ＩＳＳＮ　１８８０-０１１４
国総研プロジェクト研究報告第32号
平　成　２　２　年　２　月

国土技術政策総合研究所
プロジェクト研究報告

PROJECT RESEARCH REPORT of
National Institute for Land and Infrastructure Management

No.32　　February 2010

高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発

Development of Performance Evaluation Methods for Innovative Structures applying Advanced Structural Materials

国土交通省　国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management
Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

国土技術政策総合研究所プロジェクト研究報告　Project Research Report of NILIM
第　３２　号　2010年2月　No.32　March 2010

高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発

平野吉信（2005年4月～2007年3月）　*
西山　功（2007年4月～2009年3月）　**

Development of Performance Evaluation Methods for Innovative Structures applying Advanced Structural Materials

Yoshinobu Hirano（Apr.2005 - Mar.2007)
Isao Nishiyama　（Apr.2007 - Mar.2009）

概要

高強度鋼のような革新的構造材料の特性を効率的に利用することによって、高耐震性、可変性、長期耐用性を有する構造システム及びその評価手法の開発を行った。

ｷｰﾜｰﾄﾞ　：　革新的構造材料、高耐震

Synopsis

By effectively utilizing the characteristics of advanced structural materials such as high-strength steel, a structural system with exceptional earthquake resistance, variability and reusability, as well as a method for evaluating and validating its performance was developed.

Key　Words　:　advanced structural materials, exceptional earthquake resistance

---

*　建築研究部長　Director of Building Department
**　建築研究部長　Director of Building Department

はじめに

平成１７年度から２０年度に国土交通省国土技術政策総合研究所（以下、国総研という。）のプロジェクト研究として「高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発」が実施された。

本プロジェクト研究は、同じ研究課題名で、かつ、同じ研究期間で実施された国土交通省総合技術開発プロジェクト（以下、総プロという。）「高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造建築物の性能評価手法の開発」を中心に据え、国総研が重点的に実施すべき技術政策課題に位置づけて実施したものである。また、平成１６年度から２０年度に実施された府省連携プロジェクト「新構造システム建築物研究開発」の一部を形成する。ここで、新構造システム建築物とは、近年開発された高強度鋼等の特性を効果的に活用することによって大規模大地震等に対しても高度に機能維持できる建築物をさす。本国土技術政策総合研究所プロジェクト研究報告（以下、プロジェクト研究報告という。）は、このような建築物の研究開発にあたり、主な成果である「高強度鋼等を用いた新構造建築物の耐震性能評価指針（案)」等をとりまとめたものである。

府省連携プロジェクトは、総合科学技術会議ナノテクノロジー・材料研究開発推進プロジェクトチーム（NTPT）において重要課題として取り上げられ、経済産業省、国土交通省等の関連府省が一体となって進める府省「連携プロジェクト」として推進すべきことが謳われ（「ナノテクノロジー・材料分野の産業発掘の推進について　－府省「連携プロジェクト」等による推進－」（平成 15 年 7 月 23 日　総合科学技術会議））、平成１６年度から５年間で研究開発が進められた。　図１にプロジェクトの推進体制図を示す。５府省の他、国土技術政策総合研究所、(社)日本鉄鋼連盟、(社)日本鋼構造協会、(社)新都市ハウジング協会　等が研究開発を担当するとともに、推進連絡会、研究開発合同委員会が設置され、研究開発の調整等が行われた。本府省連携プロジェクトにおいて、国土技術政策総合研究所は、性能評価手法の開発を分担した。

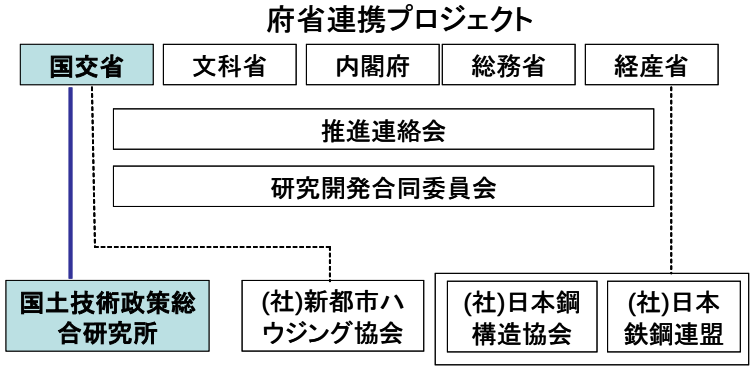


図１　府省連携プロジェクト推進体制図

新たに開発された高強度鋼材（仮称 HSA700）は、降伏点または 0.2%耐力が 700～900（N/mm²）、引張強さが 780～1000（N/mm²）である。通常の強度の鋼材に比べて伸び等の値はそれほど大きくなく、基本的に弾性範囲内で使用することを前提にしている。これまでの同程度の強度の鋼材は、合金元素を添加した上で熱処理を行って製造されていたが、本鋼材は、合金添加量の低減と熱処理工程の簡略化（熱加工制御）によって経済合理性が追求されたものである。

本プロジェクト研究の検討体制を図２に示す。研究開発管理委員会のもとに性能評価分科会、評価用地震動分科会を設置し、さらに性能評価分科会には７つの WG を設置して検討を進めた。

図２　検討体制

本プロジェクト研究報告の構成は以下の通りである。

・高強度鋼等を用いた新構造建築物の耐震性能評価指針（案）（以下、指針（案）という。）として本文と本文に関わる解説
・本文、解説に関連する参考資料
・本文、解説には直接関連がないが、本プロジェクト研究で行った成果の一部である付録

目　次

高強度鋼等を用いた新構造建築物の耐震性能評価指針（案）

１．はじめに　……1
　１．１　指針(案)の位置付け ……1
　１．２　対象建築物 ……1
２．材料、部材、接合部等　……2
　２．１　高強度鋼の特性 ……2
　２．２　高強度鋼部材の幅厚比制限 ……2
　２．３　許容応力度 ……3
３．荷重・外力 ……5
　３．１　評価用地震動 ……5
　　３．１．１　解放工学的基盤における地震動の設定 ……5
　　３．１．２　表層地盤の増幅 ……11
　　３．１．３　建築物への入力 ……12
　３．２　その他の荷重・外力 ……16
４．性能評価……18
　４．１　性能評価項目とランク ……18
　４．２　地震応答評価手法 ……22
　　４．２．１　適切な解析モデルの設定 ……22
　　４．２．２　時刻歴による手法 ……24
　　４．２．３　応答スペクトルによる手法 ……24
　４．３　性能の表示 ……26
　４．４　性能の検査・確認 ……28
５．維持管理……30
６．評価例……31
　６．１　はじめに ……31
　６．２　試設計モデルの概要 ……31
　６．３　設計用クライテリア、評価用地震動の設定等 ……35
　６．４　地震応答解析結果の概要 ……37
　６．５　性能評価ランク ……39
　６．５　高強度鋼を使用することによる建設コストに関する補足的考察 ……40
　６．６　まとめ ……40

参 考 資 料

指針(案)第２章関連

2-A　高強度鋼を用いた部材・接合部・架構の実験 …… 41
2-B　幅厚比規定値を超える部分を無効とみなす方法の適用範囲 …… 75
2-C　高強度材料の要素繰り返し試験結果 …… 77

指針(案)第３章関連

3-A　特性化震源モデルの設定 …… 81
3-B　工学的基盤上面までの計算方法 …… 99
3-C　告示スペクトルの拡幅と震度の増分 ……101
3-D　告示スペクトルによる震度７相当地震動の像 ……119
3-E　荷重の種類 ……127

指針(案)第４章関連

4-A　什器の転倒・滑動・落下関係 ……129
4-B　避難行動難度関係 ……141
4-C　制振構造に用いるせん断棒モデル ……145
4-D　超過確率に基づく余裕度の設定 ……149
4-E　ダンパー付制振構造の地震応答評価 ……155
4-F　高次モード応答評価 ……175
4-G　限界耐力計算とエネルギー法の併用手法の検討 ……179
4-H　偏心建築物の地震応答評価 ……187
4-I　床応答絶対加速度スペクトルの算定 ……191
4–J　天井の耐震性能評価 ……195
4-K　ローカル・モニタリングについて ……207

指針(案)第６章関連

6-A　超高層試設計モデルの室内挙動 ……211

付　　録

付-1　エネルギー吸収能力評価のための柱梁接合部の繰返し載荷実験 ……215
付-2　既存 RC 造建築物の耐震補強方法の例 ……225
付-3　浮き上がりを許容した建築物の構造性能評価 ……235
付-4　天井付帯設備の地震被害例と対策検討のための実験 ……327
付-5　在来工法天井における簡易的落下防止手法に関する実験 ……339

１．はじめに

１．１　指針(案)の位置付け

本指針(案)は、建築基準法令等で規定（以下、現行基準）されている地震動、及び、それを上回るような地震動の作用を受ける、高強度鋼等を用いた新構造建築物（以下、新構造建築物）の耐震性能評価手法の案を示したものである。

（解説）

平成 15 年 6 月に内閣府総合科学技術会議において、府省連携プロジェクト「革新的構造材料による新構造システム建築物の研究開発」を推進することが決定され、平成 16 年度より、5 年計画で研究開発がスタートした。国土交通省では総合技術開発プロジェクト「高強度鋼等の革新的構造材料を用いた新構造システム建築物の開発（平成 17 年度～20 年度)」において耐震性能評価法の開発を分担した。本指針(案)は、その成果の一部をとりまとめたものである。

本指針(案)で対象としている地震は、現行基準で規定されている稀に発生する地震（L1)、ごく稀に発生するする地震（L2）及びこれを上回る可能性のある巨大地震（L3）である。L1、L2 の地震力については現行基準で規定されており、またそれらに対して満たすべき計算事項も規定されているので、該当する部分については現行基準に従って構造計算を行う必要がある。よって本指針(案)で特に L1、L2 に関して定めている事項は現行基準における規定に付加する部分である。

建築物の耐震性能について言えば、柱や梁の塑性変形能力に期待したいわゆる耐震構造では、倒壊・崩壊を免れたとしても取り壊さざるをえない場合があり、近年では使用性・安全性に加えて修復性に着目することがある。本指針(案)で想定する建築物は、機能維持の前提となるよう、柱や梁といった主要構造部材を巨大地震に対しても弾性限に留めることを基本としている。従って、耐震構造で言うところの柱や梁などの修復性については検討するまでもなく確保されているものとしている。一方で、巨大地震に対して構造躯体が健全なままであったとしても、建築物の機能維持という観点からは不十分であるため、本指針(案)では地震時の揺れに対する避難行動難度等も含めて評価することを特徴としている。

１．２　対象建築物

本指針(案)が対象とする新構造建築物は、現行基準で規定されている稀に発生する地震（L1)、ごく稀に発生する地震（L2）だけでなく、これらを上回るような巨大地震（L3）に対しても、柱や梁など主要構造部材が弾性範囲に留まり、かつ、建築物としての機能を高度に維持することができる建築物を指す。具体的には、柱や梁など主要構造部材が、主として高強度鋼(HSA700)（２．１を参照）により構成されており、その主架構の中にダンパーを組み込んだ多層制振構造が想定される。

（解説）

ダンパーとしては履歴系、粘性系（非線形を含む。)、及びそれらの混用を想定する。また建築物の規模としては、中層以上（例えば高さ 30m 以上）を主な対象としている。

２．材料、部材、接合部等

２．１　高強度鋼の特性

本指針(案)でいう高強度鋼とは、(社)日本鉄鋼連盟で定める規格 HSA700 に適合する鋼材を指す。

（解説）

HSA700 は、革新的製造技術を駆使し、合金量を低減し、製造工程を省略することにより経済合理的に高強度化が実現された鋼材である。

(社)日本鉄鋼連盟で定める HSA700 の規格は以下の通りである。

種類	用途	適用厚さ(mm)	機械的性質				
			YS (N/mm^2)	TS (N/mm^2)	El. (%)	YR (%)	vE (J)
HSA700A	乾式接合用	6 以上 50 以下	700～900	780～1000	≧16	≦98	≧47(0℃)
HSA700B	溶接接合用						≧47(-20℃)

ここで、YS：降伏応力度

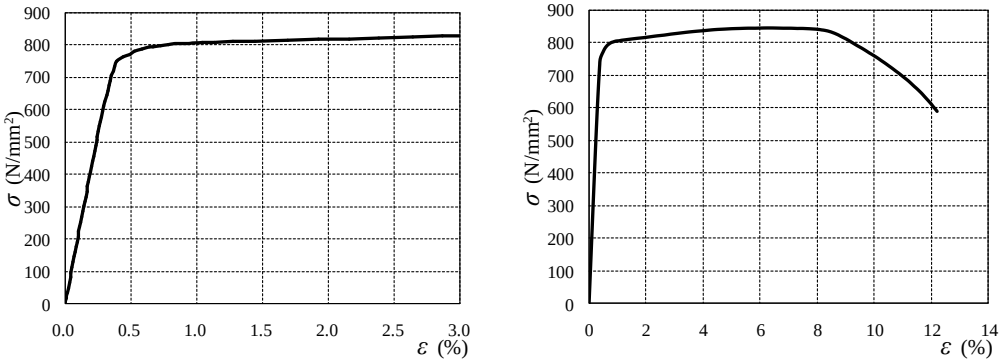
TS：引張強さ

El.：伸び

YR：降伏比

vE：シャルピー吸収エネルギー

応力－ひずみ関係の例を示す。



(a) ひずみ３％まで　　(b) 破断まで

図 2.1-1　応力－ひずみ関係の例（HSA700B, 板厚 16mm）

２．２　高強度鋼部材の幅厚比制限値

高強度鋼により構成される柱や梁など主要構造部材（以下、高強度鋼部材）は、１．２の規定のとおり弾性範囲で使用されるので、その幅厚比制限値は、いわゆる部材種別 FC に相当する値以下とする。ここで、幅厚比制限値の算定に用いる基準強度の値は $700N/mm^2$ とする。ただし、応力状態、幅厚比等を考慮して局部座屈を生じるおそれのない場合は、この限りではない。

