法政大学学術機関リポジトリ
HOSEI UNIVERSITY REPOSITORY

PDF issue: 2025-07-04

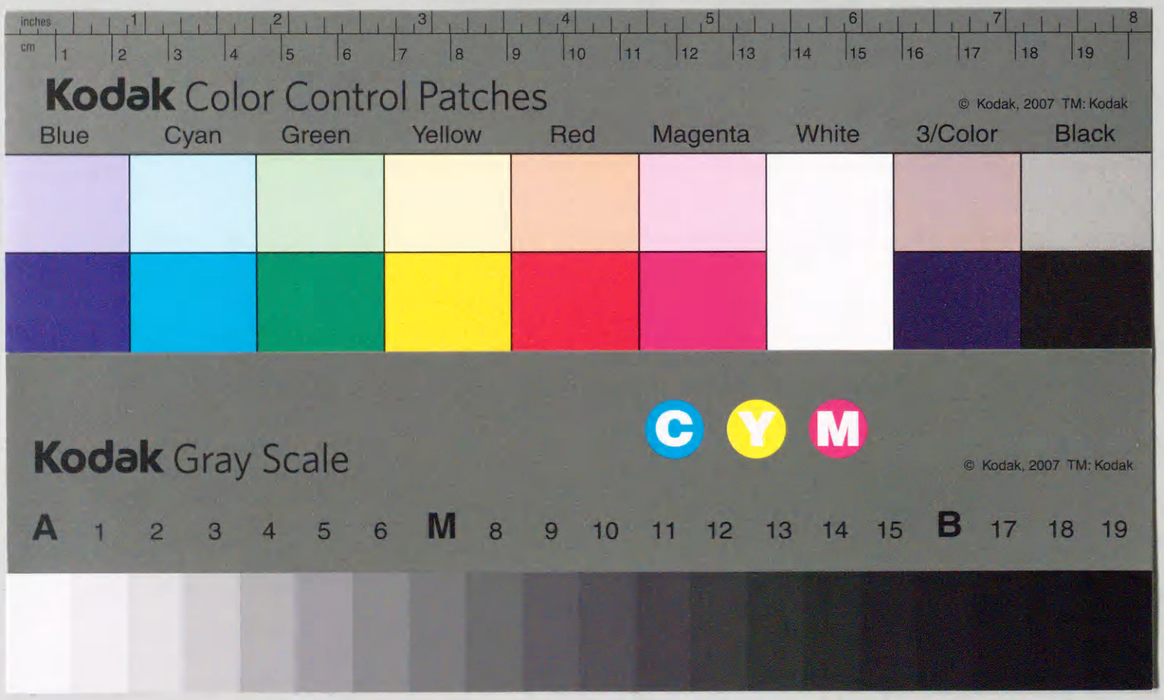
空間構造の地震応答制御に関する研究

TATEMICHI, Ikuo / 立道, 郁生

(開始ページ / Start Page)
1
(終了ページ / End Page)
106
(発行年 / Year)
2001-03-24
(学位授与番号 / Degree Number)
32675甲第95号
(学位授与年月日 / Date of Granted)
2001-03-24
(学位名 / Degree Name)
博士(工学)
(学位授与機関 / Degree Grantor)
法政大学 (Hosei University)
(URL)
https://doi.org/10.11501/3190622

学位論文の公表に関する著作権について詳しくはこちら

目次なし



Hosei University Repository

Hosei University Repository

空間構造の地震応答制御に関する研究

2001年3月

立道　郁生

Hosei University Repository

目　次

第１章　序論

１．１　本研究の目的 …… 2
１．２　空間構造の応答制御に関する既往の研究 …… 4
１．３　本論文の構成 …… 7
１章に関する参考文献 …… 9

第２章　空間構造の耐震設計手法と問題点

２．１　空間構造に要求される耐震性能 …… 14
２．２　空間構造の耐震規定 …… 15
２．３　空間構造の耐震設計の現状 …… 21
２．４　解析結果の分析と評価方法 …… 35
２．５　まとめ …… 37
２章に関する参考文献 …… 38

第３章　空間構造の地震時挙動の実際

３．１　地震時挙動の把握の必要性と現状 …… 42
３．２　小規模空間構造の振動計測 …… 44
３．３　中規模空間構造の振動計測 …… 60
３．４　大規模空間構造の振動計測 …… 73
３．５　空間構造の減衰性能 …… 85
３．６　まとめ …… 97
３章に関する参考文献 …… 99

第４章　振り子原理による空間構造の免震化に関する取り組み

４．１　振り子原理の免震への適用の利点と既往の研究 …… 104
４．２　並進振り子免震の原理と実証 …… 108
４．２．１　並進振り子免震の原理
４．２．２　免震床に関する実験
４．２．３　並進振り子を用いた基礎免震に関する実験

Hosei University Repository

4．3　転動振子免震の原理と実証 …… 123
4．3．1　転動振子の原理
4．3．2　パドル免震の開発
4．3．3　原理実験による効果の確認
4．4　振り子免震の空間構造への適用性の検討 …… 128
4．5　円周方向免震の合理性と検証 …… 139
4．6　まとめ …… 152
4章に関する参考文献 …… 155

第5章　空間構造の制震化に関する検討

5．1　検討の目的 …… 160
5．2　下部構造のエネルギ吸収効果に関する研究 …… 161
5．3　TMDを用いた空間構造の制震に関する研究 …… 174
5．4　まとめ …… 189
5章に関する参考文献 …… 190

第6章　結論 …… 192

発表論文・著書 …… 195

論文要旨 …… 198

ABSTRACT OF THE PAPER …… 200

謝辞 …… 202

第1章

序論

Hosei University Repository

第1章　序論

1．1　本研究の目的

シェル・空間構造の耐震安全性についての関心が高まっている。

ところが一般構造物と異なり，空間構造の耐震性能そのものに関する議論は意外なことにこれまで十分行われているとは言い難い。これは，有史以来，人間の生活空間を覆う構造物の大スパン化へのあらゆる試みが，主として鉛直方向の重力を征服すべき障害とみなしていたことによる。一つの空間構造物にとっては極めて希に起こる地震により，空間構造物全体としては，長い歴史の中で幾度となく崩壊の憂き目に遭っているものの，積雪による崩壊の事例[例えば 1-1)]のほうが切実な問題であった。

一方，重力に対する先人の優れた挑戦の成果から，加速度的に空間構造の軽量化が進展した[1-2)]。この結果，構造安全性評価の中で，地震による慣性力の影響が相対的に小さくなるとともに，軽量化の過程で不静定次数が増加し，地震崩壊に対する冗長性が増した。この過程で「空間構造は地震に対して安全である」という定説が生まれたと考えられる。

では現在建設されている空間構造は地震に対して充分安全であろうか？我々は 1995 年に兵庫県南部地震を経験している。この地震で，空間構造の被害はいくつか報告されているが，一般構造物と比べ相対的に被害程度は小さかった。しかし，空間（建設場所）と時間の相関を考えた時，この一例で安全性が充分であると言うことはできない。むしろ，空間構造の地震被害の萌芽がある程度明らかにされたことや，震災後の体育館などの多くが避難施設となっていたことから，空間構造の耐震性能確保に関する関心が高まっている。

現在，地震の発生確率と損失をトータルに評価する地震リスクの考え方が注目されている[1-3)]。空間構造の大規模化，多目的化が進むなかで，一つの空間構造に覆われた人の数を考えた時，あるいは投資したコストやその原資，環境負荷を考えた時，損失は極めて大きく。空間構造物の耐震性能の確保は極めて重要なことであるという認識が生まれている。

現代の建設テクノロジーは，より軽量で，新規性にあふれ，低コストな大スパン構造の建設を可能にしているが，必ずしも動的挙動や耐震性能の解明は充分とは言えない。例えば，水平地震動によりドームの鉛直応答が励起される現象が工学的に議論され始めたのは最近のことである。さらに，地震応答に大きな影響を与える空間構造の減衰性能に関する体系的な報告は未だなされていない。

半面，空間構造物の動的挙動が，形状を始めとする様々な要因に依存し極めて複雑で，その把握には大変手間がかかることや，データの蓄積が，やむを得ないことではあるが不十分で，耐震性能の評価手法を確立することが困難なことも事実である。

現在，我が国をはじめとして応答制御構造[1-4)]が注目されている。応答制御とはいわゆる免震や制震を総称する言葉である。応答制御構造の目的を一言で言うと，「よく分からない量をコントロールできる量にする」ことと考えられる。たとえば，制震構造では普通の構造物では正確に評価できないエネルギー吸収量すなわち減衰を，あるデバイスを用いることによって評価し得る量に変えることができる。一方，免震構造では不確定性の大きい建物への地震エネルギーの入力量を，免震デバイスにより確実に低減することができる。

空間構造における動的挙動や耐震性能の分からなさを考えると，空間構造ほど地震応答制御のコンセプトと適合しているものはない。鉄骨造，RC 造，SRC 造による重層構造物，いわゆるビル構造では性能志向型構造設計において応答制御構造の急速な普及拡大が予想されている。これは，応答制御構造の採用によって耐震性能をより明確に提示できるからに他ならない。

空間構造の分野でも，耐震性能確保の観点から応答制御構造の重要性が注目され，いくつかの研究や，実施例が出現し始めている。しかしながら，これらの事例に用いられている応答制御の方法は，ビル構造でなされた実績をシフトした考え方が基本となっている。

本研究の目的は以上の現状を鑑み，空間構造の合理的な耐震性能確保の方策を示すことである。結論から言うと，本論文にまとめた一連の研究の成果として，空間構造の耐震性能確保のためには，応答制御構造が極めて合理的であることを明らかにした。この時，従来の方法にとらわれず空間構造独特の動的性状をも満足する合理的なデバイスや考え方の提案を目標に行なった。

このために本研究では，まず，我が国で行われている空間構造に関する耐震性能の評価の実際，すなわち耐震設計の現状を調査し，問題点を明確にする（2 章）。また，耐震設計とは別の次元で，実物の空間構造の動的挙動を知ることが必要であるから，いくつかの実規模ドームを対象とした振動計測を行ない，さらにこれまで行われた実測データを加えて分析を行なう（3 章）。これは例えば，実測で減衰性能が充分であったならば，応答制御デバイスで免震化や付加減衰を考える必要はないからである。

これらの検討をベースにし，空間構造に適合した合理的な応答制御デバイスを，免震構造（4 章），さらに制震構造（5 章）について研究する。

Hosei University Repository

1．2　空間構造の応答制御に関する既往の研究

本節では，対象を空間構造に限定し，地震時応答制御を目的とした既往の研究について調査した。これから従来の構造物に用いられている応答制御デバイスにとらわれない，空間構造の動的挙動に適した，より信頼性の高いシステムの開発と研究が必要であると考えられる。

1．2．1　実施例

（1）制振，制震

まず既に実施された，ないしは計画中の事例について示す。

空間構造の応答制御に関する取り組みとしておそらく最も早い事例として，川口衞らによる「国立代々木競技場第一体育館」屋根へのオイルダンパーの使用（1964 年）がある[1-5]。これは主として風応答に関する制振を主目的としている。

最近では，半剛性吊屋根としている「長野オリンピックスピードスケート会場」に用いられたダンパー[1-6]も主として暴風時に対する応答制御であった。さらに，中村，竹内，金田ら[1-7]は「小笠山総合運動公園スタジアム」屋根の制振，対疲労性向上を目的として耐風ロッドに粘弾性体を用いたエネルギー吸収機構を取り付けている。

一方，地震動を主眼として応答制御を行なおうとした事例は極めて少ない。この中で，著者が参加して行なった「福岡ドーム」の開閉屋根衝突防止用のオイルダンパーの使用は制震の事例として挙げられる[1-8]。しかしこの場合，耐震設計上はダンパーの効果を考えず，地震時に仕上げ材が衝突するのを防止するためオイルダンパーの設置を考えた例となっている。

海外では 1999 年に完成した「SAFECO　field スタジアム」（アメリカ大リーグ，シアトルマリナーズの本拠地）で，11,000ton の鉄骨造開閉式屋根に耐震および耐風のためにオイルダンパーが用いられている[1-9) 1-10]。

大規模空間構造を支持する下部構造にアンボンドブレースなど制震デバイスを採用することも行なわれている[例えば 1-11]。しかしながら，屋根構造の応答低減効果について言及したものはない。

（2）免震

2000 年オープンした「さいたまスーパーアリーナ」[1-12) 1-13]では，大屋根の一部が２基の高減衰積層ゴムで支持されている。高減衰積層ゴム下の下部構造は耐震要素が非常に少ない部位で，大屋根の地震力をその部位に負担させず，他の部分の主要な耐震要素に負担させることを目的として高減衰積層ゴムを採用している。すべり支承でもよいがダンパーとしての機能を高減衰積層ゴムに期待しているため，厳密には免震とはいえず，むしろ制震的な使い方であると考えられる。

2001 年 3 月に完成した「山口県立スポーツ交流公園（仮称）多目的ドーム」は直径 160mの鉄骨骨組み膜屋根を 40 基の免震装置で支持している[1-14]。屋根応答加速度が非免震の場合に比べて半分になったとされているが詳細な報告はこれからである。

2000 年 11 月に着工が予定されていた「(仮称) ロッテワールド東京プロジェクト」の実施設計では直径 300mの鉄骨トラスドームを 80 基の免震支承で支持する計画が明らかになっている[1-15]。免震装置に何を用いるかは明らかにされていないが，これに関する基礎研究は後述するようにいくつか発表されている。

海外の事例では，2000 年 1 月にオープンしたトルコ，イスタンブールの「アタチュルク国際空港ターミナルビル」の屋根トラスが柱頭免震されている[1-16,17,18]。この建物は平面的には 240m×168m で，24m×24m の鉄骨屋根トラスユニットが柱で支持されている。1999 年 8 月 17 日のトルコ地震の際，本建物の工事は進捗率 75％であったが，局所的な損傷が発生したため，急遽レトロフィット免震が採用された。使用した免震デバイスは摩擦振り子タイプの免震（FPS；friction-pendulum isolator）で，全部で 130 箇所設置されている。

FPS の空間構造への適用は我が国でも実例がある。例えば「阪神競馬場大屋根」や「東京ビックサイトガレリア屋根」であるが，使用方法としてはローラー支承を実現するためのデバイスとして採用されており，免震効果を前面に打ち出したものではない。

1．2．2　既往の研究

（1）制振，制震

空間構造を対象とした制震（振）システムの研究は近年いくつか行われるようになってきた。これらの研究は大きく二つに分類できる。一つは質量効果機構によるもので，他方はエネルギー吸収機構によるものである。

・質量効果機構による制振の研究

質量効果機構は，構造物の運動エネルギーを，内部に付加した振動系の共振現象を利用して運動エネルギーに変換し，構造物の応答量を減少させるもので，代表的なものにＴＭＤ(Tuned Mass Damper)がある。ＴＭＤは一般構造物の風揺れ防止や，大スパン梁，歩道橋の振動制御などに実用化されている。ＴＭＤを空間構造に適用しようとする研究は，アーチに対する加藤，松栄らの研究[1-19,20]が早い。山田，楠，薛らは単層ラチスドームを対象に，一連の解析的研究[1-21～26]を行なって効果を予測している。また，単層ラチスドームに生じる面外方向の振動をＴＭＤにより抑制しようとする内海によるアイデア[1-27]も発表されている。いずれの研究も解析的研究にとどまり，実現象として空間構造のＴＭＤによる振動抑制効果をとらえたものはない。

・エネルギー吸収機構による制振の研究

つぎに，エネルギー吸収機構はいわゆる減衰機構（ダンパー）で，振動エネルギーを吸収し熱に変換することで応答を制御するものである。一般構造物での使用実績は多く，様々な制震デバイスが提案，採用されている[1-28]。減衰機構としては，金属材料の降伏に伴う塑性履歴エネルギーを利用する「履歴減衰機構」と，速度によって発生する減衰力をエネルギー吸収に利用する「粘性減衰機構」いわゆるダンパーが主流となっている。

空間構造の分野では現在，1.2.1 の実施例にもあったが，後者の「ダンパー」の利用が主として考えられている。特に粘弾性体を利用した研究がいくつか行なわれている。粘弾性体

Hosei University Repository

(VEM：Visco Elastic material)は，弾性体としての性質に加えて，粘性体としての減衰機構を付与したもので，竹内，中村ら[1-29~31]は，粘弾性ダンパーとばねを組み合わせ，テンション架構の制振効果を研究している。また，小西，加藤[1-32]は粘弾性体を弦材に導入した山形トラス構造について地震を対象とした研究を行なっている。

エネルギー吸収機構に関しては，空間構造を支持する下部構造にアンボンドブレースなど制震デバイスを採用することは実用化されている[1-11]。しかし，この場合，屋根構造についての応答制御効果についてはこれまで明らかにされていない。これに対し加藤，中澤，峰岸ら[1-33]は下部構造のエネルギー吸収能力をパラメータに，屋根構造の応答との関係を定量的に研究している。

地震応答の制御と言う観点からは，エネルギー吸収型の制震システムの研究は未だ充分ではないと考えられる。特に，下部構造のエネルギー吸収能力による屋根構造の応答低減効果についてはさらなる研究が必要と考えられる。

・アクティブ制振

前記の研究はいわゆるパッシブ型の制振デバイスであり，これは実用化にもっとも近い技術と言える。これに対し，ある種のセンサーにより地震動，ないしは構造物の揺れを感知し，応答量が最小になるように種々のメカニズムを制御しようとするアクティブ制振がある。一般構造物でもＴＭＤにアクチュエーターなどの制御装置を付加したＡＭＤ(アクティブマスダンパー)が実用化されている。

空間構造の分野での実用化例はないが，加藤，中澤ら[1-34]による張弦梁の応答をアクチュエーターで制御しようとする研究がある。また，新素材をシェル構造の制振に用いようとする先駆的な研究もなされている。たとえば，ピエゾ積層型複合材を用いた半谷ら[1-35]の研究，青木ら[1-36]の研究や，形状記憶合金を用いた入江，新宮等[1-37]の研究がある。空間構造に関して言えば，アクティブ制振の実用化は未だ現実的ではない。

（２）免震

空間構造の免震に関する学術的な研究はあまりなされていない。この中で大規模円形ドームを対象に一連の研究が，加藤，中澤，打越ら[例えば 1-38, 39]によって行われている。これはドーム支持部を積層ゴム免震層で支持することを想定したものである。この他いくつかの基礎的な研究[1-40, 41]が行われているが，空間構造の免震化に関して合理的な免震デバイスの探求を含めた系統的な研究はこれからの課題であると考えられる。

１．３　本論文の構成

社会の要求に対し，空間構造物の耐震性能を明示するために，現在最も現実的な手段は，免震や制震すなわち地震応答制御の適用であると考える。本論文の目的は前述したように，一般構造物の技術の流用ではなく，空間構造に適合した応答制御構造の考え方を明らかにすることであるが，本論文では性急に制御技術論を述べることは避けた。その代わり，これまであまり顧みられることのなかった，空間構造の耐震設計の現状や，実際の構造物の応答制御効果（減衰）を調査・検討することから論旨を始めたいと考えた。

従って，本論文の構成は，図 1.3.1 のようになっている。

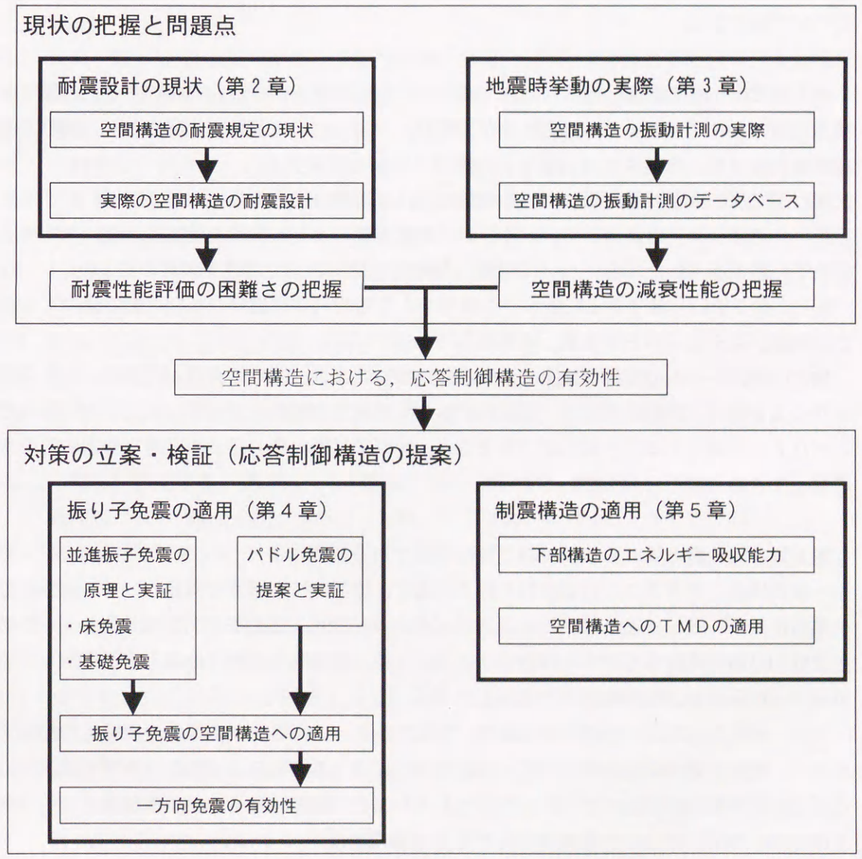


図 1.3.1　本論文の構成

Hosei University Repository

第２章では，最近建設された空間構造の耐震設計手法の現状について述べる。我が国では，建築基準法に基づく技術基準の性能規定の導入などを内容とする改正が，2000 年 6 月に施行された。本章では建築基準法解析の状況も踏まえ，空間構造の耐震設計上の問題点を明確にする。特に，空間構造の耐震性能に対する要求レベルと現状について示す。

第３章では，実際の空間構造が地震時にどのような挙動を示すかを知るために，筆者が建設に関わった３つの実構造物について，振動計測を行なった結果を示す。この時，固有値解析や地震応答解析も同時に行なっており，耐震設計時に仮定した剛性や減衰性能との関係を検討する。さらに，我が国で行われた既往の空間構造の実測データベースを作成し，特に地震応答の大きさを抑制する減衰性能に着目し，これまで個々に推定されていた空間構造特有の減衰特性について検討する。

第４章では，空間構造の応答制御の方法のうち，免震構造化について研究する。各国で免震構造に用いられているデバイスの主流が積層ゴムであることの認識を出発として，極めて明快な原理に基づき，信頼性が高い振り子免震システムを提案する。

振り子原理のうち免震に適している機構には，並進振り子と転動振り子がある。振り子原理を用いた免震システムについて，いくつかの模型実験により有効性を検証した後，空間構造に振り子免震を適用した場合について解析的な検討を行ない，可能性を明らかにした。

特に，振り子の一種である転動振子の原理をより合理的に免震デバイスとして適用できるような免震システム「パドル免震」を提案している。

球殻の薄肉ドームの支持部に振り子免震層を設けた場合，長周期免震が可能で、従来の免震デバイスを用いた場合と異なり、屋根の応答を下部構造の剛性に関らず，地表入力波形の応答スペクトルで推定することが可能であること，トラス材軸力など多くの部材で長期応力を支配応力とできる可能性を示した。

第５章では免震と並ぶ応答制御の主要な方法である制震構造について，空間構造でのエネルギー吸収機能のあり方について検討を行う。まず，球形ドーム構造を対象として，下部構造の地震エネルギー吸収によりドームの応答がどのように変化するかを解析的に検討し，下部構造を比較的早期に降伏するように設計することにより，構造物へ過大な地震入力が作用した場合，ドームへの入力がある程度抑制されることを示す。

次に，水平入力による鉛直応答の励起，すなわちドーム面外方向の振動を直接的に抑制するために，空間構造の面的な広がりに，比較的コンパクトな TMD を分布させる事を提案している。これまで解析的な検討はいくつかなされているが，模型ではあるが，実現象として空間構造の純粋な TMD による応答低減効果を捉えた研究はない。

1 章に関する参考文献

1-1) 望月重，槇谷栄次訳，マッシス・レヴィ，マリオ・サルバドリー著；建物が壊れる理由，建築技術，1995 年

1-2) 川口　衛;現代スペーストラクチュアの発生と展開, JSSC　No.38，pp.31-36, 2000 年 10 月

1-3) 岩田衛；損傷制御，2000 年度日本建築学会大会（東北）構造部門（振動）パネルディスカッション資料，耐震技術-20 世紀にしてきたこと，21 世紀にすべきこと-，pp.31～42，2000 年 9 月

1-4) 「ＪＳＣＡ　応答制御構造の設計中間報告」，(社)日本構造技術者協会，1999 年 12 月 15 日

1-5) 川口　衛，「空間構造の耐震・免震－経験と前進」，平成 10 年度京都防災研究所共同研究集会（空間構造の耐震性能・評価をどう進めるか？）論文集，pp. 241-268，1998

1-6) 播繁，山田俊一，尾崎勝，村松清一，吉田新，他，公開特許　特開平 09-137526

1-7) 中村博志，竹内徹，金田勝徳，和田章，岡田章，斉藤公男；実大テンション構造用粘弾性制振ダンパーに関する実験的，解析的研究，日本建築学会学術講演梗概集，2000 年 9 月，pp.971～972

1-8) 松村映一，平沢仁正：福岡ドーム，ビルディングレター，1991.6，pp.36～45

1-9) ENR/MARCH，pp.36-40，1999

1-10) http://www.djc.com/special/safeco/

1-11) 柴田育秀：豊田市スタジアム，ビルディングレター，1999.2，pp.19～29

1-12) 亀井忠夫，須田泰典，小堀徹，原田公明：さいたまアリーナ（仮称），ビルディングレター97'.3，1997.3，pp. 1 ～9

1-13) 小堀徹，原田公明，細澤治，中川路勇，水谷太郎；さいたまスーパーアリーナー高減衰積層ゴムの設計と施工，MENSHIN　NO.26，　1999 年 11 月，　pp.38～43

1-14) 日経アーキテクチャー，2000 年 8 月 7 日号，pp. 42～45

1-15) 日経アーキテクチャー，2000 年 8 月 7 日号，pp. 38～41

1-16) Emmanuel E. Velivasakis, John Abruzzo :Airport features a Seismic retrofit During Construction, Modern Steel Construction, August 2000, pp.56-60

1-17) MCEER Bulletin:Team Develops Seismic Upgrade for Istanbul's Airport Terminal, Vol.14, N.1, Spring 2000

1-18) ENR: Turkey's Terminal Goes 'Seismic', January 17, 2000, pp.12-13

1-19) 宮川秀隆，松栄泰男，加藤史郎；「スペースフレーム（アーチ）の静的及び動的座屈性状に関する検討（その１）変動荷重の影響とＴＭＤの効果について」日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），1992.8

1-20) 加藤史郎, 植木隆司, 向山洋一, 松栄泰男;「大空間構造物の制振装置」, 特開平 05-332050

Hosei University Repository

1-21) 井上啓，楠達明，山田大彦，「単層ラチスドームの地震応答と制震に関する基礎的研究その１地震応答特性」，日本建築学会梗概集（東海），1994.9，pp.1901-1902
1-22) 後藤和広，楠達明，薛松涛，山田大彦，「単層ラチスドームの地震応答と制震に関する基礎的研究その２ＴＭＤの制震の可能性について」，日本建築学会梗概集（東海），1994.9，pp.1903-1904
1-23) 楠達明，薛松涛，山田大彦，「単層ラチスドームの地震応答と制震に関する基礎的研究その３ＴＭＤの制震の問題点と検討」，日本建築学会梗概集（東海），1994.9，pp.1905-1906
1-24) 楠達明，薛松涛，山田大彦，「単層ラチスドームの地震応答と制震に関する基礎的研究その４ＴＭＤの効果的な設定の検討」，日本建築学会梗概集（北海道），1995.8，pp.621-622
1-25) 郭路，劉江，薛松涛，山田大彦，「水平動による上下応答とその制御に関する基本的考察」，日本建築学会梗概集（北海道），1995.8，pp.625-626
1-26) 楠達明，薛松涛，山田大彦，「TMD による単層ラチスドームの振動制御」構造工学論文集，Vol.41.B，pp17-22，1995 年３月
1-27) 内海良和；「単層からなる大空間構造物の制振装置」，特開平 11-002048
1-28) 寺本隆幸；「日本の制振構造[2]」，鉄鋼技術，1999 年 11 月号，pp.44～48
1-29) 竹内徹，中村博志，大熊潔，金田勝徳，岩田衛，和田章，「ばね付粘弾性体による空間構造の制震に関する基礎研究」，日本建築学会梗概集（九州），1998.9，pp.1079-1080
1-30) 竹内徹・柴田正樹・中村博志・和田章・金田勝徳・斉藤公男，「:減衰機構を付加したテンションストリングの動的挙動に関する実験的研究 （その１）実験計画)，日本建築学会梗概集，1999 年，C-1 分冊，p.389
1-31) 柴田正樹・竹内徹・大熊潔・田中眞夫・岩田衛・和田章，「減衰機構を付加したテンションストリングの動的挙動に関する実験的研究 （その２）実験結果」，日本建築学会梗概集，1999 年，C-1 分冊，p.391
1-32) 小西克尚，加藤史郎，河合正樹，山田耕司，中澤祥二，石川和久：「弦材に粘弾性体を導入した山形トラス構造 （その２．地震動に対する分析)」，日本建築学会学術講演梗概集，2000 年，B-1 分冊，p.939-940
1-33) 加藤史郎，中澤祥二，峰岸孝志，仁保裕；下部構造のブレースが早期に降伏するラチスドームの地震応答性状，平成 11 年度京都大学防災研究所共同研究集会，シェル空間構造の自然災害時非線形挙動とその抑止策，pp.85-92，1999 年 11 月
1-34) Kato S., Nakazawa S., Matue Y., and Yamashita T. ,“Active Control of Axial Forces in Beam String Space Frames”, Proceedings of the IASS-ASCE International Symposium 1994, Atlanta, Georgia, USA, pp.664 - 673, April, 1994.
1-35) 桜井宏，半谷裕彦，「圧電シェルのセンシングと振動制御」，日本建築学会構造形論文集，第４９７号，pp.107-104，1997

1-36) 田畑公暢，青木義男，邉吾一，「ピエゾ積層型複合材を用いた制振シェルに関する基礎研究」，第 27 回 FRP シンポジウム講演論文集，Ⅰ-42A，pp．273-274，1998
1-37) 入江寿弘（日本大)・新宮清志，「シェルの振動制御への応用を考慮した形状記憶合金アクチュエータの検討」，日本建築学会大会学術講演梗概集，1997 年，B-1 分冊，p.929
1-38) Shiro Kato, Shoji Nakazawa, Takashi Ueki, Mizuaki Uchikoshi and Fumiya Osugi：Earthquake Response of Domes implemented by Hysteresis Dampers for Earthquake Isolation, Lightweight Structures in Architecture, Engineering and Construction, IASS/IEAust/LSAA International Congress, pp.451 -459, Sydney, Australia, October 5 - 9 1998.
1-39) 加藤史郎，中澤祥二，打越瑞昌，大杉文哉，向山洋一，「入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状　免震層の降伏せん断力係数の影響について」，日本建築学会構造系論文集　No. 518，pp. 57-64，1999 年 4 月
1-40) 二木太郎，新宮清志，「上下動を受ける免震シェル構造に関する実験的研究」，平成９年度京都防災研究所共同研究集会（シェル・空間構造の自然災害時非線形挙動とその抑止対策）論文集，pp.49～54，1997
1-41) 二木太郎，中澤泰典，新宮清志：「免震シェル構造の応答に関する基礎研究 （その２鉛直方向加振時の加速度応答)」，日本建築学会学術講演梗概集，2000 年，B-1 分冊，p.873-874

Hosei University Repository

第2章

空間構造の耐震設計手法と問題点

Hosei University Repository

第２章　空間構造の耐震設計手法と問題点

２．１　空間構造に要求される耐震性能

a)　空間構造の多様化

近年の空間構造の特徴としてまず多様化があげられる。形状についていえば単純な球や円筒だけではなく，楕円球形や自由曲面を用いたシンボリックな空間構造が計画，建設されている。材料や構造形式についても，ケーブルや膜材，木質系材料などの比較的新しい材料を用いたものや，鉄骨構造とのハイブリッド構造が数多く出現している。さらに，開閉式ドームや，多目的な使用を前提とした空間可変，可動システムが数多く建設されてきている。

このような空間構造の多様化にともなって，動的解析をしてみないと地震時の挙動が直感できない構造物が増えてきている。地震によって空間構造にどのような力が働くのか。言葉を変えると，簡単な方法では耐震性能を示せない構造物が多くなっているといえる。

b)　空間構造の公共性

空間構造，特にスペースフレームについては，不静定次数が高く，一般に軽量であるため，耐震性能に関する心配は少ないと言われてきた。たしかに 1995 年に生起した兵庫県南部地震では，高層住宅や商業ビルが受けた被害の深刻さに比較すると，体育館，ホールなどの空間構造の受けた被害は総じて軽かったと言われている[2-1)]。

しかしながら，体育館や講堂，ホールなどの多くが地域の避難場所として使われていた事実から，空間構造の耐震性能について以前にも増して重要性が認識されていることは事実である。

c)　求められている経済的なストック

さらに，我が国は有数の地震国であることから，社会基盤としての空間構造のストックを考えると，ライフサイクルコスト(LCC)を考慮した安全でかつ合理的，健全な空間構造の建設が求められている。

すなわち，耐震性能を明示しにくいにもかかわらず，現在の空間構造は公共性が高く，高度な耐震性能と経済的なライフサイクルコストが要求されていると言えよう。

このような観点からまず空間構造の耐震設計の現状と問題点をレヴューすることに意義が認められる。

２．２　空間構造の耐震規定

２．２．１　2000 年 6 月に施行された新しい規定について

（１）選択できるルートの多様化

我が国では，建築基準法に基づく技術基準の性能規定の導入などを内容とする改正が，2000 年 6 月に施行された。

構造関係規定については，新たな構造計算手法として「限界耐力計算」が導入された。従来の構造計算による場合には，基本的に構造種別ごとに定められている仕様規定が準用されるが，限界耐力計算を行なえば，一部の規定を除き適用が免除されるようになっている。

また，告示で規定された特別な構造計算を行なった場合にも，同様に仕様規定の適用が免除されることとなった。

従来の 38 条認定は廃止される。従来の建築基準法第 38 条には，「予想しない特殊の建築材料または構造方法」を用いる建築物については規定によるものと同等以上の効力があると国土交通大臣が認めればよいとされていた。いわゆる「大臣認定」と呼ばれていたものである。

従来の大臣認定の対象となっていた材料や構法については，性能規定化により

・国土交通大臣が指定する構造計算方法に基づき一般規定に取り入れられたもの＝一般化した特別の検証法（通常の建築主事などによる建築確認で審査される）

・新たに設けられた個別の大臣認定の対象となるもの

の２系統に整理された。

「一般化した特別の検証法」という言葉の不自然さはさておき，あらゆる構造物が構造計画段階から選択できる構造計算（政令で定める構造計算）の方法は図 2.2.1 に示すように次の 4 つとなった。

① 従来の設計法（許容応力度設計，保有水平耐力法）→建築主事などの確認
② 新しい検証法（限界耐力計算法）→建築主事などの確認
③ 一般化した特別の検証法（建設大臣が指定する構造計算）→建築主事などの確認
④ 特別な検証法（60m 超の高層建築物，特別な構造の建築物）→国土交通大臣の認定

（２）空間構造への適用について

このうち，②の新しい検証法「限界耐力計算法」については，超高層建築物や，制振構造の建物，一部の免震建物および特殊な建築物以外の建物なら，基本的にはどんな建物に使える事となっている。言葉通りにとらえるならば空間構造でも適用可能である。

また，③の国土交通大臣が指定する構造計算方法が示される構造物には，図 2.2.1 に示したように，ある規模の免震構造物などが順次，告示案が示されつつある状況である。

一方，高さ 60mを超える建築物を「超高層建築物」と定義し，それについては建築基準法施行令第 81 条の 2 に準拠する告示（第 1461 号）による構造計算（時刻歴解析など）を行ない，国土交通大臣の認定を受けるとされている。すなわち④の特別な検証法である。ただしこ

Hosei University Repository

れについては，施行令第 36 条の規定により，超高層以外の建築物についても同様のルートをとることが可能になっている。すなわち，空間構造物でも，時刻歴解析などに基づいた構造計算を行なえば大臣認定の道が選択できることになる。

従って，特殊の建築材料または構造方法で政令や告示に適合しない構造物については，②の限界耐力計算，ないしは④の国土交通大臣による認定で対応する事になる。

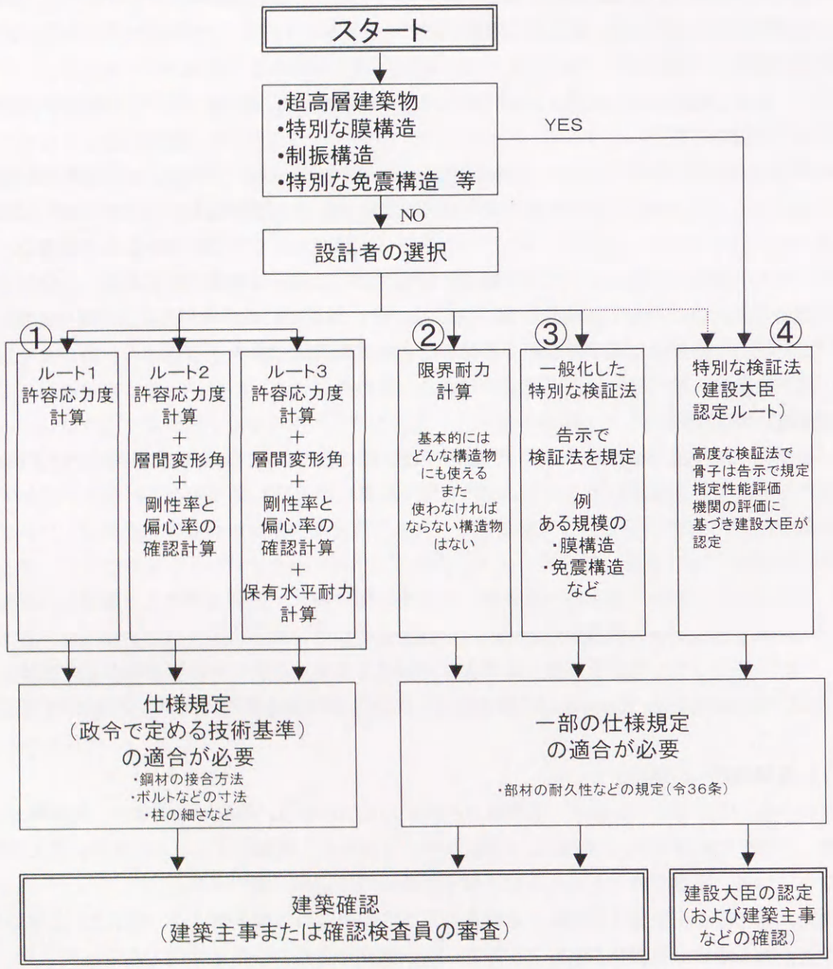


図 2.2.1　改正後の構造規定の概要（建設大臣は国土交通大臣と読みかえる）

（3）大臣認定となるもの，除外されるもの

大規模空間構造を中心にこれまで 38 条の大臣認定物件により建設された構造物が数多かったことは確かである。

例えば，高強度の鋼材や，ガラス繊維膜材料，ケーブル材料を構造耐力上主要な部分に用いた建築物や，積層ゴム支承を用いた免震構造，開閉式屋根構造などが該当していた。表 2.2.1 に大規模空間構造における従来の 38 条「大臣認定」の抵触項目の例を示す。

表 2.2.1　従来の 38 条大臣認定の抵触事項の例

例－1

項目	規定	内容
1．特殊な構造方法	法３８条 令６６条，６７条	駆動装置に支持された開閉可能な鉄骨造の屋根構造
2．高さが６０ｍを超える建築物	令８１条の２	屋根の最高部の高さが約８０ｍ

例－2

項目	規定	内容
1．特殊な構造方法	法３８条	コンクリート充填鋼管柱を使用している
2．特殊な使用材料	法３８条	高張力鋼を使用している

今回の建築基準法改正により，空間構造に関係する項目としては，ある規模の空間構造や膜構造，ケーブル構造については告示が用意され，一般的な設計法（①～③）によることができるようになる模様である。

（4）今後の設計者の選択

空間構造については，歴史的にも全く新しいアイデアに基づく構造形式が出現している。一方，従来の許容応力度設計に基づき，建築主事の確認により建設された空間構造は圧倒的に多い事も事実である。

建築基準法施行令改正後における空間構造の耐震設計方法の動向は表 2.2.2 のように考えられる。すなわち，基準法改正後でも当面耐震設計法に根本的な変化はなく，従来行なわれてきた方法が継続されていくと考えられる。

Hosei University Repository

表 2.2.2　建築基準法施行令改正後における空間構造の耐震設計方法

可能な選択	従来	建築基準法改正後
①従来の設計法	大多数の空間構造がこのルートを選択していた	当面は従来通り大多数の空間構造が適用を受けると予想される。しかし今後②ないしは③に移行する事例も見られるようになる。
②限界耐力計算	なし	１質点系の等価線形化法をそのまま空間構造に適用することは極めて困難であろう。別法が示されない限り，このルートの選択は極めて少ない。但し，小規模な平面トラスは可能性がある。
③一般化した特別の検証法	なし	空間構造に対する特別な検証法が現在定まっていないため，選択できない。今後，準備されればかなり可能性を持っている。
④特別な検証法	大規模な空間構造で選択されていた。	従来通り大規模空間構造を中心に選択するケースが多いと思われる。

２．２．２　耐震設計規定を空間構造に適用する場合の問題点

（１）　許容応力度計算における地震荷重の設定の困難さ

確認申請物件では多くの場合地震応答解析を行うことなく，「静的設計」で耐震安全性を確認している。これからもこれは変わらない。この場合，設計用地震力を想定し許容応力度設計を行なうことが従来行われてきた。

従来の設計法（許容応力度設計，保有水平耐力法）では，設計用地震力が層せん断力係数に基づいて評価され，さらに保有水平耐力を計算することとなっている。ここでいう「層」あるいは「水平」という語が示すように，この耐震規定は建築物の大多数を占める一般構造物，「重層構造」を想定している事はもちろんである。

重層構造の根拠は大きな面内剛性をもつスラブ＝床板の存在にある。すなわち地震時のある層のスラブの並進変位と回転変位が一質点系でほぼ代表できることにある。従って，柱や壁などの耐震要素の挙動は上下のスラブの代表変位により一義的に定まる。

一方，空間構造の多くは屋根構造と下部構造から成り立っている。下部構造については鉄骨造にしろ，RC 造にしろ，その機能から重層構造とみなして差し支えない場合が多い。屋根構造についてはどうであろうか。小規模でほぼ平坦な屋根の場合にはこのような重層構造の仮定が成り立つものとして，従来の耐震規定により地震荷重が算定されている。しかしながら多くの屋根構造の動的挙動は今後述べるように複雑で一質点系で代表することは困難である。

このような屋根構造は高さ（ライズ）と共に幅，奥行きの広がりが機能として重要である。ところが，従来の設計法の地震力算定に用いられる Ai 分布（施行令第 88 条）は地震力の高さ方向への分布のみを表しているため，動的解析の最近の事例によって報告されているような平面的な広がりを持った設計用地震力を決めることができない。

それでも地震応答解析が行われている場合には屋根構造の設計用地震力は，応答解析結果から評価している場合が多いが，そうではない場合，何らかの仮定により設計用地震力を定めなければならない。

（２）保有水平耐力の評価の困難さ

従来の構造規定では，大地震時に耐えるべき力（必要保有水平耐力）を，構造物の塑性変形能力に期待した構造特性係数Ｄｓにより作用地震力を低減して評価している。比較的メカニズムが解明されている柱梁フレーム構造と異なり，空間構造の場合，Ｄｓ値の判定は設計者の裁量によるところが大きい。Ｄｓ値は地震力により崩壊メカニズムが生ずるまでのエネルギ吸収能力を評価するものであるから，さまざまな構造形式による空間構造においてこれを明確にすることは大きな課題であり，かなり困難といわざるをえない。

一方，必要保有水平耐力を求める事ができても，不静定次数の高い屋根部分の終局状態を算定することは実施設計レベルでは，現在かなり難しい。考えられる方法は損傷が集中するようなメカニズムで屋根構造を支持することであるが，これは現在研究途上の技術であろう。したがって直接的に屋根構造の保有水平耐力を求める事は多くの場合困難である。

（３）限界耐力計算を空間構造に適用する問題点

仕様規定を除外して設計することはこれまでも大臣認定を取得すれば可能であった。ただし，多くの空間構造で，費用と時間の問題からこれを回避し，従来の建築確認の範囲にとどめる選択を行なう場合も多かった。これに対して，限界耐力計算法では一般の建築確認の手続きだけですむというメリットがある。

限界耐力計算法は地震により建物に生ずる応答値を等価線形化法により求め，その応答値を建物が壊れる時の限界値＝保有水平耐力と比較するのが限界耐力計算法の基本である。地震により建物に生ずる応答値をあたかも「動的解析を行なったように」算出できる等価線形化法により，構造物の耐震性能をより明確に示せるという点がもう一つのメリットと言われている。一方，従来の検証法では保有水平耐力と比較する対象が必要保有水平耐力であり，前述したように構造特性係数Ｄｓ等によって補正された「荷重」といって良かった。

等価線形化法は，極めて単純に言うと一質点系の応答スペクトル法に基づいている。一質点系の応答は入力の加速度応答スペクトルが与えられれば，一質点系の等価固有周期と等価減衰定数により算定できる。詳細は省略するが，地表面での加速度応答スペクトルは工学的基盤から表層地盤での地震動の増幅特性を考慮できるものとなっている。これについては空間構造であろうが特に問題はなく算定できる（空間的な広がりを考慮した位相差入力の問題は別にしておく）。

限界耐力計算では建物の固有周期を一質点系に置き換えるために次式を用いている。

$$Ts = 2\pi\sqrt{Mu_s \frac{\Delta s}{Qs}} \qquad (2.2.1)$$

Hosei University Repository

ただし，式（2.2.1）は地震時の検証の場合を例にとっている。ここで，

Ts；建築物の安全限界固有周期

Qs；安全限界耐力

Δs；代表変位

Mus；建物の有効質量

すでに，建築物荷重指針・同解説[2-2]では地震荷重を基本的に応答スペクトル法によって求めることとしており，建築基準法改正の限界耐力計算法は概ねこの主旨に沿っている。しかしながらその荷重指針の中では，次のような建築物は応答スペクトル法のほかに動的解析を併用し，その耐震安全性を検証するものと推奨している。

・シェル構造のような，重層構造ではない特殊な形状をもつ建築物

・大スパン梁や長い片持ち梁を持つ架構からなり，上下動の影響が無視できない建築物

このことはまた，指針で明示されているように，応答スペクトル法による算定は「水平地震による建築物の水平方向の応答を対象」にしており，「評価式は主として重層構造を持つもつ建築物を対象としたものとなっている」事からも明らかである。

また，建築物荷重指針では，原則として重層構造物の多自由度応答を考慮した応答スペクトル法に基づいているが，限界耐力計算法では，（2.2.1）式のように，代表変位と限界耐力による一質点系の評価でしかない。これは到底多くの空間構造のような複雑な振動性状をもつ構造物には適用することができない。

ここでは，等価固有周期について述べたが限界耐力計算で重要な役割を果たす減衰性能に関して，空間構造ではこれまで十分な議論がなされていない。

（4）空間構造の時刻歴応答解析の難しさ

従来の大臣認定では，下部構造，屋根構造とも地震応答解析結果に基づきクライテリアを満足しているかの検証が行なわれていた。これは，改正基準法での特別な検証法（図 2.2.1 の④）でも大枠は変わらない。

構造方法，振動性状などに応じて，荷重および外力によって建築物各部分に生ずる力および変形を連続的に把握することにより構造耐力上の安全を確かめる構造計算で，国土交通大臣が告示で定める基準，すなわち時刻歴応答解析などによる検討を行なうことになっている。

しかしながら，空間構造の地震応答解析では，三次元的な振動挙動を表現することが重要となる。さらに，多くの空間構造は下部構造に支持されており，様々な境界条件が採用されているのが実状である。このことから，空間構造の地震応答解析では下部構造を含めたかなり大規模な振動モデルを用いることになる。

モデル作成の手間や，自由度数がきわめて大きいモデルを解析する計算環境，時には上下動を考慮した多くの応答解析ケースを行なう必要から，一般に動的解析は設計工期とコストを上昇させる。

2．3　空間構造の耐震設計の現状

前節で空間構造の耐震設計時の問題点について示したが，現状でどのように耐震設計が行なわれているかを以下に示す。ただし，これらの事例はすべて基準法改正前に行なわれたものである。

2．3．1　地震荷重と安全性評価のクライテリア

（1）固定荷重，積雪荷重，温度荷重と地震荷重との組み合わせ

地震荷重として考慮する慣性力は，質量としての固定荷重および積載荷重に起因している。多雪区域であれば積雪荷重もまた質量として考慮される。一方，地震時荷重との組み合わせを考えると温度荷重があげられる。

なお，風荷重については地震荷重との組み合わせを考慮しないため，ここでは言及しない。

a）　固定荷重・積載荷重

空間構造の屋根仕上げ材は一般に金属屋根と膜屋根に分類される。金属系の材料としては鉄板，ステンレス，チタン，ガルバリウム鋼板等が用いられている。これらの仕上げ材は簡便な折板では 10kg/㎡，断熱遮音性能を要求される場合下地材を含めて 50kg/㎡程度が一般的であろう。

屋根固定荷重（鉄骨自重＋仕上げ荷重）については，スパン，建設地，用途によって大きく変動するため一概には言えないが，スパン 100m 規模で 150kg/㎡程度，200m 規模で 250 kg/㎡程度が平均値であろう。

膜屋根の場合さらに軽量構造となり，仕上げ重量込みの躯体重量として，骨組み膜構造で平均 100 kg/㎡前後，我が国では大規模な実施例はないがケーブル膜構造で 30kg/㎡程度である。近年，室内空間への採光を重視する傾向から，膜材以外にもガラス，ポリカーボネート板が用いられている。

なお，鉄骨自重については構造計算上，評価した荷重を一様分布として面荷重として与える場合と，部材毎に自動計算させる場合がある。後者の場合，エレクションピースや，接合部などの自重の割り増し率を考慮する必要があり，一般的に 1.2～1.3 倍程度を採用しているようである。

空間構造特有の積載荷重として，照明や音響機器，キャットウォークなどが挙げられる。イベント時の積載荷重については 10kg/㎡（長期），5kg/㎡（地震時）など，実状に応じ考慮しているが，完成後の空間構造の使用状況は多様であり，特に積載荷重が大きい場合には地震荷重との組み合わせについて慎重に吟味する必要がある。

b）　積雪荷重

基準法の解析に伴い，積雪荷重の規定も改正されたがここでは改正以前の法令に基づいて述べる。地震時に積雪荷重が問題となるのは施行令第 86 条の多雪区域であり，最大積雪深から計算した積雪荷重の 35％を地震荷重と組合わせている。

この際，令第 86 条の屋根勾配による低減係数を採用する事ができる。膜屋根構造の場合，

Hosei University Repository

滑雪特性および建設地の気象条件を考慮して低減係数の見直しを行なっている例もある[2-3]。

また，積雪荷重では均等分布のほかに偏在の影響についても考慮する必要がある。空間構造に関する資料は多くないが，風，日照を考慮した半載状態（0.5 対 0.0 や 1.0 対 0.5 など）を想定する場合が多い。さらに，ドームにとって不利だと考えられる分布曲線を採用した例[2-4]や，実施物件ではないが模型雪を用いた降雪実験に基づいた設定方法[2-5]も試みられている。

c） 温度荷重

空間構造は平面的な広がりを持ち，下部構造との境界条件によっては温度変化による膨張収縮が屋根構造の内部応力に影響を与える。空間構造の温度荷重については次のような区分がなされている。

① 夏季の炎天下における露出鉄骨の急激な温度上昇

② 施工時期と，各季節との温度差による温度荷重

このうち①については，例えば+60℃などの大きな数値が与えられ，長期荷重として取り扱われるものの，地震荷重との組み合わせは行わない。一方，②については，建方時の平均的な温度を評価した上で，上昇，下降両側（例えば±30℃，±20℃，あるいは-20℃と+30℃などのように）に与えている。これらは①と同様に長期荷重であるが，短期荷重として地震荷重との組み合わせについても検討された例もある。

（2）静的設計用地震力

ここで言う「静的設計用地震力」とは，地震応答解析に対して，一般的な空間構造で取り扱う設計用の地震力を指している。

a） 下部構造の静的設計用地震力

下部構造の設計用地震力は施行令第 88 条に準拠して決定している。すなわち，ある高さの部分が支える重さに，当該高さにおける次式の地震層せん断力係数(Ci)を乗じて地震力を計算する。

$$Ci = Z \cdot Rt \cdot Ai \cdot C0 \qquad (2.3.1)$$

Ci　：地震層せん断力係数
Z　：地震地域係数
Rt　：振動特性係数
Ai　：層せん断力分布係数
C0　：標準せん断係数

表 2.3.1 に大規模ドームで採用された各係数の事例を示す。

地震地域係数 Z は一般に国土交通省告示に定められた数値を採用している。振動特性係数 Rt は，建物の固有周期と地盤の種別から地震力の値を低減する係数であるが，表 2.3.1 のように安全側に 1.0 としている場合が多く見受けられる。

・Ai 分布の算定

確認申請物件の場合，層せん断力分布係数 Ai は建物の設計用一次固有周期とともに告示に示された略算式に依る場合が多い。この時建物の階数としては，下部構造の階数＋屋根として取り扱われる。

表 2.3.1　下部構造の静的設計用地震力の例

	福岡ドーム[2-21] [2-34]	北九州メディアドーム[2-33]	さいたまスーパーアリーナ[2-6]	札幌ドーム（仮称）[2-7]
建設地	福岡市	北九州市	与野市	札幌市
工期	1991.4-1993.3	1996.10-1998.9	1997.1-2000.3	1998.6-2000.5
地震地域係数（Z）	0.8	0.8	1.0	0.9
振動特性係数（Rt）	1.0	1.0	1.0	1.0
層せん断力分布係数（Ai）	時刻歴応答解析結果を参考に	スペクトルモーダル解析による	時刻歴応答解析結果を参考に	基準法施工令に基づいて
重要度（用途）係数	－	－	－	1.25
標準せん断力係数（C_0）	0.25	0.25	0.30	0.20
ベースシア係数	0.20	0.20	0.30	0.225

ところで， Ai 分布は，昭 55 建告第 1793 号第 3 のただし書きの規定にある精算による事ができる。大臣認定を必要とするような物件の場合，時刻歴応答解析の結果を参考にして Ai 分布を定めることがある。しかしながら，静的設計は通常，動的設計以前に行われるため，設計工程上，予備応答レベルの結果から判断されているのが実状であろう。

このため精算の一方法[2-8]として，振動特性係数 Rt を加速度応答スペクトルとして用いたスペクトルモーダル解析による結果から決めている場合[2-33]もある。

・用途係数および標準せん断力係数

表 2.3.1 に示した重要度（用途）係数は，式(2.3.1)には含まれていない。しかしながら兵庫県南部地震後，1.25 程度の用途係数を明示するケースが見受けられる[2-7]。

標準せん断力係数(C_0)は原則として，0.2 以上とされているが，用途係数を用いない場合でも，避難拠点として使われることを考慮して標準せん断力係数を通常の 0.2 の 1.25～1.5 倍(0.25～0.3)とした事例が見られる。

b） 屋根構造の静的設計用地震力

式(2.3.1)によって地震力を算定した場合，屋根部分の地震力については一つのせん断力係数，すなわち水平方向に均一に作用する震度（慣性力）が与えられる。比較的小規模，例えば標準的な体育館のシステムトラス屋根では現行の基準法の方法を適用しても実用的には大過なく，

Hosei University Repository

上下動に対しても余力があるとする考え方がある[2-9]。

一方，ドーム形状の空間構造などの場合，水平方向の地震入力に伴ない上下方向の震度が発生する事が知られている。また水平震度自体も屋根構造の高さ方向に一様でない。これに対し，球殻ドームを対象に等価な静的地震荷重を与えようとする研究[2-10]もなされているが，「現時点では設計形状ごとに地震荷重を推定する必要がある[2-11]」とされている。

このため，主として大臣認定を必要とするような空間構造などの場合，Ai 分布と同様，時刻歴応答解析あるいはスペクトルモーダル解析の結果を参考にして設定している。図 2.3.2 にいくつかの事例[2-12][2-13]を示すが，いずれの例も水平地震時に水平震度とともに鉛直逆対称震度を考慮しているのが特徴である。また，上下地震による鉛直震度も同時に考慮されている。なお，スペクトルモーダル解析の場合，応答値は絶対値の出力になるため，特に上下震度の方向については，固有モード等から適切に判断する必要がある。

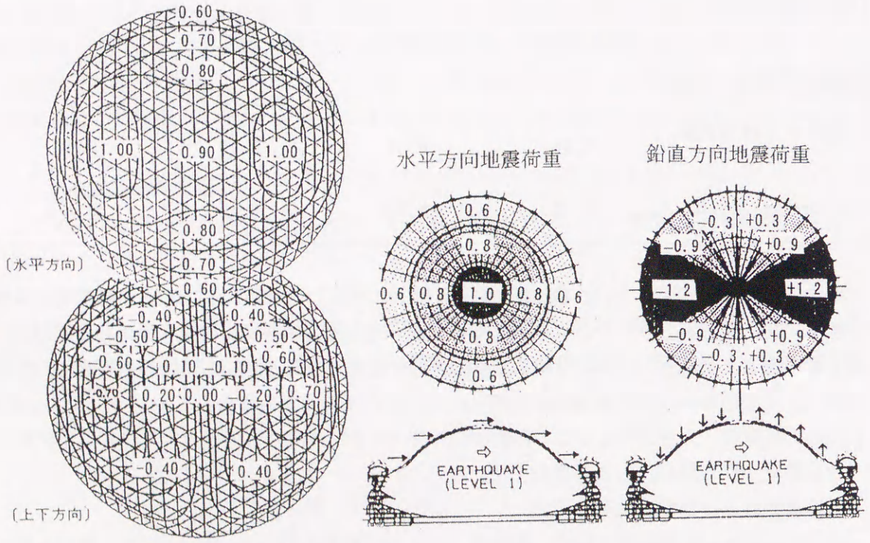


図 2.3.2　大空間構造で設定された水平震度と鉛直逆対称震度の例[2-12][2-13]

c)　地震荷重の組み合わせ

水平地震時（直交 2 成分･ＸＹおよび 45 度方向）の震度，上下地震時の震度が適宜考慮されている。水平 45 度方向がない場合には，Ｘ，Ｙ方向の結果をそれぞれ $1/\sqrt{2}$ 倍して足し合わせる事も行われる。また，上下動，水平動を同時に考慮する場合には，単純な足し算の他，最大値の発生時刻の実状を考え，例えば，水平動による地震荷重と，上下動による地震荷重の二乗和の平方根をとるなどされている。

d)　静的設計における構造物のモデル化

静的設計で用いられる構造解析モデルは動的解析モデルと基本的に一致させる事が可能である。但し，静的解析の場合，動的解析とは異なり演算時間の負担が小さく，また得られた応力値を用いて，直ちに部材の断面検討を行えると便利なため，下部構造，屋根構造とも部材レベルでモデル化した詳細モデルが採用される事が多い。

一般に屋根モデルは有限要素法により解析されるが，下部構造については基準法に沿った一般建築と同様な設計が可能なため，柱，梁，床からなるラーメン架構に準じた構造として構造計算プログラムパッケージにより変位法などを用いて応力変形解析，断面検討，保有耐力の検討を一貫して実行するケースも見られる。

e)　静的設計における安全性評価のクライテリア

下部構造については法令上の規定通りである。この時，保有水平耐力検討では(2.3.1)式の標準せん断力係数(C_0)を 1.0 ないしは 1.0×用途係数としている。また，屋根構造の一次設計では許容応力度設計を行なっている。

ところが，特に屋根構造の二次設計における保有水平耐力の確認についてはオーソライズされた方法が見出せない。

ここで必要保有水平耐力は次式で計算される。

$$Qun = Ds \quad Fes \quad Qud \tag{2.3.2}$$

Ｑｕｎ：各階の必要保有水平耐力

Ｄｓ　：構造特性係数，建築物の振動減衰性及び靭性を考慮して必要保有耐力を低減する係数

Ｆｅｓ：各階の形状特性係数

Ｑｕｄ：地震力によつて各階に生ずる水平力

建築構造物においては，大地震時に耐えるべき力に対しては，構造物の塑性変形能力に期待して構造特性係数Ｄｓを考慮し，作用地震力を低減している。特別な実験や解析によらない場合は，個材としての部材種別を判定した後、フレームやブレースの種別およびブレースの水平耐力負担率βuより構造特性係数Ｄｓを求める事になっている。鉄骨造では構造特性係数Ｄｓとして 0.25～0.5 を選択しうるが，柱，梁，耐震要素から成るフレームとしての認識が困難な屋根構造の場合，Ｄｓ値の判定は設計者の裁量によるところが大きい。

システムトラスの事例[2-9]など，鉄骨トラス部材の細長比が比較的大きく弾性座屈が生じ易いため，変形能力が小さいものとしてＤｓ=0.4～0.5 とする考え方がしばしば実務では採用されている。また，中規模鉄骨トラスドームの事例では，鉄骨屋根部分を筋かい群（βu=1.0）とみなし最も不利な種別 BC 相当としてＤｓを評価している。

なおＤｓ=0.4 程度であると，整形な構造物の場合，必要保有水平耐力は一次設計用地震力の２倍程度となる。

Hosei University Repository

Ｄｓ値は地震力により崩壊メカニズムが生ずるまでのエネルギ吸収能力を評価するものであるから，さまざまな構造形式による空間構造においてこれを明確にすることはかなり困難といわざるをえない。

形状特性係数Ｆｅｓに関しては，偏心率，剛性率から定まる係数であるが，下部構造と屋根構造の剛性率については，屋根構造部分の層間変位が明確にできない場合が多いため，やはり設計者の裁量によるところが大きい。ライズ/スパン比が小さい場合，水平剛性は十分と考えられるため剛性率を問題にする場合は少ない。一方，ライズ/スパン比が大きく，かつ下部構造がRC造の場合などでは剛性率の最大値をＦｓ=1.5としている事例もある。

次に，もし必要保有水平耐力を求める事ができても，現在実務として屋根部分の終局状態を推定できない以上，直接屋根トラスの保有水平耐力を求める事は多くの場合困難である。そこで，算定された保有水平耐力Ｑｕｎを地震力として加えて応力変形解析，多くは弾性線形解析を行ない，得られた部材応力が部材の終局耐力，あるいは許容応力度以下となることをチェックする便法が行なわれている。

これに対し，大臣認定を必要とするような空間構造の場合，屋根部分の二次設計では以降に述べる耐震安全性の検証法が用いられることが多い。

以上のように，空間構造の静的耐震設計を現行の規定に準拠して行なうことは，さまざまな問題を内包していると考えられる。今後，空間構造の耐震設計手法についての議論や研究が待たれるところである。

（３） 動的設計用地震力の評価の現状

a) 動的解析用地震動の仮定方法の現状

動的設計用地震力の評価については，高層建築物構造評定委員会の「高層建築物の動的解析用地震動について[2-14]」に概ね準拠して行われている（表2.3.2）。

表2.3.2 高層建築物の動的解析用地震動の基本方針[2-14]

	対象とする地震	目標	備考
レベル１地震	耐用年数中に一度以上受ける可能性が大きい地震動	損傷を受けることなく，主要構造物は概ね弾性的な挙動で応答すること	「可能性が大きい」とは0.2～0.3程度の確率
レベル２地震	・過去に受けたことのある地震動のうち最強と考えられるもの ・将来において受けると考えられる最強の地震動	倒壊あるいは外壁の脱落などの人命に損傷を生じないこと	「最強の地震動」とは歴史地震のほか活断層がもたらす地震動の強さ

表2.3.3には，空間構造の実施物件で採用されている地震動の強さ，地震動波形の種類および目標に対するクライテリアの例を示した。

b) 地震動の強さ

地震動の強さは，建築基準法において想定している地震動の強さを基として，建設地における地震の活動度などを考慮して決定するとされている。実際には，建設地における過去の構造評定物件の数値を参考に，「建築物荷重指針・同解説[2-17]」などの最大加速度マップや，建設地の歴史地震や活断層資料から距離減衰式を用いて統計的に求めた地震期待度を裏付けとして決定している。

表2.3.3 動的地震力およびクライテリアの例

		福岡ドーム[2-21) 2-34)]	北九州メディアドーム[2-33)]	大阪ドーム[2-15)]	大阪プール[2-16)]	ナゴヤドーム[2-13)]	こまつドーム[2-3)]	さいたまスーパーアリーナ[2-6)]	札幌ドーム[2-7)]
建設地		福岡市	北九州市	大阪市	大阪市	名古屋市	小松市	与野市	札幌市
一次固有周期		1.032	0.705	0.96	0.439	0.568	0.951	1.48	1.14
地震動の強さ	レベル1	160 (gal)	200 (gal)	20 (cm/s)	20 (cm/s)	25 (cm/s)	200 (gal)	200 (gal)	200 (gal)
	レベル2	320 (gal)	400 (gal)	40 (cm/s)		50 (cm/s)	400 (gal)	500 (gal)	400 (gal)
地震動波形の種類	EL Centro	●	●	●	●	●	●	●	●
	Taft	●	●	●	●	●	●	●	●
	Hachinohe		●		●		●	●	
	その他	模擬地震波			OSAKA 205	NAGOYA 306		模擬地震波	
目標に対するクライテリア	レベル1	短期許容応力度以内							
	レベル2	F値を1.1倍した許容応力度以内	F値を1.1倍した許容応力度以内	ほぼ弾性範囲内	弾性限耐力以内	終局荷重の確認(増分解析)	弾性限耐力以内	弾性範囲内	F値を1.1倍した許容応力度以内

