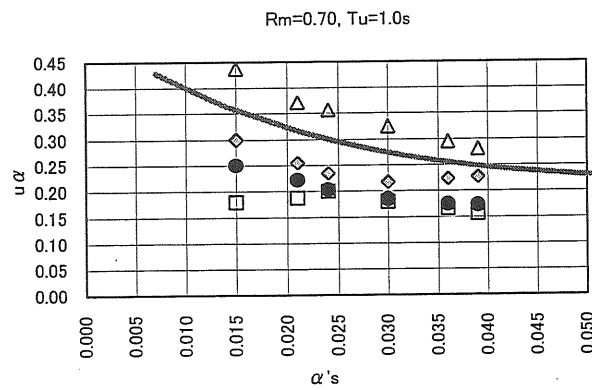
$R_m=0.3$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$R_m=0.3$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=4.5\text{sec}$



$R_m=0.7$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$R_m=0.7$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=4.5\text{sec}$

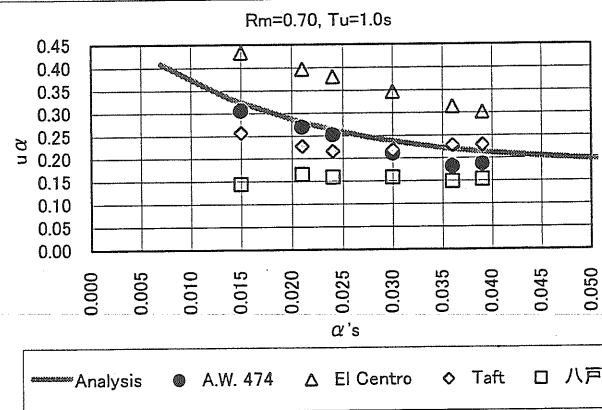
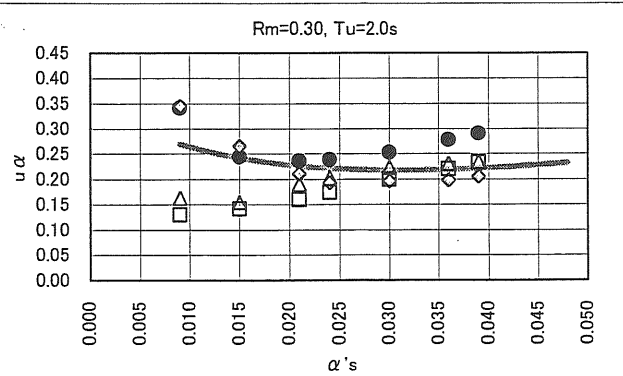
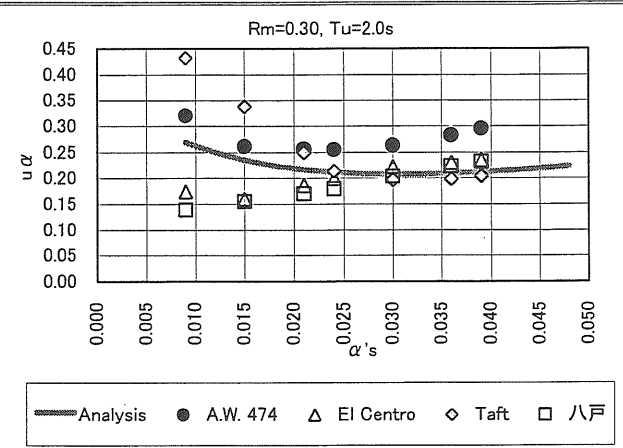


図 4-1-7a $mT_f=3.5, 4.5\text{sec}$ の時における 2 質点系モデルの $u\alpha$ の振動応答解析結果
 $(h=0.00, R_m=0.3, 0.7, T_u=1.0\text{sec})$

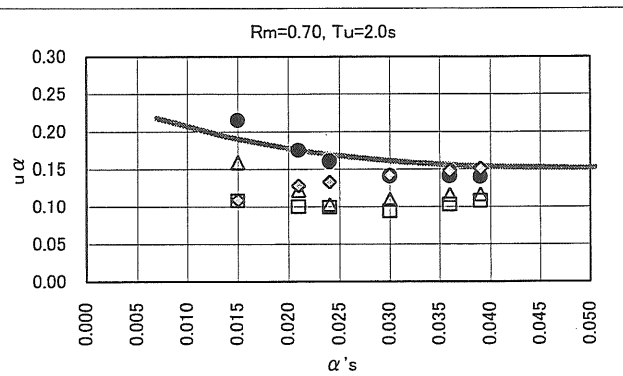
$R_m=0.3$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$R_m=0.3$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=4.5\text{sec}$



$R_m=0.7$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$R_m=0.7$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=4.5\text{sec}$

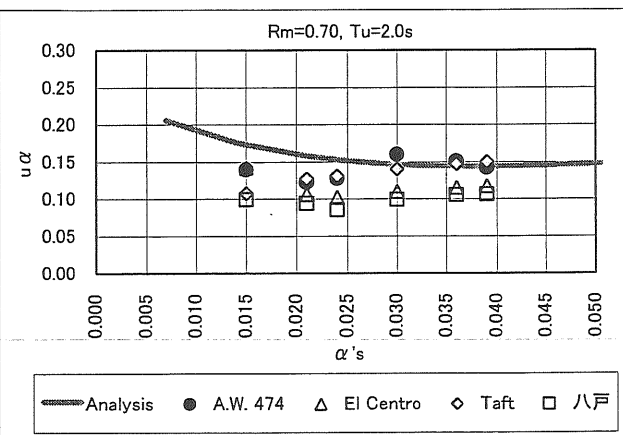


図 4-1-7b $mT_f=3.5, 4.5\text{sec}$ の時における 2 質点系モデルの $u\alpha$ の振動応答解析結果
 $(h=0.00, R_m=0.3, 0.7, T_u=2.0\text{sec})$

4.2 内部減衰を考慮した時における2質点系中間層免震構造モデルの応答予測法の検証

一般の耐震建物では、建物の内部減衰を考慮した地震時の応答予測を行う事が、設計時には必要となる。一般の建物における内部減衰エネルギー Wh の吸収により生ずる V_E と、 V_D との差は、建物の内部減衰定数 h を用いて次の関係が平均的な値として秋山により提案されている。⁸⁾

$$\frac{V_D}{V_E} = \frac{1}{1 + 3h + 1.2\sqrt{h}} \quad (4.1)$$

なお減衰によるエネルギー吸収量は建物の塑性域への進入度合などに依存する事は明確であるが、その依存性を無視して減衰効果を概括的な値として設計時に取り組む事を、(4.1)式は目的としている。

ここで、中間層免震構造建物の利点は、建物全体の耐震性能を向上させる点である。したがって、そのため建物自重を支持する下部構造の主架構を大きく塑性化させないことが設計上の主眼となる。つまり下部構造の内部減衰を考慮するにしても、塑性化を考慮した過度の値を採用するべきでないと筆者は考える。したがって上部・下部構造が弾性あるいは弾性挙動範囲内となる中間層免震構造建物では、地震による総エネルギー入力に対して設計段階には建物の内部減衰によるエネルギー吸収をあまり期待せずに免震層の累積塑性ひずみエネルギーによるエネルギー吸収を確実に行える様にする。そのため、中間層免震構造建物における上部・下部構造の内部減衰定数は、設計時には $h=0.01\sim0.03$ 程度を採用するのが妥当であると筆者は考えている。なお、減衰装置などの付加により下部構造の等価減衰を増加させた設計が今後予想されるが、そのような場合は今後の研究課題と考える。

内部減衰が建物全体に考慮できる場合には V_D/V_E の値は、 $h=0.02$ とすると(4.1)式から $V_D/V_E=0.81$ となる。この値は、全体質量が内部減衰エネルギーの評価に対して一様に扱う事ができる一般建物の場合と同じである。ここで本検討に用いる2質点系中間層免震構造モデルでは、 $oWh=0$ としているので、 uWh は全体質量に対して下部構造の質量比 $(1-R_m)$ 分となり、その分のみが内部減衰によるエネルギー吸収の対象になる。つまり、中間層免震構造モデルにおいて uWh を考慮して内部減衰定数を $h=0.02$ とした場合、 V_D は $\text{Max } V_D = V_E \geq V_D \geq 0.81 V_E = \text{Min } V_D$ の関係にある。

ここで代表例として図4-2-1に $\text{Min } V_D = 0.81 V_E$ とした時に相当するエネルギースペクトルとして、最大速度が50cm/secの3波の観測地震動波形および設計用模擬地震動波形¹⁴⁾を0.81倍したエネルギースペクトルを示す。図4-2-1から秋山らが提案する第Ⅱ種地盤における設計用エネルギースペクトルは、設計で用いる程度の内部減衰によるエネルギー吸収の最大量を考慮した各地震波のエネルギースペクトルの値とよく対応した範囲にある事がわかる。したがって中間層免震構造建物で下部構造が弾性挙動をする様な場合、すなわち下部構造の内部減衰定数が小さい場合では、各地震動同士のエネルギースペクトルのばらつきを考慮すると、 V_D を秋山らが提案する設計用エネルギースペクトルにおける長周期部分のスペクトルレベルとする事は、設計を行う上では適度な安全側であるので妥当である。

以上の点を考慮して、2質点系中間層免震構造モデルで下部建物に設計で採用する程度

の内部減衰を考慮した場合を対象に、振動応答解析より3章で示した予測値の妥当性について再評価する。下部構造の内部減衰は剛性比例型とし、下部構造の挙動が支配的となる免震層がアイソレータのみの時の建物の二次固有周期 T_B に対して、 $h=0.02$ とする。解析条件は内部減衰が無い場合における4.1.1に準ずるもの(ただし $R_m=0.1\sim 0.5$)とする。また入力レベルは、最大速度を 50cm/sec とした3波の観測地震動および設計用模擬地震動⁴¹⁾とする。なおこの時の応答予測に用いる V_D のレベルは、秋山らの提案する第Ⅱ種地盤における設計用エネルギースペクトルにおけるフラットとなる長周期部分のスペクトルレベル $V_E=150\text{cm/sec}$ とする。

図4-2-2~4-2-4に $R_m=0.3, 0.5$ における振動応答解析結果と3章で示した応答予測値との比較を ${}_m\delta_{\max}$, ${}_m\alpha$ および ${}_u\alpha$ について示す。それによるといずれの R_m においても振動応答解析結果は、下部建物の内部減衰 $h=0.02$ を考慮した場合の方が、無減衰の時よりも地震波の違いや α 's の変化に対して安定した変化を示す応答結果となっている。また ${}_m\delta_{\max}$, ${}_m\alpha$ における(3.17)式, (3.8)式の応答予測値は、振動応答解析結果のほぼ上限に近い値を示す結果となっている。さらに下部構造における(3.20)式による ${}_u\alpha$ の応答予測値は、いずれの R_m においても振動応答解析結果のほぼ平均に近い値を示しており、これらの傾向は無減衰の時と同じである。

したがって、下部建物の内部減衰が2%程度を考慮した2質点系中間層免震構造モデルに対しては、内部減衰による影響が小さいため3章で示した応答予測方法を直接用いるのは妥当である。

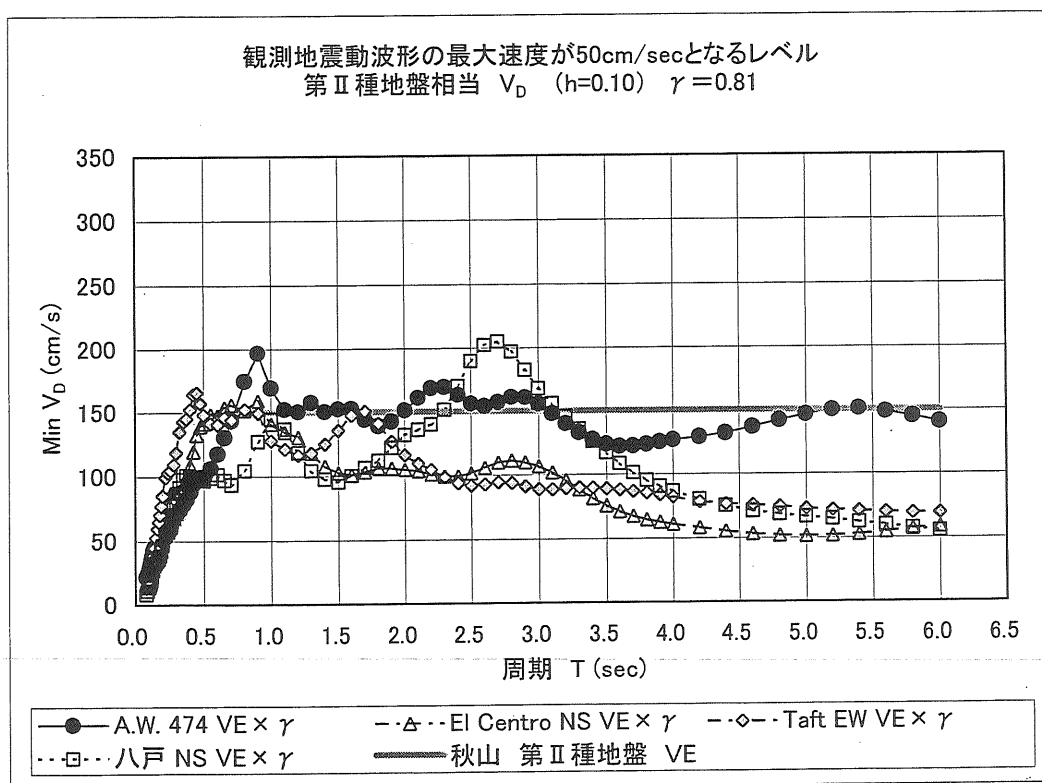
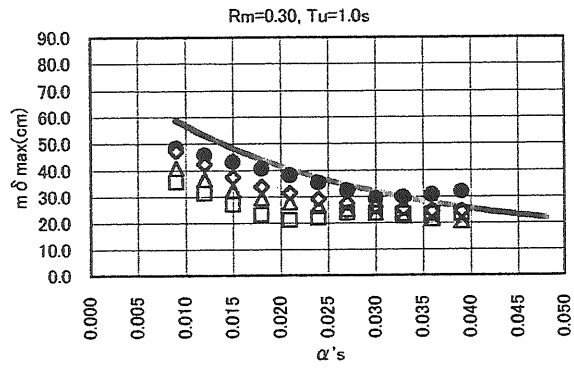
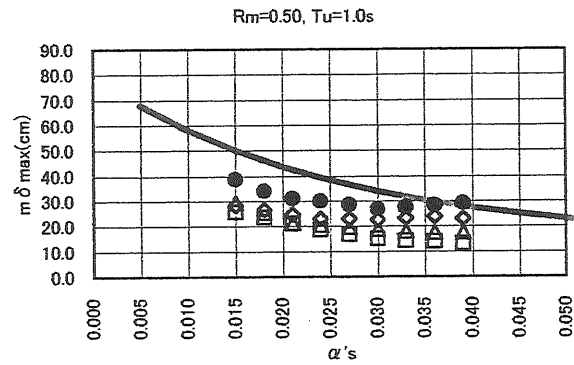


図4-2-1 建物の内部減衰 $h=0.02$ を考慮した時の V_D に関するエネルギースペクトル ($h=0.10$)

$h=0.02$
 $R_m=0.3$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$

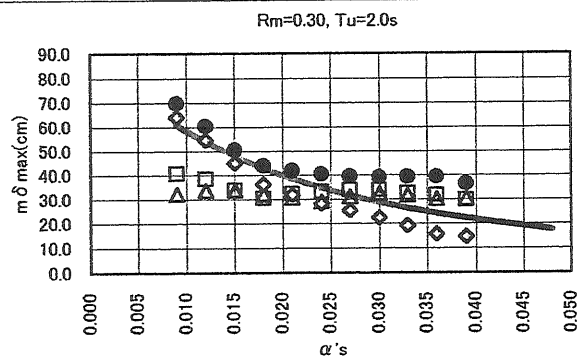


$h=0.02$
 $R_m=0.5$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$

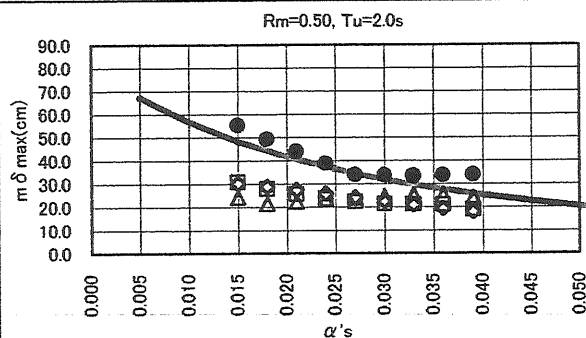


— Analysis ● A.W.474 ▲ El Centro ◆ Taft □ 八戸

$h=0.02$
 $R_m=0.3$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



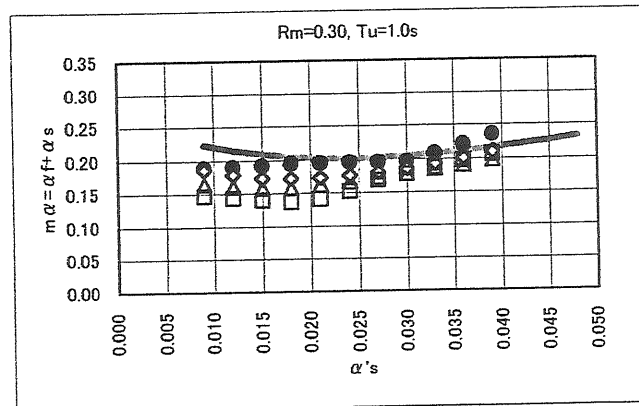
$h=0.02$
 $R_m=0.5$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



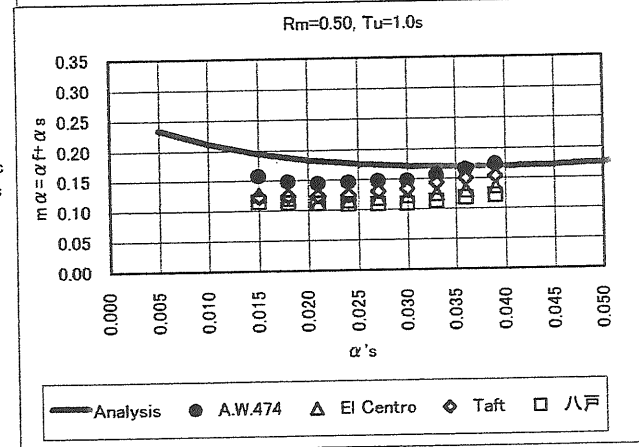
— Analysis ● A.W.474 ▲ El Centro ◆ Taft □ 八戸

図4-2-2 下部構造の内部減衰を $h=0.02$ とした時における2質点系モデルの $m\delta_{\max}$ の振動応答解析結果 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $R_m=0.3, 0.5$, $mT_f=3.5\text{sec}$)

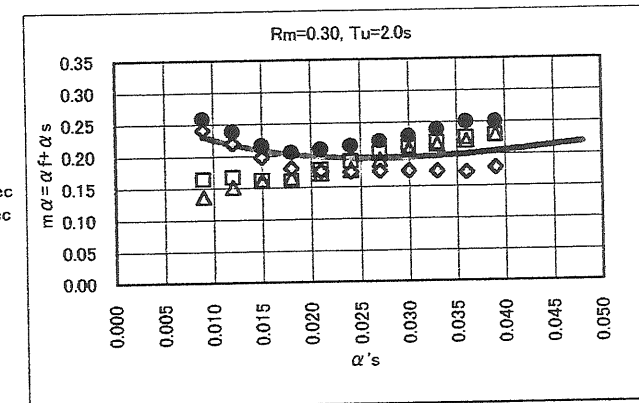
$h=0.02$
 $R_m=0.3$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$h=0.02$
 $R_m=0.5$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$h=0.02$
 $R_m=0.3$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$h=0.02$
 $R_m=0.5$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$

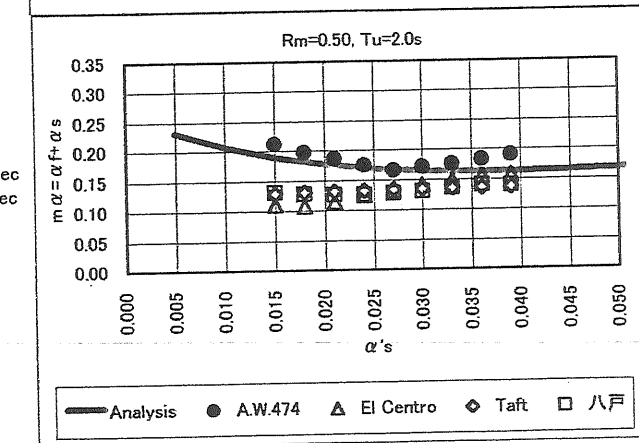
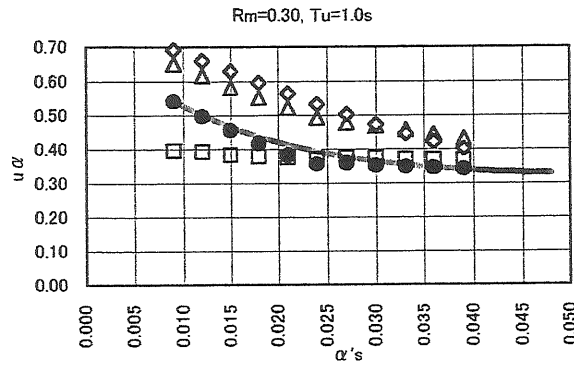
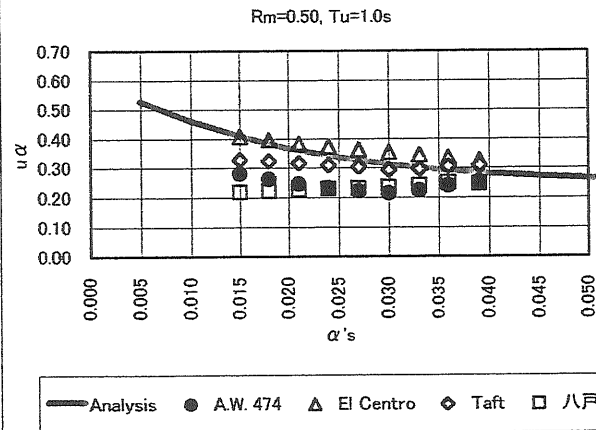