（解説）

柱や梁部材は弾性範囲で使用する。梁にあってはいわゆる降伏曲げモーメント以内とし、柱にあっては軸力を考慮した上で降伏曲げモーメント以内とする。せん断力に対しても弾性範囲内とする。また、接合部についてもほぼ弾性範囲（評価上弾性とみなせる範囲）で使用するものとする。

ここでいう幅厚比制限値は、文献 1)と同じ考え方によるもので、柱や梁等を線材置換した構造解析では考慮されない部材の構成板要素の局部座屈を避けるための規定である。いわゆる部材種別 FC に相当する幅厚比は、部材として降伏するまで局部座屈が発生しないための条件であり、降伏に対して小さな応力しか負担しないことが明らかな部材の場合には、本文ただし書に従っていわゆる FC

の幅厚比から緩和してよい。

慣用的に用いられる手法としては、幅厚比が規定値を超える場合について、文献 1)の 8.1（３）に示されるように、「規定値を超える部分を無効とみなして存在応力度を求めた上で検定を行う」という方法がある。本指針(案)においてもこの方法に基づいた検討を行うことができるが、参考資料 2-B に示すように規定値の 1.3 倍程度の幅を超えると危険側の評価となる可能性があるので注意する。

その一方で、H 形断面の梁部材について、参考資料 2-A に示すフランジとウェブとの連成局部座屈を考慮した幅厚比制限値は、従来の FC の幅厚比より緩和し得ることが示されている。常時、地震時、等の各種応力状態に対して参考資料 2-A の幅厚比制限値を満足することを確認すれば、局部座屈は生じないと判断して弾性範囲内で使用することができる。なお、適用範囲として、純ラーメン架構など、軸力のない（軸力の影響が小さい）梁材を対象としていることに注意する。

その他、局部座屈に対する特別な検討方法として有限要素法による解析や実験等が考えられる。

【参考文献】

1）鋼構造設計規準－許容応力度設計法－、日本建築学会

２．３　許容応力度

（高強度鋼）

高強度鋼の許容応力度の基準強度は、F1＝min(0.7TS’、YS’)＝550N/mm^2 注)とする。ただし、巨大地震（L3）に対する耐震性能評価手法に用いる基準強度 F2 は、降伏応力度の規格下限値とする。

TS’：引張強さ規格下限値

YS’：降伏応力度規格下限値

（高強度鋼の溶接部）

高強度鋼の溶接部の基準強度としては、上記した高強度鋼の基準強度を使用する。ただし、溶接部の降伏応力度の下限値 wYS’が高強度鋼の基準強度 F2 よりも小さい値に設定されている場合には、以下により溶接部の基準強度を設定する。なお、溶接部の降伏応力度規格下限値 wYS’は、高強度鋼の許容応力度の基準強度 F1 以上でなければならない。

高強度鋼の溶接部の基準強度は、wF1＝F1＝550N/mm^2 注)とする。ただし、巨大地震（L3）に対する耐震性能評価手法に用いる基準強度は、wF2＝min(F2、wYS’)とする。

（その他）

高強度鋼以外の鋼材の許容応力度は、現行基準に従う。

（解説）

F1 を YS’と 0.7TS’ 注)の小さい方の値としているのは、各種荷重に対して通常の鋼材と同じような安全性を確保するための１つの便法である。ただし、L3 を考慮することは、新構造建築物に特有な検証であるため、弾性限である降伏応力度の規格下限値までとれるものとしている。

F1 を許容応力度の基準強度とした場合に、この応力に対応する多数回の繰り返し加力試験において、部材端部等にもひずみ集中がほとんど無く、また荷重－変形関係が線形範囲内であることが確かめられている（参考資料 2-A　参照)。また、F2 に対応する応力に対しても、荷重－変形関係が概ね線形範囲であることが確かめられている。

現状の溶接材料では、溶接部の降伏応力度が、鋼材の降伏応力度よりも小さくなることが想定される。この場合には、鋼材よりも溶接部が先に降伏することになる。このため、溶接部の許容応力度の基準強度は、wYS’≧F1 という条件付きで、F1 にすることとしている。ただし、L3 については、F2 と wYS’の小さい方を基準強度としてよい。

高強度鋼の溶接は、一般に管理が難しいため、現場溶接は避けることが望ましい。やむを得ず現場溶接する場合には、生ずる応力が小さい位置で行うものとする。

注）平成２１年３月時点での暫定値である。

３．荷重・外力

３．１　評価用地震動

評価用地震動は、解放工学的基盤位置における地震動として定義し、適用する地震応答評価手法に応じて時刻歴波形又はその応答スペクトルとして規定する。

３．１．１　解放工学的基盤における地震動の設定

評価用地震動は、下記（１）に示す２つの地震動の種別の考え方に基づいて設定する。なお、地震動のレベルとしては、（２）に示す３つを考慮する。

（１）地震動の種別

① 当該新構造建築物の建設地点に固有に定められる地震動（以下、建設地点に固有な地震動とし、S（サイトスペシフック）種地震動と略記）

② 建設地点に拠らずに全国一律に定められる地震動（以下、標準的地震動とし、G 種地震動と略記）

（２）発生頻度による地震動のレベル

現行基準に定められる「稀に発生する地震動」（以下、L1 地震動）及び「極めて稀に発生する地震動」（以下、L2 地震動）の二つに加え、当該新構造建築物の建設地点周辺の地震環境に基づき想定される最大級の地震動（以下、L3 地震動）を考慮する。

ここで、現行基準に従い、L1 地震動は G 種地震動として、L2 地震動は G 種地震動に加えて必要に応じて S 種地震動として設定する。また、L3 地震動は、原則として S 種地震動として設定するが、S 種地震動が定められない場合には、G 種地震動として設定することができる。

（解説）

(1)評価用地震動の種別

建築物を計画する建設敷地周辺の地形･地質環境を併せた地震学的な見地から評価される地震環境より想定される建設地点に固有な地震動（すなわち、ソーススペシフックでかつサイトスペシフィックな地震動：以下、S 種地震動と略記）と、我が国において一律に設定される地震動（ここでは、標準的地震動と呼称：以下 G 種地震動と略記）の二つの評価形態の地震動が想定される。

第一の S 種地震動の設定方法には、建設地点周辺に存在が確認される地震を発生させる可能性のある断層の位置、断層長さ、アスペリティの位置・大きさ、応力降下量等の断層パラメータを設定して地震動を推定する方法（断層モデル法（詳細法））、または断層長さから想定される規模（マグニチュード）と建設地点から震源までの距離をパラメータとして地震動を推定する方法（距離減衰式法（簡易法））がある。前者の断層モデル法では、時刻歴応答解析に直接に用いることができる地動加速度の時刻歴波形を陽な形で作成することができる(以下､(5)のS1算定法によるS1種地震動)。後者の距離減衰式法では、地震のパラメータ（地震のマグニチュード）と震源と建設地点との位置関係のパラメータ（建設地点から震源域までの距離）に基づいて想定される地震動の強さとスペクトル表示による周波数域地震動特性が算定される（以下、(5)の S2 算定法による S2 種地震動)。この、S2 種地震動は位相特性、時間確定関数を設定することにより周波数領域におけるスペクトル表示より時間領域における波形に変換することができる。断層モデル法による地震動としては、文部科学省地震調査研究推進本部地震調査委員会ならびに（独）防災科学研究所による公開ウェブサイトに公開されている波形データがある他､内閣府中央防災会議による波形データが公開されている。さらに、大阪府による上町断層帯による地震動評価、愛知県による三の丸波形評価等の地方自治体による想定地震に対する地震動波形が計算されている。

第二の G 種地震動は、設計用地震動としての概念に基づく地震動と位置付けられる。地震動特性は、加速度応答スペクトル等のスペクトルによる表示による。具体的には、現時点では平成 12 年建設省告示第 1461 号（以下、告示第 1461 号）に準拠し、解放工学的基盤位置に同告示により定められるスペクトル形状による地震動とする。

(2)評価用地震動のレベル

評価用地震動としては、L1 地震動、L2 地震動並びに L3 地震動の三種を設定する。この三種は、発生する頻度に応じる地震動であるが、その大きさ（レベル）にも対応している。ここで、L1 地震動、L2 地震動は、告示第 1461 号で規定される「稀に発生する」、「極めて稀に発生する」地震動とする。L3 地震動は、原則として、地点周辺の地震環境の評価に基づくソーススペシフック・サイトスペシフィックな地震動（S 種地震動）として算定する。ただし、この算定が困難な場合は、建設地点周辺に想定される地震動の大きさを勘案し、設計者がその係数の大きさに十分な検討を加えた上で、告示第 1461 号で規定される解放工学的基盤位置で定められるスペクトル（標準的地震動（G 種地震動）のスペクトル）による地震動を係数倍して L3 地震動として定めることもできる。

(3)地震応答評価に用いる評価用地震動

性能評価における地震応答評価（４．２節）に用いる評価用地震動は、下表に示す種別の地震動とする。

表 3.1-1　地震応答評価に用いる評価用地震動の種別

地震動のレベル	地震応答評価手法	
	時刻歴による手法（精算手法）	応答スペクトルによる手法（簡易手法）
Ｌ１	Ｇ*1	Ｇ
Ｌ２	Ｇ*1	Ｇ
Ｌ３	Ｓ1*2 を原則とし、その算定が困難な場合はＳ2*3 またはＧ*4 によってよい	Ｓ2*5 またはＧ*6 による

*1 位相特性および時間確定関数を設定し、スペクトルにより規定される地動特性の周波数域の特性を変換して算定される時刻歴波形。

*2 断層モデル法により、建設地点に固有に評価される地震動の時刻歴波形。

*3 距離減衰式法により、スペクトルの形で建設地点に固有に評価される地震動を、位相特性および時間確定関数を設定して変換して算定される時刻歴波形。

*4 標準的地震動のスペクトル（以下、標準的スペクトル）を、地震調査研究推進本部地震調査委員会による「全国を概観した地震動予測地図」（http://www.jishin.go.jp：参照）等により評価されている建設地点に予測される地震動の強さを勘案して標準地震動を係数倍した地震動を、位相特性および時間確定関数を設定して変換して算定される時刻歴波形。

*5 距離減衰式法により、建設地点に固有に評価される地震動のスペクトル。

*6 標準的スペクトルを、地震調査研究推進本部地震調査委員会による「全国を概観した地震動予測地図」等により評価されている建設地点に予測される地震動の強さを勘案して標準地震動を係数倍して算定する地震動のスペクトル。

(4)L3 地震動のレベル

L3 地震動に対し、地震応答評価の対象となる建築物の弾性時 1 次固有周期から地震応答における最大固有周期までの周期帯域における応答（擬似速度応答）スペクトル強度の平均的な大きさの、L2 地震動のそれに対する比を算定しておく。ここで、地震応答における最大固有周期は、“時刻歴による手法（精算手法）”では各層ごとに復元力の骨格曲線と最大応答層間変形から求められる割線剛性を用いて求められる周期を（本指針では、主体構造については弾性範囲内を応答許容条件としているので、概ね弾性時 1 次固有周期に相当する）、“応答スペクトルによる手法（簡易手法）”では参照するモード（1 次モード）の最大応答点に対応する割線剛性から評価される周期より定め

る。

(5) 評価用地震動の作成方法

解放工学的基盤における評価用地震動の作成の流れを図 3.1-1 に示す。

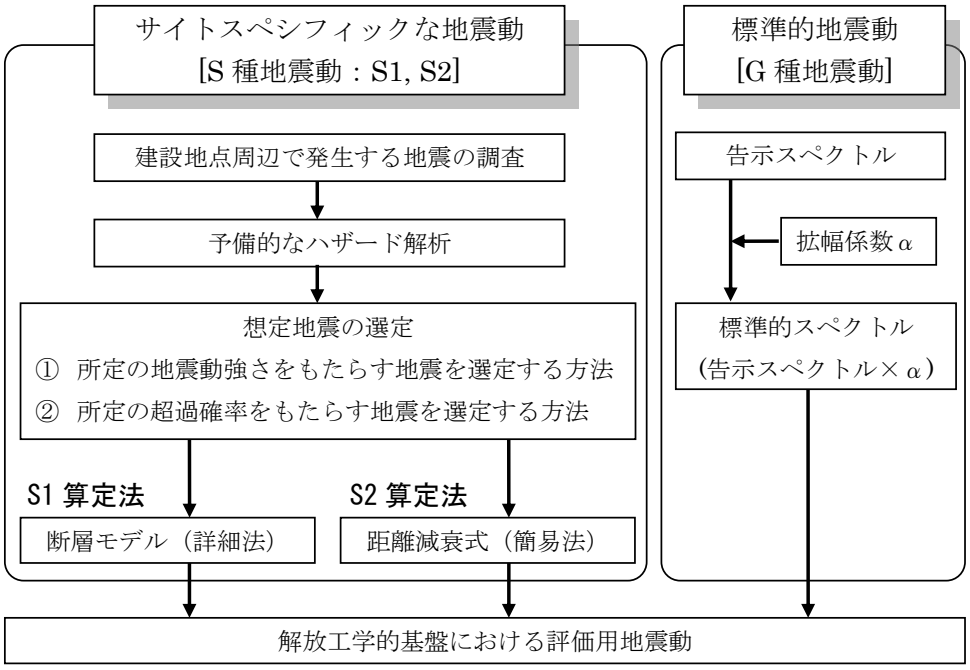


図 3.1-1　評価用地震動の作成方法

(a) 断層モデルに基づく作成法（S1 算定法）

時刻歴応答解析が必要な重要度の高い建築物については、断層モデルに基づいて地震動を作成する。

地震動を作成する手順は、次の通りである。

（ⅰ）解析地点周辺の地震環境の調査
（ⅱ）予備的な地震ハザード解析
（ⅲ）断層モデルで地震動を評価する想定地震の選定
（ⅳ）解放工学的基盤における強震動シミュレーション