レベル１地震の強さは表2.3.2によると耐用年数中に一度以上受ける確率が0.2～0.3程度の地震動とされている。例えば耐用年数を50年とすると，50年間の超過確率が0.2～0.3程度の地震の再現期間は100～200年と考えてよい。

しかしながら，レベル２としては，データの最大値や評価式によるバラツキを考慮しレベル１の２倍程度を考えているのが現状で，最大級の地震をどのように想定するかという問題について，未だ共通認識はできていないのが実状である[2-18)]。

なお，開閉式屋根構造の走行途中の地震力については，確率的な見地から，レベル１地震の1/2程度を考えている[2-19)]。

地震動の強さは，波形の最大速度値あるいは最大加速度値で基準化している。地震波が与える重層建物への影響力は，加速度の大小よりは，速度の大小（＝加速度×持続した時間），す

Hosei University Repository

なわち動的なエネルギーの大きさに比例する事が認められている。この事から「高層建築物」では，一次固有周期が，2.0 秒以上の構造物では速度で基準化することが望まれるとされているが，空間構造については十分に研究がなされていない。表３の構造物はいずれも周期１秒程度以下であるが，速度で基準化されている例もある。

c)　地震動波形の種類

高層建築物では，地震動波形の種類は，①標準的な地震動，②地域特性を表わすような地震動，③長周期成分などを含む地震動を含めて合計三種類以上を基本とするとされているが，空間構造の場合，表 2.3.2 に示すように，必ずしも３波以上とは限らない。

標準的な地震動としては，表 2.3.4 に示す観測波が多用されている。

表 2.3.4　入力地震動

水平動	最大加速度 (gal)	上下動	最大加速度 (gal)
El Centro 1940(NS)	341.69	El Centro 1940(UD)	206.35
Taft 1952(EW)	175.95	Taft 1952(UD)	102.85
HACHINOHE 1968(NS)	225.00	HACHINOHE 1968(UD)	114.43

上下動成分については，水平動との加速度比率を 1/2 あるいは観測地震動の実際の比率に合わせて入力している。入力方向は，水平，上下，および水平と上下の同時入力が適宜考慮されている。

HACHINOHE 1968(NS)については，長周期成分を含む地震動波形として考えられている。また，地域特性を表わすような地震動として，TOKYO-101，OSAKA-205 等の観測波が採用されているほか，いくつかの事例[2-6)2-21)2-24)]では模擬地震動を使用する場合がある。

模擬地震動は，建設地周辺の活断層で地震が発生した場合や，過去に発生した位置で再び地震が起きた場合を想定して与えられた応答スペクトルとなるような時刻歴の地震波を模擬的に発生することで，建設予定地で発生する地震動を推定したものである[2-20)]。模擬地震波の作成は活断層データ[2-35)]（位置・確実度・活動度）や過去の地震データ[2-36)2-37)]（位置・マグニチュード）に基づくが，最近，地理情報システム（GIS）と連動したシステムも開発されている[2-32)]。

（４）　動的設計時の安全性評価のクライテリア

耐震安全目標値は，レベル１に対しては建築物の機能を保持すること，レベル２に対しては建築物に部分的な損傷は生じても，崩壊からの人命の保護を図ることとするのが一般的である。表 2.3.5 に耐震安全目標値の事例を示す。

このうち，レベル２地震時の屋根構造のクライテリアは，多くの場合，表 2.3.2 にあるように，「ほぼ弾性範囲内」とか「弾性限耐力以内」と表現されている。つまり屋根部分については動的には弾性挙動のみ許容しているのが現状である。表 2.3.5 の中の「Ｆ値を 1.1 倍した許

容応力度以内」という目標も同様の主旨である。

Ｆ値とは許容応力度を決定する場合の基準値で，降伏点または引張り強さの 70％のうち小さいほうに基づいている。告示には保有水平耐力を求めるときの材料強度について，普通鋼では規格値からのばらつきを考慮してＦ値を 1.1 倍してもよい事になっている。なお，ここでいう許容応力度とはレベル１時と同様，圧縮材の座屈を考慮した許容応力度である。

表 2.3.5　耐震安全目標値

レベル	目的	屋根構造	下部構造
レベル１	建築物の機能維持	短期許容応力度以下であること	層間変形角≦1/200 塑性率　≦1.0
レベル２	崩壊からの人命の保護	材料基準強度(F)を 1.1 倍した短期許容応力度以下であること	層間変形角≦1/100 塑性率　≦2.0

屋根部の鉄骨部材については，許容応力度とは別に設計方針が定められている場合が多い。例えば立体トラス構造の場合，上下弦材の細長比の制限，ラチス材の座屈先行防止，座屈長さの取り方および部材の幅厚比に関して，一例として次のような設計方針が取られている。

- *屋根トラスを構成する主要な部材の幅厚比はＦＢランク以上とすることを原則とする*
- *上下弦材の細長比は 70 以下を原則とする。特に大きな部材力の生じる主要トラスの上下弦材についてはλ=50 程度とする*
- *ラチス材には部材設計上充分な余力を考慮し，上下弦材に対してラチス材の座屈が先行しないようにする*
- *各部材の座屈長さは端部の拘束条件を考慮して設定する*

部材の座屈長さについては，節点が剛なノードを有している場合は有効座屈長を，そうでない場合は部材節点間距離を採用しているようである。

２．３．２　動的解析のモデル化と解析

（１）　動的解析モデル

a)　フルモデルと簡易モデル

静的解析用モデルがどちらかといえば設計作業の効率，例えば荷重の組み合わせや断面算定までの一貫性を重視しているのに対し，動的解析は演算効率や，空間構造のもつ３次元的な動的挙動をより正確に表現できることに留意しているといえる。

このため，動的解析モデルは屋根構造，下部構造とも一般に有限要素で３次元的にモデル化される。モデル化は，主要な構造材をすべてモデル化したフルモデルと，そうでない簡易モデルに大別される。

フルモデルは個々の部材を梁材やロッド材などの線材に置換したもので，振動特性を比較的

Hosei University Repository

正確に表現でき，さらに解析により得られた部材応力を直接用いて断面検定に結び付けることができるメリットがある。反面，特に大規模ドームでは膨大な要素数，自由度数となるため，モデル作成の困難さや構造計画段階からの度重なる変更への対応，さらには解析ケースの多さに起因する計算時間の増大や，膨大な出力結果の処理が問題となる。

簡易モデルは，複数の部材を一本の梁材に置換するなどして，より自由度数の少ない振動系に置換するもので，前記のフルモデルに発生するハンドリングの悪さを解消するものとして多用されてきた。しかしながら簡易モデルでは，部材ごとの地震時応力を直接求めることが出来ないため，部材応力を得るためのステップが必ず必要となる。また簡易化により振動特性を損なわない事を確認することが必要である。

実設計では，下部構造，屋根構造それぞれのフルモデル，簡易モデルを適宜組合せて用いられる。このとき，下部構造，上部構造の結合部は，設計で実現しようとしているディテールに基づき，力の伝達を適当に表現できるよう配慮されている。

最近の傾向としては，計算機能力の飛躍的な向上を背景として，大規模なフルモデルでも比較的容易に解析されつつある。

b)　屋根部の解析モデル

屋根部の各部材の断面性能および仕上げ材などの質量が仮定できればフルモデルを作成することが出来る。通常，部材接合部の剛域の影響や，仕上げ材，2 次部材による付加剛性を考慮することはない。これらが固有周期など振動特性に若干の影響を与える可能性も指摘されている [2-27]が，3 章で述べるようにこれまで報告されてきた実規模ドームの振動実験結果 [2-27)2-28)2-29)]から剛性，質量に関しては，実務設計レベルでは主要部材の線材置換で十分と考えられる。

屋根構造の簡易モデルとして代表的な手法に，平行弦トラスを等価な曲げ，せん断，軸剛性を有する線材に置換する事がある（いわゆる「梁置換」，図 2.3.3）。このような置換を行った場合，置換線材で得られた応力を元の部材応力に戻すことが出来る。

ところが，正方形＋菱形の立体格子トラス構造のような場合には，3 次元的に剛性が連成する梁置換が行なえない。このような構造で簡易モデルが必要な場合には，固有振動特性が概ね等しくなるような質点モデルを同定し用いる場合がある [2-33]。この場合，簡易モデルの応力値を設計に用いることはなく，得られた最大加速度分布から地震荷重を設定したり，フルモデルへの入力動を評価するために用いられる。

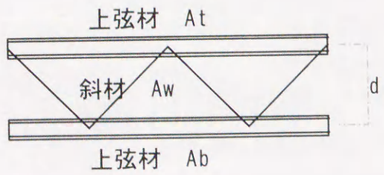


図 2.3.3　平行弦トラスの線材置換の例

等価断面積

$Ae = At + Ab$

等価断面 2 次モーメント

Ie（強軸）$= (At \cdot Ab)d^2 / (At + Ab)$

Ie（弱軸）$= It_y + Ib_y$

等価せん断断面積

$Ase = Aw \cdot E/G \cos^2\theta \sin\theta$

c)　下部構造の解析モデル

空間構造の場合，屋根構造の応答性状は下部構造の増幅特性によって大きな影響を受ける。特に下部構造が 4～6 層からなる場合，下部構造の固有周期は 0.4～0.5 秒程度であり，表 2.3.4 に示した代表的な地震入力に対しては屋根支持部で基礎入力の 2～3 倍以上に増幅される場合がある。このため，多くの設計事例では下部構造を含めた全体モデルで解析されている。

下部構造の解析モデルのうち，フルモデルはレベル 1 地震時に多用される。これは，次項に述べるようにレベル 2 地震時に下部構造の塑性化を許容している場合が多いため，部材レベルでの弾塑性地震応答解析が計算効率から困難な場合が多いことによる。フルモデルの場合，スラブや耐震壁などの面要素については，主として応力の出力の扱いが容易なことから，等価なブレース材に置換される場合が多いが，シェル要素でモデル化した場合もある。

簡易モデルのもっとも顕著な方法として，下部構造全体を一軸の等価な曲げせん断，あるいはせん断質点系モデルに置換する場合がある [2-13) 2-21)など]（「一軸モデル」，図 2.3.4）。このほか，円形スタジアムの立体効果を表現するなどの目的で，やや詳細なモデル化として「多軸モデル」が多用される [2-33) 2-34) など]。これは，円環状の構造物を適当，すなわち，ほぼ振動性状が近いと思われる領域に分割，ブロック化し，ブロック毎に等価な一軸モデルとした上で，各軸を等価な梁および床スラブを表す水平部材で連結したものである（図 2.3.4）。

一軸モデルや多軸モデルの場合，設計用の部材応力を算定するために，地震応答解析で得られた最大応答せん断力を，元のフレームに静的に加力する「せん断力分担解析」を行なう必要がある。

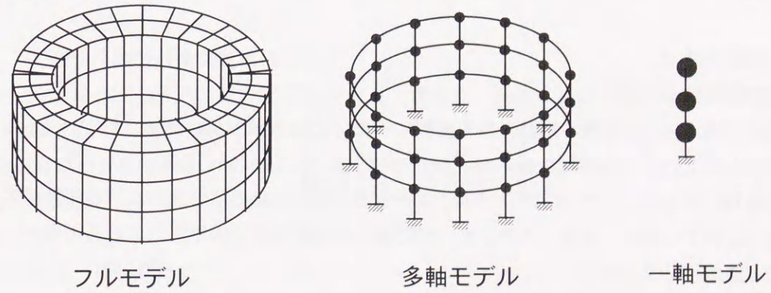


図 2.3.4　下部構造のモデル化

d)　下部構造の復元力特性

下部構造は S 造，RC 造，SRC 造とさまざまであり，架構形式もラーメン構造，ブレース構造，耐震壁などが採用されている。レベル 2 地震時に非線形解析を行なう際，下部構造の復元力特性を適切に定める必要がある。

下部構造を一軸モデルやブロックモデルとする場合，復元力特性は一般には，フレームレベルでの静的増分解析を行ない，得られた荷重－変形曲線をスケルトンカーブに適合させている。

Hosei University Repository

復元力特性としては，S 造における柱や梁の曲げ変形にノーマルトリリニアー型，RC 造や SRC 造の柱，梁材の曲げ変形の特性として修正トリリニアー型（武田モデル），あるいは RC 造壁の復元力特性は原点指向型の復元力特性が用いられる。

また，計算時間の問題はあるものの，下部構造を部材レベルで非線形モデル化し，フルモデルで地震応答解析した例[2-24]もある。

なお，レベル１地震時においても，RC にひび割れが発生する場合には，耐震壁のせん断剛性低下率を考慮した等価剛性を用いて線形解析されている。

近年，下部構造にエネルギー吸収装置としてアンボンドブレースやダンパー，極低降伏点鋼などを用いた制震要素が採用されるケース[2-24]もあり，既往の研究や実験結果に基づいた履歴特性を与える必要がある。

e)　地盤の考慮

地震動は地盤から建物へ入力し，同時に建物に入力した振動エネルギーの一部は地盤に逃げていく（地下逸散減衰）。この効果は地盤が柔らかく，基礎が固いほど大きい。この現象を簡便にモデル化するために，解析モデルの基礎部分に杭や地盤の変形を考慮したスウェイばねやロッキングばねを付加する事が行われる。高層建物や原子力建物などでは格子モデル，有限要素法，境界要素法などを用いた評価法も用いられている[2-39]。

空間構造での地盤との相互作用に関する研究はあまりなされていない。設計事例でも，地盤の相互作用を扱ったものは多くないが，大規模ドームで杭基礎の場合，スウェイばねを用いている例が見られる[2-13)2-21)]。

（２）　解析手法

a)　応答解析法

応答解析に先立ち，構造物の振動特性を把握するために固有値解析が実施されている。解析手法が明示されている実施例は少ないが，修正ギブンス法，Lanczos 法等が用いられている。

地震応答解析法は表 2.3.6 に示すように，モーダル解析法，直接積分法および周波数応答解析に大きく分類する事ができる。このうち，空間構造の実施設計で多用されているのはモーダル解析法と直接積分法である。

表 2.3.6　応答解析法の分類

応答解析法	解析領域	数値解析法
スペクトルモーダル法	線形	SRSS 法，CQC 法
時刻歴モーダル法	線形	Newmark-β 法，Wilson-θ 法など
直接積分法	線形，弾塑性	
周波数応答解析	線形	FFT

時刻歴モーダル解析法は，線形問題を対象とした方法であり，固有値解析が必要であるが，適切なモードを選択し重ねあわせる事により，全体の時刻歴応答が求められる。計算時間が節約できるため，レベル１地震応答解析に主として用いられている。

スペクトルモーダル解析では，入力を応答スペクトルで定義し最大応答値のみ計算し，時間積分を行なわないのでさらに計算時間の節約が可能である。振動特性係数 Rt を加速度応答スペクトルとして静的地震力を求める場合などに用いられている。

モーダル解析の場合，解析に採用するモードの範囲によって解が変動するため，影響あるモードが欠落しないように注意する必要がある。モーダル解析では各次のモード毎の応答を合成して建物全体の応答を推定する。その手法として SRSS（二乗和の平方根）があるが，空間構造では各次の振動数が近接している場合が多く，このような場合それらの連成を考慮できる CQC 法（完全二次結合法）[2-40]も用いられる。

振動方程式を時間領域で直接解く方法を直接積分法といい，線形および非線形の両方の問題に適用されている。例えばレベル２地震時の弾塑性応答解析に用いられる場合が多い。

非線形問題における直接積分法の数値解析法は Newmark-β 法が多く用いられる。パラメータ β は解の安定性もあり 1/4（平均加速度法）が広く使用されているようである。直接積分法では，計算精度を保つために計算時間間隔 Δt を十分小さくする必要がある。時刻歴モーダル解析では 1/50 秒程度であるのに対し，直接積分法では通常 1/100 秒，1/200 秒程度，材料非線形性を含む場合にはさらに短い Δt が用いられている。

b)　減衰定数

構造物の振動解析では各次モードの減衰定数を定め，これに応じた減衰マトリクス[C]を作成する事がよく行なわれる[2-22)]。地震応答解析でよく用いられる減衰マトリクスの作成方法は次の３つである。

①剛性比例型（振動数比例型）

通常一次モードの減衰定数 h_1 を与えて決める。高次の減衰定数は振動数に比例して増加する。

$$[C] = \left(\frac{2 h_1}{\omega_1} \right) [K] \qquad (2.3.3)$$

②レーリー減衰

一次と二次の減衰定数を仮定して次式により定める。

$$[C] = a_0 [K] + a_1 [M] \qquad (2.3.4)$$

③各次の減衰定数を個別に与える

空間構造の設計では，剛性比例型減衰が多用されており，鉄骨屋根では h_1=0.02 としている例が多い。また，異なる構造種別毎に減衰定数を仮定し構造物全体の減衰マトリクスを定める方法[2-41]も採用されている。例えば鉄骨造については h_1=0.02，RC,SRC 造については h_1=0.03 を与えている。また，各次とも h=0.02 一定としている例もある。

Hosei University Repository

減衰定数の設定は耐震設計を行う上で重要であるにもかかわらず，慣用値としてS造2%，RC造，SRC造3%と大変大まかで根拠もあまり明確でない[2-23]。また，空間構造の減衰特性に関するデータも不足している事から，今後適切な減衰の与え方についての研究が必要であると考えられる。

c) 自由度の縮合

大規模空間構造の動的解析モデルは一般的に自由度数が膨大である。そこで，解析自由度を縮合することが比較的一般に行われている。

解析する自由度を u_a 消去する自由度を u_0 とすると，(2.3.5)式の剛性マトリクスを(2.3.6)式のように縮合して書く事ができる。

$$\begin{bmatrix} K_{aa} & K_{a0} \\ K_{a0}{}^{T} & K_{00} \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} u_a \\ u_0 \end{Bmatrix} = \begin{Bmatrix} P_a \\ P_0 \end{Bmatrix} \tag{2.3.5}$$

$$\left[K_{aa} - K_{a0}G_0\right]\{u_a\} = \{P_a\} + \left[G_0\right]^T\{P_0\} \tag{2.3.6}$$

但し

$$\left[G_0\right] = -\left[K_{00}\right]^{-1}\left[K_{a0}\right]^T \tag{2.3.7}$$

質量マトリクスは同様の表示で，次のように縮合して書ける[2-42]。

$$\left[M_{aa} + M_{a0}G_0 + G_0{}^T M_{a0}{}^T + G_0{}^T M_{00}G_0\right] \tag{2.3.8}$$

自由度の縮合には，行列縮小による演算効率の改善が図れるものの，慣性特性を少ない自由度で代表させるため，固有周期が短めに得られ，かつ必要なモードを落とす恐れがあるため，縮合の度合いについて，応答結果などの検証が必要である。

なお，自由度の縮合は，基本的に弾性解析時のみに適用可能である。弾塑性解析においては，解析ステップ毎に剛性マトリクスの縮合と展開を行うことによって対処できるが，計算時間は増大する。

d) サブストラクチャー法（分離解法）

屋根部分の解析モデルは一般に自由度数が多いため，設計変更やさまざまな検討解析のために下部構造を切り離した単独モデルとして解析できれば都合がよい。このため，下部構造モデルの解析で得られた屋根支持部（柱頭）応答波形を，屋根単独モデルの支持部に入力して解析する事が行なわれる。例えば，屋根部分を質量のみの質点とした下部構造一軸モデルを用いたものや[2-13)2-21)]，下部を詳細モデルとし屋根を簡易モデルとした解析による柱頭応答波を用いたもの[2-33)]がある。

鉄骨屋根構造の質量が，下部構造の総質量に比較して十分小さい場合に，サブストラクチャー解析が適用できる。また，下部構造が複雑で屋根支持部への入力が同位相でない恐れがある場合には，多点入力あるいは一体解析とする事が望ましい。

2．4 解析結果の分析と評価方法

a) 固有値解析結果

固有値解析から得られる情報には，固有周期，モード，刺激係数などがあり，構造物の振動特性を大まかに把握することができる。

刺激係数(participation factor)はある次数の振動の全体に対する関与分を表わしている。各振動方向の刺激係数と，振動モードを調べる事で地震応答時に卓越するモードを知る事ができる。また，空間構造の場合，比較的高次に至るまで大きな刺激係数が表れる場合がある。これによりモーダル解析において採用する次数を判断する事ができる。

b) 応答解析結果

応答解析では，加速度，速度，変位，部材応力の最大値や時刻歴が出力されている。このうち最大応答加速度分布については，慣性力(震度)をイメージできるためよく示されているが，各応答点，応答方向ごとの発生時刻を考慮した上で利用すべきであろう。

設計に用いる部材応力については，軸力と曲げ応力の最大値が同時刻に起きるとは限らない。最大値を組合せて部材を決定するのは不経済であることから，時刻歴ごとの断面算定を行なったり，あるモード変位が最大になるなど特定の時刻をいくつか選択した上で断面設計を行なっている。

下部構造では，上記のほか，最大層間変形角や最大塑性率が出力される。よく用いられる数値としてベースシア係数があり，静的地震力との比較が行なわれている。また，レベル2のレベル1に対する応答比率も，下部構造の塑性化の度合いを示すものとして示される場合がある。

c) 特殊な応答解析

上記のほか，以下に示すような空間構造物に固有の特殊な応答解析が必要な場合がある。

①開閉閉式屋根における走行途中の地震時滑り現象の解析

開閉閉走行中に地震が発生した場合，制動ブレーキ力を上回る外力が作用した場合の屋根の滑動状態を，滑りを考慮した非線形解析で検討している。

②大規模ドームの大型懸垂物の応答解析[2-25)2-26)]

屋根より吊り下げられたリング状の天井が，地震時に上下方向に振動することを応答解析により確認し，防振措置を行なっている。

③位相差入力

空間構造は，一般建築物に比べ平面規模が大きいため，離れた地点間で地震動の位相のずれが問題となる場合がある。しかしながら観測例が少なく，オーソライズされていないのが現状である[2-26)]。

Hosei University Repository

d)　終局耐力の検討

空間構造の実施設計において，地震時の終局耐力を動的に確認する事は現状として行われていない。空間構造の限界状態に関しては，いくつかの研究が行なわれている[2-44)2-45)]ものの，一般の構造物とは異なり，解析自由度の多さや幾何学的非線形性の効果から，現在，実用的な評価方法が不十分である。性能設計における耐震性能評価の観点からも今後の研究の成果が待たれる。

一方，静的な荷重，例えば固定荷重や積雪荷重に対する全体座屈安全性を確認する事は比較的一般に行われている。

これらは多くの場合，弾性座屈固有値解析法を用いて行われているが，地震荷重に対しては，荷重を固定荷重＋地震荷重分布とした場合の座屈荷重係数を算定する場合がある[2-15)]。

また，増分解析を用い，弾塑性幾何学的非線形解析により終局荷重の確認を行なっている例[2-13)]，さらには，レベル２地震時の部材応力に対する部材の座屈耐力との比較を行なう事によって終局荷重の確認とする方法も考えられている。

e)　実構造物による再評価

要求された耐震安全性能を確保するためには，設計時に仮定した諸量（剛性や減衰性能など）の精度を確認できることが望ましい。このためには，実際のスケールの接合部や仕上げ材を持つ，建設後の構造物を対象とした振動実験や地震観測による再評価は極めて有効と考えられる。このような振動実験[2-27)2-28)2-29)]，地震観測[2-30)]がいくつか行なわれているが，振動実験結果によると，剛性については設計時と比較的対応しているが，減衰定数については比較的変動が大きい。これに関しては次の章で詳細に検討する。

一般構造とは異なり，空間構造に関してはこのような振動実験データが未だ充分とは言い難い。今後，データの蓄積と，総合的な分析，研究が必要と考えられる。

さらに，振動実験だけではなく，空間構造の地震時終局耐力評価やDs値評価のためには，実接合部の耐力実験や，部材の劣化特性に関するデータの蓄積も重要であろう。

２．５　まとめ

２章では，最近建設された空間構造の耐震設計手法の現状について述べた。空間構造に要求される耐震性能は，近年ますます高度になってきている。これは空間構造の多目的化や公共性，経済性の要求が背景となっている。

我が国では，建築基準法に基づく技術基準の性能規定の導入などを内容とする改正が，2000年６月に施行された。一方，新しいアイデアに基づく構造形式も次々と出現している。空間構造の形態や構造形式は一般構造物に比べ非常に多様であり，耐震設計手法もこれに応じてさまざまに変わってくる。耐震設計の考え方は多くの場合，構造設計者に全面的に判断が委ねられている。しかし，多くの空間構造では従来通り，いわゆる許容応力設計に基づき，建築主事の確認により建設され，今後もこの状況は当面変わらないと考えられる。

日本の耐震規定が建築物の大多数を占める一般構造物，「重層構造」中心に考えられていることは言を待たないが，空間構造の耐震設計上のハードルは以下の項目が考えられる。

・許容応力度計算における静的地震荷重の分布や上下動の設定の困難さ。
・耐震性能における保有水平耐力（耐震性能）の評価の困難さ
・実務としてのコスト，工期から考えた地震応答解析の難しさ

現状の空間構造について耐震安全性評価のクライテリアは，屋根構造については「ほぼ,弾性域内」と弾性挙動のみ許容しているのが現状である。一方，下部構造については復元力特性を設定し，変形能力を期待している。これは，屋根構造の地震時終局耐力を評価することが困難で，屋根の塑性化には不明確な危険性が伴うからである。空間構造の耐震性能に対して「どのくらいの地震でどのように壊れるか」という問いに対してなかなか答えられない現状が，実務設計の現場では現在も続いている。

それでは，屋根部分に充分な減衰性能を与えられるかと言う点については，慣用値としてS造2%，と大変大まかで根拠もあまり明確でない。

空間構造の耐震性能を明確に示すためには，今後，損傷を集中して受け持つような制震デバイスや，入力を遮断する免震構造の適用が重要であることが示唆された。

Hosei University Repository

2 章に関する参考文献

2-1) 川口健一：阪神大震災と空間構造の被害－被害の概要，第５回「シェル・空間構造」セミナー資料，pp1～7，日本建築学会，1996．11

2-2) 日本建築学会，「建築物荷重指針・同解説」，1993 年，pp.401～404

2-3) 岡本隆之祐，早野裕次郎，西川薫，細澤治，島平高平；開閉屋根を持つ膜屋根構造物の開発，鋼構造年次論文報告集，第３巻，pp261～268，1995.11

2-4) 川口　衞；サンドーム福井の構造設計と施工（１），鉄鋼技術 1995 年２月号，pp20～26，1995.2

2-5) 桶村秀人，石川浩一郎，加藤史郎；積雪荷重を想定した偏分布質量のある二層立体ラチスドームの耐震性能　その 1．水平，上下地震動を受ける場合の検討，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東），1997 年，B-1 分冊，pp.965～967，1997.9

2-6) 亀井忠夫，須田泰典，小堀徹，原田公明；さいたまアリーナ（仮称），ビルディングレター97'.3，pp.１～9，1997.3

2-7) アトリエ･ファイ建築研究所他：札幌ドーム（仮称）建築計画・構造計画・設備計画・防災計画，施工，1998．7，pp,98～120

2-8) 建築物の構造規定－建築基準法施行令第３章の解説と運用－1997 年度版，日本建築センター，pp.266,267，1997.12

2-9) 今井克彦：システムトラスの荷重評価と境界部の設計，建築技術 No.554，1996.5，pp.208～216

2-10) 加藤史郎，植木隆司：単層ラチスドームの静的耐震設計，第５回「シェル・空間構造」セミナー資料，pp.63～72，日本建築学会，1996．11

2-11) 加藤史郎，植木隆司，向山洋一：骨組系構造の静的地震荷重の仮定法法に関する一考察，平成 10 年度京都防災研究所共同研究集会（空間構造の耐震性能・評価をどう進めるか？）論文集，pp.103，1998.10

2-12) 原克己，近藤実，安立俊夫，久保嘉彦：大阪ドーム－鉄骨ラメラトラス構造，鉄鋼技術，1996.8，pp.58

2-13) 佐橋睦雄，瓜生邦光：ナゴヤドームにおける屋根構造の設計と施工，鉄鋼技術，1996.6，pp.59

2-14) 高層建築物構造評定委員会：高層建築物の動的解析用地震動について，ビルディングレター，1986.6，pp.49～50（1996.3，pp.52～53 に再録）

2-15) 原克己：大阪ドームの構造設計について，ＧＢＲＣ，No.77，pp.21～30，1995.1

2-16) 近藤一雄：八幡屋公園プール－二重ケーブルネット膜構造屋根－，ビルディングレター，1994.12，pp.21～30

2-17) 建築物荷重指針・同解説，日本建築学会，1993

2-18) 性能型構造設計法のあり方と性能評価尺度，日本建築学会，1998.3

2-19) 開閉式屋根構造設計指針・同解説および設計資料集，日本建築学会，1993.1

2-20) 大崎順彦：新・地震動のスペクトル解析入門，鹿島出版会

2-21) 松村映一，平沢仁正：福岡ドーム，ビルディングレター，1991.6，pp.36～45

2-22) 柴田明徳：最新耐震構造解析，森北出版㈱，1981.6，pp.71

2-23) 田村幸男：減衰定数の設定，建築雑誌／Vol.110,No.1372,1995.5,pp42～43

2-24) 柴田育秀：豊田市スタジアム，ビルディングレター，1999.2，pp.19～29

2-25) 向井久夫，原克己，奥出久人：大規模ドーム内の空間可変装置の設計（その 1　スーパーリングシステムの概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，1997 年，B-1 分冊，p.1051

2-26) 深尾康三：ドームの荷重計画，建築技術 No.574，1997.12，pp.120～129

2-27) Ikuo Tatemichi，Tatsuo Hatato ,Yoshimichi Anma ,Satoshi Fujiwara：Vibration Tests on a Full-size Suspen-dome Structure，International Journal of Space Structures Vol.12 No.3，pp.217～224，1998

2-28) 安間由倫，立道郁生，藤原　智，藤岡敏男，嶋登志夫，八木敏行，田中宏幸：低ライズ複層ラチスドームの振動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，1999 年

2-29) 細澤治，高木政美：ドーム屋根の減衰，平成 10 年度京都防災研究所共同研究集会（空間構造の耐震性能・評価をどう進めるか？）論文集，pp.91～100，1998.10

2-30) 岡村潔・犬飼伴幸・小野徹郎・木村衛・曽我裕・趙衍剛：単層ラチスドームの力学性状に関する長期観測（その２）ナゴヤドームの地震観測（1997.3.16 愛知県東部地震），日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），1998 年，B-1 分冊，pp. 971

2-31) 川口健一，古川立子：大スパン構造物内部の大型懸垂物の動的挙動に関する研究，平成 10 年度京都防災研究所共同研究集会（空間構造の耐震性能･評価をどう進めるか？）論文集，pp.35～46，1998.10

2-32) 高崎芳夫，本間俊雄，村山秀幸，寺岡勝，三浦啓江，小林浩司，吉野広一：地図情報システム（GIS）を用いた耐震設計用模擬地震動の評価支援システム，日本建築学会大会学術講演梗概集，　1997 年，A-2 分冊，p.425

2-33) 立道郁生：空間構造の耐震設計と設計例，4.3.5 節北九州メディアドーム，日本建築学会，　2000 年１月

2-34) 丹野吉雄：福岡ドーム～構造と技術～，空間構造第１巻，坪井善勝記念講演会実行委員会編，1993.5

2-35) 活断層研究会編：新編日本の活断層，東京大学出版会，1991

2-36) 宇佐美龍夫：新編日本被害地震総覧，東京大学出版会，1987

2-37) 気象庁：地震月報，日本気象協会

2-38) 38) 斉藤公男，黒木二三夫，中島肇：立体トラス構造におけるアレンジメント，カラム No.84，pp14～18，1982

2-39) 入門・建物と地盤との動的相互作用，日本建築学会，pp.228～235，1996.4

Hosei University Repository

2-40) 原子力発電所耐震設計技術指針 JEAG4601-1987，社団法人日本電気協会，電気技術基準調査委員会，pp.347，1987
2-41) 加藤史郎，中澤祥二，嶺岸孝志，打越瑞昌：減衰マトリクスの仮定法が大スパンドームの地震応答性状に与える影響について－レーリー減衰と剛性比例減衰に関する比較・検討－構造工学論文集, Vol.45B, pp.159-171, 1999.3
2-42) 有限要素法解析プログラム MSC/NASTRAN 使用説明書 IBM-DC(09/01/83), 日本 IBM, pp.2.37，1983
2-43) 加藤史郎，中澤祥二，打越瑞昌，大杉文哉，向山洋一：入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状　免震層の降伏せん断力係数の影響について，日本建築学会構造系論文集, No.518, pp.57-64, 1999.4
2-44) 村田賢，加藤史郎，八谷達樹，新帯晃聖:地震動を受ける単層ラチスドームの動座屈　その１大次元自由度を有するスペースフレームの解析手法について，日本建築学会大会学術講演梗概集，1998 年，B-1 分冊，p.363
2-45) 加藤史郎，庄村昌明，向山洋一：水平動と鉛直地震動を受ける大スパン単層ラチスドームの応答性状と崩壊加速度に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.477, pp.87-96, 1995.11

第３章

空間構造の地震時挙動の実際

Hosei University Repository

第３章　空間構造の地震時挙動の実際

３．１　地震時挙動の把握の必要性と現状

空間構造物の耐震性に関する研究は，主として地震応答解析など解析的な研究を中心として従来から行なわれているが，振動実験や振動計測，地震観測に基づく研究は建設された空間構造物の数に比較して多いとはいえない。一般構造物と異なり強震観測システムが備えられている空間構造が数少ない事からもこのことが理解できる。

これは，2.1 に述べたように空間構造の地震被害が少なく，設計者および発注者共に必要性が認識されにくいためと思われる。しかしながら，空間構造に要求された耐震性能を確保するためには，設計時に仮定した諸量（剛性や減衰性能など）の精度を担保することが必要である。さらに，今後，空間構造の地震時応答制御（免震化や制振化）を実現するためには，現在ある空間構造物の地震時挙動の実際（特に減衰性能）を確認することが基本となる。

従って，実際のスケールの接合部や仕上げ材を持つ実規模ドームを対象とした振動実験や振動計測データによる再評価が極めて有効と考えられる。

現在までに，空間構造物では各種の構造形式や規模を対象とした振動実験，振動計測が後述するように筆者らの研究を含めていくつか行われている。

しかしながら，これらの結果を相関的に述べた研究はない。ここでは，まず著者らが行なったいくつかの振動実験，振動測定，地震応答解析の内容と結果を示し，さらに他の研究者による実験・測定結果と比較することにより空間構造の地震時挙動の実際について検討を行なう。

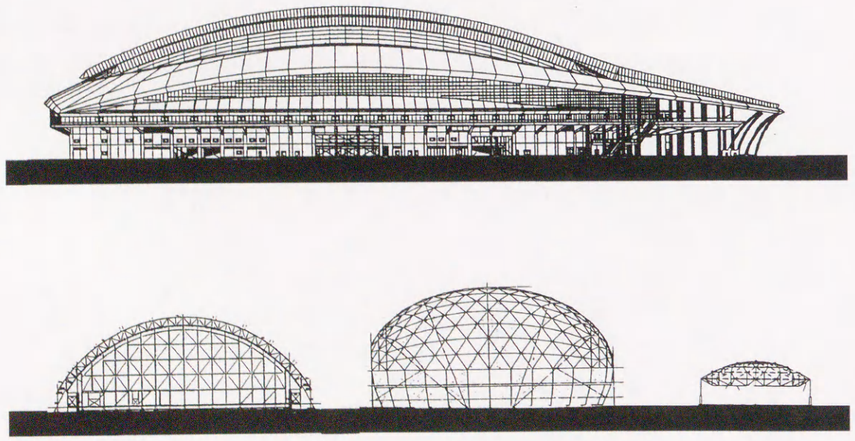


図 3.1.1　本研究で振動計測を実施した空間構造の大きさ比較

図 3.1.1 に本研究で計測を行なった空間構造の概略の大きさを比較して示した。これらのスパンをみると，最小のもので直径 35m，最大のもので長径 208m，短径 145m とかなり異なっている。また屋根仕上げについては金属屋根の場合や膜仕上げのものが含まれている。さらに，荷重条件では多雪区域の積雪荷重が厳しい場合も含まれている。従って，空間構造の動的挙動を考える時，単一の構造物の振動計測結果はごく限られた事例に過ぎない。空間構造に共通する振動特性を見出し，またそれぞれのケースに依存する特性を区別して検討することが重要と考えられる。

ここでは，計測を実施した空間構造を表 3.1.1 に示すように，便宜的にスパンで分類した。

表 3.1.1　計測を実施した空間構造

	名称	スパン	建設地
小規模空間構造	光が丘ドーム	35m	東京都
中規模空間構造	「総合運動公園」屋内グラウンド	84m	富山県
	恐竜ホール	55m	福井県
大規模空間構造	北九州メディアドーム	長径 208m，短径 145m	北九州市

Hosei University Repository

3．2　小規模空間構造の振動計測

スパン 35m の実構造物を対象として行なった振動実験の実施と結果について示す[3-9) 3-33) 3-35)]。対象としたドームはテンセグリック・システムにより補剛された薄肉ドーム「サスペン・ドーム」システム[3-30) 3-31) 3-32) 3-34)]を用いている。ここでは小規模な薄肉球殻ドームと，これをテンション材で補剛した場合の振動特性の相違について調べた。また，振動実験に先立ち，テンセグリック・システムの座屈耐力などに対する補剛効果を明らかにしておくため，いくつかの静的実験を行なった結果についても合わせて示す。

3．2．1　サスペン・ドームについて

薄肉ドームが持つ力学的有利さを引き出して，軽くて強い構造物を造りだそうとする試みは，鉄骨トラスドームを初めとして古くから行われている。また，近年では大規模なドーム構造物の建設が試みられているが，膜応力場としての薄肉ドームの有効性は，ドームの安定性能の確保や，境界構造の健全性の確保にあり，特に，境界構造に対する負担の減少にかかっているといってよい。

この問題に対する古典的な解決策として，高ライズ化により境界構造に対するスラストを低減する方法がある。また，鉄骨トラスの複層化により曲げ剛性を付加する方法は，アストロドーム(1965 年)など多く試みられてきた。複層トラスドームは比較的高い安定性能が得られるものの，鉄骨重量が大で外周境界リングには大きな引張力が生じるなど，軽量化の観点から現在でも改良が望まれている。

他の解決方法として空気膜構造やケーブルドームなどのテンション構造の利用がある。ケーブルドームはテンセグリック・システムとしての利点はあるものの，一般に応力の伝達経路が長くフレキシブルな構造であるため，安定化のために大きなプレストレスが必要であり，ケーブル以外の構造要素に及ぼす影響が大である。特にドーム外周境界リングは著しく大きな圧縮力が生ずるため，建設コストに大きな負担となっている。

これらの観点から，薄肉ドームの安定性能の確保や境界構造の負担の軽減に対する新たな解決策として，単層トラスドームをテンセグリック・システムにより補剛した構造システム，「サスペン・ドーム」を提案した（図 3.2.1）。

本構造システムの特徴は，テンセグリック・システムの合成による応力と変形の制御にあり，外周リングに生ずる応力を軽減させると共に，ケーブルドームのような過度のフレキシビリティを回避し，さらに単層トラスドームの座屈耐力の増大が期待でき，単層トラスドームでは従来困難であった大スパン低ライズドームの建設を，安全で経済的に行うことができることである。

サスペン・ドーム構造は単層トラスドーム部と束材（ストラット）及びケーブル部から構成される（図 3.2.2）。単層トラスドーム部に吊り下げられるストラットには，放射方向にのびるケーブル（放射ケーブル）とリング状に閉じるケーブル（フープケーブル）が緊結されている。これらのケーブルに適度なプレストレスを導入することによってドーム全体のスラストが軽減し，単層ドーム部材の応力が著しく減少する。さらに，積雪等の付加荷重に対してもケーブルには付加張力が有効に発生し，部材応力や変位の増加を低減することができることが期待できる。

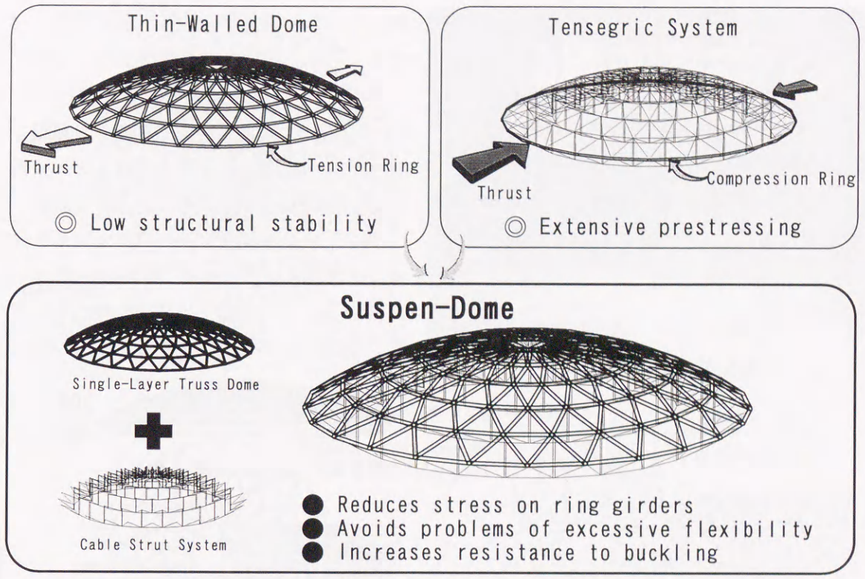


図 3.2.1　テンセグリック・システムにより補剛された薄肉ドームシステム

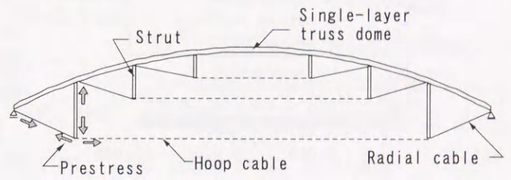


図 3.2.2　サスペン・ドームシステム

3．2．3　線形解析による構造特性

ここでは直径 200mのドームの試設計を例にその構造特性を示す（図 3.2.3）。単層トラスドーム部は球形でライズ／スパン比 0.15，屋根仕上げは金属板程度としている。ドームの境界条件は，放射方向フリー，円周方向ピン支持としている。ケーブルのプレストレスは長期鉛直荷重時に外周境界リングの軸力が最小（当然，放射方向の変位も最小）となることを目標に設定している。

長期鉛直荷重（表面積当たり 1.47kN/m²）に対する線形解析結果を以下に示す。参考のため，単層トラスドーム（提案ドームからテンセグリック・システムを除去したものを指す）の結果もあわせて示す。

図 3.2.4 は外周境界リングを含む円周方向のトラス材の軸力を示すが，単層トラスドームの外周境界リングの大きなテンション（約 11MN）に比して，提案構造ではこれをキャンセルす

Hosei University Repository

ることが可能であり，プレストレス無しの場合でもケーブル系には付加張力が生じ，本試算ではこのリング張力を 1/3 程度に軽減できることが確かめられた。また，図 3.2.5 に示すように，単層トラスドーム部の放射方向トラス部材の軸力も最外周部では半減している。

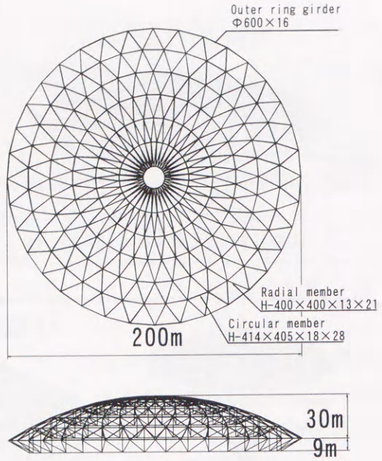


図 3.2.3　200m試設計モデル

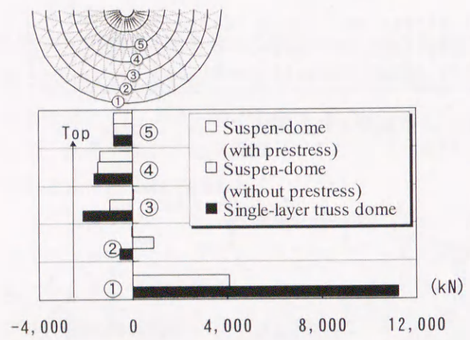


図 3.2.4　円周材の軸力低減効果

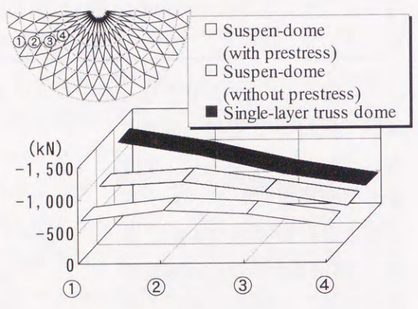


図 3.2.5　放射材の軸力低減効果

3．2．4　模型実験による座屈安定性能

（1）実験の目的

ここでは提案ドームの座屈安定性能，座屈モードを原理模型を用いた載荷実験により確認する。

（2）試験体模型概要

試験体は球形ドームとし，単層トラスドーム部のスパンは 3.0m，ライズは 0.45m（ライズ／スパン比 0.15）としている。試験体の質量は約 250kg である。写真 3.2.1 に試験体の概要を示す。

図 3.2.6 に示すように，単層トラス部材およびストラットには真鍮パイプ（φ12× 3），外周境界リングには真鍮製丸棒（φ14）を使用している。図 3.2.7 に示すように，各トラス部材は軟鋼製の接合ネジ（M8）を介して外周を球面加工されたノード（節点）に緊結している。ド

ームの支承部には放射方向ローラー，円周方向ピンの支持条件を考慮し，フラットローラーを採用している。

試験体は提案ドーム２体および単層トラスドーム１体とした。各試験体の組立精度（初期不整）は，頂部高さおよび節点間距離とも完全形の１％以内に収まっている。

また，試験体に使用している各材料の軸方向弾性係数（平均値）は，真鍮材で 1.00×10^5MPa，軟鋼で 2.10×10^5MPa であ

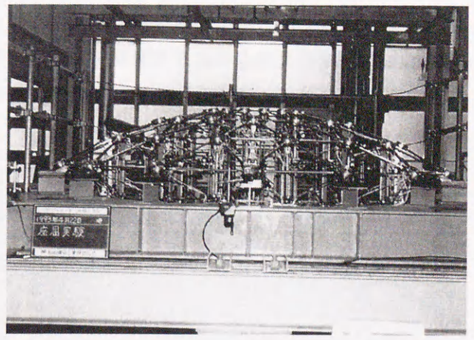


写真 3.2.1　試験体全景

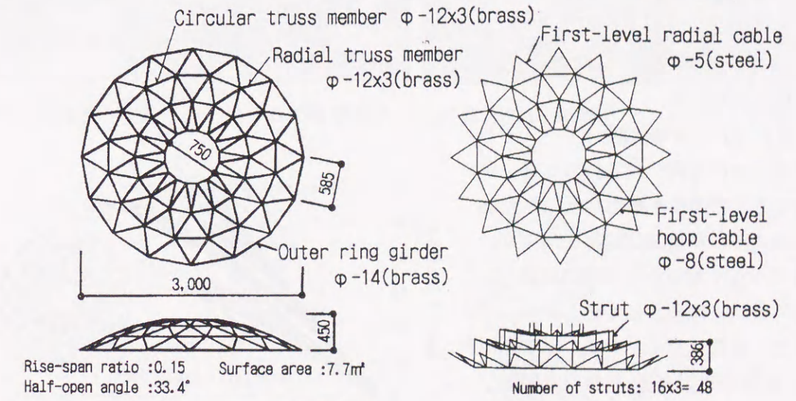


図 3.2.6　試験体形状および使用部材

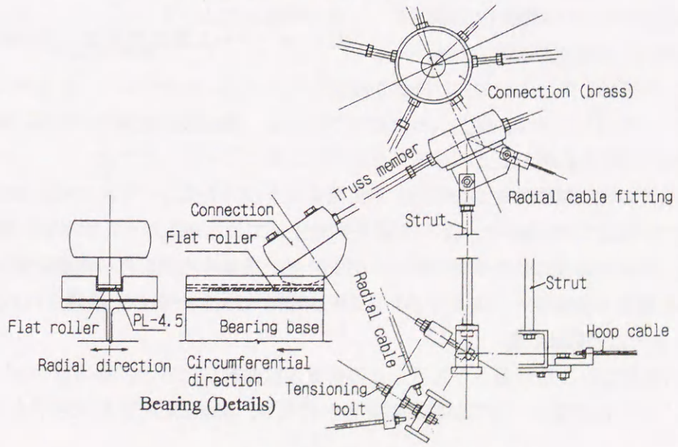


図 3.2.7　試験体接合部詳細

Hosei University Repository

る。なお，同時に行った接合部の単純曲げ試験より，約 1.5kN·cm を超えると M8 ネジ部の曲げ降伏が卓越することが確かめられている。

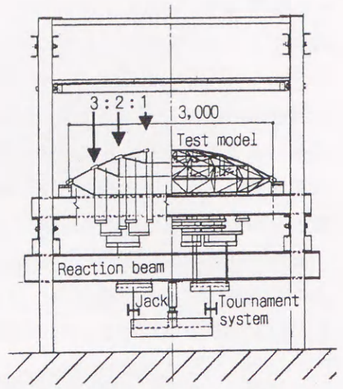


図 3.2.8　載荷方法概要

（3）載荷および測定方法

載荷はオイルジャッキによる荷重制御とし，トーナメント方式により，支配面積に比例するように各節点に分配している。

節点変位および支承部の放射方向変位はワイヤーを介して，摺動式変位計（感度 1/100mm）により，また，各部材の軸ひずみをひずみゲージにより各載荷ステップ毎に計測している。

（4）模型実験結果

a.　提案ドームの破壊状態

弾性範囲での載荷実験を行った後，破壊に達するまで荷重を漸増した。図 3.2.9 に頂部節点群の荷重変位曲線を示すが，総荷重が 50kN 付近から頂部の圧縮リングが面外方向に鞍型上に変化し始め，その後突然，破壊に至っている。二つの試験体の破壊荷重はそれぞれ 93.2kN，108.9kN であった。

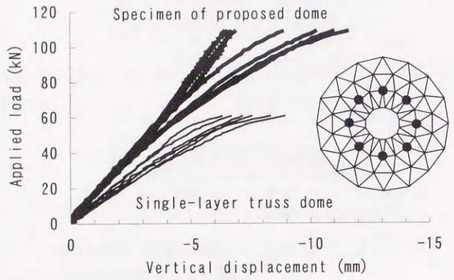


図 3.2.9　ドーム節点の荷重－変形曲線

破壊後の観察によると，写真 3.2.2 に示すように，全周の約 1/4 の領域で外周から 1 つ内側に入った節点の大きな回転変形と，放射方向部材の接合ネジの曲げ降伏が確認されている。図 3.2.10 に，破壊後の鉛直変位分布を示すが，外周から 2 つ内側に入った節点が陥没し，除荷後の計測によれば，最大変位は 36.2mm および 38.0mm となっている。

この実験からだけでは精査はできないが，最外周のケーブルとストラットには，載荷と共に大きな付加張力が発生し，単層トラスドーム部を突き上げているが，ケーブルの角度の関係上，内側の部分のこれらの効果による突き上げが小さいため，荷重の増加に伴い内側の節点変位が進展し，頂部の鞍型の変位モードとの干渉により，片側が陥没したものと推測される。

b. 単層トラスドームの破壊状態

図 3.2.9 に合わせて示した単層トラスドームの荷重変位曲線によると，総荷重 30kN 近傍からサスペン・ドームと同様に，頂部が鞍型の変形が発生し，60.8kN で座屈破壊が生じた。この座屈は瞬間的に起き，その際，支承部が急激に回転し，フラットローラーは外側に跳ね出している。また，陥没部近傍の接合ネジおよび放射方向材は面外下方に大きく曲げ降伏しているのが確認されている。実験後に計測した鉛直変位分布を図 3.2.11 に示すが，陥没範囲は，提案ドームよりも外側となっており，最大変位も 157.0mm と極めて大きい値が計測されている。

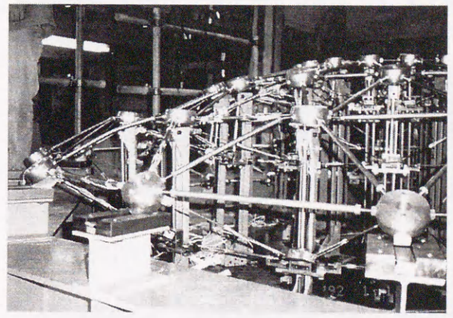


写真 3.2.2　サスペン・ドームの破壊性状

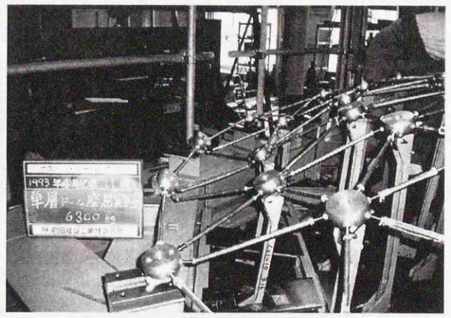


写真 3.2.3　単層トラスドームの破壊性状

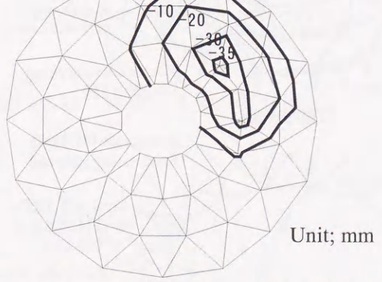


図 3.2.10　サスペン・ドームの破壊後の鉛直変位分布

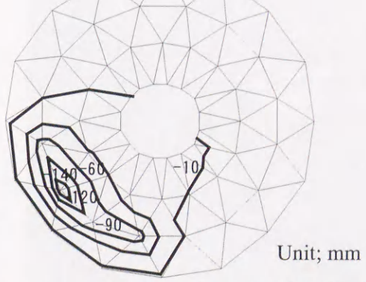


図 3.2.11　単層トラスドームの破壊後の鉛直変位分布

c. サスペン・ドームの安定性能

サスペン・ドームでは，ケーブル系の補剛効果により，トラス軸力の増加が少ないため，座屈荷重が単層トラスドームを上回ったことは明らかである。本実験の結果では，サスペン・ドームの耐力は単層トラスドームの 1.5～1.8 倍程度あることが確認された。

また，破壊箇所は，単層トラスドームではドーム裾部であったが，サスペン・ドームでは最外周のテンセグリック・システムの補剛効果により，ドーム中央部側にシフトする特徴が明らかになった。

Hosei University Repository

3．2．5　実大建物による振動実験

（1）　実大建物の構造概要

対象とする建物は，サスペン・ドームシステムを採用した屋内体育施設「光が丘ドーム」で，1994 年３月に竣工している（写真 3.2.4）。屋根架構は図 3.2.12 に示すようにH型鋼を主材とするスパン 35mの単層トラスドームである。これを最外周部のみにテンセグリック・システム（ケーブルおよびストラット）により補剛したもので，地上最高高さ 14 m，屋根部の総質量約 130ton である。この構造では放射ケーブルとしてPC鋼棒を使用している。また，ドームはV字状の鉄骨柱（柱頭・柱脚とも放射方向ピン）で支持し，提案ドームの拘束条件（放射方向ローラー）を確保している。その他，主な屋根諸元としては，鋼板仕上げ，中央部天窓（ガラス）の採用などである。



写真 3.2.4　光が丘ドーム外観

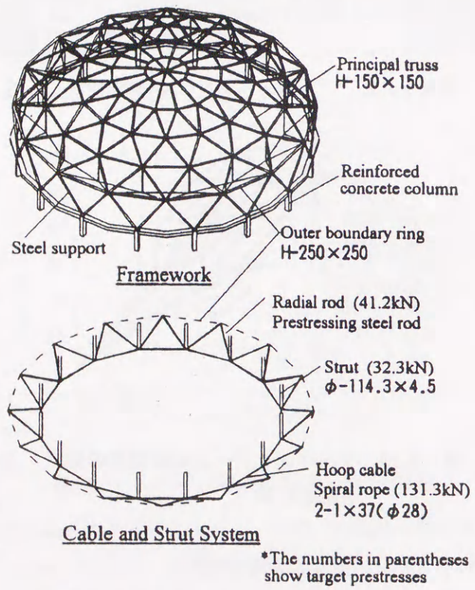


図 3.2.12　実大建物の使用部材

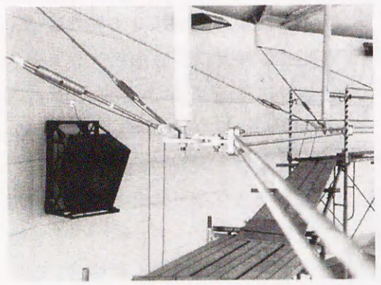


写真 3.2.5　テンセグリックシステム部分

（2）実大建物の静的載荷実験

短期積雪荷重を想定した静的載荷実験を行い，荷重伝達のメカニズムとして重要な積雪等の付加荷重下における，トラス材とケーブルの増分応力のバランス，および設計時に評価したドームの鉛直剛性などの構造特性が確保されていることを確認する。

a.載荷および計測方法

載荷システム概念図を図 3.2.13 に示す。載荷は写真 3.2.6 に示すように鋼製治具を利用して

床（土間コンクリート）に反力をとり，床面の地上部滑車と，ドームのトラス接合部に取り付けた吊り滑車にワイヤーロープを交互に通し，ロープが半周する位置で，チルホールジャッキ（4 台×2 周）を用いて引き込む方法を採用した。また，載荷荷重の管理は，図 3.2.14 に示すワイヤーロープ中間又は地上部の滑車下に組み込んだロードセルによって行った。最大載荷荷重は，短期設計用の積雪荷重 60kg／m²（最深積雪量 30cm）を採用し，載荷点となるトラス接合部にその支配面積から算定した集中荷重として載荷した。載荷位置は最外周より２周目，３周目の接合部位置とし，載荷は全面載荷と半面載荷（積雪の偏在を考慮）の２ケースとした。全面載荷時の総載荷荷重は 49.6ton である。

ドームのトラス接合部の変位は,測定中の温度変化の影響を考慮して，インバー線（線膨脹係数が鉄の約 1/10）で変位計測点となるトラス接合部と，地上部に設置した変位計とをウェイトを介して接続し,鉛直変位のみ計測を行った。各部材軸応力は部材に貼付した歪ゲージにより計測した。

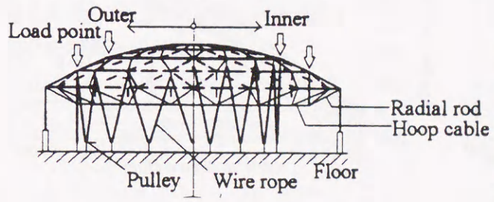


図 3.2.13　載荷システム概念図

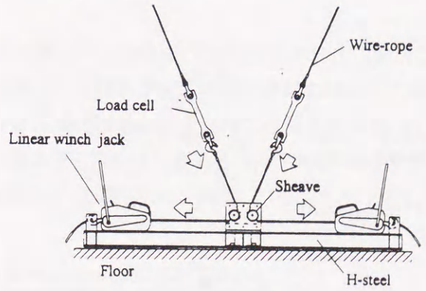


図 3.2.14　載荷システム

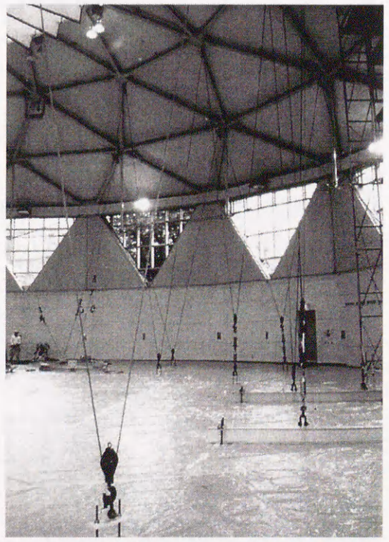


写真 3.2.6　載荷治具の様子

b.　実験結果

・全面載荷実験

放射ロッドの軸応力，最外周より２周目のトラス接合部の鉛直変位を実験値と解析値で比較して図 3.2.15～図 3.2.16 に示す。解析は，部材を線材に置換し有限要素法を用いた静的弾性解析（解析コード MSC/NASTRAN）を行った。放射ロッドにおける最大載荷時の増分張力のば

Hosei University Repository

らつきは小さく，載荷時には付加張力が均等に働いてトラス部材の軸応力の増加を低減していることがわかった。

各部材の軸応力，鉛直変位ともに解析値とよく対応しているが，図 3.2.16 の荷重－変位関係からも明らかなように，実験によるドームの鉛直剛性は解析値を若干上回っている。この要因として，鉄骨柱以外の間柱・胴縁および外壁の仕上げ材等の付加剛性の影響により，仮定した境界条件と若干異なっていることや，単層トラスドーム部分の小梁・母屋等の２次部材の付加剛性の影響等が考えられる。

なお，図中に見られる残留応力，変位は大荷重を短時間に載荷したことによるドームの仕上げ材および２次部材のすべり抵抗によるものが考えられる。

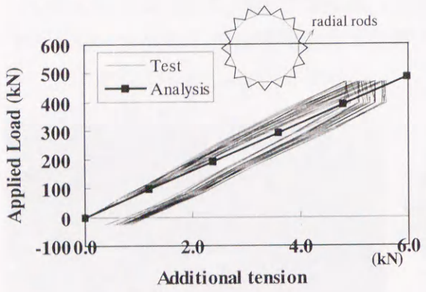


図 3.2.15　載荷荷重－放射材付加軸力

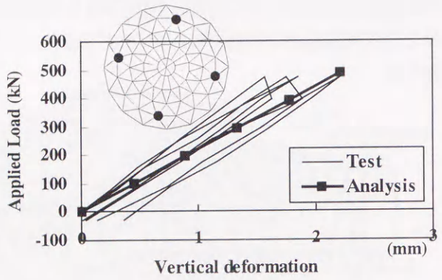


図 3.2.16　載荷荷重－鉛直変位関係

・半面載荷実験

第１放射材および放射ロッドの最大荷重時での軸応力分布の実験値と解析値との比較を図 3.2.17，図 3.2.18 に示す。半面載荷時には，放射トラス材では載荷側の荷重を非載荷側に伝達するため，隣り合う部材間で軸応力の変動が生じ，載荷境界付近で最も大きな軸応力差となる荷重伝達のメカニズムが確認されているが，実験でも計測点が 4 点と少ないものの，その傾向はよく現れている。また，放射ロッドは，写真 3.2.5 に示すように，両端ピンで回転自在の機構

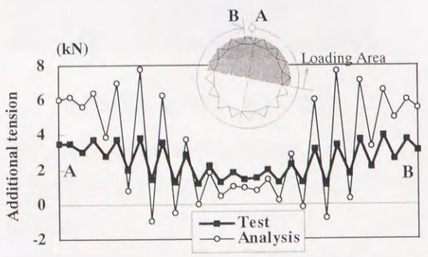


図 3.2.17　半面載荷時の放射ロッド軸力分布

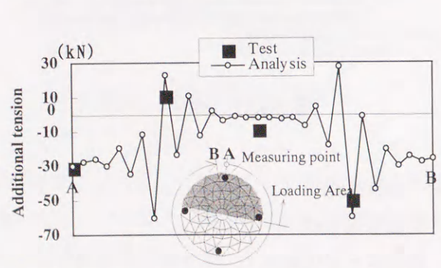


図 3.2.18　半面載荷時の最外周放射材の軸力分布

を有するリングジョイントを介して接続しており，直接接続した場合の解析値と比較して増分張力のばらつきは予想通り小さい範囲に収まっている。また，半面載荷時において，ケーブル張力にゆるみは生じておらず，サスペン・ドームの偏荷重時における安定性能についても確認できた。

（３）　振動実験の概要

図 3.2.19 に示すように，電磁式振動加振機（ｻﾝｴｽ　APS‐113）２台，加速度計（共和電業 AS-2GA）16 台を屋根トラス下面に設置した。写真 3.2.7 に加振機と加速度計の設置状況を示す。この２台の加振機を同位相と逆位相に振動させ，軸対称と非軸対称モードの励起を可能とした。加振機１台につき重りの質量は 18.2kg である。なお，加振方向，加速度測定の方向ともに鉛直のみとした。

本振動実験では，一旦ケーブルのプレストレスを解放することによって単層トラスドーム構造を実現させ，テンション材を緊張したサスペン・ドームとの振動特性の相違を調べた。実験項目の概要を以下に示す。

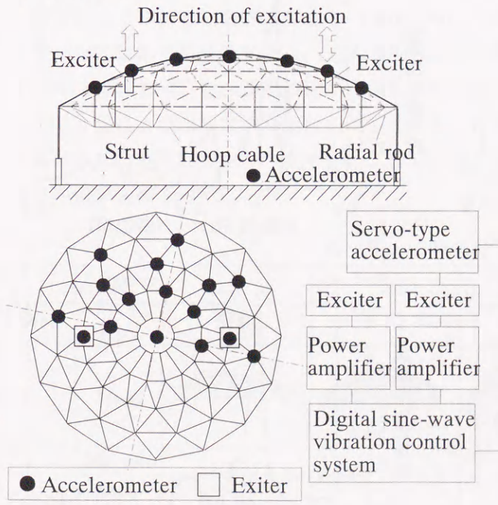


図 3.2.19　振動計測システム

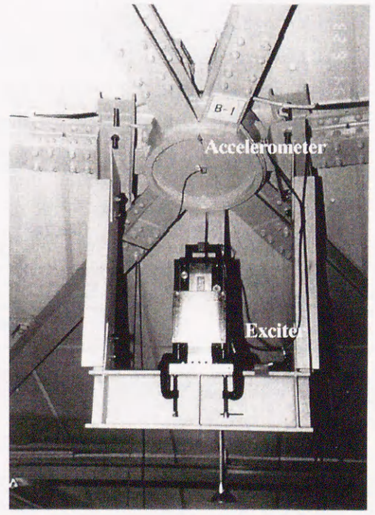


写真 3.2.7　起振機および加速度計

①定常加振実験

定常加振実験では，以下に示す２つの目的がある。

・固有振動数，振動モードの同定

・周波数応答関数（測定点加速度／加振力）から，$1/\sqrt{2}$ 法により減衰定数を推定する

まず，共振振動数の概略を把握するため，同位相と逆位相の２ケースについて，5Hz から 20Hz を往復 20 分かけてスイープ加振し，サンプリング間隔を 0.02 秒として測定した。次に，