図 4-2-3 下部構造の内部減衰を $h=0.02$ とした時における 2 質点系モデルの $m\alpha$ の
 振動応答解析結果 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $R_m=0.3, 0.5$, $mT_f=3.5\text{sec}$)

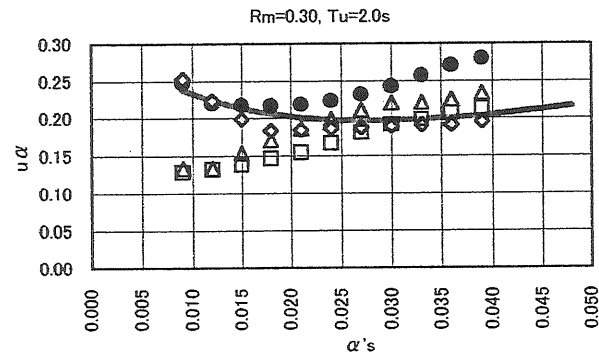
$h=0.02$
 $R_m=0.3$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$h=0.02$
 $R_m=0.5$
 $T_u=1.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$h=0.02$
 $R_m=0.3$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$



$h=0.02$
 $R_m=0.5$
 $T_u=2.0\text{sec}$
 $mT_f=3.5\text{sec}$

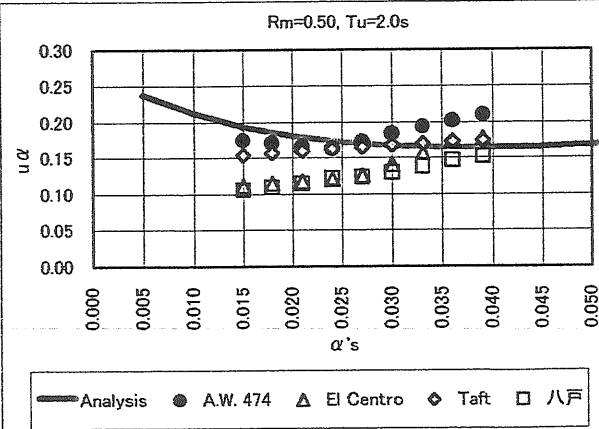


図 4-2-4 下部構造の内部減衰を $h=0.02$ とした時における 2 質点系モデルの $u\alpha$ の
 振動応答解析結果 ($V_D=150\text{cm/sec}$, $R_m=0.3, 0.5$, $mT_f=3.5\text{sec}$)

5 章 2 質点系モデルを用いた多質点系中間層免震構造モデルの振動応答予測

5.1 多質点系中間層免震構造モデルの振動応答予測におけるモデルと検討内容

前章により多質点系中間層免震構造モデルは、等価な 2 質点系中間層免震構造モデルに置換できることが示された。また 2 質点系中間層免震構造モデルは、大地震時における免震層の応答最大層間変形量 ${}_m\delta_{\max}$ 、免震層の応答最大層せん断力係数 ${}_m\alpha$ および下部構造の応答最大層せん断力係数 ${}_u\alpha$ を、エネルギーの釣り合いを用いた式で予測することが可能であることが確認された。したがって、多質点系中間層免震構造モデルにおける免震層の応答最大層間変形量 ${}_m\delta_{\max}$ 、免震層の応答最大層せん断力係数 ${}_m\alpha$ および下部構造の最下層における応答最大層せん断力係数 ${}_u\alpha_1$ は、等価に置換した 2 質点系モデルの応答予測式により算出することができる。

ここでは等価に置換した 2 質点系モデルの応答予測式より得られた ${}_m\alpha$ および ${}_u\alpha_1$ を用いて、多層（N 層）で第 m 層に免震層を持つ多質点系中間層免震構造モデルの大地震時における応答層せん断力係数分布を予測する。なおここで求める多質点系モデルの応答層せん断力係数分布は、基本設計などに用いる事を目的とした簡易な手法とする。なぜならば、建物の剛性分布の影響を受けやすい中間層免震構造における詳細な応答分布は、実際の詳細設計段階では振動応答解析より求める事が多いためである。

本章で検討する多質点系モデルの応答分布は、次による。

- ・ 上部構造の応答最大層せん断力係数分布 ${}_o\alpha_i / {}_o\alpha_m$
- ・ 下部構造の応答最大層せん断力係数分布 ${}_u\alpha_i / {}_u\alpha_1$

ここでは、2 章で検討した $N=10$ とした多層の中間層免震構造モデルを用いて検討する。なお実建物の設計においては、建物各部の内部減衰を考慮するのが一般的である。したがって本章における応答分布予測式の妥当性については、各構造部分が主に挙動する周期に対して $h=0.02$ 程度の剛性比例型の内部減衰がある上部構造および下部構造を用いて、大地震時レベルを想定した振動応答解析により検証する。

5.2 上部構造の応答層せん断力係数分布予測

2章の検討より中間層免震構造の上部構造の応答は、基礎免震構造における上部構造の応答とよく似た傾向であることが示されている。したがって、基礎免震構造における上部構造の応答層せん断力係数分布と同じ考え方をすることができる。ここでは文献(10)における基礎免震構造の上部構造の考え方を、そのまま中間層免震構造の上部構造に適用する。

文献によると $h=0.02$ 程度の内部減衰がある上部構造では、免震層(m 層)におけるアイソレータの剛性 ${}_mK_f$ に対する上部構造における最下層($m+1$ 層)の剛性 ${}_0k_{m+1}$ の比率 ${}_0b_f$ (${}_0b_f = {}_0k_{m+1} / {}_mK_f$) が100以上となるような十分に小さい時には、上部構造の応答層せん断力は増幅されない。また免震層におけるアイソレータの弾性変形により上部構造の応答は、増幅されない。上部構造の応答の増幅は、ダンパーの応答のみに支配される。これを模式的に示すと上部構造の応答層せん断力係数分布は、図5-1のようになる。

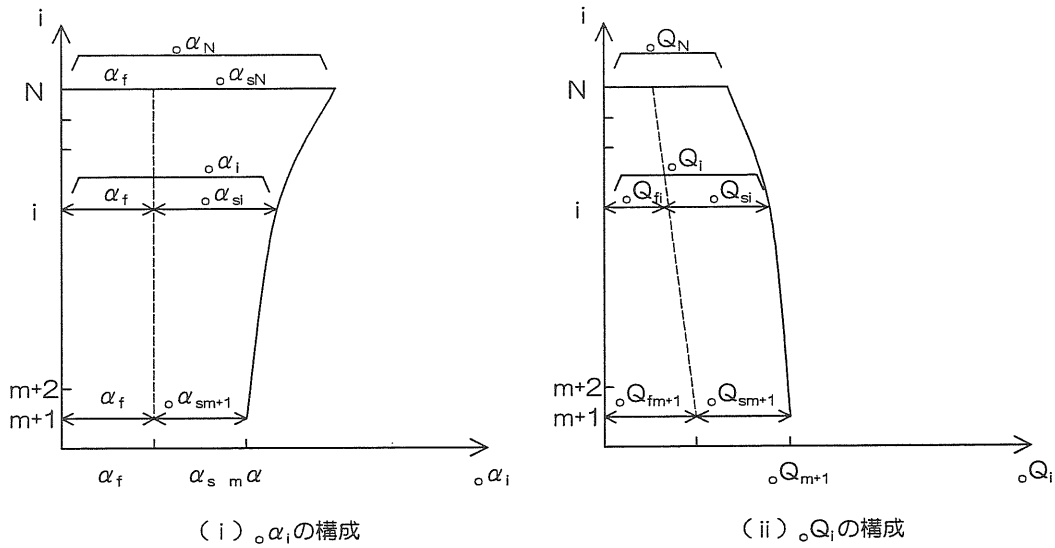


図5-1 上部構造の応答分布の構成概念図¹⁰⁾

ここで、上部構造の層せん断力係数を次式で定義する。

$${}_0\alpha_i = \frac{Q_{i \max}}{\sum_{j=i}^N m_j \cdot g} \quad (5.1)$$

ここで、 $i=m+1 \sim N$

さらに ${}_0\alpha_i$ は次式の様に表せる。

$${}_0\alpha_i = \alpha_f + {}_0\alpha_{si} \quad (5.2)$$

ただし、 $\alpha_f = {}_m\alpha - \alpha_s$

ここで ${}_0\alpha_{si}$ は、ダンパーによる上部構造のみのせん断力係数を示し、 ${}_0\alpha_{si}$ は上部構造のみとした時における一般の建物のせん断力係数分布と同じである¹⁰⁾。

$$\begin{aligned} {}_0\alpha_{si} &= {}_0a_i \cdot {}_0\alpha_{opti} \cdot \alpha_s \\ &= {}_0a_i \cdot {}_0\alpha_{opti} \cdot \alpha'_s / Rm \quad (i=m+1 \sim N) \end{aligned} \quad (5.3)$$

ここで、 ${}_0\alpha_{sm}$ は、 α_s である。

${}_0a_i$ ： $({}_0\alpha_{si \neq m} / \alpha_s)$ の ${}_0\alpha_{opti}$ に対する比

${}_0\alpha_{opti}$ ：最適層せん断力係数分布。ここでは上部構造のみとした時の A_i 分布、つまり ${}_0A_i$ 分布とする。

また ${}_0a_i$ は、高さ方向に直線分布で増加する係数とする。 ${}_0\alpha_{sm} = \alpha_s$ であるので m 層目を ${}_0a_m = 1.0$ 、最上層の値を ${}_0a_N = {}_0a_{opt}$ とすると ${}_0a_i$ は、次式の様に表される。¹⁰⁾

$${}_0a_i = \frac{{}_0a_{opt} - 1}{N - m} \cdot (i + 1 - m) + \frac{N - {}_0a_{opt}}{N - m} \quad (5.4)$$

ここで、ダンパーの弾性剛性 ${}_mK_s$ に対する上部構造の最下層($m+1$ 層)の剛性 ${}_0k_{m+1}$ の比率を ${}_0b_s$ (${}_0b_s = {}_0k_{m+1} / {}_mK_s$)とする。 ${}_0a_{opt}$ はおおむね次の値であるとされている。¹⁰⁾

$$\begin{aligned} {}_0a_{opt} &= 3.1238 - 0.1238 {}_0b_s \quad (1.0 \leq {}_0b_s < 10) \\ &= 2.0127 - 0.0127 {}_0b_s \quad (10 \leq {}_0b_s < 80) \\ &= 1.0 \quad (80 \leq {}_0b_s) \end{aligned} \quad (5.5)$$

なお基礎免震構造では上式の対象範囲を $0.01 < \alpha_s < 0.06$ および $1.0 \leq {}_0b_s$ としている。ここでは、 ${}_0b_s < 1$ の場合でも ${}_0a_{opt} = 3.1238 - 0.1238 {}_0b_s$ としてそのまま拡張して利用できるかと仮定する。

以上より上部構造における ${}_0\alpha_i$ は、次式の様に表す事ができる。

$$\begin{aligned} {}_0\alpha_i &= \alpha_f + {}_0a_i \cdot {}_0\alpha_{opti} \cdot \alpha'_s / Rm \\ &= \alpha_f + {}_0a_i \cdot {}_0A_i \cdot \alpha'_s / Rm \quad (i=m+1 \sim N) \end{aligned} \quad (5.6)$$

5.3 下部構造の応答層せん断力係数分布予測

2章の検討より下部構造には、次に示す挙動に対応するせん断力の組み合わせが発生すると考えられる。

- ① 免震層のダンパーが弾性となる全体弾性挙動時に、下部構造に生じるせん断力。
- ② アイソレータの剛性のみを考慮した免震層の時に、免震層が主に挙動するモードによって生じる下部構造のせん断力。
- ③ アイソレータの剛性のみを考慮した免震層の時に、主に下部構造が支配的に挙動するモードによって生じるせん断力。

なお、等価に置換した2質点系中間層免震構造モデルの応答予測式は、上記の事を考慮して作成されている。

ここで2質点系モデルの応答予測式により、免震層と下部構造の最下部の層せん断力係数は推定できる。しかし下部構造の中間階の層せん断力係数は、上記の①～③の挙動の組み合わせであるため、個々の場合の増幅特性が異なるならば個々の増幅特性の組み合わせを考慮しなければならない。

ここで①～③に対応する下部構造の挙動の時には、下部構造の一次モード形状となる応答分布が支配的であると仮定する。①～③に対応する下部構造の固有関数ベクトルおよび免震層がない場合の固有関数ベクトル（下部構造相当部分）の比較例を、Case1, Case2における $Rm=0.3, 0.7$ の場合で $T_0=1.0, 2.0\text{sec}$ 時について図5-2a～bに示す。ここで、キャプション中の T_{f-1} はアイソレータの剛性のみを考慮した時の中間層免震構造モデルの免震層が支配的に挙動する固有周期、 T_{f-2} はアイソレータの剛性のみを考慮した時の中間層免震構造モデルの下部構造が支配的に挙動する固有周期、および T_{w-1} はアイソレータとダンパーの弾性剛性を考慮した時の中間層免震構造モデルの1次固有周期を示す。なお本図では下部構造の最上部を基準化している。本図より、①～③に対応する各々の下部構造における固有関数ベクトルの形状には大きな相違がない。またこの傾向は、 $Rm=0.5$ の場合も同様である。

ここで、大地震時には①による下部構造の挙動は支配的でないことを考慮すると、上記の①～③の場合に対応する固有関数ベクトルを、③のアイソレータの剛性のみを考慮した免震層の時に主に下部構造が支配的に挙動する状態の固有関数ベクトルを代表として考慮することは、妥当である。したがって①～③の場合の全てを、③のアイソレータの剛性のみを考慮した免震層の時に主に下部構造が支配的に挙動する状態に対応した固有関数ベクトルを用いて考慮することにより、下部構造で増幅されて生じる層せん断力については一つの固有関数ベクトルのみで下部構造の増幅特性を表現する事ができる。

なお、②によって下部構造に増幅を生じる事はほとんどない事が、2章のモード図からも判断できる。さらに②によるせん断力に下部構造で増幅される分があったとしても、前述より代表する固有関数ベクトルを用いた応答分布で一括して考慮するため、②によって免震層に生じる応答せん断力はそのまま下部構造で増幅される事なく伝達すると考える事が可能になる。

ここで、下部構造が支配的に挙動する状態に対応した増幅特性について検討を行う。図 5-3a~b に、①~③における固有関数ベクトルに対応した下部構造の ${}_u\alpha_i/{}_u\alpha_1$ 分布の比較例として Case1, Case2 における $T_0=1.0, 2.0\text{sec}$ 時で $Rm=0.3, 0.7$ の場合について示す。これによると、下部構造のみの質量分布を考慮した A_i 分布（ここでは、 ${}_uA_i$ 分布とする。）は、下部構造の上層部ではやや大きいものの、①~③に対応した ${}_u\alpha_i/{}_u\alpha_1$ 分布をおおむね包括できる。またこの傾向は、 $Rm=0.5$ の場合も同じである。したがって、 ${}_uA_i$ 分布で下部構造の増幅特性を代表させる事は、可能である。

以上により、下部構造に生じる層せん断力は次の様になる。

$${}_uQ_i = Rm \cdot Mg \cdot {}_m\alpha + \frac{d_i - Rm}{1 - Rm} \cdot {}_uA_i \cdot ({}_u\alpha - Rm \cdot {}_m\alpha) Mg \quad (5.7)$$

$$\text{ここで、 } d_i = \frac{\sum_{j=1}^N m_j}{M}$$

${}_uA_i$: 下部構造のみの質量分布を考慮した A_i 分布

$${}_uA_i = 1 + \left(\frac{1}{\sqrt{{}_u d_i}} - {}_u d_i \right) \cdot \frac{2 {}_u T_1}{1 + 3 {}_u T_1}$$

$${}_u d_i = \frac{\sum_{j=1}^{m-1} m_j}{(1 - Rm) \cdot M}$$

${}_u T_1$: アイソレータの剛性のみを考慮した免震層の時に、主に下部構造が支配的に挙動する時の固有周期

したがって、下部構造に生じる層せん断力係数は次の様になる。

$${}_u\alpha_i = \frac{1}{d_i} \cdot \left\{ Rm \cdot {}_m\alpha + \frac{d_i - Rm}{1 - Rm} \cdot {}_uA_i \cdot ({}_u\alpha - Rm \cdot {}_m\alpha) \right\} \quad (5.8)$$

これを模式的に示すと下部構造の応答層せん断力係数分布は、図 5-4 の様になる。

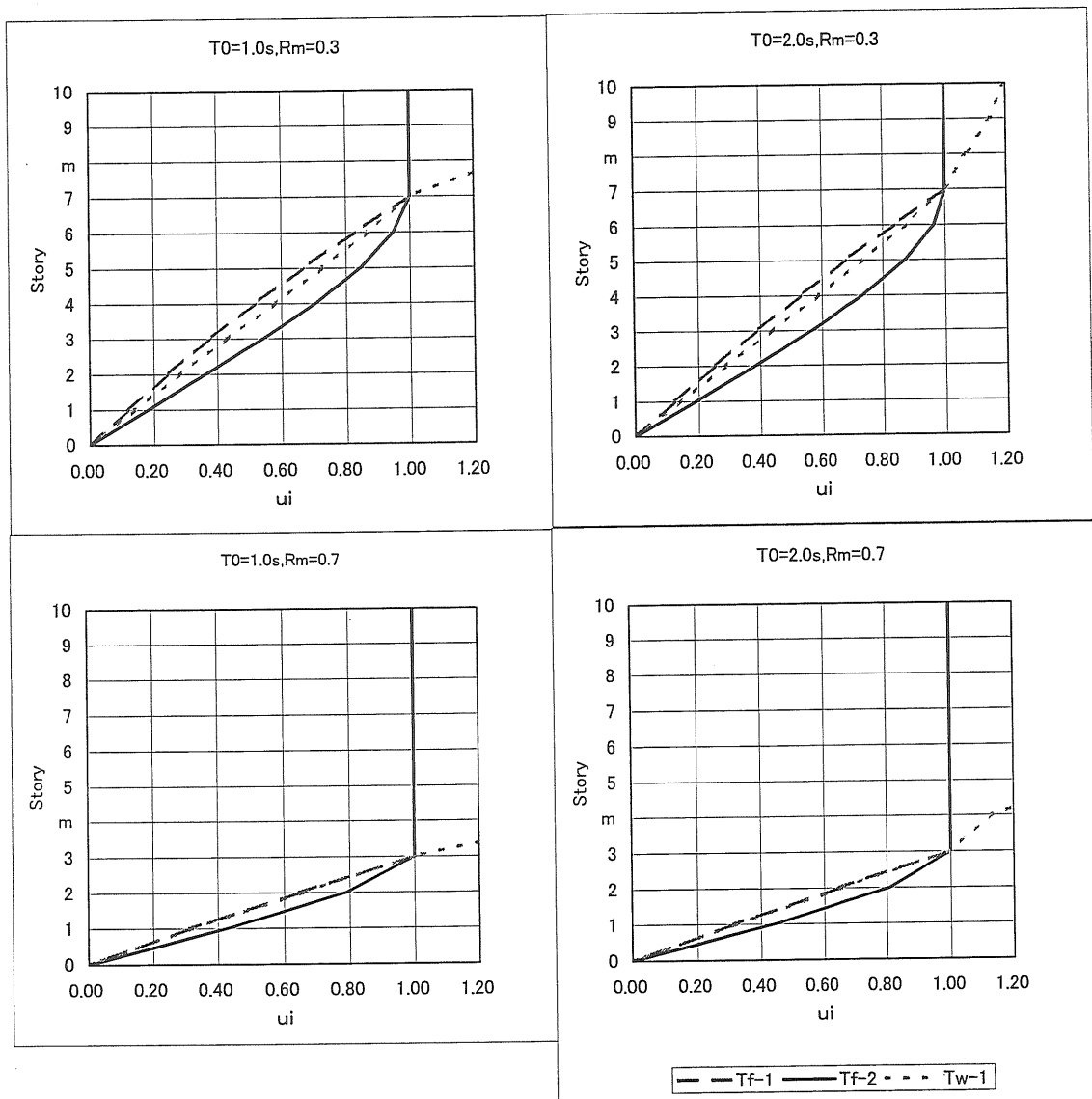


図 5-2a 多質点系中間層免震構造モデルにおける下部構造の u_i 分布 (Case1)