各ステップの概要を以下に示す。

（ⅰ）解析地点周辺の地震環境の調査

地震の生起確率を算定するために、歴史地震に関する資料として、地震の発生年、位置、マグニチュードの情報を、活断層に関する資料として、活動間隔の平均値と変動係数、最新活動時期の情報を収集する。

また、想定地震の断層破壊のシナリオを設定するために、微小地震の震源位置やメカニズム解、地殻変動の情報を収集する。

（ⅱ）予備的な地震ハザード解析

解析地点周辺の地震環境の調査結果と地震動強さの距離減衰式を用いて、地震ハザード曲線を算定する。また、断層モデルで地震動を評価する想定地震を選定するために、各地震の寄与率、すなわち、地震ハザード曲線上である地震動強さをもたらす各地震の発生頻度を、その地震動強さをもたらす全部の地震の発生頻度で割った値も求める。

（iii）断層モデルで地震動を評価する想定地震の選定

予備的な地震ハザード解析の結果をうけて、想定地震をすべて選定する。このとき、所定の地震動強さをもたらす地震を選定する方法と、所定の超過確率をもたらす地震を選定する方法が考えられる。

前者の場合、解放工学的基盤で所定の地震動強さとなる地震のうち、寄与率の大きな地震を選ぶことになる。後者では建築物の耐用年限を考慮し、耐用年限内の超過確率がα%となる地震動強さ(たとえば計測震度)をもたらす地震のうち、寄与率が比較的大きな地震を選ぶことになる。超過確率 α%の値は、建築物の重要度に応じて適宜判断する。

なお、予備的な地震ハザード解析を行わないで、先験的な情報から、建築物の耐用年限中に発生が予想される地震を選定することもできる。この場合の考え方などは文献 1)に示されており、参考になる。

（iv） 解放工学的基盤における強震動シミュレーション

断層破壊のシナリオを設定するとともに、それに基づいた断層モデルを作成したうえで、選定された想定地震による強震動を予測する。また、地震ハザード解析のために、各シナリオの生起確率を算定する。予測地震動の生起確率は、各断層破壊のシナリオの生起確率である。断層モデルを用いた波形合成法では、用いる要素波の種類により様々な手法が提案されており、その概要を図 3.1-2 に示す[2)]。断層モデルの作成および強震動評価手法については、文献 3）により、特性化震源モデルの設定および解放工学的基盤までの計算方法としてまとめられているので、それぞれ参考資料 3-A 及び 3-B に示す。また、強震波形の作成法がガイドブックの形式でまとめられている[4)]。

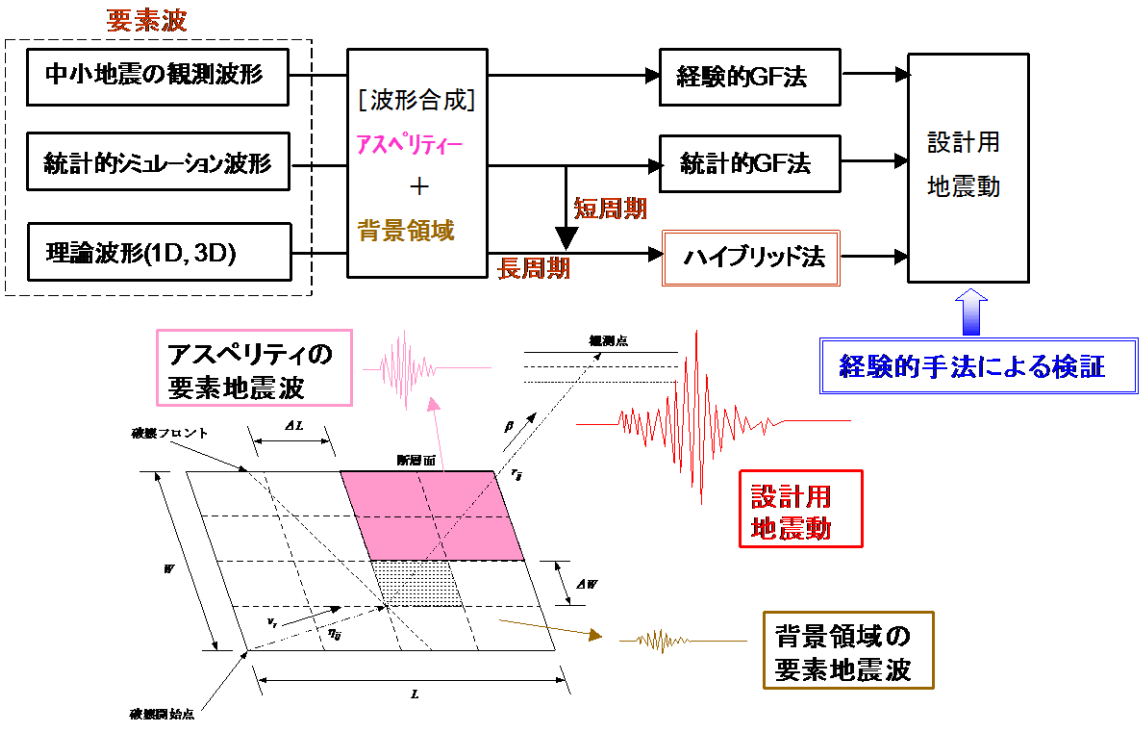


図 3.1-2　断層モデルに基づく強震動評価法のバリエーション[1)]

(b) 距離減衰式に基づく作成法（S2 算定法）

時刻歴波形が必ずしも必要とされない場合は、上記(iv)にて断層モデルを用いる代わりに距離減衰式に基づいて解放工学的基盤の応答スペクトルを評価することも可能である。

従来の距離減衰式は地震規模と震源距離の 2 つのパラメータで表現される場合が多かったが、

図 3.1-3 に示すように新たなパラメータを導入し、観測記録をより忠実に再現する方向にある[1)]。例えば、地震のタイプ(地殻内、プレート境界、スラブ内)や、断層タイプ(逆断層、正断層など)の違いを反映した式、震源の深さもパラメータにした式が提案されている[5)]。

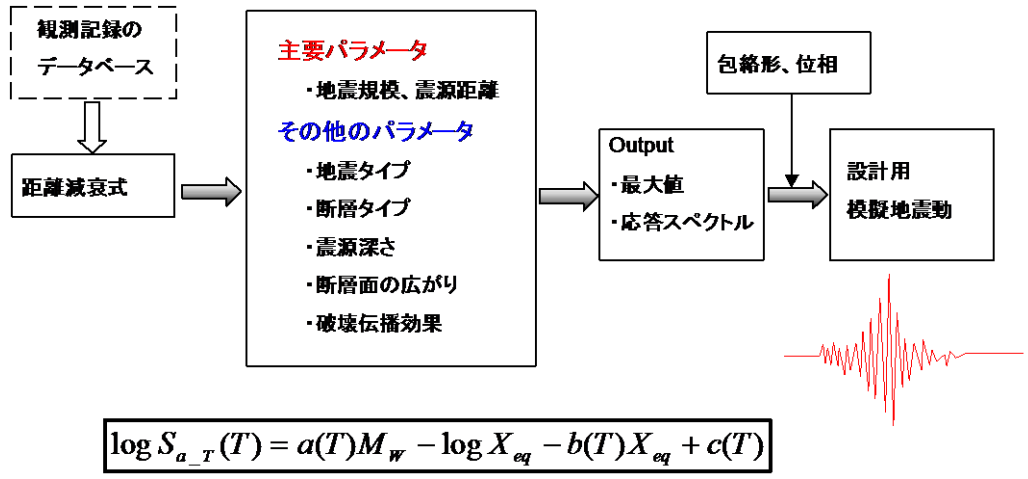


図 3.1-3　距離減衰式に基づく強震動評価法のバリエーション[1)]

日本国内を対象とし、上述の新たなパラメータを導入した最近の距離減衰式として、内山・翠川[6)]、片岡・他[7)]、Kanno *et al.*[8)]の提案式などが挙げられる。ここでは内山・翠川[6)]の提案式を例にとり、その概要を示す。他の距離減衰式については、文献 3)にまとめられている。

内山・翠川[6)]の提案式は、国内で発生した 52 地震 3198 記録（2003 年十勝沖地震まで）を対象とし、以下の距離減衰式を提案している。

$$\log SA = a \cdot M_w + b \cdot x + g + d \cdot D + c \tag{3.1-1}$$

$$g = \begin{cases} -\log(X+e) & (D \le 30km) \\ 0.4\log(1.7D+e) - 1.4\log(X+e) & (D > 30km) \end{cases} \tag{3.1-2}$$

$$e = 0.006 \cdot 10^{0.5Mw} \tag{3.1-3}$$

ここで，SA：　5%減衰加速度応答スペクトル（周期 0.02-5 秒）
Mw：モーメントマグニチュード
X：　断層最短距離(km)
D：　震源深さ(km)
a，b，c，d：回帰係数。具体的な値は原論文 6)参照

距離減衰式の作成に用いたデータの範囲は以下のとおりである。距離減衰式の適用に際しては、基になったデータの範囲内に限ることが望ましい。

・震源：5.5≦Mw≦8.2，D≦120km（Mw：モーメントマグニチュード，D：震源深さ）
・距離：X≦300km（X：断層最短距離）
・地盤：Vs30=500m/s 程度（Vs30：地表から深さ 30m までの平均 S 波速度）

(c) 標準的スペクトル

上記の S1 または S2 算定法は、震源を具体的に設定して評価する。一方、そのような方法を

評価用地震動の設定に適用し難い場合には、標準的地震動[G]によって設定してもよい。

標準的地震動[G]は、平成 12 年建設省告示第 1461 号に規定される解放工学的基盤での加速度応答スペクトル（告示スペクトル）に基づくものである。すなわち、稀な地震動（L1）の解放工学的基盤における減衰定数 5%の加速度応答スペクトル $S_A(T)$ は次式で定められる。

$$S_A(T)=\begin{cases} 64+600T & , \quad T\le 0.16 \\ 160 & , \quad 0.16<T\le 0.64 \\ \dfrac{102.4}{T} & , \quad 0.64<T \end{cases} \qquad \text{単位；cm、秒} \qquad (3.1\text{-}4)$$

極稀な地震動（L2）は、(3.1-4)式を 5 倍したスペクトルである。

レベル L3 の解放工学的基盤における応答スペクトルを、極稀な地震動の告示スペクトルに拡幅係数 α を乗じて設定する。時刻歴波形は、そのスペクトルに適合するように作成する。

拡幅係数 α の設定において地表における計測震度を指標とする場合には、以下を参考にすることができる（参考資料 3-C　参照）。

① 解放工学的基盤における極稀な地震動の計測震度は 5.6 程度と考えてよい。

② 地盤種別が 2 種程度の表層地盤における震度の増分 ΔI（=地表震度-基盤震度）と拡幅係数 α の関係の目安を次に示す。

$$\Delta I=-0.125\cdot\log(\alpha)+0.364 \qquad (3.1\text{-}5)$$

上記の関係を用いると、表層地盤による増幅を考慮した地表地震動の計測震度が例えば 6.5 となる解放工学的基盤における地震動は、極稀な地震動に約 1.8 倍の拡幅係数を乗じる必要があることが分かる。

【参考文献】

1) 加藤研一：シナリオ地震の設定、第 34 回地盤震動シンポジウム、日本建築学会、5-14、2006

2) 建築物の耐震性能評価手法の現状と課題－限界耐力計算・エネルギー法・時刻歴応答解析－、3.2 節・強震動評価とサイト波、日本建築学会、343pp、2009

3) 震源断層を特定した地震動予測地図の説明，分冊 2，地震調査研究推進本部、2006.3

4) 最新の地盤震動研究を活かした強震波形の作成法、163pp、日本建築学会、2009

5) 地盤震動―現象と理論―、6.2 節・距離減衰式のバリエーション、日本建築学会、pp.194-205、2005.1

6) 内山泰生・翠川三郎：震源深さの影響を考慮した工学的基盤における応答スペクトルの距離減衰式，日本建築学会構造系論文集，第 606 号，pp.81-88、2006

7) 片岡正次郎・佐藤智美・松本俊輔・日下部毅明：短周期レベルをパラメータとした地震動強さの距離減衰式，土木学会論文集 A，Vol. 62，No. 4，740-757. 2006

8) Kanno T., A. Narita, N. Morikawa, H. Fujiwara and Y. Fukushima： A New Attenuation Relation for Strong Ground Motion in Japan Based on Recorded Data, *Bull. Seism. Soc. Am.*, 96, 879 -897. 2006

３．１．２　表層地盤の増幅

地震応答評価に用いる評価用地震動（以下、建築物の評価用地震動）は、３．１．１で設定された解放工学的基盤位置における地震動の時刻歴波形又は応答スペクトルに対して、表層地盤による増幅を適切に考慮して定める。

（解説）

工学的基盤に直接支持された建築物を除き、通常の地盤で支持された建築物では、建築物の評価用地震動に表層地盤による増幅を考慮する必要がある。

表層地盤の増幅を評価するためには、3 次元的な地盤構造と非線形挙動を含む材料特性を反映させることが理想的であるが、ここでは実用性の面から多用されている成層地盤の増幅の評価法[8)]について触れる。なお、適切なモデル化等を前提とすれば 3 次元又は 2 次元的な増幅の評価も望ましいが、ここでは特に取り上げない。また、経験的グリーン関数法等により地表面における地震動を直接評価した場合には、建築物の評価用地震動として当該地震動をそのまま利用することもできる。

成層地盤を前提とした表層地盤の増幅の評価として、代表的なものを挙げれば次のようになる。

(a)限界耐力計算の略算法
(b)限界耐力計算の精算法
(c)等価線形化と周波数応答解析による方法
(d)非線形性を考慮した時刻歴応答解析による方法

(a)は平成 12 年建設省告示第 1457 号第 10 第 1 項に掲げられる増幅率を表す Gs のことであり、いわゆる新耐震の振動特性曲線 Rt から解放工学的基盤での加速度応答スペクトルを定める際に用いられた平均的地盤増幅率がもとになっている[9)]。