Hosei University Repository

応答倍率のピークと考えられる近傍で詳細（最小 0.02Hz 刻み）に定常加振した。

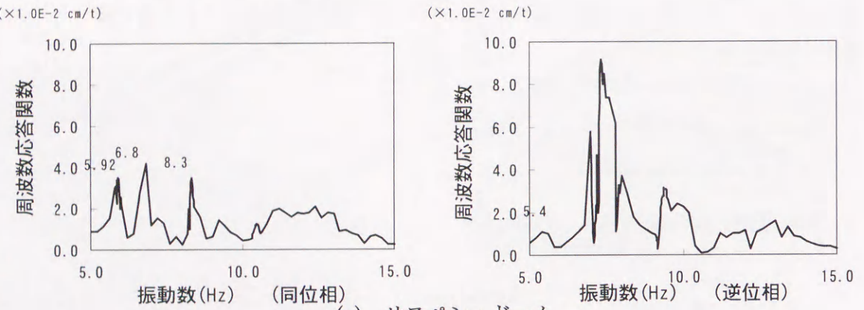
②自由振動実験

自由振動実験の目的は，自由振動波形の包絡線を指数近似し，減衰定数を同定することである。自由振動の発生方法は，加振機の急停止により行った。自由振動させる振動数は，定常加振実験で得られた卓越振動数で行った。測定時間 10 秒，サンプリング間隔 0.02 秒で測定した。

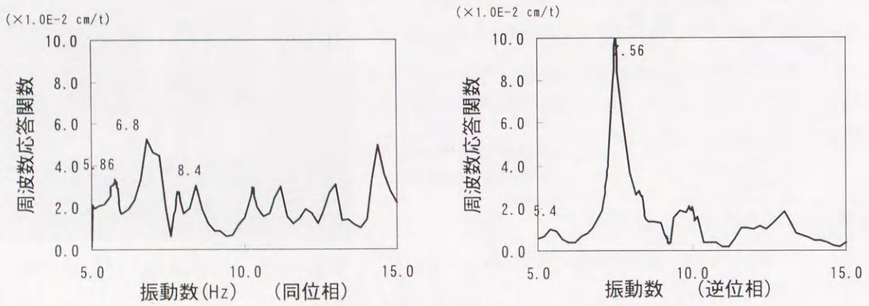
（4） 振動実験結果

①定常加振実験

周波数応答関数（共振曲線）を各振動数の加振力と各測定点の最大応答振幅の比と定義した。図 3.2.20 に測定点の周波数応答関数を，サスペン・ドームと単層トラスドームそれぞれ同位相，逆位相加振について示す。サスペン・ドーム，単層トラスドーム相互の周波数応答関数は形状が大きく相違していない。



(a) サスペン・ドーム



(b) 単層トラスドーム

図 3.2.20 周波数応答関数

また，図 3.2.21 にピーク振動数の定常加振により同定した固有振動数およびモードを，有限要素法による解析値と比較して示す。解析はトラス材を梁要素とし，質量は各節点に集中して与えている。解析コードは MSC/NASTRAN を用い，固有値の解法には修正ギブンス法を用いた。

実験による振動モードは，定常加振実験における加速度計の測定値を用い，加速度計を設置していない節点の値は，隣接の測定点の線形補間とした。

図より，1 次モードはドーム中央部の逆位相モードとなっている。しかし，ドーム中央部は，遮光ルーバーなどの機器類や架台が設置されているために質量が集中していること，およびこのモードは減衰効果が高く，応答倍率が小さいことから，2 次以降が主要なモードと推定される。

解析による振動数，振動モードは実験結果をよく表している。振動数については，実験結果よりやや小さめになっているが，解析で考慮していないトラス接合部の剛域，外壁面の 2 次部材等の付加剛性の全体剛性への寄与が考えられる。

また，サスペン・ドームの振動性状を単層トラスドームと比較すると，対称モード（2 次，5 次）の振動数が 5％程度高くなっている他は，モードを含め顕著な差異は見られない。この対称モードの振動数は，実大モデルのケーブル軸剛性とトラス材軸剛性との比が約 1/8 であることを考慮すると，ケーブル材による補剛効果が反映された結果といえる。

②自由振動実験

図 3.2.22 には減衰定数算定用として 10Hz のローパスフィルタをかけた自由振動波形の例を示す。各振動数での減衰定数は，波形の包絡線を指数近似し，平均化して求めた。表 3.2.1 および図 3.2.23 には，自由振動波形から指数近似により求めた値と，定常加振実験の共振曲線から $1/\sqrt{2}$ 法により求めた減衰定数の比較を示す。各振動数での減衰定数は，手法によるばらつきはあるものの概ね，サスペン・ドームで 1.0～1.5％程度，単層トラスドームで 1.5～2.5％程度との結果を得ている。

Test	Diagram	1	2	3	4	5
	Freq. (Hz)	5.40	5.92	6.80	7.20	8.30
	Mode					
Analysis	Diagram	1	2	3	5	6
	Freq. (Hz)	4.86	5.61	6.16	7.02	8.23
	Mode					
Analysis/Test		0.90	0.95	0.91	0.98	0.99

図 3.2.21 サスペン・ドームの振動モード

Hosei University Repository

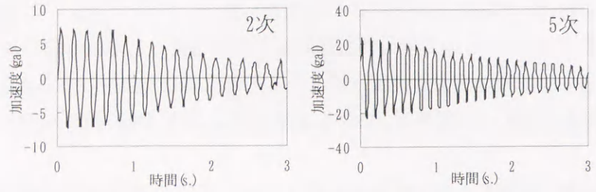


図 3.2.22　サスペン・ドームの自由振動曲線の例

表 3.2.1　振動実験による減衰定数の推定値

サスペン・ドーム			単層トラスドーム		
同定できた振動数（Hz）	減衰定数(%)		同定できた振動数（Hz）	減衰定数(%)	
	自由振動波形から	共振曲線から		自由振動波形から	共振曲線から
5.92	1.66	1.30	5.86	2.34	2.39
7.20	0.96	0.53	7.56	1.53	1.62
8.30	0.97	1.33	7.84	1.49	1.79
10.46	1.15	1.17	8.40		1.76
			10.28	1.46	1.43

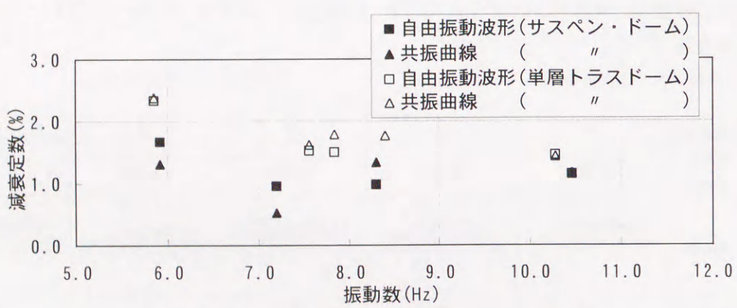


図 3.2.23　振動実験による減衰定数の推定値

（5）　サスペン・ドームの地震応答挙動

前節に示したように，実構造物の振動計測により，サスペン・ドームの固有振動特性や減衰性能を検討した。この結果，設計時に仮定した部材剛性や質量は構造物の地震時挙動を推定するためには充分の精度を持っていることや，減衰特性は一般の鉄骨造で言われている２％と同程度であることが明らかになった。

しかし，実地震時にどのような挙動を示すのかはこの結果からは明らかではない。実際には

地震計測システムによる長期観測[3-24]を行なうことが望ましいが，ここでは，地震応答解析を行ない，地震時応答に関して検討した。

解析対象構造物は，1997 年 3 月長野県山形村に竣工した屋内体育施設「ふれあいど～む」である（写真 3.2.8）。屋根架構は「光が丘ドーム」と同様にH型鋼を主材とするスパン 46mの単層トラスドームであり，最外周部のみケーブルおよびストラットにより補剛した。地上最高高さ 16.1mで，　ドームはＲＣフレーム上の鉄骨柱で支持されている。

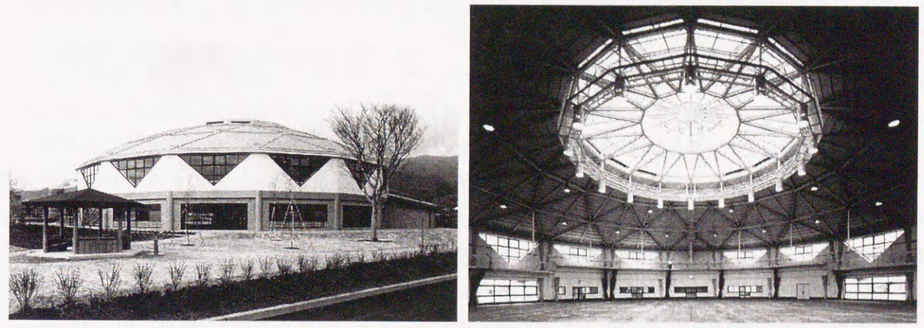


写真 3.2.8　解析対象構造物（外観および内観）

①応答解析方法

ここでは，下部ＲＣ造および上部Ｓ造を一体とした立体振動モデルを用いて弾性地震応答解析を行った。解析は，水平方向入力および鉛直方向入力の２ケースで行った。

地震応答解析に用いる入力地震動は，標準的な地震動として El Centro(NS)波および El Centro(UD)波を用いる。入力レベルは水平入力 200Gal，鉛直入力 100Gal とした。

解析モデルの質量は固定荷重，積載荷重（地震用）のほか，短期組み合わせ用積雪荷重(0.35S)を考慮した。屋根部の質量は約 353ton である。

解析手法は時刻歴モーダルアナリシスとし，80 次まで考慮した。減衰定数は前節の振動実験による知見に基づき h=2%一定減衰とした。解析プログラムは MSC/NASTRAN である。

1 次固有周期は 0.404 秒で屋根中央部の面外振動モードであり、3 次(0.331 秒)に鉛直対称モードが現われる。6 次モード（0.272 秒）は、屋根全体の非対称モードで刺激係数が大きいため，屋根の応答に卓越した影響を与えると考えられる。

②地震応答解析結果

屋根部の最大応答加速度分布を水平方向入力，鉛直方向入力について図 3.2.24 に示す。水平動入力時に水平応答加速度はドーム頂部で 450Gal 程度に増幅されるが，ドーム部の拘束条件（放射方向ローラー）から振動軸での加速度はほぼ同一レベルの分布を示す。図 3.2.24(b)に示すように水平入力時においてもドームには大きな鉛直応答成分が発生する。これは，屋根全体の低次の非対称モードが励起される影響が大きい。

図 3.2.24(c)には鉛直方向入力時の鉛直方向応答加速度を示す。鉛直入力の大きさが水平入力

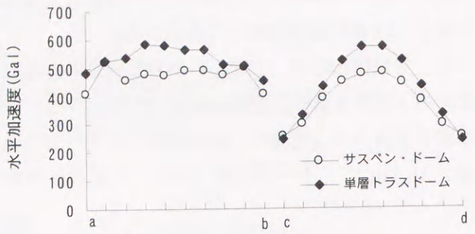
Hosei University Repository

の大きさの1/2であることを考えても，水平入力による鉛直応答の大きさが大変大きいことがわかる。なお，鉛直入力時にはドームの低次の対象モードが励起されている。

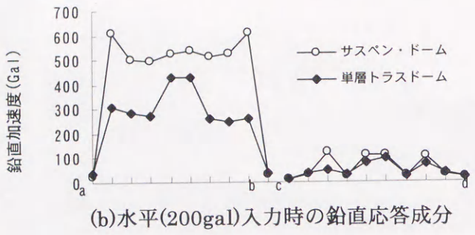
次に，単層トラスドームとサスペン・ドームの加速度応答分布を比べてみると，図 3.2.24(b)の水平入力時の鉛直応答の差が目立つ。サスペン・ドームのケーブル，ストラットと最外周トラスからなる部分で剛体回転振動が励起されているためと考えられる。

鉛直方向入力時には図 3.2.24(c)に示すように，束材突き上げ点でサスペン・ドームの応答がやや大きいが，概ね単層トラスドームの応答が上回っている。

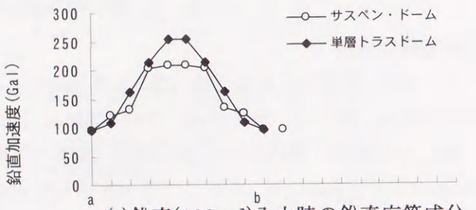
耐震安全性能は応答の加速度で決まるわけではない。そこで，図 3.2.25 には放射方向トラス材の最大応答軸力（地震による増分軸力）を示す。水平入力時には屋根全体の非対称モードが卓越しているため，サスペン・ドームと単層トラスドームに大きな差がない。一方，鉛直方向入力はほぼ均等載荷状



(a)水平(200gal)入力時の水平応答成分

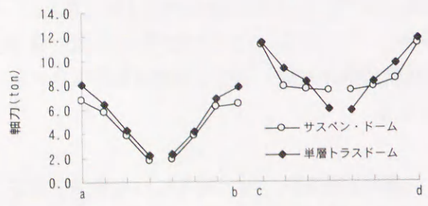


(b)水平(200gal)入力時の鉛直応答成分

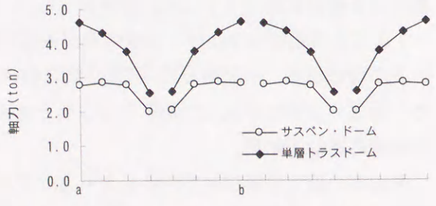


(c)鉛直(100gal)入力時の鉛直応答成分

図 3.2.24　最大応答加速度分布



(a)水平(200gal)入力時の応答軸力



(b)鉛直(100gal)入力時の応答軸力

図 3.2.25　最大応答軸力分布

態に相当するため，テンション材の付加張力の発生によるサスペン・ドームの軸応力の低減が表われる。実際の地震は，水平動と鉛直動が同時に建物を襲う。特に 1995 年，兵庫県南部地

震の際には大きな上下動成分が記録されている。このことから，サスペン・ドームのテンション材は耐震性能を向上させるために有効であると言える。

3．2．6　まとめ

小規模な，鉄骨トラスによる薄肉球殻ドームを対象として，これをテンション材で補剛した効果を静的および動的に検討した。静的には模型を用いた破壊実験，および実大建物を用いた載荷実験を行なった。また動的検討としては実大建物の振動実験および地震応答解析を実施した。

この結果，薄肉ドームをテンセグリック・システムにより補剛することにより，部材の応力を抑制し，座屈耐力を著しく向上させることができることを明らかにした。

また動的特性として，このような曲率をもったドームの場合，水平地動に対する鉛直応答の励起が顕著であること，ケーブルによる補剛効果は特に上下動の際の応力低減にあることを示した。固有振動特性（モード，固有周期）に関しては，ケーブルによる補剛による差は顕著ではない。一方，減衰性能については小振幅を対象とした振動実験の範囲であるが，この程度の空間構造の場合 2%程度とそれほど大きな値は得られていない。ケーブル補剛により若干減衰定数が低下する傾向が見られるが，ドーム境界が補剛されることにより，単層トラスドームと比較して下部構造に逸散するエネルギーが抑制されるためと考えられる。

さらに，減衰定数の実測値の振動数依存性を調べると，耐震設計の動的解析でよく用いられる剛性比例型（振動数比例型）ではなく，少なくとも主要な低次モードではほぼ一定であることが本実験では示された。

空間構造の終局状態を対象にした研究は未だ充分ではない。サスペン・ドームシステムの動的耐力については既往の研究[3-36]があるが，さらに，下部構造の耐力との関連を考慮した発展的な研究が必要であろう。

Hosei University Repository

3．3　中規模空間構造の振動計測

前節では，スパン 35m のドーム状構造物についての詳細な振動実験結果を示した。ここではこれよりやや大きいスパン 100m未満の空間構造の振動計測の実施と計測について述べる。このような中規模空間構造は我が国で建設がかなり多く，耐震設計の面からも（動的解析によるか静的解析によるかといった）中間領域にあることから振動性状を知ることは意味がある。

ここで取り上げる二つの事例[3－6]はいずれも鉄骨構造である。形状は異なるものの，鉄骨建方時および仕上げ工事後の２回にわたり計測を行なったものである。一方が膜仕上げ，他方が金属屋根である。空間構造では，大面積の屋根仕上げを有する事から，これらによる摩擦減衰がかなり大きいのではないかと言われている。スケルトンとしての鉄骨フレーム状態と，仕上げ材を付加した場合の振動性状，特に減衰性能の比較は工学的に大変興味深い。これまで行われてきた振動計測が主として完成後のみであるため，これは大変意味のある事だと考えられる。また，膜仕上げと金属仕上げによる減衰性能の比較はこれまでデータの蓄積が充分とは言えない。

ここでは，工事工程等の関係から，比較的簡単に計測が行なえる常時微動測定のみにより計測を行ない，結果について示す。

3．3．1　膜屋根の中規模空間構造の振動特性

（1）対象建物の概要

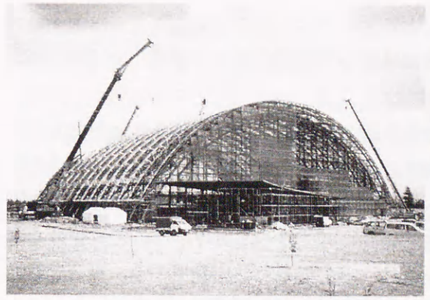
建物概要について記す。本建物は屋根のライズ/スパン比 0.31 の平行弦アーチによる骨組み膜構造で，屋根荷重は 94.6kg/m²，トータルは 760ton である。アーチは RC の下部構造にピン支持されている（写真 3.3.1）。

（一般事項）

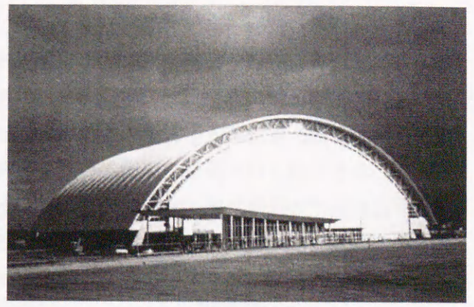
物件名	「総合運動公園」屋内グラウンド（仮称）　第２工区新築工事
建設場所	富山県富山市南中田地内
発注者	富山県
設計・監理	富山県建築設計監理協同組合
施工	前田建設工業(株)・片山建設(株)共同企業体
工期	平成 11 年 4 月 ～ 11 年 9 月(鉄骨工事)

（建物概要）

建物用途	屋内運動場
規模	延べ面積；4892.6m²,　　建築面積；5,642.3m²
（第１工区含）	高さ；　29.475m
構造概要	構造種別；RC 造，S 造
骨組形式	屋根；鉄骨造のアーチ架構 下部；ＲＣ造のラーメン架構



(a)鉄骨建方時



(b)仕上げ完了時

写真 3.3.1　対象構造物

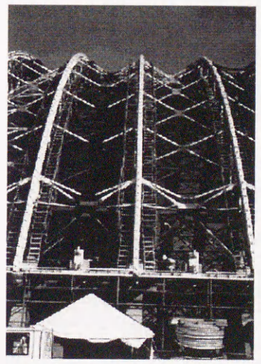


写真 3.3.2　つなぎ材

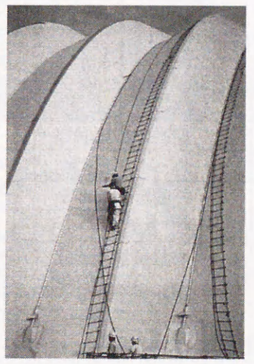


写真 3.3.3　膜の展張

円筒シェルは，スパン 84m，ライズ 23m の鉄骨トラスアーチが 5m 間隔で 14 本並列してできている。各アーチ間は X 型のつなぎ材で連結されている。（写真 3.3.2）。仕上げは膜（A種テフロン膜）であり，X 型のつなぎ材の位置で押えケーブルにより緊張されている。

平行弦トラスの成は 3m で上下弦材はH形鋼である（図 3.3.1，図 3.3.2）。妻面には耐風間柱およびつなぎ材からなる壁があるが，自立しており，設計上は地震力の負担はない事になっている。

なお鉄骨建方終了の測定時には，鉄骨は自立しているが，膜工事が後追いで進められていたため，20%ほど展張が終わっている状態であった。

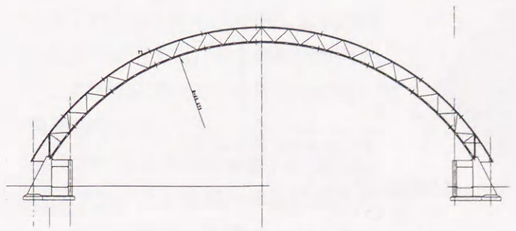


図 3.3.1　アーチおよび下部構造

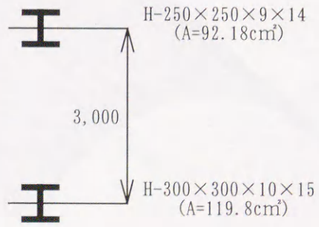


図 3.3.2　平行弦トラス断面

Hosei University Repository

（2）測定方法

常時微動計測を行った。測定は建物の鉄骨建方が終了した段階（ただし屋根仕上げ施工中）と仕上げ工事完了後の2回同じ計測を行った。

交通振動や風，波浪など不特定の距離，方向にある様々な種類の振動源（自然・人工のどちらも可）から発振された振動を原因として，構造物は常に微小振動しているが，これを「常時微動」と言う。常時微動は，地震と異なり常に存在する微振動のうち，特に周期2秒程度以下のもので，人体には感じられない。常時微動は定常的な波形を持っており，この常時微動を測定しスペクトル解析することにより構造物の振動特性（固有振動数，振動モード，減衰定数）を推定できる。

ここでは圧電式加速度ピックアップを用い計測した。サンプリング時間間隔は 0.02se である。計測システムの概要を図 3.3.3 に，計測機器を表 3.3.1 に示す。

表 3.3.1　計測機器の名称と使用機種

型番	名称
PV-81（VP-51A 含む）	圧電式加速度ピックアップ
EC-02E（100m）	振動計用延長コード
VP-26A	コード延長用アダプタ
UV-05	振動計ユニット
NC-79	AC アダプタ
7018 53	高分解能絶縁モジュール
7018 DL 10-1-M/M3/C8	ディジタルオシロスコープ

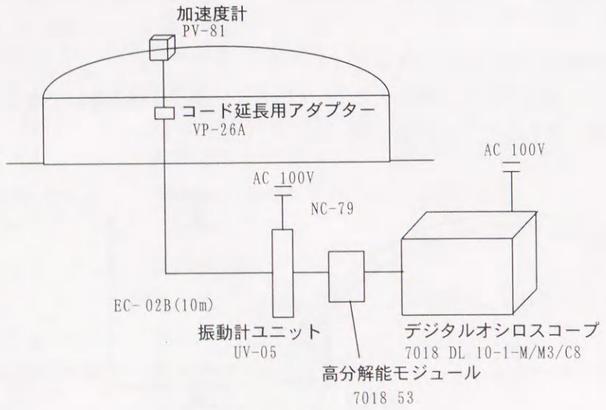


図 3.3.3　計測システム

当該ドームの建設場所は，郊外である為に周辺の交通振動の影響は非常に小さいと考えられる。しかし，日中は建設機械や工事車両による特定振動が大きいと考えられるため，作業終了後に測定を行った。また，富山空港に近い為，航空機の離・発着時を避けて測定した。常時微動測定ポイントは，次節で示す固有振動解析より，振幅の大きな点の鉄骨接合部とし図 3.3.4 に示すように，アーチの中央部・中間部とする。

加速度計は，上弦材の交点（ノード）部分に取付け，アーチの法線方向の加速度成分を測定した。アーチの中央点については水平方向（直交2成分）についても測定した。

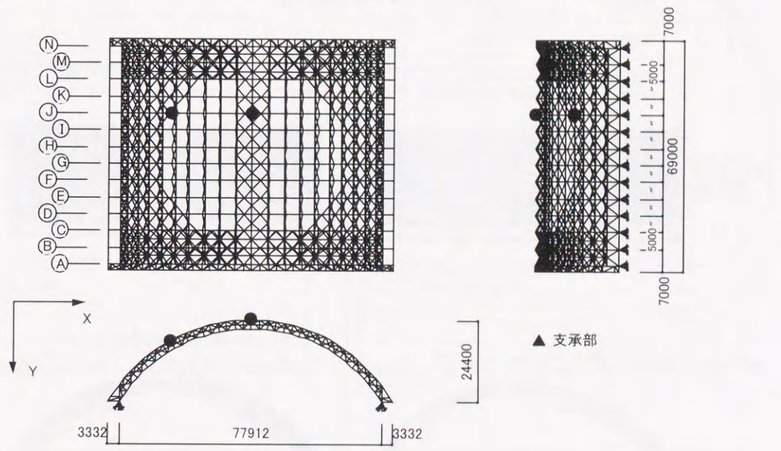


図 3.3.4　計測位置

（3）測定結果

①固有振動特性

計測値と比較するために固有値解析を行った。解析は円筒シェル全体を部材レベルでモデル化したフルモデルで行った。このとき下部構造は十分剛なものとして無視した。図 3.3.5 に解析モデルを示す。

表 3.3.2 に解析により得られた固有値を示す。1次は全体の逆対称モードである。低次モードでは，3次の桁行方向モード，すなわちアーチの面外方向の倒れが特徴的である。

図 3.3.6 に低次の固有モードを示す。屋根面ブレースの配置や妻面に設けられた庇架構の影響で，振動モードは各アーチ必ずしも一様ではない。

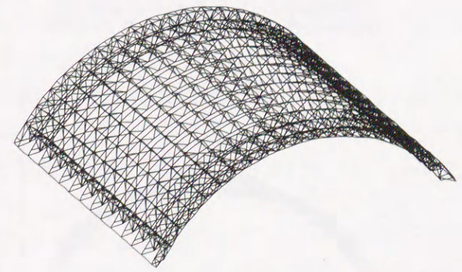


図 3.3.5　固有値解析モデル

Hosei University Repository

表 3.3.2　鉄骨円筒シェルの固有値

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	モード
1	1.908	0.524	アーチ逆対称1次
2	2.086	0.479	アーチ逆対称モードが左右で逆に起きている
3	2.845	0.352	桁行(Y)方向1次
4	3.786	0.264	アーチ逆対称モードが中央アーチ付近で起きている
5	4.029	0.248	アーチ対称1次
6	4.061	0.246	
7	4.865	0.206	アーチ対称モードが中央アーチ付近で起きている

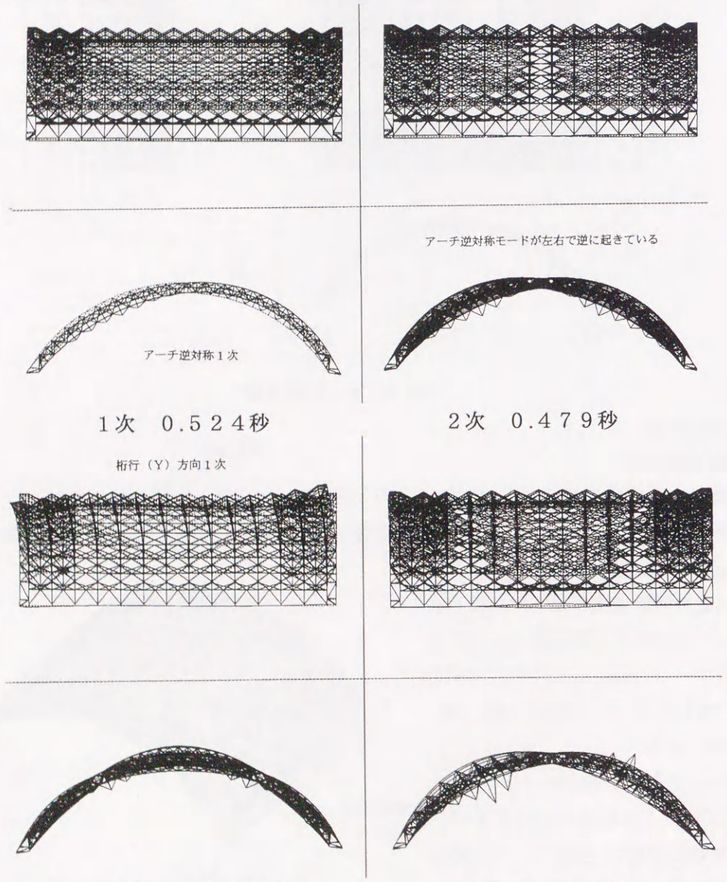


図 3.3.6　低次の固有モード（解析値）

常時微動計測結果から，固有値を同定するためには，あらかじめ，どのモードが観測されやすいか，あたりを付けておければ便利である。そこで，計測点の各方向のモード振幅解析値を，周波数を横軸にして図 3.3.7 に示した。このとき固有ベクトルは次式で正規化している。

$$\{{}_s u\}^T [M] \{{}_s u\} = \sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_s u_i^{\,2} = 1$$

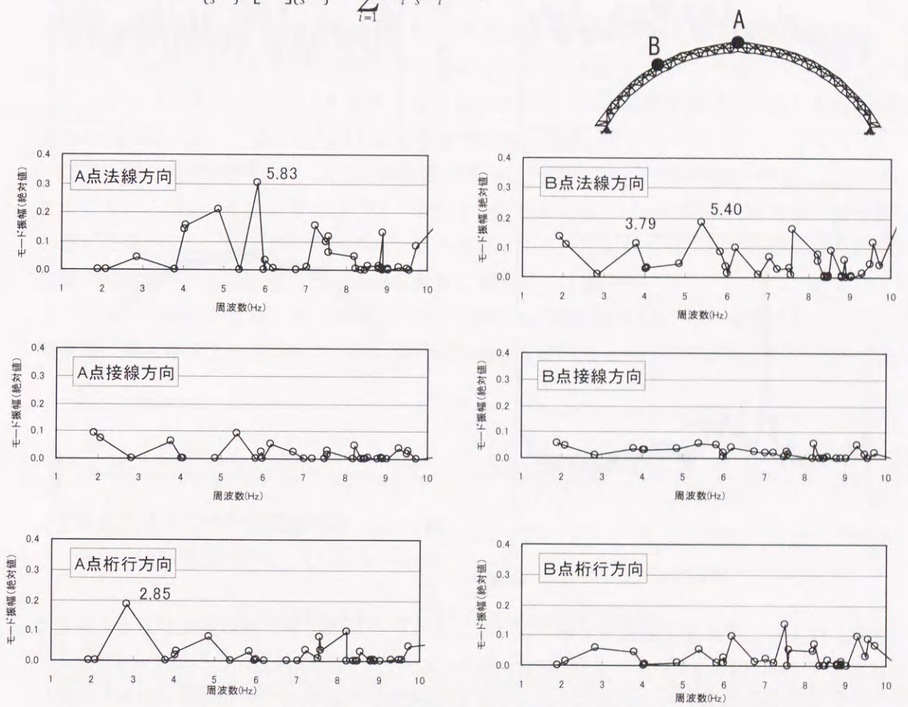


図 3.3.7　計測点のモード振幅（解析値）

図 3.3.7 によれば，頂部A点の法線方向 5.83Hz，同じく桁行方向の 2.85Hz（3 次モード），アーチ中間点の B 点では法線方向の 3.79Hz, 5.40Hz などの周波数で大きな振幅を生ずると予想された。また，接線方向には明確な周期をもった振幅は表われない。

図 3.3.8 に仕上げ工事完了後の計測により得られた常時微動波形のフーリエスペクトルを示す。なお、このスペクトル形状は周波数領域においてウィンドウ幅 0.05 で平滑化を行ったものを示している。この程度のウインドウ幅でもまだかなりのノイズが含まれているが，いくつかのピークを読み取ることができる。

頂部A点の法線方向解析値 5.83Hz に対応する 5.43Hz，桁行方向の 2.85Hz（3 次モード）に対応する 2.96Hz のピークは顕著である。アーチ中間点の B 点法線方向では 3.79Hz に対し 3.33Hz が対応すると考えられるが解析値の 5.40Hz は計測結果からはダイレクトには参照できない。

Hosei University Repository

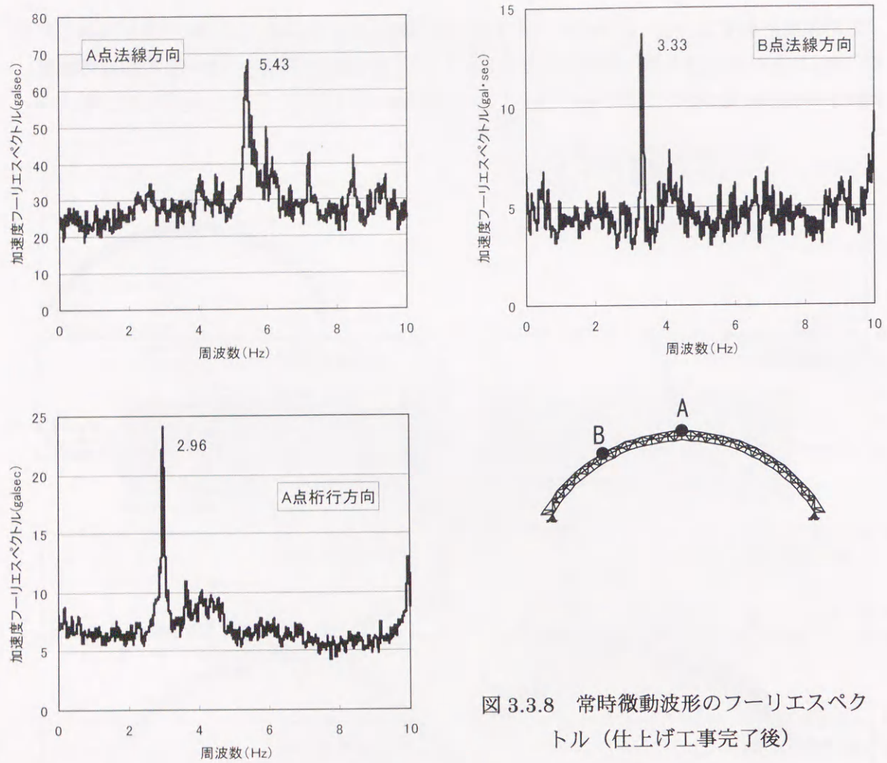


図 3.3.8　常時微動波形のフーリエスペクトル（仕上げ工事完了後）

次に，仕上げ工事の完了前と完了後でフーリエスペクトルのピーク値の変化があるのかどうか比較してみる。図 3.3.9 にアーチ頂部桁行方向とアーチ中間部法線方向について示す。なお，仕上げ工事前後の応答レベルの差はそれぞれの計測時間の外的条件（今回の場合は風）の差に

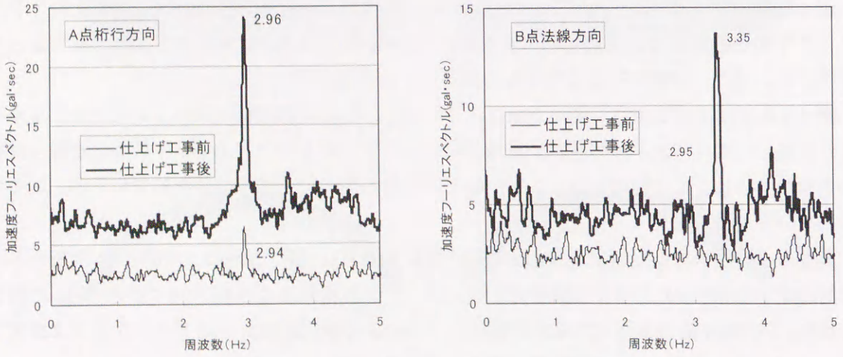


図 3.3.9　常時微動波形のフーリエスペクトル（仕上げ工事完了前後の比較）

よるものである。図 3.3.9 から桁行方向のピークは膜の有無によってほとんど影響を受けないが，アーチ中央部 B 点のピークは膜の展張によって振動数が大きくなっている。これは，押えケーブルによって膜面外方向（アーチの法線方向）の剛性が大きくなっているためであると考えられる。

②常時微動計測による減衰定数の同定

常時微動の計測波形から RD 法を用いて自由振動波形を作成し減衰性能を同定する[3-37]。ここでは，加速度の計測波形を目標振動数を中心にして±0.1Hz の定バンド幅のバンドパスフィルターを通した後，RD 法により重ね合わせを 500 回行った。減衰定数は得られた自由減衰振動波形の正側のピーク値を結んだ包絡線を指数近似し推定した。

空間構造の場合，図 3.3.7 のように振動数が隣接した固有モードが多く表われること，また，このことから図 3.3.8 のようにスペクトルウインドウによるノイズの除去も適正な加減が難しいなどの条件から，RD 法のためのバンドパスフィルターによっては，他の卓説成分を含み自由振動波形に「うなり」が生じることが頻繁に起こる。文献[3-37]によると，バンドパスフィルターのバンド幅があまりに狭すぎると，減衰定数が過小評価されることが指摘されている。空間構造に関する RD 法の適用は，適正な手法についての検討とデータの蓄積が更に必要と考えられる。

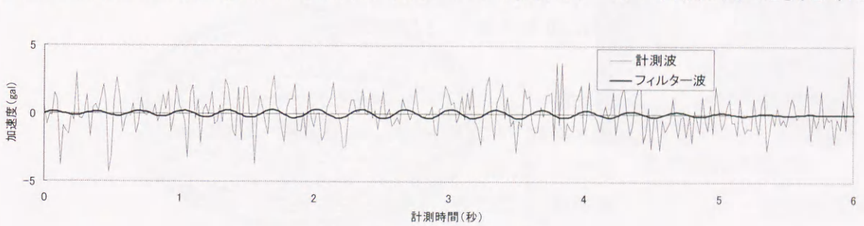


図 3.3.10　バンドパスフィルターの例

表 3.3.3 には比較的精度が高いと考えられる減衰定数に関して，卓越振動数の解析値と実験値の比較とともに示す。これによるとは常時微動計測の範囲ではあるが，本構造物では減衰定数が 1%前後と小さく，かつ膜施工中，後で大きな差異がないことが示されている。

表 3.3.3　振動数の解析値，計測値および減衰定数計測値

測定箇所	屋根施工状況	卓越振動数(Hz)			減衰定数(%)
		解析(ﾓｰﾄﾞ次数)		実験	
頂部（桁行）	膜なし	2.85	3次	2.93	0.9
	膜あり	2.85		2.96	1.2
中間部（法線）	膜なし	3.78	4次	2.95	0.9
	膜あり	3.78		3.35	0.9

Hosei University Repository

3．3．2　金属屋根の中規模空間構造の振動特性

（1）対象建物の概要

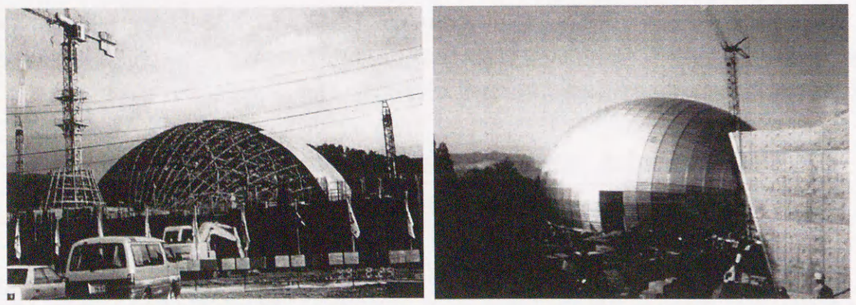
本建物は屋根仕上げが金属でライズ/スパン比は長径（82m）に対して 0.34，短径(55m)に対して 0.50 の比較的高ライズの複層トラス構造である。構造体は楕円球体を近似した３芯円の回転体である。屋根荷重は表面積あたり 235.0kg/m²(鉄骨自重 100kg/m²)，トータルで 1,450ton である。耐震壁をめぐらせた SRC 部からなる下部構造に屋根トラスが支持されている。本建物も，仕上げ材施工前，および施工後の２回計測を行なっているが，工程の関係から金属屋根の施工が半分程終わった状態を仕上げ材施工前と呼ぶことにする（写真 3.3.4）。

（一般事項）

物件名	福井県立恐竜博物館（仮称）恐竜ホール棟建築工事
建設場所	福井県勝山市村岡町地係
発注者	福井県
意匠設計	株式会社 黒川紀章建築・都市設計事務所
構造設計	株式会社 織本匠構造設計研究所
施工	前田・西田・大野共同企業体
工期	平成 10 年 7 月 ～ 12 年 4 月

（建物概要）

建物用途	博物館
規模	延べ面積；4,344.3m²,　　建築面積；3,632.1m² 高さ；　39.75m
構造概要	構造種別；SRC 造，S 造
骨組形式	屋根；立体トラス構造（鉄骨トラスシェル構造） 下部；耐力壁付きラーメン構造



(a)鉄骨建方時　　(b)仕上げ完了時

写真 3.3.4　対象構造物

写真 3.3.5 に示すようにトラスは成 1.7mのダイヤモンドトラスで，建設地は多雪区域（積雪量 300cm 長期，積雪荷重 900kg/m²）であることから剛性は比較的大きい[3-38]。トラス材は

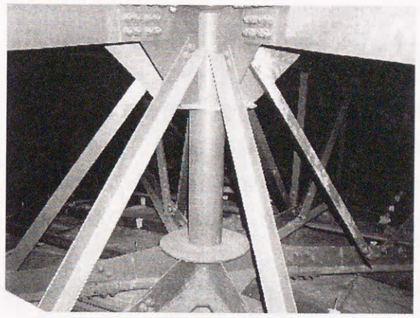
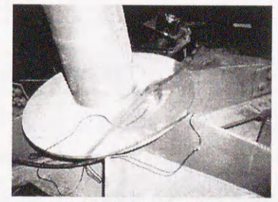


写真 3.3.5　複層トラス節点

一辺約 7m であり，弦材は CT 鋼，腹材は山形鋼である。仕上げは，ステンレス横葺（ユニットパネル工法）で，仕上げ材，下地ボードおよび母屋からなっている。

（2）測定方法

常時微動の計測システムおよび計測機器の仕様については表 3.3.1，図 3.3.3 と同様である。測定点は図 3.3.11 に示すように，固有振動解析より振幅の大きな点の鉄骨接合部とし，３ヶ所に決定した。加速度計は、下弦材の交点（ノード）部分に法線方向の加速度成分が測定できる



加速度計設置状況

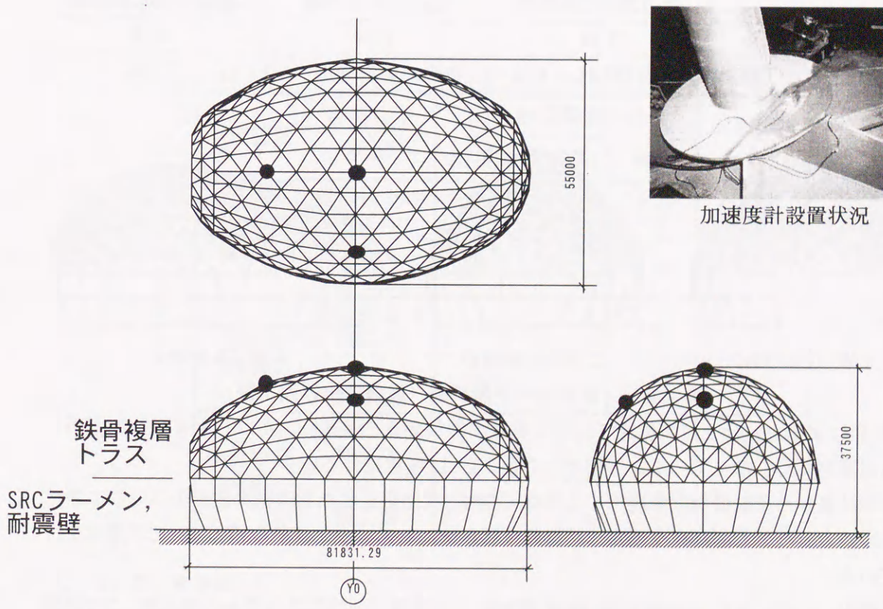


図 3.3.11　架構モデルおよび常時微動計測点

ように設置する。

Hosei University Repository

（3）測定結果

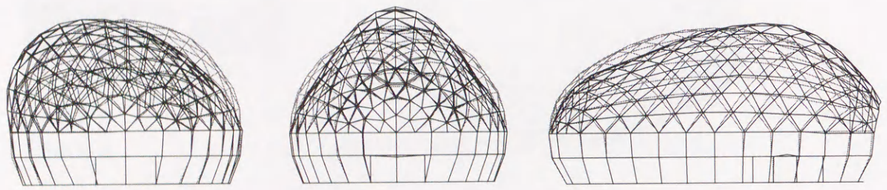
①固有振動特性

計測値と比較するために固有値解析を行った。解析は構造物全体をモデル化した。このとき屋根構造については複層トラス材を等価な軸剛性と曲げ剛性を持つ線材に置換した。下部構造については柱梁を線材に，耐震壁をシェル要素に置換した。前節の富山運動公園のような膜構造と異なり屋根仕上げの質量が大きく，振動モードに影響するため，仕上げ工事完了前のケースでは実情に応じて仕上げ荷重を分布させている。

表 3.3.4 に解析により得られた固有振動数を示す。また図 3.3.12 に主要な固有モードを示す。1 次モードが短辺方向に逆対称，2 次モードが短辺方向に対称，3 次モードが長辺方向に逆対称モードとなっている。

表 3.3.4　固有振動数（解析値）単位：Hz

	1 次	2 次	3 次
	短辺方向に逆対称	短辺方向に対称	長辺方向に逆対称
屋根仕上げ施工中	2.76	3.74	4.49
屋根仕上げ施工後	2.41	3.30	3.96



1 次（2.41Hz）　2 次（3.30Hz）　3 次（3.96Hz）

図 3.3.12　固有モード解析値（屋根仕上げ完了後）

解析値によると，仕上げ工事完了により重量が増加することから，かなり固有振動数が小さく（周期が長く）なっている。周期でいうと 13～15％伸長している。

計測結果から卓越振動数を同定するのは，前例と同様得られた常時微動波形のフーリエスペクトルによった。このスペクトル形状は周波数領域においてウィンドウ幅 0.05 で平滑化を行っている。

一例として図 3.3.13 に頂部計測点の鉛直方向の加速度フーリエスペクトルを示す。この計測点のフーリエスペクトルでは，図 3.3.12 の 2 次（頂部鉛直方向）モードが卓越して表われるはずである。図 3.3.13 によると，屋根のモード以外が原因と考えられるピークが多数混在していて大変分かり難いが，屋根仕上げ施工中の 3.68Hz と屋根施工後の 2.72Hz にやや大きなピークが見られる。ピーク近傍のスペクトル形状はそれぞれよく似ており，ピークがそのままシフトしたと考えられる。

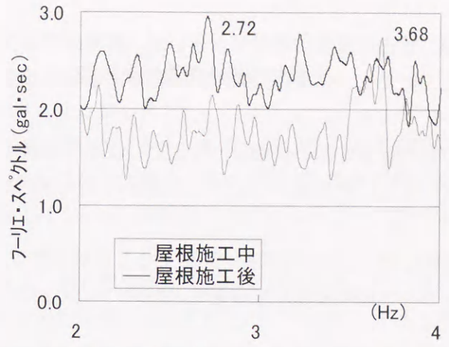


図 3.3.13　常時微動のフーリエスペクトル（屋根頂部鉛直方向）

②減衰定数の同定

表 3.3.5 には卓越振動数の解析値と実験値の比較，それに対応する減衰定数を RD 法により求めた結果を示す。RD 法では，加速度の測定波形を目標振動数に対して±0.1Hz の定バンド幅のバンドパスフィルターを通し，重ね合わせを 500 回行った。なお，減衰定数は得られた自由減衰振動波形の正側のピーク値を結んだ包絡線を指数近似し，推定した。

減衰定数は，屋根仕上げの施工中は 2% 以下だったのに対して，施工後は 2.8～4.7%となり，高い方向にシフトしている。これは天井材を含む仕上げ材に関わる摩擦減衰の差であるものと考えられる。

表 3.3.5　振動数の解析値，計測値および減衰定数計測値

測定箇所	屋根施工状況	卓越振動数(Hz) 解析(ﾓｰﾄﾞ次数)		卓越振動数(Hz) 実験	減衰定数(%)
短辺中間（法線）	屋根仕上げ施工中	2.76	1次	3.01	1.8
	〃 終了後	2.41		2.26	4.7
頂部（法線）	屋根仕上げ施工中	3.74	2次	3.68	1.5
	〃 終了後	3.30		2.72	3.3
長辺中間（法線）	屋根仕上げ施工中	4.49	3次	4.09	1.3
	〃 終了後	3.96		3.03	2.8

3．3．3　まとめ

中規模空間構造の屋根架構形式，屋根仕上げの違う 2 棟の振動計測を行なった。固有値解析を行ない固有振動数を計測結果と比較した結果によると，常時微動波形のフーリエスペクトルから低次の卓越したモードの固有振動数を同定することが可能であった。

しかしながら，計測時の気象条件やその他の要因から，空間構造のモード以外のノイズが多く含まれる場合がある。ここでの結果からは，単純なアーチ構造に比べ，複層立体トラスでかつ金属仕上げのため様々な付加剛性を持っている構造の方が，スペクトルのピークが表われ難

Hosei University Repository

かった。

仕上げ材が固有振動数に及ぼす影響としては，仕上げ重量の増加が大きいが，膜構造のように軽量なものではほとんど影響しない。むしろ，押えケーブルの付加剛性の影響と思われる変化が計測された。

減衰に関して，仕上げ工事中に対する仕上げ後の減衰定数の変動は，膜仕上げに比べ金属仕上げの方が大きいかった。これは，天井材を含む仕上げ材自身，および2次部材のすべりによる摩擦減衰の影響が大きいためと考えられる。

常時微動計測は，強制振動実験や自由振動実験に比べ，比較的容易に計測することができる。しかしながら，振動の振幅レベルが小さいことから，固有周期や減衰定数の動的にはかなりの習熟と充分な分析が必要である。

3．4　大規模空間構造の振動計測

3．4．1　はじめに

2章の設計例でも示したように，近年我が国ではスパン 120m～200m規模の大規模ドームが数多く出現している。海外でも，英国では直径が約 320m，中央部の高さ 50mのミレニアム・ドームが建設されるなど空間構造の大型化は著しい。我が国でも 300mスパンのドームの建設が計画されている。

一方，地震国である我が国の特殊性として，大規模空間構造の多くの場合，多雪地域を除き地震荷重が設計を支配する荷重となっている。また2章に示したように，構造設計に際しては大臣認定の構造評定を受け，動的解析によって地震時の安全性の確認を行なっている。ところが，設計時に仮定した剛性や減衰性能を建設後に評価することは，ほとんど行われていない。

ここでは，ライズ/スパン比が比較的小さい楕円平面形状の複層トラス大屋根を有する「北九州メディアドーム」[3-39)3-40)]の振動実験の結果[3-9)]を示し，大規模空間構造のもつ振動性状の一端を検討する。

3．4．2　構造概要

北九州メディアドームは，小倉競輪場の改築を契機に最大2万人規模のイベントに対応する多目的集客施設として計画され，1998年10月に竣工した。建物は長径 208m，短径 145m の楕円形平面のドーム部にコンコースやエントランスデッキ等を覆う下屋部分をつないでいる。

●一般事項

名称……北九州市メディアドーム
所在地……北九州市小倉北区三荻野三丁目
建築主……北九州市
主要用途……(主)観覧場・(従)展示場
設計……菊竹清訓建築設計事務所(建築)
　　松井源吾＋ORS 事務所(構造)
施工……不動・前田建設共同企業体
工期……1996年7月～1998年9月

●施設規模

敷地面積……96,084 ㎡
建築面積……35,740 ㎡
延べ床面積……91,686 ㎡
階数……地上8階，地下1階
軒高……35.498m
最高高さ……53.805m

●構造概要

屋根構造……鉄骨立体格子構造
大庇構造……システムトラス
下部構造……S造，CFT造，SRC造
基礎構造……直接基礎，場所打ちコンクリート杭

●仕上げ概要

ドーム屋根…ステンレスシーム溶接工法
トップライト…アルミサッシュ　複層ガラス・可動遮光ルーバー
天井……鉄骨露出ウレタン塗装
　　グラスウールボード　クロス押さえ

Hosei University Repository

建物外観および内観を写真 3.4.1 に示す。本建物の構造は図 3.4.1 に示すように，立体トラスの屋根構造と，それを支えるスタンド部の下部構造から構成されている。表 3.4.1 に主要な使用材料を示す。





写真 3.4.1 対象構造物（外観および内観）

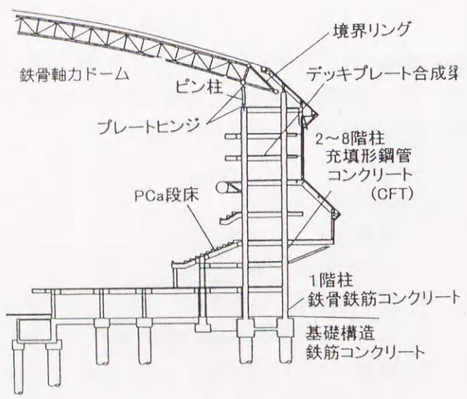


図 3.4.1 構造断面図

表 3.4.1 使用材料

部位		使用材料
格子トラス弦材	H-250×250～H-344×348	SM490A
境界トラス弦材	φ609.6×16 ～ φ812.8×32	STK490
ピン柱	φ457.2×16 ～ φ457.2×27	STK490
プレートヒンジ	PL-22.0	590N 鋼板
下部構造柱	φ863.6×19	STK490
コンクリート		Fc27 ～ 48Mpa

・下部構造

架構形式は，円周方向，放射方向共，鉄骨ブレース（地下は耐震壁）を配置したラーメンとブレースの併用架構である。柱は１階が充填被覆形鋼管コンクリート造（一部鉄骨造），２階以上が充填形鋼管コンクリート造であり，大梁は鉄骨造となっている。一般床はデッキプレートによる合成床，段床部はＰＣａである。

基礎構造は，地盤面より約 5～9m の堅固な古第三紀層を支持層とし，場所打ちコンクリート杭となっている。

・屋根構造

屋根構造はスタンド，アリーナを覆う長円形の大屋根と，エントランスデッキを覆う大庇を含む外周屋根に分離している。大屋根部は長径 205.6m，短径 142.6m で，半径 214.5m の球殻を長円形平面で裁断した形態となっている。ライズ/スパン比は長径で約 0.12，短径で約 0.08 で我が国の鉄骨造大空間構造としてはかなり小さい。大屋根の構造を図 3.4.2 に示す。

屋根面は面内剛性を確保し，スラストを均等に分散させるため，正方形＋菱形二層立体トラスとしている。H形鋼の上下弦材は剛接合，鋼管の斜材・束材はピン接合部材である。トラス成は 3.0m で，菱形網目をなす上弦材の節点間距離は約 450cm，正方形網目をなす下弦材の材長は約 600cm となっている。接合部を写真 3.4.2 に示す。また，境界リングは三角形のトラス構造であり，鋼管の弦材とH形鋼の束，ラチスから構成されている。

境界リング内周下弦材は 128 ヵ所の斜めピン柱で支持され，下部構造に荷重を伝達している

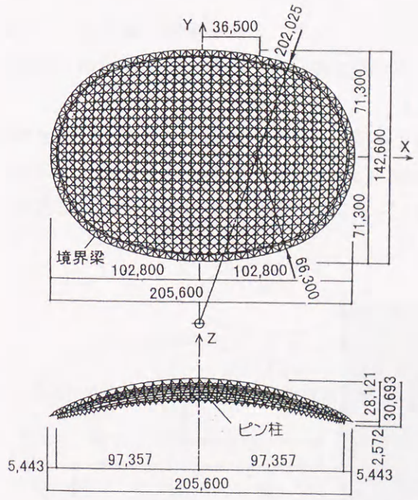


図 3.4.2 大屋根部の架構形状

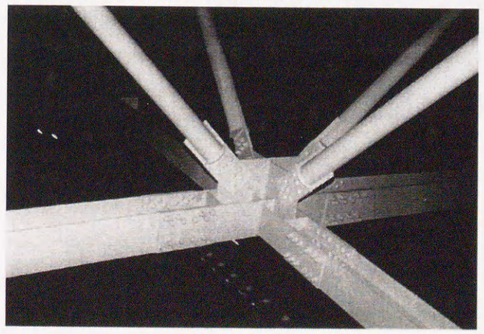


写真 3.4.2 大屋根鉄骨の接合部

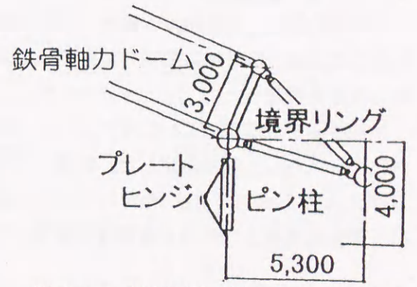


図 3.4.3 境界リングとプレートヒンジ

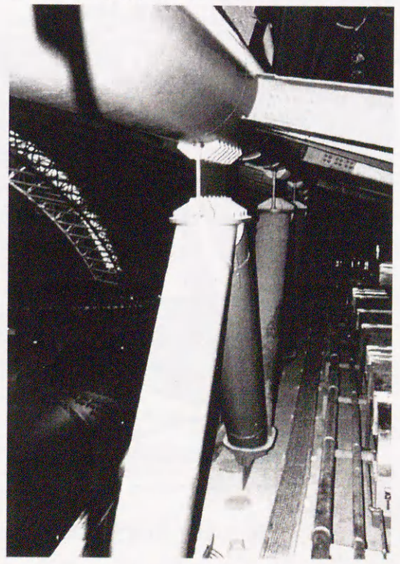


写真 3.4.3 ピン柱とプレートヒンジ

Hosei University Repository

(図 3.4.3)。このピン柱は写真 3.4.3 に示すように柱頭柱脚が放射方向にヒンジ接合されている。このため，本体屋根は放射方向にローラー支持されることになり，屋根部材の温度応力をリリースすると共に，下部構造へのスラストの負担を無くすことができる。地震力は斜めピン柱を介して下部構造の円周方向の架構に伝達される。このヒンジ部には，建築構造用高性能 590N/mm² 鋼材(SA440B)によるプレートヒンジ[3-23] を採用した。

屋根仕上げはステンレス（t=0.4）にアスファルトルーフィング，高圧木毛セメント板他で表面積あたり 40kgf/m²程度である。また，天井はないが照明等の吊物装置を集約した約 84ton のリング状の設備架台が屋根下弦面にケーブルで懸架されている。鉄骨自重を含めた屋根重量は表面積あたり 220kgf/m²程度である。なお，これには地震用の載荷荷重としてイベント時の吊り荷重等を考慮した 10kgf/m²を含んでいる。

3．4．3　振動実験方法

常時微動測定，定常加振実験および自由振動測定を行なった。常時微動測定結果から固有振動数の推定を，定常加振実験の振動振幅よりモードの推定を，さらに自由振動波形から減衰定数の推定を行なった。

加速度測定点は図 3.4.4 に示すように，屋根面 6 ヶ所，アリーナ床面中央 1 ヶ所，および屋外に 1 ヶ所とし，同時測定した。計測システムを図 3.4.6 に示す。計測機器は圧電式加速度ピックアップ（リオン PV-81）を用いている。加速度ピックアップは，鉄骨屋根の下弦材に取りつけ，屋根面法線方向成分を計測するようにした。

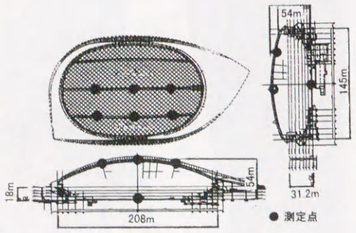


図 3.4.4　加速度計測点

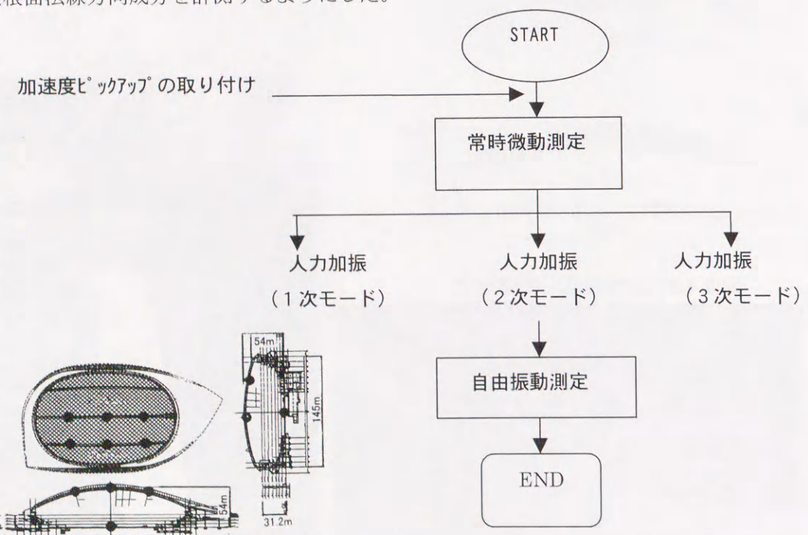


図 3.4.5　振動実験フロー

計測のサンプリング間隔は 0.02 秒である。加振実験は人力によるものとし鉛直加振のみとした。後述する固有振動の 1 ～ 3 次モードを励起する目的で，図 3.4.7 の●印に示すような振動モードの腹部を加振点とした。加振方法は立体格子トラス内のキャットウォーク上に人を配置し（計 10 人，写真 3.4.4），スピーカを通して流したメトロノームのリズムを合図に膝の屈伸運動（スクワット）を行う起振法を行った。加振周期は固有値解析によって得られた固有周期とした。加振を継続し，定常状態になった時点でスピーカによる合図により一斉に加振をやめ，静止した状態で自由振動波形を測定した。

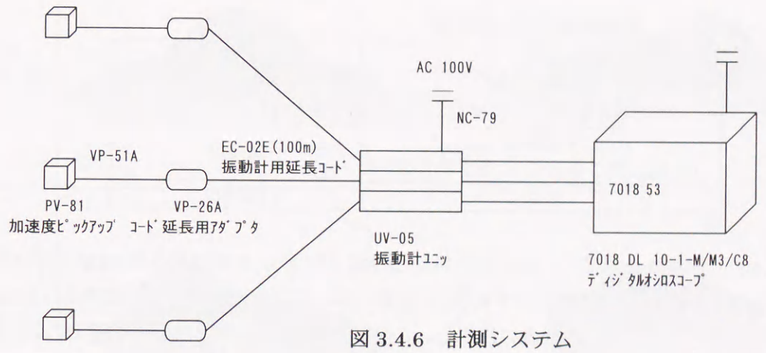


図 3.4.6　計測システム

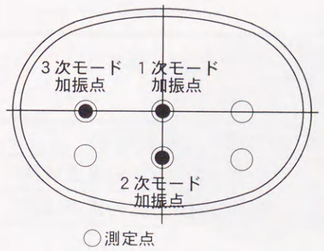


図 3.4.7　人力による加振点

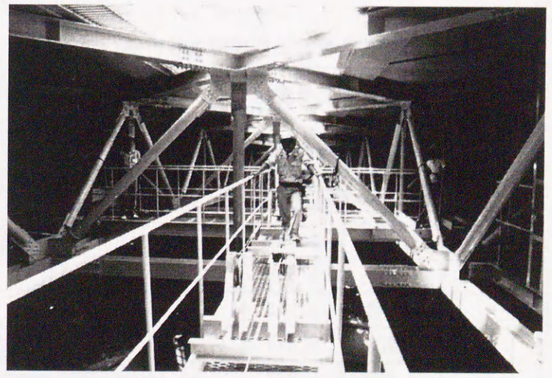


写真 3.4.4　人力加振の様子

Hosei University Repository

3．4．4　振動実験結果

（1）固有振動特性

実験値と比較するために振動モデルによる固有値解析を行なった。下部構造，屋根構造をそれぞれ部材レベルでモデル化した立体振動モデルを用いて行った。解析モデルは屋根部の境界条件である円周方向ピン，半径方向ローラーを実現している。解析は有限要素法の汎用解析コードMSC/NASTRANを用いた。解析手法は修正ギブンス法である。参考のため表3.4.2に振動モデルの屋根および下部構造の質量比を示す。屋根構造の質量は下部構造の約1割にしか満たない。

表3.4.2　振動解析モデルの質量

部位	概算質量(tonf)
本体屋根部 （境界梁，ピン柱含む）	5,500
下部構造 （大庇，エントランスデッキ含む）	56,500
合計	62,000

表3.4.3に固有値を示す。1次(0.760秒)，2次(0.666秒)，3次(0.553秒)は屋根部のモードが鉛直対称，逆対称（X方向およびY方向）の順に現われている。続いて下部構造のY（短辺）方向卓越周期（0.543秒）が5次に出現し，さらに7次（0.498秒）には下部構造のX（長辺）方向モードが現われている。