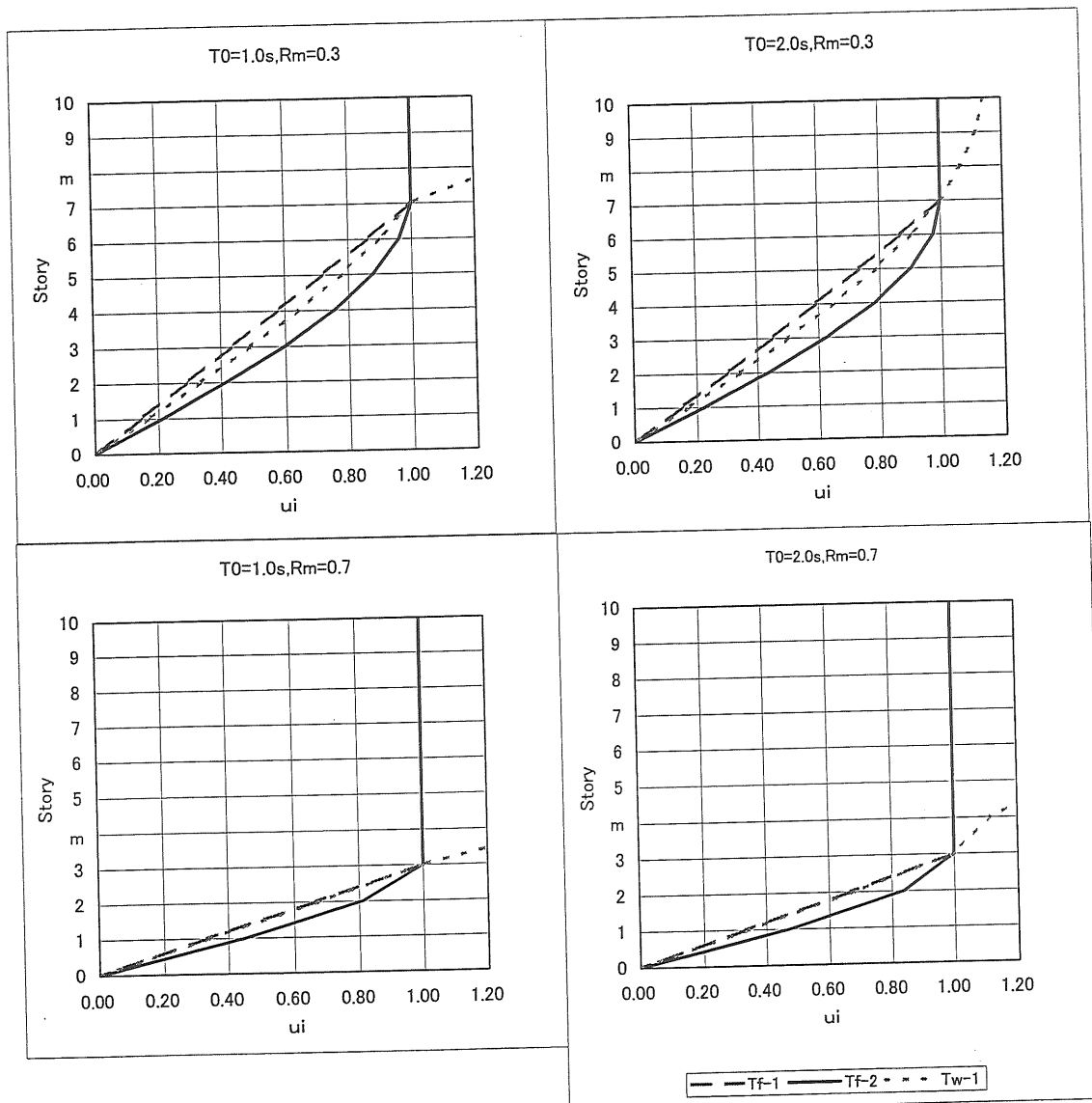


図 5-2b 多質点系中間層免震構造モデルにおける下部構造の u_i 分布 (Case2)

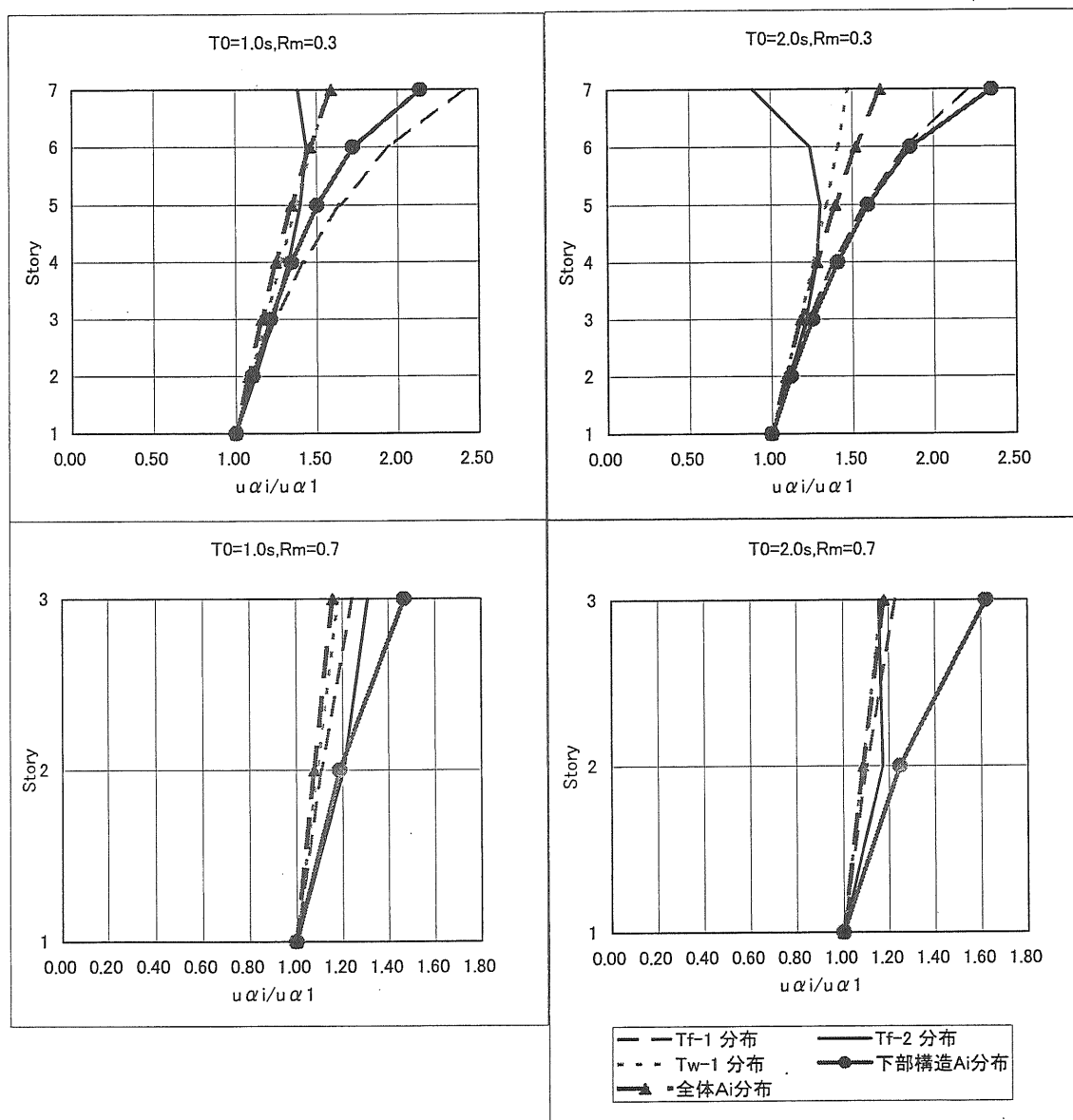


図 5-3a 多質点系中間層免震構造モデルにおける下部構造の u_i / u_1 分布 (Case1)

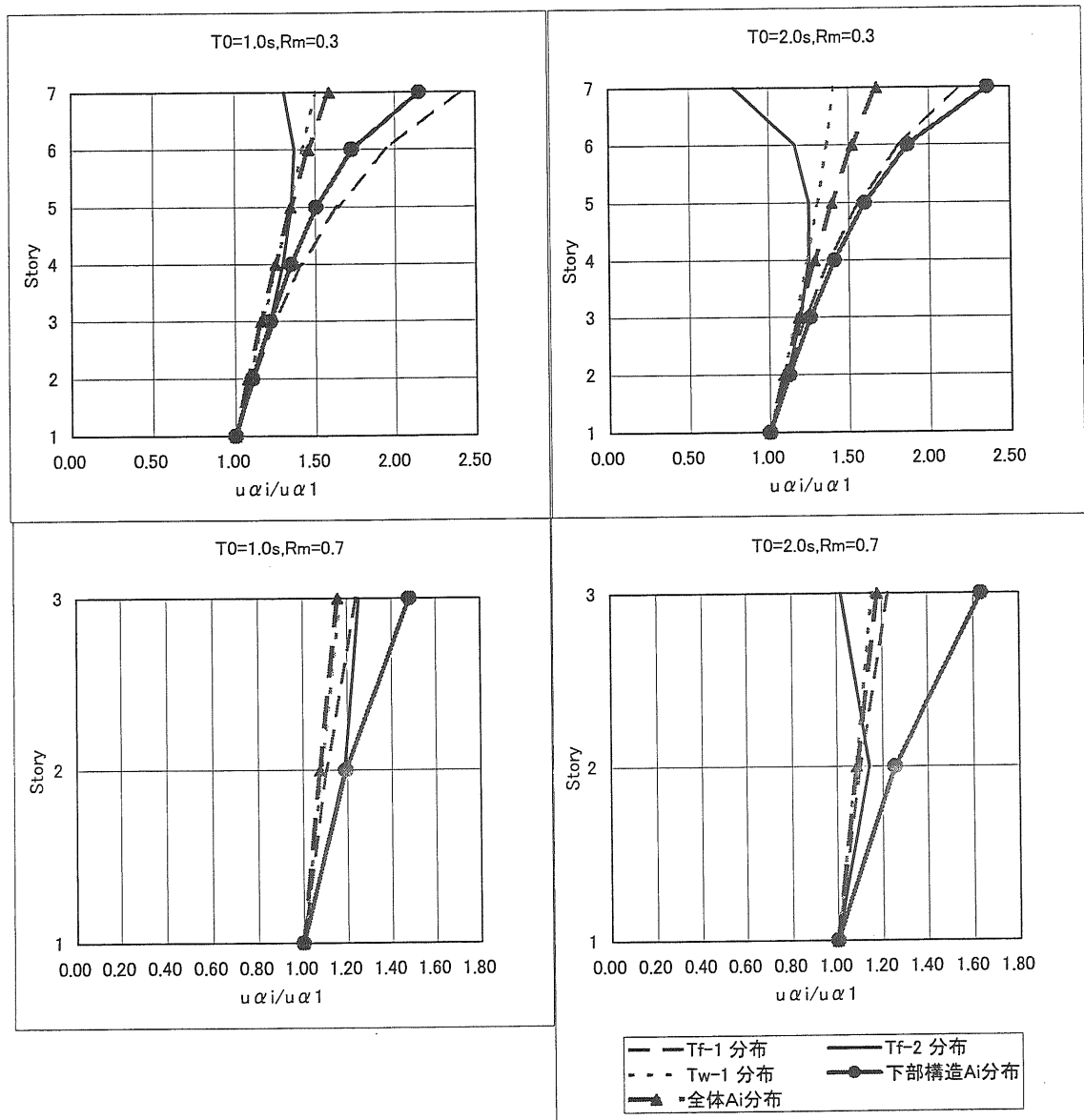


図 5-3b 多質点系中間層免震構造モデルにおける下部構造の u_i / u_1 分布 (Case2)

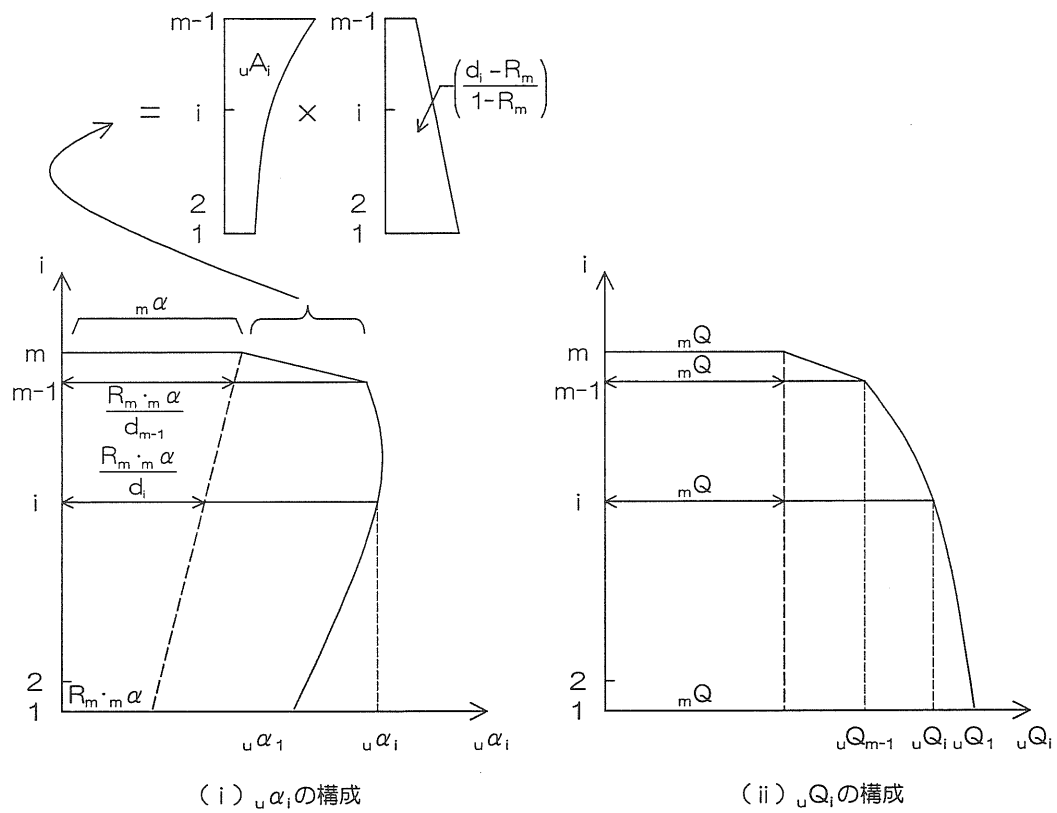


図 5-4 下部構造の応答分布の構成概念図

5.4 多質点系モデルの応答層せん断力係数分布予測

前節で示された多質点系モデルの応答層せん断力係数分布の予測式に対して、振動応答解析によりその妥当性を検証する。

振動応答解析に用いた地震動波形は、2節と同様のレベル2地震動を想定して最大速度を50cm/secとした3波の観測地震動波形およびレベル2地震動を想定した設計用模擬地震動波形¹⁴⁾とする。また応答予測に用いる V_D は、秋山らの提案する第Ⅱ種地盤における設計用エネルギースペクトルとし、 $V_D=150\text{cm/sec}$ とする。

図5-5a～5-5cに、上部構造および下部構造の内部減衰をそれぞれ2%とした時における10質点中間層免震構造モデルの応答最大層せん断力係数分布と、応答予測式との比較例をCase1, Case2における $T_0=1.0, 2.0\text{sec}$ 時($R_m=0.7$ は時 $T_0=1.0\text{sec}$ のみ)で $R_m=0.3, 0.7$ の場合の $\alpha's=0.018, 0.042$ について示す。なお図中には、上部構造の応答予測には ${}_0A_i$ 分布を用いた(5.6)式とし、下部構造の応答予測には uA_i 分布を用いた(5.8)式による応答予測式をAnalysis A_i として示している。また参考のために、上部構造の応答予測は(5.6)式として、下部構造の応答予測を、(5.8)式中における uA_i 分布の代わりにアイソレータの剛性のみを考慮した免震層の時に主に下部構造が支配的に挙動する状態となる固有関数ベクトルを用いた分布形状(図5-3における T_{f-2} 分布)を用いた応答予測式を、Analysis u_i として示す。

これによると2%減衰の時の振動応答解析結果における上部構造部分の応答分布は、いずれの場合においても上部構造には ${}_0A_i$ 分布を用いた(5.6)式の応答予測式と同じ分布傾向を示しており、予測式の値はほぼ応答結果に近い値を示している。なおこの傾向は、 $R_m=0.5$ の場合も同様である。

各構造部分の内部減衰を2%程度考慮した時の振動応答解析結果における下部構造部分の応答分布は、Analysis u_i で示した応答予測式とほぼ同じ分布傾向を示している。またAnalysis A_i として示した(5.8)式による応答予測式は、下部構造の振動応答解析結果による分布に対して上層部ではやや大きめの値を示すものの全体としては良好の分布傾向を示している。なおAnalysis A_i として示した(5.8)式による応答予測式が下部構造の上層部で大きくなる理由は、仮定した応答分布形状が uA_i 分布形状としているために、上層部で大きめの値になるものと考えられる。また下部構造における双方の応答予測式の値は、全般的に内部減衰を2%考慮した振動応答解析結果の平均値よりやや大きめの値から上限値を示している。この傾向は、 $R_m=0.5$ の場合も同様である。

しかし、各構造部分の内部減衰を2%程度考慮した多質点系中間層免震構造モデルにおける下部構造の応答分布を、 uA_i 分布を用いた(5.8)式による応答予測式で予測する事は安全側であるため、妥当である。

以上より、上部構造および下部構造に2%程度の内部減衰がある多質点系中間層免震構造モデルにおける応答分布予測は、2質点系モデルの応答予測式および各構造部分の A_i 分布を用いた(5.6)式および(5.8)式による応答予測式を用いる事が可能である。

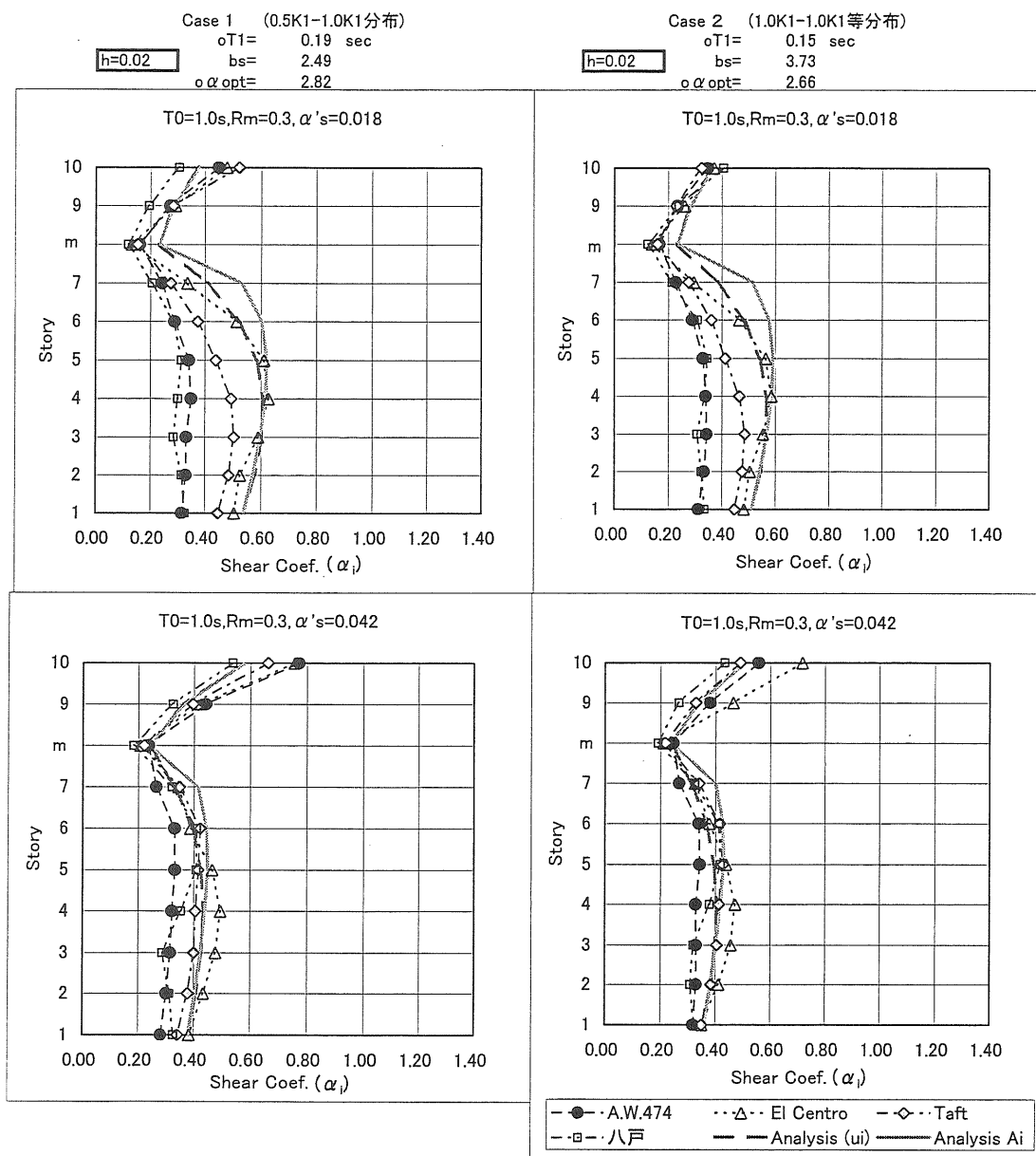


図 5-5a 多質点系モデルの振動応答解析結果($T_0=1.0\text{sec}$)
 (上部構造 $h=0.02$, 下部構造 $h=0.02$, $V_D=150\text{cm/sec}$, $R_m=0.3$, ${}_m T_f=3.5\text{sec}$)