(b)は解放工学的基盤で加速度応答スペクトルが与えられることを前提として、模擬地震動を作成することなく、評価する方法[10)]を基にしている。主に告示スペクトルに対する検証がなされており、解放工学的基盤での応答スペクトルをサイトスペシフィックなものとして評価する場合の適用性は定かではない。

(c)として代表的なものはプログラム SHAKE[11)]として実務でよく用いられているものである。表層地盤の非線形性は等価線形化によって考慮されるが、その適用範囲としてはひずみで 0.1～1%程度と言われている[12)]。地震動のレベルが大きくなり、それに応じて表層地盤のひずみレベルが大きくなった場合には、等価線形化の影響によって増幅率のピークが鋭く評価され過ぎる傾向などが見られる。

(c)のうち、「周波数応答解析」による方法としては、建築物荷重指針(2004)[13)]での地震動の設定方法が挙げられる。そこでは地震動の設定に（片側）パワースペクトル（密度関数）を用いており、表層地盤の増幅は「せん断波の一次元波動伝播解析による伝達関数」か、簡易評価式によることとされている。伝達関数として等価線形化の考え方を用いれば、SHAKE と同様の解析を行っていることになる。特徴としては応答スペクトルとパワースペクトルとの相互変換が示されていることから、解放工学的基盤での応答スペクトルからパワースペクトルを介することで地表での応答スペクトルを求められ、必ずしも時刻歴波形を必要としないことが挙げられる。

(d)は解放工学的基盤での地震動の時刻歴波形を入力として、地盤の非線形性・履歴特性を時間軸にそって時々刻々と評価しながら解析を行う方法である。

以上の方法を地震動のレベル等に応じた適用性としてまとめると表 3.1-2 のようになる。

(a)についてはもともと告示スペクトルを対象として設定されているものであるため、種別 G の L1，L2 以外に対しては基本的に適用すべきではないが、種別 G の L3 については簡易な評価手法として用いることができることとした。(b)は現行基準と同様に L1 に対しては用いないものとする。また、主に告示スペクトルを前提とした検証結果に基づいていることから、種別 S1 や S2 の場合には用いないこととする。種別 G の L3 についてはひずみが 0.1～1%程度[14)]であることを条件として使

用可能とした。(c)(d)はいずれの種別及びレベルに対しても適用可能としているが、種別 S2 又は G で SHAKE を用いる場合等には地震動の時刻歴波形を適切に生成する必要がある。

表 3.1-2　地震動のレベルと種別に応じた表層地盤による増幅の評価方法の適用性

解放工学的基盤での地震動	レベル	L1	L2	L3		
	種別	G			S1	S2
	地震動の形態	応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ			時刻歴波形	応答ｽﾍﾟｸﾄﾙ
表層地盤の増幅の評価	(a)	○	○	△	－	－
	(b)	－	○	△*1	－	－
	(c)	○*3	○*1*3	○*1*3	○*1	○*1*3
	(d)	○*3	○*3	○*3	○	○*3

*1　等価線形化によるひずみの適用限界は0.1～1%程度と言われている。
　　また、(b)についても適用限界はひずみで1%程度とされている。
*2　評価式において解放工学的基盤でGであることを前提としているため。
*3　解放工学的基盤での応答スペクトルにフィッティングさせた時刻歴波形を作ることが必要
　　((c)ではAIJ荷重指針のスペクトル変換を用いた方法もある。)

なお、液状化のおそれがないことの確認等[14]、表層地盤による増幅を評価する上での前提条件が整っていることを確認することはいうまでもない。

【参考文献】

8) 入門・建物と地盤との動的相互作用、6.2 成層地盤の波動解析法、7.4 地盤の非線形解析、pp.130-132、pp.252-260、日本建築学会

9)改正建築基準法の構造関係規定の技術的背景、2.5.5 地表面における地震動、pp.54-64、ぎょうせい

10) 三浦賢治、古山田耕司、飯場正紀：応答スペクトル法による表層地盤の非線形増幅特性の解析法、日本建築学会構造系論文集、第 539 号、pp.57-62、2001.1

11) Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. : SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC72-12, EERC, 1972

12) 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計、３章　地盤物性と地盤応答、pp.51-80、日本建築学会

13) 建築物荷重指針・同解説(2004)、pp.69-70、日本建築学会、2004

14) 2007 年版　建築物の構造関係技術基準解説書、pp.435-445、全国官報販売協同組合

３．１．３　建築物への入力

建築物基礎の地震動（入力地震動）が、自由地盤の地震動と異なることがある。この現象が明らかであれば、違いを考慮して建築物の評価用地震動を３．１．２で定めたものとは別に設定することができる。

（解説）

地震時に建築物基礎の挙動が自由地盤（建築物が無い状態の地盤）の挙動と異なる現象は、動的相互作用効果によるものと考えられている[15]。この相互作用効果は、慣性の相互作用と入力の相互作用に大別される。前者は、建築物に作用する地震力（慣性力）が地盤に伝達されることによって付加振動が生じることによるもので、いわゆるスウェイ・ロッキングモデルによって評価することができる。後者は、地盤に比べて剛な基礎の存在によって自由地盤の震動が拘束されて基礎の挙動が異なるもので、基礎入力動の問題とみなされている。本項の建築物への入力は、後者の基礎入力動に関するものである。すなわち、自由地盤で設定された地震動から基礎入力動を求めて、それを

地震応答解析モデル（基礎固定またはスウェイ・ロッキングモデル）への入力である評価用地震動とすることを説明している。

基礎入力動が自由地盤の挙動と異なる現象は、自由地盤の地震動が基礎の各位置で位相差があると考えて説明されている。

一つは、平面的に位相差がある地震動の考え[16,17]であり直接基礎などの平面的拡がりが対象である。この基礎に対して図 3.1-4 に示す斜め入射波や表面波が水平方向（図 3.1-4 では X 方向）に伝播する場合を考える。Y 方向に振動して伝播する SH 波では、ある円振動数 ω における自由地盤地表地震動の振幅 U_{GL} に対する基礎入力動の振動 U_{fY} は次式で表わせる。この場合、ねじれ入力動も生じる。

$$\frac{U_{fY}}{U_{GL}} = \frac{\sin(a_o)}{a_o} \quad , \quad a_o = \frac{\omega L}{2V_x} \tag{3.1-6}$$

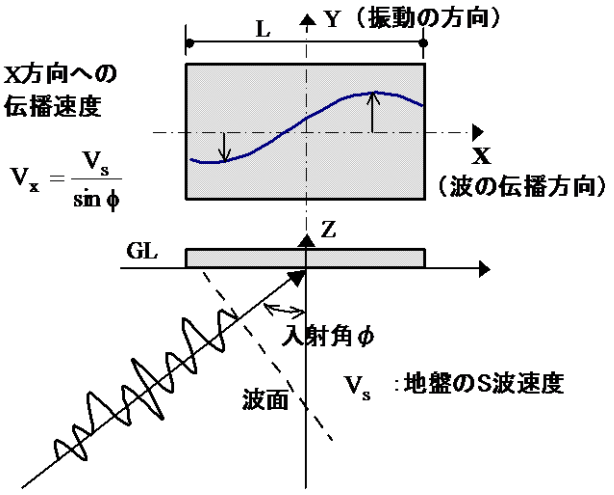


図 3.1-4　直接基礎に斜め入射する地震動（SH 波）

他に地盤の不均質性による位相のランダム性に着目して基礎入力動の説明を試みた例[18]もある。もう一つは、埋め込みがある基礎が対象で、鉛直伝播する深さ位置で位相差がある地震動を考える。図 3.1-5 に示す自由地盤の地震動 Ug(Z)を考慮すると、基礎入力動 Ufh は次式で表わせる[19]。この場合、回転入力動も生じる。

$$\frac{U_{fh}}{U_{GL}} = \frac{K_{bs} \cdot U_g(D)/U_{GL} + K_{ws} \cdot \overline{U}_{gw}/U_{GL}}{K_{bs} + K_{ws}} \tag{3.1-7}$$

ここで、K_{bs} と K_{ws} はそれぞれ基礎底面全体と側面全体の相互作用ばね、$\overline{U}_{gw}$ は U_g(Z=0～D)の平均である。深さ方向の地盤地震動の位相は $U_g(Z) = U_{GL} \cdot \cos(\omega Z / V_s)$ と表せるので、(3.1-7)式の関係には地震動の波長（$2\pi Vs/\omega$）の影響が大きく、(3.1-6)式と同様に波長（周期）が長いと比はほぼ 1 である。この埋め込みの相互作用効果は、(3.1-7)式とはやや表現が違うが限界耐力計算にも考慮されている（平成 12 年建設省告示第 1457 号）。

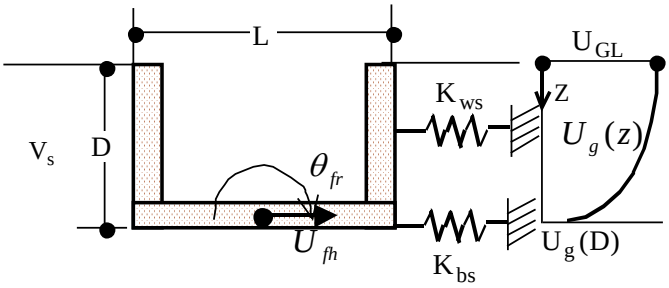


図 3.1-5　埋め込み基礎と鉛直伝播する地震動

直接基礎については、山原[16]が 1968 年十勝沖地震の余震観測記録について考察しており、基礎入力動が自由地盤より小さくなることから入力損失と称した。また、表面波の伝播による効果と考えられる常時微動観測結果について検討された研究[20]もある。

埋め込み基礎（地下階）の観測例[21]を図 3.1-6 と図 3.1-7 に示す。この建築物は免震構造であり比較的に慣性の相互作用の影響は小さいと考えられるので、図 3.1-7 のスペクトル比は(3.1-7)式に相当する入力の相互作用（基礎入力動）の影響が大きい。埋め込みがある平屋建築物でも同様の検討が行われている[22]。

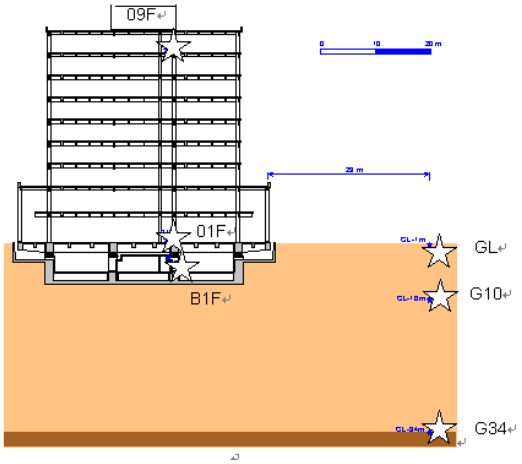


図 3.1-6　地下階がある免震構造建築物の地震観測（星印）

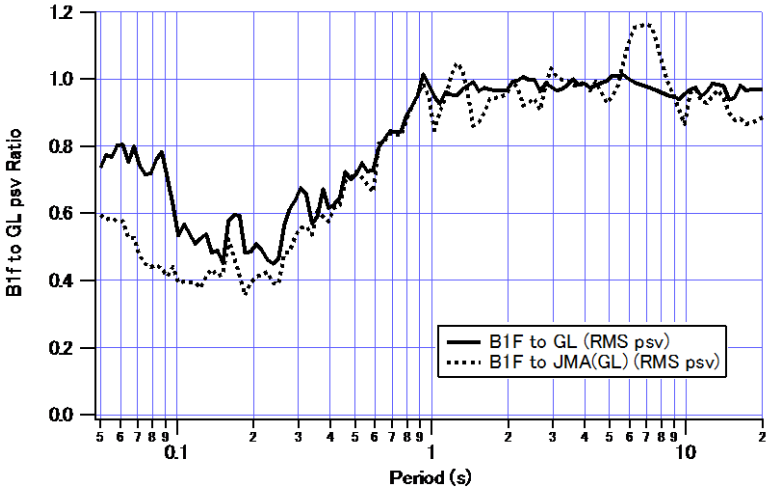


図 3.1-7　自由地盤地表に対する基礎部観測記録のスペクトル比（B1F/GL）
:「JMA」は同敷地での気象庁の GL 観測記録に対する比

以上の基礎入力動が自由地盤地表地震動よりも小さくなってくる周期は、上記の説明から分かるように基礎の規模や地震波の伝播速度に依存するが、図 3.1-7 の例からも分かるように、比較的大規模な基礎であっても、通常、1 秒程度以下の短周期領域である。

【参考文献】

15) 入門・建物と地盤との相互作用、日本建築学会、1996
16) 山原：地震時の地動と地震波の入力損失（第 1 報)、日本建築学会論文報告集、第 165 号、1969
17) 井口：Input earthquake motion to structure and response analysis with consideration of the size, 第 3 回日本地震工学シンポジウム、1970
18) 松島：空間的に変化する地震動のスペクトルと対応する地盤-基礎系の伝達関数、日本建築学会論文報告集、第 232 号、1975
19) 建築物荷重指針・同解説(2004)、7 章地震荷重、日本建築学会、2004
20) 森清、深澤、吉江、北村、藤田、浅野、安田：微振動測定に基づく免震建物の入力損失に関する検討、日本建築学会技術報告集、第 23 号、2006
21) 鹿嶋、大川、小山: 釧路地方気象台と釧路地方合同庁舎との地震動の特性、日本建築学会大会学術講演梗概集、2001
22) 安達、渡辺、引田、宮本：地盤の非線形性を考慮した低層建物の入力損失効果の検討、第 12 回日本地震工学シンポジウム、2006