表3.4.3　固有振動数および周期（解析値）

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	刺激係数 X	刺激係数 Y	刺激係数 Z	備考
1	1.315	0.760	0.08	-0.16	-13.90	屋根1次(鉛直対称)
2	1.501	0.666	10.02	-0.13	0.02	屋根2次(X方向鉛直逆対称)
3	1.809	0.553	0.06	-0.57	0.27	屋根3次(Y方向鉛直逆対称)
4	1.836	0.545	0.01	-1.52	0.02	
5	1.843	0.543	-2.83	53.95	-0.04	下部1次(Y方向)
6	1.926	0.519	0.29	-0.36	8.12	
7	2.010	0.498	58.74	2.56	0.11	下部2次(X方向)
8	2.156	0.464	-13.28	-0.03	-0.04	
9	2.270	0.441	0.28	1.65	-0.43	
10	2.322	0.431	0.63	-15.99	-0.12	

図3.4.8に主要なモードを示す。

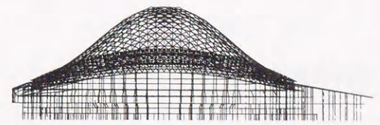
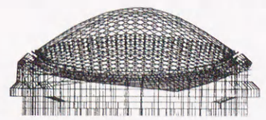
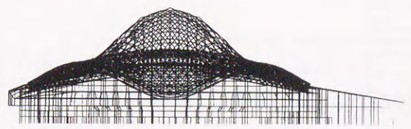
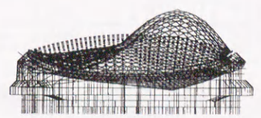
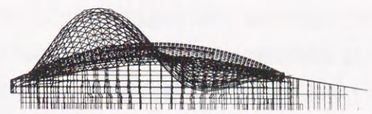
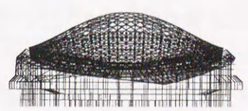
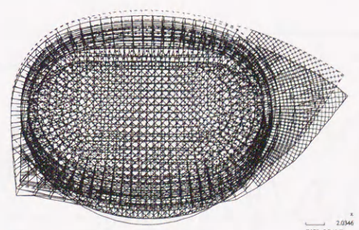
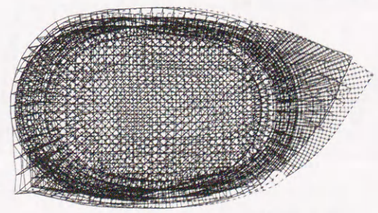
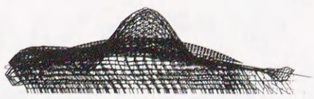
次数	モード	
1次 0.760秒		
2次 0.666秒		
3次 0.553秒		
5次 0.543秒		
7次 0.498秒		

図3.4.8　主要な固有モード（解析値）

Hosei University Repository

（2）固有振動数の推定

図 3.4.9 に常時微動の加速度波を基線補正した波形の例を示す。フーリエスペクトルは高速フーリエ変換により，デジタルフィルター（Hanning ウィンド）を用い平滑化した。

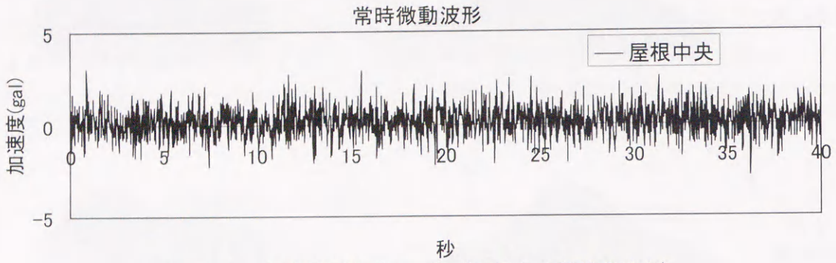


図 3.4.9　常時微動波形の一部（屋根中央部鉛直成分）

屋根面のフーリエスペクトル値を地表で得られたスペクトル値（ここでは Y 方向-短辺方向成分）で基準化したものを図 3.4.10 に示す。同図には固有値解析で得られた 30 次までの固有振動数と鉛直方向の刺激係数との関係も合わせて示した。

本構造物では表 3.4.3 に示したように固有振動数が比較的近接しているため，スペクトルはピークが連続しており常時微動計測からは単独で突出したピークを観測しにくい。しかしながら，図 3.4.10 のように固有値解析結果を合わせて示すと，それぞれのピークとモードとの対応が明らかになった。

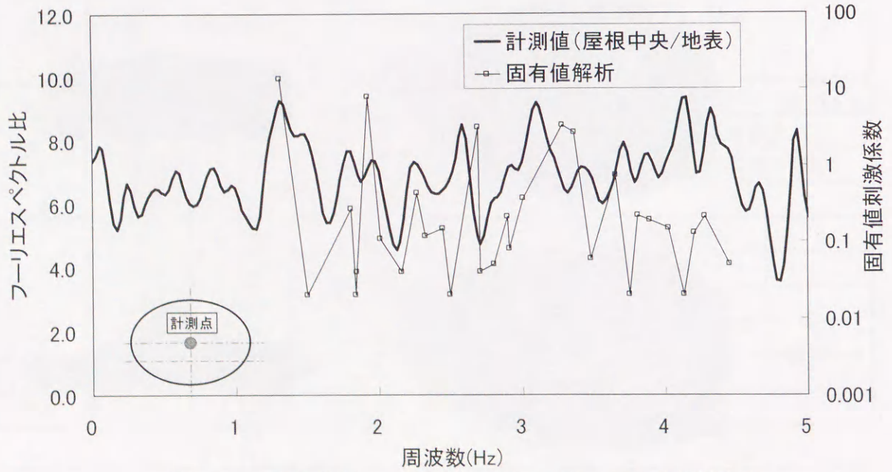


図 3.4.10　常時微動のフーリエスペクトル比と固有値解析結果

このようにして同定した固有振動数の計測値と解析値を表 3.4.4 に比較して示す。解析で得られた固有振動数とピーク位置はよく一致しており，設計時の剛性，質量の評価は妥当であったと判断できる。また，高次になるに従い実験値が解析値に比べやや低振動数側にシフトしているのは，設計時に比べ屋根重量が若干増加していることによると考えられる。

表 3.4.4　計測および解析固有振動数

次数	実験値 (Hz)	解析値 (〃)	実験値/解析値
1	1.318	1.315	1.003
2	1.514	1.501	1.009
3	1.807	1.809	0.999
4	1.831	1.836	0.997
5	1.880	1.843	1.020
6	1.953	1.926	1.014
7	—	2.010	—
8	2.124	2.156	0.985
9	2.246	2.270	0.989
10	2.393	2.322	1.031
11	—	2.448	—
12	—	2.494	—
13	2.588	2.692	0.961
14	—	2.707	—
15	—	2.803	—
16	2.808	2.900	0.968
17	—	2.909	—
18	2.930	3.005	0.975
19	3.101	3.281	0.945
20	—	3.363	—

（3）モードの推定

人力による定常加振実験結果からモードを推定する。

各加振ケースごとに加振点と計測点の加速度波形をバンドパスフィルター（1/3 オクターブバンド）で処理した。図 3.4.11 に 1 次モードおよび 3 次モードの定常波，および加振終了後の自由振動波形を示す。これによると 1 次モードは加振点(ドーム中央)と端部(応答点)が同位相で振動し，3 次モードは加振点（ドーム端点）と対称位置にある応答点が逆位相で振動していることが分かる。

モードはそれぞれの計測点でほぼ定常と考えられる部分の振幅を読み取り，モデルにプロッ

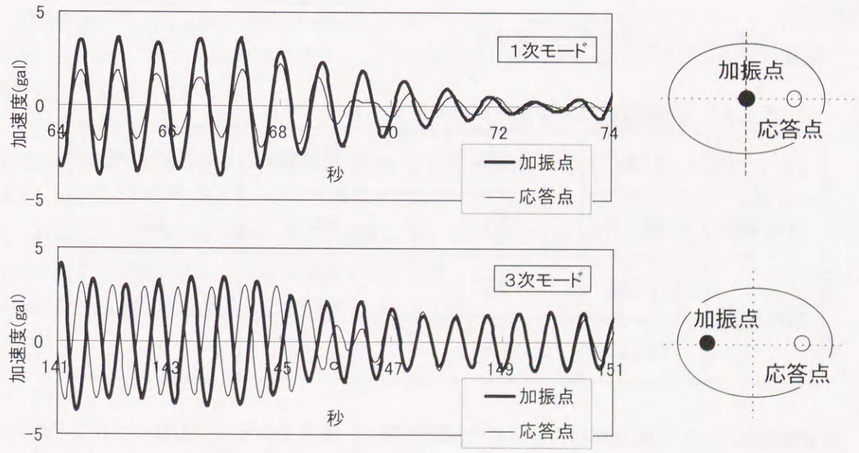


図 3.4.11　人力加振による加速度波形

Hosei University Repository

トした。この時，計測されていない部分については対称性を仮定した。図 3.4.12 にモードを示す。

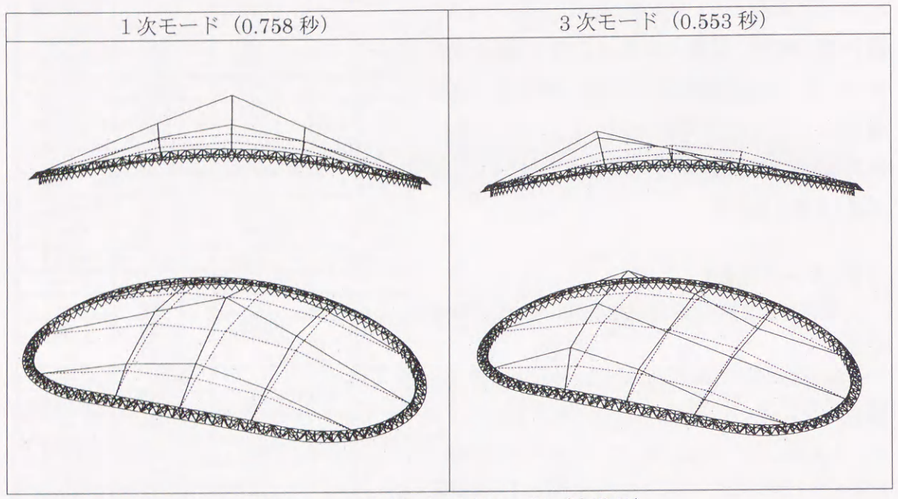


図 3.4.12　同定した固有モード（実験値）

（4）減衰定数の推定

減衰定数は人力加振による自由振動波形から指数近似による方法と，常時微動波形のフーリエスペクトルから $1/\sqrt{2}$ 法により求めた。さらに，常時微動波形から RD 法により減衰定数を評価した。

表 3.4.5 に同定した減衰定数の一覧を示す。

表 3.4.5　振動計測による減衰定数の同定（単位：%）

	解法	1次(同位相)	2次(逆位相)	3次(逆位相)
自由振動	指数近似	3.9	5.0	4.0
常時微動	$1/\sqrt{2}$法	3.4	—	5.1
	RD法	6.5	—	—

自由振動波形から指数近似により求めた減衰定数は，採用するピークの数や，バンドパスフィルターの中央値の選択によってばらつきが大きい。ここでは，比較的安定した減衰曲線が得られる加振点の計測データを用いることにし，かつ近似度の高い数値を用いた。常時微動波形

のスペクトル値から $1/\sqrt{2}$ 法により求める方法は，図 3.4.10 に示した様にモードが近接した場合には適していない。このためスペクトルウインドのかけ方によって減衰定数がばらつく。また，近接しているモード（例えば今回の 2 次モード）では評価することができない。

常時微動波形から直接減衰定数を同定する方法である RD 法は，ここではバンドパスフィルターを 1 次振動数周辺の 1.17～1.71Hz とし重ね合わせ回数を 1,300 回とした。しかし，測定ケースおよび計測点でのばらつきはかなり大きい。解析した 29 波形は h=2.7～10.4％の間に分布している。図 3.4.13 に得られた減衰定数の頻度分布を示す。これにより，平均値 6.5％（σ =2.1％）を採用したが，他の手法による減衰定数 4～5%程度と矛盾するものではない。

いずれの結果によっても，得られた減衰定数は耐震設計の際に用いた 2 ％の剛性比例型減衰と比較すると，低次モードでは大き目の値となっている。

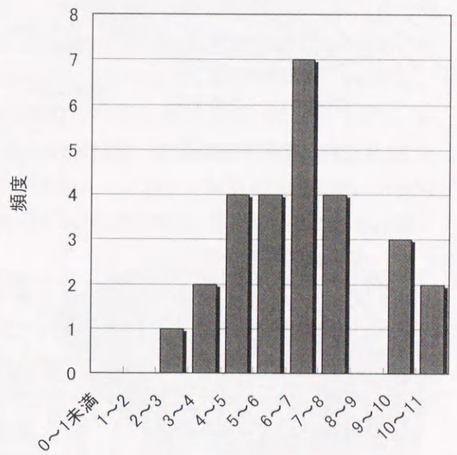


図 3.4.13　RD 法による減衰定数の頻度分布

3．4．5　地震応答性状

屋根部の全体的な挙動を示すために，El Centro 1940(NS)波 200gal 入力時の屋根部の最大応答加速度分布を図 3.4.14 および図 3.4.15 に示す。地震応答解析は固有値解析と同様に屋根構造を含めた立体振動モデルを用いて行う。但し，時刻歴応答解析を行なうには自由度が多いため，“菱形＋正方形”ラチス二層立体トラス構造を等価な曲げせん断梁に置換した簡易モデルを用いている。

解析手法は時刻歴モーダルアナリシスで 60 次まで採用した。時間刻みは 0.02 秒である。減衰は振動数比例型で 1 次の減衰定数を 0.02 とする。解析コードは MSC/NASTRAN である。

図 3.4.14 および 15 によると，水平方向入力に対して応答加速度は，屋根支持部で 500～800gal，ドーム頂部で 1,200～1,400gal 程度に増幅している。屋根部の境界条件が円周方向ピン，半径方向ローラーであるため，水平加速度分布は帯状となっている。また，水平入力による鉛直応答成分の励起が顕著であることが特徴となっている。

Hosei University Repository

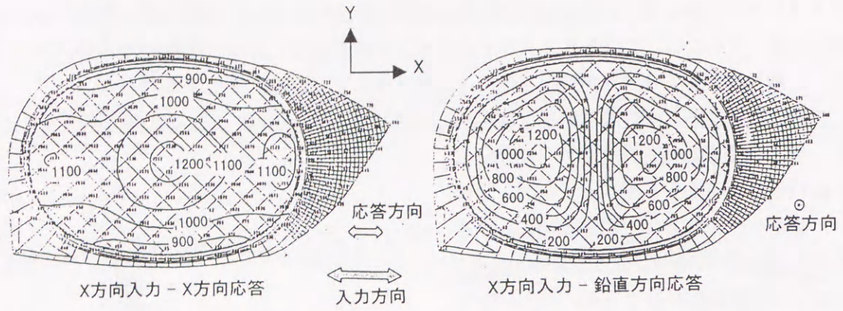


図 3.4.14　応答加速度分布（El Centro 1940(NS)波 200gal　X方向入力時）

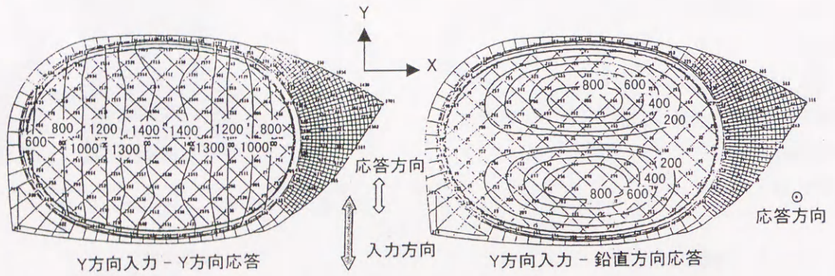


図 3.4.15　応答加速度分布（El Centro 1940(NS)波 200gal　Y方向入力時）

（単位：gal）

3．2．6　まとめ

大規模な鉄骨トラスによるドームを対象として，常時微動計測，人力による強制振動実験，自由振動実験を行なった。また，地震応答解析により動的応答性状を検討した。

この結果，複層トラスからなる本ドームでは，固有値が近接していることが振動計測結果からも明らかになった。このような場合，常時微動波形のスペクトルから $1/\sqrt{2}$ 法により減衰を同定することは難しい。強制振動実験結果から得られた減衰定数は 4～5％であり，一般的な鉄骨構造物で慣用されている２％程度の数値に比べると大きな数値が得られている。

本屋根構造の境界条件は，円周方向にピン，放射方向に自由となっている。このため，水平動入力時の屋根面の水平応答加速度は帯状となっている。また，このような球殻形状のドームの場合，水平入力時の鉛直応答がかなり大きく励起されることも特徴の一つである。

3．5　空間構造の減衰性能

3．5．1　振動実験・振動計測結果の蓄積

筆者らの研究を含め，現在までに，空間構造物では各種の構造形式や規模を対象とした振動実験，振動計測がいくつか行われている。表 3.5.1 に空間構造に関する振動実験の実施例を示す。

一般的な構造物に関する減衰についての要因や解析手法，実測との対比については文献[3-28]に詳しい。ここでは，空間構造に着目し，振動制御に大きな役割を果たす減衰性能に注目し，減衰を生ずる原理を分類した上で，減衰性能に及ぼす様々な要因について考察する。

これまで行われた空間構造の計測結果を相関的に述べた研究は著者の知る限りない。しかしながら減衰性能に及ぼす様々な要因を分析するにはデータ数として十分ではないこともまた事実である。今後，さらに計測データが蓄積される必要があるが，この時，分析可能なデータベースとして有効となるように開示すべき実験諸元を明確にすることも本論の目的の一つである。

ここでは，表 3.5.1 に示した計測データに基づき検討を行う。表 3.5.1 には 24 件の空間構造が示されているが，さまざまな構造種別や規模のものが含まれている。事例の一般的な傾向をつかむために，図 3.5.1 にスパン別の件数を示した。なお，3.2 節で示した光が丘ドームについては，異なる構造形式（サスペン・ドームと単層トラスドーム）とした実験を行っているので 2 件として算入している。

スパンに関しては 60m 未満のものが 6 割を占めている一方，120m 超の大規模物件も 2 割程度ある。

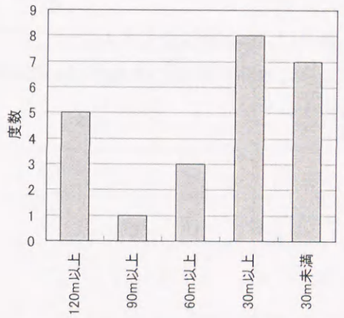


図 3.5.1　取り上げた事例のスパン別の度数分布

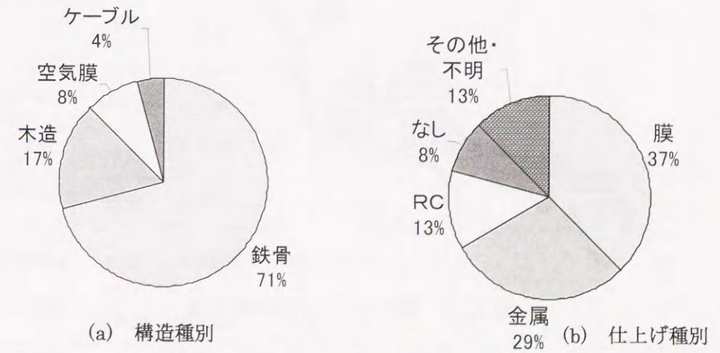


図 3.5.2　取り上げた事例の度数分布

Hosei University Repository

構造種別について図 3.5.2(a)に比率を示すが，鉄骨構造が大多数を占めている。図 3.5.2(b)に仕上げ種別毎の比率を示している。膜仕上げないしは金属仕上げの比率が大きい。

振動計測の方法としては，図 3.5.3 に示すように常時微動計測が数多く行われている。自由振動実験を行う場合には，人力加振やロープ切断法(ワイヤーカッティング)および起振機による加振が実施されている。また数は少ないがインパルスハンマーにより振動特性を同定している場合もある。個々の実験方法，計測方法については各文献を参照することとしてここでは述べない。

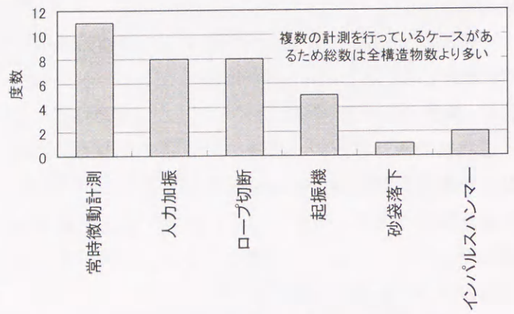


図 3.5.3　振動計測の方法の分類

最後に，建設地は図 3.5.4 に示すように本州中央部の件数が多いものの，富山県，石川県など多雪区域に建設されたものも含まれている。



図 3.5.4　取り上げた事例の建設地

表 3.5.1　空間構造に関する振動実験の実施例

名称[注] 注;仮称も含む	構造種別	構造形式	仕上げ材	スパン(m)	計測方法(但し完成時のみを対象) 常時微動	人力加振	砂袋落下	ロープ切断	起振機	インパルスハンマー	文献
札幌コミュニティードーム	鉄骨	立体トラス	膜	120	○	○					3-4)
小松ドーム	鉄骨	立体トラス キールトラス	膜	145	○	○	○	○			3-4)
富山運動公園	鉄骨	アーチによる円筒ドーム	膜	78	○						3-6)
恐竜ホール	鉄骨	立体トラス	金属	55	○						3-6)
北九州メディアドーム	鉄骨	立体トラス	金属	145	○	○					3-10)
高岡法科大学大学院講堂	鉄骨	張弦梁	金属	24	○						3-27)
	鉄骨	テンショングリッドドーム	膜	11.4				○			3-21)
大阪プール	ケーブル	ケーブルネット	膜	65		○					3-20)
	木造	3ヒンジアーチ円筒	膜	25	○			○			3-8)
光が丘ドーム	鉄骨	サスペン・ドーム	金属	35	○				○		3-9)
光が丘ドーム	鉄骨	単層トラス	金属	35	○				○		3-9)
北槙島小学校体育館	鉄骨	円筒単層ラチス	不明	18.2						○	3-7)
菟道小学校体育館	鉄骨	円筒単層ラチス	不明	18.2						○	3-7)
花と緑の博覧会「自然・科学館」パーゴラ	木造	単層ラチス	なし	45				○			3-13)
酒田市国体記念体育館	鉄骨	張弦梁構造	金属	53.3		○					3-14)
グリーンドーム前橋	鉄骨	張弦梁構造	金属	122	○	○					3-16)
(海と島の博覧会)マーメイドボウル	木造	サスペンション構造	なし	40					○		3-18)
横浜アリーナ	鉄骨	立体トラス	ALC	108				○			3-11)
なら・シルクロード博展示館	空気膜	空気膜	膜	50		○					3-15)
なら・シルクロード博展示館	木造	単層格子シェル	膜	32							3-17)
名古屋国際展示場	鉄骨	立体トラス	ALC	134				○	○		3-22)
長野スピードスケート会場縮小模型	鉄骨	吊り構造	合板	20	○			○	○		3-19)
熊本ドーム模型実験	空気膜	空気膜	膜	10.7							3-12)
西日本総合展示場	鉄骨	吊り構造	PC板	51.3		○		○			3-23)

Hosei University Repository

3．5．2　空間構造の減衰の原因

振動エネルギーは減衰によりエネルギーが消費され，揺れが収まっていく。減衰性が大きいほど，地震のような外乱を受けたときに応答が低減できる。この原理を直接的に用い，ある確定した減衰を人為的に建築物に付加したのが最近盛んな制振構造である。

減衰定数の設定は耐震設計を行なう上で大変重要であるにもかかわらず，空間構造を含め，耐震設計で慣用されている値は鉄骨造で２％，RC 造で３％と大変大まかである[3-1) 3-28)]。空間構造で今後用いられるであろう制振構造や免震構造に関して，現状の構造物がもつ減衰特性についての知見を得ることは大変重要である。そのためには信頼性の高い実測資料が必要で，建築物に関する諸情報と共に体系的に収集されなければならない。

建築構造物に減衰を生じさせる原因については，かなり整理されている[3-2) 3-28)]。減衰を生じさせる要因が振動系の内部にあるか外部にあるかにより，「内部減衰」と「外部減衰」に分類される。表 3.5.2 に減衰をその原因別に分類した。

減衰の種類としては，粘性減衰，履歴減衰，摩擦減衰，逸散減衰などがある。

表 3.5.2　減衰の原因の分類（文献[3-2) 3-28)]をベースにした）

	粘性減衰	履歴減衰	摩擦減衰（構造減衰）	逸散減衰
内部減衰	材料の粒子間粘性によって生ずる	大変形領域で部材の塑性化によって生ずる	材料組織間の滑り摩擦減衰に起因するエネルギー消費＝弾性ヒシステリシス損失 ボルトのすべり，二次部材，仕上げ材のすべりに起因する	－
外部減衰	空気，水，地盤の抵抗による	－	空気，水，地盤との摩擦により生ずる	地盤に波動エネルギーが逸散することにより生ずる
応答計算における取り扱い	振動数（速度）に比例	振動数に依存せず一定	振動数（速度）に対して一定とされる	振動数に依存せず一定として計算することが多い

空間構造の減衰特性についてまず内部減衰について考えてみる。現在の空間構造の耐震設計の現状によれば（２章参照），屋根部分について材料の塑性化は大地震時でも許容していないと言いきってよいことから，履歴減衰については耐震設計上は期待できない。この点は一般の構造物と極めて異なる点である。

さらに，我が国の空間構造の構造種別として多数を占める鉄骨造に関して言えば，鋼材そのものの減衰は，ある程度応力の大きい領域であっても 0.1%程度あるいはそれ以下であると言われている[3-1)]。このことから，内部粘性減衰や内部の材料摩擦減衰は大きなものではないと考えられる。

従って，空間構造の内部減衰の要因としては，接合ボルトや各種部材間の摩擦減衰が大きな割合を占めているといえよう。特に大面積の屋根仕上げを有し，二次部材の数も多い場合は容易に想像できる。

次に，外部減衰に関して考える。逸散減衰については一般構造物でも地盤種別や基礎形状によっては大きな原因となることが従来指摘されてきた。空間構造の屋根構造部分の応答の大きさを考え，屋根構造単体を論ずる場合には，逸散減衰に屋根構造を支持する下部構造へのエネルギーの逸散を含めてよいと考えられる。

また，表中には示していないが，軽量構造物，例えば膜構造物などでは空気の付加的な力が作用する。付加的空気力が振動を抑制するように作用すれば正の減衰効果をもたらし，逆に振動を助長するように作用すれば負の減衰効果をもたらす。この付加的空気力による効果を「空力減衰」（液体の場合は流力減衰）と呼んでいる[3－28)]。

これらから，空間構造の振動特性に大きな影響を与える減衰の原因としては，表 3.5.3 に示すように，次の３つが予想される。

①内部摩擦減衰（構造減衰）－２次部材や仕上げ材の部材間の摩擦による減衰
②逸散減衰－屋根構造から下部構造ないしは地盤に逸散するエネルギーによる減衰
③空力減衰－膜屋根など軽量構造物が空気の抵抗により生ずる減衰

表 3.5.3　空間構造（屋根構造）の減衰の主要因と考えられるもの

	粘性減衰	履歴減衰	摩擦減衰（構造減衰）	逸散減衰	空力減衰
内部減衰	×	×（想定している地震規模では期待できない）	●大きい	－	－
外部減衰	×	－	×	●大きい。下部構造へのエネルギー逸散を考慮すべき	●軽量構造物では空力減衰の影響が無視できない

3．5．3　空間構造の減衰を左右する要因（パラメータ）

一般構造物と同様，空間構造物も常に一定の減衰特性を有しているわけではなく，様々な要因によりその特性は変化する。表 3.5.1 の実測例からこれを考察する。

①振動振幅の影響

従来，言われている大きな要因は振動の振幅依存性である。高層構造物を中心とした減衰定数の振幅依存性に関する研究で[3-3)]では，振幅が増加するにつれ減衰定数が増加するケース，増加するもののある振幅で増加が頭打ちになる場合が多いことが示されている。また文献[3-1)]では，鉄骨造の搭状構造物で振幅により減衰定数が増加していく様子が示されている。このように，振幅と減衰定数は一般に正比例ないしは一定の関係にあるものと推察

Hosei University Repository

され，振幅レベルを考慮に入れた減衰定数の予測式はいくつか提案されている。

これは，様々な要件により異なるが，振幅が大きくなると二次部材および仕上げ材の部材間すべりの影響すなわち内部摩擦減衰が大きくなるため[3-1]と考えられる。

しかし，振幅依存性に関する研究は一般的な重層構造物を対象としている。従って，現在，空間構造の振幅レベルと減衰定数の関係を直接的に示すことはできない。ここでは，常時微動レベルを小振幅，人力加振や起振機ないしはロープ切断による計測の場合をそれより大きな振幅レベルとみなした場合，両方のデータが示されている計測例について比較し，図 3.5.5 に示す。

これらによれば常時微動計測結果に比べ，強制振動実験のケースで大き目の減衰が得られている場合が多い。たとえば文献[3-4]では，常時微動時の振幅は 8μm 程度，人力加振時は 100～130μm 程度で振幅が大きいほど減衰定数は大きくなるとしている。またロープ切断の際の振幅などの結果から変位振幅が大きくなるほど減衰定数は大きくなると考察した文献もある[3-19),3-12),3-8)]。

ただし，常時微動の場合でも計測時の風などの気象条件によっては大きな振幅レベルが得られている可能性もあることに注意すべきである。

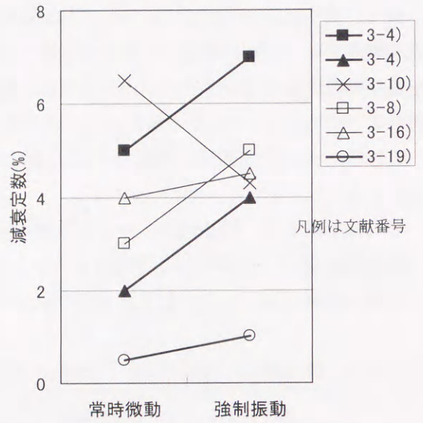


図 3.5.5　常時微動および強制振動から同定された減衰定数の比較

空間構造の減衰に対する振幅依存性を明らかにするためには，同定した減衰値と共に振動計測時の振幅の記述がなされることが望ましい。これはそれほど困難なことではない。

いずれにしても計測結果は安全性に関わるような実地震動の振幅に比べ小さいことは否定できない。

②スパンの影響

図 3.5.6 に計測が行われた空間構造のスパンと減衰定数の関係を示す。減衰定数は各文献の実測データに現れる最大値と最小値を採った。また，構造種別による差を排除するために比較的データ数の多い鉄骨造のデータのみを示している。これによるとスパンが大きくなるにつれ減衰定数は増加するように見受けられる。これらのデータではスパン 50m未満では 2%以下，100m以上の場合には 2%を超えるものがほとんどであった。大規模空間構造では二次部材を含め構造部材数が多く，摩擦減衰の影響が増加することが一因であると考えられる。図中にはスパン L と得られている減衰定数 h の計測データ（計測値の最小値）の線形近似を示している。

図 3.5.7 に空間構造の計測データで得られた卓越周期とスパンの関係を示す。これによるとばらつきは大きいものの，スパンが大きくなるにつれ概ね卓越周期が長くなっている。

一般のビル建築など重層構造物では一次固有周期 T_1 と軒高さ H の関係は相関性が高いことが知られている。鋼構造物の重層構造に関して，軒高 H と一次減衰定数 h_1 の関係は全体的に H が大きくなるほど，また，T_1 が大きくなるほど，h_1 が小さくなる傾向が認められている[3-28)]。ところが，空間構造の場合，スパン L が大きくなるほど，また周期が長くなるほど逆に減衰定数が大きくなっている。

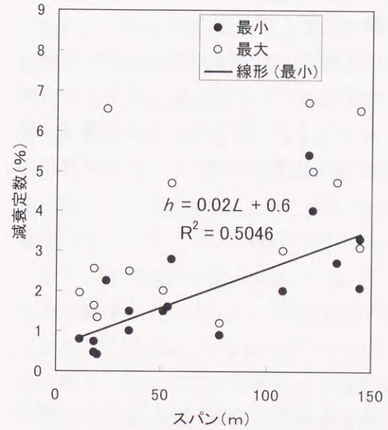


図 3.5.6　計測が行われた空間構造のスパンと減衰定数の関係（鉄骨造のみ）

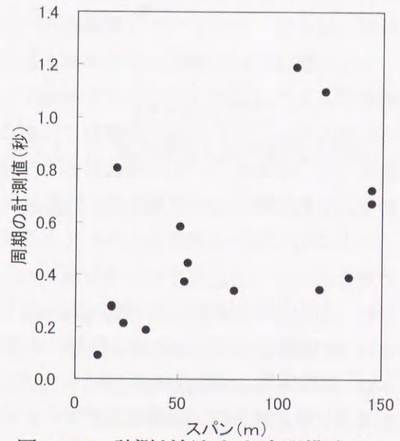


図 3.5.7　計測が行われた空間構造のスパンと固有周期の関係（鉄骨造のみ）

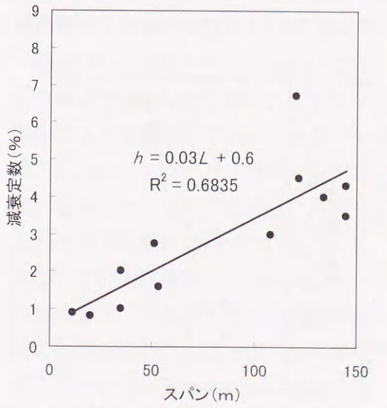


図 3.5.8　人力加振など振幅が比較的大きな計測が行われた減衰定数（鉄骨造のみ）

スパン L から減衰定数 h が推定できると便利である。例えば図 3.5.6 の計測値の最小値による近似式は相関性は十分ではないものの安全側の推定式としてとして用いることができる可能性がある。

①で示した振幅依存性に着目して，計測方法のうち人力加振，ロープ切断，起振機など常時微動に比べ振幅レベルが大きな手法により得られたデータのみを図 3.5.8 に示す。図中の近似式により，振幅依存性が存在し，実際の地震時にはやや大き目の減衰性能を示すことがわかる。今後より精度の高いデータを蓄積できれば，耐震設計の際有用であろう。

Hosei University Repository

③仕上げ材および二次部材の影響

屋根構造の仕上げ材の種別や有無が減衰性能に影響するだろうか。

現在，空間構造の屋根仕上げとしては，鋼板，折板，ステンレス，ガルバリウム鋼板，チタン等の金属系の仕上げが多く，ついで四弗化エチレン樹脂ガラスコーティング繊維膜や塩化ビニール膜などの膜材がある。また，数は多くないが ALC 版やガラスで仕上げたものがある。

金属系仕上げの場合，多くは下地材や吸音材が付随する。また，小梁や母屋などの二次部材がかなりの数必要となる。したがってこのような屋根構造の振動現象にはこれらの仕口部（接合部）でのすべり（摩擦抵抗）が大きく影響することが予想できる。

一方，膜仕上げの場合，二次部材の数は金属仕上げの構造に比べ極めて小さいものの，振動による空気抵抗（いわゆる空力減衰）の影響が大きいと言われている。「うちわ」を扇いだ時の抵抗に似た効果が膜構造にはあるのでないかということである。この現象は，膜構造だけではなくその他の仕上げ材でも軽量な場合には成立する。従って，仕上げ材の種別を示す物理量として屋根重量の関係は大きい。

仕上げ材に関わる減衰量について言及するためには，以下のようなデータベースが必要である。

a. 屋根の仕上げ前（建方時）と仕上げ後の減衰性能の比較

b. 金属屋根と膜屋根の減衰性能の比較

c. 屋根重量と減衰性能の比較

まず，鉄骨建方時と屋根仕上げ後の減衰定数を比較した場合については，図 3.5.9 に示すように複数の計測で減衰定数は屋根仕上げ後に増加する傾向にある。なお，データは振動次数，同定手法など同一条件のもので比較した。

次に，屋根仕上げの種別に関しては膜仕上げの場合と金属仕上げの場合のこれまでの計測結果（計測データの最小値）をスパンをパラメータに図 3.5.10 に示すがあまり明確な傾向はない。

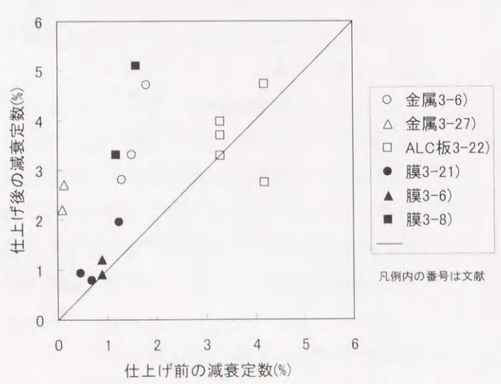


図 3.5.9 仕上げ前後の減衰定数計測値の比較

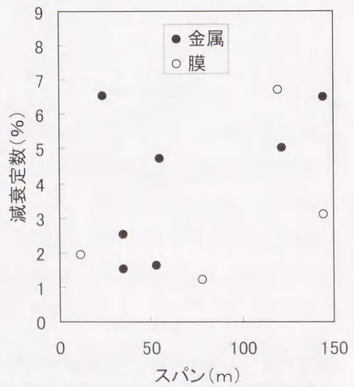


図 3.5.10 仕上げ種別の減衰定数計測値の比較(鉄骨造)

仕上げ材により屋根重量は大きく変化する。膜仕上げのように軽量なドームの減衰定数は大き目で，剛性が高く重量の大きな屋根架構の減衰は鉄骨造の減衰定数に近づくという見解の文献[3-4]もある。しかしながら屋根重量が示されている各計測結果（最小値）と減衰性能の関係について図 3.5.11 に示すが傾向は一概に言えない。この原因としては，構造形式や減衰定数の同定の方法の相違などにより計測結果がばらついていることも考えられ，今後の課題であろう。

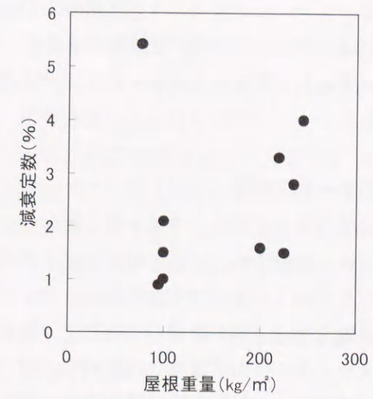


図 3.5.11 屋根重量と減衰定数計測値

ところで，膜仕上げの形式として空気膜構造があるが，計測結果によると内圧が高くなるほど減衰定数は低下する[3-12),3-15)]とされている。

また，空間構造の空力減衰について，空間構造の内部空間が換気用などの開口により空気の圧縮性につながらない場合には，その圧力損失が屋根構造の付加減衰効果として評価できるとされている。文献[3-25)]では縮小模型実験から屋根面積に対して９％程度の開口を持つ場合，30mm 程度の振幅により構造減衰と同程度の付加減衰が見込まれるとしている。

現在，DPG で支持されたガラス屋根などの新しい仕上げ方式が出現しつつある。ガラス屋根が地震時に健全であるためには，今後このような構造形式の減衰性能のデータが必要となってくる。

④テンション材の影響について

最近盛んに建設されているハイブリッド構造ではケーブル材等のテンション材により補剛されているケースがある。図 3.5.12 にケーブル補剛されており，テンション材の有無をパラメータとして振動計測が行われているケースについて計測結果を示した。テンション材は通常，鉛直荷重時の応力低減や安定性の確保のために付加されており，テンション材の有無によって減衰定数はあまり左右されない[3-21)]と考えられる。

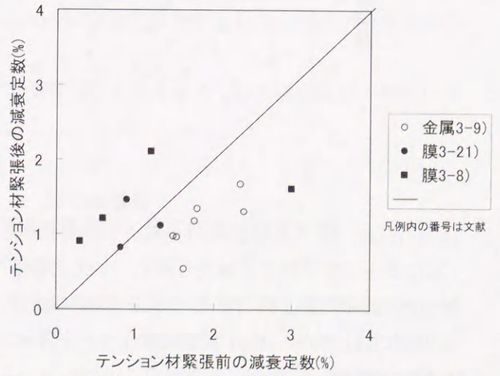


図 3.5.12 テンション材緊張による減衰定数計測値への影響

Hosei University Repository

一方，テンション材により下部構造との境界部分の動きが拘束され，下部構造への逸散減衰が減少することから，屋根部の減衰が全体として減少するとした見解[3-9]や，逆にケーブル緊張により摩擦減衰が増加する[3-8]とした見解があり，これについても今後の研究が必要である。

⑤振動モードの影響

空間構造物の固有モードは一般に数が多く，低次モードのみならず比較的高次のモードまで応答に影響する。従って耐震設計上の減衰定数のモード依存性については注意を払う必要があるが，現実には剛性比例型や各次一定型の減衰定数を与えているケースが多い。

ビル構造など一般の重層建築物では，振動数が大きいほど，また次数が高いほど減衰定数が大きくなる傾向が認められる[3-28]。そこで，振動モードごとに減衰定数が同定されている計測結果から，振動次数（振動数）と減衰定数の関係を図 3.5.13 に示した。これによると，減衰が振動数に比例する様な関係は見られない。むしろ，振動数が小さい，すなわち周期が長いほど減衰定数が大きくなってくる傾向が見受けられる。これは，前述したスパンが大きいほど，すなわち周期が長いほど減衰定数が大きくなる関係と矛盾していない。

空間構造物の応答解析における減衰定数は振動数比例型を採用することは，減衰を過大評価することになる恐れが十分あると考えられる。

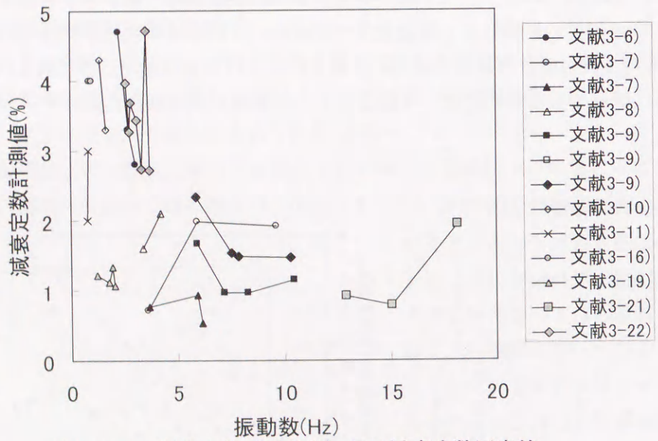


図 3.5.13　振動次数（振動数）毎の減衰定数同定値

次にモード形状による減衰性能について考察する。図 3.5.14 に計測で最初に現れる対称モードの減衰定数と非対称モードのそれを比較して示す。これによると，モード形状による明確な差は認めらない。減衰定数はモード形にはあまり影響されない[3-12]という知見を裏付ける結果である。

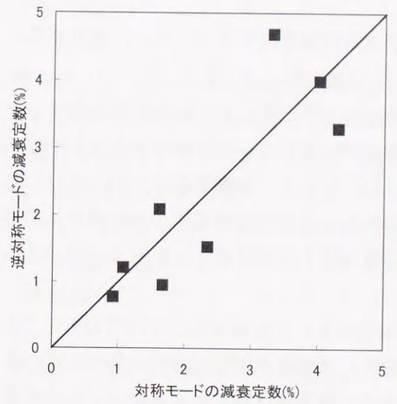


図 3.5.14　モード形状（対称，非対称）と減衰定数同定値の関係

⑥その他の要因

空間構造の減衰性能に及ぼす要因としては，他にも様々な事項が考えられる。

・評価方法によるばらつき

減衰定数の評価法について言及することが本論の目的ではないため，これについては成書によるが（例えば[3-28]），$1/\sqrt{2}$ 法ではモード干渉により減衰定数が大き目に評価され[3-16]，RD 法が比較的精度がよいなどとする知見もあり，今後のデータの蓄積が待たれる。

・構造材料による差

空間構造骨組みの構造材料には，鉄骨造，木造，ケーブル構造がある。また最近，アルミニウム製の空間構造[3-29]ステンレス製の空間構造も実用化されつつある。しかしながら，鉄骨造は別にして，個々の構造材料を対象とした振動計測数は必ずしも多くなく，相互の比較には至らない。

・構造形式による差

同じ鉄骨造でも，空間的な広がりを持ったドーム構造（パラレルラメラ，ラチスドームなど）と，アーチによる円筒シェル構造や平行弦トラスによる一方向的な架構，サスペンション構造など構造形式は様々である。これに関しても個々の計測データは存在するものの，相互の比較には充分ではない。

・基礎構造および下部構造種別

屋根構造を支える下部構造が RC 造であるのか鉄骨造であるのかにより，屋根構造の支持条件が異なってくる。これは，屋根構造の振動エネルギーを吸収する能力（屋根にとっての逸散減衰）に大きく関わると考えられるが，定量的な検討を行なうにはデータ数が不十分である。

さらに，杭基礎や直接基礎，あるいは地盤種別による差異については，なお不明確なままである。

3．5．4　まとめ

筆者らの研究を含め行われた空間構造の振動実験・振動計測結果に基づき，減衰性能および減衰性能に及ぼす様々な要因について考察した。

これによると，常時微動計測結果に比べ，強制振動実験のケースでは大き目の減衰が得られており，空間構造の減衰性能が振幅に依存することが示唆された。またスパンが大きくなるほど，また周期が長くなるほど大きな減衰性能を発揮する。さらに，鉄骨建方時と屋根仕上げ後の減衰定数を比較した場合については，複数の計測で減衰定数は増加する傾

Hosei University Repository

向にあった。

これらの結果を総合的に判断すると，から空間構造の減衰の要因としては，接合ボルトや各種部材間の摩擦減衰が大きな割合を占めていることが裏付けられた。

空間構造物の固有モードは一般に数が多く，低次モードのみならず比較的高次のモードまで応答に影響する。振動モードごとに減衰定数が同定されている計測結果から判断すると，減衰が振動数に比例する様な関係は見られない。むしろ，振動数が小さい，すなわち周期が長いほど減衰定数が大きくなってくる。このことから空間構造物の応答解析における減衰定数は振動数比例型を採用することは，応答を過小評価することになる恐れがあると考えられる。

一方，計測結果による減衰性能はスパン 100m 規模のものでも高々3～4％程度のものである。これは塑性化を考慮しないコンクリート構造物の減衰性能程度であり，レベル２（大地震）まで弾性限を保つように設計されている多くの空間構造物にとっては必ずしも大きな値とは言えない。今後，空間構造の地震時の応答制御を考えた時，本調査結果は，より効率的なエネルギー吸収機構ないしは入力制限機構（免震構造）が必要なことを示唆する結果として重要であると考えられる。

３．６　まとめ

第３章では，実際の空間構造が地震時にどのような挙動を示すかを知るために，筆者が建設に関わった３つの実構造物について，振動計測を行なった結果を示した。この時，固有値解析や地震応答解析も同時に行ない，耐震設計時に仮定した剛性や減衰性能との関係を検討した。また，空間構造の振動計測におけるデータ処理の留意点に言及した。

さらに，我が国で行われた既往の空間構造の実測データベースを作成し，特に地震応答の大きさを抑制する減衰性能に着目し，これまで個々に推定されていた空間構造特有の減衰特性について検討した。

実構造物の振動計測および地震応答解析からは，以下の知見が得られた。

・空間構造の振動特性として，固有周期が近接していることが多く，常時微動波形のフーリエスペクトルから固有周期を同定することに困難が伴うが，固有値解析結果のモード振幅に着目することで同定が可能である。
・計測結果から減衰定数を同定する方法のうち RD 法については，モードの近接により減衰曲線に「うなり」が生ずる場合がある。精度良い減衰定数の計測値を得るためには，人力加振など，比較的振動振幅が大きな計測方法が望ましい。
・振動計測による固有周期やモードから判断すると，耐震設計時に仮定した剛性と質量に関しては，概ね妥当であったが，実構造物の接合部の剛域や，２次部材の付加剛性の影響から，設計値は剛性を幾分小さ目に評価していることが分かった。
・減衰性能に関しては，計測構造物ごとのばらつきが大きいものの，いずれも減衰定数で数％のオーダーであった。限られた数の振動計測では，減衰性能に影響する要因を分析することは困難である。
・下部構造で支持された空間構造の地震応答はかなり増幅する。曲率をもったドーム構造の場合，水平地動に対する鉛直応答の励起が顕著で，水平成分を超える場合も考えられ無視できない。このような現象は，計測で得られた高々数％の減衰では，制御することはできない。

既往の空間構造の実測データベースによる検討から以下の知見が得られた。

・常時微動計測結果に比べ，振動振幅が大きい強制振動実験のケースでは大き目の減衰が得られており，空間構造の減衰性能が振幅に依存すると考えられる。
・空間構造の規模が大きいほど（スパンが大きくなるほど，また周期が長くなるほど）大きな減衰性能が得られた
・鉄骨建方時と屋根仕上げ後の減衰定数を比較した場合，複数の計測で屋根仕上げ後の減衰定数は増加する傾向にあった。
・以上３つの事実を判断すると，空間構造の減衰の要因として，接合ボルトや各種部材間の「摩擦減衰」が大きな割合を占めていることを裏付けることができた。

Hosei University Repository

・空間構造物の固有モードは一般に数が多く，低次モードのみならず比較的高次のモードまで応答に影響する。計測結果から判断すると，減衰が振動数に比例する様な関係は見られない。空間構造物の応答解析における減衰定数に振動数比例型を採用することは，応答を過小評価することになる恐れがあると考えられる。
・データベースによる計測結果からこれまで建設された空間構造の減衰性能はスパン 100m 規模のものでも高々3～4％程度のものである。これは必ずしも大きな値とは言えない。

以上の知見から得られる結論は，現状の空間構造の地震時におけるエネルギー吸収能力は小さいにもかかわらず，耐震設計において，現在その評価を定めることができない。空間構造の耐震性能確保のためには，定量的なエネルギー吸収機構ないしは入力制限機構（免震構造）が必要なことを示唆している。

3章に関する参考文献

3-1) 田村幸雄：減衰定数の設定，建築雑誌/Vol.110.No.1372，特集：価値ある耐震性能設計に向けて－兵庫県南部地震を経験して，1995 年 5 月，pp.42～43
3-2) 河村壮一：新しい耐震設計講座－耐震設計の基礎，オーム社，1984，pp.156～178
3-3) 森田高市，神田順：建築物の減衰定数の振幅依存性に関する研究，日本建築学会大会学術講演梗概集， 1998 年 9 月，B-2 分冊，p.995～996
3-4) 細澤治，高木政美：ドーム屋根の減衰，平成 10 年度京都防災研究所共同研究集会（空間構造の耐震性能・評価をどう進めるか？）論文集，pp.91～100，1998.10
3-5) 高木政美，細澤治，山田正明，他：ドーム屋根の減衰定数，日本建築学会大会学術講演梗概集， 1998 年 9 月，B-2 分冊，pp.997～998
3-6) 安間由倫，立道郁生，嶋登志夫，藤原智：中規模空間構造の常時微動測定，日本建築学会大会学術講演梗概集， 2000 年，B-1 分冊，pp.931～932
3-7) 萬田隆，國枝治郎：既設空間構造の振動特性，日本建築学会大会学術講演梗概集， 1999 年 9 月，B-1 分冊，pp.903～904
3-8) 細澤治，早部安弘，高木政美：ケーブルで面内補剛した３ヒンジ架構の減衰定数，高木政美，細澤治，山田正明，他，日本建築学会大会学術講演梗概集， 1999 年 9 月，B-1 分冊，pp.1007～1008
3-9) 安間由倫，川口衞，畑戸龍夫，立道郁生，藤原智，李純一，嶋登志夫：サスペン・ドームの開発（その 5）光が丘ドームの振動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集， 1995 年 8 月， pp.805-806
3-10) 安間由倫，立道郁生，藤原智，他：低ライス複層トラスドームの振動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集， 1999 年 9 月，B-2 分冊，pp.911～912
3-11) 奥野智久，小野徹郎，岡田章，木村衛，他：大スパントラスの屋根の実挙動に関する研究（その２）静的載荷実験及び自由振動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集， 1990 年 10 月，pp.1329～1330
3-12) 棚木勇悟，鈴木俊男，中山昌尚，他：ハイブリッド二重空気膜構造の開発（その４）動的実験概要及び結果，日本建築学会大会学術講演梗概集， 1995 年 8 月，pp.813～814
3-13) 近藤一雄，大矢俊治，小田憲史，半谷裕彦，他：木造単層ラチスドームの振動および載荷実験その 1 構造概要と振動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集， 1991 年 9 月，pp.1243～1244
3-14) 金田勝徳，斉藤公男，黒木二三男，小嶋英治：複合式張弦梁構造の設計と施工（その２）力学性状および振動測定について，日本建築学会大会学術講演梗概集， 1991 年 9 月，p.1313～1314
3-15) 和田雅洋，岡田章，岡村潔，村田英俊，他：ケーブル補強空気膜構造に関する実験的研究，日本建築学会大会学術講演梗概集， 1989 年 10 月,pp.1199～1200

Hosei University Repository

3-16) 岡田敬一，塩谷清人，貞広修，西谷隆之，他：長円形張弦梁構造の振動解析および振動実験（グリーンドーム前橋の大屋根構造の研究報告-5），日本建築学会大会学術講演梗概集，1995年8月，pp.1157～1158

3-17) 前野敏元，長瀬正，木村長仁，久徳敏治：木造格子シェル構造の構造実験について，日本建築学会大会学術講演梗概集，1989年10月，pp.1275～1276

3-18) 加藤泰正，岡本嘉行，岡田幸雄，中山昌尚，本間俊雄，他：木造サスペンション構造の構造特性その2加振実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，1990年10月，pp.1163～1164

3-19) 本橋章平，坪田張二，内藤幸雄，他：集成材と鋼板による半剛性吊屋根構造の開発その7　1/4縮尺吊屋根模型の振動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，1996年9月，B-1分冊，pp.841～842

3-20) 柿田芳久，近藤一雄，神沢宏明：二重ケーブルネット膜屋根構造物の設計について（その3．実構造物による振動実験の概要），日本建築学会大会学術講演梗概集，1996年9月，pp.919～920

3-21) 細澤治，斉藤公男，岡田章，他：ストリングを面外配置したテンション・グリッド・ドーム（TGD）の力学性状に関する実験的研究（その2）実建物における振動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，1998年9月，pp.1059～1060

3-22) 建築構造物の振動実験，日本建築学会，昭和53年，pp.209～211

3-23) 川口衞，阿部優：斜張形式の吊屋根の構造設計－西日本総合展示場の構造について，カラムNo.68，1978，pp.73～78

3-24) 岡村潔，犬飼伴幸，小野徹郎，木村衛，他：単層ラチスドームの力学性状に関する長期観測（その2）ナゴヤドームの地震観測(1997.3.16愛知県南部地震)，日本建築学会大会学術講演梗概集，1998年9月，B-1分冊，p.971～972

3-25) 本田明弘，山内一秀：開口を有する内部空間による屋根への付加減衰効果に関して，日本建築学会大会学術講演梗概集，1997年9月，B-1分冊，p.225～226

3-26) 魏然，河井宏允，志村正幸，義江龍一郎：大スパン片持ち屋根の風応答について（その1）屋根勾配および減衰等の影響，日本建築学会大会学術講演梗概集，1996年9月，p.309～310

3-27) 末岡利之，豊嶋学，大木洋司：格子型張弦構造屋根の振動計測，日本建築学会大会学術講演梗概集，2000年，B-1分冊，pp.975～978

3-28) 建築物の減衰，日本建築学会，2000年10月

3-29) 前田佐登男，渡辺和志，檜山裕次郎，高島英幸：アルミニウム合金ボールジョイントを用いた単層ラチスドームの実験的研究（その3　自由振動実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，1999年9月，B-1分冊，p.947～948

3-30) Kawaguchi, M., Abe, M., Hatato, T., Tatemichi, I., Fujiwara, S. and Matsufuji, H. :"On A Structural System 'SUSPEN-DOME'", Proc. of IASS Symposium, Istanbul, 1993, pp. 523-530

3-31) Kawaguchi, M., Abe, M., Hatato, T., Tatemichi, I., Fujiwara, S., Matsufuji, H., Yoshida, H. and Anma, Y. :"Structural Tests of 'SUSPEN-DOME' System ", Proc. of IASS Symposium, Atlanta, 1994, pp. 383-392

3-32) Kawaguchi, M., Abe, M., Hatato, T., Tatemichi, I., Fujiwara, S., and Anma, Y. :"Structural Tests on a Full-size SUSPEN-DOME Structure ", Proc. of IASS Symposium, Singapore, 1997, pp. 431-438

3-33) Tatemichi, I., Fujiwara, S., and Anma, Y. :"Vibration Tests on Full-size Suspen-dome Structure", International Journal of SPACE STRUCTURES, Vol. 12 Nos. 3/4, 1997, pp217-224

3-34) 阿部優，立道郁生，川口衞：テンセグリック・システムにより補剛された薄肉ドームの提案，日本建築学会技術報告集，第1号，pp96-102，1995.12

3-35) 李純一，安間由倫，立道郁生，藤原智：サスペン・ドームの開発，その4光が丘ドームの載荷および振動実験，前田建設技術研究所報，pp.121-128,VOL36,1995

3-36) 樋口虎一，加藤史郎　：張弦材を有するスペースフレームの振動性状に関する研究，日本建築学会大会梗概集(東海)，pp.1915-1916，1994.9

3-37) 田村他；”RD法による構造物のランダム振動時の減衰評価”，日本建築学会構造系論文報告集 第454号，1993年12月，pp29～38

3-38) 村岡久和，中村幸悦，山下哲郎：福井県立恐竜博物館(仮称)　恐竜ホール棟－鉄骨による大規模回転楕円状シェル構造，鉄鋼技術，NO. 146，2000年7月，pp.38-43

3-39) 中西宏次，橋本茂男，河原達也，大野宏行，吉田安宏，山田美智雄，落合正司，平川信也：「施工記録北九州メディアドーム複雑形状・楕円形ドームの構築」，施工，pp19～36，1998.7

3-40) 大野宏幸，立道郁生，梶田秀幸，八木利行：北九州メディアドームの施工と実証実験，ＪＳＳＣ　No.34，日本鋼構造協会，1999年10月，pp.32-40

Hosei University Repository

第４章

振り子原理による空間構造の免震化に関する取り組み

Hosei University Repository

第４章 振り子原理による空間構造の免震化に関する取り組み

４．１　振り子原理の免震への適用の利点と既往の研究

４．１．１　並進振り子

振子はもっとも基本的な免振手法であり，従来から地震計の基本的原理などとして用いられてきた。よく知られているように，吊り材の長さをＬとする単振子の固有周期Ｔは次式で与えられる。ただしｇは重力加速度である。

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{L}{g}} \qquad (4.1.1)$$

振子を免震機構として用いた場合の長所は，固有周期に吊り材の長さＬ以外にパラメーターはなく，質量や，吊り材の張力によって固有周期が全く変化しない点である。従って，吊り長さＬを変化させることによって，容易に所定の周期を得ることができる。この点が，質量と剛性で周期が決まるような積層ゴム免震に対する最大の長所である。

振幅に関して言えば，振幅が大きくなると固有周期は長くなるが，その変化はわずかで，片側 60° の大振幅でも固有周期の増加は 8%程度である。実用上は常に(4.1.1)式が成り立つと考えてよい。この点も積層ゴムがもつ変形制限に対して大いに有効であろう。

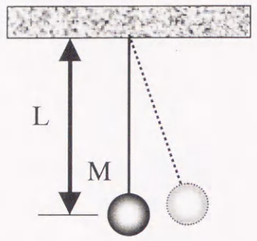


図 4.1.1　単振り子

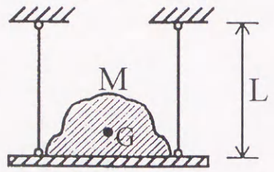


図 4.1.2　並進振り子

振子の吊り材の選択はかなりの自由度を持っている。例えば鋼材を用いた場合，耐火被覆などの防火性能に関する技術的完成度は高い。また，引張力を受けた場合，吊り材は圧縮力を受け持つことになるが，鋼材の場合，座屈に対する配慮を十分に行えば対処は容易である。このように，免震装置として振子原理を用いることには大きなメリットがあると考えられる。

ところで，構造物として物を支える機能を考慮すると，単振子はいかにも使いにくい。そこで，単振子と同様，振子の長さだけで周期が決まる並進振子（図 4.1.2）を免震デバイスとして用いることが妥当であろう。

振り子の原理を用いた制振あるいは免震構造に関する研究はいくつかなされている。

制振構造に関しては，マスダンパーとしての機能に期待するもので，例えば高木，西山による研究[4-1]では，高層建物の複数階の床をサスペンション方式として地震時の応答低減効果を検討している。

振り子の原理を用いた免震構造に関する研究は，床免震と基礎免震に分類される。このうち床免震では精密機器の設置環境としての床免震システムを提案している世良，宮崎，高見らの研究[4-2] [4-3]や高瀬，有馬ら[4-4]による水平方向は振り子免震，鉛直方向はコイルばねを用いた免震床の研究がある。またMasih[4-5]は，吊り元に転がり機構を設けることで，共振が防止できるとしている。

振り子免震のうち基礎免震に関する研究はあまりない。嶋津，小西らの研究[4-6]～[4-9]は高さ20mのＲＣ構造物を想定した振動実験（図 4.1.3）などを行い免震効果を確認している。

倉持道夫，倉持晴雄，正木の研究[4.10]～[4.11]では，多段式の吊り構造の免震装置を提案している。本研究では入力振動の周期により免震装置の固有周期を可変することも目的としており，実験を含めた基本的な検討を行っている（図 4.1.4）。

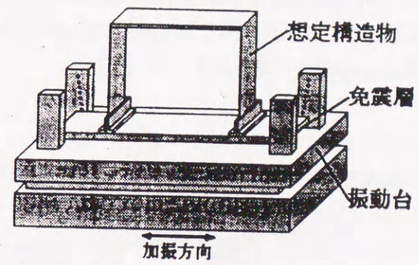


図 4.1.3　嶋津，小西らの実験例[4-6]～[4-9]

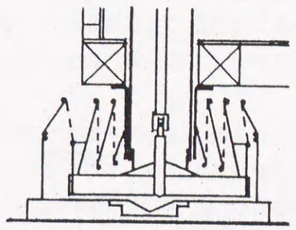


図 4.1.4　倉持，正木らの免震装置[4-10]～[4-11]

Garza Tamez ら[4-12]は９階建てＳ造建物の 1/8 スケールの模型（図 4.1.5）を使用し，振り子による基礎免震に対し３種類の吊り長さの振動実験を行なっている。ここで考えている免震装置は図 4.1.6 のようなものである[4-13]。この結果，基礎固定の場合に比べて，地震時のベースシアを 95%程度低減できる事を示している。Garza Tamez らはさらに，メキシコシティの新たな新聞社の建設において，印刷機を乗せている床を並進振り子で免震化した。この時の免

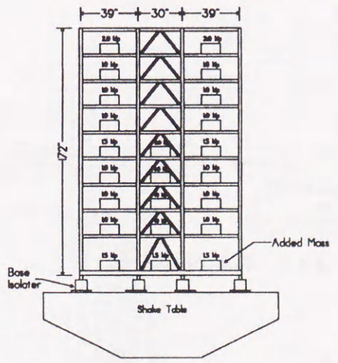


図 4.1.5　Garza Tam らの試験体[4-12]

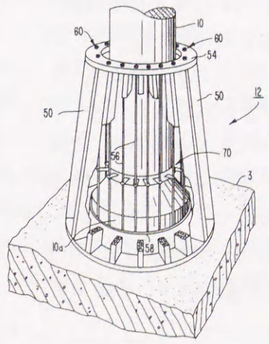


図 4.1.6　Garza Tam による免震装置[4-13]

震周期は約 6.25 秒である。しかしながら，これらの実験の詳細は必ずしも明らかでない。

Hosei University Repository

4．1．2　転がり振り子

振り子は吊材で支える物体を支持しない方式でも実現することができる。図 4.1.7 のように球面上の皿の中の球体の運動は，単振り子と同一である。このような振り子を転がり振り子と言う。これは構造物で考えると，物体を支持するために非常に好都合な方式であり，免震デバイスの基本システムの一つとして現在でも多用されている。この応用例として減衰機構として摩擦に期待している摩擦振り子タイプの免震（FPS；friction-pendulum isolator）装置（図 4.1.8）がある。

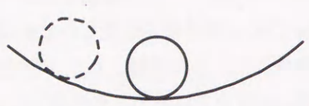


図 4.1.7　球殻の中の球体の運動

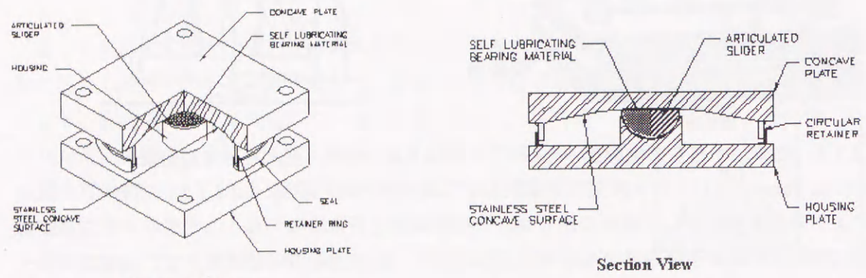


図 4.1.8　摩擦振り子免震（FPS）[4-14]