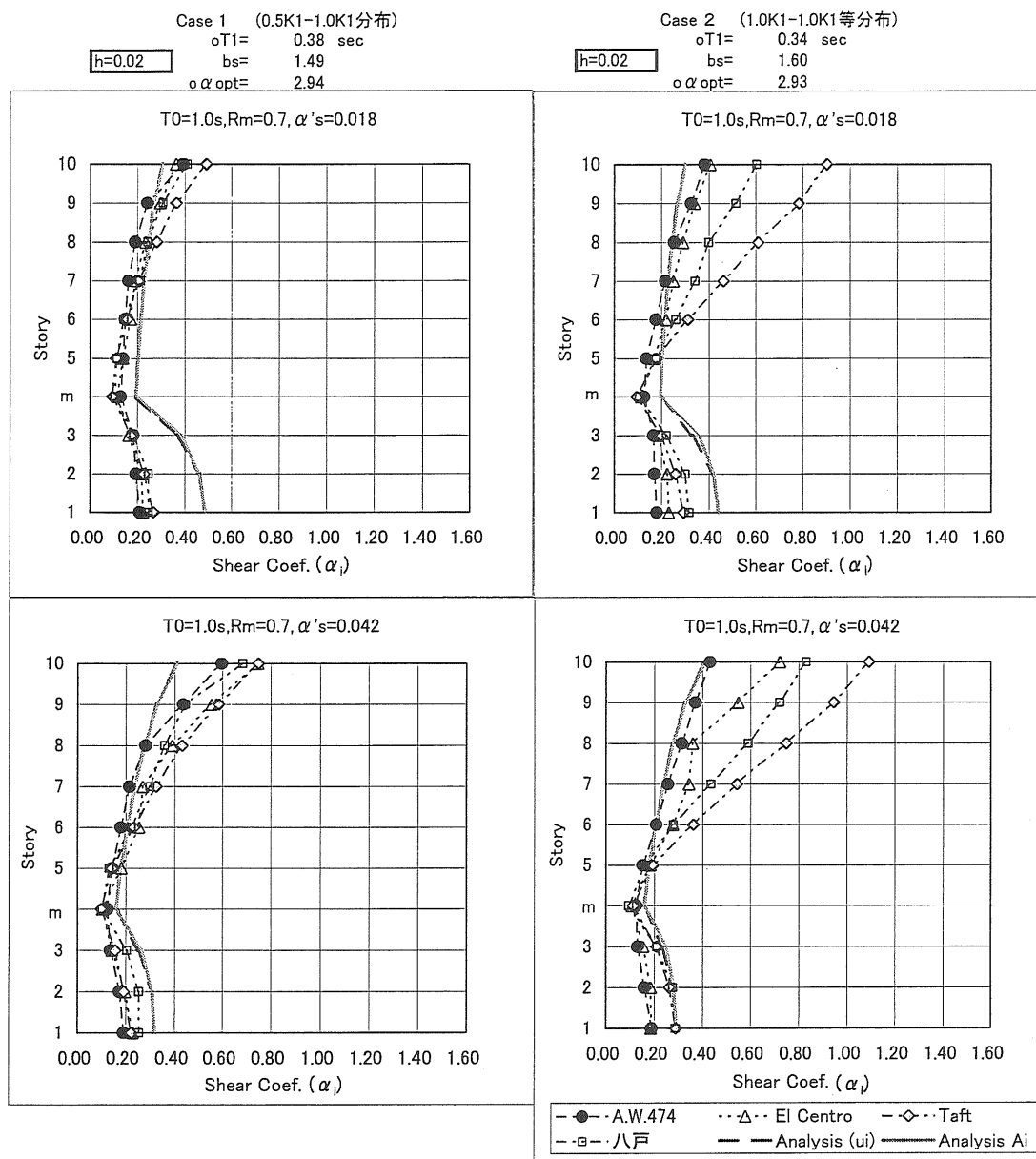


図 5-5b 多質点系モデルの振動応答解析結果($T_0=1.0\text{sec}$)
 (上部構造 $h=0.02$, 下部構造 $h=0.02$, $V_D=150\text{cm/sec}$, $R_m=0.7$, $m T_f=3.5\text{sec}$)

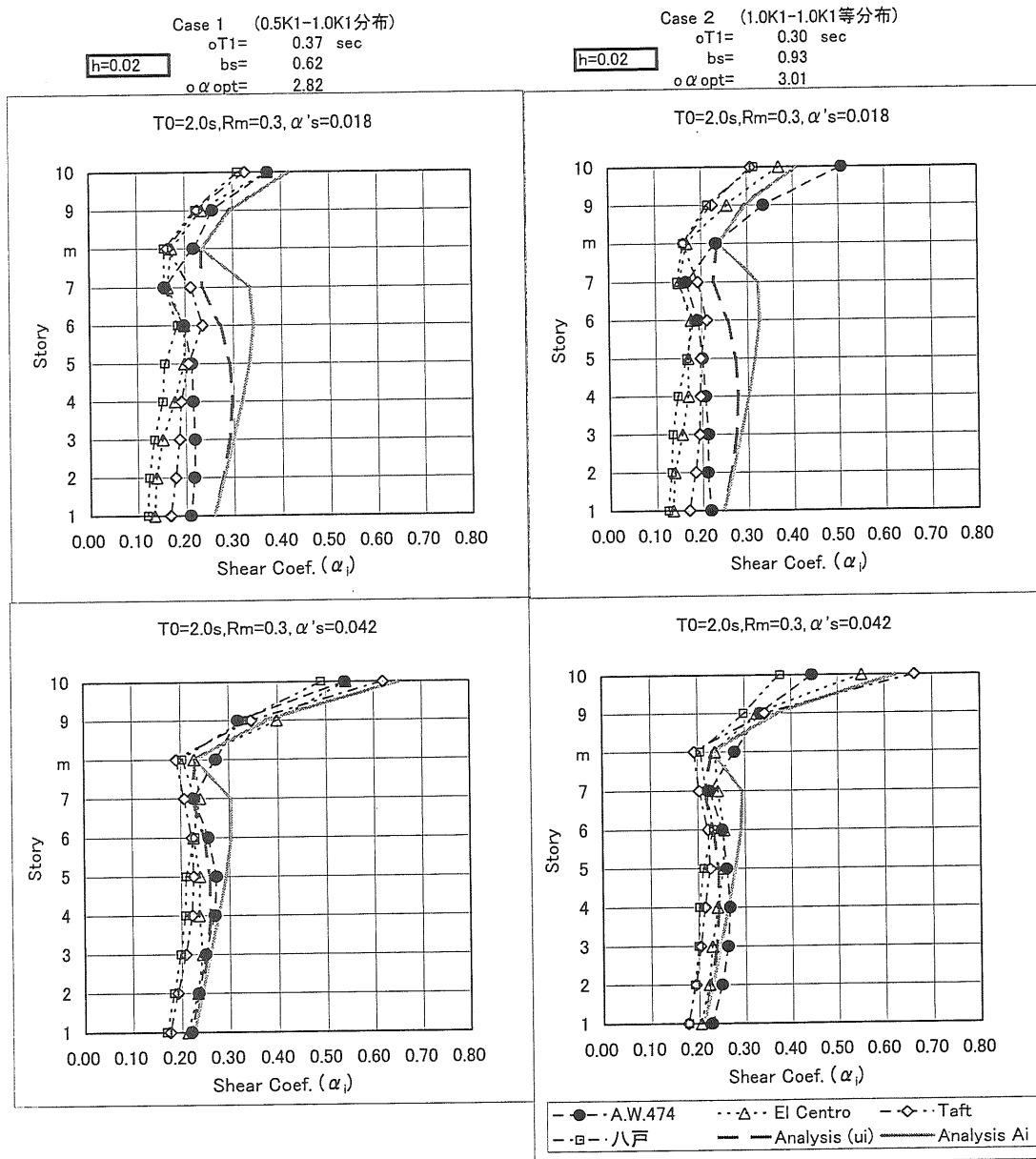


図 5-5c 多質点系モデルの振動応答解析結果($T_0=2.0\text{sec}$)
 (上部構造 $h=0.02$, 下部構造 $h=0.02$, $V_D=150\text{cm/sec}$, $Rm=0.3$, ${}_m T_f=3.5\text{sec}$)

6章 実設計された中間層免震構造建物による検証

本章においては実際に設計した建物を用いて、中間層免震構造の採用により建築計画に多様性を図る事ができることを示すと共に、前章までに提案した中間層免震構造における応答予測法が、妥当性である事を示す。さらに実際の中間層免震構造建物においても、制震効果により既往の免震層を持たない建物と比較して地震時の応答が減少していること、さらに地震時に建物に入力される損傷に寄与するエネルギーの大半を免震層が吸収しているため、耐震性が向上している事を示す。

6.1 中間層免震構造建物の建築計画概要

中間階に免震層を配置した建物の設計例²⁾として、飯田橋ファーストビル・ファーストヒルズ飯田橋（後楽二丁目東地区第一種市街地再開発事業施設建築物）を示す。本建物は、用途が事務所、住宅、店舗の複合用途建築物である。図6-1に建物外観を示す。

所在地： 東京都文京区後楽2丁目4他
敷地面積： 8,984.52 m²
建築面積： 5,405.38 m²
延床面積： 62,946.87 m²
階数： 地上14階，地下2階，塔屋1階
軒高： SGL+59.00m

本建物は再開発事業の一環であり、地区に隣接する都市計画道路の事業決定も考慮して、地域に密着した中小の店舗、住宅の環境や景観と、新たに導入する都心業務機能としてのオフィスとの調和と共存を考えた個性豊かな地区整備が最大の特徴である。本計画は図6-2の計画概念図に示すように、一建物内で各種用途を明確に区分して立体的に積み重ねて配置して、事務所、住宅、店舗等のそれぞれにふさわしくかつ共存できる環境が得られる複合機能ビルとしている。

本建物内の用途配置計画を以下に示す。

- ・地下階は、駐車場、機械室、倉庫等の建物内のサービスゾーンを配置する。また周辺からアプローチできる地表面の1階（一部地下1階）には、店舗・作業所を配置する事により、地上面に良好なオープンスペースを確保して周辺の商業施設と一体となったにぎわいのある街並みを形成し、存続および発展するようにする。
- ・新たに導入される事務所機能は、本社ビル対応の可能な都市型低層オフィスとして2階から9階に配置する。またその用途を考慮して最大約4350m²の大部屋利用が可能な大規模な無柱空間を形成する。
- ・住宅は、良好な住環境が得られるように高層部分の10階から14階に配置する。各住戸は、プライバシー、採光、通風、眺望等の確保が可能な階段室型集合住宅形式を採用

する。また永住型の都市型住宅とするために居住者の日常動線となる10階には、大規模なオープンスペースの空中庭園を配置する。この空中庭園は、居住者のコミュニティの中心地としても活用されるばかりでなく、災害時における一時避難および消火活動拠点ともなり、防災上も安全性を高めた計画となる。

このように立体的に各用途を構成した建物内で、各々に必要な建築性能を最大限に得るには、一つの建物においても各用途毎に最適な構造計画の採用が必要となる。特に低層部分にある事務所機能に要求される無柱空間に対しては、ロングスパンを用いた構造形式が必要であり、また高層の住宅部分に要求される各住戸の明確な分割と遮音と居住性に対しては、コンクリートを用いた柱、梁型の出ない壁式構造が最善の構造形式となる。さらに地表面レベルには、周辺環境と一体性を有する商業施設を計画していることから、基礎免震構造を採用した場合には建物外周部の地盤レベルにエキスパンション・ジョイントを設けることとなり、建築計画上大きな制約となるため好ましくない。

そこで本計画では、高層部分の住宅階と低層部分の事務室階との境界となる中間階に免震層を設ける事により、柱の代わりに積層ゴムアイソレータで異なる構造形式同士をつなぐ計画としている。このように計画された地下2階、地上14階、塔屋1階の建物の1階平面図を図6-3に、図6-4～6-5に基準階平面図、図6-6に免震層平面図、図6-7に断面図を示す。

一般に建物の中間階に免震層を設ける場合には、免震層上部の用途（ここでは集合住宅）に対する避難動線となる階段、エレベーター等の計画が重要となる。それは、階段、エレベーターが大変形を許容する免震層を直接貫通してしまうと、その周辺に耐火区画された大変形を吸収するためのエキスパンション・ジョイント等の措置が必要となり、建築計画上障害となるからである。しかし本建物の住宅部は、10階に設けた大規模なオープンスペースの屋上庭園を介して地上から各住戸に通じる動線計画となっており、さらにこのオープンスペースが防災計画としても安全性を高めている。そこで、免震層上部にある住宅用の必要最小限の非常用エレベーター、特別避難階段のみを、事務所部分となる下部構造から直接立ち上がるエレベーター塔として建物両端に配置する事で免震層を直接貫通しないようにし、屋外廊下のみがエキスパンション・ジョイントを介して住宅に避難動線としてつながる計画とした。図6-8にエレベーター動線概念図を示す。

また10階下部の免震層は、免震層全体を防火区画する事により防災上の安全性を高めている。さらに図6-9に示すように、防火区画された免震層をガス管等の火種となる設備配管が直接貫通しない計画とする事により積層ゴムアイソレータを無耐火被覆にして維持管理点検を行いやすくしている。またこの免震層は、隣接するオープンスペース下部の設備ピットとあわせて、住宅用設備トレンチ部分のみでなく下部の事務室、店舗用設備トレンチ部分としても利用する計画としている。