３．２　その他の荷重・外力

建築物の評価用地震動以外の荷重・外力については現行基準によることとし、極めて稀に発生する積雪荷重・暴風に対しても安全上支障がないことを確認する。

（解説）

建築基準法によると、荷重・外力は発生頻度により、日常的に作用する荷重、稀に発生する荷重、極めて稀に発生する荷重の 3 段階に分けられ、それぞれ長期許容応力度、短期許容応力度、終局耐力で検討することになる。すなわち、常時荷重による長期許容応力度検討が使用性能を、稀に作用する荷重（積雪・風荷重では 50 年再現期待値、中地震動）による短期許容応力度検討が修復性能を、極めて稀に作用する荷重（積雪・風荷重では 500 年再現期待値、大地震動）による終局耐力検討が安全性能を検証することになる。現行の建築基準法施行令では、すべての建築物に対して考慮しなければならない荷重・外力として、①固定荷重、②積載荷重、③積雪荷重、④風圧力、⑤地震力の 5 種類をかかげ（第 83 条）、それぞれの荷重・外力の発生頻度と大きさの関係を表 3.2-1 に、また荷重・外力による建築物の各部に生じる応力を表 3.2-2 に示す組み合わせにより求めるよう（第 82 条の１の二、同条の 6 の二）、規定している。

表 3.2-1　設計用荷重と発生頻度

計算法[*1]	長期に生じる力	短期に生じる力	―
計算法[*2]	日常的に作用する荷重	稀に作用する荷重	極めて稀に作用する荷重
固定荷重	実状による	―	―
積載荷重	建築基準法の規定	例えば引越し荷重	―
積雪荷重	50 年の発生確率 99% 0.7*S*	50 年再現期待値 *S*	500 年再現期待値 1.4*S*
風荷重	年最大期待値 居住性の検討	50 年再現期待値 *W*	500 年再現期待値 1.6*W*
地震荷重	―	中地震動 0.2*K*	大地震動 *K*

[*1]　保有水平耐力計算など　　[*2]　限界耐力計算

表 3.2-2　応力の組合せ

計算法[*1]		長期荷重	短期荷重	―
計算法[*2]		日常的に作用	稀に作用	極めて稀に作用
設計法		長期許容応力度	短期許容応力度	終局強度
常時		*G*+*P*	―	―
積雪時	一般	*G*+*P*	*G*+*P*+*S*	*G*+*P*+1.4*S*
	多雪区域	*G*+*P*+0.7*S*		
暴風時	一般	―	*G*+*P*+*W*	*G*+*P*+1.6*W*
	多雪区域	―	*G*+*P*+0.35*S*+*W*	*G*+*P*+0.35*S*+1.6*W*
地震時	一般	―	*G*+*P*+0.2*K*	*G*+*P*+*K*
	多雪区域	―	*G*+*P*+0.35*S*+0.2*K*	*G*+*P*+0.35*S*+*K*

[*1]　保有水平耐力計算など　　[*2]　限界耐力計算

・ここに、*G* : 固定荷重、*P* : 積載荷重、*S* : 積雪荷重、*W* : 風荷重、*K* : 地震荷重

・建築物の実況に応じて、土圧、水圧、震動、衝撃による外力も考慮する（第83条）

荷重・外力は、それぞれ性質が異なっており、また地域によって、あるいは地形その他の周囲の環境条件、建築物の形状、規模、さらに地盤との関連を含めた建築物自身の反応のしかたなどによって建築物への作用が異なり、個々の建築物ごとに支配的な荷重が異なるので、それぞれの特性を

よく理解して取り扱わなければならない。荷重・外力の設定は、構造設計のもっとも基本的な行為のひとつで、荷重・外力の大きさ次第で、部材断面が異なり、建築物の構造基本性能が決まる。荷重設定が適切でなければ，そのほかの計算をいかに綿密に行っても、事故や被害を免れることができなくなる。

長期荷重時の架構応力の算定法として、完成時の建築物の架構モデルに長期荷重を作用させる方法で求める場合が多い。この方法では、施工のプロセスに応じて加わる固定荷重を一度に加えることになるため、実際の架構の応力状態と異なる値になる。特に、超高層建築物や柱に高応力度を許容する高強度鋼を使用した建築物では、解析方法による違いが大きくなるので、施工のプロセスに応じた架構応力も設計に際しては考慮する。

４．性能評価

４．１　性能評価項目とランク

性能評価項目は、柱や梁など主要構造部材より成る構造躯体（ダンパーを含む。）のほか、非構造部材（外壁、内装材、ドア、等）、設備（設備機器、給排水管、等）、什器、及び避難行動難度とする。

(1) 構造躯体（ダンパーを含む。）

高強度鋼により構成される柱や梁など主要構造部材は、弾性範囲で使用する。
ダンパーは、その性能に応じて、許容される変形・耐力・エネルギー吸収能力の範囲内で使用するほか、ダンパーの接合部について十分な剛性・耐力を確保する。

（解説）

高強度鋼による柱や梁部材は許容応力度以下（例えば、軸力の生じない梁部材では降伏曲げモーメント My 以下）の範囲に留まることを確認する。

(2) 非構造部材

非構造部材のランクは次のとおりとする。ランク３となることが予想される場合には、脱落・崩落を生じないようフェールセーフ等の措置を講じることとする。

ランク	１（無損傷）	２（機能維持）	３（要修復）
状態	損傷せず、美観やその他の機能（遮音・吸音、遮風、、断熱等）を維持する。	一部の部品等に軽微な変形やすべり等が生じるが、美観やその他の機能をほぼ維持する。	部品等に変形やすべり等が生じ、美観やその他の機能が損なわれ、修復を要する。

＜外壁、内装材＞

ランク	１（無損傷）	２（機能維持）	３（要修復）
接合部等	許容耐力以内	一部で許容耐力を超える	－
変形角	限界変形角*1 以内の 75%以内	限界変形角*1 以内	－

*1 種類（プレキャスト、ALC 版、等）や支持方法（固定、ロッキング、等）に応じて設定

＜天井＞

ランク	１（無損傷）	２（機能維持）	３（要修復）
振れ止め	許容応力度以内		－
すべり	許容耐力以内	－	－

＜ドア＞

ランク	１（無損傷）	２（機能維持）	３（要修復）
変形角	許容変形角以内	一部で許容変形角を超える*1	－

*1　避難経路や日常的に開閉するものを除く。

（解説）

非構造部材についても無損傷（ランク１）又は機能維持（ランク２）を目標とすることを原則とするが、建築物又はその部分の機能や重要度によっては地震後に修復を要する状態（ランク３）になることも許容される場合がある。特に要修復（ランク３）となる場合には非構造部材の脱落、崩落、転倒等を生じないようフェールセーフ等の措置を講じることで、安全性を確保する。

非構造部材については、主に慣性力と強制変形角に対して検討を行う。

慣性力に対しては文献 1)と同様に非構造部材及びその接合部等が許容応力度以下であることを確認する。慣性力は建築物の各床の最大加速度に非構造部材の応答倍率を適宜考慮して算定する場合が多いが、懐の深い（吊り長さの長い）天井などでは地震時の構造躯体との共振を避けるように配慮されるべきで、各床の揺れ方を反映した評価方法が望ましい[2)]。本指針(案)では非構造部材に生じる慣性力の評価のため、フロアレスポンススペクトルの簡易な評価方法についても示している（次節参照)。

強制変形角については非構造部材の設置状況を考慮して構造躯体の層間変形角を適切に割り増した変形角に対して非構造部材の損傷の程度を把握する。

なお、慣性力と強制変形角の検討はそれぞれ独立に行う。

【参考文献】

1) 非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領、日本建築学会、2003.1
2) 例えば、西山功：天井、４．非構造部材の耐震設計・施工の要点、pp.144-151、建築技術、2006.9

(3) 設備

設備のランクは次のとおりとする。ランク３となることが予想される場合には、脱落・崩落を生じないようフェールセーフ等の措置を講じることとする。

ランク	１（無損傷）	２（機能維持）	３（要修復）
状態	損傷せず､給排水等の機能を維持する。	一部の部品等に軽微な変形等が生じるが、機能をほぼ維持する。	部品等に変形等が生じ、機能が損なわれ、修復を要する。

＜設備機器および取り付け部＞

ランク	１（無損傷）	２（機能維持）	３（要修復）
設備機器	許容振動範囲以内	一部で許容範囲を超える*1	－
取り付け部	許容耐力以内	一部で許容耐力を超える*1	－

*1　避難等に関わる設備、重要な設備を除く。

＜配管等＞

ランク	１（無損傷）	２（機能維持）	３（要修復）
配管	変位抑制（耐震支持）	一部で変位が大きくなる	－
立て配管	許容変形角以内	許容変形角以内	－

（解説）

設備機器や配管等については文献 3)を参考に評価を行う。

設備機器としては水槽、ボイラー、空調機等の多様なものが挙げられ、設備機器自体の耐震性（揺れに対する機能維持の程度）は個別に異なるため、設置される設備機器の種類等に応じて判断する。取り付け部としてはアンカーボルト、基礎、頂部支持材等が挙げられ、慣性力によって生じる力が許容耐力以内であることを確認することが基本となる。

配管については耐震支持を行うことで軸直角方向の過大な変位を抑制する[3)]。また立て配管については構造躯体の層間変位に対して追従するように配慮する。

【参考文献】

3) 建築設備耐震設計・施工指針 2005 年版、日本建築センター、2005.5

(4) 什器

什器の滑動・転倒・落下に対するランクは次のとおりとする。ランク３となることが予想される場合には、居住者の安全性を確保するための対策を施すこととする。

ランク	１（無損傷）	２（機能維持）	３（要修復）
状態	ほとんど全ての什器が、滑動・転倒・落下しない。	一部の什器が、滑動・転倒・落下する。	多くの什器が、滑動・転倒・落下する。

（解説）

什器については原則として無損傷（ランク１）又は機能維持（ランク２）を目標とする。地震動のレベルが L3 となる場合等で、什器の固定等を行ってもやむを得ずランク３以上となる場合には什器の散乱被害をある程度想定した上で、居住者の安全性を確保するための対策を施すこととする。

什器のランクの判定は、以下のいずれかによる。

(a) 過去の被害経験等を踏まえたマクロ的評価に基づく方法

(b) 家具の転倒等に関する各種判定式に基づく方法

(c) 時刻歴応答解析に基づく方法

(a)のマクロ的評価に基づく方法は、建築物室内に存在する個々の什器の種類と配置又は什器の外形等の仕様を特定することなく、過去の地震被害経験等を踏まえ、床応答加速度の最大値等に応じて、什器の滑動・転倒・落下のランクを判定するものである。

(b)の各種判定式に基づく方法は、室内に存在する個々の什器の地震時安定性を、各種判定式(判定図を含む)を用いて判定した結果に基づき、最終的に部屋全体として予想される散乱被害等を勘案して、什器の転倒・滑動・落下のランクの判定を行うものである。

(c)の時刻歴応答解析に基づく方法は、室内に存在する個々の家具をモデル化して時刻歴応答解析を行い、部屋全体の散乱被害を予測した上で、什器の転倒・滑動・落下のランクの判定を行うものである。

以上３つの方法と、ランク３以上となる場合の対策の詳細は参考資料 4-A に示す。

(5) 避難行動難度

避難行動難度のランクは次のとおりとする。ランク３となることが予想される場合には、居住者の安全性を確保するための対策を施すこととする。

ランク	１　（安全）	２（やや危険）	３（危険）
状態	やや乱れるが滞りなく行動できる。	乱れるが滞りなく行動できる。	かなり乱れ滞りなく行動できない。

（解説）

居住者の避難行動難度は、原則として危険とならないランク１又はランク２を目標とするが、地震動レベルが L3 となる場合等でやむを得ずランク３となる場合には、什器の場合と同様、居住者の避難行動の困難さを想定した上で、居住者の安全性を確保するための対策を施すこととする。

避難行動難度のランクの判定は、図 4.1-1 の判定図表による。また、図 4.1-2 には参考として居住者の不安度に関する判定図表（参考資料 4-B 参照）を示す。

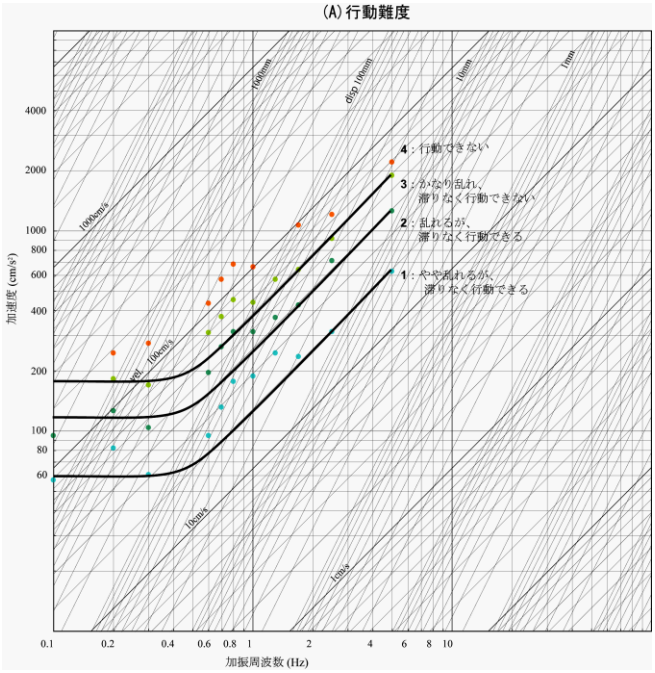


図 4.1-1　調和加振に対する行動難度

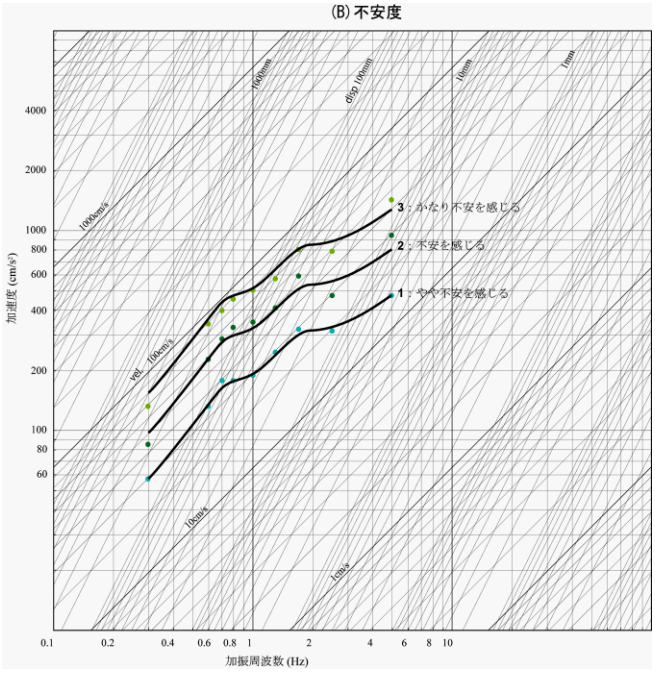


図 4.1-2　調和加振に対する不安度

４．２　地震応答評価手法

性能評価項目に対応した地震時における応答量（変形、加速度、等）を評価する。
地震応答評価手法は、
　　時刻歴による手法（精算手法）
　　応答スペクトルによる手法（簡易手法）
の２種とする。