また，我が国では 1924 年に鬼頭健三郎によって提案され特許となった「構造物耐震装置」[4-15]もこの原理に基づいていると考えてよい（図 4.1.9）。

現在でも，ベアリング等を用いた転がり振り子タイプの免震はいくつか実用化されている。

ところで，図 4.1.10 のように，半径 R の球体が地上に置かれているとする。

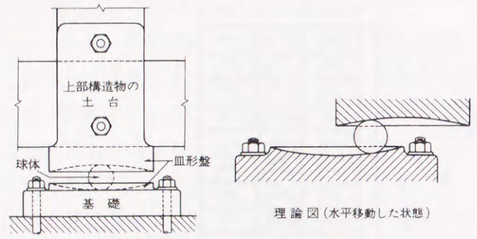


図 4.1.9　構造物耐震装置 [4-15]

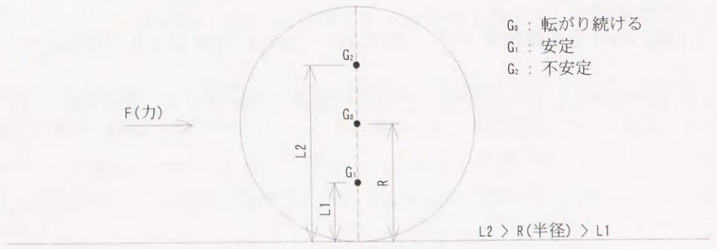


図 4.1.10　地上の球体の転がり

この球体に横から力を加えたとき，球体の重心が中心 G_0 にある場合は球体は転がり続ける。中心より上部に重心にある場合は回転に勢いが生まれ不安定であるが，中心より下部に重心がある時は復元力が生まれ，ある一定の周期で単振動する。この原理は機械工学分野をはじめ Rocking Chairs や「起き上がりこぼし」など身近なものにも使われている。本論文ではこのタイプの振り子を Rocking　Pendulum（転動振子）と呼ぶ。

このタイプの単振動の固有周期は図 4.1.10 の記号によれば次式で与えられる。ただし g は重力加速度である。

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{L_1^{\,2}}{g(R-L_1)}} \tag{4.1.2}$$

（4.1.2）式によると転動振子の固有周期は、曲率半径 R と支えられる物体の支持点までの距離 L によって決まる。単振り子と同様，厳密には振幅が大きくなると固有周期は長くなるが，その変化はごくわずかで，免震に使用することを考慮すれば実用上は常に(4.1.2)式が成り立つと考えてよい。すなわち，免震対象物の質量によって固有周期が全く変化しない点が，質量と剛性で周期が決まるような積層ゴム免震に対する最大の長所となる。なお，重心 G_1 はトロコイド(trochoid)曲線を画いて運動する。

振り子の一種である転動振子を免震装置として利用しようとする発想も古くからあり，例えば、岡隆一によって提案され 1932 年に特許となった「築造物免震装置」[4-15]がよく知られている（図 4.1.11）。これは下端が球面の免震柱で，球面の曲率中心より下に柱の上端があって，球形ヒンジにより上部構造を支持するものであった。また，1965 年に第 3 回世界地震工学会議で松下清夫氏と和泉正哲氏らが論文として発表した「ロッキングボール」[4-15]は転動振子の一タイプである。

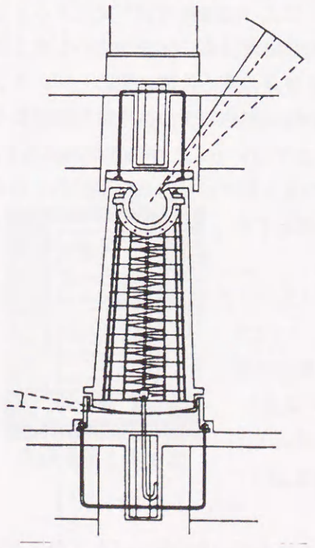


図 4.1.11　岡隆一の「築造物免震装置」[4-15]

これらは極めて優れた発想であったが，球面の制作はかなりの技術と工数を要し，また，支持構造の形状が建築計画上の妨げになることもあり，普及していない。

並進振り子，転動振子など振り子の原理を用いた免震デバイスは明確な原理に基づいているため信頼性が高く，比較的安価に安定した免震効果が期待できる。

次節以降，その原理と実証について述べる。

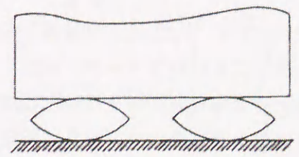


図 4.1.12　松下らの「ロッキングボール」[4-15]

Hosei University Repository

４．２　並進振り子免震の原理と実証[4-16~19)]

４．２．１　並進振り子免震の原理

（１）振り子振動系のいろいろ

工学的に用いられている振り子には，**図 4.2.1** に示す様に(a)単振子，(b)実体振子，(c)並進振子などがある。単振子の場合，吊り材の長さを L とすると固有周期 T は次式で与えられる。ただし g は重力加速度。

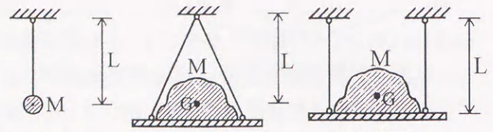


図 4.2.1 いくつかの振り子振動系

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{L}{g}} \tag{4.2.1}$$

構造物として物を支える機能を考慮すると，(a)単振子は，支えられる物体の重心が吊り点になければならないことや，支えられる物体が振動に伴い回転することから使いにくい。

(b)の実体振子と(c)の並進振子は共に図 4.2.2 に示すようなクランクメカニズムを伴う振り子（対称２点吊振り子）の一形態であると言える。両者とも物を支持する機能は満たしているものの大きな相違がある。

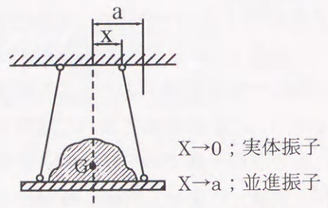


図 4.2.2　実体振子から並進振子

実体振子は，支える物体の重心位置と回転慣性モーメントによって固有周期が変化することが大きな特徴であり，かつ欠点となる。一方，並進振子の固有周期はよく知られているように(4.2.1)式と同じで，振子の長さ L だけで決まる。L は物体の質量の重心位置に関わらず，吊り材のヒンジ間距離であり変化しない。また，吊られている物体は実体振子のように回転運動を伴わない。このことから，並進振子の原理を免震デバイスとして用いることが当面妥当である。

従来，免震デバイスとして多用されている積層ゴム免震の基本原理はばね系の単振動である。固有周期は免震構造物の質量を M，積層ゴムのばね定数を K とすると原理的には(4.2.2)式で表わされる。

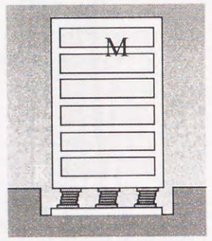


図 4.2.3 単振動系

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{M}{K}} \tag{4.2.2}$$

(4.2.2)式と比べた時，(4.2.1)式の並進振子免震の長所は，固有周期に吊り材の長さ L 以外にパラメーターがなく，免震対象物の質量や，質量の分布によって固有周期が全く変化しない点である。従って，吊り長さ L を変化させるだけで，容易に所定の周期を得ることができる。

振幅に関して言えば，振幅が大きくなると固有周期は長くなるが，その変化はわずかで実用上は常に(4.2.1)式が成り立つことは周知の事実である。

吊り材の選択はかなりの自由度を持っている。例えば鋼材を用いた場合，耐火被覆などの防火性能に関する技術的完成度は高い。また，吊り材を圧縮力を負担し得る部材として設計できる事も，この方式のもつ特長の一つであると言える。

（２）対称２点吊り振子の固有周期

１）ポテンシャルエネルギー及び位置エネルギーの概念

並進振り子の固有周期は（4.2.1）式で表される。前述したように並進振り子は対称２点吊振り子の一形態であり，実体振り子の延長上にある。ここでは，並進振り子の固有周期をこのような観点から対称２点吊振り子の一般式から導くことにする。

釣合位置を基準とするポテンシャルエネルギーは，釣合位置からその状態に至る過程で外力がなした仕事として定義する事が出来る。

たとえば，図 4.2.4 の単振り子場合，ポテンシャルエネルギー P は，

$$P = \int_0^{\theta} F\,l\,d\theta \tag{4.2.3}$$

$$F = m\,g\,\theta \tag{4.2.4}$$

(4.2.3)式，(4.2.4)式より

$$P = m\,g\,l\,\frac{\theta^2}{2} = m\,g\,l\,(1-\cos\theta) = m\,g\,h \tag{4.2.5}$$

となり，“位置エネルギー”の概念と一致する。

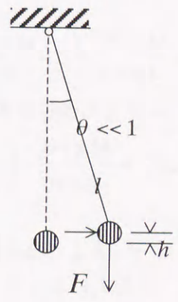


図 4.2.4 単振り子

２）対称２点吊りメカニズムのポテンシャルエネルギー

図 4.2.5 より

$$\begin{cases} T_1 \sin\alpha = T_2 \\ T_1 \cos\alpha = \dfrac{M\,g}{2} \end{cases} \tag{4.2.6}$$

θ_1，$\theta_2 << 1$ として，角方程式より

$$\begin{cases} \theta_1 = \theta_2 \\ \theta_3 = \dfrac{a-b}{a}\theta_1 \end{cases} \tag{4.2.7}$$

$$\begin{cases} |T_1| = |T_1'| \\ |T_2| = |T_2'| \end{cases} \tag{4.2.8}$$

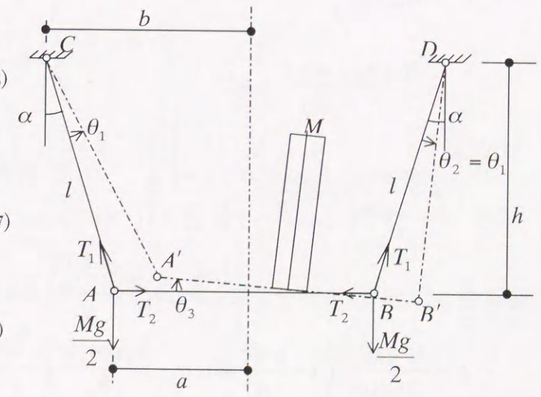


図 4.2.5 対称 2 点吊り振り子

Hosei University Repository

点$A \rightarrow A'$において点A'で
必要な力F_Aは，次の様になる。

$$F_A = T_1\,\theta_1 - T_2\,\theta_3 \sin\alpha \quad (4.2.9)$$

$$= T_1\,\theta_1 \left(1 - \frac{T_2}{T_1}\frac{\theta_3}{\theta_1}\sin\alpha\right)$$

$$= T_1\,\theta_1 \left(1 - \frac{a-b}{a}\sin^2\alpha\right) \quad (4.2.10)$$

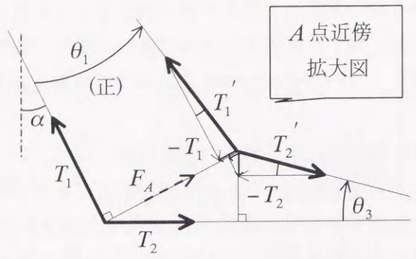


図 4.2.6　A点近傍の拡大

$A \rightarrow A'$の過程でF_Aがする仕事は，

$$P_A = \int_0^{\theta_1} F_A\, l\, d\,\theta_1 \quad = T_1\, l \left[\frac{\theta_1^2}{2}\right]_0^{\theta_1} \left(1 - \frac{a-b}{a}\sin^2\alpha\right)$$

$$= \frac{M\,g\,l\,\theta_1^2}{4\cos\alpha}\left(1 - \frac{a-b}{a}\sin^2\alpha\right) \quad (4.2.11)$$

であり，$B \rightarrow B'$でも同じ仕事が行われるから，全ポテンシャルエネルギーは，

$$P = 2P_A = \frac{M\,g\,l\,\theta_1^2}{2\cos\alpha}\left(1 - \frac{a-b}{a}\sin^2\alpha\right) \quad (4.2.12)$$

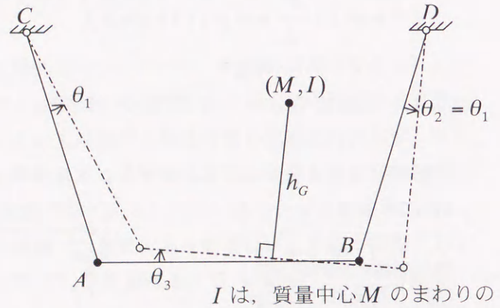
となる。

質量中心MがABより高い位置にある場合は，回転θ_3によって，Mは高さを減じるので，それによるポテンシャルエネルギーの減少は，

$$P' = M\,g\,h_G\frac{\theta_3^2}{2}$$

$$= \frac{M\,g\,h_G}{2}\left(\frac{a-b}{a}\right)^2\theta_1^2$$

$$= \frac{M\,g\,l\,\theta_1^2}{2\cos\alpha}\frac{h_G\cos^2\alpha}{h}\left(\frac{a-b}{a}\right)^2 \quad (4.2.13)$$



Iは，質量中心Mのまわりの慣性モーメント

図 4.2.7　質量中心MがABより高い位置にある場合

従って，この場合の全ポテンシャルエネルギーは次式で表される。

$$P = \frac{M\,g\,l\,\theta_1^2}{2\cos\alpha}\left\{1 - \frac{a-b}{a}\sin^2\alpha - \frac{h_G\cos^2\alpha}{h}\left(\frac{a-b}{a}\right)^2\right\} \quad (4.2.14)$$

3）運動エネルギー

次に運動エネルギーについて考える。質量中心Mの水平移動δ_H及び水平速度$\dot{\delta}_H$は，それぞれ

$$\delta_H = h\theta_1 - h_G\,\theta_3 = \left(h - \frac{a-b}{a}h_G\right)\theta_1 \quad (4.2.15)$$

$$\dot{\delta}_H = \left(h - \frac{a-b}{a}h_G\right)\dot{\theta}_1 \quad (4.2.16)$$

である。また，質量中心の回転θ_3及び回転速度$\dot{\theta}_3$は，それぞれ次の様になる。

$$\theta_3 = \frac{a-b}{a}\theta_1 \quad (4.2.17)$$

$$\dot{\theta}_3 = \frac{a-b}{a}\dot{\theta}_1 \quad (4.2.18)$$

ここで，調和振動を　$\theta_1 = \theta_0\cos\omega t$　のかたちで仮定すると，

$$\dot{\theta}_1 = -\omega\,\theta_0\sin\omega t \quad (4.2.19)$$

$$\dot{\theta}_3 = -\omega\,\frac{a-b}{a}\theta_0\sin\omega t \quad (4.2.20)$$

となる。

従って，$t = \frac{T}{4}$における運動エネルギーは次の様になる。

$$K = \frac{1}{2}\left\{M\left(\dot{\delta}_H\right)^2 + I\left(\dot{\theta}_3\right)^2\right\}_{t=\frac{T}{4}}$$

$$= \frac{1}{2}\left\{M\left(h - \frac{a-b}{a}h_G\right)^2 + I\left(\frac{a-b}{a}\right)^2\right\}\omega^2\theta_0^2$$

$$= \frac{M\,\theta_0^2}{2}\omega^2\left\{\left(h - \frac{a-b}{a}h_G\right)^2 + \frac{I}{M}\left(\frac{a-b}{a}\right)^2\right\} \quad (4.2.21)$$

また，$t = 0$におけるポテンシャルエネルギーは，(4.2.14)式で$\theta_1 \rightarrow \theta_0$として，

$$P = \frac{M\,\theta_0^2\,g\,l}{2\cos\alpha}\left\{1 - \frac{a-b}{a}\sin^2\alpha - \frac{h_G\cos^2\alpha}{h}\left(\frac{a-b}{a}\right)^2\right\} \quad (4.2.22)$$

となる。

Hosei University Repository

4）固有周期

力学的エネルギー保存則より，$P = K$ なので固有周期Tは，次式で表される。

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\sqrt{\frac{h}{g}}\cos\alpha\sqrt{\frac{\left(1-\frac{a-b}{a}\frac{h_G}{h}\right)^2+\frac{I}{Mh^2}\left(\frac{a-b}{a}\right)^2}{1-\frac{a-b}{a}\sin^2\alpha-\frac{h_G}{h}\left(\frac{a-b}{a}\right)^2\cos^2\alpha}} \qquad (4.2.21)$$

$a = b$ $(\alpha = 0)$のときは、並進振子となり、
式(21)より、

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{h}{g}} \qquad \cdots\cdots\cdots\cdots(4.2.22)$$

また、$b = 0$のときは、実体振子となり、

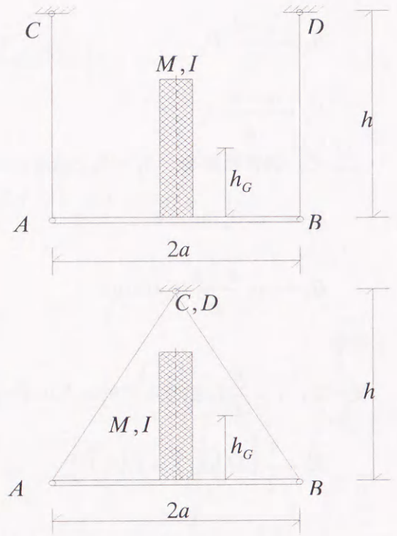
$$\sin\alpha = \sqrt{\frac{a^2}{a^2+h^2}}\ ,\quad \cos\alpha = \sqrt{\frac{h^2}{a^2+h^2}}$$

の関係から、
I_0をC点まわりの慣性モーメントとすると、

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{I_0/M\,(h-h_G)}{g}} \cdots\cdots(4.2.23)$$

となる。

以上の事から、並進振子と実体振子は共に、クランクメカニズムを伴う振り子の一形態である事がわかる。



5）対称２点吊り振り子の性質

対称２点吊り振り子の周期特性を調べるため、$h = 2a$の場合における計算例を示す。
パラメーターは振り子免震で支持される物体の重心位置であり，次の数値とした。

$\frac{h_G}{h}$ =0.2、0.4、0.6、0.8、1.0、2.0、4.0、6.0

ここで、質量の高さ方向分布を一様とすると、

$$I/M = h_G^2/3$$

となるため、aとbの比率の違いによる固有周期分布を調べる事が出来る。

ここでは、$b/a = \beta$ として、$0 \le \beta \le 3$における、吊り長さｈの並進振り子に対する周期の伸び率，

$$\frac{T}{2\pi\sqrt{\frac{h}{g}}}$$

の値を調べることとする。β=0 の場合は実体振子，β=1 の場合が並進振り子となる。

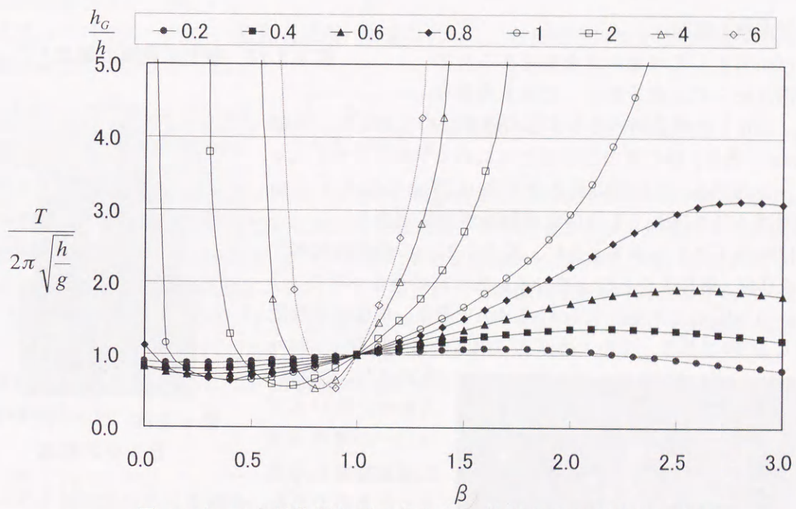


図 4.2.*　２点対称振り子の吊り幅に依存する固有周期の変化

図 4.2.*より，以下の点が明らかになった。

・吊り幅を広くする（βを１より大きくする）ことによって並進振り子の周期を伸ばすことができる

・これは吊られている物体の重心が高い位置にあるほど（$\frac{h_G}{h}$が大きいほど）顕著で，かつ敏感である

・実体振子に近い（βが０に近い）場合，重心が高いと不安定になる

これらから，並進振り子（β=1 の場合）を免震原理として用いることは吊られているものの重心に関わらず安定した免震周期が得られること，また，免震周期は吊り幅に大変センシティブであることが分かった。

Hosei University Repository

4．2．2 免震床に関する実験

（1）振子床免震の概念

並進振子免震の適用としてまず考えられるのは，床免震であろう。図 4.2.10 に示すように建物の梁から吊られた床を考えてみる。地震の際，建物は振動するが，吊り床の応答は極めて小さくなる。地震終了後の吊り床部の振動をなるべく早く静止させるためにはダンパーを設ける。ダンパーは上階の梁との間に設置したり，下階の梁，ないしは柱との間に設置することができる。

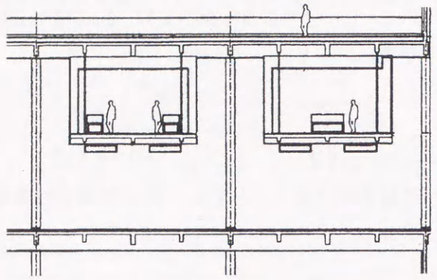


図 4.2.10 振子床免震の概念 [4-16)]

（2）実大実験の概要

免震デバイスとしての適用性を確認するために，建物内に吊られた床を想定した実大実験を行なった。想定した構造物の吊り床部の面積は約 1,000 ㎡，質量約 1,000ton である。吊り材の上下端はユニバーサル・ジョイントによるヒンジとする。吊り材の長さを 4.5m にすると(4.2.1)式から固有周期は 4 秒を超え，十分な免震効果が期待できる。

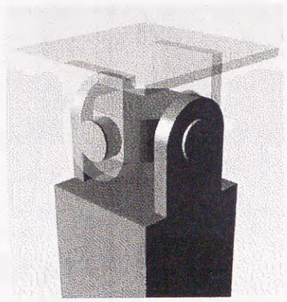


図 4.2.11 ユニバーサルヒンジの概念

試験体は写真 4.2.1 に示すように，高さ 5.27m の鉄骨の加振フレーム，吊り材，吊り床からなっている。吊り材の長さは実長 4.5 m とした。吊り床の大きさは 1.5m×2.5m である。吊床の理論固有周期は 4.26 秒である。なお，吊床には鋼製の付加重錘 2.49ton を載せた。これは，実験時に用いるダンパーの製作可能な減衰容量から定まったものである。使用ダンパーはオイルダンパーとした。

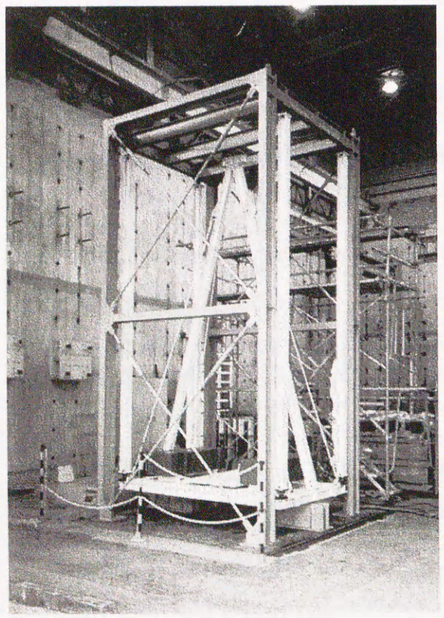


図 4.2.1 試験体全景

試験体を二次元振動台に載せ，ホワイトノイズ波および実地震波による加振を行った。

振動台の仕様を以下に示す。

テーブル寸法	；3.0m×3.0m
最大積載重量	；7.0ton
加振方向	；水平および上下
最大振幅	；水平±150mm，上下±60mm
最大速度	；水平±75cm/sec，上下±35cm/sec
最大加速度	；水平±2G(7 ton 載荷時) ～±3G，鉛直±1.1G(7 ton 載荷時) ～±1.5G
加振振動数	；～50Hz
制御量	；加速度，速度，変位
加振波形	；正弦波，不規則波（地震波）

（3）実験結果

ダンパーがない場合，本試験体の自由振動波形から求めた減衰定数は 1～2 %が得られている。これは，主として吊材のヒンジの摩擦抵抗によるものと考えられる。また，自由振動曲線より得られた振り子周期は 4.17 秒であり，吊長さから算定される周期 4.26 秒より若干短い。これは，図 4.2.12 に示すように吊材の質量 (0.31ton) による復元力を考慮していないためである。

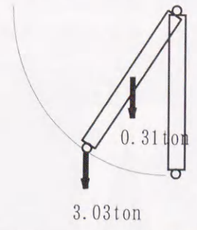


図 4.2.12 吊材の復元力

免震床の質量　；W_1=3.03ton
吊材の質量　；W_2=0.31ton
吊材長さ　；l_1=4.5m
吊材の重心長さ；l_2=2.25m

これらのパラメータから，質量と吊長さで重み付けした等価固有周期を求めると，次式となり，実験結果とよくあっている。

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{w_1 l_1}{w_1 l_1 + w_2 l_2}\frac{l}{g}} = 4.16\,\mathrm{sec} \qquad (4.2.24)$$

図 4.2.13 に El Centro NS 波 300gal 入力時の振動台および吊り床部の時刻歴応波形（水平成分）を示す。並進振り子で吊られた床は充分な免震効果が得られることが分かる。入力波はこの他，HACHINOHE NS 波(1968)，KOBE NS 波（神戸海洋気象台波,1995）を入力した。吊床の水平応答加速度について，入力加速度に対する比は，オイルダンパーの減衰定数が 10%の場合 0.05～0.10 程度に，減衰定数が 15%の場合 0.09～0.12 程度に減少する。これにより，振り子免震床上の物体の転倒などが効果的に抑制されることがわかった。

振動実験結果のうちいくつかの時刻歴加速度波形をフーリエ変換し，周波数領域のスペクトルとして考察を行った。

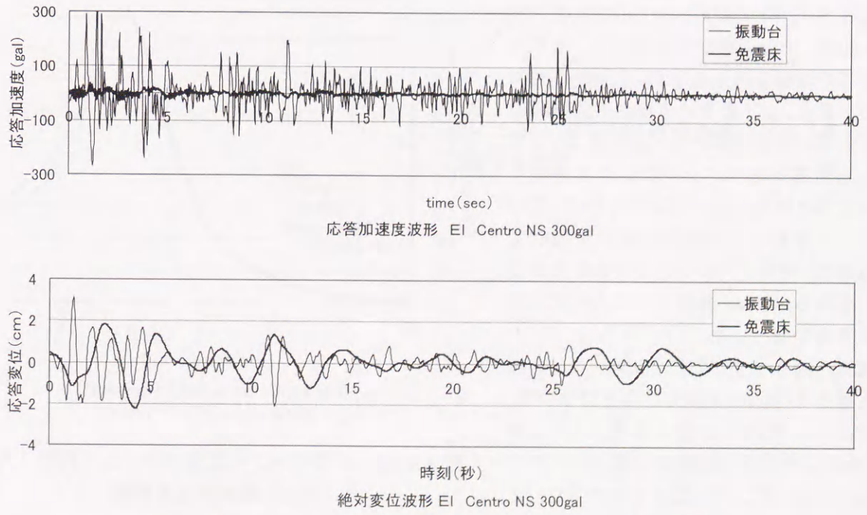


図 4.2.13 El Centro NS 波 300gal 入力時の時刻歴応波形

Hosei University Repository

スペクトル処理を行うと，入力地震動のどの周期成分が免震システムに影響が大きいかを直感的に理解することができる。また，条件の違う実験ケースを比較することにより，ダンパーの減衰定数などの最適さを検討することができる。

図 4.2.14 は，ホワイトノイズ波で水平加振した場合について，振動台の加速度に対する吊フレーム上部の応答加速度の増幅度と，さらに吊床部の増幅度を示したものである。

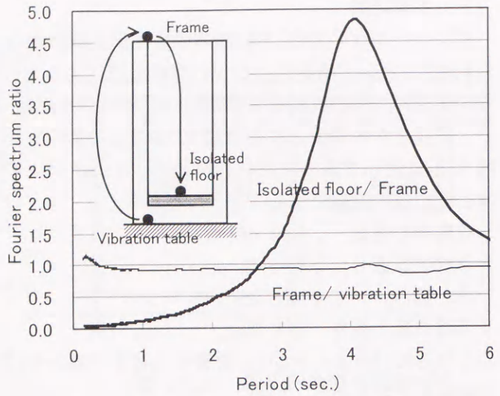


図 4.2.14　ホワイトノイズ入力時の周波数応答関数

振動台から吊りフレームへの応答増幅は，広い周期帯にわたってほぼ 1 であることから，吊りフレームは充分剛で振動台の振動をそのまま吊り元に伝達していることが分かる。一方，振動台の入力振動に対し免震床は振子周期の 4 秒付近で大きく共振しているが，振動台の入力地震の卓越周期がほぼ 2.7 秒より短いと，免震床は応答低減効果を発揮する（増幅率が 1 を下回る）ことが分かる。周期 2 秒で約半分，1 秒以下では 1 割以下に入力加速度が低減される。通常我が国で発生する地震動の地表加速度の卓越周期は地盤の状況にもよるが，3 秒を超えることは希であると考えられることから，本図より 4 秒程度の振り子床免震は充分効果があることが分かる。

以上は，振動台を水平方向に振動させたケースについて検討したが，次に鉛直動と水平動を同時に入力した場合について結果を示す。積層ゴム免震では積層ゴムの変動軸力により免震周期が変化するため使用する際注意が必要である。

図 4.2.15 に，ホワイトノイズ波の「水平＋鉛直」方向同時加振に対する，水平方向応答の増幅の様子を示す。水平動単独入力の場合と，上下動を伴う場合の免震床の水平応答の増幅はほとんど変わらない。すなわち免震床のパフォーマンスは鉛直入力の有無に関わらないことが分かる。このように上下動と水平動を分離して設計できるのは，免震システムとして大きなメリットがある。なお，鉛直入力の大きさは水平入力の半分とした。

次に，図 4.2.16 はオイルダンパーの減衰定数を 5%と 10%と変えた場合について，El Centro NS 波 300gal 水平入力に対する，水平方向の応答関数を比較したものである。なお，ダンパーはオイルダンパーとし，吊りフレーム上梁と吊り床から立ち上がった片もちトラスとの間に設置した(写真 4.2.2)。

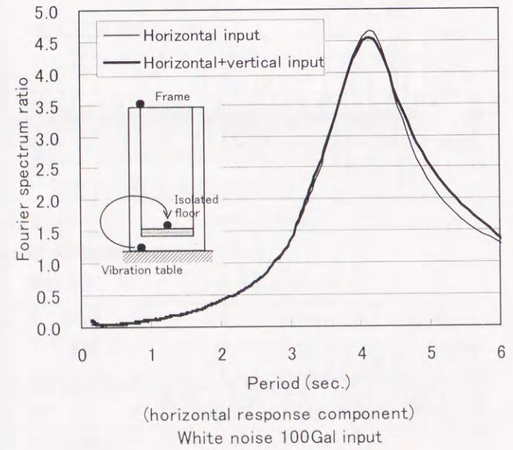


図 4.2.15　ホワイトノイズ波水平＋上下同時入力の場合の周波数応答関数

図 4.2.16 から振子の共振周期 4 秒付近では，減衰が小さいことにより免震床の応答は大きくなるが，もともと 4 秒近辺の応答は極めて小さいため，問題にならない。一方，地震の主成分である短周期部分の免震効果はほとんど変わらない。

振子免震床の基本理念として，アイソレーションに重点を置く考え方が自然である。ここでの結果は，減衰システムをかなり軽微にできることを示唆している。

本実験結果から得られた主要な知見は以下の通りである。

① 並進振り子免震床は水平動に対して充分な免震効果がある

② 本システムの免震効果は上下動の影響をほとんど受けない

③ 免震床の減衰は 5 %程度と小さくても効果は変わらない

これらは，並進振子免震を床免震に適用する有効性を実証すると共に，より一般的な免震デバイスに適用する際の可能性を示唆するものであると考えられる。

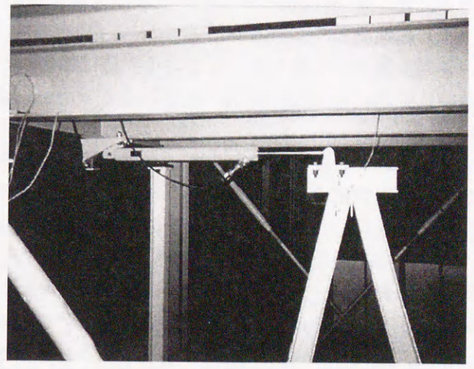


写真 4.2.2　オイルダンパー設置状況

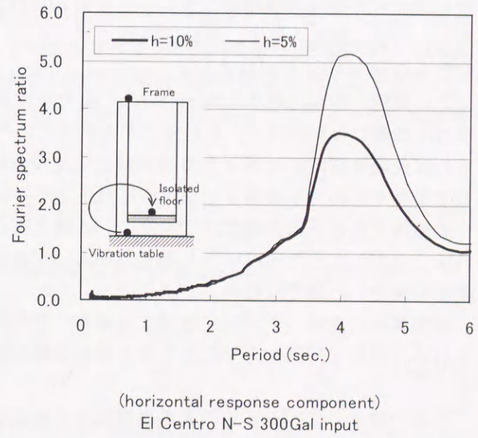


図 4.2.16　ダンパー容量の違いによる免震効果に対する影響

Hosei University Repository

4．2．3 並進振り子を用いた基礎免震に関する実験

（1）基礎免震の方法と問題点

基礎免震として最も普及している方法は積層ゴム免震である。最近，免震構造が超高層建物を含む比較的細長い立面形状の構造物にも適用され始めており，研究も盛んに行なわれている[例えば 4-20～24]など。

超高層建物の振動現象としては一般に風によるものが制振システムを中心に研究されている。しかし，地震による振動は構造部材に発生する力のレベルとしては問題ではないものの，居住性や転倒を考慮したとき超高層建物の免震化には大きなメリットがある。

ところが，積層ゴム免震は一般に引っ張り応力を生じさせないように設計される。このため，構造物の転倒モーメントによる引き抜き力を考えると，通常の積層ゴム免震ではアスペクト比（塔状比）が概ね３を越えると適用できないことが指摘されている[4-20]。

また，超高層の固有周期は２秒を超えるものもあり，免震化のためには免震装置のより長周期化を図る必要がある。

引抜き力など変動軸力に対する問題を解決するために，引き抜き対策用の補助装置をつけ加えたもの[4-25]や高強度積層ゴムを用いたもの[4-21]がある。また引き抜きの問題と共に長周期化を目的としたデバイスとして，リニアスライダーを用いたもの[4-26]，滑り支承と積層ゴム支承を組合せたもの[4-27][4-28]などがある。

この問題の有用な解決策の一つとして振り子免震について考えてみる。振り子の周期は質量や支点の運動には無関係で，振り子の糸の長さにのみによって決まる。例えば，振り子長さ４ｍとすれば免震周期は約４秒となり長周期化は比較的容易に実現できる。また，振り子の吊材はロッドでも良く圧縮力を負担させ引抜きに抵抗させることもできる。

並進振子免震を床免震だけではなく，基礎免震として用いようとする試みは前述したようにこれまでなされてきた[4-6～14]。しかしながら，引抜きが問題になるような変動軸力が大きい免震挙動を対象とした研究はない。

空間構造に免震システムを適用する場合，屋根構造の支持部に免震層として用いる方法が考えられる。屋根支持部は上下応答を伴う複雑な屋根振動モードの影響を受け，かなり軸力が変動する。

ここでは，アスペクト比の大きな建物を対象とし振り子を用いた基礎免震システムの基礎的な検討を行い，その有用性を確認する。図 4.2.17 に，並進振り子による基礎免震の概念を示す。

（2）地震応答解析による検討

ここでは，基礎的な検討として，構造物の下端部に振り子免震機構を有する高層建物を一質点系に置換し，地震応答解析を行った。

転倒モーメントにより建物基礎に引き抜き力が発生する場合でも，吊り材がロッドなどの抗圧要素であれば，振り子周期はやはり振り子の長さ L にのみによって決まる。従って振り子を等しい固有周期をもつばねに置換すれば，図 4.2.18(c)のようにモデル化することができる。ここで，

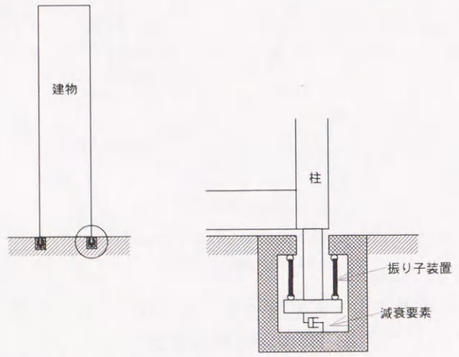


図 4.2.17　並進振り子による基礎免震の概念

me,He,Ke は建物の等価な質量，高さおよびばね定数を示す。Kp は振り子の等価ばね定数である。

ここでは簡単のため，me＝m，He＝0.5×H とする。また振り子の等価ばね定数については，解析結果から振幅が十分小さいことが分かっており(4.2.25)式で置換した。

$$Kp = m_e \frac{g}{L} \qquad (4.2.25)$$

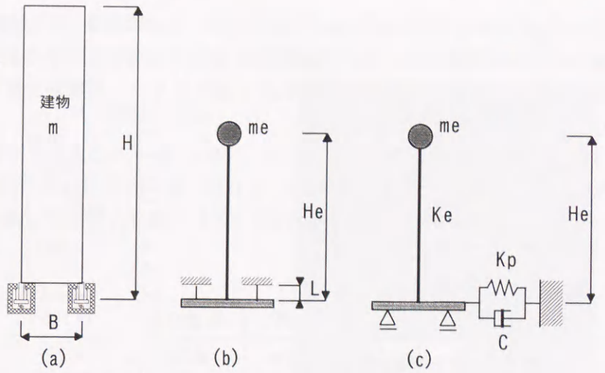


図 4.2.18　高層振り子免震のモデル化

例題として，アスペクト比 H/B=10（高さ 100m，非免震の場合の固有周期２秒，建物の減衰定数 3%）の高層建物を検討した。このような構造物の梁間スパン一構面を取り出し，図 4.2.18(a)のように振り子免震装置２個で支持されているものと仮定する。想定構造物は，梁間スパン 10m，桁行スパン 7m，階高４m，各層重量 84tf(1.2tf/m²)程度で一構面の総質量は 2000ton である。

振り子免震の周期を４秒（吊材の長さは 3.972 m）とした。この振動モデルの全体系の固有周期は次式より 4.47 sec となる。

$$\omega = \frac{\omega_e{}^2 \cdot \omega_p{}^2}{(\omega_e{}^2 + \omega_p{}^2)} \qquad (4.2.26)$$

ここで，ωｅ，ωp はそれぞれ等価建物，等価ばねの固有円振動数。また，免震層のダンパーの減衰係数Ｃは h=10%相当とし次式で算定した。

$$h = \frac{C\omega}{2K} \qquad (4.2.27)$$

ここで，ωは振り子の円振動数（=2π/Tg），K は振り子の等価ばね定数（=Kp）である。

このモデルに対し時刻歴応答解析を行なった。入力波は El Centro (1940)NS および HACHINOHE (1968)NS とし，入力最大加速度を 500gal に基準化した。解析手法は直接積分法である。

表 4.2.1　入力地震動

波形	入力最大加速度	原波形の最大加速度	継続時間
El Centro (1940)NS	500gal	341.71gal	15 秒
HACHINOHE (1968)NS	500gal	225.00gal	30 秒

表 4.2.2 に応答最大値を示す。比較のため，基礎固定の場合およびダンパーのない場合も示している。応答値は El Centro NS 波入力に比べ HACHINOHE NS 波入力の方が相対的に大きい。これは，HACHINOHE 波が El Centro 波に比べてやや長周期に勢力を有していることによる。

同表で地盤－基礎間の応答変位は振り子の振幅を示している。この結果から大地震と考えられ

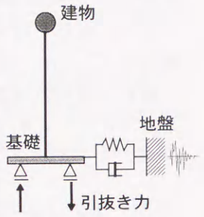
Hosei University Repository

る 500gal 入力でも 40cm 程度となっている。4m の振り子の振幅角度としては 5.7 度で，周期変化を考える必要はない。また，減衰定数 10％と 0％を比較すると，振り子免震の減衰機構により若干ストロークは小さくなるが，大きな変化はない。長周期免震の場合，大きな減衰機構は必要ないことを示唆している。

基礎－建物間の応答変位の大きさは，ベースシャーの大きさを表すが，基礎固定時に比べ 0.25～0.3 倍と大幅に小さくなっている。さらに，最大応答引抜き力は建物自重（1000ton)を差し引くとダンパーのない場合でも 66ton 程度で吊材に適度な座屈防止策を施せば問題とならないオーダーである。

表 4.2.2　最大応答値

		入力波	基礎固定	C=10%	C=0%
最大応答変位 (m)	地盤－基礎（振り子の振幅）	El Centro	0.00	0.19	0.22
		HACHINOHE	0.00	0.37	0.43
	基礎-建物	El Centro	0.24	0.05	0.06
		HACHINOHE	0.35	0.10	0.11
最大応答加速度 (gal)	基礎部	El Centro	500	146	110
		HACHINOHE	500	148	159
	建物	El Centro	243	49	55
		HACHINOHE	349	97	105
最大応答引抜き力 (ton)		El Centro	2,453	499	559
		HACHINOHE	3,542	982	1,066



次に，同一のモデルに対し周波数応答解析を行った。地盤入力は加速度振幅 500gal の正弦波である。図 4.2.19 に引抜き力に対する解析結果を示す。基礎固定の場合には 2 秒に，振り子免震の場合には全体系一次の 4.5 秒付近に共振点がある。本解析で用いた実地震動は周期 2 秒以下に勢力を有しているが，振り子免震の効果は著しい。免震効果により 2 秒以上の成分が卓越しないと顕著な引抜き力は発生しない。

また，振り子免震の減衰は共振点の 4.5 秒付近でのみ効果が有り，短周期領域では応答に差がないことが明らかである。

解析結果から，超高層建物に振り子による長周期免震を適用することは有効であると考えられる。

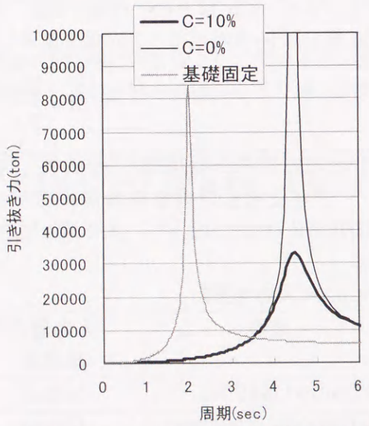


図 4.2.19　引抜き力の周波数応答解析結果（500gal 入力）

（3）模型実験による検証 [4-29)]

本実験では、高さ 100m で 1 次固有周期約 4 秒の高層建築物の基礎免震として免震周期 4 秒，6 秒および 8 秒の並進振子免震装置を適用した場合の上部構造物の挙動について，模型振動実験により基本的特性や応答特性を把握した。本実験ではアクリル樹脂板を用いた縮小モデルを試験体

（図 4.2.20，写真 4.2.2）とした。相似則によると，寸法比は 1/100，時間比は 1/10 となる。従って，上部構造物試験体の 1 次固有周期が設定値になるように、約 1kg の錘を各階に固定し、固

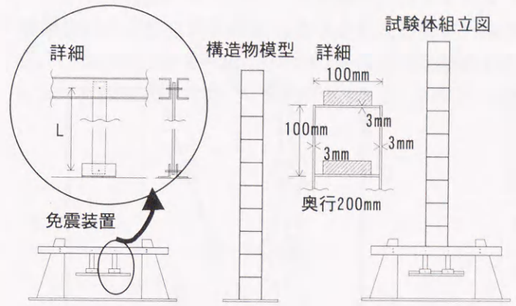


図 4.2.20 振り子基礎免震試験体概要

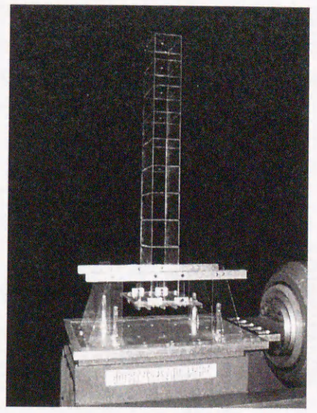


写真 4.2.3　基礎免震試験体

有周期を調整した。表 4.2.3 に振子免震装置試験体を自由振動させ，得られた固有周期及び減衰定数を示す。固有周期は設定値とほぼ一致している。減衰定数は 2～4％であるがこれは振り子ヒンジの摩擦によるものであると考えられる。

表 4.2.3 自由振動実験結果

	振子長さ(L)	固有周期(T)	減衰定数
Case04p	4cm	0.393sec	0.040
Case09p	9cm	0.603sec	0.020
Case16p	16cm	0.796sec	0.017

図 4.2.21 は、4 秒（試験体では約 0.4 秒）の免震装置（L=4cm）に地震波（El Centro NS）を入力したときの建物模型基礎部の時刻歴応答波形である。最大応答加速度倍率は 0.26 倍と、入力値に対して低減されている。また、小刻みな入力波形に対し、応答波形は振子免震装置の固有周期でゆっくりと振動している。

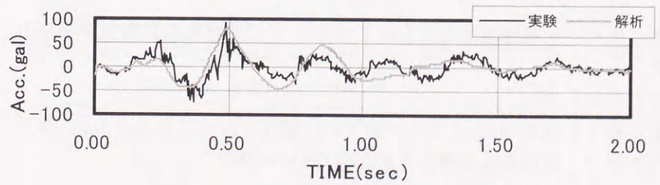


図 4.2.21　振動台の波形と免震基礎の波形

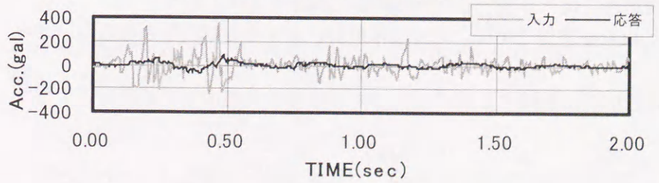


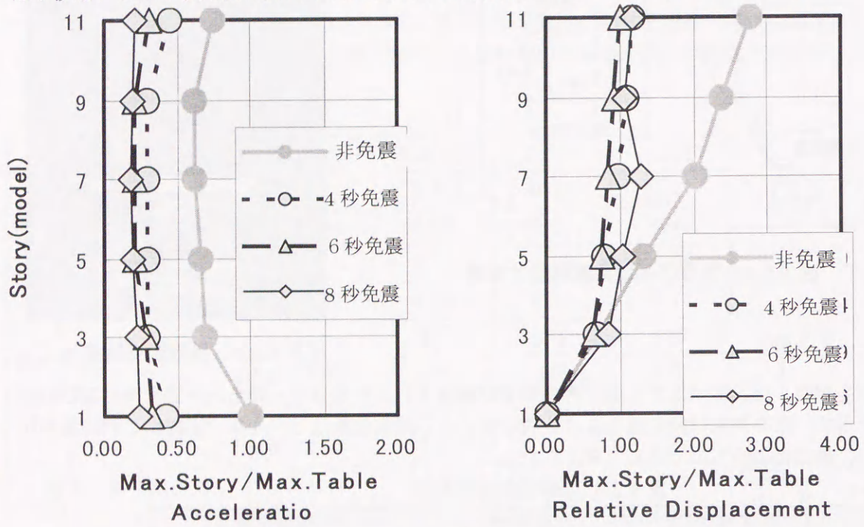
図 4.2.22　免震基礎の計測波形と解析値

図 4.2.22 に免震基礎応答波形と解析値を比較して示す。実験結果は解析結果とほぼ一致しており、本試験体は理論どおりの挙動を示していると考えられる。

Hosei University Repository

図 4.2.23 は振動台の最大入力（El Centro NS）に対する上部構造物各階の最大応答の比率を示した。免震された場合，基礎固定時に比べ加速度応答や変位応答が減少している。図 4.2.23(b)の変位は上部構造物各階の基礎（建物基礎）に対する相対変位を示した。

これらの図から，免震周期が大きくなるほど応答は低減するが，実験で用いた入力波の範囲では 6 秒ないしは 8 秒免震の間にそれほど大きな低減効果の差はないことが明らかである。



(a)加速度（振動台加速度に対する比）　　(b)変位（建物基礎との相対変位）

図 4.2.23　各階の応答倍率（El Centro NS 波入力の場合）

（4）まとめ

最近，免震構造が超高層建物を含む比較的細長い立面形状の構造物にも適用され始めている。このとき，免震層が重心の高い物体を支持しているため，地震時に免震層に引き抜きなどが発生することが問題となる。

ここでは，構造物の下端部に振り子免震機構を有する高さ 100m の高層建物の免震効果を解析と，模型実験により確認した。

この結果，以下のことを明らかにした。

・振り子の振幅は，大地震と考えられる 500gal 入力でも 40cm 程度となっている。4m の振り子の振幅角度としては 5.7 度で，周期変化を考える必要はない。
・長周期免震の場合，大きな減衰機構は必要ない
・ベースシャーは，基礎固定時に比べ 0.25～0.3 倍と大幅に小さくなっている
・最大応答引抜き力は最大 66ton 程度で吊材に適度な座屈防止策を施せば問題とならないオーダーである。
・免震周期が大きくなるほど応答は低減するが，6 秒ないしは 8 秒免震の間にそれほど大きな低減効果の差はない。

4．3　転動振子免震の原理と実証

4．3．1 転動振子の原理

図 4.3.1 のように，曲率半径 R で重心 C 点までの長さ L（ただし R>L）の球体の自由振動を考える。C 点には質量 M が集中しており，球体の質量は無視できるものとする。

角度 θ だけ転がった時，C 点の変位は，次式のようになる。

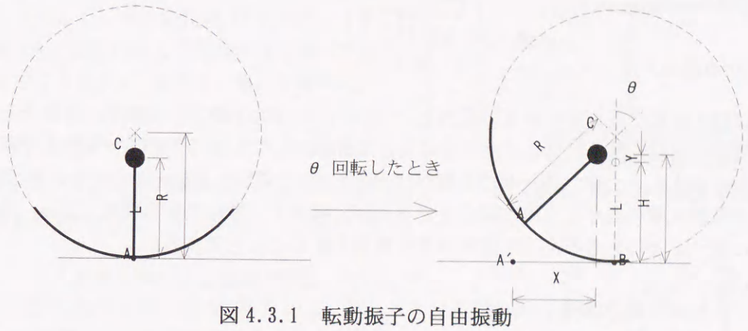


図 4.3.1　転動振子の自由振動

$$X = \overline{A'B} - (R-L)\sin\theta = R\theta - (R-L)\sin\theta$$
$$Y = H - L = (R-L)(1-\cos\theta) \qquad (4.3.1)$$

また、θ が小さいときは，

$$X = L\theta$$
$$Y = (R-L)\frac{\theta^2}{2} = (R-L)\frac{X^2}{2L^2} \qquad (4.3.2)$$

と表すことができる。ここで転がり振子は θ が小さいとき単振動するので、振幅を X_0、円振動数をωとすると，頂部 C 点の水平方向の変位は，

$$X = X_0 \sin\omega t \qquad (4.3.3)$$

となる。速度は式（4.3.3）を微分して，

$$v = X_0\omega\cos\omega t \qquad (4.3.4)$$

となる。また，絶対最大速度は $t = n\pi/\omega$ のとき次式となる（n は整数）。

$$|v_{max}| = X_0\omega \qquad (4.3.5)$$

最大運動エネルギーと最大位置エネルギーは，それぞれ $t = n\pi/\omega$，$t = (2n-1)\pi/2\omega$ のとき

$$W_k = \frac{1}{2}Mv_{max}^2 = \frac{1}{2}M(X_0\omega)^2 \qquad (4.3.6)$$

$$W_p = MgY_0 = Mg(R-L)\frac{X_0^2}{2L^2} \qquad (4.3.7)$$

となる。ただしｇは重力加速度である。エネルギー保存則により　$W_k = W_p$，従って固有周期 T は次式で表される。

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi\sqrt{\frac{L^2}{g(R-L)}} \qquad (4.3.8)$$

このように、転動振子の固有周期は、曲率半径 R と柱材の長さ L によって決まる。

Hosei University Repository

厳密には振幅が大きくなると固有周期は長くなるが，その変化はごくわずかで，免震に使用することを考慮すれば実用上は常に(4.3.8)式が成り立つと考えてよい。すなわち，並進振り子と同様，免震対象物の質量によって固有周期が全く変化しない点が，質量と剛性で周期が決まるような積層ゴム免震に対する最大の長所となる。なお，頂部C点はトロコイド(trochoid)曲線を画いて運動する。

一方，よく知られているように，単振り子の場合，固有周期Tは吊り材の長さをLとすると次式で与えられる。

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{L}{g}} \qquad (4.3.9)$$

単振り子は固有周期に吊り材の長さL以外にパラメーターがないため，免震デバイスとして用いる場合，所定の周期を得るためには吊り材の長さLが決まってしまう。一方，転動振子は曲率半径Rと柱材の長さLとの組み合わせで周期が決まるため，必ずしもLを大きくする必要がなく，建築計画上の免震支承の高さを自由に設定できる点が，実用上，極めて有利な点である。免震層を基礎の下に置くことはもちろん，1階部分を免震層とすることもできる。

4．3．2　パドル免震の開発

振り子の一種である転動振子を免震装置として利用しようとする発想も古くからあり，4.1で紹介したように，日本では1932年に岡隆一（Ryuichi　Oka）により提案された「免震基礎」がよく知られている。これは下端が球面の免震柱で，球面の曲率中心より下に柱の上端があって，球形ヒンジにより上部構造を支持するものであった（図4.3.2に再掲）。

これは極めて優れた発想であり東京市土木局下水課滅菌機室（昭和7年），不動貯金銀行姫路支店（昭和9年），不動貯金銀行下関支店（昭和9年）に実際に適用された。特に１９３４年に建設されたRC造3階建・地下1階の不動貯金銀行下関支店（現山口県労働金庫下関支店，関根要太設計）は現存する構造物である。しかし球面の制作はかなりの技術と工数を要し，また，柱の形状が建築計画上の妨げになることもあり，現在では普及していない。

そこで，球面によるロッキング運動を平面座標における X,Y の直交成分に分解し，X,Y のそれぞれの機能を柱の上下端に分担させようというメカニズムが川口衞教授により考案された[4-16]。この形状がカヤックのパドルと似ていることからパドル免震（paddle isolator）と命名された。

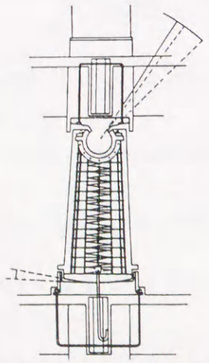


図 4.3.2　転動振子による基礎免震[4-15]

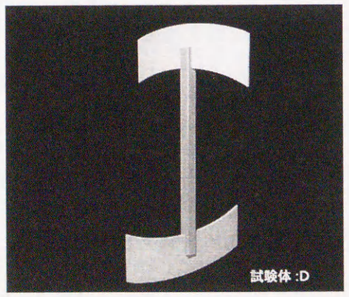


図 4.3.3　パドル免震柱

パドル型免震は図4.3.4に示すように，垂直材の上と下の両端にそれぞれが直行するように「羽根」を取り付けた柱からなっている。免震層はこの柱を複数本組み合わせて形成される。

羽根は所定の曲率を持った形状をしている。各羽根は羽根面内では振り子運動を，羽根面外方向には拘束のないピン支持として振動する。したがってこの柱はあらゆる水平方向からの力を2方向に分解することができ，免震層上部は水平方向に自由に動くことができる。

パドル免震は転動振子で得られた(4.3.8)式と同様，羽根の曲率半径Rと柱材の長さLとの組み合わせで周期が決まるため，必要な免震周期を得るために必ずしも柱の長さLを大きくする必要がなく，建築計画上の免震支承の高さを自由に設定できる点が，実用上，極めて有利な点である。免震層を基礎の下に置くことはもちろん，1階部分など中間層を免震とすることもでき，さらに今まで実現が困難とされてきた長周期免震も可能になる。

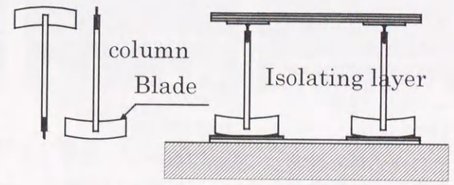


図 4.3.4　パドル免震の概念

4．3．3　原理実験による効果の確認[4-17)4-30)4-31)]

パドル型免震の効果を確認するために，アクリル製の試験体（写真4.3.1，床板の大きさは40×40cm）を制作し振動実験を行った。天板、底板のパドル柱接触部分には，羽根が転がる軌道以外の方向に動かないようにガイドを設けている。羽根の厚みは2mmであるが板と接触する部分は鋭角に削っている。

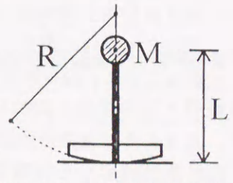


図 4.3.5 パドル免震の記号

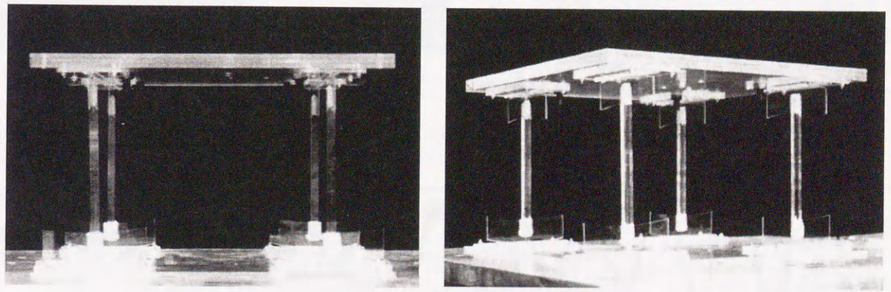


写真 4.3.1　パドル免震原理模型

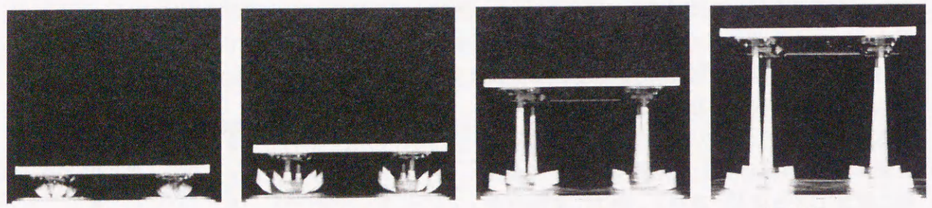
試験体は表4.3.1に示すような様々な曲率半径Rと柱材の長さLとの組み合わせを作成した。

表 4.3.1　パドル試験体のRとLの組み合わせ

固有周期 T(sec)	ハネの曲率半径 R(mm)	パドル型柱の長さ L(mm)
0.5	300	108.9
1.5	50	46.2
1.5	100	86.6
1.5	300	216.3
1.5	500	318.4
2.5	300	257.3

Hosei University Repository

写真 4.3.2 はすべて免震層の固有周期を 1.5 秒とした場合の試験体を示したものである。写真は周期 0.5 秒の正弦波加振（振幅 10mm）行なっている様子であるが免震層上部が等しく静止している様子が分かる。



R=50mm　R=100mm　R=300mm　R=500mm

写真 4.3.2　周期 1.5 秒の試験体の定常波加振

実験は一軸振動台を用い，天板および振動台に加速度計を設置した（写真 4.3.3）。

試験体の自由振動実験から得られた固有周期は概ね２％以内の誤差で，想定した固有周期と一致している。固有周期は，振幅の大きさや免震層上部の質量に関わらずほぼ一定であった。図 4.3.6 に自由振動波形の一例を示す。

自由振動波形から減衰定数を指数近似により同定した結果を図 4.3.7 に示す。これによると免震層自体で 3～5％の減衰定数を有している。これはパドル免震の羽根と天板，底板のガイドとの摩擦減衰が主たる要因であると考えられる。免震層が支える重さや位置を変えて計測したが，重さが重いほどまた，免震周期が長いほど減衰定数は大きくなっている。

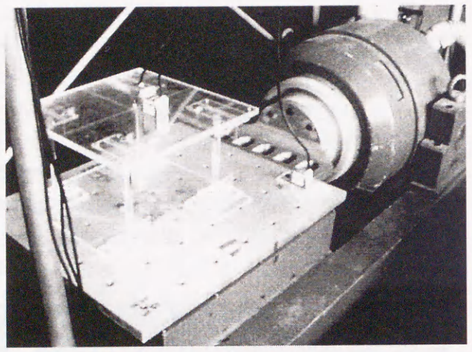


写真 4.3.3　振動台および加速度計設置状況

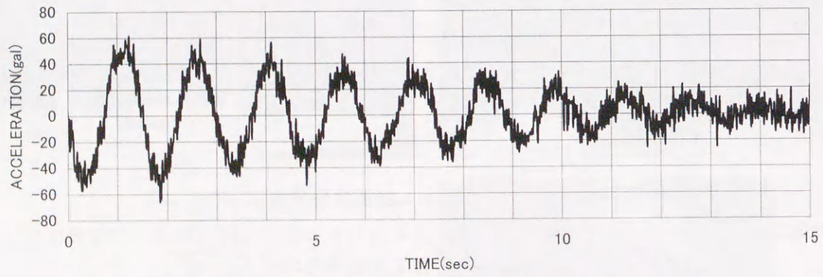


図 4.3.6　天板の自由振動(試験体Ｂ：R=50mm,T=1.5sec)

図 4.3.8 は R=100mm の試験体を用いて，TAFT（NS）波で加振した場合の免震層上部の時刻歴応答加速度を示したものである。なお，入力地震波は，試験体の固有周期が５秒に相当するように時間軸を圧縮している。免震層が支持している荷重は約３kg である。また，免震層にはダンパーを設けていないが，自由振動実験により３％程度の構造減衰が存在している。この図より天板の応答加速度は著しく低減されており，パドル免震が所定の免震効果を発揮していることが明らか

である。

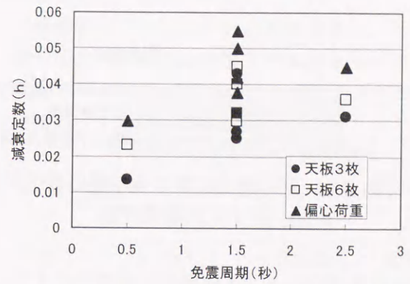


図 4.3.7 自由振動より得られた減衰定数

パドル免震を様々な観測地震波で振動させた場合の免震層上部の加速度応答倍率を図 4.3.9 に示す。本図は R=300mm，T=0.5 秒のパドル柱を用いて免震層の周期が 5 秒となるように地震波を圧縮したケースを示している。図に示すように免震層上部の応答は地震波による差はあるものの低減されていることが分かる。

一連の実験結果によれば，免震層が支持する荷重を偏心させた時にも，捩れ振動は発生しない。さらに免震効果は，入力される波の方向（すなわちパドル免震の向き）に影響されないことが分かった。

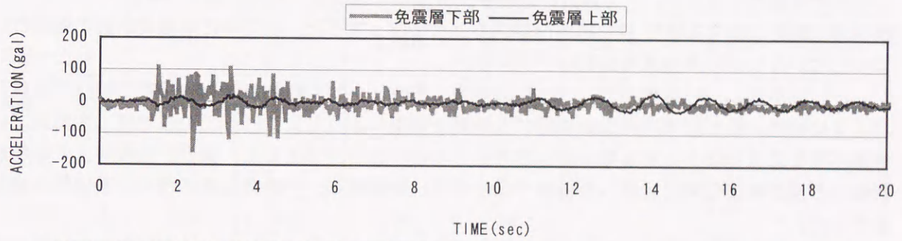


図 4.3.8　時刻歴応答加速度（TAFT（NS）波入力）R=100mm，T=1.5 秒のパドル柱を使用

パドル免震の最も優れた点は，固有周期が，対象とする免震構造物の質量や，柱の軸力に影響されない点である。従って，より信頼性の高い免震システムが可能になる。本節では，パドル免震のメカニズムと原理を示し，さらに模型実験により期待した免震効果が得られることを明らかにした。

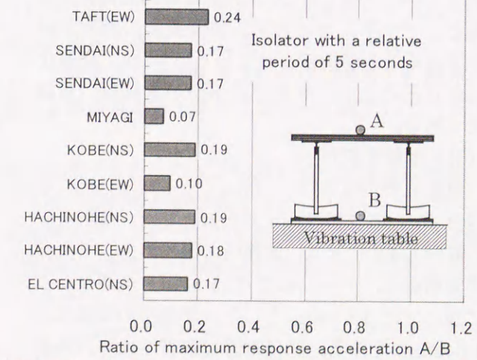


図 4.3.9　免震層上部の最大応答加速度応答倍率
R=300mm，T=0.5 秒

Hosei University Repository

4．4　振り子免震の空間構造への適用性の検討

4．4．1　検討方針および解析モデル

（1）検討方針

多くの空間構造物は下部構造と屋根構造からなっている。したがって，屋根構造の地震応答の低減を考えたとき，応答制御デバイスを考慮する場所は図 4.4.1 に示したような 4 個所となる。

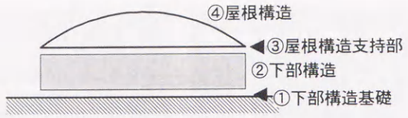


図 4.4.1 空間構造における地震応答低減デバイスの設置位置

このうち，①下部構造基礎と③屋根構造基礎には免震デバイスが，②下部構造本体，④屋根構造には制震デバイスが適用しやすいと考えられる。①下部構造基礎免震と②下部構造の制震デバイスについては一般構造物に関しては非常に多くの研究や実用化がなされているが，空間構造を対象とした研究は極めて少ない。一方最近，③屋根支持部の免震支承の効果に関する研究[4-32~34]，④屋根構造の制振に関する研究[4-35~37]が行われるようになってきた。また特に屋根支承部の免震化についてはいくつかの実施例も出現しつつある。