図6-1 建物外観（飯田橋ファーストビル・ファーストヒルズ飯田橋）

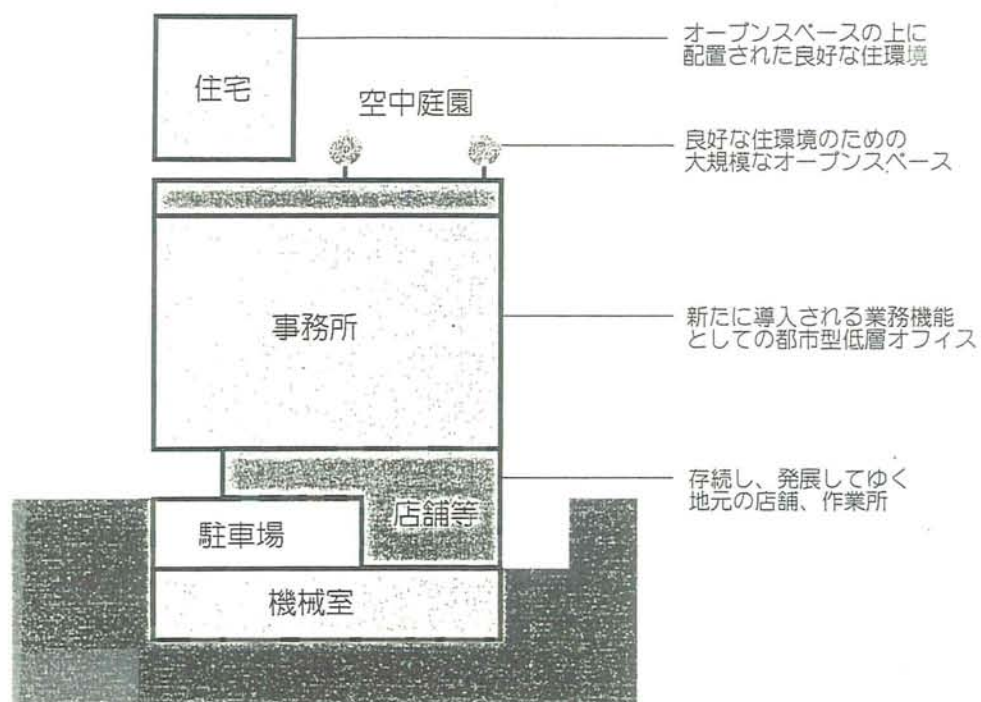


図6-2 飯田橋ファーストビル・ファーストヒルズ飯田橋の計画概念図

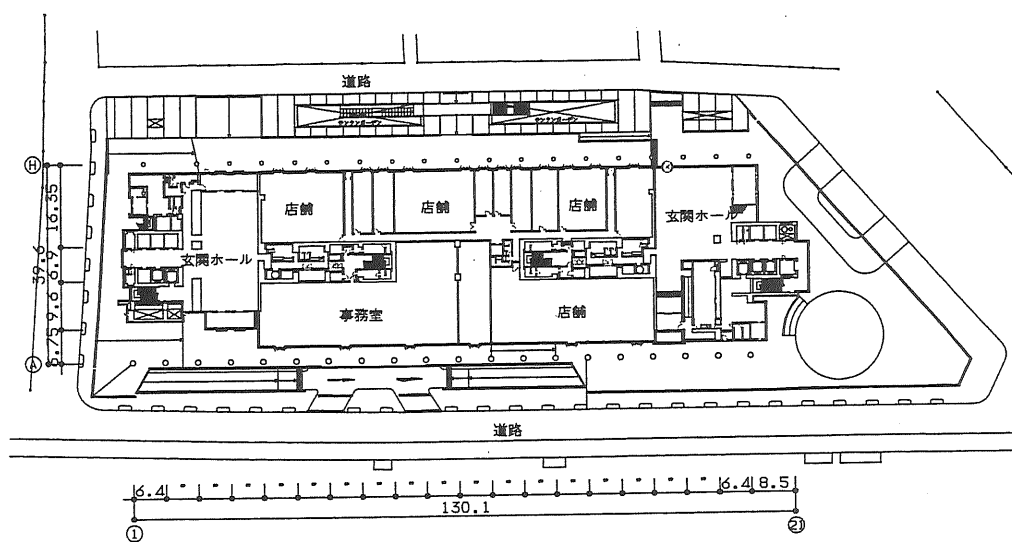


図6-3 1階平面図

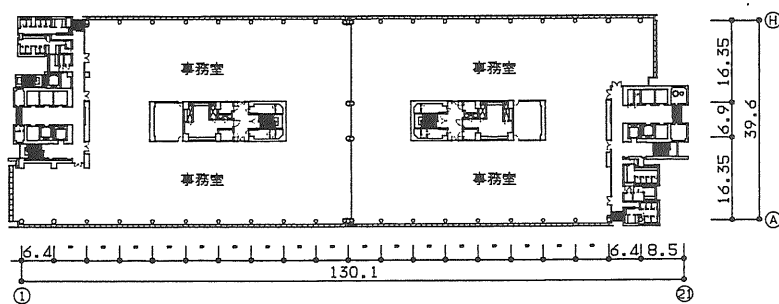


図6-4 下部基準階平面図（事務室階）

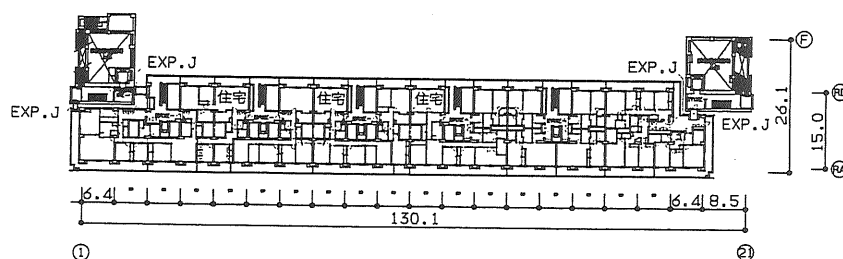


図6-5 上部基準階平面図（住宅階）

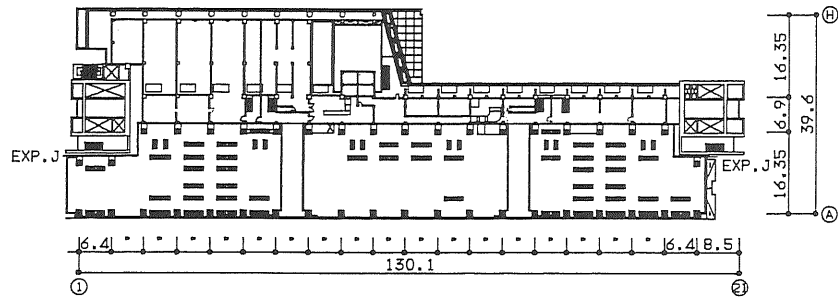


図6-6 R1階平面図（免震層）

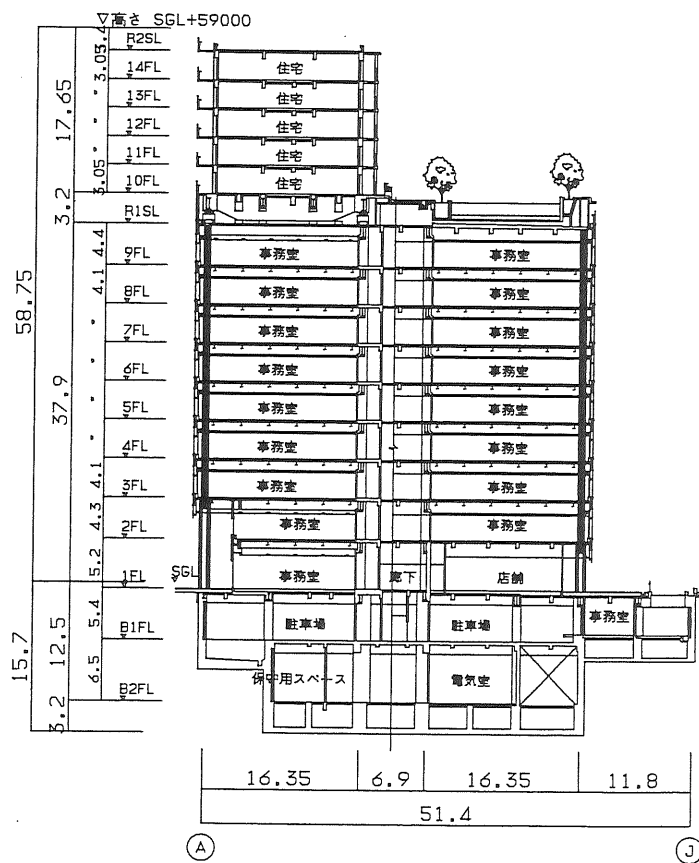


図6-7 短辺方向断面図

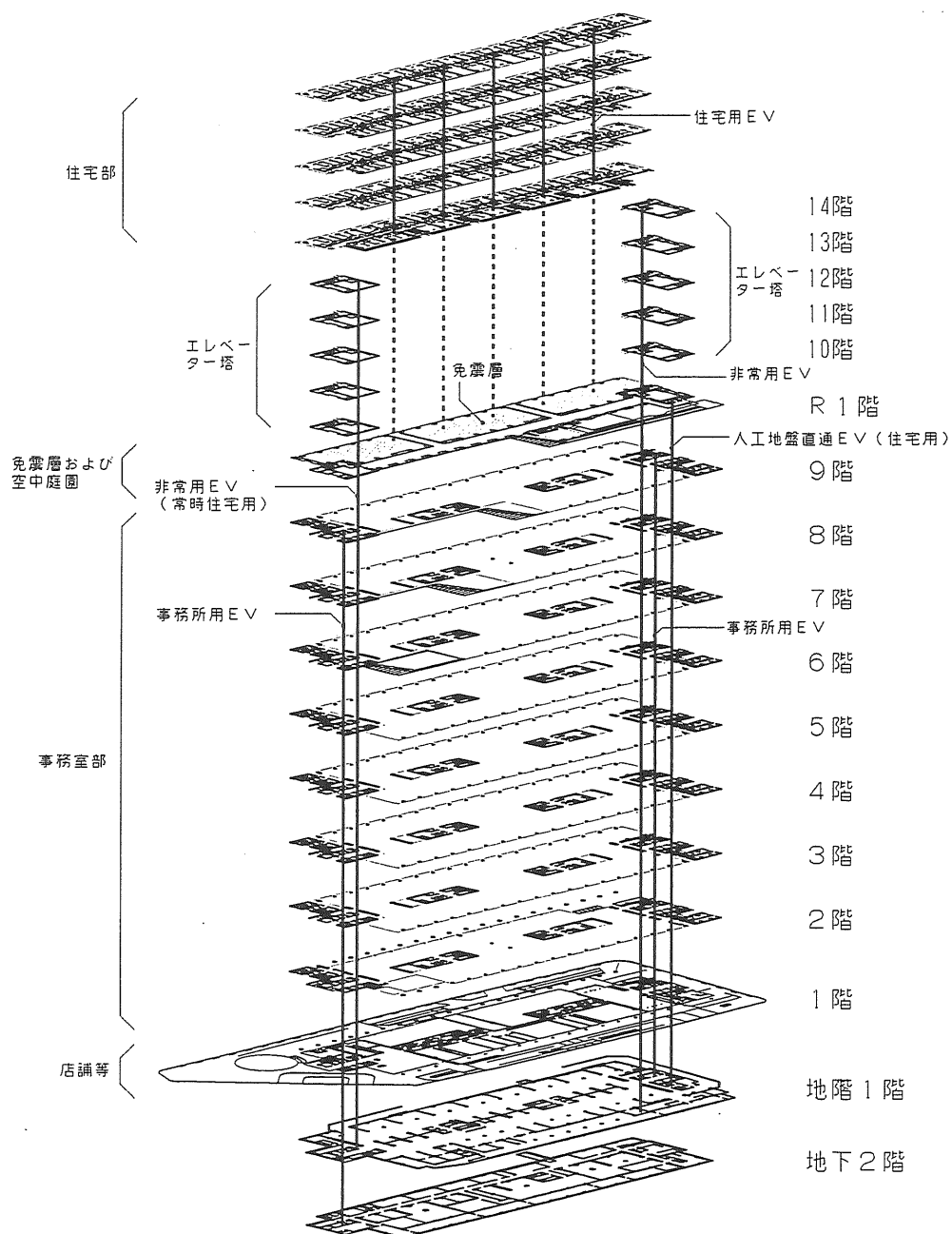


図6-8 エレベーター動線計画図

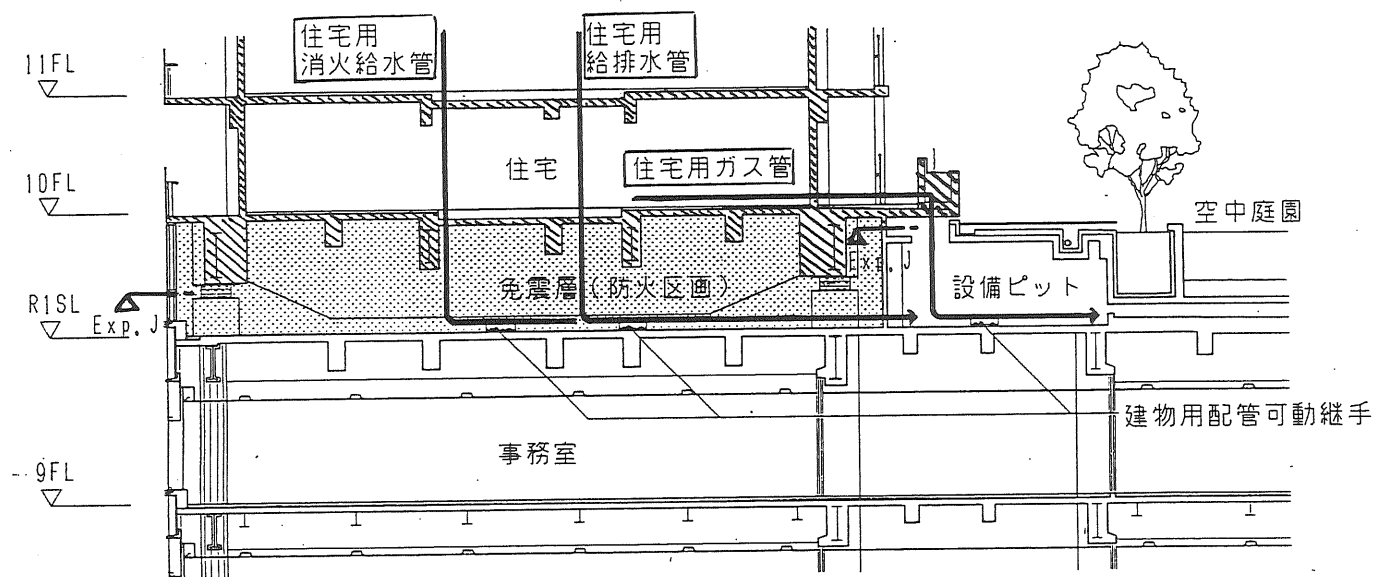


図6-9 免震層に対する住宅用設備配管ルート計画図

6.2 中間層免震構造建物の構造計画および構造設計概要

中間階に免震層を設ける事の利点は、単に建物全体の耐震性能を安定して向上させるだけでなく、積層ゴムアイソレータを介することで構造形式の異なる架構を容易に積み重ねることを可能にする点もある。本建物では、中間層免震構造を採用することにより、各用途に応じた適材適所な構造形式を採用できる構造計画が可能となっている。

図 6-10 の軸組図に示すように、10 階下部に免震層を設定して 800φ の天然ゴム系積層ゴムアイソレータと鉛ダンパーからなる免震部材を設けた構造として、建物全体の設計用地震力を低減させて、大地震時にも下部構造を弾性状態に保つことを可能にしている。そこで図 6-11 の下部基準階床梁伏図に示すように 9 階以下の事務室、店舗部分にあたる下部構造では、コア部分は鉄筋コンクリート造耐震壁を持つ鉄骨鉄筋コンクリート造とし、事務室空間及び外周部は CFT 柱（コンクリート充填鋼管柱）と鉄骨梁を用いた鉄骨造とした混合構造による耐震壁付ラーメン構造を採用している。

また図 6-12 の高層部基準階床梁伏図に示すように、10 階以上の住宅部分にあたる上部構造では、鉄筋コンクリート造で壁式構造に近い耐震壁付ラーメン構造を採用している。これにより、事務室である下部構造では 16m スパンの無柱空間を実現し、上部構造では住宅としての機能と居住性に適した柱、梁型が表に出ない構造を可能にしている。

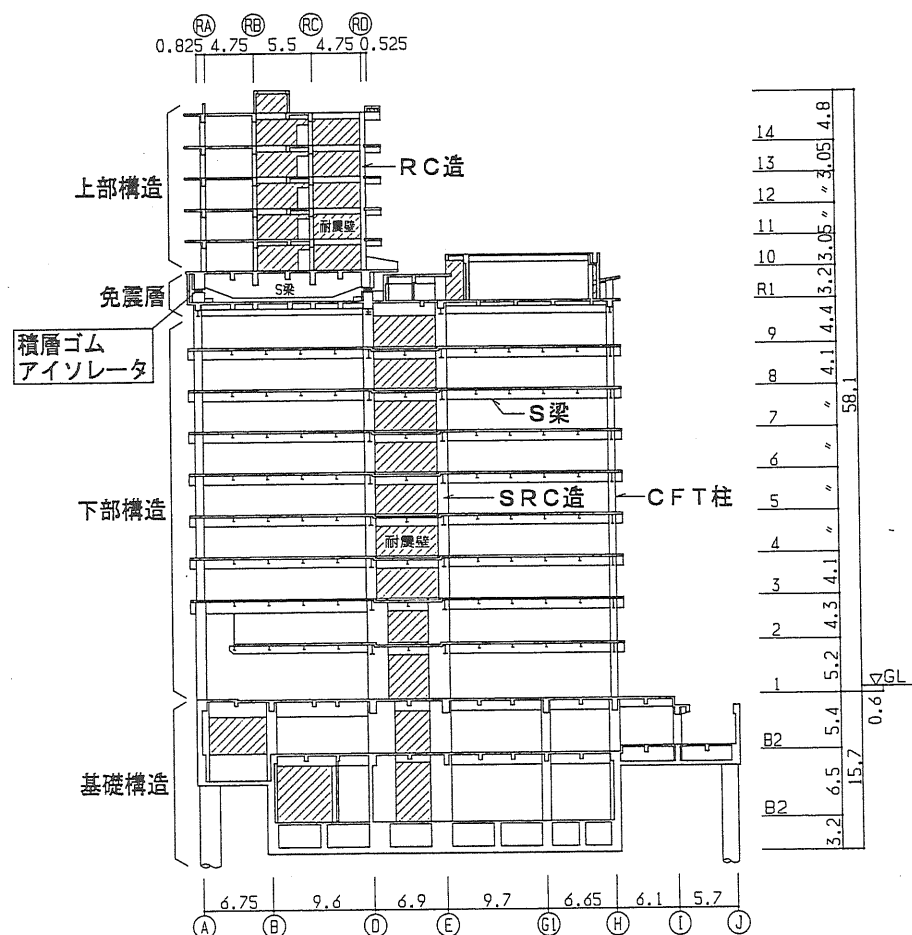


図 6-10 軸組図（短辺方向）

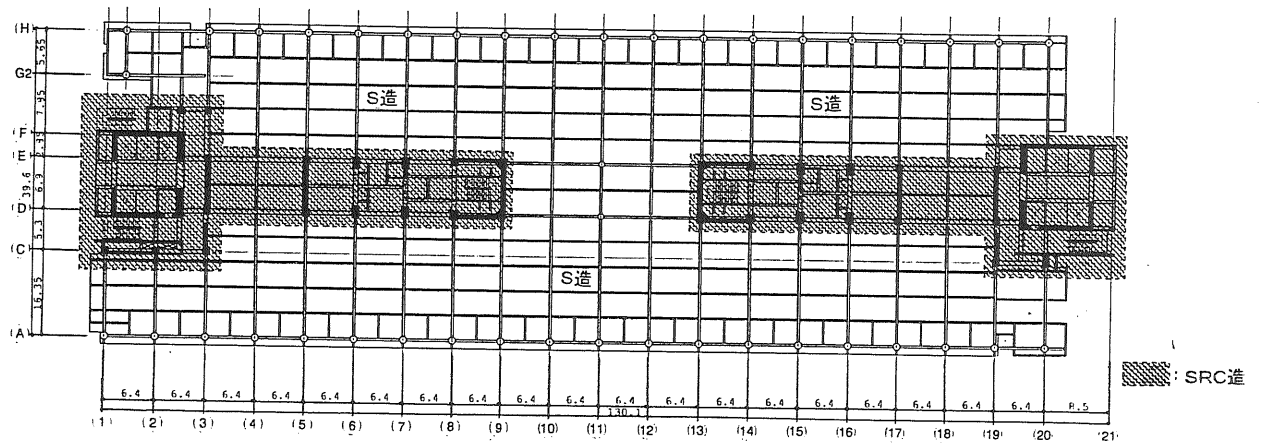


图 6-11 下部基準階床梁伏図

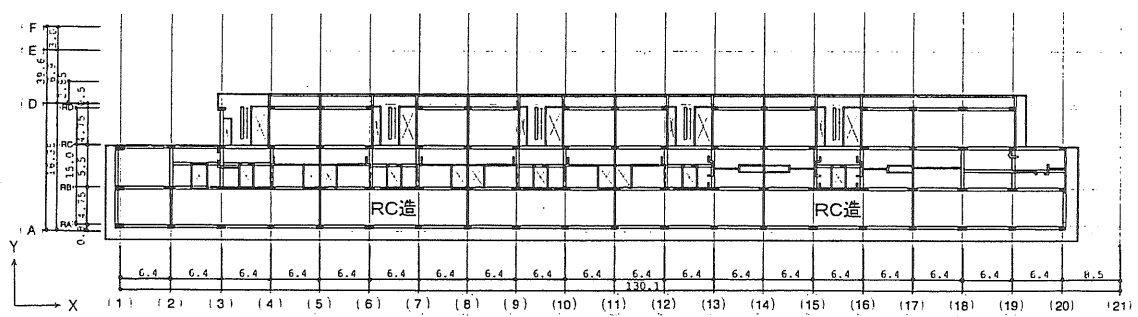


图 6-12 上部基準階床梁伏図

6.3 実中間層免震構造建物の振動特性と応答予測法との比較

実中間層免震構造建物となる飯田橋ファーストビル・ファーストヒルズ飯田橋では、中間免震層および14階建てで合計15層の多層構造となっている。そのためその振動応答特性が、前章までの応答予測法により十分予測可能であるかを再検討する。また実中間層免震構造建物では、一般の基礎免震構造で行うアイソレータの剛性変化やダンパーの弾性剛性・降伏耐力の変化に対する検討以外に、建物の応答特性に影響する上部質量比 R_m および下部剛性の変化に対する感度特性を把握する必要がある。

そこで本建物の振動特性を把握するために、図6-13に示す本建物の各階質量、短辺方向の剛性を用いた下部構造が9質点、上部構造が6質点の合計15質点のせん断並進型中間層免震構造モデルを用いて地震応答解析を行ない、前章までの応答予測法との比較を行う。

なお本建物をモデル化した15質点系中間層免震構造モデルに対応する2質点系中間層免震構造モデルの諸元を次に示す。

- ・全体質量に対する上部構造質量の比： $R_m=0.22$
- ・下部構造の固有周期： $T_u=1.07\text{sec}$
- ・アイソレータのみの時における免震層の固有周期： ${}_mT_f=3.33\text{sec}$
- ・免震層のダンパーの降伏耐力比： $\alpha's=0.005\sim0.040$
- ・免震層のダンパーの弾性固有周期： ${}_mT_s=0.54\text{sec}$ および 0.49sec
($\alpha's=0.025$ および 0.030 の時を示す。)

なお実建物においては、 ${}_mT_s$ は $\alpha's$ により変動する。ここでは $\alpha's=0.005\sim0.040$ に対して ${}_mT_s=1.24\sim0.43\text{sec}$ となる。

主な検討内容は、免震層のダンパーの降伏耐力と建物重量との関係、建物剛性の変化、建物重量の変動に対する本構造の各種応答値の感度特性とする。

検討した地震動波形は、前章と同じくレベル2地震時に対して最大速度を50cm/secとした3波の観測地震動波形および設計用模擬地震動波形¹⁴⁾ ART WAVE 474 とする。したがって、応答予測に用いる損傷に寄与するエネルギーの速度換算値は $V_D=150\text{cm/sec}$ とする。なお振動応答解析における建物の内部減衰は剛性比例型とし、上部構造は上部構造建物の弾性一次固有周期に対して2%、下部構造は建物全体の弾性一次固有周期に対して2%とする。下部構造におけるこの値は、下部構造のみが主に挙動する固有周期に対しては約2.5%の内部減衰を与えた事になる。実建物においては、ダンパー量が変わるとアイソレータとダンパーを考慮した全体弾性固有周期が変化する。そこでダンパー量を変化させた場合における多質点系モデルと2質点系モデルの固有周期を表6-1に示す。表内の T_f は、アイソレータの剛性のみを考慮した中間層免震構造モデルの固有周期、 T_w はアイソレータとダンパーの弾性剛性を考慮した中間層免震構造モデルの固有周期を示している。なおダンパー量の変化による T_w の変化は小さい。

ダンパー量を変化させた場合における免震層の応答最大変位 ${}_m\delta_{\max}$ 、免震層の応答最大層せん断力係数 ${}_m\alpha$ 、下部構造の応答最大層せん断力係数 ${}_u\alpha$ の関係を、応答予測法による検討結果と共に図6-14に示す。なお横軸は、 $\alpha's$ である。これらより実建物の免震層の

${}_m\delta_{\max}$, ${}_m\alpha$, 下部構造の ${}_u\alpha$ についての振動応答解析結果は、前章までの応答予測法とほぼ一致しており、応答予測値は振動応答解析結果のほぼ上限値となっている。この傾向を詳細に見ると、 $\alpha's$ の増加に伴い免震層の ${}_m\delta_{\max}$ は小さくなっていく。また応答予測式によると、 $\alpha's$ の増加に伴い免震層の ${}_m\alpha$ は減少方向を示すが $\alpha's=0.02$ で最小値を示した後再び増加する傾向となっており、この傾向は振動応答解析結果も対応している。下部構造の ${}_u\alpha$ は、応答予測式によると $\alpha's$ の増加に伴い小さくなっていくが、 $\alpha's=0.03$ 程度で減少傾向が小さくなって安定する傾向を示している。なおこの傾向は、振動応答解析結果でもうかがえる。これらより、中間層免震構造にすることにより、上部構造のみならず下部構造も含めた全体の応答層せん断力を小さくでき、本建物においては全体に高い耐震性能を有することができる事を示している。その傾向は、図6-15の模擬地震動波形を用いた振動応答解析結果における地震入力エネルギー量、各部でのエネルギー吸収量の関係でも示す事ができる。地震入力エネルギー量は免震層のダンパー量により若干ばらつきがあるが、秋山らが提案している第Ⅱ種地盤におけるレベル2地震相当のエネルギー量である。またダンパー量の増加に伴い、地震入力エネルギー量に対して約7～8割を免震層のダンパーの履歴減衰で安定して吸収している。上部構造の内部減衰で吸収されるエネルギー量は、地震入力エネルギー量に対して0.1～0.3%と通常の基礎免震建物と同じくほとんど無い。さらに下部構造の内部減衰で吸収されるエネルギー量は、ダンパー量の増加に伴い地震入力エネルギー量に対して2～3割程度と小さな値で安定している。

図6-16には、ダンパー量を $\alpha's=0.025$ とした場合における下部構造の剛性変化と免震層の ${}_m\delta_{\max}$, ${}_m\alpha$, 下部構造の ${}_u\alpha$ の関係を応答予測法による検討結果と共に示す。なお横軸は、設計時の下部構造の弾性剛性(${}_uK_{eq0}$)を基準値とした時における下部構造の剛性変化を ${}_uK_{eq}/{}_uK_{eq0}$ としたものである。応答予測法によると設計時に考慮すべき下部構造の剛性変化率は、免震層の ${}_m\delta_{\max}$, ${}_m\alpha$ には大きな影響をあたえない。また下部構造の ${}_u\alpha$ は、 ${}_uK_{eq}/{}_uK_{eq0}$ の増加に比例して増加するが、その影響は小さい。これらの傾向は、実建物の振動応答解析結果においても応答予測式とほぼ一致しており、応答予測値は振動応答解析結果のほぼ上限値となっている。これは、図6-17の模擬地震動波形を用いた振動応答解析時における下部構造の剛性変化と各部でのエネルギー吸収量の関係で示すように、免震層のダンパーの履歴減衰で大半の地震入力エネルギーを吸収しているので、上部・下部構造の内部減衰で吸収されるエネルギー量は小さく安定しているためであると考えられる。