（解説）

地震応答評価手法は「時刻歴による手法（精算手法）」と「応答スペクトルによる手法（簡易手法）」とに大別されるが、前者によることを基本とする。

L1 から L3 までの 3 段階に対して、地震応答値として最大層間変形角、部材の最大変形・応力（度）のほか、履歴型ダンパーの累積変形、非構造部材や人間の感覚・避難行動難度評価に用いるためのフロアレスポンスを算定することを基本とする。

計算は主に地上部分を対象に行う。この場合、地下及び基礎については地上部分に発生する応力等を考慮して適切に設計するものとする。また液状化についても検討を行い、危険性が高いと判断される場合には地盤改良等を施すこととする。

柱や梁部材のモデル化は特殊な部材を用いる場合を除き、通常の構造力学による理論値を用いてよい。また、柱梁接合部についても特殊な接合部で半剛接となるような場合を除き、剛接合と仮定してよい。

横補剛等の座屈防止に有効な措置が取られており、構造解析上の仮定が成立することは別途確かめる必要がある。

柱や梁部材を弾性に留めることを前提としているが、降伏が梁先行型であること等、建築物全体としてのリダンダンシーを確保することが望ましい。

４．２．１　適切な解析モデルの設定

対象建築物を構成する柱や梁など主要構造部材より成る構造躯体（ダンパーを含む。）を適切にモデル化する。ここで、ダンパー設置のためのガセットプレート等により柱や梁の可撓長さが短くなることで、応力状態等が変化する場合があることに留意する。

（解説）

柱や梁など主要構造部材より成る構造躯体（ダンパーを含む。）に生じる応力・変形等の評価を行う場合には、対象建築物を適切にモデル化することが一定の評価精度を確保する上で重要となる。本指針(案)で主な対象としているダンパーを有する制振構造について、モデル化に当たっての留意事項を解説する。

(1) 骨組モデル

ダンパーの制振効果や主架構（ダンパーを含まない。）の性状を適切に評価するためには、ダンパーおよびダンパー設置のための支持材のモデル化に加えて、主架構に対してもダンパー設置のためのディテールを反映した部材の剛性評価や断面の塑性化位置の設定などに配慮することが重要である。

(1-1) 変位依存型ダンパーのモデル化

鋼材ダンパーや摩擦ダンパー等は、変位のみに依存して力を発揮するという仮定でモデル化を行うことが一般的である。鋼材ダンパーは、塑性化部およびそれを主架構に接続するための支持部を適切にモデル化する。塑性化部については鋼材の力学特性に応じて適切な弾塑性履歴特性を設定し、支持部はその変形を弾性ばね等で表現して塑性部と直列に配置する。摩擦ダンパーについても支持部の扱いは同様である。

(1-2) 速度依存型ダンパーのモデル化

速度依存型ダンパーの代表的なものとしてはオイルダンパー、粘性ダンパー、粘弾性ダンパーがある。時刻歴解析用のモデルでは主に速度に依存するダンパー部およびそれを主架構に接続するための支持部を適切にモデル化する。製品化されているシリンダー型のオイルダンパーや粘性ダンパーは内部剛性を有するので速度に依存して力を発揮するダッシュポットに対して直列に弾性ばねを結合してこの影響を考慮する。

（1-3）主架構のモデル化

主架構のモデル化にあたっては、ダンパー設置のために主架構の柱梁接合部や梁中間部等に設けられるガセットプレートやスチフナ等により､柱や梁の可撓長さが短くなることで､応力状態、剛性、破壊形式等が変化しうることに留意し、柱や梁の剛域を延長し塑性化位置を適切な位置に設定する等、工夫したモデル化を行う。

ダンパーの設置形式として、ブレース型、シアリンク型、間柱型、壁型、トグル型、などの多様な形式があり、それぞれの形式に応じたモデル化を行う必要がある。

(2)時刻歴による場合の簡易振動モデル

時刻歴解析モデルは建築物の性状や確認したい内容などによってさまざまな選択肢があり、モデル全体の構成として立体モデル、擬似立体モデル、平面モデルの選択肢、構成要素として部材構成モデル、せん断棒モデル、等価曲げせん断棒モデル、等価架構モデルの選択肢があり、必要に応じて組み合わせて振動モデルを構築することができる[1)]。

これまでは静的解析は立体部材構成モデル、時刻歴解析は等価せん断棒モデルや等価曲げせん断棒モデル[2)]などの簡易モデルによって行なわれることが主流であったが、近年ではコンピューターの演算処理能力の向上により、立体部材構成モデルにより時刻歴解析を行うことが容易となり、手間のかかる等価せん断棒モデルや等価曲げせん断棒モデルなどの簡易モデルへのモデル化を避け、立体部材構成モデルによる時刻歴解析が好まれる傾向がある。さらに近年の建築デザインや構造システムの多様化により、簡易モデルでは動的挙動を表現しきれないケースも増えている。

しかしながら、偏心の少ない整形な建築物や、建築物全体としては不整形であっても整形な平面架構の集合体からなる場合などには建築物全体や架構を簡易なばね系モデルで振動解析モデルを構築し、一定の精度を確保した時刻歴解析を行なうことは可能である。ただし、制振建築物の場合には、簡易モデル作成時に特に制振ダンパーの効果を過大評価しないように配慮することが重要である。速度依存型ダンパーの場合には、速度に比例して力を発揮するため、制振ダンパーとその周辺主架構の力のやり取り、制振ダンパーに作用する力の反力は架構が担うという部分を動的に表現するための工夫がなされたモデルでなければならない。履歴型ダンパーの場合には、ダンパーを含めて層や架構全体を１つの弾塑性ばねに置換できるが、ダンパーの各種応答量を得るためには分離する方が望ましい。

具体的には、以下のような簡易モデル置換法が挙げられる。参考資料 4-C では②を実現する一つの方法を示している。

① 制振ダンパーを設置する架構、あるいは設置周辺架構は骨組モデルでモデル化し、その他の部分はせん断棒モデルなどの簡易モデルにモデル化する(図 4.2-1)。

② 制振ダンパーが架構内に設置される影響を考慮したせん断棒モデルを用いる(図 4.2-2)。

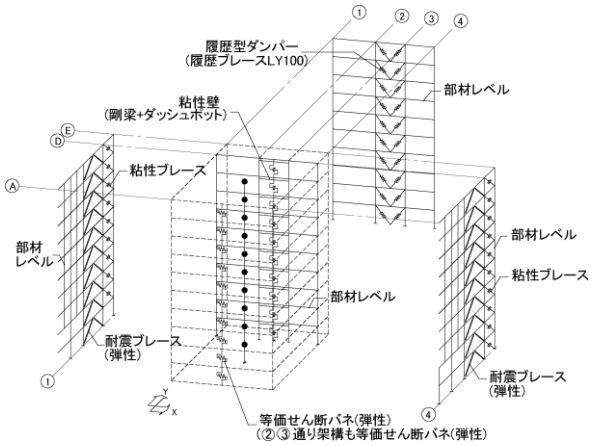


図 4.2-1　骨組と簡易モデルの併用

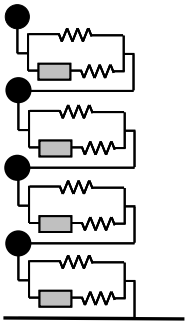


図 4.2-2　せん断棒モデル

【参考文献】

1）北村春幸：性能設計のための建築振動解析入門，彰国社，2002.9

2）和田　章，岩田　衛，清水敬三，安部重孝，川合廣樹：建築物の損傷制御設計，丸善，1998.9

４．２．２　時刻歴による手法

(1) 適用範囲

全ての対象建築物に適用可能とする。

(2) 地震応答評価

解析条件を適切に設定し、建築物の性能評価用地震動に対する応答を時刻歴応答解析により求める。構造躯体については最大応力、最大変形、累積変形、吸収エネルギー等を確認する。また、非構造部材、什器、避難行動難度の評価のため、床応答加速度についても算定する。

（解説）

対象建築物の振動特性等に応じて、時間刻み、初期粘性減衰、等の解析条件を適切に設定する。

構造躯体に関する応力、変形等のほか、床応答加速度を時刻歴波形や最大値などで出力し、非構造部材や什器等の評価に用いる。

４．２．３　応答スペクトルによる手法

(1) 適用範囲

高さが 60m 以下の対象建築物に適用可能とする。

（解説）

本指針(案)では後述するように参照モードで捕捉できない挙動すなわち高次モードの影響を考慮した評価を行うが、時刻歴による手法を基本とすることからも、現行基準における限界耐力計算と同様に、適用範囲を高さ 60m 以下とする。また多層建築物を前提とした評価法であるため、大スパン・大空間構造などで多層建築物とは異なる挙動となる場合には時刻歴による手法を用いることとする。

応答スペクトルによる手法を用いる場合には、特定層崩壊を防止し、全体が 1 次モード的な変形をするように強制できる（地震時に矯正できる）構造を目指し、本手法が成立しやすいような構造として設計されていることが重要である。

また地震応答は元来ばらつきを有するものであるため、応答スペクトルによる手法を用いる場合でもその点に留意する。(参考資料 4-D 参照)

(2) 地震応答評価

Pushover 解析を援用した１自由度系への縮約と応答スペクトルによる評価は基本的に限界耐力計算と同じとし、高次モードの影響を考慮する。
また、非構造部材、什器、避難行動難度の評価のため、床応答加速度（最大値又はスペクトル）を算定する。

（解説）

Step 1：解析モデルの設定

４．２．１で示したように適切な解析モデルを設定する。偏心が大きい場合（偏心率 0.15 以上を目安とする。）には、立体解析モデルを作成する。

Step 2：Pushover 解析結果を用いた 1 自由度系(SDOF)の設定

Pushover 解析に用いる外力分布は、1 次刺激関数に基づくもの又は限界耐力計算における Bsi(又は Bdi)による。高さ方向に層の剛性が急変する場合（剛性率 0.6 以下を目安とする。）や偏心が大きい場合には MAP(Mode Adaptive Pushover)解析によることとする。

Pushover 解析結果から 1 自由度系(SDOF)を設定する方法は限界耐力計算と同じとする。

Step 3：SDOF の等価周期と減衰による低減の設定

SDOF の等価周期は、限界耐力計算と同様に Sa-Sd 上での最大応答点（と仮定した点）の割線剛性から評価する。

履歴型ダンパー付制振構造の減衰による応答低減の評価には、いくつかの方法がある。詳細は参考資料 4-E 参照されたい。

Step 4：SDOF の応答値の算定

Step3 の等価周期と減衰による低減を用いて評価用地震動を表す応答スペクトルから SDOF の最大応答値を算定する。Step3 で仮定した最大応答点とずれが生じる場合には、繰返し計算により収斂させて応答点を求める。

Step 5：各層、各部材の応答値の算定

Pushover 解析結果と SDOF との対応関係から参照モード（1 次モード）に対する応答を求めた上で、高次モードの影響を考慮して各層、各部材の応答値を算定する。高次モードの具体的な評価方法を参考資料 4-F に示す。

履歴型ダンパーの累積変形（履歴吸収エネルギ）については、評価用地震動の継続時間を適切に仮定することにより、参考資料 4-G に示す方法で評価する。

偏心が大きい場合には参考資料 4-H に示す方法によってねじれ振動の影響を考慮して応答値を算定する。

Step 6：フロアレスポンスの算定

地震時の慣性力に対する非構造部材の応答評価等のため、各床の絶対加速度応答を評価する。評価方法は次の 2 種とする。

[A]床応答絶対加速度スペクトル

[B]床応答最大絶対加速度

応答スペクトルによる手法では必ずしも地震動の時刻歴波形が設定されないが、参考資料 4-I に示す方法により[A]を評価することができる。[B]は Step5 における高次モードの考慮方法に準

じて評価を行う。

Step 7：非構造部材等の応答値の算定

層間変形やフロアレスポンスをもとに、非構造部材、什器等の応答を算定する。

Step 6 の[B]に基づいて非構造部材等の応答を評価する場合には、[B]の最大加速度に適切な非構造部材等自体の応答倍率を乗じて慣性力等を算定する。

なお、非構造部材のうち在来工法天井を対象とした設計方針や設計例を参考資料 4-J に掲載しているので参考とされたい。

４．３　性能の表示

４．２による地震応答評価の結果から性能評価項目ごとに状態やランクを表示する。

（解説）

地震動に対する性能評価項目ごとのランクを設計者が評価し、表示する。

表 4.3-1 は地震応答評価の結果を一覧として示した例である。地震動のレベルに応じて状態やランクを示すとともに、許容値に対する割合や対策等を合わせて表示している。