しかしながら，一般構造物に比べ比較的軽量であり，かつ変動軸力が大きい空間構造の免震デバイスに依然，我が国では従来の積層ゴム免震を適用しようとしている。ここでは，空間構造の地震応答を低減しようとする場合適当と考えられる手法の一つとして，振り子免震システムを支持構造と屋根構造の間に設置した場合（③に相当）を想定し，その有効性について基礎的な検討を行った。

振り子免震はこれまで明らかになったように免震周期の軸力依存性がなく実用範囲では線形のばねに置換することが可能である。すなわち，不確定な要素を排除した単純な原理に基づいており信頼性が高い。

一般に，大空間構造物では屋根部分の固有周期が 1.0 秒程度と比較的長いことから免震化の効果は大いに予想できる。また，空間構造特有の問題として水平入力に対する鉛直振動の励起が顕著であることが指摘されている[4-38]が，免震化によりどのように低減できるかが本検討の目論見である。

（2）解析モデル

対象モデルはスパン 100m，ライズ 18.2m（半開角 40°）のサスペン・ドームとした。解析モデルを図 4.4.2 に示す。地震時の慣性力として考慮する荷重は，ドーム部で 0.15 tf/m²，境界リングについては 1.0 tf/m とした。屋根部の質量は約 1,640ton である。部材断面は鋼管であり，外周境界リング材が Φ600.0×12.0，ラチス材は Φ406.4×9.5 程度である。

サスペン・ドームは，単層ラチスドームをテンセグリック・システムで補剛した大スパン架構システムとして実用化されている[4-39]。サスペン・ドームは，地震荷重のような非対称荷重に対しては，単層ラチスドームと基本的な特性に相違がないことが分かっていることから以下の議論は空間構造として一般性がある。

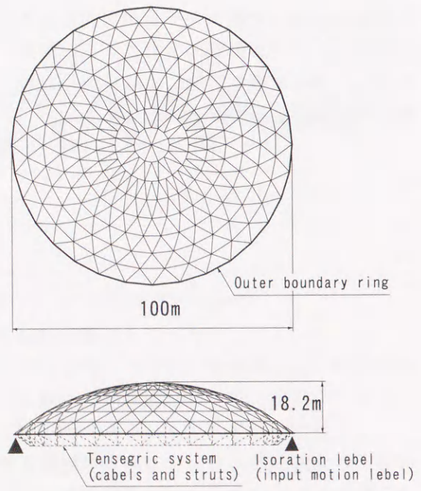


図 4.4.2　屋根構造のモデル

下部構造については一質点系に置換し，その固有周期をパラメータに検討を行った。

我が国の代表的な大規模ドーム構造における下部構造の卓越固有周期を表 4.4.1 に示す（参考文献は 2 章参照）。これらは，いずれもスパン 200m 程度の大規模ドームであるが，下部構造の周期は概ね 0.5 秒程度である。

表 4.4.1　既往のドームの諸元と，本検討ドームの想定数値

	屋根構造			下部構造			
	スパン (m)	一次周期 (sec)	重量 (ton)	構造種別	高さ (m)	一次周期 (sec)	重量* (ton)
福岡ドーム	220	1.03	12,000	SRC 造	40.5	0.54	218,000
北九州メディアドーム	205	0.76	7,000	S 造 (CFT 造)	35.2	0.52	55,000
大阪ドーム	210	0.96		SRC 造	41.3	0.64	
大館ドーム	175	1.14	4,000	RC 造	11.0	0.59	
本検討ドーム	100	0.42	1.640	—	—	0.50 0.25	10,000

*基礎，1F を除く

一般に，固有周期 0.5 秒程度の構造物は 5, 6 階建て程度の高さ（20～25m）である。本検討では，パラメーターとして，下部構造の卓越周期 0.5 秒および，0.25 秒を考える。

スパン 100m の円形ドームということから，下部構造は円筒形の構造物となる。円筒形構造物の固有モードは複雑で，一般の重層構造で見られる並進モード以外にも，立体的なモードが出現する。しかしながら，著者等が設計した表 4.4.1 の福岡ドーム，北九州メディアドームでは，下部構造頂部各点の地震時応答波形はほぼ一様で，下部構造一次周期の成分が卓越することが分かっている。また，他のドーム構造でも下部構造を 1 軸の質点系モデルに置換して設計している事例（ナゴヤドームなど）がある。

このことから，下部構造を簡便には 1 質点系で評価することに工学的な妥当性が認められる。しかしながら，下部構造の立体効果については今後，検討の必要がある。

次に下部構造の質量を定める必要がある。北九州メディアドームの下部構造と屋根構造の重量比が約 8:1 であることを参考に，ここでは下部構造の質量を 10,000ton と想定した。ただし，一

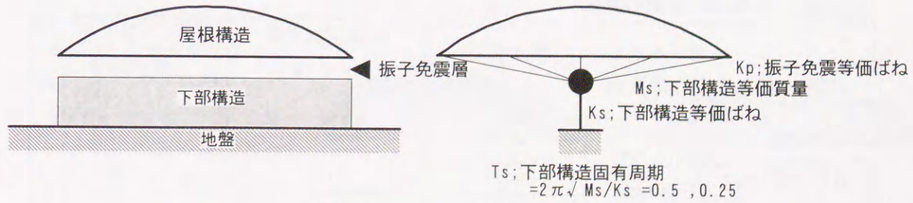


図 4.4.3　下部構造のモデル化

Hosei University Repository

質点系に置換する場合，有効質量としてこの半分 5,000ton を考慮した。

下部構造の剛性は等価なせん断ばねに置換する。500gal 入力時に下部構造は塑性化するものと考えられるが，ここでは線形ばねとして扱った（下部構造固有周期 0.5 秒のケースは，0.25 秒の剛性が塑性化により低下したものと考えてもよい）。

表 4.4.2　下部構造のばね定数

想定周期	下部構造有効質量	下部構造等価ばね定数
0．２５秒	5,000ton	320,000 ton/m
0．５０秒		80,000 ton/m

振り子免震の免震周期としては，1 秒，2 秒および 4 秒をパラメータとした。また比較の対象とした非免震のケースは屋根構造が半径方向にはローラー，円周方向にはピン支持されている場合を検討した。解析ケースを表 4.4.3 に示す。

表 4.4.3　解析ケース

	屋根構造の支持条件	
	半径方向	円周方向
非免震	ローラー	ピン
免震	４秒免震	
	２秒免震	
	１秒免震	

振り子免震は屋根構造の各支承部 32 箇所に取り付けた半径方向，円周方向のばね要素に置換した。積層ゴム免震と異なり，振り子免震は大地震時でも免震周期は一定で，弾性ばねに置換できることがこれまでの検討でわかっている（図 4.4.4）。だたし，m は一支持点あたりの負担質量，g は重力加速度，L は振子長さ。

$$Kp = m\frac{g}{L} \tag{4.4.1}$$

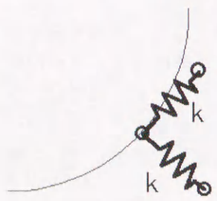


図 4.4.4　支持点の振り子のばね置換

減衰に関しては，係全体の全体構造減衰定数として２％を与えている。振り子免震の付加ダンパーは０％および５％を考慮する。また，ダンパーの減衰係数 C は次式で算定した。

$$h=C\omega/(2K) \tag{4.4.2}$$

ただし，

ω；振り子の円振動数=2π/Tg

K；振り子の等価ばね定数=Kp

これらから，振り子免震デバイスは表 4.4.4 のようにモデル化できる。

表 4.4.4　置換ばね定数の評価

	一個所あたりの支持荷重 mg	振子長さ L (m)	等価ばね定数 k (t/m)	5%の場合の減衰係数 C (t･sec/m)
４秒免震	1640ton/32=51.25ton	3.97	12.9	0.82
２秒免震		0.99	51.8	1.65
１秒免震		0.25	206.5	3.27

４．４．２　固有振動特性

固有値解析結果を表 4.4.5 に示す。

表 4.4.5　一体モデルの固有周期（単位；秒）

次数	下部0.25秒				下部0.50秒			
	1秒免震	2秒免震	4秒免震	非免震（半径方向ローラー支承）	1秒免震	2秒免震	4秒免震	非免震（半径方向ローラー支承）
1	1.030	2.010	4.007	0.421	1.069	2.026	4.014	**0.593**
2	1.030	2.010	4.007	0.421	1.069	2.026	4.014	**0.593**
3	0.787	1.566	3.136	0.405	0.787	1.566	3.136	0.421
4	0.420	0.420	0.420	0.380	**0.479**	**0.496**	**0.500**	0.421
5	0.420	0.420	0.420	0.380	**0.479**	**0.496**	**0.500**	0.405
6	0.398	0.403	0.404	0.366	0.420	0.420	0.420	0.380
7	0.387	0.387	0.387	0.366	0.420	0.420	0.420	0.380
8	0.387	0.387	0.387	0.363	0.398	0.403	0.404	0.366
9	0.363	0.364	0.365	0.358	0.387	0.387	0.387	0.366
10	0.363	0.364	0.365	0.358	0.387	0.387	0.387	0.363

凡例

振子のモード
屋根構造１次モード
下部構造１次モード

免震モデルの１，２次は振り子並進周期，３次には振子の全体ねじれモードである。下部構造の固有周期が 0.50 秒の場合は，振子モードの後に下部構造の周期が出現している。

下部構造 0.50 秒で非免震（半径方向ローラー支持）の場合の１次周期が 0.5 秒より長いのは，振子モデルと異なり，屋根質量が下部構造のばねに対してモード質量となっているからである。

非免震モデルの場合の屋根卓越周期を図 4.4.5 に示す。1，2 次(下部構造 0.5 秒の場合には３，４次）は 0.42 秒で頂部の局部的な振動モードであった。３次（同じく５次）は 0.40 秒で刺激係数の大きな鉛直対象モードであることが特徴となっている。また，0.27 秒（下部構造 0.25 秒の場合 45 次）には刺激係数の大きな全体並進モードが表れており，応答に大きな影響を与えると考えられる。

図 4.4.6 に，1 次の振子周期における屋根構造のモードを示す。免震モデルの 1,2 次は振り子の並進周期でいずれも屋根部は剛体モードに近く，上下動の励起は極めて小さい。

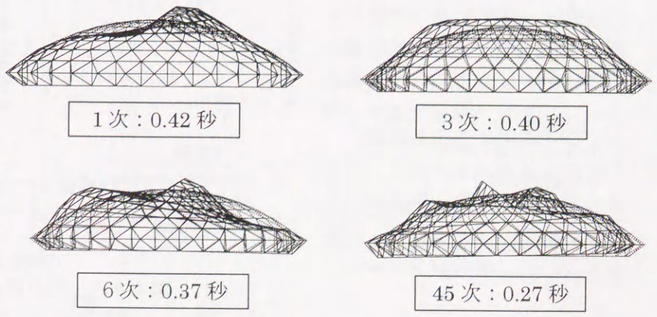


図 4.4.5　屋根部の卓越モード（下部構造 0.25 秒の場合）

Hosei University Repository

4．4．3　応答解析結果

（1）時刻歴応答解析

入力は水平方向とし，El Centro NS 波 500gal とした。500gal の地動は我が国では概ね大地震（レベル２）と想定されている。構造物の耐用年数中に数度は経験するレベル１は，この半分程度であるとされているから，応答解析結果を半分にすればレベル１相当と考えることができる。

解析手法は，時刻歴モーダルアナリシスとし，採用次数は 300 次である。減衰は，各次２％一定とした。地震波継続時間は２０秒，解析時間刻みは 0.005 秒である。

図 4.4.7 に屋根面の最大応答加速度分布を示す。非免震の場合，下部構造の剛性（0.25 秒および 0.50 秒）によって，応答加速度の増幅の様子が異なるが，水平，上下動とも大きな応答が発生する。一方免震デバイスを設けた場合，免震周期が長くなるにつれ，屋根面の応答は著しく小さくなっていく。また，応答は一様で下部構造の剛性にあまり影響を受けない。

このことから免震ドームでは水平地震力による大きな鉛直応答成分の発生を回避できることが分かった。これは，振子免震による並進剛体モードが卓越し鉛直動が励起されないためである。

表 4.4.6 に得られた応答値の代表的な値を示す。これによると，屋根支持点の鉛直反力については，免震周期が２秒以上では反力は極めて小さく問題ではない。また，屋根支持部の下部構造との相対振幅は４秒免震，２秒免震とも最大 30cm 程度である。大地震時の相対変位 30cm は 100m規模のドームの場合，支承部でのディテールにより解決可能であろう。

下部構造のベースシャー（応答せん断力）については本検討ケースでは免震層の周期にあまり影響されなかった。

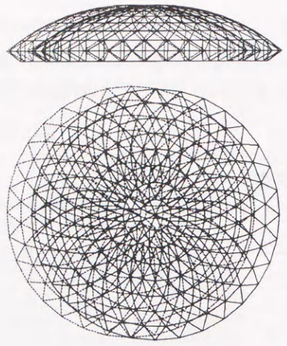


図 4.4.6　４秒免震１次モード
（屋根部の剛体並進モード）

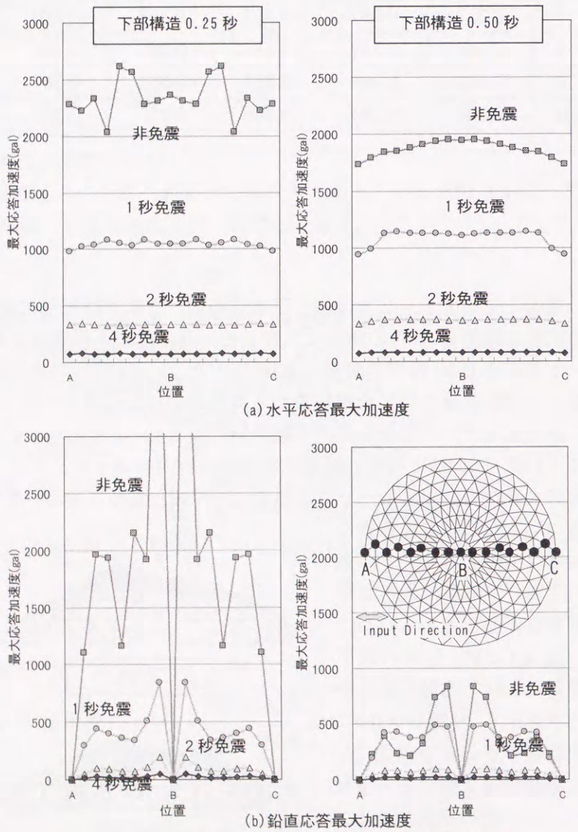


図 4.4.7　屋根面の応答最大加速度分布
(El Centro 1940 N-S, 500 gal)

表 4.4.6　応答解析結果（El Centro NS 波 500gal）

下部構造の剛性	下部0.25秒				下部0.50秒			
屋根支持条件	非免震（半径方向ローラー支承）	1秒免震	2秒免震	4秒免震	非免震（半径方向ローラー支承）	1秒免震	2秒免震	4秒免震
下部構造ベースシャー (ton)	6,504	7,528	8,700	8,670	9,451	7,641	7,112	7,277
ベースシャー係数[1]	0.56	0.65	0.75	0.74	0.81	0.66	0.61	0.63
屋根支持点の最大鉛直方向反力 (ton)	50.4	52.0	5.2	1.1	26.3	15.6	4.8	1.1
下部構造最大加速度 (gal)	934	1,610	1,697	1,712	1,322	1,373	1,417	1,454
屋根節点最大加速度(水平)[2] (gal)	2,033	1,081	327	74	1,850	1,140	372	79
屋根節点最大加速度(鉛直)[2] (gal)	1,933	402	95	24	231	424	82	20
下部－屋根最大相対変位 (cm)	3.8	23.8	31.9	29.6	3.1	27.7	33.8	31.2

1）　ベースシヤーを屋根質量 1,640ton と下部構造想定質量 10,000ton の和で除した

2）　表 4.4.6 の屋根節点応答加速度は図 4.4.8 に示した節点の応答加速度を示す。

図 4.4.9 に下部構造の応答加速度を含めた大きさの比較を示した。非免震の場合，下部構造の剛性（0.25 秒および 0.50 秒）によって，応答加速度の増幅の様子が異なるが，免震を採用すると屋根部の応答加速度は下部構造の剛性にあまり影響を受けない。

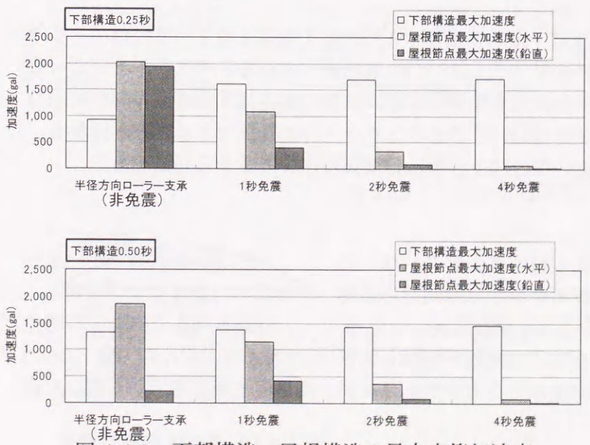


図 4.4.9　下部構造，屋根構造の最大応答加速度
((El Centro NS 波 500gal)



図 4.4.8　屋根構造の代表点節点

免震周期が長くなるにつれ，屋根面の応答は極めて小さくなっていく。しかし免震周期 1 秒では未だ十分でないことが分かる。

下部構造の応答加速度については，下部構造 0.25 秒の場合には免震屋根とすることでむしろ増えている。一方下部構造 0.5 秒の場合にはあまり変化がない。

Hosei University Repository

建物基礎に入力した地震動は下部構造でフィルターがかかり増幅され，屋根部に入力する。下部構造質点の応答スペクトルを調べることにより，屋根構造に入力される波形の特性と屋根応答を考察することができる(図4.4.10)。

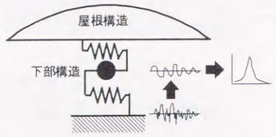


図 4.4.10　下部構造での応答増幅

図 4.4.11 に非免震および免震の場合に得られた下部構造質点の応答波を加速度および変位応答スペクトルで示した。下部構造周期 0.5 秒の場合を代表して示す。0.25 秒の場合も同様の結果が得られている。免震屋根の応答スペクトルは免震周期に関わらずほぼ等しいため図 4.4.11 には免震周期 4 秒の場合を代表して示している。また応答スペクトルは 2 %減衰の場合を算定した。

さらに基礎部への入力波形自身（El Centro NS 波原波）の応答スペクトルも同図に示す。これは屋根構造支持部に直接地震波が作用した場合に相当している。また，同図には一体モデルの応答解析で得られた屋根部の最大応答加速度，変位を○印で示した。このうち，0.27 秒近辺の点が非免震の場合，1 秒以降の点が免震支持（1 秒，2 秒および 4 秒免震）の応答値である。

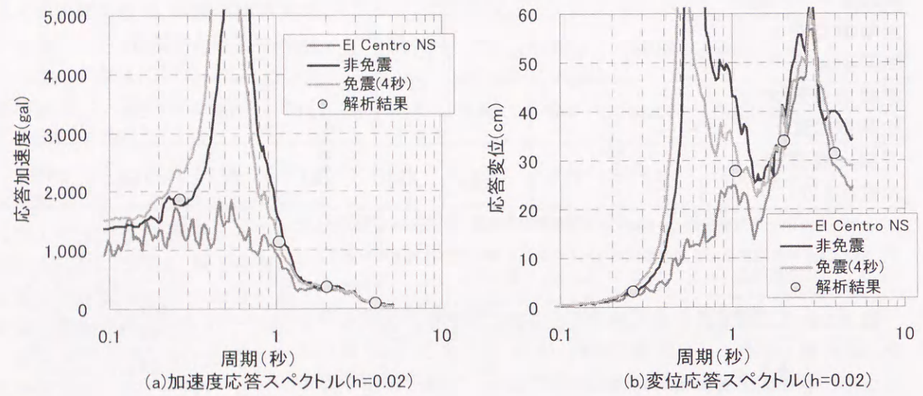


図 4.4.11 下部構造の応答スペクトル

図 4.4.11 によれば，下部構造応答波は下部構造周期 0.5 秒付近で増幅されているものの，2 秒以降の長周期領域では基礎部への入力波形（El Centro NS 波原波）の応答スペクトルとほぼ一致してくる。このことから，2 秒を超える長周期免震の場合，屋根の応答は下部構造の剛性に関わらず屋根部の応答を基礎部への入力波形(原波形)の応答スペクトルで計算できることが分かる。反面，免震周期が下部構造の周期と近い場合は下部構造の増幅特性を考慮する必要がある。

（2）周波数応答解析

周波数応答解析により，入力地震動の特性に影響されない免震ドームの応答特性を検討できる。解析モデルは時刻歴応答解析と同じである。減衰は構造減衰とし 2%を全振動系に与えた。図 4.4.13 に周波数応答倍率を示す。応答倍率は水平振幅 1 の正弦波地動を与えた時の各部の応答倍率を示したものである。同図には，下部構造の水平応答，屋根代表点の水平および鉛直応答倍率を示す。

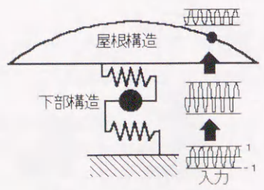


図 4.4.12 周波数応答の概念

非免震の場合，入力振動数によらず，屋根部の応答は常に下部構造の応答を上回っている。これに対し，免震ドームの場合は，入力動がある周期より短い場合には屋根構造の応答を下部構造の応答より下回せることが可能である。この周期は，1 秒免震で 0.7 秒程度，2 秒免震で 1.4 秒，4 秒免震では 2.8 秒程度となっている。

屋根面の鉛直応答についてみると，非免震の場合 0.24 秒近辺で水平動と共に大きなピークを有している。これは，半径方向ローラー支持の並進卓越モード（図 4.4.5, 0.27 秒）に相当しているものと考えられる。また 0.4 秒付近の鉛直動のピークも屋根構造の卓越モード 0.37 秒に対応している。

下部構造と屋根構造の卓越周期が近い場合には，屋根部分にかなり大きな応答が発生するが，免震支承とすることによってこれを避けることができること，また，下部構造と免震周期とが近い場合には屋根部の応答は下部構造の増幅の影響を受けやすいことが分かった。

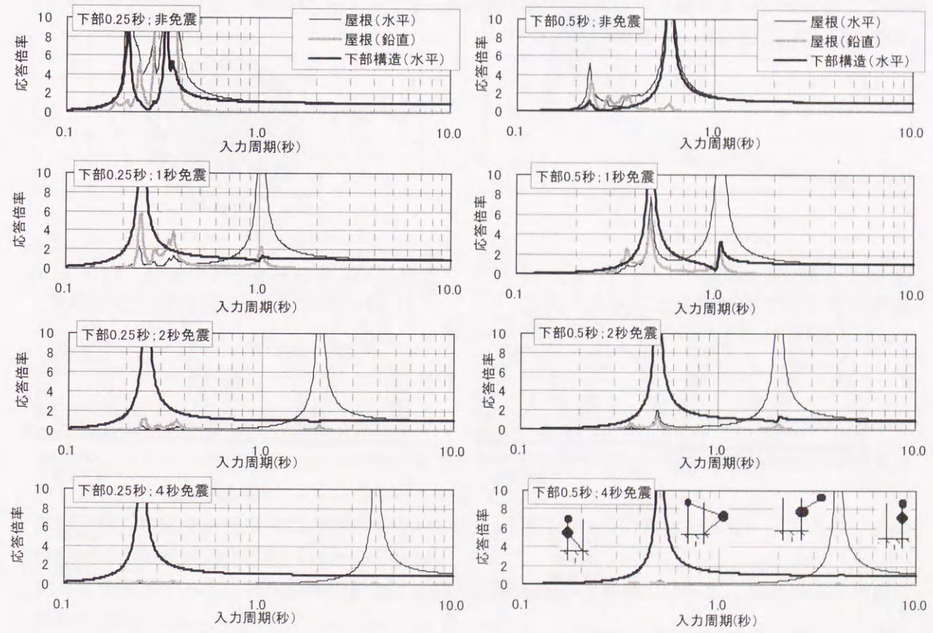


図 4.4.13　周波数応答解析結果

（3）上下動入力の影響

本検討で想定している免震デバイスは，並進振子あるいはパドル免震装置であり水平動にのみ免震効果を持つ。ここでは，上下動入力に対する時刻歴応答解析を行った。上下動入力波は El Centro UD 波とし，最大加速度レベルは上下動の半分 250gal とした。また振子免震デバイスは前述したように水平動と鉛直動とを独立して考えられるため免震周期は軸力に依存しないものと

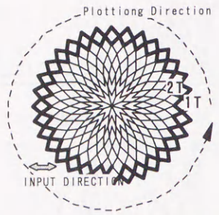
Hosei University Repository

した。

図示しないが鉛直動による最大応答分布は免震支承でも非免震支承でも大きな相違はない。屋根面の鉛直応答加速度は300～450gal程度に増幅している。また上下動の場合にもドーム構造ではかなりの水平加速度が発生する。最大応答は屋根構造の鉛直対称モードの卓越周期,0.40秒（図4.4.5参照)によって励起されたものである。

図4.4.14に上下動単独入力の場合，および水平単独入力の場合の最大応答部材軸力を比較して示す。水平単独入力の場合についていえば，長周期免震支承とすることにより極めて部材応答を小さくできる。しかしながら，上下動単独入力の応答レベルは，いずれの支持条件でも水平入力場合の４秒免震の値を上回っている。

次に，水平動，上下動の同時入力による応答解析を行った。入力波はEl Centro NS波，UD波で入力レベルはそれぞれ500gal, 250galとした。図4.4.15に応答最大応力分布を示す。図4.4.14と比べて各ケースとも上下動の応答分がかさあげされている。特に４秒免震の場合は鉛直入力で最大値が決まっている。これは逆に言えば，ドーム構造の場合，水平動を対象とした４秒程度の免震では鉛直動だけを考慮すれば良い可能性がある。さらに，4 秒免震ではトラス材軸力など多くの部材について長期応力が支配的となる。



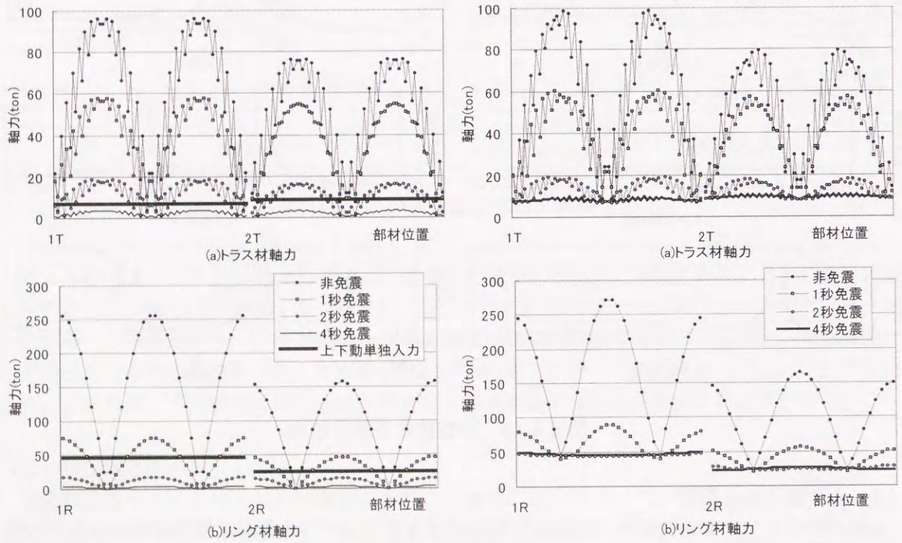


図 4.4.14　最大応答軸力分布（水平および鉛直単独入力の場合）El Centro NS, UD

図 4.4.15　最大応答軸力分布（水平および鉛直同時入力の場合）El Centro NS, UD

（４）ダンパーの効果

振子メカニズムを想定した免震ドームは，応答値の低減効果があることが分かった。しかしながら，振子だけでは水平振幅が減衰しないため，何らかの付加ダンパーが必要と考えられる。

図4.4.16に2秒免震でEl Centro NS波500gal水平方向入力時に，減衰定数５％の付加ダンパーを振り子に設置した場合とダンパー無しの場合について，屋根部の水平応答変位の時刻歴を比較して示す。減衰のない場合12秒過ぎに最大値が発生するが，５％程度の小さな付加減衰でも，応答変位は15秒程度で十分小さくなっている。

図4.4.17にEl Centro NS波500galの応答スペクトルを様々な減衰値で示した。４秒ないしは２秒免震のような長周期免震は，ダンパーの付加減衰による加速度応答低減効果は小さい。このため，付加減衰の役割は振動を短時間で収束させることが主となり，あまり大きな減衰定数は必

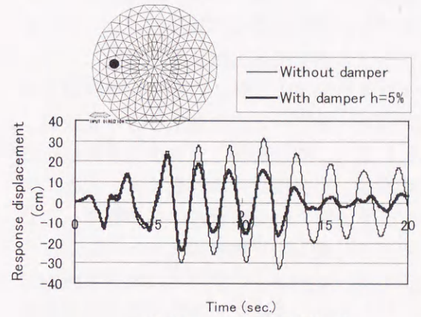


図 4.4.16　時刻歴応答変位波形（下部構造と屋根構造の相対変位，2 秒免震の場合）

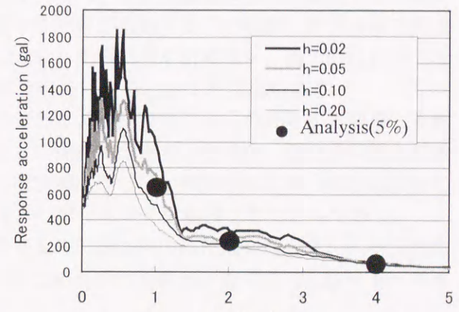


図 4.4.17 ダンパーの減衰定数による応答スペクトルと 5%減衰で解析した屋根最大応答(El Centro NS 500gal)

要ではない。

４．４．４　本節で得られた知見

球殻の薄肉ドームの支持部に振り子免震層を設けた場合について，地震応答解析により効果を検討した。固有値解析からは以下の点が明らかになった。

・免震支持，特に４秒程度の長周期の場合，１次モードは屋根部の剛体並進モードである。この時屋根部の鉛直成分の励起はほとんどない。
・長周期免震とすると，屋根構造の質量は下部並進時のモード質量とならず，下部構造の周期に影響する。

次に大地震を想定した500gal入力の時刻歴応答解析，および周波数応答解析を行い，以下の点を明らかにした。

・下部構造の応答せん断力は免震層の周期にあまり影響されない。
・免震層のアップリフトは免震周期に関らず大きな問題とはならない
・下部構造と屋根構造の卓越周期が近い場合には，屋根部分にかなり大きな応答が発生するが，免震支承とすることによってこれを回避できる
・2 秒，4 秒など長周期免震を採用した場合，屋根の応答は下部構造の剛性に関らず，地表入力波形の応答スペクトルで推定することが可能である

Hosei University Repository

・非免震，ないしは１秒程度の免震では水平入力により水平応答だけではなく鉛直応答も大きく励起される。しかし，４秒程度の長周期免震では，むしろ鉛直入力による水平，鉛直応答が支配的となる
・さらに４秒程度の長周期免震ではトラス材軸力など多くの部材で長期応力が支配的となる

ドーム構造に並進振り子ないしはパドル免震を適用すると長周期免震が可能になる。この時，屋根の応答を下部構造の剛性に関らず，地表入力波形の応答スペクトルで推定することが可能であること，トラス材軸力など多くの部材で長期応力を支配応力とできる可能性を示した。

今後さらに，下部構造の立体効果や軟弱地盤など支持地盤との相互作用の考慮について検討を進める必要がある。

４．５　円周方向免震の合理性と検証

４．５．１　円周方向免震のコンセプト

振子免震は従来の積層ゴム免震のような全方向免震だけではなく，任意の方向の免震が可能である。特にパドル型の免震の場合は，羽根の方向を一方向，ないしは上下どちらかにすることで容易に実現できる。

本節では，円形ドームの円周方向のみに復元力を有し，半径方向には拘束のない，すなわちローラー支承の免震効果（一方向免震）について検討した。

今日実現しているドーム構造の支持条件には大きく二つの考え方がある。一つはドーム支持部を下部構造にピン接合する場合，もうひとつは，円周方向にはピン支持，半径方向にはローラーとする場合である。後者は，固定荷重によるスラストおよび屋根の温度荷重を下部構造に伝えず，さらに地震時の屋根慣性力を下部構造半径架構が負担すること回避し耐震要素を配置しやすい円周方向架構に期待することができるといった有効性があるほか，施工時においても，例えばジャッキダウン時における支承部の管理を容易にするといった利点がある。

免震支承とした場合についても，原理は同じである。半径方向に復元力を有する限り，下部構造との力のやり取りは存在する。積層ゴムなどの免震支承を考えた場合，建設時の固定荷重によるスラスト方向の変位処理や，温度荷重，積雪荷重等の付加荷重を考えると問題は複雑になる。地震時にのみ免震支承が機能するようなトリガーを考えた場合はなおさらである。

ここに，ドームの免震支承に関しても円形ドームの円周方向のみに復元力を有し，半径方向には拘束のない，すなわちローラー支承のシステムの有効性がある。なにより，ローラー支承は究極の免震デバイスである。

しかしながら，免震デバイスとしての地震応答低減効果に問題がある場合，この選択肢は排除される。そこで，地震応答解析を行い全方向免震の場合の効果と比較を行なった。

ここで考えている円周方向免震システムは，パドル免震を想定している。パドル免震の羽根は柱下端にのみ有し，転がり方向はドーム円周の接線方向に限定するガイドを有していると考える。柱上端は，ユニバーサルヒンジで全方向に回転自由とする。

パドル免震の原理は転がりによる位置エネルギーの変化を復元力とするものであることから，円周方向免震ではドーム支承部のレベルに変化が生ずる。これについては，本文中で検討する。

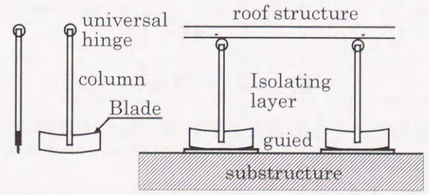


図 4.5.1　円周方向パドル免震のコンセプト

解析モデルについては４．４節と同一のモデルを用いる。したがって，ここでは詳細を示さない。

Hosei University Repository

４．５．２　円周方向線形ばね置換による地震応答解析

（１）ばね定数の仮定

パドル免震や振子免震では実用上，復元力を支持する質量や温度に依存しない線形ばねに置換して解析することが可能である。全方向免震の場合，図 4.5.2 に示すように円周方向および半径方向のばね置換としてよい。いま，X 方向の並進変位だけを考えた時，免震支承で支持された円周リングの点が X 方向に単位長さ変位すると各方向のばねの復元力は次式で表される。

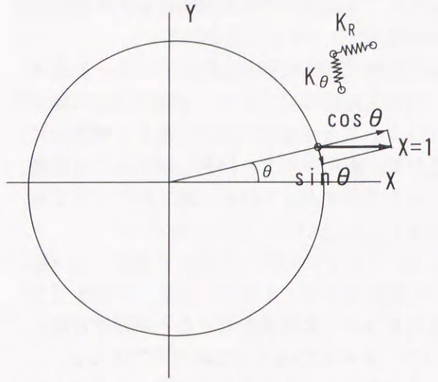


図 4.5.2　振子のばね置換

$$F_R = K_R \cos\theta$$
$$F_\theta = K_\theta \sin\theta \qquad (4.5.1)$$

並進方向（X 方向）の復元力はしたがって，

$$F_x = K_R \cos^2\theta + K_\theta \sin^2\theta = K \qquad (4.5.2)$$
但し $K_R = K_\theta = K$

いま，半径方向のばねがない場合，X 方向の復元力は，

$$F_x = K_\theta \sin^2\theta \qquad (4.5.3)$$

となる（図 4.5.3）。従って，円周方向免震，半径方向ローラーとした場合に全方向免震と同じ免震周期を得ようとすると，円周方向免震のばね定数を全方向免震の場合の 2 倍にする必要がある。

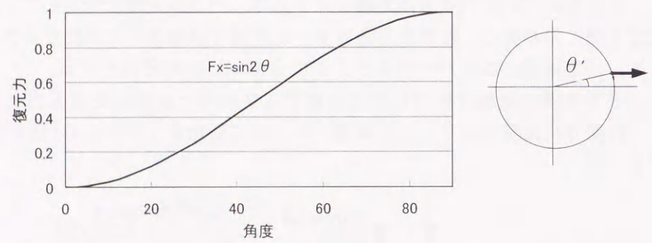


図 4.5.3　円周免震の復元力

本検討では，全体構造減衰として２％を与えている。振り子免震の付加ダンパーは応答低減効果に大きな影響がないため考慮しない。

（２）固有値解析結果

解析はすべて下部構造 0.5 秒に関して行なった。固有値解析結果を表 4.5.1 に示す。

全方向免震と比べ大きく異なるのは，免震層のねじれ振動である。ばね定数を２倍としたためねじれ周期が短くなっている。その他は，4.4.節の 2 方向免震と大きな相違はない。

表 4.5.1　一体モデルの固有周期（単位；秒）

次数	1秒免震		2秒免震		４秒免震	
	全方向	円周方向	全方向	円周方向	全方向	円周方向
1	1.069	1.079	2.026	2.027	4.014	4.010
2	1.069	1.079	2.026	2.027	4.014	4.010
3	0.787	0.558	1.566	1.106	3.136	2.218
4	0.479	0.479	0.496	0.496	0.500	0.500
5	0.479	0.479	0.496	0.496	0.500	0.500
6	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420
7	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420	0.420
8	0.398	0.405	0.403	0.405	0.404	0.405
9	0.387	0.387	0.387	0.387	0.387	0.387
10	0.387	0.387	0.387	0.387	0.387	0.387

凡例
免震層並進モード
免震層ねじれモード
下部構造１次モード

（３）時刻歴応答解析

入力は水平方向とし，4.4 節と同様，El Centro NS 波 500gal とした。解析手法は，時刻歴モーダルアナリシスとし，採用次数は 300 次である。減衰は，各次２％一定とした。地震波継続時間は２０秒，解析時間刻みは 0.005 秒である。

図 4.5.4 に屋根面の最大応答加速度分布を全方向免震の場合と円周方向免震の場合で比較して示す。これによると，屋根面の水平応答加速度分布はいずれの場合も際立った相違はないが，

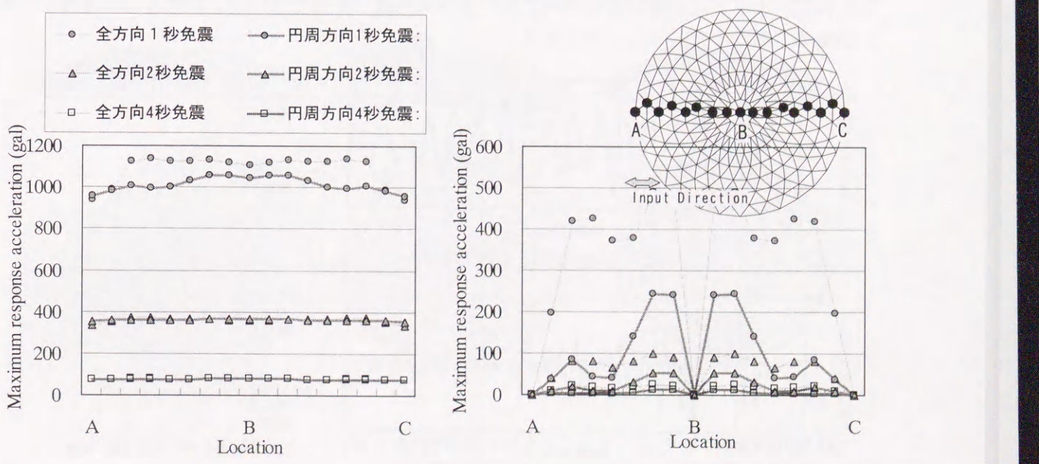
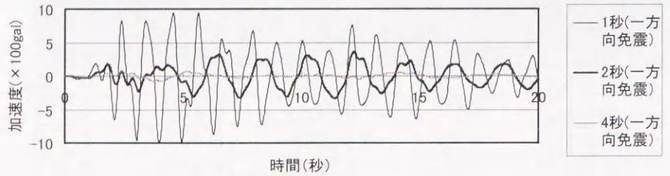


図 4.5.4　全方向免震と円周方向免震の最大応答加速度分布の比較（El Centro NS 500gal）

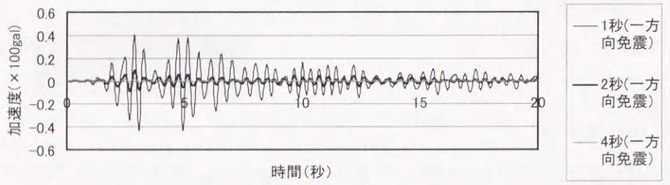
Hosei University Repository

鉛直応答分布が円周方向免震の場合，半分程度になっていることが分かる。これは4秒免震のような長周期免震でも変わらない。

この現象についてより理解を深めるために，屋根面の代表点について時刻歴応答加速度を図4.5.5および4.5.6に示す。図4.5.5は円周方向免震の免震周期による変化の比較を示す。図4.5.5によると，並進方向加速度はほぼ免震周期で振動しているが，鉛直方向加速度はより短い周期が励起されていることが分かる。



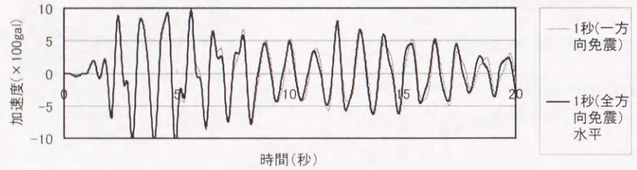
(a)水平方向応答加速度時刻歴



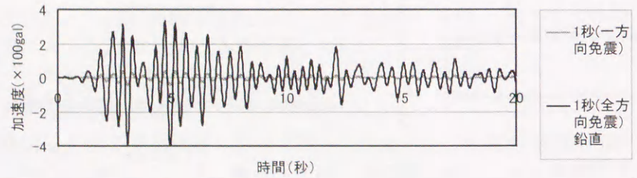
(b)鉛直方向応答加速度時刻歴

図4.5.5　円周方向免震の屋根面応答加速度時刻歴（El Centro NS 500gal）

さらに，図4.5.6は1秒免震の場合に関して全方向免震と，円周方向免震を比較した。図4.5.6によれば，水平方向加速度は全方向でも円周方向免震でも変化ないが，鉛直方向加速度の大きさが極めて異なっていることが分かる。



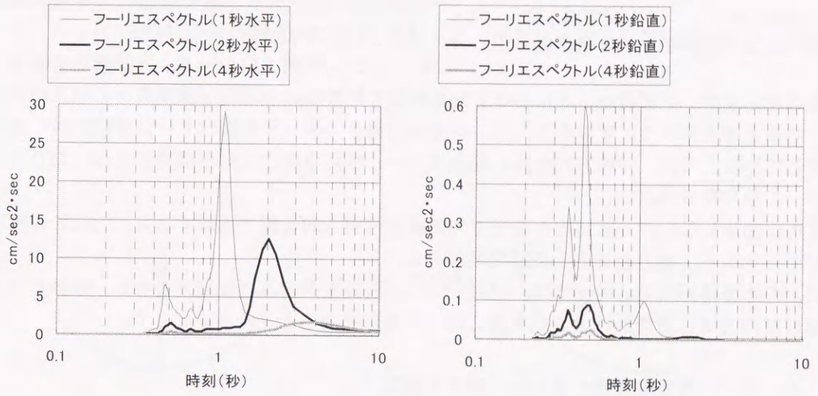
(a)水平方向応答加速度時刻歴



(b)鉛直方向応答加速度時刻歴

図4.5.6　1秒免震の円周方向免震の応答加速度時刻歴を全方向免震と比較
(El Centro NS 500gal)

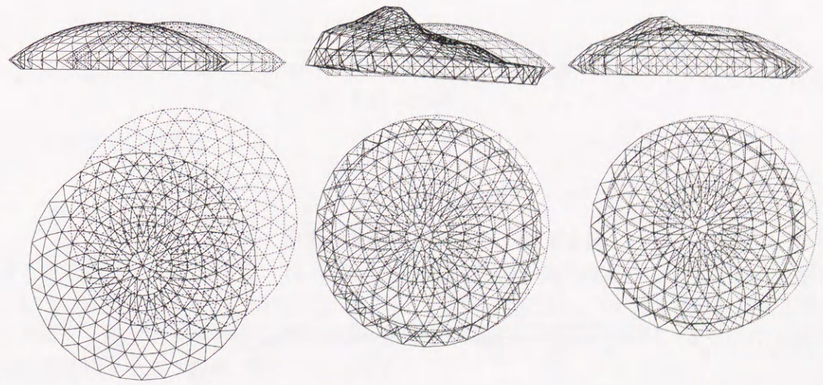
図4.4.5に示した屋根面代表点の応答加速度波形のフーリエスペクトルを図4.5.7に示す。これによると，水平応答加速度のピークはそれぞれの免震周期で発生しているが，鉛直応答のピークは免震周期に関わらず一致しており，下部構造の卓越周期0.5秒付近と，ドーム逆対称モードの卓越周期0.37秒付近である。特に下部構造の卓越周期0.5秒近辺が支配的である。



(a)水平方向応答　　(b)鉛直方向応答

図4.5.7　円周方向免震の屋根面応答加速度フーリエスペクトル（El Centro NS 500gal）

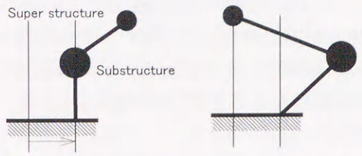
そこで改めて固有振動モードを調べてみる。ここでは，比較的応答が大きな1秒免震の場合を代表に検討した。図4.5.8に代表的な固有モードを示す。図4.5.8(a)は免震1次周期のものであるが，全方向免震と円周方向免震で形状に大きな差がないため全方向免震のものを示した。



(a)免震1次周期(1.07 秒)　(b)下部1次周期(0.48 秒)－全方向免震－　(c)下部1次周期(0.48 秒)－円周方向免震－

図4.5.8　代表的な固有振動モード

Hosei University Repository



(a)免震１次　　(b)下部１次

図 4.5.9　振動モードの概念図

これによると，免震 1 次周期では並進モードが卓越しており，鉛直モードは若干認められるものの非常に小さい。

図 4.5.8(b),(c)は下部構造１次のモードである。全方向免震の鉛直モードは円周方向免震に比べ大きいことが分かる。水平方向の振幅は大きな相違がない（むしろ全方向免震のほうが小さい）。

図 4.5.9 に免震卓越モード，下部構造卓越モードの概念を示すが，下部構造１次における屋根構造の鉛直動の励起は下部構造との相互作用の結果であると考えられる。すなわち，全方向免震の場合，振り子免震はドーム半径方向に復元力を有している。一方，円周方向免震の場合はドーム半径方向には自由境界となっており，エネルギーのやり取りはない。

また，図示しないが，部材応力を全方向免震と円周方向免震で比較すると，大部分の部材で曲げモーメント，軸力とも応力低減効果がある。

以上の応答解析結果の範囲では，円形ドームの円周方向のみに復元力を有し，半径方向には拘束のない円周方向免震は全方向免震に比べ有効であることを明らかにした。

４．５．３　円周方向免震の復元力に関する検討

（１）円周方向免震の復元力の問題点

本検討では円形ドームの免震デバイスとしてパドル免震を想定している。転がり振子免震構造の復元力は，図 4.5.10 に示したような上部構造の上下運動によるポテンシャルエネルギーに基づいている。

円周方向のみの免震デバイスを採用した際，免震柱の上部（あるいは下部）はユニバーサルヒンジとなるため，振動方向と直交する羽根を持つ柱は，図 4.5.11 に示すように，ただ転倒するだけとなる。このとき円形シェルの免震ではこの位置変化が問題になる。

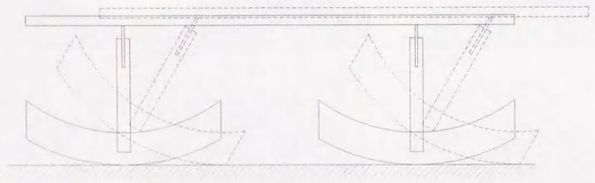


図 4.5.10　パドル免震の位置変化

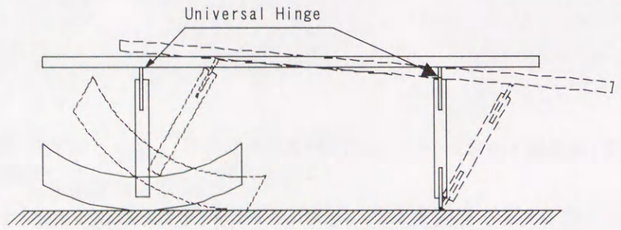


図 4.5.11　円周方向パドル免震の位置変化

すなわち，円形ドーム各支持点の羽根の向きによってその点の鉛直方向の位置変化が微妙に異なる。この時全体としてポテンシャルエネルギーが増大しないと復元力が発生しない。さらに厳密にはこの各点で変化する上下の位置変化により慣性力が発生するが，これに関しては無視し得ると考えられるため，ここでは，円形ドーム各支持点の上下方向の位置変化と復元力の関係について考察する。

（２）円形ドーム各支持点の上下方向の位置変化

まず，パドル免震自体の位置変化について検討する。すなわちパドル羽根面内方向のみの回転を考える（図 4.5.12）。

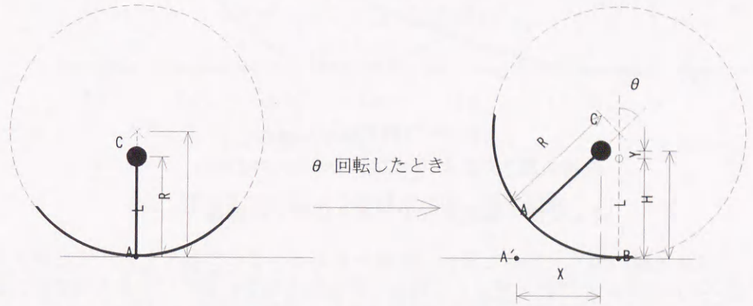


図 4.5.12　パドル免震の羽根面内の位置変化

パドル免震の固有周期はθが小さい場合，次式で表される。

$$T=\frac{2\pi}{\omega}=2\pi\sqrt{\frac{L^2}{g(R-L)}} \tag{4.5.1}$$

図 4.5.12 の記号により角度θ転がった時を考える。垂直材の頂点の変位は、次式のようになる。

$$\begin{aligned} X&=\overline{A'B}-(R-L)\sin\theta=R\theta-(R-L)\sin\theta \\ Y&=H-L=(R-L)(1-\cos\theta) \end{aligned} \tag{4.5.2}$$

また、θが小さいときは、

$$X=L\theta$$

$$Y=(R-L)\frac{\theta^2}{2}=(R-L)\frac{X^2}{2L^2} \tag{4.5.3}$$

と表すことができる。(4.5.2)，(4.5.3)式から並進変位 X，高さ変化 Y を計算することができる。いま，本検討のモデルと概ね適合するディメンジョンとしてパドル免震の柱高さ L=2.0m，免震周期 T=2.0 秒を例題とする。この場合羽根の半径は R=6.02m である。図 4.5.13 に屋根構造の並進変位 X と高さ方向の変位 Y の関係を示す。

同図から，転がり方向変位が 50cm 程度のθが小さい場合には近似式が成立することわかる。転がり方向変位が 30cm で高さ変化は約 5cm，転がり方向変位が 50cm で高さ変化は約 12cm 程度となっている。これは免震周期 2 秒の場合であるが，ちなみに 1 秒免震の場合には 50cm の転がり変位に対し高さ変化は約 50cm 程度と大きい。

Hosei University Repository

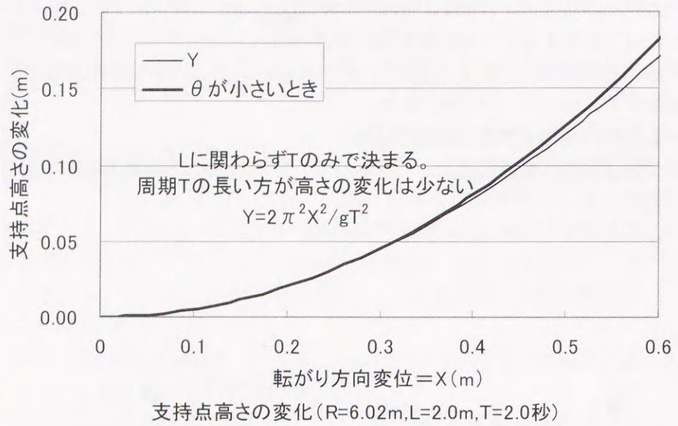


図 4.5.13　並進変位 X と高さ変化 Y の関係

次に，パドル免震の面外方向高さ変化の影響を考える。ここで記号を新たに定義する。図 4.5.14 はドーム全体が X 方向に並進した状態での半径方向変位および円周方向変位の量を示している。

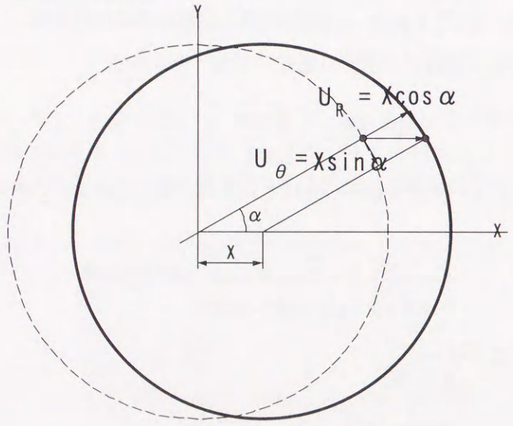


図 4.5.14　円形ドームの並進運動の模式図（平面図）

X 方向及び Y 方向の変位を考えると，ドーム支持点の任意の位置の半径方向変位 U_R および円周方向変位 U_θ は，(4.5.4)式で表すことができる。

$$U_R = X\cos\alpha + Y\sin\alpha$$
$$U_\theta = -X\sin\alpha + Y\cos\alpha \qquad (4.5.4)$$

ここで，地震時のドームの変位について X 方向並進地震時においては，X 方向変位が卓越しており，直交する Y 方向の影響は小さいと仮定し，Y=0 とし以下の議論を進める。

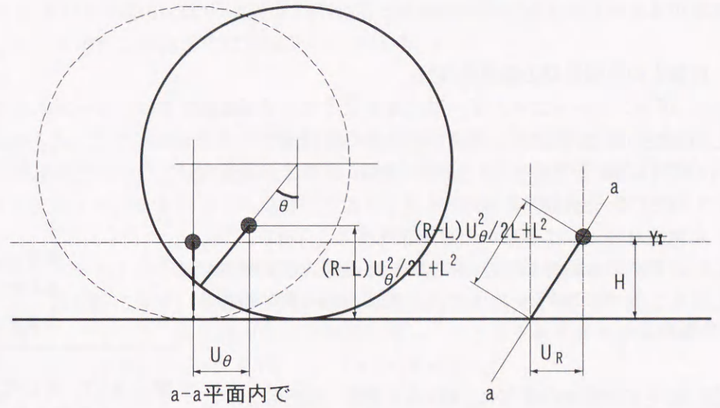


図 4.5.15　パドル免震の面内，面外運動

図 4.5.15 には，下部の羽根が回転しつつ面外に倒れている状態のディメンジョンを示す。この図から図 4.5.14 でドーム並進変位 X が生じた時の免震柱の高さ変化 Y が，角度 α の関数として(4.5.5)式のように書ける。

$$Y = \sqrt{\left\{(R-L)\frac{X^2\sin^2\alpha}{2L^2} + L\right\}^2 - X^2\cos^2\alpha} - L \qquad (4.5.5)$$

式(4.5.5)によるドーム各支持点での免震柱の高さ変化の算定例を図 4.5.16 に示す。図 4.5.16 は 4m の高さの円周方向免震柱で支持された円形ドームが X_0=50cm の並進運動をした場合で，いくつかの免震周期 T（ただし T は単体のパドル周期で曲率半径 R で決まる）に対するドームの各支持点の高さ変化を示す。横軸は支持点の位置 α でドームの 1/4 の領域の支持点を示したものである。

本図をそのままポテンシャルエネルギーの増分と考えると，復元のしやすさと考えることができる。これは概ね曲率半径とパドル柱の長さに依存している（図 4.5.17）。2 秒免震ではポ

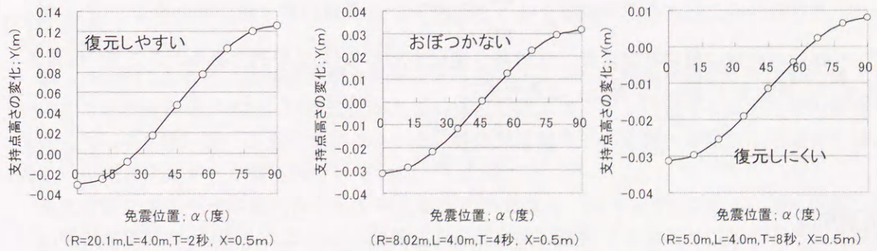


図 4.5.16　式(4.5.5)に基づいたパドル免震の高さ変化

Hosei University Repository

テンシャルエネルギーの総和が正であるため復元するが，4秒免震ではポテンシャルエネルギーの増加がなく，8秒免震では逆に負であるため復元せずドームが落ちてしまう。

（3）円周方向免震周期の振幅依存性

しかし，ポテンシャルエネルギーは位置変化させる質量と位置変化の量との積であるから，本図が成立するのはドームの面外方向の剛性が極めて小さい時である（かつ，並進方向変位が卓越していることも必要である）。

パドル免震自体はθが小さいとき単振動する。本検討では，ドームの地震時の振動が並進方向に卓越し，直交方向の振動が無視し得ると仮定する。ドーム支持点の並進方向の剛体振幅をX_0、円振動数をωとすると、

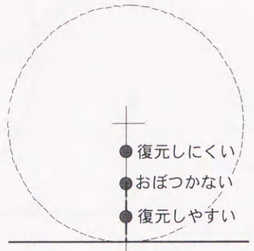


図 4.5.17　重心位置とパドル免震の復元力

$$X = X_0 \sin \omega t \qquad (4.5.6)$$

となる。速度と加速度は式（4.5.6）式を微分して、

$$v = X_0 \omega \cos \omega t \qquad (4.5.7)$$

$$a = -X_0 \omega^2 \sin \omega t \qquad (4.5.8)$$

となる。また、絶対最大速度は$t = n\pi / \omega$のとき

$$|v_{max}| = X_0 \omega \qquad (4.5.9)$$

である。最大運動エネルギーは、$t = n\pi / \omega$のとき

$$W_k = \frac{1}{2} M v_{max}^{\ 2} = \frac{1}{2} M (X_0 \omega)^2 \qquad (4.5.10)$$

となる。一方，最大位置エネルギーは、図 4.5.12 のような単一のパドル免震を考えた時には$t = (2n-1)\pi / 2\omega$のとき(4.5.11)式のように表すことができる。

$$W_p = MgY_0 = Mg(R-L)\frac{X_0^{\ 2}}{2L^2} \qquad (4.5.11)$$

この２つのエネルギーは保存則により等しいので、(4.5.10)，(4.5.11)式から次式のようになり，パドル免震の固有周期は曲率半径と垂直材の長さによって決まる。

$$T = \frac{2\pi}{\omega} = 2\pi \sqrt{\frac{L^2}{g(R-L)}} \qquad (4.5.12)$$

しかし，本検討のようなドーム支持部での一様でない位置変化を考慮すると，最大位置エネルギーは次式のように表される。

$$W_p = \sum_{i=1}^{N} M_i g Y_i \qquad (4.5.13)$$

ここでMiは各免震位置の有効質量，Yiは高さ変化すなわち(4.5.5)式である。ここで，位置エネルギーと運動エネルギーが等しいと考えると

$$\omega = \frac{1}{X_0} \sqrt{\frac{2W_P}{M}} \qquad (4.5.14)$$

固有周期は

$$T = 2\pi X_0 \sqrt{\frac{M}{2W_P}} = 2\pi X_0 \sqrt{\sum_{i=1}^{N} M_i / 2 \sum_{i=1}^{N} M_i g Y} \qquad (4.5.15)$$

となる。転がり振子単独場合の固有周期が曲率半径と垂直材の長さによって決まるのに対し，(4.5.15)式に示した円周方向免震には振幅依存性が認められる。

（4）位置エネルギーについての考察

ここで，地震入力により単振動している免震支持点の上下方向の有効質量が，免震柱の高さ変化をドーム屋根構造支持点に強制変形として与えた場合の反力（と屋根重量による反力との和）に等しいと仮定する。全方向パドル免震で柱の高さ変化が等しい場合は，各支持点の反力は等しくなる。

この反力分布はドームの面外剛性と大きな相関を持っている。すなわち面外剛性が大きいドームの場合には，振動時に免震柱の位置が高い部分にほとんどの質量が集中する。これに対して面外剛性が極めて小さいと，各支持点の反力は概ね等しくなってくる（高さ方向の強制変形を与えた場合の反力が小さいから）。

本解析対象としている円形ドームで２秒免震，免震柱の高さ L=2m の場合について，並進変位 x=0.5mおよび x=1.0mの時の各免震柱の高さ変化を強制変位として与えた時の反力分布を図 4.5.18 に示す。横軸は支持点の位置α，縦軸は屋根自重を含んだ反力の大きさである。ドームの面外方向の剛性がない場合には反力は等分布となり 51.2ton である。図 4.5.18 から並進 1.0m ではかなり反力変動が大きくなっているが，この程度では浮き上がりを生じていないことが分かる。

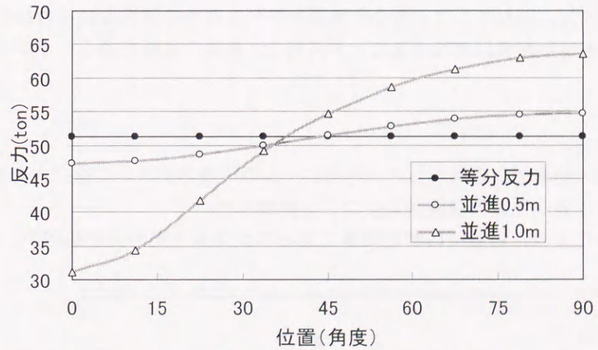


図 4.5.18　並進変位時の各免震柱の高さ変化を強制変位として与えた時の反力分布

図 4.5.18 を各免震位置の有効質量M_iと考えると，最大振幅時の各支持点の位置エネルギー$M_i g Y_i$を計算する事ができる（図 4.5.19）。

図 4.5.19 によると，並進変位が大きいほど位置エネルギーの総量が増す，すなわち復元力が増すことが分かる。また，並進変位が大きいほど位置エネルギーに対する反力分布の影響が大きくなっている。逆に並進振幅が小さいと，各免震位置の反力変動を考慮しない場合とほぼ等しい位置エネルギーが得られている。

最大位置エネルギーは復元力として考えることができる。図 4.5.19 は 4.5.2 節で仮定したばね置換の復元力，図 4.5.3 の$\sin^2\theta$曲線との近似が概ね可能であることに注目することができる。

Hosei University Repository

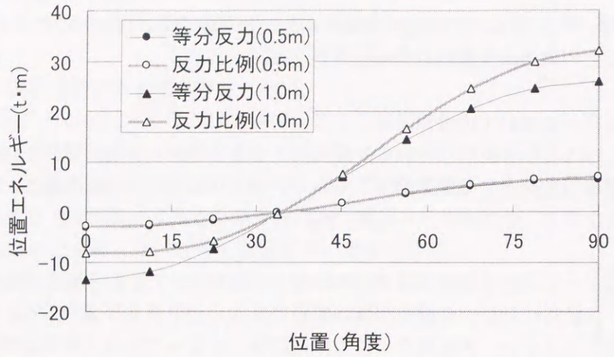


図 4.5.19　パドル免震位置の位置エネルギー

図 4.5.19 と(4.5.15)式を用いて，円周方向免震の周期を計算することができる。各支持点で反力すなわち質量が等しい場合，長さ L=2m，周期 T=2 秒（R=6m）のパドルを用いた円周方向免震ではドーム構造に対して 4 秒の免震支承を実現することができる。反力変動を考慮すると図 4.5.20 に示すように振幅 X_0=0.5m で 3.78 秒（約 95%），振幅 X_0=1.0m で 3.30 秒（約 83%）の免震周期となる。

しかしながら，500gal 入力時の免震支持ドームの振幅がせいぜい 50cm 程度であることを考えると，あまり心配することなく，パドル免震周期とパドル長さの適切な組み合わせを選択すれば，実用範囲での振幅依存性は無視することが可能で，所定の性能を得ることができることが分かった。

４．５．４　本節のまとめ

パドル免震の原理の効果的な応用として，円形ドームの円周方向のみに復元力を有し，半径方向には拘束のない一方向免震の免震効果について検討した。

一方向免震の採用により，建設時の固定荷重によるスラスト方向の変位処理や，温度荷重，

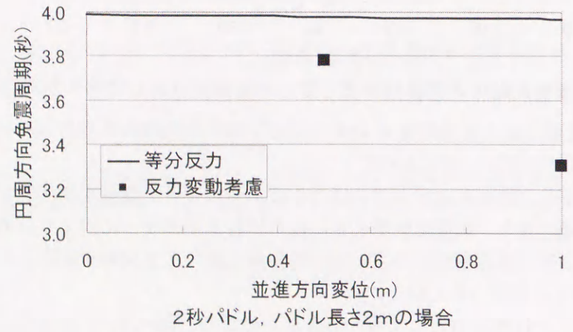


図 4.5.20　円周方向免震周期の振幅依存性

積雪荷重等の付加荷重に対し免震性能が変化しないシステムとすることができる他，一方向免震の場合，鉛直応答分布を全方向免震に比べ半分程度にできるメリットを明らかにした。

これは，下部構造からの地震入力が半径方向では完全に遮断されているため，水平入力による鉛直応答がさらに低減できることによる。

さらに，一方向パドル免震ではパドル形状によっては復元しない場合があることを示した。しかし，直径 100mのドームでの検討では，想定される最大振幅レベルに合わせたパドル形状を適切に選択することにより適正な復元力が得られ，実用化可能であることを示した。

Hosei University Repository

４．６　まとめ

各国で免震構造に用いられているデバイスの主流は積層ゴムである。ゴムと鉄板が幾層にも重なり合った積層ゴムは，構造物を支持するための剛性と耐力が相当高く，水平方向には振動系の固有周期が長くなるように小さな剛性と大きな変形能力を有している。

ところが積層ゴムの動特性は，面圧・変位・温度などに依存して変化する。特に，積層ゴムの固有周期は，建築物の重量に影響されることから，積層ゴムを用いた免震構造物の設計にはかなりの制約がある。積層ゴム免震は，軽量構造物への適用が困難な他，上部構造の重心と免震装置群の剛心を一致させる必要がある。さらに，固有周期が１～２秒程度である超高層建物への適用や，長周期成分が卓越した軟弱地盤への建設を考えると，現在普及している免震装置をより長周期化する必要がある。

これらの課題を解決すべく，積層ゴムだけではなく数種の免震装置を組み合わせたものや，滑り機構を有する免震装置の開発が盛んに行われているものの，積層ゴムに代わって主流となりうるデバイスは現在見当たらない。

振子はもっとも基本的な免振手法であり，従来から地震計の基本的原理などとして用いられてきた。振り子原理のうち免震に適している機構には，並進振り子と転動振り子がある。

振り子免震の固有周期は，吊り長さなど幾何学的な寸法からのみ定まり，支持する物体の重さには関係しない。免震対象物の質量によって固有周期が全く変化しない点が，質量と剛性で周期が決まるような積層ゴム免震に対する最大の長所となる。

第４章では，振り子原理を用いた免震システムについて，いくつかの模型実験により有効性を検証した後，空間構造に振り子免震を適用した場合について解析的な検討を行ない，可能性を明らかにした。

４．２ではまず，並進振り子が実体振り子を含む「対称２点吊り振り子」の特異な一形態であることを示した。この観点から，並進振り子を免震原理として用いることは吊られているものの重心に関わらず安定した免震周期が得られること，また，免震周期は吊り幅に大変センシティブであることが分かった。

並進振り子免震に対し，免震床のように支持される物体の重心が低い場合と，高層建物を基礎免震する場合のように支持される物体の重心が高い場合についてそれぞれ模型実験を行なった。この結果，以下の点が明らかになった。

・並進振り子免震は水平振動に対して充分な免震効果がある
・並進振り子免震の免震効果は上下動の影響をほとんど受けない。上下動と水平動を分離して設計できるのは，免震システムとして大きなメリットがある
・並進振り子免震によって実現される４秒程度の長周期免震システムに必要とされる減衰は軽微なもので充分である
・100m規模の高層建物に振り子免震を採用した場合，４秒以上の免震とすると大地震時でも

最大応答引抜き力は軽微で，吊材に適度な座屈防止策を施せば問題とならない

次に，４．３では転動振子の原理をより合理的に免震デバイスとして適用できるような免震システム「パドル免震」を提案している。これは球面によるロッキング運動を平面座標におけるX,Yの直交成分に分解し，X,Yのそれぞれの機能を柱の上下端の羽根に分担させようというメカニズムである。

並進振り子と異なり，パドル免震の免震周期は羽根の曲率半径Ｒと柱材の長さＬとの組み合わせで決まるため，必ずしも免震層の高さＬを大きくする必要がなく，建築計画上の免震支承の高さを自由に設定できる点が，実用上，極めて有利な点である。免震層を基礎の下に置くことはもちろん，１階部分を免震層とすることもできる。

ここでは，パドル免震のメカニズムと原理を示し，さらに模型実験により期待した免震効果が得られることを明らかにした。

４．４では，球殻の薄肉ドームの支持部に振り子免震層を設けた場合について，地震応答解析により効果を検討した。ドーム構造に並進振り子ないしはパドル免震を適用すると長周期免震が可能になる。この時，屋根の応答を下部構造の剛性に関らず，地表入力波形の応答スペクトルで推定することが可能であること，トラス材軸力など多くの部材で長期応力を支配応力とできる可能性を示した。

・免震支持，特に４秒程度の長周期の場合，１次モードは屋根部の剛体並進モードである。この時屋根部の鉛直成分の励起はほとんどない。
・非免震，ないしは１秒程度の免震では水平入力により水平応答だけではなく鉛直応答も大きく励起される。免震周期を長くすることによって，鉛直応答を著しく低減できる。
・免震層の引抜き力は免震周期に関らず大きな問題とはならない
・下部構造と屋根構造の卓越周期が近い場合には，屋根部分にかなり大きな応答が発生するが，免震支承とすることによってこれを回避できる
・４秒程度の長周期免震を採用した場合，屋根の応答は下部構造の剛性に関らず，地表入力波形の応答スペクトルで推定することが可能である
・４秒程度の長周期免震では，地震時応力だけ考えると鉛直入力による応答が支配的となる。さらに，長期応力も含めて考えると，トラス材軸力など多くの部材で長期応力が支配的となる

さらに４．５では，パドル免震の原理の効果的な応用として，円形ドームの円周方向のみに復元力を有し，半径方向には拘束のない一方向免震の免震効果について検討した。

一方向免震の採用により，建設時の固定荷重によるスラスト方向の変位処理や，温度荷重，積雪荷重等の付加荷重に対し免震性能が変化しないシステムとすることができる他，一方向免震の場合，鉛直応答分布を全方向免震に比べ半分程度にできるメリットを明らかにした。

Hosei University Repository

これは，下部構造からの地震入力が半径方向では完全に遮断されているため，水平入力による鉛直応答がさらに低減できることによる。

さらに，一方向パドル免震ではパドル形状によっては復元しない場合があることを示した。しかし，直径 100mのドームでの検討では，想定される最大振幅レベルに合わせたパドル形状を適切に選択することにより適正な復元力が得られ，実用化可能であることを示した。

振り子免震は，これまで開発されているさまざまな免震システムに比べ，極めて明快な原理に基づいている。最大の特徴は免震周期が支持する構造物の重量や重量分布に全く影響されることなくパフォーマンスを発揮でき，かつ，従来に比して極めて信頼性が高いことである。

４章に関する参考文献

4-1) 高木政美，西山正三；「サスペンション式制振構造に関する検討（その２複数階吊り制振構造のパラメトリックスタディ）」，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、1993.9、pp733～734

4-2) 宮崎光生，高見衛，世良信次；「３次元防振床構法の開発その１３次元防振床システムの設計」，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、1993.9、pp531～532

4-3) 世良信次，宮崎光生，高見衛；「３次元防振床構法の開発その１３次元防振床システムの設計」，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、1993.9、pp531～532

4-4) 高瀬憲克，有馬文昭，田中久也，江頭寛；「３次元免震床の開発，第１報吊り床免震構法(SNR-F システム)の特性」，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、1997.9、pp595～596

4-5) Rusk Masih, "An Innovative Concept To Design Structures Subjected To Earthquake Forces", Structural Engineers World Congress, Structural Engineering World Wide 1998, Coference Proceedings on CD-ROM

4-6) 嶋津孝之，小西輝彦，荒木秀夫，他；「吊り上げ式免震層値の開発研究，その１．理論的背景および実験概要」，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、1995.8、pp609～610

4-7) 成松功，嶋津孝之，小西輝彦，他；「吊り上げ式免震層値の開発研究，その２．実験および結果」，日本建築学会大会学術講演梗概集（北海道）、1995.8、pp611～612

4-8) 中川美希栄，嶋津孝之，荒木秀夫，Bakhshi Ali；「吊り上げ式免震層値の開発研究，その３．実験および結果」，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、1996.9、pp753～754

4-9) Bakhshi Ali，嶋津孝之，荒木秀夫，中川美希栄，；「吊り上げ式免震層値の開発研究，その４．解析的検討」，日本建築学会大会学術講演梗概集（近畿）、1996.9、pp755～756

4-10) 正木三省，倉持道夫，倉持春男；「固有周期変動型免震装置に関する研究（その１模型の振動台実験）」，日本建築学会大会学術講演梗概集（関東）、1988.10、pp433～434

4-11) 倉持道夫，倉持春男，正木三省；「固有周期変動型免震装置に関する研究（その２）」，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国）、1990.10、pp655～656

4-12) Garza Tamez et al., "Test Results and Implementation of Seismic Base Isolation System Based on Pendular Action," Proceedings, vol. 1, Second International Conference on Motion and Vibration Control, Aug. 30-Sep. 3, 1994, Yokohama, Japan, Ed. by Yoshida and K. Nonami, pp. 1-6.