図6-18には、ダンパー量を $\alpha's=0.025$ とした場合における上部構造の質量変化と免震層の ${}_m\delta_{\max}$, ${}_m\alpha$, 下部構造の ${}_u\alpha$ の関係、および図6-19には模擬地震動波形を用いた振動応答解析時における上部構造の質量変化と各部でのエネルギー吸収量の関係を示す。なお横軸は、設計時の上部構造の質量(${}_oM_0$)を基準値とした時における上部構造の質量変化を ${}_oM/{}_oM_0$ としたものである。応答予測式によると、設計時に考慮すべき上部構造の質量変化率は、免震層の ${}_m\delta_{\max}$, ${}_m\alpha$ および下部構造の ${}_u\alpha$ の値を若干変動させるが、その影響は小さい。同様の傾向が実建物の振動応答解析結果でもうかがえる。つまり、上部構造の質量変化に対して、免震層の ${}_m\delta_{\max}$, ${}_m\alpha$ および下部構造の ${}_u\alpha$ の値は若干の変動があるが、エネルギー吸収量の各部での比率は安定しているため、その影響は小さい事がわかる。これらより設計で考慮する材料特性や重量等のばらつきに対して本構造は、各種応答値における応答感度が鈍い振動応答性状を示しており、設計時にそれらの変動に対して十分考

慮して対応できる範囲内である事が判断できる。

さらに実建物における振動応答特性を把握するために、免震層のダンパー量を $\alpha's=0.03$ とした場合における建物短辺方向をモデル化した 15 質点系モデルによる振動応答解析と、6 章で提案した応答分布予測式との比較および中間層に免震層がある中間層免震構造の場合と免震層が無い一般の耐震構造の場合とを比較する。比較する建物の耐震グレードは同等となるように、両構造形式とも主要構造部分（免震層を除く）は弾性挙動するものとする。なお免震層が無い耐震構造における免震層相当部分の層の弾性剛性は、中間層免震構造の弾性剛性と等しいものとする。検討した地震動波形は、前述の 3 種類の観測地震動波形および設計用模擬地震動波形である。なお振動応答解析における建物の内部減衰は剛性比例型とし、一般耐震構造では全体一次固有周期に対して 2 % とする。また中間層免震構造においては、上部構造は上部構造建物の弾性一次固有周期に対して 2 % および下部構造は建物全体の弾性一次固有周期に対して 2 % とする。下部構造におけるこの値は、下部構造のみが主に挙動する固有周期に対しては約 2.5 % の内部減衰を与えたことになる。

図 6-20 には、建物短辺方向をモデル化した 15 質点系中間層免震構造モデルにおける最大層せん断力係数分布を 6 章による応答予測式とともに示す。これによると上部構造の振動応答解析結果による応答分布は、6 章による応答分布式でよく近似できていることが判断できる。なお下部構造においては、6 章の応答予測式による最大層せん断力係数分布は振動応答解析結果による応答最大層せん断力係数分布より中層部で大きめの値を示している。しかし振動応答解析による全体の応答分布性状は、応答予測式とおおむね同様の分布性状を示しており、また応答分布予測式による値が実際の振動応答解析結果より大き目の値を示すことは設計上安全側である。したがって、実際の設計段階では詳細設計で振動応答解析を行うことから、3 章および 6 章の応答予測式を実際の中間層免震構造建物の基本設計などに用いることは十分に可能であると判断できる。

図 6-21 には、建物短辺方向における免震層の有無による各階の応答最大層せん断力の違いを、各地震動波形ごとに示す。この応答結果から全ての地震動波形の場合において、中間階に免震層があることにより応答最大層せん断力が、上部構造で急激に減少するのみならず下部構造においても減少すること、すなわち全体制震効果が確認できる。

また図 6-22 には、建物短辺方向における免震層の有無による各階の床応答最大加速度の違いを、各地震動波形ごとに示す。この応答結果から全ての地震動波形の場合において、中間階に免震層があることにより上部構造の応答最大加速度が、一般の基礎免震構造と同様に急激に減少している。ただし中間層免震構造では、ダンパー量が上部構造に対して見かけ上は $\alpha's/R_m$ となるため、一般の基礎免震構造よりダンパー量が上部構造に対しては増加した事と同じになる。したがって、応答最大加速度は一般の基礎免震構造における上部構造の場合より大きい応答加速度値を示している。

さらに下部構造においては、一部の地震動波形の場合を除いて中間階に免震層があることにより応答最大加速度は減少する傾向が見とめられるが、その減少量は上部構造に比べて小さい。

この理由は、次に示す様に考える。前章までの中間層免震構造の応答特性からも判断できるように、本構造は免震層におけるエネルギー吸収で建物全体の応答を小さくするが、下部構造が主に挙動する固有周期に対しては免震層によるエネルギー吸収は影響ににくい。

さらに下部構造が大地震時においても弾性範囲内であるため、下部構造が主に挙動するモードの影響を大きく反映する下部構造の床応答加速度は、免震層を持たない建物と比較しても減少量が小さい。

以上により実建物における中間層免震構造の採用に対して、全体制震効果によるその優位性および応答特性に影響する各パラメーターのばらつきに対する安全性を再確認できた。

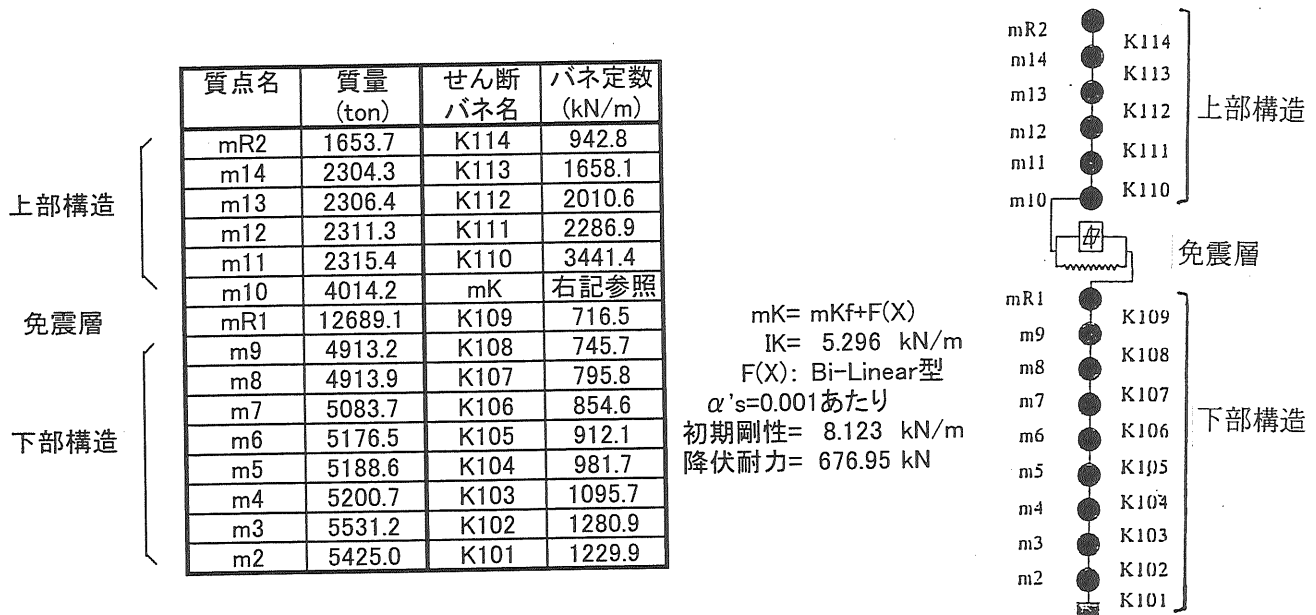


図6-13 15質点中間層免震構造モデルの概要（飯田橋ファーストビル，短辺方向）

表 6-1 解析モデルの固有周期（飯田橋ファーストビル，短辺方向）

		15質点系モデル					2質点系モデル	
		1次	2次	3次	4次	5次	1次	2次
Tf (sec)		3.43	0.95	0.34	0.20	0.14	3.37	0.91
Tw (sec)	$\alpha's=0.005$	1.51	0.76	0.34	0.20	0.14	1.33	0.79
	$\alpha's=0.010$	1.36	0.63	0.33	0.20	0.14	1.16	0.65
	$\alpha's=0.015$	1.31	0.56	0.32	0.20	0.14	1.11	0.56
	$\alpha's=0.020$	1.29	0.51	0.32	0.20	0.14	1.09	0.50
	$\alpha's=0.025$	1.28	0.48	0.31	0.20	0.14	1.08	0.45
	$\alpha's=0.030$	1.27	0.46	0.30	0.20	0.14	1.08	0.42
	$\alpha's=0.035$	1.26	0.44	0.29	0.20	0.14	1.07	0.39
	$\alpha's=0.040$	1.26	0.43	0.29	0.20	0.14	1.07	0.36

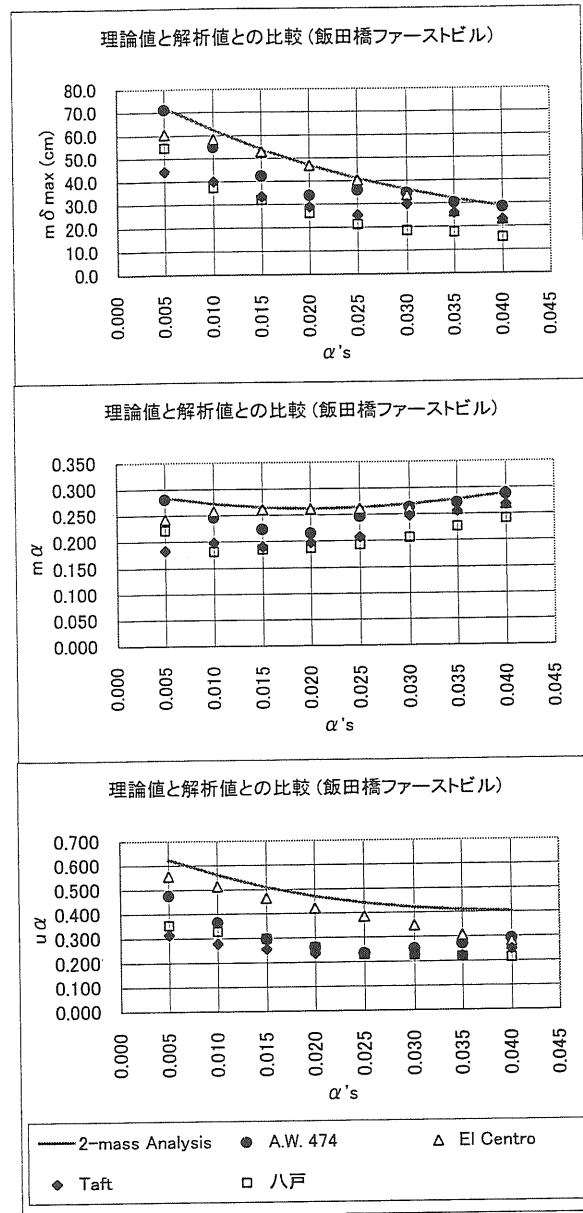


図 6-14 ダンパー量を変化させた場合の振動応答解析結果
(飯田橋ファーストビル, 短辺方向)

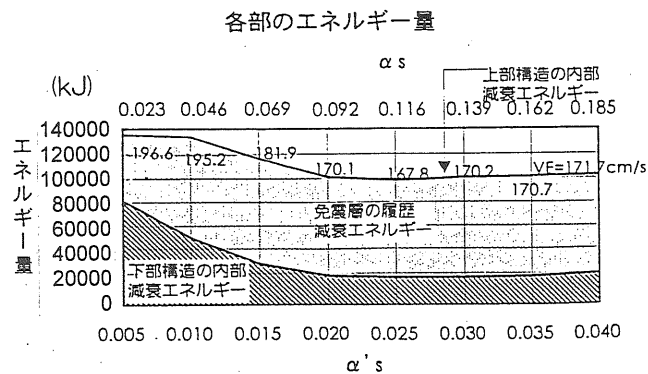


図 6-15 ダンパー量を変化させた場合における各部のエネルギー量 (Art Wave 474)

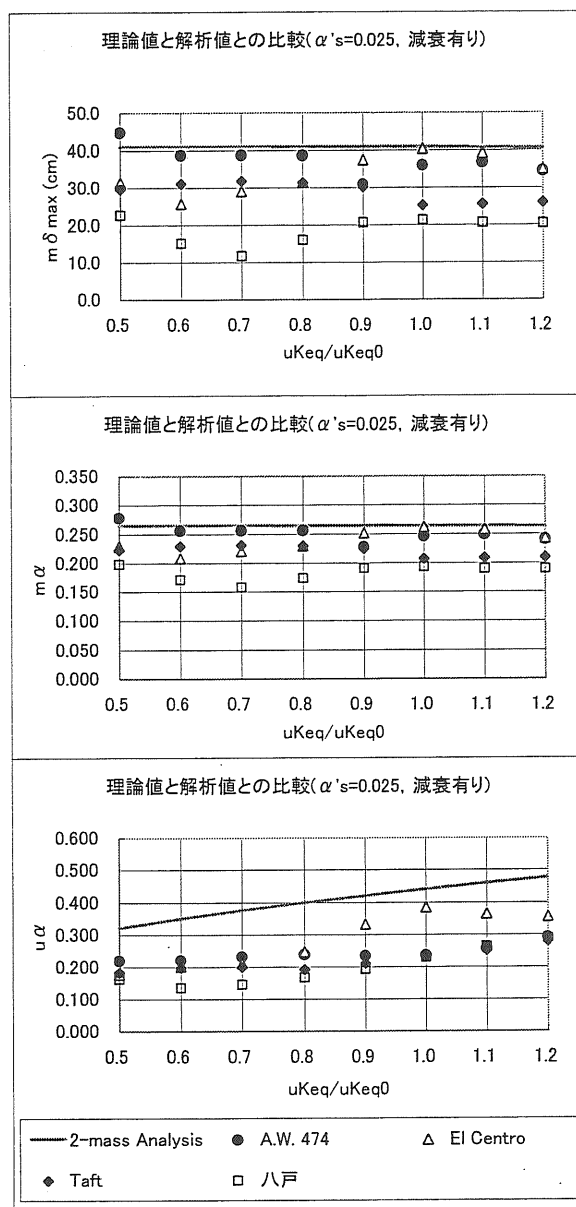


図 6-16 下部構造の剛性を変化させた場合の振動応答解析結果 ($\alpha's=0.025$)

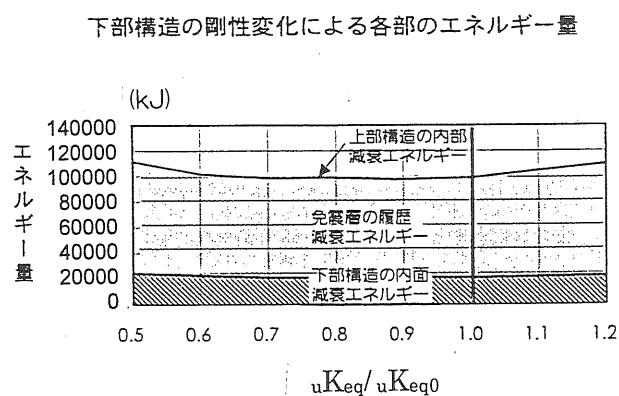


図 6-17 下部構造の剛性を変化させた場合における各部のエネルギー量 ($\alpha's=0.025$, Art Wave 474)

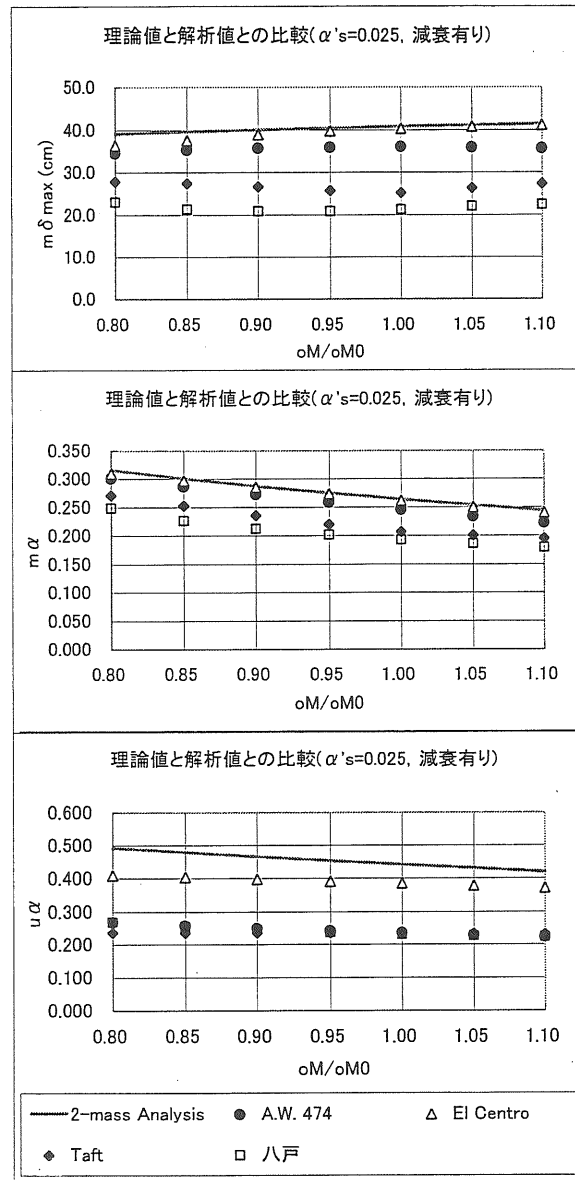


図 6-18 上部構造の質量を変化させた場合の振動応答解析結果 ($\alpha's=0.025$)

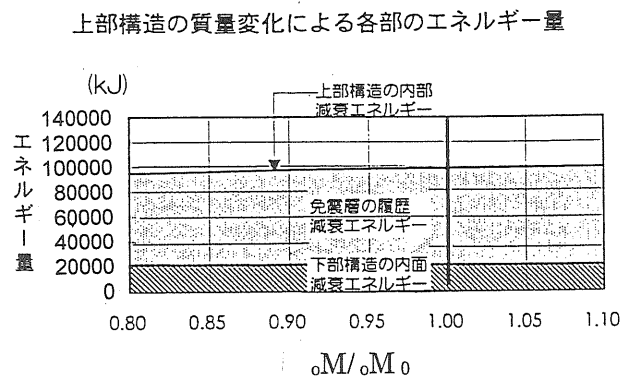


図 6-19 上部構造の質量を変化させた場合における各部のエネルギー量 ($\alpha's=0.025$, Art Wave 474)

K_s	=	2484.96
b_s	=	14.122
α_{opt}	=	1.833
α'_s	=	0.030
$m\alpha$	=	0.269
α_f	=	0.130
α_s	=	0.139
$u\alpha$	=	0.421
R_m	=	0.216
$wT1(sec)$	=	1.27
$uT1(sec)$	=	0.95
$oT1(sec)$	=	0.24

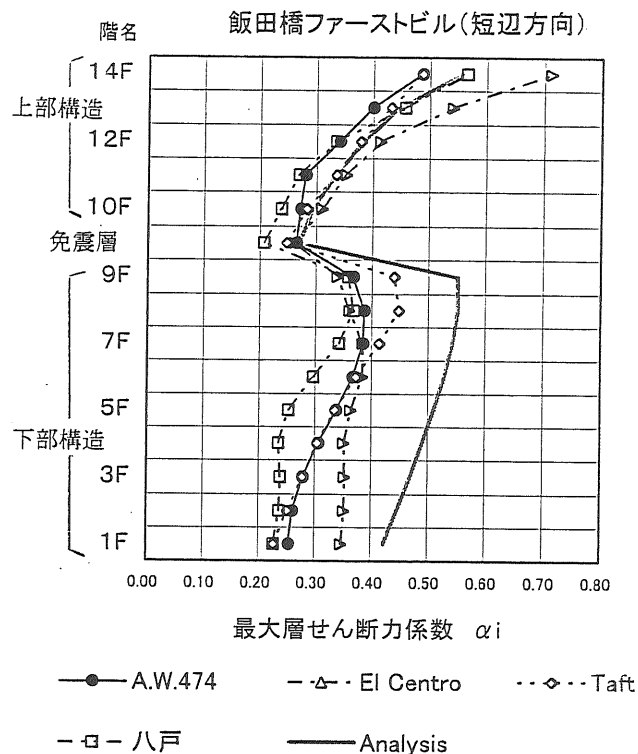


図 6-20 15 質点系中間層免震構造モデルの最大層せん断力係数分布 (建物短辺方向)