表 4.3-2 は性能マトリクス[1)]による表示の例である。

表 4.3-1　地震応答評価の結果の一覧の例

	性能評価項目		地震動のレベル		
	部位	応答	L1	L2	L3(≒ 1.7*L2[*1])
構造躯体	柱・梁	応力	弾性	弾性	弾性(90%)[*2]
	ダンパー	最大変形	弾性	許容変形内(40%)[*2]	許容変形内(80%)[*2]
		最大応力	許容内	許容内(50%)[*2]	許容内(75%)[*2]
		エネルギー吸収	－	許容範囲内(30%) [*2]	許容範囲内(60%)[*2]
非構造部材	外装､内装材	強制変形角	1	1	1
	外装､内装材の接合部等	応力	1	1	2[*3]
	天井	応力、すべり	1	－[*4]	－[*4]
	ドア	強制変形角	1	1	2
設備	設備機器	振動	1	2	2
	設備機器取り付け部	応力	1	1	2
	配管	変位抑制	1	1	2
	立て配管	変形角	1	1	2
什器		加速度・速度	1	1	2
避難行動難度		加速度・速度	1	2	2

*1　３章で示した方法により L2 に対する倍率を表示

*2　許容値に対する応答値の割合（参考）

*3　脱落・転倒等を生じない範囲であることを確認

*4　フェールセーフ対策により安全性を確保

表 4.3-2　性能マトリクスによる性能の表示の例

ランク	地震動のレベル		
	L1	L2	L3
1	◎	◎	
2			◎
3			

【参考文献】

1) 例えば、スマート建築構造システムの性能評価ガイドライン、２．２　要求性能マトリックスの構成、pp.Ⅰ-6～Ⅰ-24、建築研究報告、No.141、2004.3

４．４　性能の検査・確認

対象建築物の構造躯体が設計時に想定した性能を発揮できるものとなるよう中間検査、完了検査及び溶接接合部の品質検査等鉄骨架構の製造に係る各種品質検査を適切に実施するほか、モニタリングのためのセンサーを必要に応じて設置し、これらセンサーによる計測データ等を活用することにより、施工時、竣工時及び供用時の各段階において、構造躯体の状態を検査、確認する。

（解説）

(1) モニタリングについて

従来の建築物と同じく、本指針(案)で対象とする建築物においても、中間検査と完了検査、及び、溶接接合部の品質検査等鉄骨架構の適切な製造を担保する各種の品質検査は必須のものである。その上で、本指針(案)では、本指針(案)で求めるより高度な構造性能が、竣工後から継続的に確保、維持されていることを検査・確認できるように、建築物に、モニタリングのためのセンサーを必要に応じて設置すべきことを明記している。また、本指針(案)で規定される高強度鋼部材には、あまり大きな靭性は期待されないため、施工時での架構組立において過度の残留応力が生じると、地震時において脆性的な破壊を誘発する恐れもある。そのために、モニタリングは、原則として施工時にも行い、高強度鋼部材に過度の残留応力が発生しないことを監視できるようにする。

モニタリングは、大きく、グローバル・モニタリングとローカル・モニタリングに分類される[1)]。これらの関係を図 4.4-１に示す。

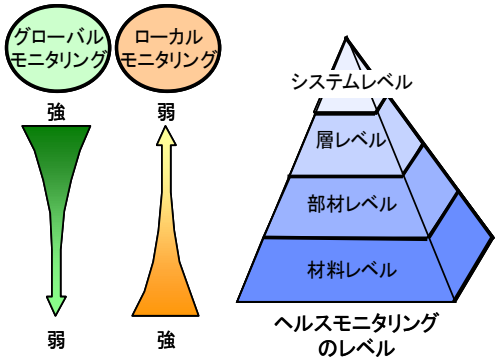


図 4.4-1　グローバル・モニタリングとローカル・モニタリング

グローバル・モニタリングは、局所的な損傷には目を瞑り、建築物全体としての状態に着目するものである。振動モニタリングがこれに該当する。一方、建築物の部位を対象に行われるのがローカル・モニタリングである。これまでに開発されている非破壊試験法の多くはこれに該当する。また、履歴型ダンパーの累積塑性歪をモニタリングするセンサーもこれに該当する。本指針(案)では巨大地震に対しても主架構は弾性とすることを目標とするため、建築物供用期間中に数回発生することが予想されるL1又はそれ以上のL2の地震動に対しては全体的な視点から見れば、建築構造は無損傷に留まると予想される。したがって、本指針(案)で対象とする建築物では、建築物全体の状態から損傷の有無を判断するグローバル・モニタリングよりも、部材の部分的な損傷やダンパーの累積塑性歪等局所的な状態を把握するためのローカル・モニタリングの方が果たす役割は大きいと考えられる。ローカル・モニタリングのより具体的な説明については参考資料4-K を参照されたい。

(2) モニタリングの目的と方法

施工時、竣工時及び供用時の各段階におけるモニタリングの目的と方法を以下に示す。

①施工時

(1)で示した通り、本指針(案)で対象とする建築物においては、施工時での架構組立において生じる残留応力が過大となると、地震時での脆性的破壊をもたらす要因ともなり得る。そのため、このような残留応力が過大なものとならないよう、特に地震時に大きな応力が発生する部分について、残留応力の発生状況をモニタリングする。ひずみを検知できるセンサーが必要となるが、データを収集する便宜上、当然、ワイヤレスであることが望まれる。

②竣工時

建築物が設計時に想定した通りに施工されていることを検査・確認するほか、建築物供用時での建築構造性能の状態変化を把握するための初期値を得ることを目的とする。グローバルな振動モニタリングにより固有周期、初期剛性等を主にモニタリングする。

③供用時

建築物の供用時に行うモニタリングは、一定期間ごとに行う定期モニタリング、地震時直後等臨時に行う非定期モニタリング、及び、地震時に行う状態遷移モニタリングに分類される。一般に、定期モニタリングと非定期モニタリングでは、建築物の耐震性能の低下を損傷の進行として扱い、損傷の時期、場所、程度、状態等を損傷前後での変化量を計測して間接的に評価する。これに対して、状態遷移モニタリングは損傷の進行過程を直接計測して評価する。したがって、前者を間接損傷検出、後者を直接損傷検出と呼ぶことができる。間接損傷検出は定常状態でのモニタリングとなり、直接損傷検出は非定常状態でのモニタリングとなる。間接損傷検出では、センサーを常時設置しておく必要はなく、必要に応じてセンサーを適切な位置に設置すればよい。直接損傷検出では、いつ起こるか分からない地震を待ち続け、トリガー機構により地震発生を感知したら、即座にモニタリングを開始しなければならない。このためセンサーは常時設置しておくものとなり、センサー自体の耐久性に留意する必要が生じる。

【参考文献】

1) 濱本卓司、建築物の耐震性能評価のためのモニタリング技術、計測と制御、第 46 巻、第 8 号、pp. 605-611.

５．維持管理

対象建築物の構造躯体に対しては、想定した性能が発揮されるよう適切な維持管理を行うこととし、維持管理計画に基づく点検により想定した性能が発揮されないと判断された部位等については速やかに交換を行う。

（解説）

本指針(案)では制振構造を対象としているが、本構造の耐震性能は、ダンパーの状態に大きく左右されるので、ダンパー及びその周辺架構の維持管理が特に重要となる。適切な防錆処置を施していれば、常時における腐食等の耐久性に係る問題はほぼ発生しないと考えられるが、供用期間中に数回程度発生する地震及び風に対する場合の累積疲労に対しては注意を要する。これらは４．４節にて、必要に応じて設置することを求めたセンサーにより累積塑性歪等をモニタリングしておき、維持管理計画に基づき定期的にこれらモニタリング結果から得られる実測値が対象とするダンパー等の限界値を超えていないかどうかを点検し、もし、限界値を超えていた場合には、速やかに、当該ダンパー等を交換することとする。

６．評価例

６．１　はじめに

超高層の試設計モデルを対象に、地震応答評価手法として時刻歴による手法(精算手法)を用いた場合の性能評価例を示す。

６．２　試設計モデルの概要

試設計モデルの建築物概要と構造概要は、以下の通りである。

・柱・梁・ブレースともに鉄骨造とし、柱は溶接箱型断面、大梁は溶接 H 形断面、ブレースは H 型断面とする。
・外周 4 面でスーパーフレームを構成し、10 層毎にスーパービーム階を設ける。
・建物頂部に TMD を配した制振構造とする。（ただしストロークの限界や非線形性は無視し、理想化された TMD を想定する。）

図 6.1 にモデルの基準階伏図、図 6.2 にモデルの柱配置図、図 6.3 に構造パースを示す。また、表 6.1 に試設計の結果採用された標準部材の断面リストを、高強度鋼が採用された場合の柱梁接合部標準詳細を図 6.4 に示す。

高強度鋼を用いる場合には、一般に、柱、梁等の断面サイズを縮小し鋼材量を減らすことが可能となる。そのため、高強度鋼を用いることにより柱、梁等の断面サイズが縮小される分、建築物は長周期化する。表 6.2 にモデルの固有周期を示す。なお、柱、梁断面の設計において L3 地震動に対し弾性を保持するため、幅厚比による部材ランクを FC としている。

屋上に設置した TMD の重量は建物総重量のおよそ 0.8%、せん断剛性は建物の 1 次固有周期にチューニングする設定とした。また TMD の減衰は、減衰定数として 10%（線形粘性減衰）とする。

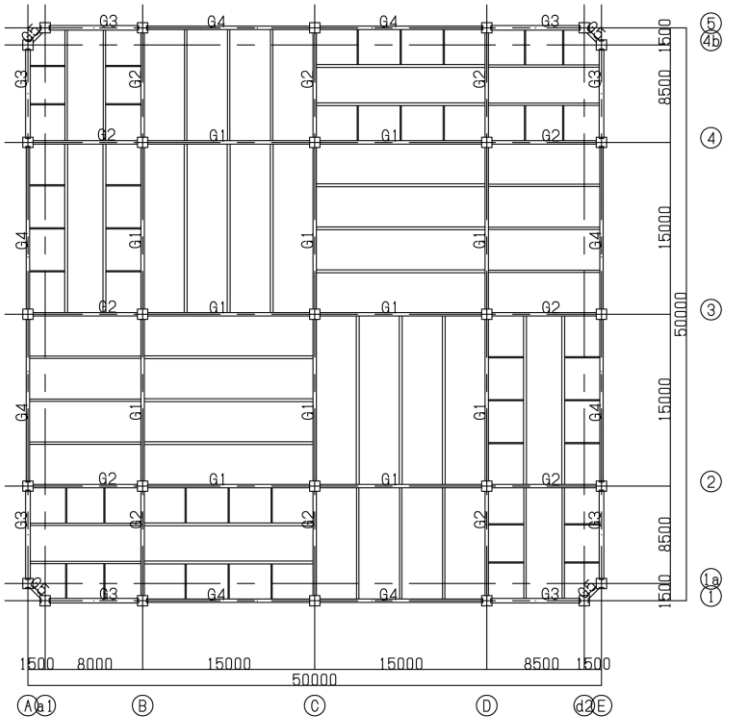


図 6.1　基準階伏図(試設計モデル)

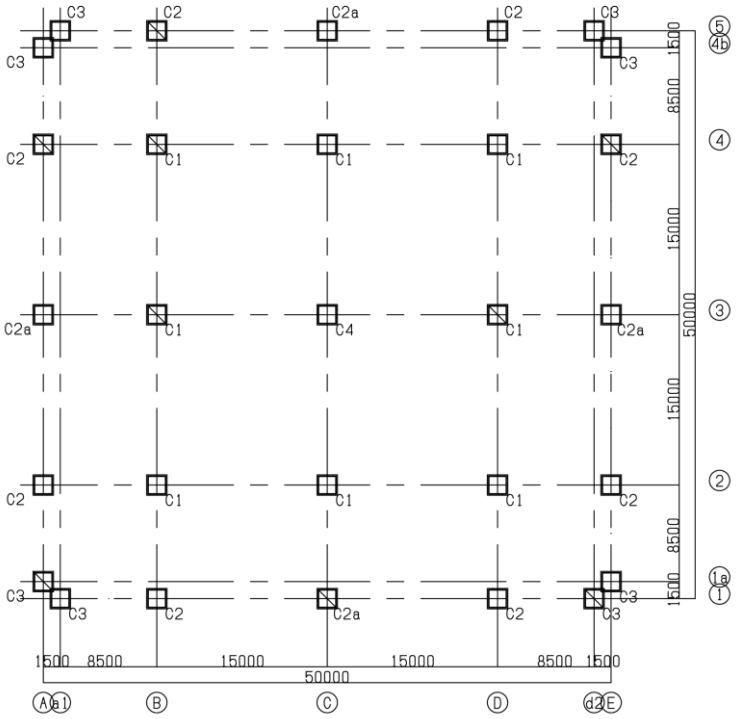


図 6.2　柱配置図(試設計モデル)

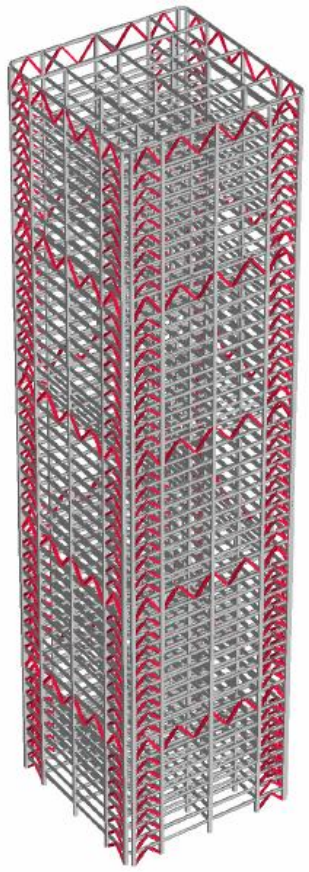


図 6.3　構造パース(試設計モデル)