4-13) Garza Tamez, United StatesPatent,PatentNumber:4,860,507, Date of Patent:Aug. 29, 1989

4-14) http://home.att.net/~eps-fp/

Hosei University Repository

4-15) 「免震構造入門」, 日本免震構造協会編, pp.9, 1995
4-16) 川口 衞,「空間構造の耐震・免震－経験と前進」, 平成10年度京都大学防災研究所共同研究集会(空間構造の耐震性能・評価をどう進めるか？)論文集, pp.241-268, 1998.10
4-17) 川口 衞, 立道郁生「新しい免震構造の可能性と空間構造への適用」, 京都防災研究所共同研究集会（シェル・空間構造の耐震, 耐風, 耐雪, 耐火を考えた性能設計と解析）論文集, pp.177-188, 1999
4-18) Mamoru Kawaguchi and Ikuo Tatemichi; SEISMIC ISOLATION SYSTEMS AND THEIR APPLICATION IN SPACE STRUCTURES, Proceedings of the IASS-MSU International Symposium, Istanbul, Turkey, 2000年5月, pp.217-228
4-19) 川口 衞, 立道郁生：並進振子原理を用いた免震システムの開発（その１ 原理と免震床の実大実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2000年9月, B-2分冊, pp.635～636
4-20) 村井信義, 内山義英, 山本雅史, 吉岡宏和, 佐野友治, 芳沢利和, 鈴木重信, 倉林浩, 白井武樹；「超高層免震構造の開発と適用 —その１ 全体概要—」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1998年, B-2分冊, p.589-590
4-21) 芳沢利和・村井信義・鈴木重信・内山義英・菊地隆志・佐野友治；「超高層免震構造の開発と適用 —その２ 高強度積層ゴムの開発と確認実験—」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1998年, B-2分冊, p.591
4-22) 小倉桂治, 川端一三, 小室 努, 征矢克彦, 寺嶋知宏;「高層免震建物の地震応答特性に関する検討」, 日本建築学会技術報告集 NO.5, pp.47, 1997年12月
4-23) 池田雄一, 長橋純男；「高層免震共同住宅を対象とした積層ゴムアイソレータの引き抜きに及ぼす地震動水平・上下両成分同時入力による影響」, 日本建築学会構造系論文集 NO.515, pp.75, 1999年1月
4-24) 栗田 哲, 谷沢弘容, 諸菱亮太, 杉村義広；「水平地震動を受ける高層免震建物の積層ゴムの最大面圧予測に関する基礎的研究」, 日本建築学会構造系論文集 NO.529, pp.73, 2000年3月
4-25) 山本憲司、森修、芳賀勇治、笹川和郎；「積層ゴム引抜き対策装置の実験的研究（静的加力実験)」、日本建築学会大会学術講演梗概集（九州)、1998.9、pp525～523
4-26) 村井信義・内山義英・山本正幸・山本雅史・西村章・木南美文・橋本雅人；「超高層免震構造の開発と適用—その８リニアスライダーの実用化—」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 1999年, B-2分冊, p.793-794
4-27) 久野雅祥, 長島一郎, 欄木龍大, 他；「複合免震構造の高さ幅比の大きい建物への適用に関する実験的研究(その１振動台実験)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、1998.9、pp603～604
4-28) 篠崎洋三, 川村東雄, 中澤昭伸, 他；「積層ゴム支承と弾性滑り支承を用いた複合免震構造に粘性系ダンパーを併用した集合住宅の設計（その１)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集（九州)、1998.9、pp607～608
4-29) 登坂 史生, 川口 衞；「並進振子原理を用いた免震システムの開発（その２ 高層建築物への適用)」, 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2000年9月, B-2分冊, pp.637～638
4-30) Mamoru Kawaguchi and Ikuo Tatemichi; CHARACTERISTICS OF A SPACE STRUCTURE SEISMICALLY ISOLATED BY ROCKING PENDULUMS, IASS-IACM 2000, Proceedings of the Fouth International Colloquium on Computation of Shell & Spatial Structures, Chania, Greece , 2000年6月 on CD-ROM
4-31) 立道郁生, 川口 衞：転動振子原理を用いたパドル免震システムの開発（その１ 原理と模型実験), 日本建築学会大会学術講演梗概集, 2000年9月, B-2分冊, pp.631～632
4-32) Shiro Kato, Shoji Nakazawa, Takashi Ueki, Mizuaki Uchikoshi and Fumiya Osugi : Earthquake Response of Domes implemented by Hysteresis Dampers for Earthquake Isolation, Lightweight Structures in Architecture, Engineering and Construction, IASS/IEAust/LSAA International Congress, pp.451-459, Sydney, Australia, October 5 - 9 1998.
4-33) 加藤史郎, 中澤祥二, 打越瑞昌, 大杉文哉, 向山洋一,「入力低減型支持機構を有する大スパンドーム構造物の地震応答性状 免震層の降伏せん断力係数の影響について」, 日本建築学会構造系論文集 No. 518 , pp. 57 , 1999年4月
4-34) 二木太郎, 新宮清志,「上下動を受ける免震シェル構造に関する実験的研究」, 平成９年度京都防災研究所共同研究集会（シェル・空間構造の自然災害時非線形挙動とその抑止対策）論文集, pp.49～54, 1997
4-35) 楠達明, 薛松涛, 山田大彦,「TMDによる単層ラチスドームの振動制御」構造工学論文集, Vol.41.B, pp17-22, 1995年３月
4-36) Kato S., Nakazawa S., Matue Y., and Yamashita T. ,"Active Control of Axial Forces in Beam String Space Frames", Proceedings of the IASS-ASCE International Symposium 1994, Atlanta, Georgia, USA, pp.664 - 673, April, 1994.
4-37) 田畑公暢, 青木義男, 邉吾一,「ピエゾ積層型複合材を用いた制振シェルに関する基礎研究」, 第27回FRPシンポジウム講演論文集, Ⅰ-42A, pp. 273-274, 1998
4-38) Ikuo Tatemichi, Tatsuo Hatato, Yoshimichi Anma, Satoshi Fujiwara," Vibration Tests on a Full-size Suspen-dome Structure", International Journal of Space Structures Vol.12 No.3, 1998, pp. 217-224.
4-39) M Kawaguchi, M Abe ,T Hatato, I Tatemichi, S Fujiwara, Y Anma, "Structural Tests on a Full-size Suspen-Dome Structure", IASS International Symposium 1998, Singapore ,Vol.1,pp.431～438

Hosei University Repository

第５章

空間構造の制震化に関する検討

Hosei University Repository

第５章　空間構造の制震化に関する検討

５．１　検討の目的

空間構造の制振に関する既往の研究については１．２節に述べた。空間構造物の地震応答の低減は免震あるいは制震によって実現される。免震の原理は４章に示したように，免震デバイスによって支えられる物体の周期を長周期側にずらし，地震入力を低減することにあった。

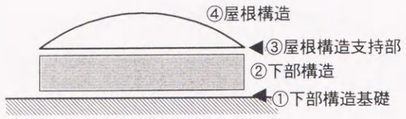


図 5.1.1 空間構造における地震応答低減デバイスの設置位置

これに対し，制振構造は構造物に減衰を付加し，振動エネルギーを吸収することによって応答を抑制する。従って，図 5.1.1 の空間構造の概念図において，②下部構造本体，④屋根構造にエネルギー吸収機能を持たせるのが自然である。

②の下部構造に付加する制震デバイスは一般構造物を対象として非常に多くの研究や実用化がなされている。スタジアムなど空間構造を対象とした実施例もあるが，その効果を体系的に研究した事例は極めて少ない。

一方，④の屋根構造に制振デバイスを付加する方法については，１．２節に示したようにいくつかの研究や実施例が行われるようになってきた。

第５章では，エネルギー吸収機能を持たせるこの二つの部位についてそれぞれ検討を行なっている。

まず，５．２では球形ドーム構造を対象として，下部構造の地震エネルギー吸収によりドームの応答がどのように変化するかを検討した。この時，下部構造のエネルギー吸収機構は特別なデバイス（例えば粘性ダンパーや履歴ダンパーなど）は考慮せず，下部構造架構が地震時に塑性化することによる履歴エネルギー吸収特性を対象とした。

５．３では，屋根構造に簡便な TMD（付加質量ダンパー）を分散させて設置することを念頭に，円筒シェル構造を想定した会い一値を対象に検討を行なった。

５．２　下部構造のエネルギ吸収効果に関する研究

５．２．１　検討概要および解析モデル

（１）検討概要

大地震の場合には，下部支持構造が弾性範囲を超え塑性域に入ることを許容した設計が一般には行われている。ドーム状構造物の耐震性能は，ドームそのものだけではなく，下部支持構造の振動特性に大きな影響を受ける [5-1)]。また，下部構造を比較的早期に降伏するように設計することにより，構造物へ過大な地震入力が作用した場合，ドームへの入力がある程度抑制されることが，単層ラチスドームに関する研究 [5-2)] で示されている。本節ではこの点に着目し，対象をケーブルと束材で補剛された単層ラチスドーム構造とした場合について検討した。ここでは，直径 100m のドーム構造物を対象とし，初期降伏層せん断力係数が 0.3 程度の下部構造物に支持されている場合について，大地震時の応答性状を分析する。

（２）解析モデル

対象とする構造物は上部構造が鉄骨単層ラチスドーム、下部構造がブレースと支持柱で形成されている（図 5.2.1）。単層ラチスドームの第１層は束材（ストラット）及びケーブル材によって補剛されている（図 5.2.2）。すなわち，ストラットには放射方向に伸びるケーブル（放射ケーブル）とリング状に閉じるケーブル（円周ケーブル）が緊結され適度なプレストレスが導入されている。このようなテンセグリックシステムによる補剛は，剛性の確保だけではなく，プレストレスを導入することにより固定荷重に対するスラストを低減し，通常，大きな応力が発生し部材断面を必要とする最外周円周材，及びその周辺の部材断面を低減でき，構造物の質量を軽減することができるとともに座屈耐力を向上させることができる [5-3)5-4)]。

ドームはスパン 100.0m，ライズ H=18.2m，曲率半径 R=77.8m，ドーム半開角 φ=40° とし，下部の柱の高さは h=5.0m とする。ドーム部材は鋼管を想定し，ドームの節点は剛接合とする。下部の支持柱とブレースは最外周円周材にピン接合されているものとする。この結果，下部構造ではブレースのみが耐震要素となっている。

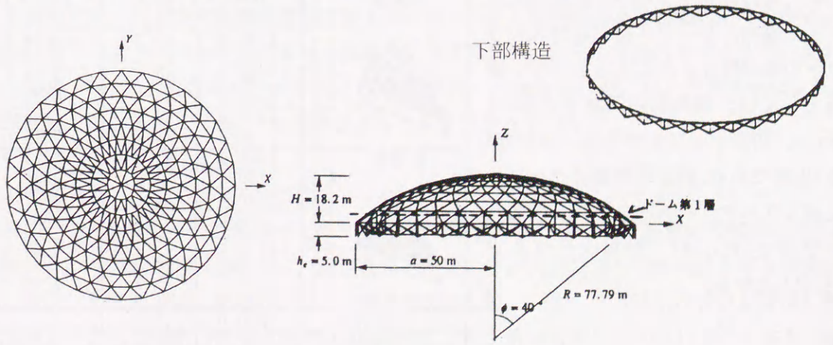


図 5.2.1　構造物の全体形状

Hosei University Repository

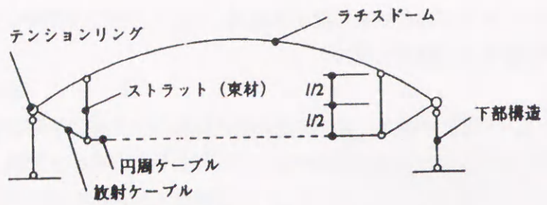


図 5.2.2　ケーブルと束材による補剛

（3）　ドーム部の荷重と設計

ドームの固定荷重は，単位表面積あたりの重量 150kgf/m² とし，各節点の負担面積により計算した集中質量として与えた。最外周円周材の質量は単位長さあたり 1.0tf/m とした。上部構造の全質量は 1,648tf となる。

本研究では，単層ラチスドームの補剛効果に着目しているため，ドーム部分は以下に示す手順により設計した。

①単層ラチスドームのみで，初期部材断面を仮定し，固定荷重の 2 倍で弾性 2 次解析 [5-5~8] による断面算定を行う。これにより，概ね地震荷重時にも安全な単層ラチスドームの設定ができる。

②設定した単層ラチスドームをケーブルおよびストラットで補剛する。この時，テンセグリックシステムによる応力低減効果を考慮し，最外周円周材の断面積を 1/2 とする

③固定荷重時に最外周円周材の水平変位がゼロとなるように円周ケーブルにプレストレスを導入する。

したがって，固定荷重時は最外周円周材に軸力は発生しない。算定されたドーム部材，ケーブル材およびストラットの部材特性を表 5.2.1 に示す。断面としては，最外周円周材でφ508.0×6.4，円周ケーブルで 2 本-7×37(64φ)程度である。固定荷重時にケーブルに導入すべきプレストレスは，円周ケーブルで 125.2tf，放射ケーブルで 19.5tf となる。

表 5.2.1　解析モデルの部材特性

部材		ヤング係数 E[tf/cm²]	断面積 A[cm²]	断面2次モーメント I[cm⁴]
円周材	1	2100.0	95.4	29302.7
	2	2100.0	39.7	8066.6
	3	2100.0	36.2	5616.9
	4	2100.0	38.4	5947.0
	5	2100.0	40.6	6282.6
	6	2100.0	43.0	6650.2
	7	2100.0	46.5	7180.8
	8	2100.0	45.4	7013.0
放射材	1	2100.0	61.3	12357.9
	2	2100.0	53.6	10836.0
	3	2100.0	38.2	5917.0
	4	2100.0	34.5	5362.7
	5	2100.0	36.6	4535.8
	6	2100.0	36.6	4535.8
	7	2100.0	36.6	4535.8
	8	2100.0	41.4	3562.8
ブレース		2100.0	12.4	－
ストラット		2100.0	45.6	－
円周ケーブル		2100.0	37.6	－
放射ケーブル		2100.0	12.2	－

（4）　下部構造のモデル化

下部構造は高さ 5.0m の支持柱，32 組のブレース架構からなる。質量は壁面積あたり 150kgf/m² とする。したがって，ドーム部を含めた構造物全体の質量は 1,766tf となる。

支持柱は両端ピン接合され，柱頭は X,Y 方向については最外周円周材と同一変位とし鉛直方向は拘束とした。この境界条件から下部構造の鉛直変位は無視される。下部構造は細長比の大きな引張型のブレースで構成されているとし，ブレース材の履歴はスリップ型（図 5.2.3）とする。このとき，スリップ型履歴の 2 次勾配は 0 とし，圧縮側の耐力も 0 とする。ブレースの断面積は，下部構造の層せん断力係数が 0.3 となる時にブレース材が初期降伏を起こすように設定した。すなわちブレース材の降伏応力度 を σ_y=3.0tf/cm² とした場合，ブレース材の断面積は 12.4cm² となった。また，比較のために引張・圧縮型ブレースとした場合も検討している。このとき，ブレース 1 本の断面積を 1/2 とし，バイリニア型の復元力特性（図 5.2.4）を用いた。

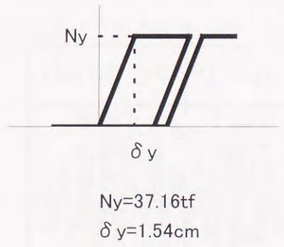


図 5.2.3　スリップ型の復元力特性

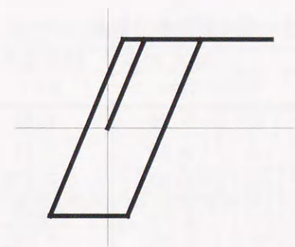


図 5.2.4 バイリニア型の復元力特性

5．2．2　地震応答解析方法

（1）入力地震波

解析に用いる地震波形は，El Centro-NS(1940)波を採用し，水平方向（図 5.2.1 のＸ方向）にのみ入力する。上下方向の地震動が作用する場合，上下・水平方向の地震動が同時に作用する場合，およびスペクトル特性の異なる地震動に対する検討，分析は今後の課題とする。最大入力加速度 Amax の大きさをパラメータとし，A_{max}=100～500gal とした。なお予備解析により，下部構造のブレースは 130gal で初期降伏することが分かっている。

（2）解析方法

本検討では，上部構造は線形弾性であるとし，下部構造を弾塑性として地震応答解析を行う。最初の 0～2 秒では減衰を 100%とし，固定荷重と所定のプレストレスを準静的に作用させ安定させ，次の 20 秒間地震応答解析を行う。数値積分法には，Newmark β法(β=1/4)を採用し直接応答解析を行う。解析の時間刻み Δt=0.005sec.とし，収束計算は行わないものとする。減衰はレーリー減衰を採用し [5-9]，1 次モード（水平方向），0.63sec.と 0.25sec.に対して 2%とし

Hosei University Repository

た。これは高次モードの影響を考慮し，減衰定数を過大評価しない為である。

5．2．3　応答解析結果

（1）固有値解析結果

表 5.2.2 にX方向の刺激係数 β_{Xi} の値が大きいモードを示した。図 5.2.5 には，固有周期と $\beta_{Xi}\cdot S_A$ が大きな振動モードを示す。表 5.2.2 の S_A は最大入力加速度 Amax=100gal，減衰定数 h=2%に対する El-Centro NS 波の加速度応答スペクトルの値を示す。ここで，各モードの固有ベクトル{u}は質量マトリクス[M]を介して$\{u\}^T[M]\{u\}=1$ を満たすように正規化されている。1 次モード（固有周期；0.63 秒），4 次モード（同；0.60 秒）は，ドームが逆対称に振動するモードである。この時，下部構造の水平振動の方向が 1 次は上部と同方向，4 次は逆方向の振動モードとなっている。地震入力は $\beta_{Xi}\cdot S_A$ が 269.6gal となる 1 次モードが最も大きなものと考えられる。19 次，45 次モードは下部構造を含めて構造物全体が大きく振動している。

表 5.2.2　固有振動解析結果

ﾓｰﾄﾞ次数	固有周期 (sec.)	刺激係数 βxi	S_A(gal)	βxi·S_A(gal)
1	0.64	1.08	249.2	269.6
4	0.60	0.71	275.1	196.4
19	0.50	0.12	289.0	33.5
45	0.41	0.10	213.7	21.6
70	0.35	0.09	204.6	19.0

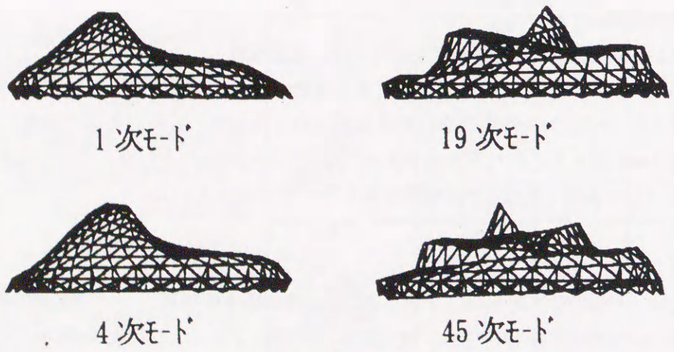


図 5.2.5　振動モード

（2）加速度応答，変位応答

図 5.2.6 には，入力方向稜線上の点の鉛直方向応答加速度波形を示す。最大入力加速度の大きさは Amax=100gal および 500gal とした。500gal 入力の場合，下部構造は地震発生後 1.6 秒程度で塑性化が始まっている。図は，入力加速度を 100gal で正規化（500gal の応答を 1/5 に）した時の応答波形を示している。これにより下部構造の塑性化が加速度の振幅に与える影響を読み取ることができる。500gal 入力では 10sec.を過ぎると鉛直方向加速度が減衰しているのがわかる。

図 5.2.7 には，Amax=100gal（下部弾性）入力の場合の前半（0-10 秒）と，後半（10-20 秒）の加速度応答波のフーリエスペクトルを示す。前，後半共に 4 次モードの 0.60sec.が卓越していることがわかる。図 5.2.8 には下部が塑性化する Amax=500gal 入力のフーリエスペクトルを示す。前半は 0.60sec.(4 次モード)，0.35 秒(70 次モード)が卓越しているが，後半(10-20sec.)になると 1 次モードと 0.47 秒（45 次モード）にスペクトルのピークが現われ，低次モードへと移行しているのがわかる。これは下部構造の長周期化により、屋根部への入力特性が変化したためと考えられる。このことは，次に示す水平応答の結果からも理解できる。

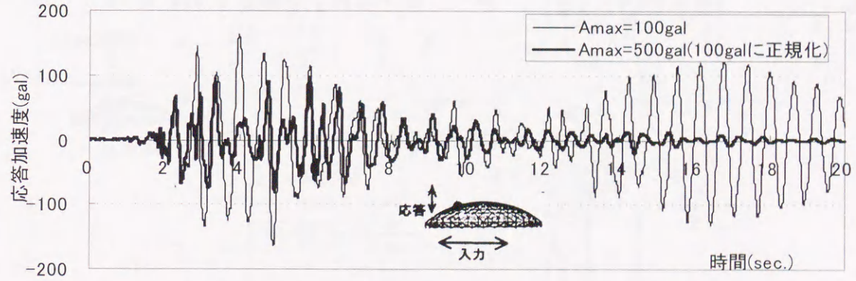


図 5.2.6　屋根面の鉛直方向応答加速度波形

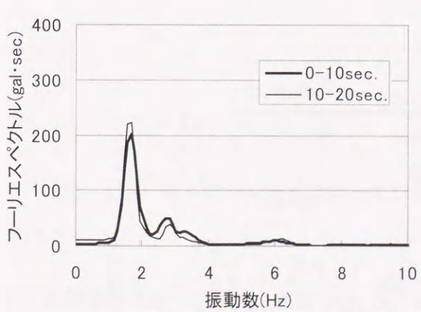


図 5.2.7　応答波形のフーリエスペクトル(100gal 入力時)

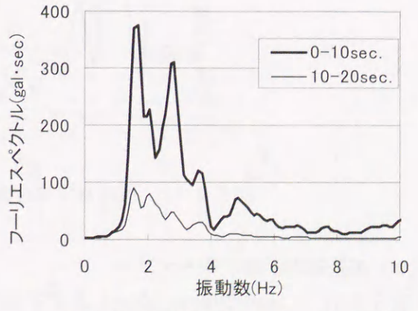


図 5.2.8　応答波形のフーリエスペクトル(500gal 入力時)

Hosei University Repository

図 5.2.9 にドーム頂部の水平方向時刻歴応答変位を示す。入力加速度の大きさは Amax=100gal および 500gal について示した。加速度波形と同様に 100gal で正規化したものを示す。入力加速度が大きくなり下部の塑性化が進むにつれ，屋根部の水平応答波の周期が伸びていくのがわかる。図示しないが水平変位については，下部構造の柱頭の応答と同位相，かつ概ね同振幅で揺れており、下部が長周期化していく状態を反映した応答波形となっている。振幅に関しては 10sec.過ぎまでは 500gal の方が大きく，それ以降は 100gal 入力が大きくなる。図 5.2.10 には，変位のフーリエスペクトルを Amax=100gal，500gal について示す。100gal の場合，0.64sec.（1 次モード）が卓越しているが，500gal 入力では 2.41sec.，1.24sec.にピークにもったスペクトルとなっている。

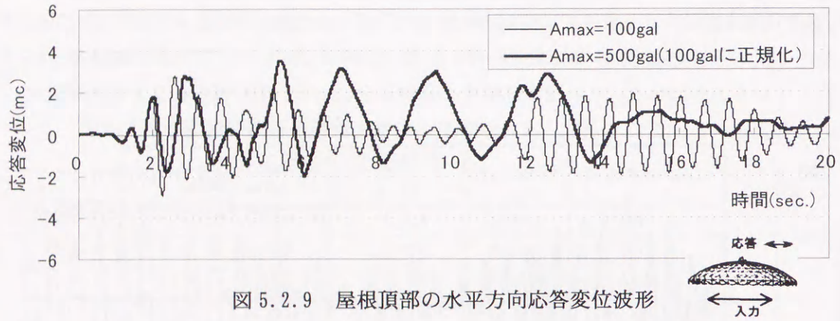


図 5.2.9　屋根頂部の水平方向応答変位波形

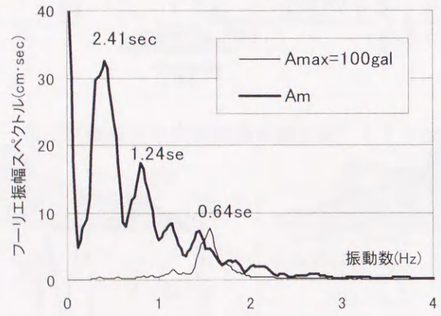


図 5.2.10　頂部水平変位波形のフーリエ振幅スペクトル

（3）応答軸力と曲げモーメント

図 5.2.11 に Amax=100gal,300gal および 500gal 入力時の稜線上放射材の最大応答軸力分布を示す。図中の破線は長期荷重時に作用する最大軸力分布を示している。入力と直行方向の最外周から一つ中に入った放射材に最も大きな軸力が発生し，300，500gal 入力で長期荷重の 2 倍程度の軸力が発生する。これは単層ラチスドームを最外周のみケーブルと束材で補剛したドームの特徴であり，長期荷重時にも同様の傾向にある。一方，Amax=300gal と 500gal 入力では応答軸力の変化がほとんどなく，下部の塑性化が進行すると構造物へのエネルギー入力が抑えられていることがわかる。また，図 5.2.11 の左右を比較すると，入力加速度の軸力応答への影響は，入力に直交する方向で若干大きいといえる。

図 5.2.12 に Amax=100gal,300gal および 500gal 入力時の稜線上放射材の最大応答曲げモーメント分布を示す。周辺部で大きな曲げモーメントが発生する傾向が表れている。入力加速度が増加しても曲げモーメントの変動は，X 軸上の外周部部材を除いて大きくない。下部構造降伏後の傾向は軸力と同様に 300gal，500gal の入力では変らない。

これらの最大応力に対して断面検討を行うと，最外周から一つ内側に入った円周材以外は降伏していない。これは，ケーブルによる補剛位置の部材であるが，実施設計の際には弾性とする事は可能である。

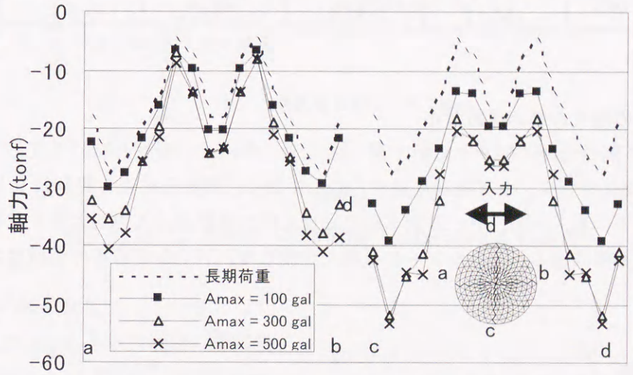


図 5.2.11　稜線上放射材の最大応答軸力分布

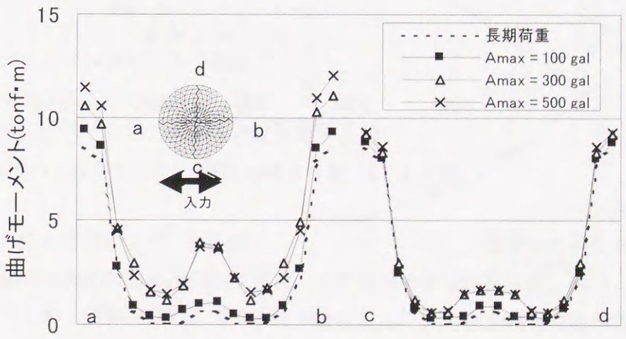


図 5.2.12　稜線上放射材の最大応答曲げモーメント分布

Hosei University Repository

次に，円周ケーブルと放射ケーブルの軸力変動を表5.2.3に示した。表中の括弧内の数値は，固定荷重時の初期導入軸力との差である。軸力の変動は，入力加速度 500gal に対して，円周ケーブルで最大±35tf，初期導入軸力の約±28%程度，放射ケーブルで最大±8tf，初期導入軸力の約±40%程度で，まだ余裕があることから大地震時にケーブルの張力が消失しないことが確認された。

表 5.2.3　ケーブル材の軸力変動

Amax(gal)	円周ケーブル		放射ケーブル	
	最大軸力(tonf)	最小軸力(tonf)	最大軸力(tonf)	最小軸力(tonf)
100	130.3 (5.1)	119.9 (−5.3)	20.8 (1.3)	18.3 (−1.2)
300	155.7 (30.5)	94.6 (−30.6)	27.0 (7.5)	12.6 (−7.0)
500	158.3 (33.1)	89.81 (−35.4)	27.4 (7.9)	11.5 (−8.1)

括弧内は，初期導入軸力との差

（4）下部構造の層せん断力係数分布

図 5.2.13 に下部構造およびドーム第 1 層（図 5.2.1 参照）の層せん断力係数と，最大入力加速度 Amax の関係を示す。下部構造の層せん断力係数は，塑性化により設計値 0.3 の 1.3 倍程度に抑えられている。一方，ドーム第 1 層の層せん断力係数は，入力が大きくなると共に増加傾向にあり，下部構造のベースシアーの低減と比較して，ドームの応答の低減度合は小さいことがわかる。

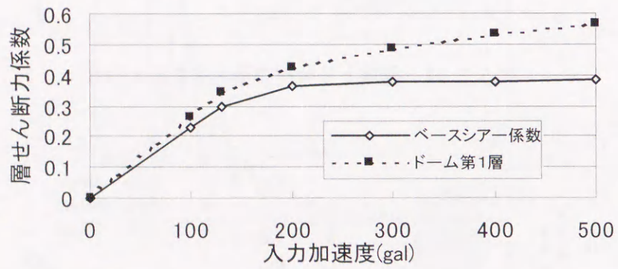


図 5.2.13　層せん断力係数

（5）吸収エネルギーの時刻歴

次にエネルギーの観点から解析結果を検討する。図 5.2.14 に Amax=500gal の場合のエネルギー吸収の時刻歴を示す。図中の記号は，次の量を表している。

Wi：地震入力エネルギー

E：振動エネルギー

Wh：減衰による吸収エネルギー

Wp：履歴による塑性吸収エネルギー

本検討ではスリップ型のブレース履歴を採用し，下部の降伏層せん断力係数を 0.3 としているために，入力エネルギーのほとんどを履歴エネルギーで吸収しているわけではない。地震動の総入力エネルギーに対して，ブレースの履歴吸収エネルギーの占める割合 Wp/Wi は，入力加速度 Amax が増加するほど増加する傾向にあり，Amax=300,500gal に対してそれぞれ 46.5%、50.4%であった。

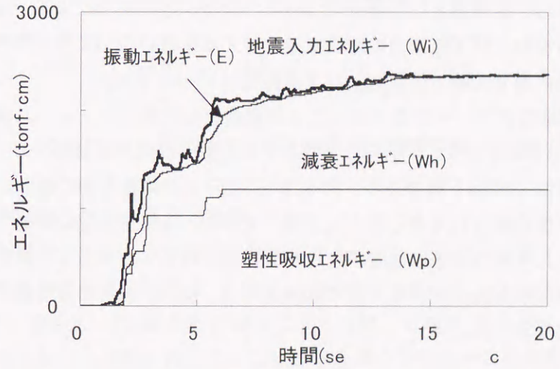


図 5.2.14　エネルギーの時刻歴（Amax=500gal の場合）

（6）下部の層間変位

入力加速度 Amax と下部構造の層間変形の関係を図 5.2.15 に示す。図は，各入力の大きさに対する Y 軸上最外周の節点の最大層間変位 d_0，層間変形角 d_0/h_c の関係である。入力が大きくなるにしたがって，ブレースの降伏が進展し下部構造の層間変形が増加することがわかる。層間変形角は，300gal 入力に対して 1/100 を上まわり，500gal 入力で 1/31 となっている。

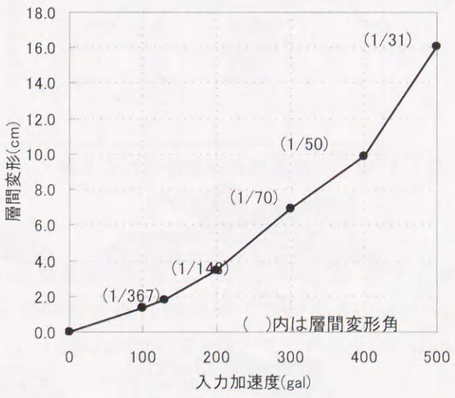


図 5.2.15　入力加速度と下部構造の層間変形

ブレースの引張降伏により，空間構造物の耐震安全性の向上を図ることは，層間変形の増大を招く危険な設計とも考えられる。しかし，降伏させる場所をあらかじめ把握することにより，構造物の要求性能に応じた層間変位を設定し，設計することが可

Hosei University Repository

能となる。

（7）下部構造の履歴特性の影響

図 5.2.15 に示したように下部構造を引張型ブレース(スリップ型)で構成した場合，下部層間変形が極めて大きくなる。これに対して，下部構造を引張・圧縮型ブレース（バイリニア型）にしたり，履歴吸収能力の高い部材や粘性ダンパー等を導入することによりエネルギー吸収性能は変えずに下部構造の層間変形を低減することが可能であると考えられる。本節では，下部構造の履歴をバイリニア型履歴とした場合についての弾塑性応答解析により，下部構造の履歴特性が上部構造の応答および下部構造の層間変形に与える影響について若干の考察を行う。ただし，下部構造の降伏層せん断力係数および 2 次剛性は同一とする。

図 5.2.16 に下部構造のブレースをバイリニア型履歴とした場合の，ドーム稜線上節点の最大加速度応答（水平）分布を示す。バイリニア型とするとドーム部の応答はスリップ型の約 2/3 程度となり，最大値は 1000gal 程である。図 5.2.17 に示した鉛直方向の最大応答加速度は，下部構造がスリップ型の場合の分布とほとんど同じである。スリップ型の履歴では下部の塑性化にともない，ドーム中央の水平加速度が大きくなるのに対して，バイリニア型履歴では，水平加速度は鉛直方向の加速度と同様に大きく低減される。なお，部材の応答軸力，曲げモーメントに大きな差異はなかった。

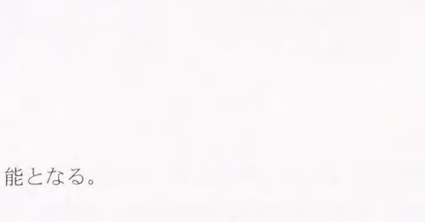


図 5.2.16　下部構造の履歴特性による屋根面の水平加速度分布

図 5.2.17　下部構造の履歴特性による屋根面の鉛直加速度分布

図 5.2.18 に Amax=500gal の場合の下部構造の層間変形と層せん断力の関係を示す。Amax=500gal 入力時の下部構造の最大層間変形(層間変形角)はバイリニア型の場合 7.5cm(1/57)となり，スリップ型の履歴の場合の 1/37 に比べかなり低減されている。

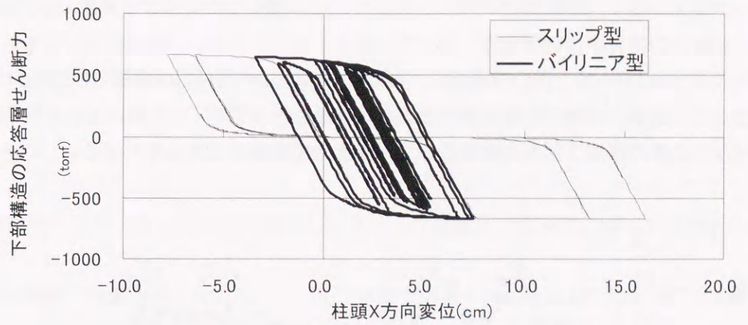


図 5.2.18　下部構造の層せん断力と層間変形（500gal）

５．２．４　単層ラチスドームとの比較

表 5.2.4 に単層ラチスドームの固有値解析結果を示す。ここで，単層ラチスドームとは補剛材をとり去ったものを言う。図 5.2.19 には，固有周期と $\beta_{Xi}\cdot S_A$，が大きな 1 次，3 次，10 次および 19 次モードを示した。表 5.2.2，図 5.2.5 と比較して周期，モードに大きな差はないが，高次モードになるに従い補剛されたドームに比べ単層ラチスドームの固有周期が長くなる。

表 5.2.4　固有振動解析結果（単層ラチスドーム）

ﾓｰﾄﾞ次数	固有周期 (sec.)	刺激係数 βxi	S_A(gal)	βxi·S_A(gal)
1	0.63	0.93	250.8	232.7
3	0.59	0.75	283.4	211.1
10	0.54	0.28	366.4	103.0
19	0.50	0.48	293.4	139.7
36	0.45	0.14	347.1	47.6

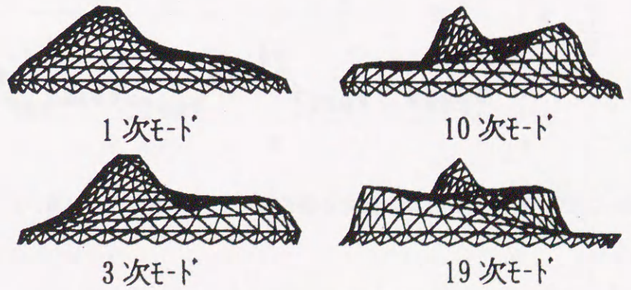


図 5.2.19　振動モード（単層ラチスドーム）

Hosei University Repository

図 5.2.20 に最大軸力分布を示す。図 5.2.11 と比較して補剛されたドームでのストラット上の突出した応力がなく，稜線上で滑らかな分布となっている。しかしながら補剛されてない分，最外周の放射材の軸力がかなり大きくなっている。

図 5.2.21 に曲げモーメント分布を示す。図 5.2.12 では，外周付近の部材の曲げ応力が 2 倍程度となっているが，これは補剛されたドームの場合，ケーブルプレストレスによりストラットがドームを面外に突き上げている長期応力が支配的であることによっている。

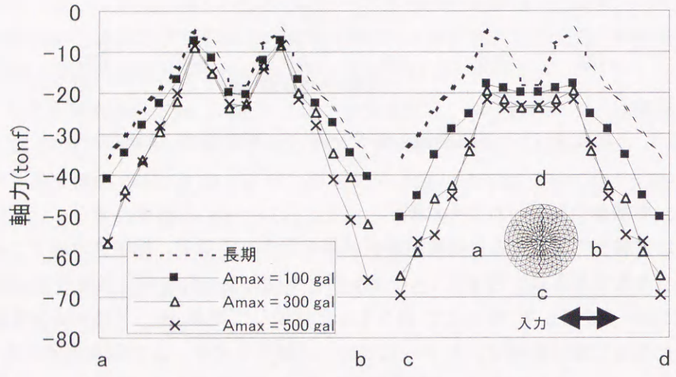


図 5.2.20　稜線上放射材の最大応答軸力分布（単層ラチスドーム）

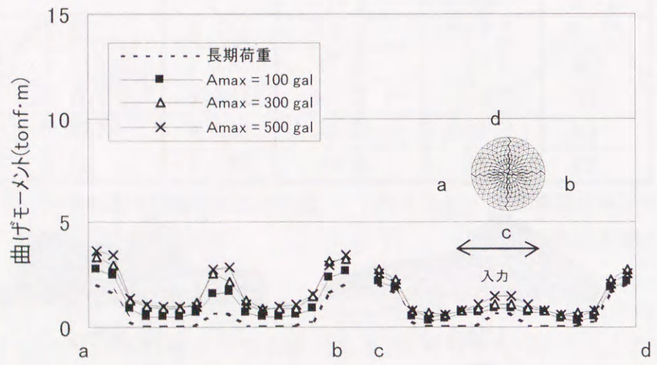


図 5.2.20　稜線上放射材の最大応答曲げモーメント分布（単層ラチスドーム）

5．2．5　本節のまとめ

本研究では，ケーブルと束材で補剛された単層ラチスドーム構造が，初期降伏層せん断力係数 0.3 程度の下部構造物に支持されている場合について，大地震時の応答性状を検討した。この結果，下部構造が降伏することにより，補剛がない単層ラチスドームの場合と同様ドーム部の応答がある程度抑制され，部材応力をほぼ弾性限に抑えるような制御が可能なことを示した。

テンセグリックシステムにより補剛されたことによる応答特性としては，次の点があげられる。

① 単層ラチスドームと最外周を補剛したドームでは低次の固有値に関しては大きな差はない

② この結果，地震時増分応力についても，単層ラチスドームとおおむね同等で，補剛されたドームの長期での軸力低減効果を損なう事がない

③ 放射材軸力に関しては，本解析ではむしろ補剛効果により地震時増分量も低減されている結果が得られた。この傾向は，下部が塑性化した大地震時でも変らない

④ 500gal 程度の入力でも円周ケーブル，放射ケーブル共に張力が消失することはない

空間構造物の耐震性能を確保する方法については，本検討のように損傷を意図的にコントロールしエネルギーを吸収させる方法がある。現実の空間構造の設計では，大地震において屋根構造をおおむね弾性とした設計が行われているが，耐震性能を定量的に把握するためには今後，下部構造の降伏層せん断力係数をパラメータとした検討や，層間変位の制御方法，エネルギ吸収能力の検討の他，ケーブルと束材で補剛されたドーム自体の崩壊加速度に関する検討が必要である。

Hosei University Repository

5．3　ＴＭＤを用いた空間構造の制振に関する研究

5．3．1　TMD を用いた空間構造免震の概念

現在，振動制御を目的とした制震（振）構造の研究や実用化が非常に盛んに行なわれている。制震（あるいは制振）構造は受動型（パッシブ型）、能動型（アクティブ型）、複合型（ハイブリット型）に大きく３種類に分類される。

パッシブ型は現在実用化の主流となっており，構造物に入力した振動エネルギーを効果的に吸収する減衰機能をなんらかの手段で付与し、応答量を低減させようとするものである。このデバイスとしては履歴ダンパ、粘（弾）性体および摩擦ダンパ、質量ダンパがある。

アクティブ型は、制御力型のものと構造性能可変型のものがあるが、このうち制御力型は積極的に付加質量を動かして制御力を与えるアクティブマスダンパー、減衰力を可変にして制御力を与える緊張力可変のアクティブテンドンなどが考案されている。これに対し、構造性能可変型は、例えば剛性を可変にすることで建築物に非線形性を付与し、非定常共振系とする。

一方、ハイブリット型は、アクティブ・パッシブそれぞれの長所短所を考えて、それらをいろいろな形で組み合わせるものであり、目下のところでは具体的な展開は少ないが、今後増加するものと思われる。

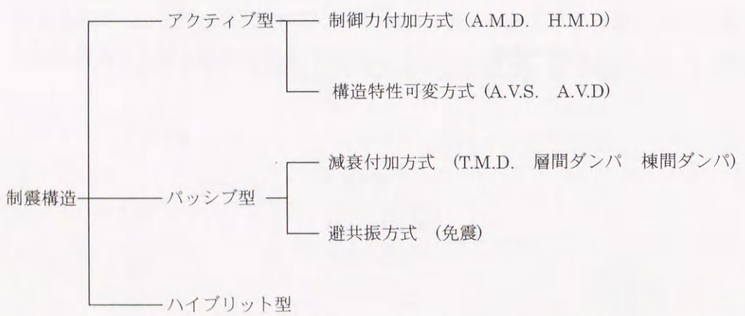


図 5.3.1　制震構造の分類

TMD はパッシブ型の代表的な制振装置で，主として高層建物の風揺れ抑制や，歩道橋やスタジアムの客席などの振動制御に用いられている。

高層建物の場合 TMD は，建物の上部に建物とほぼ同じ固有周期を持つ「おもり+ばね+減衰装置」で構成される振子を取り付ける。建物の揺れによっておもりは大きく揺れ（共振し）、取り付けられた減衰装置によって振動エネルギーを熱などに変換してしまう。このような作用からマス･ダンパをチューンド・マス・ダンパ(TMD:Tuned Mass Damper)，あるいは動吸振器と呼ぶ。周期を変えながら正弦波状の地動を入力してみると、固有周期およびその周辺の応答変位が大きく低下し、制震効果が大きいことがわかる。

空間構造の地震時応答の低減を考えると，オイルダンパーや低降伏点鋼などエネルギー吸収機能をもつ付加ダンパー方式は３次元的な広がりを持つ薄肉の構造体自体の振動を制御するのに適したものではない。これまで考えられている空間構造の制振デバイスは主として空間構造の支持部で地震入力を低減するために用いられており，水平入力による鉛直応答の励起，すなわちドーム面外方向の振動を直接的に抑制することは難しい。また，これらのデバイスの設置は比較的建設コストに対する影響が大きいと考えられる。

空間構造の面的な広がりを考えると，比較的コンパクトな TMD を分布させる事により，ドーム面外方向に対してより安価に制震効果を与えることができると考えられる。例えば，空間構造の TMD 質量を天井の照明など吊り荷重を利用する事である。

本研究では，空間構造に対する TMD の適用の可能性を検討する。ここでは円筒形のドームへの適用を前提に，２次元振動系としてのアーチ構造を対象とし，基本的な挙動に関するスタディを行なった。

TMD は，おもり・バネ・ダンパーからなるパッシブタイプの制振装置である。この装置の周期を建物のゆれやすい周期に合わせておくと、建物以上におもりが揺れ、おもりと建物の間のダンパーによりエネルギーが吸収され、建物の振動を小さくすることができる。

一般の構造物の TMD は，建物頂部に一つ設置され，一軸モデルの一次振動数をターゲットとして比較的容易に緒定数を定めればよい。ところが，空間構造の場合，以下のパラメータをさまざまに変化させなければ有効な TMD 効果が得られないと考えられる。

① ターゲットとする振動モードすなわち地震入力方向
② TMD の配置
③ TMD を利かせる方向
④ 各 TMD のおもりの重量
⑤ 各 TMD の周期＝ばねの大きさ
⑥ 各 TMD のダンパーの大きさ

Hosei University Repository

5．3．2　実験的研究

（1）実験の目的

1.2.2 に示した通り，空間構造を対象としてＴＭＤを用いた制震効果を検討した解析的研究はある [1-19)~27)]が，曲率を持った空間構造に対しこれを実現象として捉えた例はない。ここでは，アーチ構造物の TMD 制震を原理模型によって確認する。

（2）試験体および実験方法

模型のアーチ部分の材料は、比重 0.757g/cm³、厚さ 0.15cm のステンレス板を用い製作した（写真 5.3.1）。用いるステンレス板の厚さは、マイクロメーターを用いて数枚のステンレス板を測定し、厚さにばらつきの少ないものを使用した。

表 5.3.1　試験体の寸法と固有周期

	試験体
ライズ	18.9cm
スパン	91.2cm
1 次固有周期	0.085 sec
2 次固有周期	0.035 sec

ステンレス板のヤング係数（弾性係数）は実測結果から，2.08×10^6 kgf/cm² と求められている。ヤング係数は、たわみと断面2次モーメントが分かれば、求めることができる。試験体の総質量（TMD除く）は 413.072gである。

試験体アーチは両端ピン支持条件を実現するため，写真 5.3.2 に示すように，アーチ支持部にストレートピンを接着し，厚さ 0.02mm のステンレステープで巻いた。これを軸として、ボールベアリングボックスに組み込み，かなり精度の良いピンヒンジとしている。

TMD はピアノ線によるばねと，鉛のおもりを用いて作成した（写真 5.3.1 および写真 5.3.3）。ダンパ（減衰装置）は設けていない。

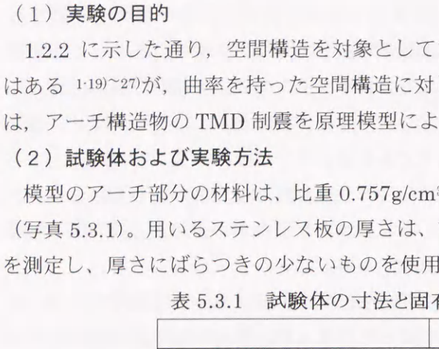


写真 5.3.1　試験体全景

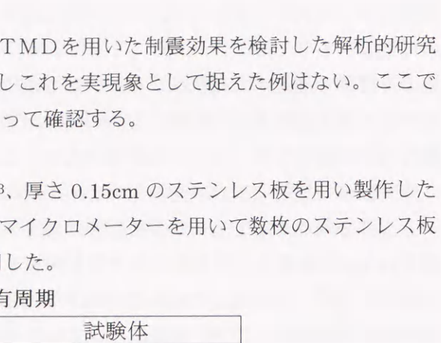


写真 5.3.2　アーチ支承部

写真5.3.3に示すように，棒ばね先端のおもりは試験体に対して自由方向に揺れる。

本実験ではアーチ試験体の 1 次固有周期にあわせて，TMDのばね定数をチューニングした。但し，アーチ試験体の 1 次固有周期とは，ここでは後述するように TMD のおもりだけ考慮したアーチの周期をいう。

ばねは市販されているピアノ線で製作した。ピアノ線を選択したわけは，本模型実験の範囲ではばね定数が弾性範囲であること，板ばねのように空気抵抗による減衰の影響を防ぐためである。

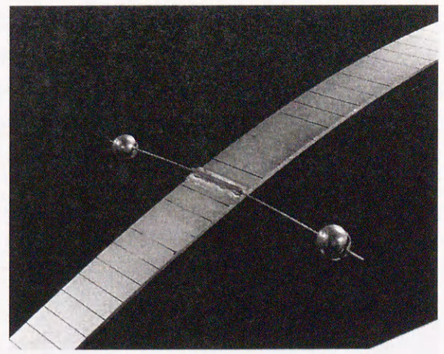


写真 5.3.3　ＴＭＤ部分詳細

ピアノ線の JIS 規格によると，ヤング係数は $E=1.96140916\times10^6$ kg/cm²，質量は $\rho=8.2547$g/cm² となっている。実験に先立ち，棒ばねのヤング係数を測定した結果は 1.96×10^6kgf/cm² であり，スペックと同程度であった。

TMD のおもりは、鉛の球状のものを棒ばねの先端に付けることにした。このとき，パラメータとしてアーチと TMD の合計重量に対する，TMD のおもりの比率を様々に変化させている。本研究ではこの比率を「TMD 重量比」と呼び，それぞれ 1%・3%・5%・10%を選択した。

表 5.3.2　T.M.D.の重量比と 1 次固有振動数

名称	おもりの重量	計測による T.M.D 重量比	1 次固有振動数
T.M.D.1%	4.848g	1.18%	11.204 Hz
T.M.D.3%	11.248g	2.69%	10.989 Hz
T.M.D.5%	23.248g	5.40%	10.738 Hz
T.M.D.10%	44.048g	9.76%	10.390 Hz

また、製作したT.M.D.の棒ばねとおもりの一質点系を自由振動させ減衰定数を測定すると，各 TMD 重量比とも 0.2%程度であり，本 TMD 自体の減衰性能は極めて小さく無視できると考えられる。一方，アーチ自体の自由振動実験から求められる減衰定数は，TMD の有無とあまり明確な関連をもたず，0.3%程度とこれもまた小さい減衰であった。

実験は，振動台を用いた定常波加振及び観測地震波を用いた加振を行なった。振動台は，動電型大振幅低周波振動発生装置（MODEL-1112)および，D-5100 型振動制御装置で水平1方向加振のみ可能である。

アーチ部分の1次モードが卓越する部分の法線方向変位波形を，非接触型の変位計（可視光レーザー式変位センサー）を用いて計測した。また，同時に振動台の加速度をサーボ加速度計（LS-10C）によってモニターしている。

どの実験でもアーチに付加重量のみを取り付けた場合と、T.M.D.を取り付けた場合を測定して比較した。また，定常波加振は試験体の1次固有周期中心に、6.7Hz～14.9Hz の間で 26 個の振動数を選び加振した。

（3）実験結果

a)定常波加振実験

6.5Hz から 14.9Hz までの振動数を変化させて，定常波で試験体を揺らした場合の各振動数と最大振幅平均との関係を TMD 重量比ごとに図 5.3.1 に示す。ここで変位はアーチ一次モードの卓越する位置における法線方向の変位とし，振動台との相対変位を表している。数値は 2 回計測された定常振幅の単純平均を採用している。

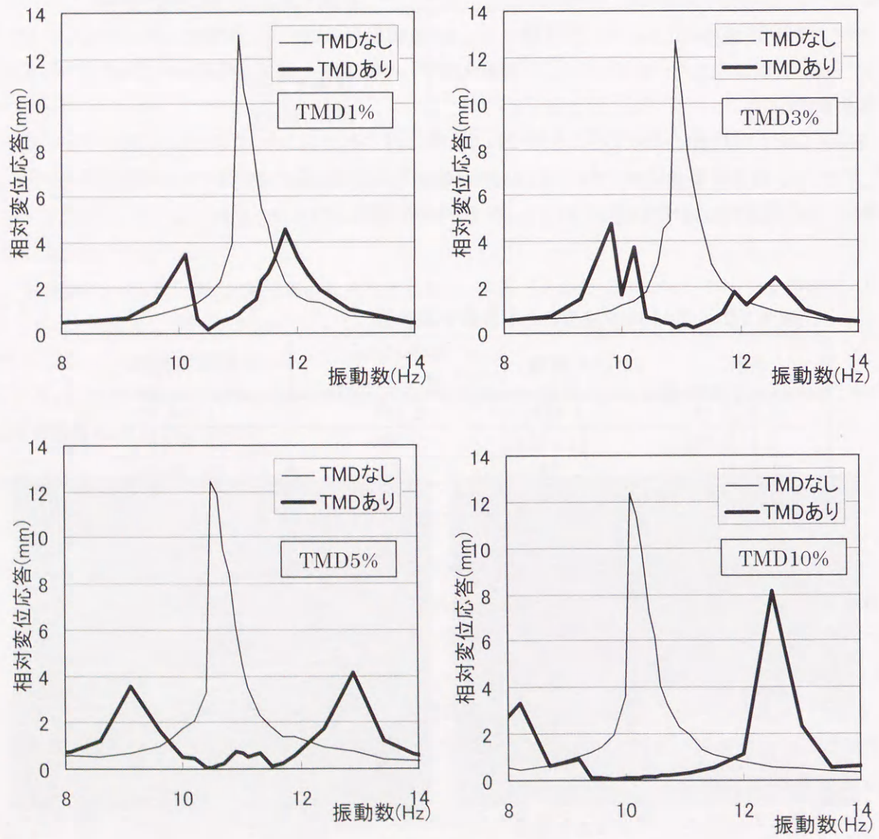


図 5.3.2　定常加振による変位応答の制御

これによると，付加重量をつけた試験体では一つの大きなピークを有しているのに対し，例えば，T.M.D.1%を設置した場合，11.0Hz 付近の加振ではアーチの振動がほとんど止まっている。TMD 自体の減衰は小さいため，この両側にはかなり大きなピークが存在している。この二つのピークの間隔は T.M.D.重量比が上がれば上がるほど広がる様相を見せている。

写真 5.3.4 および写真 5.3.5 には，定常加振時で，アーチの振動が卓越する周期における TMD がある場合となしの場合との様子を示している。

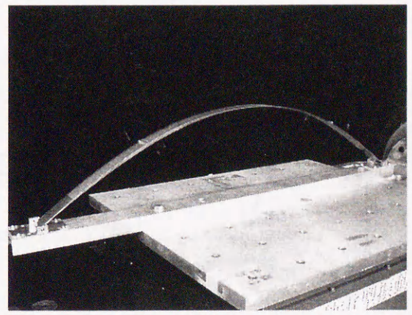


写真 5.3.4　TMD がある場合の定常加振

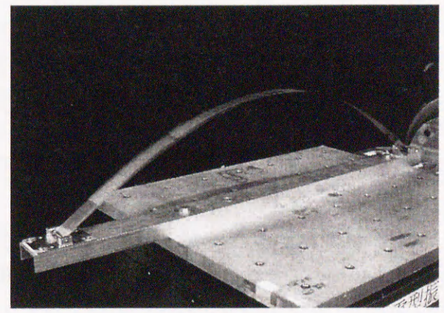


写真 5.3.5　TMD がない場合の定常加振

（4）実験のシミュレーション

ここでは、アーチを線材に置換し周波数応答解析を行った。また TMD は実験と同様、アーチをあらわす線材から直交して梁を出し、先端に集中質量を設けた。このとき、試験体の製作誤差に考慮し、ターゲットとするＴＭＤ振動数を、実験の結果と合わせて調整した。たとえば、ＴＭＤ1％の場合、アーチの振動数は 11.2Hz であるが TMD 装置の振動数は 10.5Hz としている。また減衰はアーチ本体を 0.3％、TMD 装置を 0.2%としている。

図 5.3.3 に解析結果を実験値と比較して示す。前述したように、変位は TMD 取り付け位置の法線方向変位であり、振動台（構造物でいえば地盤）との相対変位となっている。