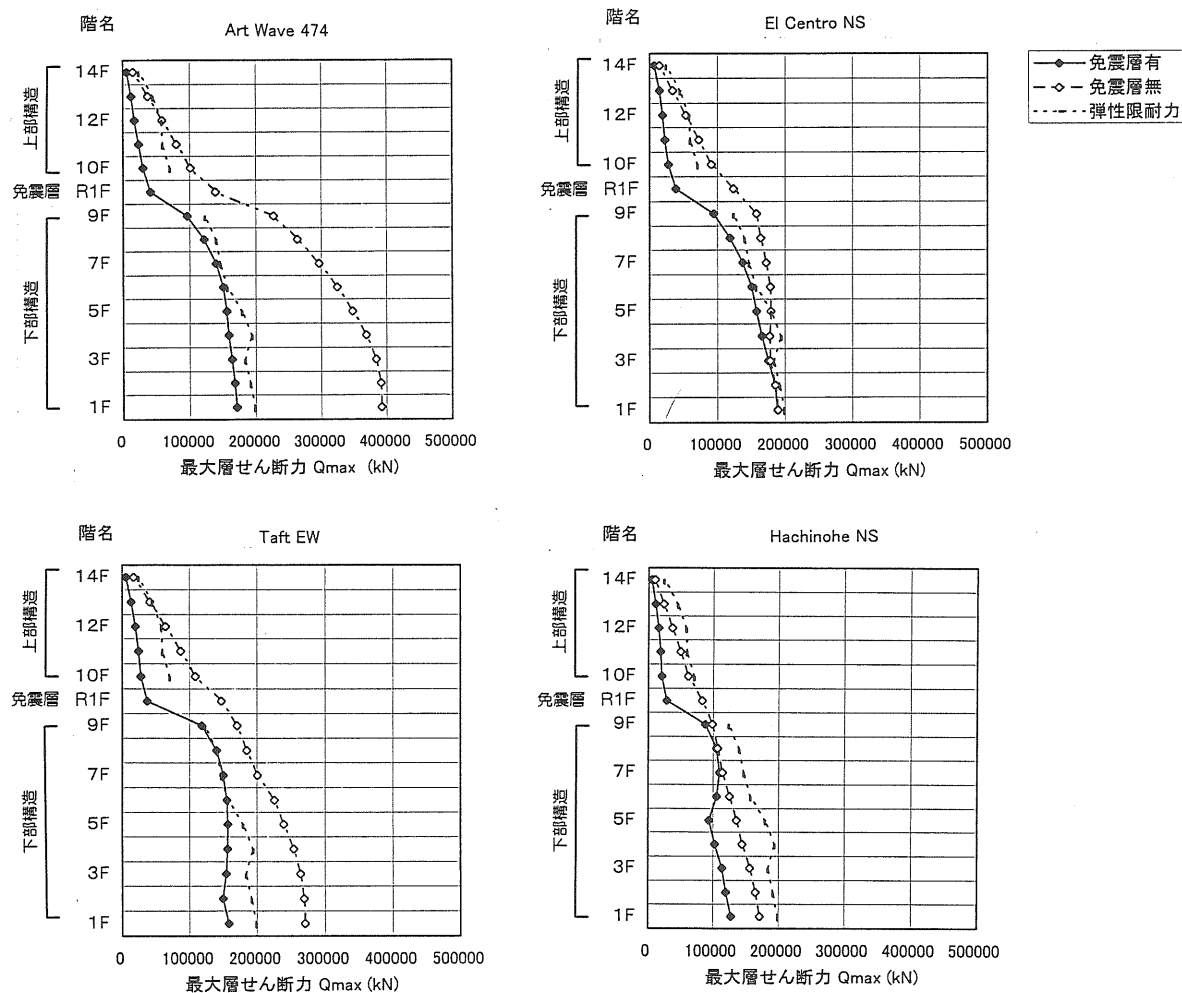


図 6-21 免震層の有無による各階の応答最大層せん断力の比較 (建物短辺方向)

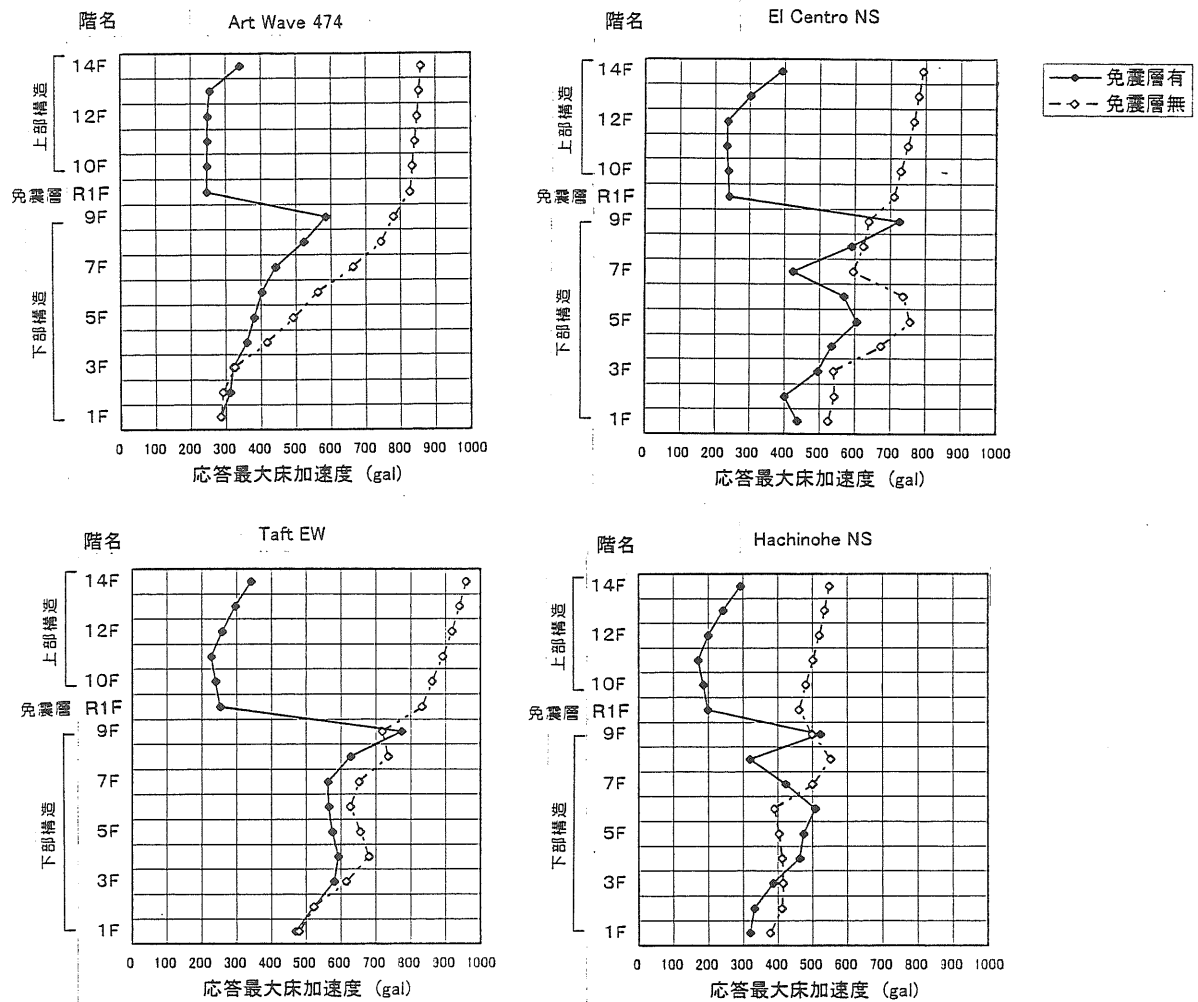


図 6-22 免震層の有無による各階の床応答最大加速度の比較 (建物短辺方向)

6.4 詳細モデルによる実中間層免震構造建物の検証

前節の結果等より本中間層免震構造建物における免震層の設計目標を、レベル2地震時の応答最大変位で40cm以下とし、鉛ダンパーの降伏耐力を地上部の建物全体の重量に対して3% ($\alpha's=0.03$) としている。なお上部構造の重量は地上部全体重量の約22% ($R_m=0.22$) である。なお最終的には本建物の大地震時の安全性を、1階床レベルを入力位置とした下部構造9層、免震層1層、上部構造5層となる擬似立体モデル（左右のエレベーター塔は、各々7層ずつを上部構造と独立させて下部構造に直接付加させている。）により詳細な検討を行っている。擬似立体解析モデルのモデル図を図6-23に、擬似立体解析モデルの固有周期を表6-2に示す。検討した地震動波形は、前述と同様のレベル2地震時に対して最大速度を50cm/secとした観測地震動波形の3波分および設計用模擬地震動波形¹⁴⁾である。なお振動応答解析における建物の内部減衰は剛性比例型とし、上部構造は上部構造建物の弾性一次固有周期に対して2%および下部構造は建物全体の弾性一次固有周期に対して2%とする。下部構造におけるこの値は、下部構造のみが主に挙動する固有周期に対しては約2.5%の内部減衰を与えたことになる。

建物短辺方向におけるレベル2地震時の応答解析結果を図6-24～6-25に示す。建物の変形の大半は免震層に集中するが、免震層の応答最大変位は最外周位置で32.6cmと耐震設計目標を満足している。また上部構造の最大変位は0.20cmで階高の1/1530程度、下部構造の最大変位は2.1cmで階高の1/195程度と、通常の場合に比べて格段に小さい。上部構造の応答最大加速度は最大380gal(14階)と通常の基礎免震建物と比較すると多少大きめになっているが、下部構造の応答最大加速度は最大557gal(9階)と通常建物より小さいものとなっている。さらに上部・下部構造とも応答最大層せん断力は、弾性限耐力以下と高い耐震性能を有している。

また、図6-26に示す模擬地震動波形を用いた振動応答解析時における各階での地震エネルギーの吸収量の関係では、建物に入力した地震エネルギーの約8割を免震層の鉛ダンパーが吸収するため、構造体自身が塑性化して地震エネルギーを吸収する必要がなく、上部・下部構造とも損傷を受けない事を表している。

なお本建物では、鉛ダンパーの降伏耐力が設計用風邪荷重の1.8倍と十分に大きく、強風時の居住性に対しても支障ないレベルとなっている。

表6-2 詳細解析モデルの固有周期（擬似立体モデル）

	T1	T2	T3	T4	T5	T6
積層ゴムアイソレータと鉛ダンパーを考慮した建物全体の擬似立体モデル	1.35	1.35	1.21	0.60	0.59	0.52
積層ゴムアイソレータのみを考慮した建物全体の擬似立体モデル	3.47	3.45	3.20	1.06	1.03	0.97

(単位:秒)

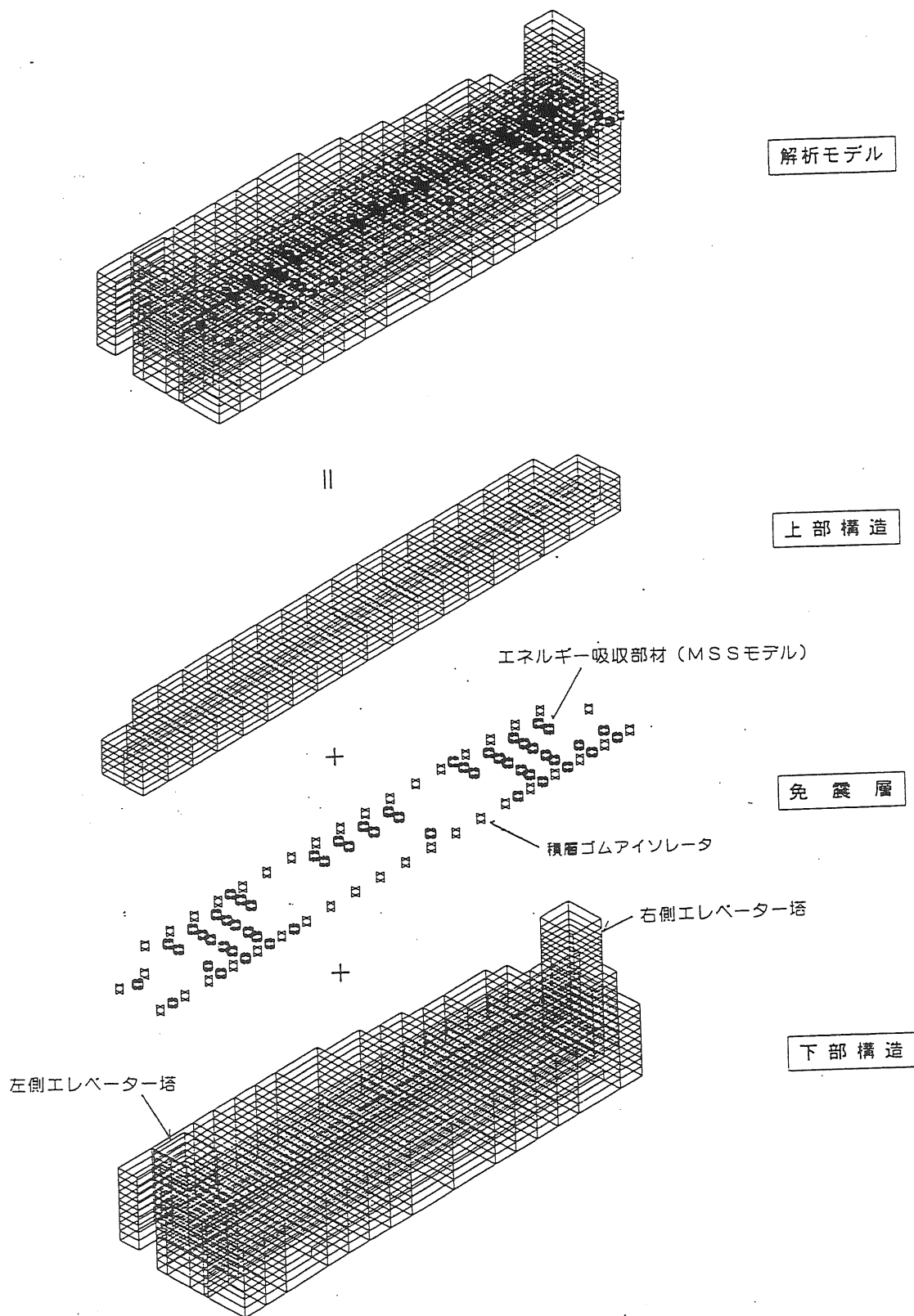


図6-23 詳細解析モデルの概要（擬似立体モデル）

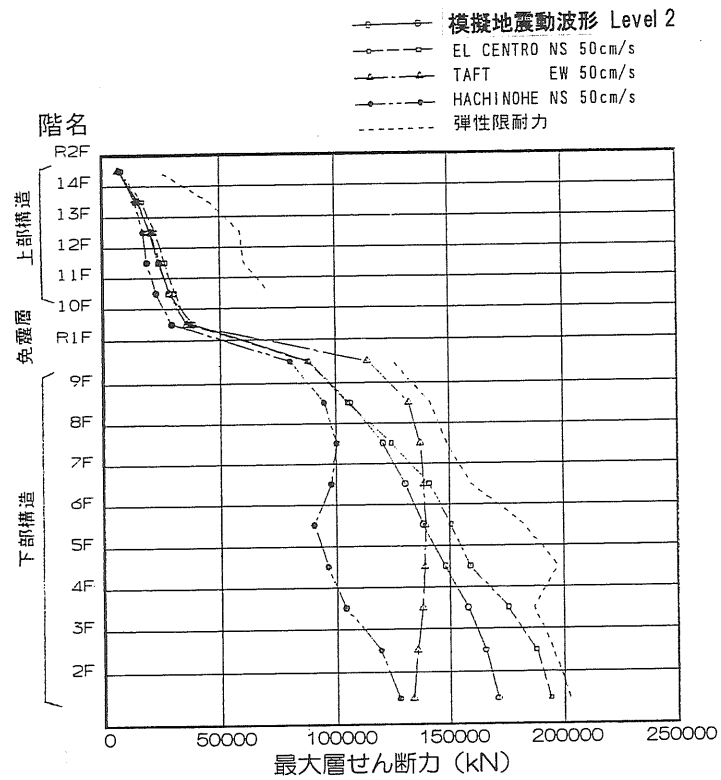


図6-24 擬似立体モデルによる振動応答解析結果（応答最大層せん断力）
（レベル2地震時，短辺方向）

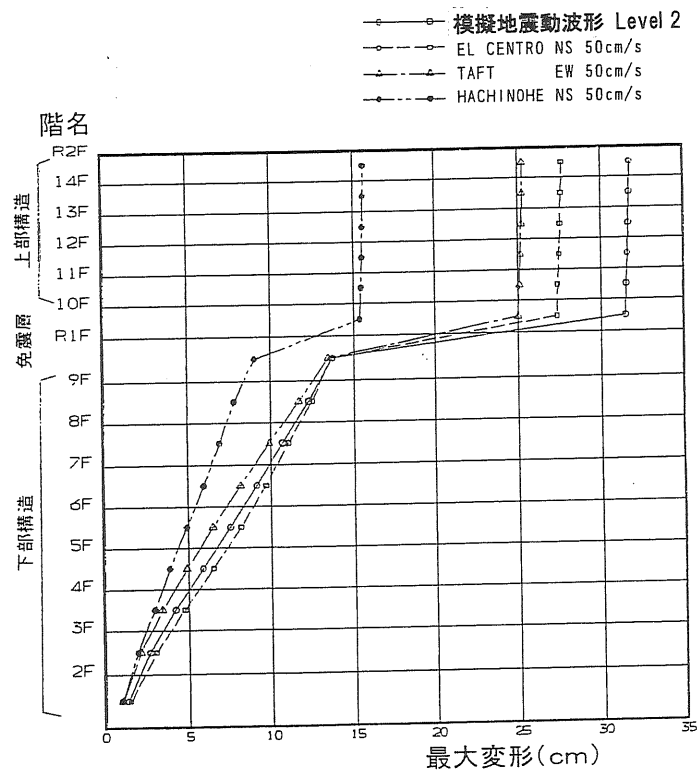


図6-25 擬似立体モデルによる振動応答解析結果（応答最大層変形）
（レベル2地震時，短辺方向）

各階へのエネルギー入力配分（模擬地震動波形 Level 2 Y方向）

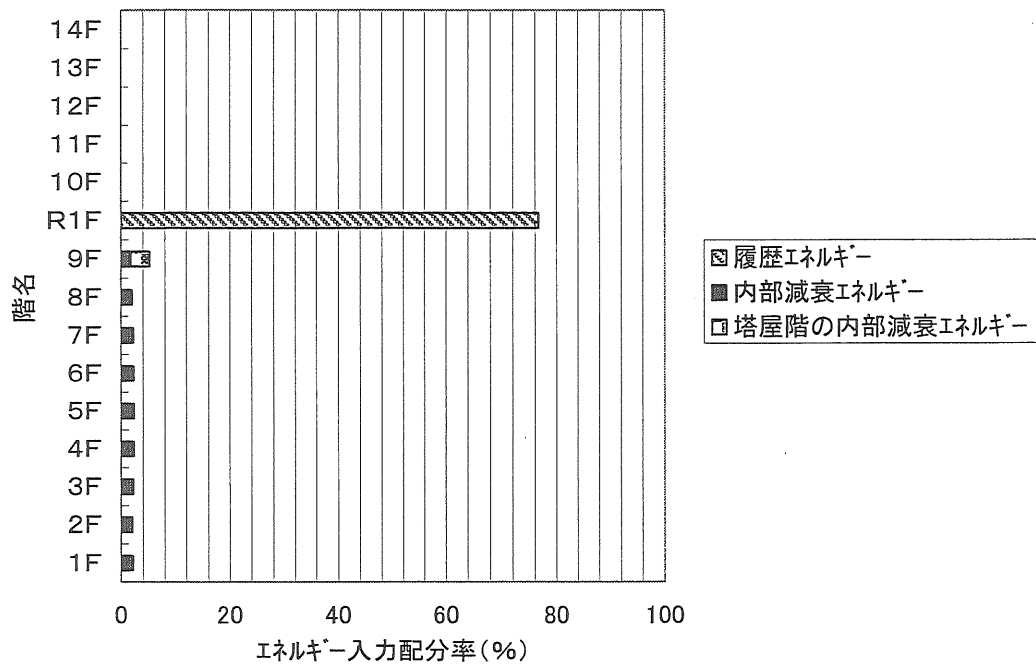


図6-26 擬似立体モデルによる各部のエネルギー吸収分布（Art Wave 474）
（レベル2地震時，短辺方向）

6.5 実建物の設計例から判断できる中間層免震構造の有用性

中間層免震構造建物の設計例として、飯田橋ファーストビル・ファーストヒルズ飯田橋を検討することにより、次に示す中間層免震構造の有用性を確認できた。

- ・ 中間層免震構造においては地表面と建物との接続に制約が無く、建築計画として立体的に区分された各用途に応じて異なった構造形式の採用が可能となり、建築計画に自由度が増える。
- ・ 中間階に免震層を持つ建物の特性として、免震層上部の構造の地震応答のみを低減するだけでなく、下部構造を含めた建物全体の地震応答が低減できる。さらにこの効果により、上部構造は免震建物としての性能を保持することに加え、下部構造も耐震性能が格段に向上する。
- ・ 実際の中間層免震構造建物における各パラメータのばらつき対して、振動応答特性としては、設計で考慮する範囲においては安定している。
- ・ 実際の中間層免震構造建物においても、既往の免震層を持たない建物と比較して全体制震効果により地震時の応答が格段に減少する。さらに地震時に建物に入力される損傷に寄与するエネルギーの大半を免震層が吸収している。

また実際に設計された中間層免震構造建物の挙動を、2質点に置換した中間層免震構造モデルを用いた応答予測法により、大地震時の応答特性を予測することが十分可能であることが示された。

7章 結論

本研究では、免震構造の一つとして考えられている弾性挙動をする積層ゴムアイソレータと履歴減衰型のダンパーの組み合わせからなる中間層免震構造を取り上げている。そして、耐震構造および基礎免震構造における有効な設計手法であるエネルギー収支に基づいた応答評価法を、新しい構造形式である中間層免震構造に適用し、設計法として提案したものである。

さらに実際に設計した中間層免震構造建物より、建築計画に多様性を図る事ができることを示すと共に、提案した設計法を適用する事により、その妥当性を検証したものである。

1章は序論であり、中間層免震構造に関して既往の研究や設計例から定性的に言われている特性を示している。

中間層免震構造の特性としては、異なる構造形式をつないで建築計画の多様性を図る事ができる構造形式であると共に、建物全体の耐震性を向上させることができる制震効果があるとされている。中間層免震構造においてその制震効果を把握するには、基礎免震構造に比べて数多くのパラメータを用いた検討が必要である。特に全体質量に対する上部構造の質量比、下部構造の剛性などの違いにより、中間層免震構造は異なった応答特性を示す。