図 5.3.3 によると解析値と実験値の傾向は極めてよく合っている。これは、実構造物の設計時にも、この形式の TMD 装置を評価可能であることを示している。

Hosei University Repository

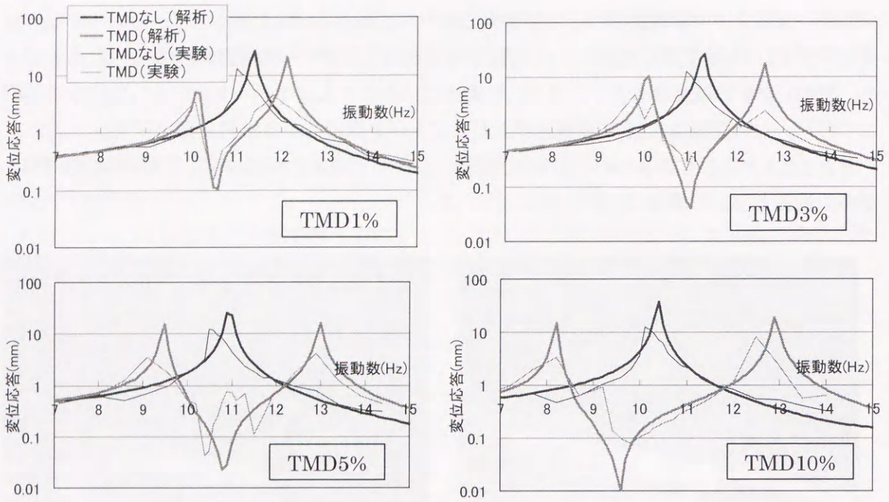


図 5.3.3　実測値と解析値との比較

5．3．3　実構造物への適用性に関する解析的検討

（1）検討の目的

アーチ構造の縮小模型による振動実験の結果から、解析により応答低減効果を推定できることが明らかになった。そこで次に、円筒形状の鉄骨トラスドームを対象とした解析的検討を行う。本検討では、応答制御の対象として、円筒シェル構造に最も支配的な荷重と考えられる円筒ドームスパン方向の地震入力を考慮する。

（2）解析モデル概要

解析対象はライズ/スパン比 0.31 の平行弦アーチによる骨組み構造（3.3 節の円筒ドーム）で，屋根荷重は 94.6kg/m², トータル質量は 760ton 程度である。アーチの支持条件はピンである。本構造物はスパン 84m，ライズ 23m の鉄骨トラスアーチが 5m 間隔で 14 本並列してできている。各アーチ間はつなぎ材で連結されている。仕上げは膜（A種テフロン膜）である。また、平行弦トラスの成は 3m で上下弦材はH形鋼である（図 5.3.1，図 5.3.2）。

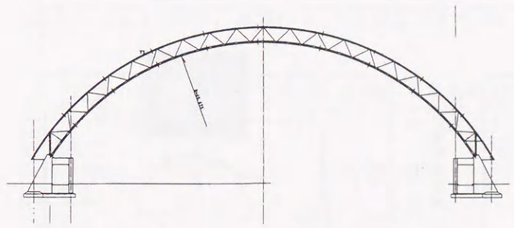


図 5.3.4　アーチおよび下部構造

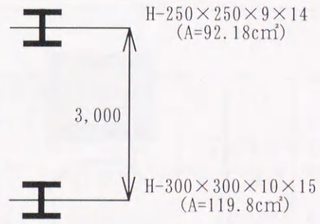


図 5.3.5　平行弦トラス断面

解析は円筒シェル全体を部材レベルでモデル化したフルモデルで行った。このとき下部構造は十分剛なものとして無視した。図 5.3.6 に解析モデルを示す。

（3）本構造物の動的特性

表 5.3.3 に解析により得られた固有値を示す。ドームスパン方向の地動を考えたとき、応答に支配的なモードは 1.908Hz の１次全体逆対称モードである（図 5.3.7）。低次では４次モードの部分的な逆対称モードの影響がやや大きい。

ドームスパン方向（図 5.3.6 のＸ方

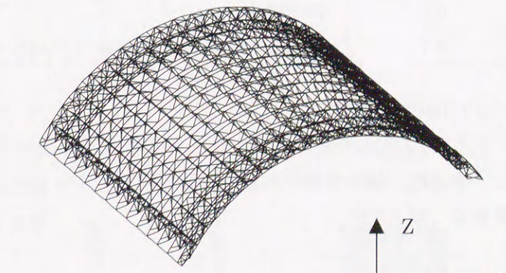


図 5.3.6　解析モデル

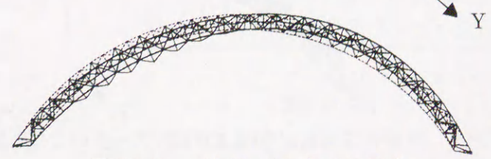


図 5.3.7　１次モード（1.908Hz）

Hosei University Repository

向）の地動に対する周波数応答解析を行う。減衰は 2%の構造減衰を採用する。図 5.3.8 に屋根面の代表点の加速度応答倍率を示す。1 次のピークは鋭く他のモードに比して支配的であることが特徴である。

表 5.3.3　鉄骨円筒シェルの固有値

次数	固有振動数 (Hz)	固有周期 (sec)	モード
1	1.908	0.524	アーチ逆対称1次
2	2.086	0.479	アーチ逆対称モードが左右で逆に起きている
3	2.845	0.352	桁行(Y)方向1次
4	3.786	0.264	アーチ逆対称モードが中央アーチ付近で起きている
5	4.029	0.248	アーチ対称1次
6	4.061	0.246	
7	4.865	0.206	アーチ対称モードが中央アーチ付近で起きている

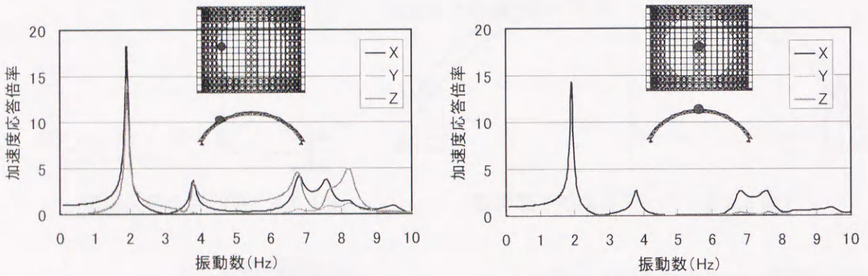


図 5.3.8　加速度応答倍率（スパン方向入力時）

（4）TMD のパラメータ

TMD は支配的な振動モードにおける最大振幅を示す点に設置すると効果的である。そこで、アーチ構造の振動実験と同様、各平行弦アーチの 1 次モードにおける最大振幅を示す 2 点に設置する（図 5.3.9）。

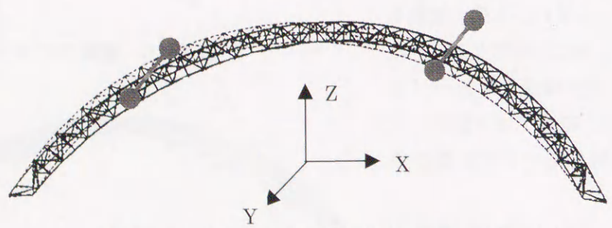


図 5.3.9　各アーチの TMD 取り付け位置

ここでは、平行弦アーチの上弦材（ないしは下弦材）の点にマスとバネと何らかの減衰機構を有する TMD が設置されたものとする。例えば、図 5.3.9 に示すように両側に突き出した片持ち梁とその先端に設けた質量（照明や音響器具であっても良い）である。あるいは、片持ち梁ではなくスプリングと質量からなる TMD 装置でも良い。同じ TMD 装置が、各アーチ 14 本に設置されているものとする。すなわち図 5.3.9 に示すようにアーチあたり 4 個の TMD マスがついているとすれば、構造物全体では 14×4＝56 個の TMD 質量を必要とする。

本検討ではアーチの振動に対して、**TMD 質量が自由な方向に移動できる**ものと仮定する。また、TMD の固有振動数は本円筒シェルの本来の**固有振動数（1.908Hz）と一致させる**。さらに本検討で考慮する TMD 質量は円筒シェル全質量の 1%未満を目標にする。

従って、検討するパラメータは TMD 質量と減衰である。

（5）TMD 効果の検討

①周波数応答解析

TMD 質量と減衰定数を表 5.3.4 のように変化させた。このうち実現可能な数値としては、質量として 0.4%以下、減衰は 2～5%程度であろう。

表 5.3.4　解析ケース（○が解析したもの）全体質量 760ton

減衰定数 (h) ＼ 質量比 (R_m)	0%	2%	5%	1 個あたりの TMD 質量 (kg)	TMD 全体の質量 (ton)
0.2%	−	○	−	27.1	1.5
0.4%	○	○	○	54.3	3.0
1.0%	−	○	−	135.7	7.6

なお、片持ち梁先端にマスがある場合、固有振動数を 1.908Hz とするためには、片持ち長さがどのくらいであろうと、**質量比に関わらず振動がない場合で 6.8cm のたわみが発生**する。

ドームスパン方向（図 5.3.6 の X 方向）の地動に対する周波数応答解析を行う。円筒シェルそのものの減衰は 2%の構造減衰を採用する。図 5.3.10 に一例として，質量比 0.4%，TMD 減衰 2%の場合の水平応答加速度倍率を示す。これによると，TMD はドームの一次固有振動数を中心としたごく狭い周波数

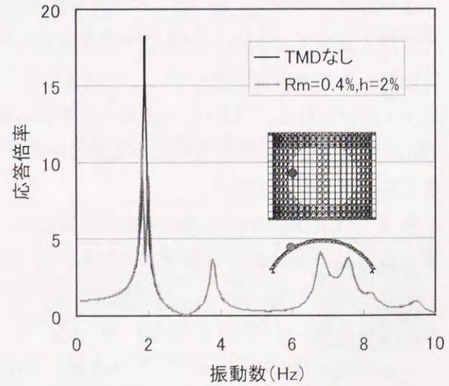


図 5.3.10　加速度応答倍率
（水平入力，水平応答）

Hosei University Repository

帯でしか効かないことがわかる。

図 5.3.11 に同じ質量比 0.4%で，TMD 減衰をパラメータとした場合の加速度応答倍率を示す。減衰定数を 5%程度与えると，比較的なだらかな曲線が得られる。

図 5.3.12 には，質量比をパラメータとした場合の屋根面加速度応答倍率を示す。このとき，TMD 減衰は 2%とした。

アーチの模型振動実験結果で得られて知見と同様，TMD 質量により，TMD 振動数をはさんだ二つのピークの幅が変化するが，TMD 質量を増すことは実用的にもあまり意味はない。図は水平応答について示したが，鉛直応答についても同様である。

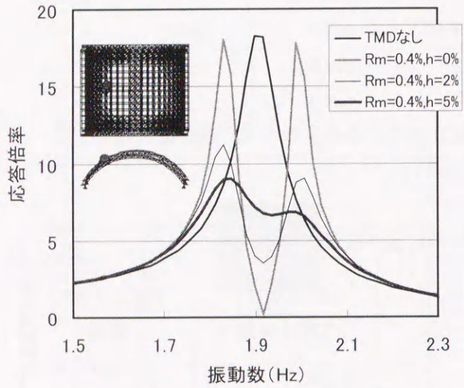


図 5.3.11 加速度応答倍率
減衰の影響（水平入力，水平応答）

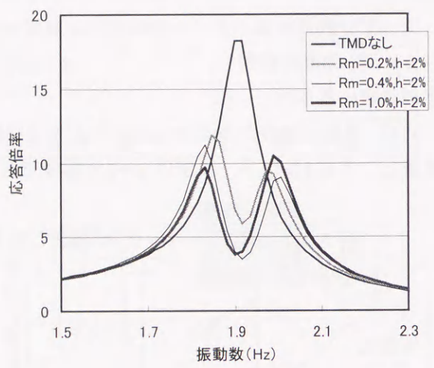


図 5.3.12 加速度応答倍率
質量比の影響（水平入力，水平応答）

②時刻歴応答解析

周波数応答解析と同様，アーチスパン方向の水平方向入力を与える。入力波は El Centro NS 波で最大加速度を 100gal とした。図 5.3.13 に質量比 0.4%，TMD 減衰 5%の屋根面代表点の時刻歴応答加速度波形を示す。これによると，TMD の設置の有無に関わらず，応答のピークは 2.2 秒で現れる。TMD による最大応答値の低減効果はわずかである。しかし，5 秒以降では TMD により応答が制御されていることがわかる。これは，鉛直加速度応答あるいは，変位応答でも同様の結果である。

図 5.3.14 に El Centro NS 波の加速度応答スペクトル（h＝2%）を示す。本構造物の一次固有振動数は 1.908Hz 程度であるから，El Centro NS 波はこのあたりに大きな成分を有していることがわかる。従って，周波数応答解析による図 5.3.11 の結果からは半分程度に応答が低減してもよい。

この現象を理解するために，入力波形を TMD の低減効果が大きい振動数である 1.916Hz の正弦波（継続時間 20 秒）とした解析を行なう。

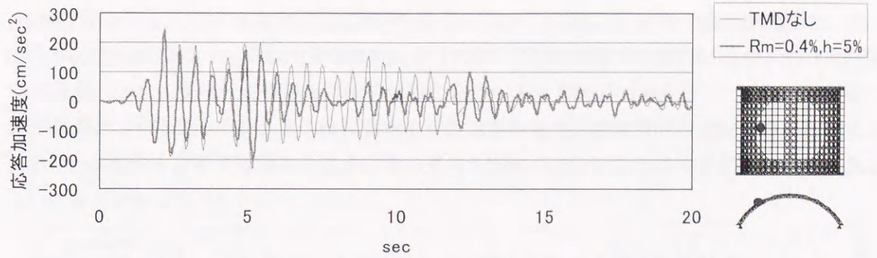


図 5.3.13 El Centro NS 波（100gal）による加速度応答時刻歴

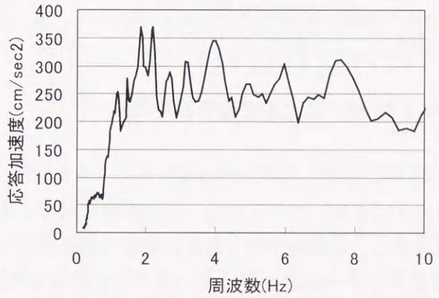


図 5.3.14 El Centro NS 波の加速度応答スペクトル（h＝2%）

図 5.3.15 に屋根面の水平方向時刻歴変位を示す。これによると，2～3 秒程度までの定常状態に向かう段階での応答値は，TMD の有無に関わらず変わらない，TMD 装置をつけた場合はない場合に比べ，より早く定常状態になり，かつ応答も約半分と小さくなっている。

さらに，TMD の減衰が 0%の屋根面の応答を TMD がない場合と比べる。図 5.3.16 は正弦波を 20 秒間与えた場合であるが，開始 2.5 秒程度までは TMD 減衰 5%の場合（図 5.3.15）と変わらない。この後，屋根応答は急激に小さくなるが，「うなり」を生じているのが分かる。

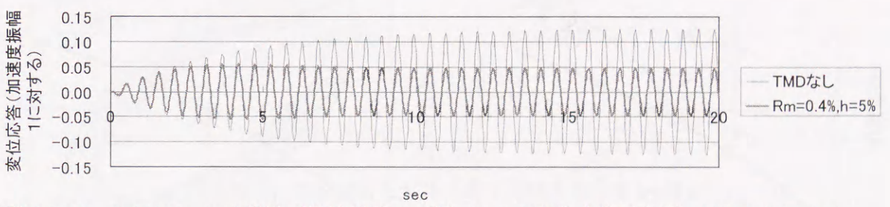


図 5.3.15 1.916Hz の正弦波（継続時間 20 秒）による変位応答時刻歴；TMD の h=5%

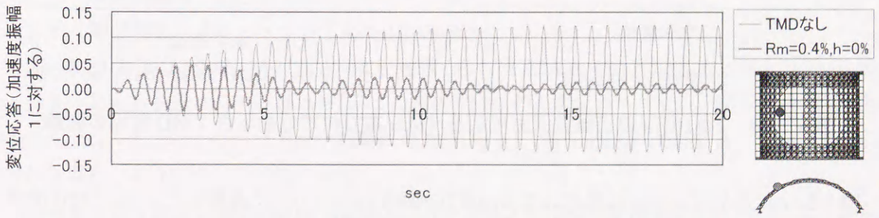


図 5.3.16 1.916Hz の正弦波（継続時間 20 秒）による変位応答時刻歴；TMD の h=0%

Hosei University Repository

次に、正弦波入力を途中（2.74 秒）で中断した場合の変位応答を図 5.3.17 に示す。El Centro NS 波入力の場合と同様，応答開始付近の最大応答はあまり変わらない。しかし，入力終了後の振幅は TMD により急激に低減されていく様子がわかる。これから分かるように、地震波の入力開始から TMD の効果が得られるまでには一定の時間が必要となる。TMD は地震開始直後の主要動を低減することはできないが、その後の揺れを急激に低減することができる。

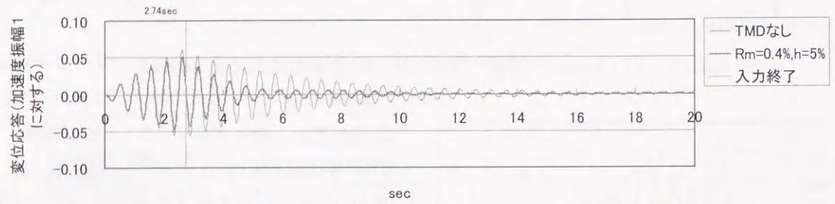
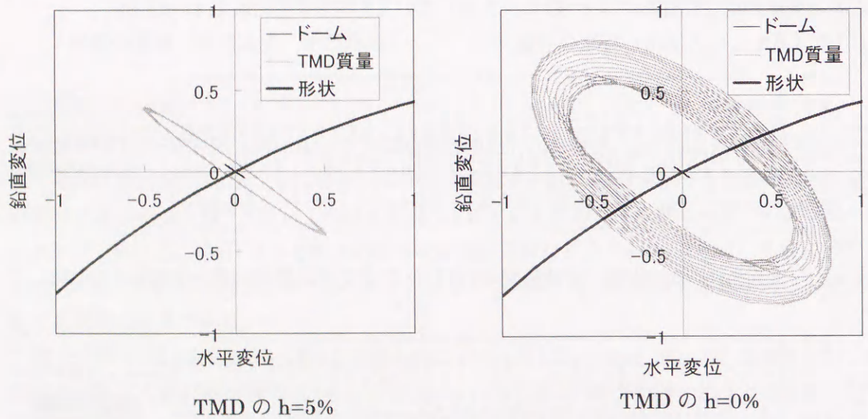


図 5.3.17　1.916Hz の正弦波（継続時間 2.74 秒）による変位応答時刻歴

③TMD のエネルギー吸収

一般ビル構造などの TMD の振動は一方向（例えば水平）であるため、その振幅に基づく運動エネルギーとダンパーのエネルギー吸収がなされる。本検討では TMD の振動方向を自由方向としている。そこで、どのような振動によりエネルギー吸収を行っているのかを検証する。

図 5.3.18 には、1.916Hz の正弦波（継続時間 20 秒）を入力した場合の TMD 質点の振動（オービット）を示す。ただし、ほぼ定常振動となった状態を示す。



TMD の h=5%　　TMD の h=0%

図 5.3.18　1.916Hz の正弦波入力による TMD 取り付け点および TMD 質点の振動

図 5.3.18 において、ドーム質点は 1 次の固有振動モードの方向に振動している。TMD 減衰が 5%の場合は TMD 質量もほぼ同じ方向へ振動している。TMD の減衰が 0%のときには、ドーム質点の振動はかなり抑制されているが、TMD 質点の振幅は大きく、またより面積の広い楕円形状で振動している。TMD の減衰が小さいとドームの振動は運動エネルギーだけで吸収することになる。このため大きな振幅が必要になると考えられる。

図 5.3.19 に TMD 取り付け点と TMD 質点の変位応答時刻歴（鉛直方向）を示す。これによると相互の振動は半波ずれている。すなわち、ドーム節点が最大振幅を示すときに TMD 節点が元の位置（速度が最大）となっている。

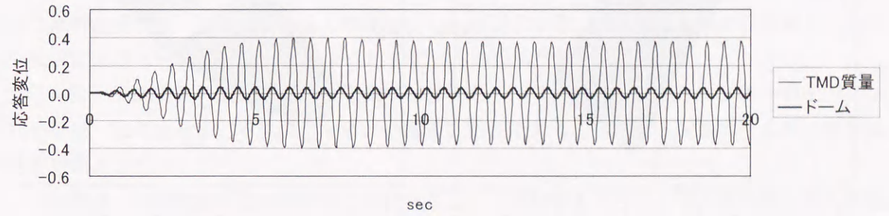


図 5.3.19　1.916Hz の正弦波（継続時間 20 秒）による変位応答時刻歴；TMD の h=5%

なお、図 5.3.18 で TMD の減衰が極めて小さい場合に、TMD 質量の振動は幅があり「ばらつき」を持っている。これは、ドーム本体の振動と TMD 周期に微妙な周波数のばらつきがあることにより「うなり」現象が生じているためであると考えられる。これを確認するため、より長い時間、正弦波加振を行った。ただしここでは、計算時間の関係からアーチ一本を取りだし、線材に置換したモデルで解析を行っている。

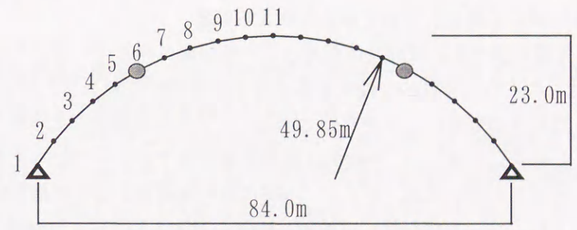


図 5.3.20　線材解析モデル（●が TMD を有する点）

平行弦トラスを次のように置換した。

等価断面積；212.0　cm²

等価断面二次モーメント；4,688,135 cm⁴

図 5.3.21 および 22 に、スパン方向に、地動として正弦波を 120 秒間与えた場合の TMD 節点のオービットを示す（１０秒以降）。このとき TMD の減衰は 0%とする。図 5.3.21 は TMD のチューニングが甘い場合（アーチ振動数の 97%程度）、図 5.3.22 はかなり良くチューニングされた場合（約 100%）の状態を示す。

本検討では TMD の振動方向を自由としたが、TMD 節点は振動開始から、状況によりかな

Hosei University Repository

りいろいろな方向へ向かって振動することが分かった。

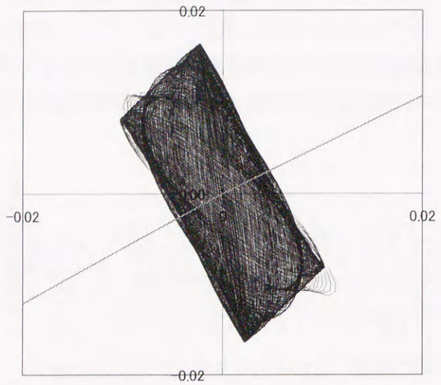


図 5.3.21　正弦波（継続時間 120 秒）による
TMD の変位応答時刻歴；h=0%
（TMD 周期がアーチ周期とややずれ）

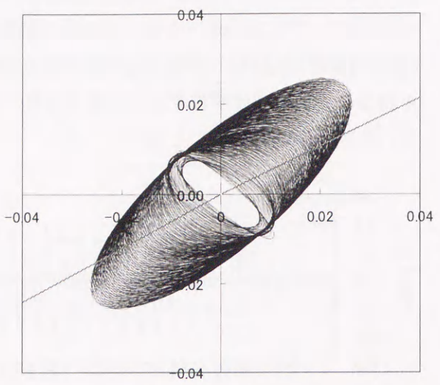


図 5.3.22　正弦波（継続時間 120 秒）による
TMD の変位応答時刻歴；h=0%
（TMD 周期がアーチ周期と良く合致）

5．3．4　空間構造への TMD 適用の効果と課題

空間構造への TMD 適用について検討した。この結果、地震入力を対象としたとき、応答のピークの低減効果はあまり見込めない。しかし，全体重量の 0.2%程度（ひとつ 30kg 程度）の質量により、主要動後の揺れを著しく低減することができる。本検討では行っていないが、脈動をもつ風荷重に対してはより有効であると考えられる。

応答制御は、免震を別とすれば弾性体が持っている振動エネルギーをどう処理するかが課題となる。TMD はこのような弾性的な性質をある特定の周期で変えることができる。このため、機械振動のような特定の周期には大変有効である。ところが地震動のような、ある程度ランダムな入力を考えた場合には難しい。弾性的な性質の変化をアクティブに与えることが考えられるが、実用的にはコストがかかる。そこで、今後は弾性的性質の変化を構造物自体の変形のメカニズムに組み入れ、パッシブながら可変的な剛性を有するシステムの開発が課題となろう。

5．4　まとめ

5 章では免震と並ぶ応答制御の主要な方法である制震構造について，空間構造でのエネルギー吸収機能のあり方について検討を行なった。空間構造においては，空間構造を支持する下部構造本体，あるいは屋根構造自体にエネルギー吸収機能を持たせるのが自然である。

ドーム状構造物の耐震性能は，ドームそのものだけではなく，下部支持構造の振動特性に大きな影響を受ける。まず，5．2 では球形ドーム構造を対象として，下部構造の地震エネルギー吸収によりドームの応答がどのように変化するかを解析的に検討した。

この時，下部構造のエネルギー吸収機構は特別なデバイス（例えば粘性ダンパーや履歴ダンパーなど）は考慮せず，下部構造架構が地震時に塑性化することによる履歴エネルギー吸収特性を対象とした。

この結果，下部構造を比較的早期に降伏するように設計することにより，構造物へ過大な地震入力が作用した場合，ドームへの入力がある程度抑制され，部材応力をほぼ弾性限に抑えるような制御が可能なことを示した。このとき，下部構造のベースシアーの低減と比較して，ドームの応答の低減度合は小さかった。

たとえば，ブレースの引張降伏により，空間構造物の耐震安全性の向上を図ることは，層間変形の増大を招く危険な設計とも考えられる。これに対して，下部構造を引張・圧縮型ブレース（バイリニア型）にしたり，履歴吸収能力の高い部材や粘性ダンパー等を導入することによりエネルギー吸収性能は変えずに下部構造の層間変形を低減することが可能であると考えられる。

5．3では，屋根構造に簡便な TMD（付加質量ダンパー）を分散させて設置することを念頭に，アーチを対象とした基礎的な検討をおこなった。

屋根構造自体にオイルダンパーや低降伏点鋼などエネルギー吸収機能をもつ付加ダンパーを取り付ける方式は 3 次元的な広がりを持つ薄肉の構造体自体の振動を制御するのに適したものではない。特に，水平入力による鉛直応答の励起，すなわちドーム面外方向の振動を直接的に抑制するためには，空間構造の面的な広がりに，比較的コンパクトな TMD を分布させる事で，より安価に制震効果を与えることができると考えられる。例えば，空間構造の TMD 質量を天井の照明など吊り荷重を利用する事である。

ここでは，解析的な検討と，模型実験により TMD の効果を確認した。これまで解析的な検討はいくつかなされているが，模型ではあるが，実現象として空間構造の TMD による応答低減効果を捉えた研究はない。

検討の結果、定常状態では軽微な TMD により、水平応答のみならず鉛直応答も効果的に低減できることが分かった。一方、地震入力を対象としたとき、後揺れの低減には効果があるが主要動のピークの低減は今後の課題である。

Hosei University Repository

5章に関する参考文献

5-1) 加藤史郎，中澤祥二，石川浩一郎，岡田良子；下部構造の振動特性の違いが上部構造および支承部の応答に与える影響，平成9年度京都大学防災研究所共同研究集会，シェル空間構造の自然災害時非線形挙動とその抑止策，pp.1-10，1997年3月

5-2) 加藤史郎，中澤祥二，峰岸孝志，仁保裕；下部構造のブレースが早期に降伏するラチスドームの地震応答性状，平成11年度京都大学防災研究所共同研究集会，シェル空間構造の自然災害時非線形挙動とその抑止策，pp.85-92，1999年11月

5-3) Kawaguchi,M.,Abe,M.,Hatato,T.,Tatemichi,I.,Fujiwara,S.and Matsufuji,H.；"On A Structural System 'SUSPEN-DOME', Proc. of IASS Symposium,Istanbul, 1993,pp.523-530

5-4) 阿部優，立道郁生，川口衛；テンセグリック・システムにより補剛された薄肉ドームの提案，日本建築学会技術報告集，第1号，pp.96-101，1995年12月

5-5) 加藤史郎，高島英幸，松永靖二；弾性2次解析を用いた単層ラチスシェルの断面算定法についての一考察，日本建築学会構造系論文集，511号，pp109-116,1998年9月

5-6) 加藤史郎，松永靖二，仁保裕；弾性2次解析を用いた単層ラチスドームの断面算定法についての一考察，日本建築学会構造系論文集，第526号，pp93-100，1999年12月

5-7) 松永靖二，加藤史郎；弾性2次解析を用いた単層トラスドームの断面算定，日本建築学会大会学術講演梗概集（九州），pp967-968 1998年9月

5-8) 仁保裕，加藤史郎，中澤祥二，嶺岸孝志；下部構造に引張ブレースを有するラチスドームの設計法に関する一考察，弾性2次解析を用いた単層ラチスドームの断面算定法，日本建築学会大会学術講演梗概集（中国），1999年9月

5-9) 加藤史郎，中澤祥二，峰岸孝志；減衰マトリクスの仮定法が大スパンドームの地震応答性状に与える影響についてレーリー減衰と剛性比例減衰に関する比較・検討，構造工学論文集 Vol.45B，pp159-171，1999年3月

第6章

結論

Hosei University Repository

第6章　結論

第１章での空間構造の応答制御に関する既往の研究の調査では，「なぜ応答制御なのか」についての論点が欠如していると考えられた。そこで，本研究では，空間構造の耐震設計の現状や，構造物の減衰性能の実際を調査・検討している。

第２章では，空間構造の耐震設計手法の現状について述べた。空間構造の耐震性能確保に関する取り組みは近年盛んである。これは空間構造の多様性や公共性に対する要求が増大していることが一因である。

空間構造の規模や構造形式は多様であり，耐震設計の考え方は現状では多くの場合，構造設計者に全面的に判断が委ねられている。これは，我が国の耐震規定が大多数を占める「重層構造」中心に考えられており，空間構造の耐震性能確保の方策が，様々なハードルにより特定できないことによっている。

例えば，屋根面に働く静的地震荷重分布の設定の困難さや，実務としてのコスト・工期から考えた地震応答解析の煩雑さであり，何よりも，耐震性能評価の困難さが挙げられる。

第 3 章では，耐震設計時には仮定でしかない実際の地震時挙動について，振動計測結果に基づき考察した。本章の研究により以下の結論が得られた。

・下部構造で支持された空間構造の地震応答は増幅する。また曲率をもったドーム構造の場合，水平地動に対する鉛直応答の励起が顕著であるが，このような現象は，多くの計測結果から分析した高々数％の減衰では，制御することはできない。
・振動振幅が大きいほど，空間構造の規模が大きいほど，空間構造の減衰性能は大きくなる。さらに二次部材や屋根仕上げの存在は減衰定数を増加させる。これらの結果は，空間構造の減衰の要因として，接合ボルトや各種部材間の「摩擦減衰」が大きな割合を占めていることを裏付けている。
・計測結果から減衰が振動数に比例する様な関係は見られない。空間構造物の応答解析に振動数比例型減衰を採用することは，応答を過小評価することになる。

２，３章の知見から得られる結論は，現状の空間構造の地震時におけるエネルギー吸収能力はそれほど大きくないにもかかわらず，耐震性能の評価方法を定めることができないと言うことである。空間構造の耐震性能確保のためには，定量的なエネルギー吸収機構ないしは入力制限機構（免震構造）が必要なことを示唆している。そこで，第４章，５章では空間構造に適した応答制御システムを研究した。

第 4 章では，振り子原理を用いた免震システムの有効性を検証した。並進振り子に代表される振り子免震の固有周期は，吊り長さなど幾何学的な寸法からのみ定まり，免震対象物の質量によって全く変化しない点が，質量と剛性で周期が決まるような積層ゴム免震に対する最大の長所となる。

本章ではまた，振り子原理の一種である転動振子の原理を，より合理的に免震デバイスとして適用できるようなシステム「パドル免震」を提案した。これは球面によるロッキング運動を平面座標における X, Y の直交成分に分解し，X, Y それぞれの機能を柱の上下端の羽根に分担させようというメカニズムである。「パドル免震」は免震層の高さを長周期免震の場合でも可変にできることが極めて有利な点で，免震層を基礎の下に置くことはもちろん，１階部分を免震層とすることもできる。

並進振り子およびパドル免震の模型実験を行ない，所定の免震効果が得られることのほか以下の点を明らかにした。

・振り子免震の免震効果は上下動の影響をほとんど受けない。上下動と水平動を分離して設計できるのは，免震システムとして大きなメリットがある
・振り子によって実現される長周期免震システムに必要とされる減衰は，軽微なもので充分である

さらに，球殻の薄肉ドームの支持部に，振り子免震を設けた場合について効果を検討した。この結果，屋根の応答を下部構造の剛性に関らず，地表入力波形の応答スペクトルで推定することが可能であること，トラス材軸力など多くの部材で長期応力を支配応力とできる可能性を示した。これは長周期免震の 1 次モードが屋根部の剛体並進モードで，水平動による屋根部の鉛直成分の励起はほとんどないことが最も大きな要因である。

さらに，パドル免震の原理の効果的な応用として，円形ドームの円周方向のみに復元力を有し，半径方向には拘束のない一方向免震の有効性が確認できた。

第 5 章では免震と並ぶ応答制御の主要な方法である制震構造について，空間構造でのエネルギー吸収機能のあり方について検討を行なった。空間構造においては，空間構造を支持する下部構造本体，あるいは屋根構造自体にエネルギー吸収機能を持たせるのが自然である。

本章では，下部構造を比較的早期に降伏するように設計することにより，構造物へ過大な地震入力が作用した場合，ドームへの入力がある程度抑制され，部材応力をほぼ弾性限に抑えるような制御が可能なことを示した。

さらに，空間構造の面的な広がりに，比較的コンパクトな TMD を分布させる事で，より安価に制振効果を与えることができることを示した。空間構造の TMD の効果に関しては，これまで解析的な検討はいくつかなされているが，実現象として空間構造の TMD による応答低減効果を捉えた研究はごく少ない。

上述の各章の要旨を取りまとめることで，本論分の結論は以下のように要約できる。

1）さまざまな空間構造に関する振動計測の分析を行ない，減衰のメカニズムとしては「摩擦減衰」が大きな割合を占めていること，エネルギー吸収能力が応答制御には十分ではないことを明らかにした。
2）応答制御デバイスとして振り子原理を用いた免震メカニズムに関するいくつかの実験により，免震周期が対象物の質量によって全く変化しない点や，免震効果が上下動の

Hosei University Repository

影響をほとんど受けないことを示すことができた。

3）転動振子の原理による新しい免震システム「パドル免震」を球殻の薄肉ドームの支持部に設けることによって，水平動による上下応答の励起を含め，応答を充分低減できることを示した。

4）空間構造の制震については，下部構造を比較的早期に降伏するように設計することにより，ドームへの入力がある程度抑制され，部材応力をほぼ弾性限に抑えるような制御が可能なことを示した。

5）さらにアーチ構造を対象として質量減衰機構（TMD）を用いて水平応答と鉛直応答の両者を同時に低減することが可能であることを，解析および実験により示した。

1995 年 1 月，兵庫県南部地震直後の被災構造物を調査する機会があった。木造家屋や，RC 造や鉄骨造の一般構造物の甚大な被害に対して，建築構造に携わるものとして大変ショックを受けたことは事実である。しかしその多くは，ティピカルな被害形態であり構造技術的な見方に限っては納得がいくものであった（もちろん，その後の研究で解明されつつある新しい被害形態があることは承知している）。この半面，そこで見た，ごくわずかでしかないが，空間構造物のどちらかと言うと軽微な被害については，むしろわけの分からなさを感じて不安を感じた。現在の設計技術では，誰もこの被害形態を予測することはできないのではないか。

いくつかの，私が経験した大小の空間構造の構造計画や設計，施工を通じても，この様な感じは常に存在している。この空間構造はどのように壊れるのか。何が終局耐力なのか。性能志向型の設計基準に変わりつつある現状でも，空間構造については耐震性能をうまく明示できない状況は変わらないように思える。

本研究を通じ，社会の要求に対し，空間構造物の耐震性能を明示するために，現在最も現実的な手段は，免震や制震すなわち地震応答制御の適用であることを示した。さらに本論文の主要な結論は，一般構造物の技術の流用ではなく，空間構造に適合した応答制御構造の考え方を示すことができたことであった。

発表論文・著書

下線付き論文は審査付き論文，○印は口頭発表，＊印は本研究に関連の大きな代表的な論文

「第２章　空間構造の耐震設計手法」に関する論文

○共著：シェル・空間構造の耐震設計と設計例，日本建築学会，2001 年 1 月出版予定＊

○立道郁生，藤原智，松藤博昭，太田俊晴，今泉隆之：開閉式ドーム屋根の設計用地震力評価手法の開発，前田建設技術研究所報，VOL33，pp.7-14, 1992

○Hatato Tatsuo, Taga Akira, Yamada Kaoru, Tatemichi Ikuo: Design Loads Estimation for a Retractable Roof System, IASS-CSCE International Congress, Innovative Large Span Structures, Vol.1, pp.533-544, 1992

「第３章　空間構造の地震時挙動の実際」に関する論文

○立道郁生，川口　衞，畑戸龍夫，藤原　智：サスペン・ドームの開発（その１）構造システム，日本建築学会大会学術講演梗概集（北陸），pp.1809-1810，1992 年 8 月，

○立道郁生，藤原　智，安間由倫，畑戸龍夫：サスペン・ドームの実大振動実験とシミュレーション，第２回日本計算工学講演会論文集，第２巻，第３号，pp.893-896，1997 年 5 月＊

○畑戸龍夫，立道郁生，藤原　智，安間由倫：サスペン・ドームの実大振動実験，日本建築学会，第５回「シェル空間構造」セミナー資料，pp.35-40，1996 年 11 月

○Mamoru Kawaguchi, Ikuo Tatemichi, Satoshi Fujiwara :On a Cable - Stiffened Single Layer Dome, Sixth Asian Pacific Conference on Shell and Space Structures, APCS 2000, Vol.II, pp.687-694, 2000

・Kawaguchi, M., Abe, M., Hatato, T., Tatemichi, I., Fujiwara, S. and Matsufuji, H. :"On A Structural System 'SUSPEN-DOME'", Proc. of IASS Symposium, Istanbul, pp. 523-530, 1993

○Kawaguchi, M., Abe, M., Hatato, T., Tatemichi, I., Fujiwara, S., Matsufuji, H., Yoshida, H. and Anma, Y. :"Structural Tests of 'SUSPEN-DOME' System ", Proc. of IASS Symposium, Atlanta, pp. 383-392, 1994

・Kawaguchi, M., Abe, M., Hatato, T., Tatemichi, I., Fujiwara, S., and Anma, Y. :"Structural Tests on a Full-size SUSPEN-DOME Structure ", Proc. of IASS Symposium, Singapore, 1997, pp. 431-438

・Ikuo Tatemichi,Tatsuo Hatato,Yoshimichi Anma,Satoshi Fujiwara:"Vibration Tests on Full-size Suspen-dome Structure", International Journal of Space Structures, Vol. 12 No. 3/4, pp217-224, 1997＊

・阿部優，立道郁生，川口衞：テンセグリック・システムにより補剛された薄肉ドームの

Hosei University Repository

提案，日本建築学会技術報告集，第１号，pp96-102，1995 年 12 月＊

・李純一，安間由倫，立道郁生，藤原智：サスペン・ドームの開発，その４光が丘ドームの載荷および振動実験，前田建設技術研究所報，VOL36, pp.121-128, 1995

・安間由倫，川口衞，畑戸龍夫，立道郁生，藤原智，李純一，嶋登志夫：サスペン・ドームの開発（その 5）光が丘ドームの振動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-２分冊，pp. 805-806，1995 年 8 月

・安間由倫，立道郁生，嶋登志夫，藤原智：中規模空間構造の常時微動測定，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1 分冊，pp. 931-932，　2000 年 9 月＊

・安間由倫，立道郁生，藤原智，他：低ライス複層トラスドームの振動実験，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2 分冊，pp. 911-912，　1999 年 9 月＊

・大野宏幸，立道郁生，梶田秀幸，八木利行：北九州メディアドームの施工と実証実験，ＪＳＳＣ　No. 34，日本鋼構造協会，pp. 32-40，1999 年 10 月

○立道郁生：既往の振動計測に基づく空間構造の減衰性能に関する一考察，京都防災研究所共同研究集会（大空間構造に想定し得る被災の要因と対策）論文集，　pp.67-77，　2000 年 11 月＊

「第４章　振り子原理による空間構造の免震化」に関する論文

○川口　衞，立道郁生「新しい免震構造の可能性と空間構造への適用」，京都防災研究所共同研究集会（シェル・空間構造の耐震，耐風，耐雪，耐火を考えた性能設計と解析）論文集，pp.177-188，1999 年 11 月＊

・川口　衞，立道郁生：並進振子原理を用いた免震システムの開発（その１　原理と免震床の実大実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2 分冊，pp. 635-636，　2000 年 9 月

○立道郁生，川口　衞：転動振子原理を用いたパドル免震システムの開発（その１　原理と模型実験），日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2 分冊，pp. 631-632，　2000 年 9 月

・Mamoru Kawaguchi and　Ikuo Tatemichi; SEISMIC ISOLATION SYSTEMS AND THEIR APPLICATION IN SPACE STRUCTURES, Proceedings of the IASS-MSU International Symposium, Istanbul, Turkey, pp.217-228, 2000 年 5 月＊

・Mamoru Kawaguchi and　Ikuo Tatemichi; CHARACTERISTICS OF A SPACE STRUCTURE SEISMICALLY ISOLATED BY ROCKING PENDULUMS, IASS-IACM 2000, Proceedings of the Fouth International Colloquium on Computation of Shell & Spatial Structures, Chania, Greece, on CD-ROM, 2000 年 6 月＊

○川口　衞，立道郁生：ONE WAY パドル免震の空間構造への適用について，京都防災研究所共同研究集会（大空間構造に想定し得る被災の要因と対策）論文集，　pp.79-86，　2000 年 11 月＊

・Ikuo Tatemichi,　Mamoru Kawaguchi ；"A New Approach to Seismic Isolation: Possible Application in Space Structures", International Journal of Space Structures, Vol.15, No. 2, pp.145-154, June 2000

「第５章　空間構造の制震化」に関する論文

・立道郁生，加藤史郎，中澤祥二，峰岸孝志，安間由倫；ケーブルと束材で補剛された単層ラチスドームの耐震性能に関する一考察，鋼構造論文集，第７巻第 26 号，pp.35～42，2000 年 6 月＊

その他の主要な発表論文

・M Kawaguchi, I Tatemichi, P S Chen：Optimum Shapes of A Cable Dome Structure, Engineering Structures, Vol.21 Number 8, pp.719-725, 1999.8

○Ikuo Tatemichi, Satoshi Fujiwara and Mamoru Kawaguchi :STUDY ON A FOLDAWAY RETRACTABLE ROOF SYSTEM, Proceedings of the IASS-MSU International Symposium, Istanbul, Turkey,　pp.679-688, 2000.5

Hosei University Repository

論文要旨

空間構造は建物の内部に柱を必要とせず、自由な屋内活動が可能な為、体育館、コンベンションホール、集会場などの社会施設として広く利用されている。現代の建設テクノロジーは、軽量で、新規性に富んだ大スパン空間構造の建設を可能にしているが、これらの建物の耐震性能については、まだ十分に解明されていないのが現状である。また、1995年の兵庫県南部地震では、空間構造の多くが地震後の避難施設あるいは防災拠点として利用され、この種構造の耐震性能の重要性が改めて認識された。空間構造の耐震性の確保については、従来、より一般的な構造システムである重層構造の耐震設計の手法を準用しようとする傾向があるが、空間構造の特殊性、高度の立体性から考えて、このような方法が合理的であるとは考えられない。

本論文は、上記のような現状を踏まえ、空間構造の耐震性確保のための重要な手法として、地震応答制御を取り上げ、その有効性を具体的に示すとともに、空間構造に適した合理的な応答制御の考え方を示し、実用的なデバイスの提案を行なっている。

以下、本論文の構成に沿って、概要を述べる。

第１章は序論であり、既往の研究および耐震設計法との関連から、本論文の研究の背景と目的を明らかにしている。耐震設計に関する既往の研究は、もっぱらビル建築などの重層構造が対象とされており、空間構造の耐震性状を追求しているものは少ない。また、耐震規定も重層構造の規定を準用しようとするに留まっており、空間構造の実態に適したものとは言えない。このような現状に鑑み、本章では、空間構造の合理的な耐震性能確保の方策として応答制御手法が最も適合していることを明確にし，次章以降で行なう研究の目的を明らかにしている。

第２章では、空間構造の耐震設計手法と問題点について述べている。

まず、実在の空間構造の耐震設計事例を広く調査し，耐震性能の現状について下記のような考察を行なっている。現行の耐震規定を空間構造の耐震設計に適用しようとする場合，まず，屋根面に作用する地震荷重を正しく評価することの困難さに遭遇する。特に曲率を持つドームの場合，水平方向の地震入力に対して上下方向の振動が発生する事が知られているが，これを反映した耐震設計は、数少ない大規模ドームでしか行われていない。また，耐震性能を確認する手段として重層構造を対象に行なわれている一般的な保有水平耐力の確認手法は，空間構造の実際の耐震性能を検証する手法としては、適当でない。

一方，大規模ドームを中心に行なわれている地震応答解析での設計クライテリアは，大地震時でも弾性挙動を要求しているのが現状である。このとき，減衰性能に関しては一般の構造物程度（例えば鉄骨造で 2%）の値を採用しており，その根拠は十分と言うには程遠い。

第３章では、上記の考察を踏まえて、空間構造の地震時挙動，特に減衰性能を検討するために，いくつかの実構造物について振動計測を実施している。また，これまでに我が国で行われた、空間構造に関する計測事例をほぼ網羅して検討を行なっている。ここで得られた知見は以下のようである。

・振動振幅が大きいほど，スパンが大きいほど，空間構造の減衰性能は大きくなる。さらに二次部材や屋根仕上げの存在は減衰定数を増加させる。これは，接合ボルトや各種部材間の「摩擦減衰」が空間構造では大きな割合を占めているためと考えられる。

・従来推測されてきたような、減衰が構造物の振動数に比例する関係は見られない。空間構造物の応答解析に振動数比例型減衰を採用することは，応答を過小評価することになる。

・多くの計測結果を分析した結果，空間構造に設計上期待できる減衰定数は高々数％で，地震時におけるエネルギー吸収能力は、耐震設計上決して十分とは言えない。

第４章は、上記の知見に基づいて、空間構造の耐震性確保の手段として応答制御の概念を取り入れ、その有効性について検討している。応答制御の代表的手法としては免震構造が存在するが，現在用いられている免震デバイスの主流をなす積層ゴムは、種々の欠点を持っている。

本研究ではこれらの欠点に着目し、新しい免震デバイスとして振り子原理を用いた手法を提案している。振り子の固有周期は，吊り長さなど幾何学的な特性のみから定まり，免震対象物の質量やデバイスの材質によって変化しない点が，積層ゴム免震に対する最大の長所である。ここでは並進振り子の特性を追求し、実大実験によりその有効性を実証すると共に、その免震効果が上下地震動の影響を受けないことを確認している。

次いで，応答制御の今一つの新しい手法として、転勤振子の原理に基づく「パドル免震」システムを新規に開発し、これを薄肉ドームの支持部に設けた場合の免震効果を検討している。

この検討の結果，スパン 100m規模のドームでは水平入力に対して免震周期を２秒以上とすることにより，上下成分を含めた応答の充分な低減効果が得られることを示した。さらに，下部構造の剛性に拘わらず，屋根の応答を地表入力波形の応答スペクトルで推定することが可能であること，トラス材などの主要構造部材を、長期応力を支配応力として設計できることなどを示している。さらに，パドル免震の応用として，円形ドームの円周方向のみに復元力を有し，半径方向には拘束のない、単方向免震の有効性をも確認している。

第５章では、免震と並ぶ応答制御の方法である制震システムの、空間構造への応用について検証を行なっている。

そのひとつの試みとして，下部構造を比較的早期に降伏するように設計する手法を検討し、これにより，ドームへの入力がある程度抑制され，部材応力をほぼ弾性限に押さえ得る事を示している。次に，薄肉の屋根構造自体の振動制御として，コンパクトな質量減衰機構（ＴＭＤ）を分布させる手法を検討している。オイルダンパーや低降伏点鋼など、従来のエネルギー吸収型の機構では、ドーム面外方向の振動を直接的に抑制することは難しいが、この手法を用いれば、例えば，質量として天井の照明，音響設備などを利用する事により，安価な制震システムが可能となる。ここでは，アーチ構造を対象としてＴＭＤを用い，水平応答と鉛直応答の両者を同時に低減できることを解析および実験により示している。

第６章は本論文のまとめと、今後の展望について述べている。得られた成果をまとめるとともに、空間構造の耐震性能に関する研究を今後さらに進展させるために必要な事項を述べ、本研究を締めくくっている。

Hosei University Repository

ABSTRACT OF THE PAPER

Space structures have been widely used for various facilities such as gymnasiums, convention halls, and assembly halls, since they do not use columns inside and this provides a large space for various activities. Although today's construction technologies have enabled the design of light-weight and large-span space structures equipped with various innovative installations, the seismic resistivity of such structures has not yet been sufficiently verified. The importance of structures of this type was recognized anew, when they were used as refuges during the Hyogoken-Nanbu Earthquake in 1995. Although there have been cases where space structures are designed using methods for normal multi-story buildings, given the uniqueness and complicated three-dimensional profile, such design methods are not appropriate for space structures.

Taking into consideration these facts, this paper casts light on seismic response control as an important method to ensure the seismic resistivity of space structures; proves its effectiveness; explains the concept of effective seismic response control appropriate for space structures; and proposes useful devices to improve the seismic resistivity of space structures.

The configuration of the paper is as follows:

Chapter 1, Introduction, outlines the background and purpose of this study while referring to previous studies and existing seismic design methods. Most of the previous studies with respect to seismic design focused on multi-story structures such as buildings, and few studies deal with the seismic characteristics of space structures. In addition, the existing seismic design codes for space structures are not proper, since they are based on codes for multi-story structures. Considering this background, this chapter reveals that seismic response control is the best method for effectively ensuring the seismic resistivity of space structures, and briefly explains the purposes of this study which are detailed in the following chapters.

Chapter 2 outlines seismic design methods for space structures and explains about their problems. Using the collected records on seismic design for existing space structures, the status of their seismic resistivity was studied. When the existing seismic design codes are applied to the design of space structures, difficulty in accurately evaluating the seismic loads acting on the roof surface is encountered. Although it is known that dome-shaped structures exhibit vertical vibration when subjected to horizontal seismic loads, only a limited number of large dome-shaped structures take this into account at the design stage. In addition, although the horizontal load-carrying capacity is used as an index for the seismic resistivity of normal multi-story structures, it is not appropriate as that for space structures.

On the other hand, at present, design for large domes requires that their response be within the elastic range even when subjected to large earthquakes. In addition, although damping ratios similar to those for normal buildings (2% for structures with steel frames) are used for the design of space structures, there is no foundation for this concept.

Chapter 3 represents the results of vibration measurement for several existing structures, which was conducted taking into consideration the above facts to investigate seismic behaviors (particularly damping capacity) of space structures. In addition, the results of a study on almost all of the records for vibration measurement for space structures in Japan are provided in this chapter. The findings of the study are summarized as follows:

The larger the vibration amplitude and span, the larger the damping capacity of a space structure. In addition, secondary structural members and the finishing of the roof increase the damping ratio. This is probably because the friction damping due to slippage between connection bolts and structural members accounts for a major part of the vibration damping of a space structure.

Although the vibration damping of space structures has been believed to be proportional to the frequency, this is not true. The use of such damping in design for space structures leads to the under-estimation of the dynamic response.

The analysis of many vibration measurement data revealed that the damping ratio of space structures, allowed to consider at the design stage, is up to 1 to 2%, and their energy absorption capacity during earthquakes is not large.

Chapter 4 discusses the effectiveness of seismic response control as a means for improving the seismic resistivity of space structures, on the basis of the above findings. Although seismic isolation is a representative method for seismic response control, laminated rubber bearing, which is the most common seismic isolation material, has several shortcomings.

In this study, a new seismic isolation device based on the principle of a pendulum was developed as a means to solve the shortcomings. The natural period of a pendulum is determined only by the geometric characteristics such as the hanger length, and does not vary depending on the material used in the isolation device and the weight of the structure to which the isolation device is provided. This is the most important advantage over laminated rubber bearing. In this chapter, the characteristics of translation-type pendulum is discussed and its effectiveness is proven using the results of full-scale model tests. In addition, this chapter reveals that the seismic isolation capacity of a translation-type pendulum is not affected by vertical vibration due to earthquakes.

This chapter also discusses the effectiveness of the paddle isolator, another new method for seismic response control which has been developed based on the principle of a rocking pendulum. Its seismic isolation performance was tested by installing to the support structures of a thin dome. As a result, it was found that it can greatly reduce both vertical and horizontal seismic response of domes with a diameter of about 100 m, if the isolation period for horizontal seismic loads is more than 2 seconds. Furthermore, the test revealed that the response of the roof structure can be predicted using the response spectrum of the wave shapes of input ground motion regardless of the stiffness of the substructure, and that long-term stresses govern the design of main structural members (such as truss members). This chapter also refers to the effectiveness of the mono-directional seismic isolator (a device modified based on paddle isolator), which has restoration force only in the circumferential direction of a circular dome and does not restrict the movement in the radial directions.

Chapter 5 examines whether vibration control (another method for seismic response control) can be applied to space structures.

For this purpose, several methods were studied. The first is a method, in which the substructure is designed to yield relatively at an early stage. It was found that the early yield of the substructure can restrict the entry of energy into the dome section to such an extent that the members of the dome remain in the elastic range. The second method aims to control the vibration of thin roof structures by fitting them with compact tuned mass dampers (TMDs). Although it is difficult for conventional energy absorption systems using oil dampers or low-yield stress steel to directly restrict the out-of-plane vibrations of dome structures, the TMD-based system can use the mass of lighting equipment attached to the roof and that of sound equipment as dampers, which allows the cost for seismic response control to be reduced. Using the results of both tests and analyses on arch structures fitted with TMDs, this chapter shows that TMDs can reduce both horizontal and vertical responses.

Chapter 6 concludes the paper and points out future research strategy. In addition to summarizing the findings obtained from the study, this chapter refers to several problems which have to be solved to further enhance studies on the seismic resistivity of space structures.

Hosei University Repository

謝 辞

法政大学教授・川口衞博士に感謝いたします。川口衞教授には，本研究以前より長い間、折りにふれ、さまざまな場面でご指導いただきました。この十数年間は，私にとって驚きと，発見の連続でした。本研究のある一面は，私にとって新しいチャレンジでもありましたが，気がついてみると，先生にご指導いただいた、それぞれ離れた「時」にある一つ一つが、連続した物語として矛盾なく完結し，今後に流れていくものであることを実感しました。これは，この研究もまた「全人格的な行為」として川口衞先生が私に与えてくださった道であると考えます。ありがとうございました。

本論文の主要なテーマである地震に関し、構造物の挙動や減衰特性について私の人生の最初に啓示を与えてくださり，また社会人として博士課程にチャレンジする際に，推薦と励ましをいただいた、大学および修士課程時代の恩師，千葉大学教授・村上雅也博士に感謝します。社会人生活を通じ、極めて幸運なことに、大学時代のテーマの近傍に、常に活路を見出すことができました。

私の論文を審査いただき、適切なご助言とご指摘を頂いた法政大学教授・坪井善隆博士、同教授・吉田長行博士ならびに同教授・阿井正博博士に感謝いたします。貴重なご意見をいただき論文をまとめることができました。ありがとうございます。

豊橋技術科学大学教授・加藤史郎博士に感謝いたします。先生は私が本論文に取り組む以前より現在に至るまで、特に空間構造の終局耐力ならびに動的挙動について、辛抱強くご教示をいただきました。また本論文第 2 章の「空間構造の耐震設計の現状」の執筆については先生から強いお勧めと、懇切な指導を頂きました。さらに、第 5 章の「空間構造の制震化」の中の研究は、共同研究という形でご指導を頂きました。ありがとうございました。また加藤教授と共に長年ご指導頂いている、豊橋技術科学大学助手・中沢祥二博士の名を記して感謝したします。

法政大学講師・阿部優先生には、明に暗に多大な御指導を頂きました。特に 3 章のサスペン・ドームに関する記述は先生のご指導によるところが大です。また本研究で取り扱ったすべての構造実験は阿部先生の卓越したご指導があって行われたものです。ここに謹んで感謝の意を表します。

本研究の後半、第 4 章、5 章に関して、この 3 年間各年度で共に学んだ法政大学工学部建築学科・川口衞、阿部優研究室の大学院生、卒業研究生の皆さんに感謝いたします。多くの実験とその成果は彼らの新鮮な創意と不屈の工夫によるところが大です。個々の名前を挙げることはできませんが、皆さんの真摯な姿勢を忘れることはできません。

日本大学教授・新宮清志博士が代表者である共同研究「新構造材料を用いた合理的耐震技術の確立―シェル・空間構造の減衰機構と免震化に関する基礎的研究」ワークショップ参加者の皆さんに感謝します。3 章の「空間構造の減衰性能」に関し執筆のインセンティブを与えられたと同時に、参加者の皆さんに議論していただきました。

前田建設工業株式会社・建築エンジニアリング部・藤原智、安間由倫、嶋登志夫の諸氏に謝意を表します。私の空間構造の設計と解析に関するスキルのうちかなりの部分は彼らと共に習得したものです。また 3 章に関わる振動計測およびその成果は彼らとともに行ったものです。

研究全般に関して、良き理解を頂きました前田建設工業株式会社，建築エンジニアリング部部長・藤吉雅利、同部長・細川洋治博士に感謝いたします。藤吉部長からは分かりやすい説明について、細川部長の助言からは社会人としての研究のあり方について常に意識するように心がけました。また、建築エンジニアリンググループ同僚の理解と協力に感謝します。

3 年間の研究活動を認めていただいた前田建設工業株式会社に深く感謝します。時に相談に乗っていただきました同社取締役兼常務執行役員・作田幸弘本部長、常務執行役員・柏木淳男本部長に感謝します。

本研究を開始するにあたってご尽力頂いた空間企画設計・畑戸龍夫代表取締役（元前田建設工業株式会社特殊構造部部長）に感謝いたします。

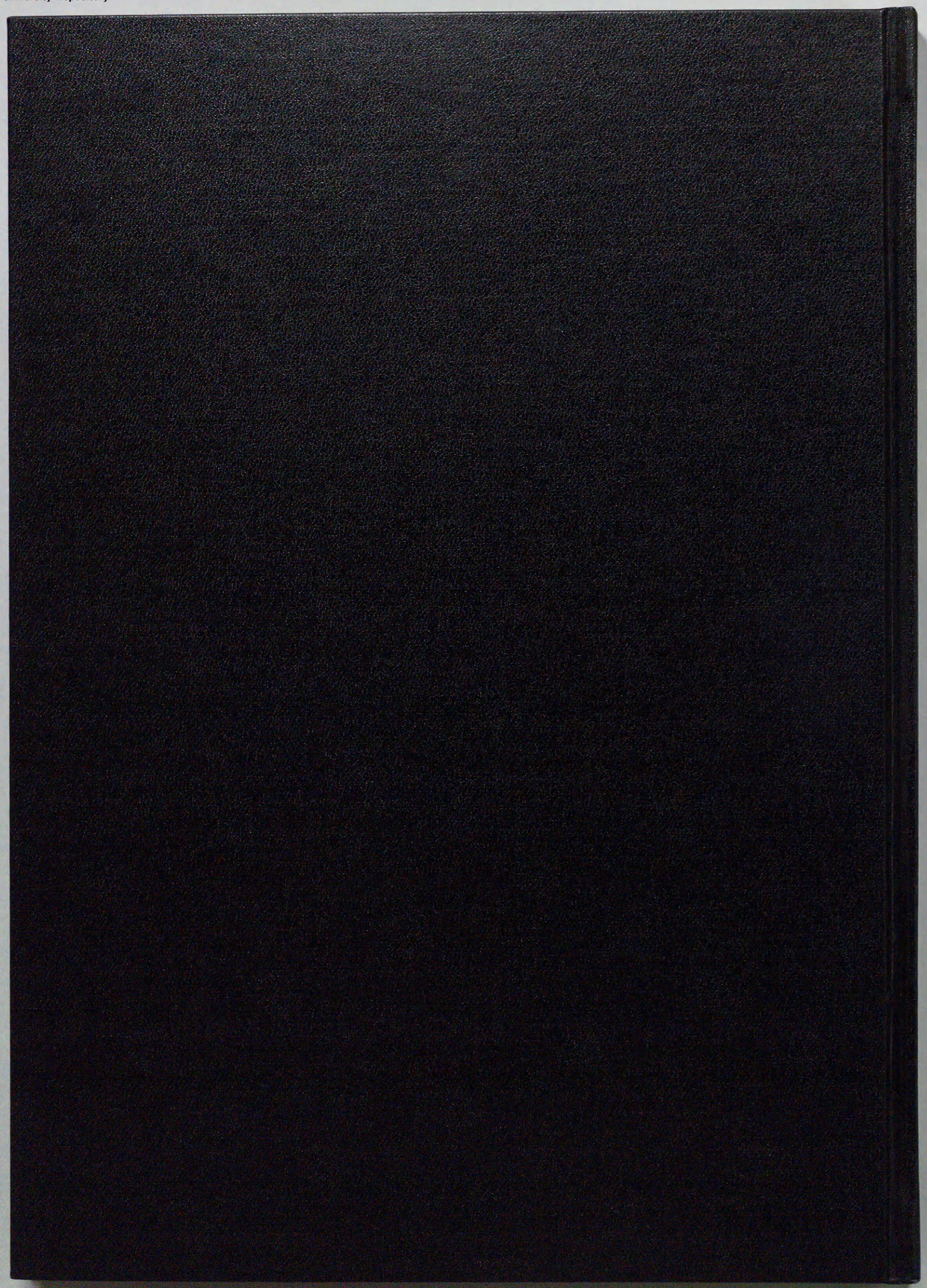
名前を挙げることはできませんが，本研究を進めるにあたり，折々でご指導いただき，啓示を受けた，多くの内外の研究者，実務者各位に感謝します。また，設計データ、計測データを引用させていただいた参考文献の著者には深く感謝いたします。

母滋子と、私の人生の一番初めに建築の魅力を語ってくれた亡き父成夫に感謝します。

最後に，本論文を纏める長い期間にわたって，私と共に「戦う学生」であった，妻“幸子”，長女“朱夏”，長男“生季”からは、家族としての誇りと、共感を得ることができました。深い感謝と，励ましを贈ります。

2001 年春
立道郁生

Hosei University Repository



Hosei University Repository

0003.jp2 目次
0004.jp2 第1章 序論 / p1
0005.jp2 1.1 本研究の目的 / p2
0006.jp2 1.2 空間構造の応答制御に関する既往の研究 / p4
0007.jp2 1.3 本論文の構成 / p7
0008.jp2 1章に関する参考文献 / p9
0010.jp2 第2章 空間構造の耐震設計手法と問題点 / p13
0011.jp2 2.1 空間構造に要求される耐震性能 / p14
0011.jp2 2.2 空間構造の耐震規定 / p15
0014.jp2 2.3 空間構造の耐震設計の現状 / p21
0021.jp2 2.4 解析結果の分析と評価方法 / p35
0022.jp2 2.5 まとめ / p37
0023.jp2 2章に関する参考文献 / p38
0024.jp2 第3章 空間構造の地震時挙動の実際 / p41
0025.jp2 3.1 地震時挙動の把握の必要性と現状 / p42
0026.jp2 3.2 小規模空間構造の振動計測 / p44
0034.jp2 3.3 中規模空間構造の振動計測 / p60
0040.jp2 3.4 大規模空間構造の振動計測 / p73
0046.jp2 3.5 空間構造の減衰性能 / p85
0052.jp2 3.6 まとめ / p97
0053.jp2 3章に関する参考文献 / p99
0055.jp2 第4章 振り子原理による空間構造の免震化に関する取り組み / p103
0056.jp2 4.1 振り子原理の免震への適用の利点と既往の研究 / p104
0058.jp2 4.2 並進振り子免震の原理と実証 / p108
0065.jp2 4.3 転動振子免震の原理と実証 / p123
0068.jp2 4.4 振り子免震の空間構造への適用性の検討 / p128
0073.jp2 4.5 円周方向免震の合理性と検証 / p139
0080.jp2 4.6 まとめ / p152
0081.jp2 4章に関する参考文献 / p155
0083.jp2 第5章 空間構造の制震化に関する検討 / p139
0084.jp2 5.1 検討の目的 / p160
0084.jp2 5.2 下部構造のエネルギ吸収効果に関する研究 / p161
0091.jp2 5.3 TMDを用いた空間構造の制震に関する研究 / p174
0098.jp2 5.4 まとめ / p189
0099.jp2 5章に関する参考文献 / p190
0100.jp2 第6章 結論 / p192
0101.jp2 発表論文･著書 / p195
0103.jp2 論文要旨 / p198
0104.jp2 ABSTRACT OF THE PAPER / p200
0105.jp2 謝辞 / p202