既往の研究では、それらをパラメータとして中間層免震構造の応答特性について検討している。しかしそれらの研究は、振動応答解析によるパラメータスタディが中心である。したがって、中間層免震構造の設計に際しては、基本設計段階から動的解析により建物の地震時挙動をシミュレーションする事を行っているのが現状であり、そのため中間層免震構造の設計をより難しいものにしている。

個々の応答解析結果は、具体性をもっている。しかし、その応答結果に対する理論的見解を述べる事はできない。したがって、解析結果から一般性を見いだして数値解析できなかった範囲を含めて説明できる論理的構築ができないかぎり、中間層免震構造の効果的な設計法を得るには至らないと、筆者は考える。

ここで提案するエネルギーの収支に基づいた応答評価法の長所は、地震動の入力レベルを建物に投入されるエネルギーの総量で評価し、建物の応答値をエネルギー配分により評価することができる事にある。さらにエネルギーの総量が規定できると、エネルギーの釣り合いから建物の応答範囲を限定できること、エネルギーを計算する事により個々の数値解析結果の位置付けが明らかになること、他の応答解析結果に比べてエネルギーの収支に基づく評価は感度が鈍いため、逆に総合的な判断をしやすい点などがある。

以上の点から本研究では、簡易に予測をする事で各種パラメータに対する応答傾向を概略的に理解して、基本設計に用いる事に主眼をおいた全体系の包絡的エネルギーの釣り合いを考慮した中間層免震構造に対する新たな応答予測法を提案する事が必要であると示している。

2章においては、中間層免震構造の挙動を的確に把握ために、多層の中間層免震構造モデルを的確に簡易な中間層免震構造モデルに置換することを行っている。一般的に現状の実建物に対して中間層免震構造を採用する対象範囲は、弾性一次固有周期 T_0 が 0.5～2.0 秒程度であると、筆者は考えている。また現状の中間層免震構造の設計では、耐震性の向上による構造体の健全性を確保する事を目的としたもので、上部構造の鉛直力を支持する下部構造は、大地震時にもほぼ弾性限耐力範囲内に設計する事が多い。

それらの点を考慮して、現実的な弾性剛性分布を持つ弾性一次固有周期 T_0 が 1.0, 2.0 秒となる多質点系中間層免震構造モデルを用いている。そしてその多質点系中間層免震構造モデルの応答特性を考慮して、等価質量としないで全体質量のそのままの値を利用した、下部構造を 1 質点、上部構造を剛体と考えて免震層と上部構造をあわせて 1 質点とした合計 2 質点となる中間層免震構造モデルへ置換する事が可能であることを示している。なお 2 質点系中間層免震構造モデルの下部構造は、等価な弾性剛性として、アイソレータのみの時の 2 質点系モデルにおける下部構造の挙動の影響が大きい固有周期と、アイソレータのみの時の多質点系モデルにおける下部構造の挙動の影響が大きい固有周期とが等しくなるような下部構造全体の剛性を等価な剛性で、評価している。

3章においては、等価に置換した 2 質点系中間層免震構造モデルを用いて中間層免震構造の振動を規定する振動諸元を関数とし、モード解析から得られる固有関数を用いて免震層の挙動と下部構造の挙動に関係を与える事で、全体系の包絡的エネルギーの釣り合いを考慮した新たな応答予測法を提案している。

その結果より、2 質点系中間層免震構造モデルにおける免震層の応答最大層間変形量 ${}_m\delta_{\max}$ 、免震層の応答最大層せん断力係数 ${}_m\alpha$ および下部構造の応答最大層せん断力係数 ${}_u\alpha$ の応答予測が、免震層のダンパーの降伏耐力比 $\alpha's$ 、全体質量に対する上部構造質量の比 Rm 、下部構造の固有周期 T_u 、アイソレータのみの時の免震層の固有周期 ${}_mT_f$ 、損傷に寄与する総エネルギー E_D の速度換算値 V_D などをパラメータとした式で示すことが可能であると示している。

そしてその応答予測式を用いて、各諸元がもたらす 2 質点系中間層免震構造モデルの特性について、2 質点系中間層免震構造モデルの免震層の最大変形 ${}_m\delta_{\max}$ 、免震層の応答最大層せん断力係数 ${}_m\alpha$ および下部構造の応答最大層せん断力係数 ${}_u\alpha$ を中心に検討している。その結果から、次の点が中間層免震構造の特性として挙げられる。

- ・ 免震層の最大変形 ${}_m\delta_{\max}$ は、全体重量に対するダンパーの降伏耐力比 $\alpha's$ の増大にしたがって減少する。しかしその減少傾向は、全体重量に対するダンパーの降伏耐力比 $\alpha's$ の増大とともに緩和されていく。なお免震層の最大変形 ${}_m\delta_{\max}$ は、全体質量に対する上部構造質量の比 Rm にほとんど影響されない。さらに Rm が 0.2～0.3 程度以上の範囲では、免震層の最大変形 ${}_m\delta_{\max}$ は下部構造の等価剛性を 1 質点系モデルの固有周期で示した T_u にほとんど影響されないことから、下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ にほとんど影響されない事がわかる。

- ・ 免震層の応答最大層せん断力係数 ${}_m\alpha$ は、全体重量に対するダンパーの降伏耐力比 $\alpha's$ の増加にともなって減少する。しかしある最小値を示した後に再び増加する傾向を示す。また全体質量に対する上部構造質量の比 Rm の増加とともに、免震層の応答最大層せん断力係数 ${}_m\alpha$ は減少方向を示す。なお Rm が0.3以上の範囲では、免震層の応答最大層せん断力係数 ${}_m\alpha$ は固有周期 T_u にほとんど影響されないことから、下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ にほとんど影響されない事がわかる。
- ・ 下部構造の応答最大層せん断力係数 ${}_u\alpha$ は、全体重量に対するダンパーの降伏耐力比 $\alpha's$ の増加にともなって減少する。しかしある最小値を示した後に再び増加する傾向を示す。また全体質量に対する上部構造質量の比 Rm の増加とともに、下部構造の応答最大層せん断力係数 ${}_u\alpha$ は減少方向を示す。さらに下部構造の応答最大層せん断力係数 ${}_u\alpha$ は固有周期 T_u の増加とともに減少方向を示すことから、下部構造の等価剛性 ${}_uK_{eq}$ の減少とともに減少方向を示す事がわかる。

以上の点を考慮して中間層免震構造としては、全体質量に対する上部構造質量の比 $Rm=0.2\sim0.3$ 程度以上が、免震層で効率良くエネルギー吸収しながら下部構造および免震層を設計する事ができる範囲であると結論付けている。

4章においては、3章で示した予測法が広い範囲で用いることが可能であるかを、建物の内部減衰が無い場合および内部減衰を考慮した場合の振動応答解析より検討している。

まず建物の内部減衰が無い時の2質点系中間層免震構造モデルを用いて、 V_D が変化した時およびアイソレータのみの時の免震層の固有周期 ${}_mT_f$ が変化した時について、提案した応答予測法を検証している。

検討した地震動のレベルは、レベル2地震動を想定して観測地震動波形のレベルで最大速度を50cm/secおよび同等の設計用模擬地震動、さらにこの入力レベルに対して、最大速度を0.8倍相当としたものと1.33倍相当としたもの、すなわち観測地震動波形で換算すると最大速度で40cm/sec, 50cm/sec, 66.7 cm/secの三段階のレベルを、対象としている。なお検討範囲の応答予測に用いる各入力レベルにおいては、秋山らの提案する第Ⅰ, Ⅱ, Ⅲ種地盤における設計用エネルギースペクトルの長周期部分のスペクトルレベル $V_E=120, 150, 200$ cm/secを、応答予測に用いる V_D として用いる事が妥当であるとしている。

これらの検討により、内部減衰が無い時における2質点系モデルに対して、設計で考慮する大地震動のレベル、アイソレータの固有周期 ${}_mT_f$ およびダンパーの降伏耐力比 $\alpha's$ の範囲では、3章で示した応答予測式を用いることは可能であると結論付けている。

また内部減衰を考慮した場合についても、レベル2地震動を想定した観測地震動波形のレベルで最大速度を50cm/secおよび同等の設計用模擬地震動を用いて、エネルギーレスポンススペクトルの比較および振動応答解析により、2質点系モデルの応答予

測法の検証を行っている。その結果として、下部建物の内部減衰が2%程度までの2質点系中間層免震構造モデルの応答予測に対しては、下部構造の内部減衰による影響が小さいため、3章で示した応答予測方法を直接用いる事は妥当であると結論付けている。

5章においては、多質点系中間層免震構造モデルを等価に置換した2質点系モデルの応答予測式より得られた $m\alpha$ および $\mu\alpha$ を用いて、基本設計などに用いる事を目的とした多質点系中間層免震構造モデルの大地震時における応答層せん断力係数分布を予測する手法を検討している。なお本研究における多質点系モデルの応答予測では、実建物における応答予測方法を考慮して、上部構造および下部構造に2%程度の内部減衰がある多質点系中間層免震構造モデルを対象としている。

その結果として中間層免震構造の上部構造は、基礎免震構造における上部構造の応答とよく似た傾向であるため、基礎免震構造の上部構造の考え方をそのまま中間層免震構造の上部構造に適用して上部構造のみの質量分布を考慮したAi分布を用いた式による応答予測式で評価する事が可能である事を示している。

また下部構造においては、免震層に生じる応答せん断力がそのまま下部構造に増幅されることなく伝達するものとし、主に下部構造が支配的に挙動する状態に対応した増幅特性を、下部構造のみの質量分布を用いたAi分布で示した式で応答予測する事が可能である事を示している。

6章においては、実際に設計した建物を用いて中間層免震構造の採用により建築計画に多様性を図る事ができることを表すと共に、前章までに提案した多質点系中間層免震構造における応答予測式が実建物に対しても妥当であるかを検討している。さらに実際の中間層免震構造建物が既往の免震層を持たない建物と比較してどの程度、地震時の応答が減少するかを検証している。

中間層免震構造建物の設計例として、飯田橋ファーストビル・ファーストヒルズ飯田橋を取り上げて、次に示す中間層免震構造の有用性を最終的に示している。

- ・ 中間層免震構造においては地表面と建物との接続に制約が無く、建築計画として立体的に区分された各用途に応じて異なった構造形式の採用が可能となり、建築計画に自由度が増える。
- ・ 中間階に免震層を持つ建物の特性として、免震層上部の構造の地震応答のみを低減するだけでなく、下部構造を含めた建物全体の地震応答が低減できる。さらにこの効果により、上部構造は免震建物としての性能を保持することに加え、下部構造も耐震性能が格段に向上する。
- ・ 実際の中間層免震構造建物における各パラメータのばらつきに対して、振動応答特性としては、設計で考慮する範囲においては安定している。
- ・ 実際の中間層免震構造建物においても、既往の免震層を持たない建物と比較して全体制震効果により地震時の応答が格段に減少する。さらに地震時に建物に入力される損傷に寄与するエネルギーの大半を免震層が吸収している。

さらに実際に設計された中間層免震構造建物の挙動を、2質点に置換した中間層免震構造モデルを用いた応答予測法により、大地震時の応答特性を予測することが十分可能であることを示している。

以上、各章において検討した事項をとりまとめた。なお本研究により、中間層免震構造について次にあげる点が、新たに示された。

- ・ 基本設計などに用いる事を目的とした多質点系中間層免震構造モデルの応答層せん断力係数を、本研究の手法により予測する事が可能であること。
- ・ 本研究により、各種パラメータによる中間層免震構造の応答特性を論理的に把握できること。
- ・ 本研究から中間層免震構造としては、 R_m の値として 0.2~0.3 程度以上が、免震層で効率良くエネルギー吸収しながら下部構造および免震層を設計する事ができる範囲であること。
- ・ 中間層免震構造が、建築計画に多様性を図る事ができること。

さらに中間層免震構造に関する今後の研究課題を、次に示す。

中間層免震構造は建物全体の制震効果が大きいことから、耐震性の向上として設計時に採用されることが多いと予想される。そのため、建物内の床応答加速度を予想することは今後の課題と考える。

さらに下部構造の初期段階の塑性化を考慮した設計には、等価減衰を考慮する事が考えられるため、建物の内部減衰の影響が無視できなくなる。また6章でも取り上げたが、弾性挙動する下部構造では床応答加速度を減少させにくいことから、より床応答加速度を低減する目的とする場合には、建物内に減衰装置等を設置することが予想される。そのためにも高い内部減衰によるエネルギー吸収を考慮した中間層免震構造の応答予測が、今後の課題と考える。

参考文献

本研究で参考にした文献を以下に示す。

- 1) 「中間階および基礎における免震レトロフィット工事」：小倉桂治、前沢澄夫、辻田修、小林淳、中田宣男、その他、日本建築学会技術報告集 第5号、1997.12
- 2) 「中間階に免震層を持つ建物の設計」：村上勝英、北村春幸、小崎均、山梨知彦、日本建築学会技術報告集 第7号、1998.12
- 3) 「中間層免震建物の地震応答」：小倉桂治、高山正春、辻田修、木村雄一、和田章、日本建築学会構造系論文集 第516号、1999.2
- 4) 「中間層免震建物の振動特性と地震応答性状」：洪忠喜、金子快郎、日本建築学会学術講演梗概集（中国）1999.9
- 5) 「中間層免震構造の振動特性と地震応答性状」洪忠喜、金子快郎、武部良樹、小林正人、小平孝同、日本建築学会学術講演梗概集（東北）2000.9
- 6) 「中間層免震構造の応答に関する研究」：寺本隆幸、西村文彦、松尾有希子、日本建築学会学術講演梗概集（中国）1999.9
- 7) 「中間層免震構造の最大塑性率応答に着目した地震応答性状に関する研究」：井上豊、山下忠道、伊藤真二、向井洋一、構造工学論文集 2000・3Vol46B
- 8) 建築物の耐震極限設計第2版：秋山宏、東京大学出版会、1987
- 9) 「第1層エネルギー集中型柔剛混合構造の地震応答予測」：秋山宏、日本建築学会構造系論文報告集 第400号、1989
- 10) 「免震構造設計指針」：日本建築学会、1993
- 11) 「エネルギー集中型柔剛性混合骨組の耐震設計」：原田幸博・秋山宏、日本建築学会構造系論文報告集 第472号、1995.6
- 12) 「地震時における多層骨組の最大変形とエネルギー応答」：高橋誠・秋山宏、日本建築学会構造系論文報告集 第515号、1999.1
- 13) 「建築物の損傷制御設計」：和田章、岩田衛、清水敬三、安部重孝、川合廣樹、丸善、平成10年

- 14) 「観測地震動の位相特性を用いた設計用人工地震動について（その1～2）」：
北村春幸，山根尚志，村上勝英，寺本隆幸、日本建築学会学術講演梗概集（中国）
1990, 10
- 15) 「応答スペクトル法によるベースシア係数について」：石山祐二，日本建築学
会大会学術梗概集（近畿）1987, 10
- 16) 「地盤条件を考慮した設計用エネルギースペクトルの提案」：秋山宏，楊志勇，北
村春幸、日本建築学会構造系論文報告集 第450号、1993, 8

謝辞

本研究をまとめるに当たってご指導を賜った筑波大学機能工学系教授松島豊博士に、厚くお礼申し上げます。先生の懇切なるご指導とご助言により本研究を進めることができました。深く感謝する次第であります。

さらに本研究をまとめるに当たって、貴重なご助言を頂きました筑波大学機能工学系教授西岡隆博士， 鈴木弘之博士， 今井弘博士， および井上哲郎博士に、深く感謝の意を表します。

また本研究に対して貴重なご指導とご助言を頂きました東京理科大学教授北村春幸博士に、深く感謝の意を表します。先生には、中間層免震構造の設計においても貴重なご助言を頂き、深く感謝する次第であります。

本研究は、筆者が日建設計において行った中間層免震構造の研究と設計の成果をまとめたものであります。日建設計構造設計室の諸氏には、多大なご援助を頂きました。ここに厚くお礼を申し上げます。

発表論文等

(査読付論文)

- ・ 「The Structural Design of YOMIURI HAKOZAKI Building」: Takayuki Teramoto, Michio Keii, Katsuhide Murakami, Proceedings of the 3rd Pacific Structural Steel Conference ,pp927-934, 1992,10
- ・ 「Energy Evaluation Method Applied to Damaged Building Structures in Hyogo-ken Nanbu Earthquake」: Katsuhide Murakami, Haruyuki Kitamura, Takayuki Teramoto, Proceedings of the 7th International Conference on Computing in Civil and Building Engineering, vol2, 1997,8 pp1197-1202
- ・ 「兵庫県南部地震における建築物の被害研究－建物被害に基づく地震エネルギー入力評価」: 北村春幸、寺本隆幸、鵜飼邦夫、村上勝英、秋山宏、和田章、日本建築学会構造系論文集、第 503 号、pp165-170, 1998,1
- ・ 「兵庫県南部地震における建築物の被害研究－建物被害に基づく新耐震設計法・耐震診断法の評価」: 北村春幸、寺本隆幸、鵜飼邦夫、村上勝英、秋山宏、和田章、日本建築学会構造系論文集、第 504 号、pp127-132, 1998,2
- ・ 「中間階に免震層を持つ建物の設計」: 村上勝英、北村春幸、小崎均、山梨知彦、日本建築学会技術報告集、第 7 号、pp51-56, 1999,2
- ・ 「Design and Analysis of a Building with the Middle-story Isolation Structural System」: Katsuhide Murakami, Haruyuki Kitamura, Hitoshi Ozaki, Takayuki Teramoto, Proceedings of the 12th World Conference on Earthquake Engineering, paper-0857, 2000,1
- ・ 「2 質点系中間層免震構造モデルの地震応答予測」: 村上勝英、北村春幸、松島豊、日本建築学会構造系論文集、第 549 号、pp51-58、2001,11

(その他論文)

- ・「やや長周期地震動による建物の影響と現行の設計レベルについて」：村上勝英、強震データの活用に関するシンポジウム論文集、日本建築学会、1995,4
- ・「載荷履歴の相違がR C梁の靱性能に与える影響　－鉄筋継手を有するR C部材の挙動に関する研究（その16）－」：村上勝英、斎藤仁、今井弘、日本建築学会学術講演梗概集（北海道）、構造Ⅱ, No.21011, pp-709-710, 1986,8
- ・「壁柱の靱性能におよぼす中央部横拘束筋量とせん断スパン比の影響　－高層壁式ラーメン構造に関する研究－」：村上勝英、今井弘、日本建築学会学術講演梗概集（近畿）、構造Ⅱ, No.2841, pp197-198, 1987,10
- ・「R C造壁柱の曲げ理論の検証及び解析（その2　各材料特性が壁柱の復元力特性に与える影響）　－高層壁式ラーメン構造に関する研究－」：村上勝英、今井弘、日本建築学会学術講演梗概集（関東）、構造Ⅱ, No.21026, pp611-612, 1988,10
- ・「観測地震動の位相特性を用いた設計用人工地震動について（その1：作成方法・応答スペクトルによる評価）」：北村春幸、山根尚志、村上勝英、寺本隆幸、日本建築学会学術講演梗概集（中国）、構造Ⅰ, No.2144, pp287-288, 1990,10
- ・「観測地震動の位相特性を用いた設計用人工地震動について（その2：入力エネルギー・塑性履歴エネルギー・塑性率による評価）」：山根尚志、北村春幸、村上勝英、寺本隆幸、日本建築学会学術講演梗概集（中国）、構造Ⅰ, No.2144, pp289-290, 1990,10
- ・「設計用入力地震動作成手法に関する研究　（その9）設計用入力地震動による建物の応答特性」：村上勝英、寺本隆幸、鹿嶋俊英、森伸一郎、日本建築学会学術講演梗概集（関東）、構造Ⅰ, No.2067, pp133-134, 1993,9

(出版物執筆・雑誌掲載)

- ・「FR鋼による鋼管アーチ構造の設計と施工　－明治神宮外苑テニスクラブ室内コート増築工事の記録－」：小堀徹、村上勝英、佐々木宏介、山倉広之、鋼構造出版：月刊　鉄鋼技術　1993.6　No.60, pp63-68
- ・「設計用入力地震動作成手法技術指針同解説（案）」：委員長：加藤勉　作業委員会：寺本隆幸、村上勝英　他、（財）日本建築センター・建設省建築研究所, 1993
- ・「東京湾アクアマリン川崎人工島換気塔の構造計画」：寺本隆幸、小堀徹、村上勝英、建築技術　1998.3, pp38-40
- ・「中間階に免震層を持つ建物の設計」：村上勝英、公共建築協会：建築と社会　1998.10
- ・「中間階に免震層を持つ建物の設計　－後楽二丁目東地区第一種市街地再開発－」：村上勝英、山梨知彦、北村春幸、小崎均、寺本隆幸、免震構造協会：MENSHIN No.23, 1999.2, pp4-8
- ・「後楽二丁目東地区第一種市街地再開発　－免震層を介して異種構造を積み重ねた中間階免震建築物－」：村上勝英、北村春幸、小崎均、建築技術　1999.3, pp180-181
- ・「飯田橋ファーストビル・ファーストヒルズ飯田橋　－中間層免震の設計例－」：北村春幸、小崎均、村上勝英、建築技術　2000.7, pp63-65
- ・「いろいろな免震構造　－中間層免震の設計例－」：小崎均、村上勝英、建築技術　2001.7, pp158-161