表 6.1　標準部材の断面リスト

	大梁断面　H形 D × B × tw × tf								柱断面リスト　箱形 D × B × t						ブレース断面　H形 D × B × tw × tf			
	G1				G4				C1			C2a			V1～V5,V1A～V4A			
RF	800	300	16	25	800	400	25	28										
48F	800	300	16	25	800	400	25	28	750	750	28	750	750	28	600	400	25	25
47F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
46F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
45F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
44F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
43F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
42F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
41F	750	300	16	25	750	300	16	22	750	750	28	750	750	28	500	300	19	19
40F	800	300	16	25	800	500	28	32	750	750	32	750	750	40	500	300	19	19
39F	800	300	16	25	800	500	28	32	750	750	32	750	750	40	600	500	28	28
38F	800	300	16	25	800	300	16	22	750	750	32	750	750	40	600	400	22	22
37F	800	300	16	25	800	300	16	22	750	750	32	800	800	32	600	400	22	22
36F	800	300	16	25	800	300	16	22	750	750	32	800	800	32	600	400	22	22
35F	900	300	16	25	900	300	16	22	800	800	32	800	800	32	600	400	22	22
34F	900	300	16	25	900	300	16	22	800	800	32	800	800	32	600	400	22	22
33F	900	300	16	25	900	300	16	22	800	800	32	800	800	32	600	400	22	22
32F	900	300	16	25	900	300	16	22	800	800	32	800	800	32	600	400	22	22
31F	900	300	16	25	900	300	16	22	800	800	32	800	800	32	600	400	22	22
30F	900	300	16	32	900	600	28	45	800	800	36	800	800	50	600	400	22	22
29F	900	300	16	32	900	600	28	45	800	800	36	800	800	50	600	600	28	28
28F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	36	800	800	50	600	400	22	22
27F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	36	800	800	45	600	400	22	22
26F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	36	800	800	45	600	400	22	22
25F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	40	800	800	45	600	400	22	22
24F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	40	800	800	45	600	400	22	22
23F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	40	800	800	45	600	400	22	22
22F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	40	800	800	45	600	400	22	22
21F	900	300	16	32	900	300	16	28	800	800	40	800	800	45	600	400	22	22
20F	1000	300	16	28	1000	650	28	50	900	900	45	900	900	50	600	400	22	22
19F	1000	300	16	28	1000	650	28	50	900	900	45	900	900	50	700	600	28	28
18F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
17F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
16F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
15F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
14F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
13F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
12F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
11F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	45	900	900	50	700	400	25	25
10F	1000	300	16	28	1000	600	28	45	900	900	50	900	900	50	700	400	25	25
9F	1000	300	16	28	1000	600	28	45	900	900	50	900	900	50	700	600	28	28
8F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
7F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
6F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
5F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
4F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
3F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
2F	1000	300	16	28	1000	300	16	25	900	900	50	900	900	50	700	400	28	28
1F									900	900	50	900	900	50	700	400	28	28

表 6.2　モデルの固有周期

1 次固有周期（s）		2 次固有周期（s）		3 次固有周期（s）	
X	Y	X	Y	X	Y
5.74	同左	1.81	同左	1.01	同左

革新材料試設計 柱梁接合部標準詳細

1/30

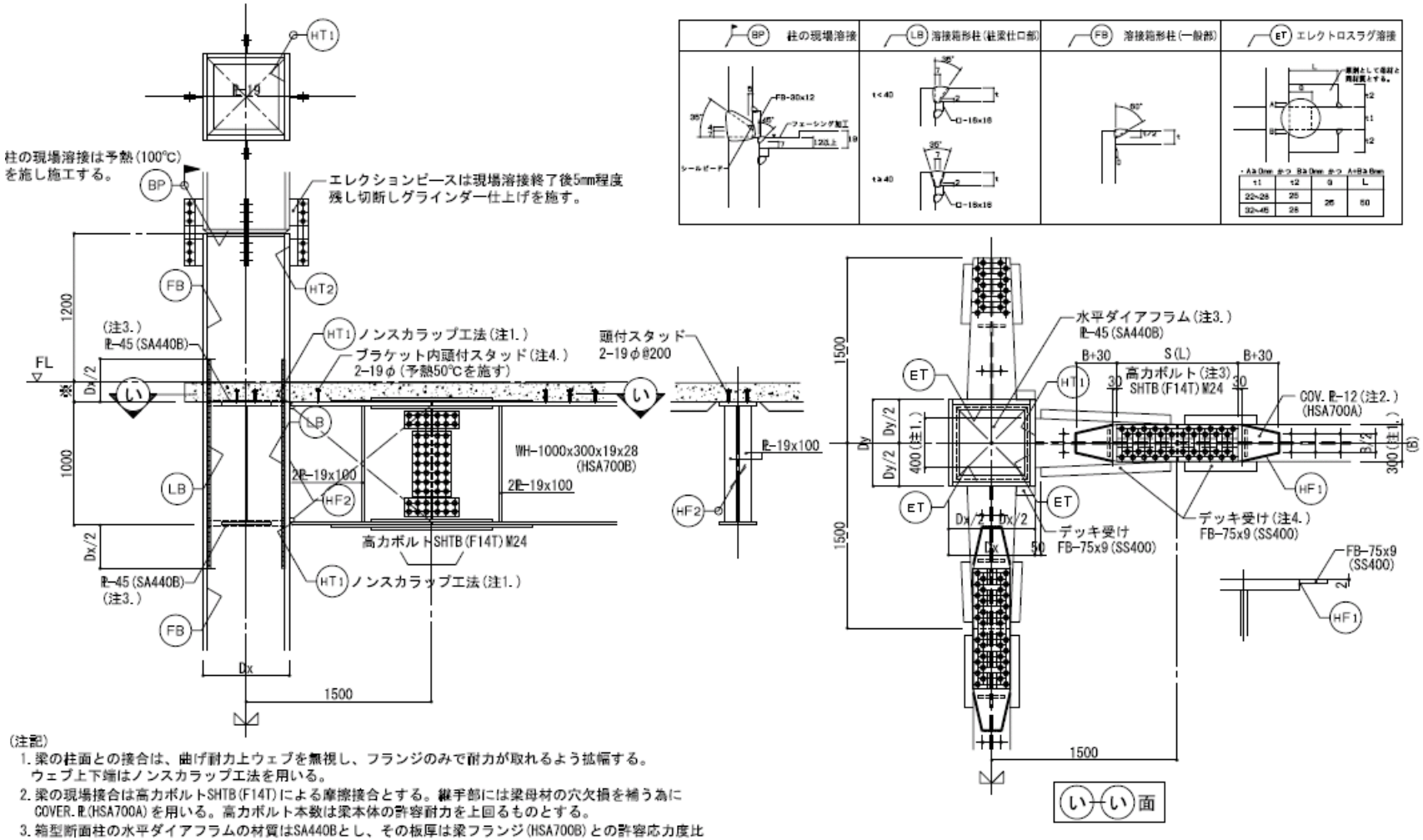


図6.4 柱梁接合部標準詳細図

(注記)

1. 梁の柱面との接合は、曲げ耐力上ウェブを無視し、フランジのみで耐力が取れるよう拡幅する。ウェブ上下端はノンスカラップ工法を用いる。
2. 梁の現場接合は高力ボルトSHTB(F14T)による摩擦接合とする。継手部には梁母材の穴欠損を補う為にCOVER.PL(HSA700A)を用いる。高力ボルト本数は梁本体の許容耐力を上回るものとする。
3. 箱型断面柱の水平ダイアフラムの材質はSA440Bとし、その板厚は梁フランジ(HSA700B)との許容応力度比に見合う増厚を行い、溶接はSA440B材に見合う溶接棒による消耗式エレクトロスラグとする。
4. 梁端部ブラケット部には全長に至るデッキ受けFB-75x9(SS400)を設ける。同箇所の頭付スタッドは予熱(50℃)を施し施工する。
5. 溶接開先基準は、国土交通省大臣官房官庁営繕部監修「公共建築工事標準仕様書」建築工事編平成19年版による。

６．３　設計用クライテリア、評価用地震動の設定等

本指針(案)の主旨に基づき、耐震性能の目標を表 6.3 に示す通りとする。

表 6.3　地震動のレベルと耐震性能の目標

地震動のレベル	対象	高強度鋼
極めて稀に発生する地震動（L2）	構造躯体	建築物に損傷が生じないこと
	非構造部材、設備、什器	主要機能維持
巨大地震動（L3）	構造躯体	建築物に損傷が生じないこと
	非構造部材、設備、什器	限定機能維持

上記の耐震目標に対し、設計用のクライテリアは表 6.4 のように定める。

表 6.4　設計用クライテリア

レベル	項目	高強度鋼
L2	層間変形角	1/100 以下
	層塑性率	1.0 程度以下
	部材塑性率	柱梁ともに 1.0 程度以下
	応答加速度	400gal 程度以下
L3	層間変形角	1/75 以下
	層塑性率	1.0 程度以下
	部材塑性率	柱梁ともに 1.0 程度以下
	応答加速度	500gal 程度以下

また、使用鋼材の基準強度を地震動のレベル L2,L3 に応じて表 6.5 のように定めた上で、部材が表 6.6 に示す許容応力度以内となる設計を目標とする。

表 6.5　使用鋼材、溶接継目の基準強度 F（N/mm²）

鋼材名称	地震動のレベルに応じた基準強度 F 値		備考
	L2	L3	
HSA700B	550	700	柱、梁等の主要部材
SA440B	440	440	箱型断面柱のダイアフラム
SS400	235	－	小梁

表 6.6　使用鋼材、溶接継目の許容応力度（N/mm²）

鋼材種別	長期			地震時		
	圧縮・引張	曲げ	せん断	圧縮・引張	曲げ	せん断
HSA700B	367	367	212	F	F	$F/\sqrt{3}$
SA440B	293	293	169			
SS400	157	157	90.6			

注記：座屈の要因がある部材は、要因の度合いに応じ許容応力度を低減する。

なお、地震応答解析に使用する入力地震動は表 6.7 に示す 3 波を用いる。各波の擬似速度応答

スペクトルを図 6.5 に示すが、検討用地震波の建物 1 次固有周期近傍での応答速度 Sv は、告示八戸×1.5 波で約 120cm/s、WOS－EW3a 波で約 110cm/s、関東地震船橋波で約 150cm/s となり、いずれも L2 を大きく上回る。

表 6.7　地震応答解析に使用した入力地震動

レベル	入力地震動	備考
L3	・告示八戸×1.5 波 ・WOS-EW3a 波 ・関東地震船橋波	・WOS-EW3a 波は釜江氏の作成した想定南海地震における大阪模擬波 ・関東地震船橋波は総プロ地震動分科会の作成した関東地震の船橋サイト再現波

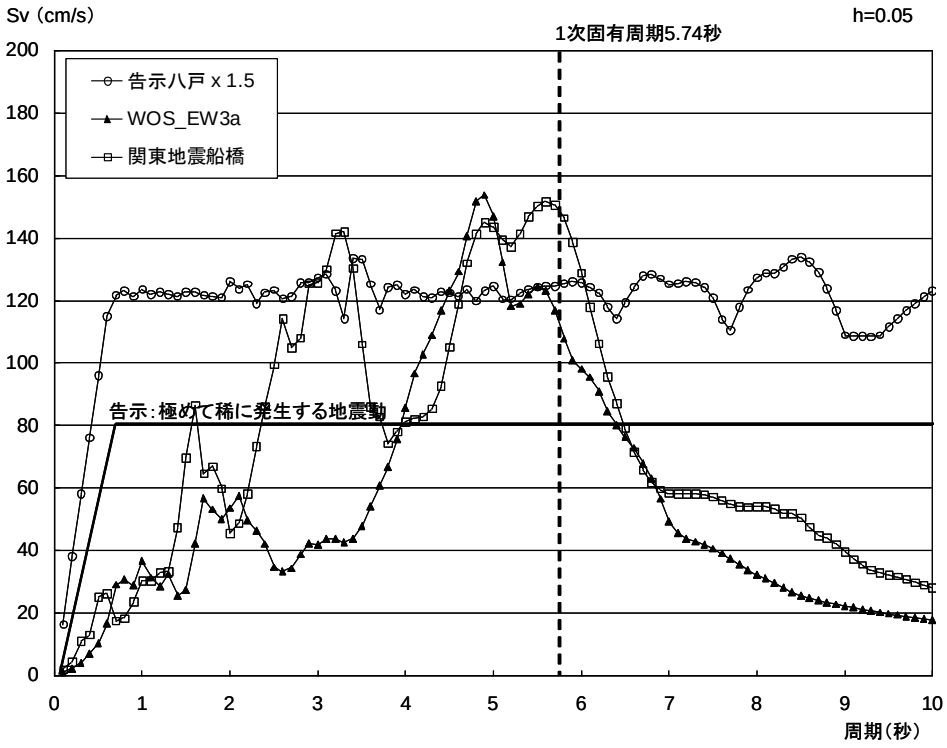


図 6.5　L3 入力地震動の擬似速度応答スペクトル(h=5%)

６．４　地震応答解析結果の概要

L3 地震動 3 波に対する時刻歴応答解析を行った。最大層せん断力分布を図 6.6 に、最大層間変形角分布を図 6.7 に、最大加速度分布を図 6.8 に、塑性率分布を図 6.9 に示す。部材応力が弾性範囲内、層間変形角が 1/75 以下、最大加速度が 500gal 以下となり、目標とする耐震性能を保持していることが確認できた。また建物頂部変位は、図 6.10 に示すようにゆっくりとした揺れが長時間続くことになる。なお、補足検討として、TMD を設置しなかった場合の応答解析結果、上下動を考慮した場合の評価も行った。TMD を設置しなかった場合、弾性範囲内を保持できず、多くの部材が全塑性に到る。また、上下動の影響を簡易的手法により評価したが、一部の大梁が降伏に到る可能性があり、断面増強が必要となることが確認できた。

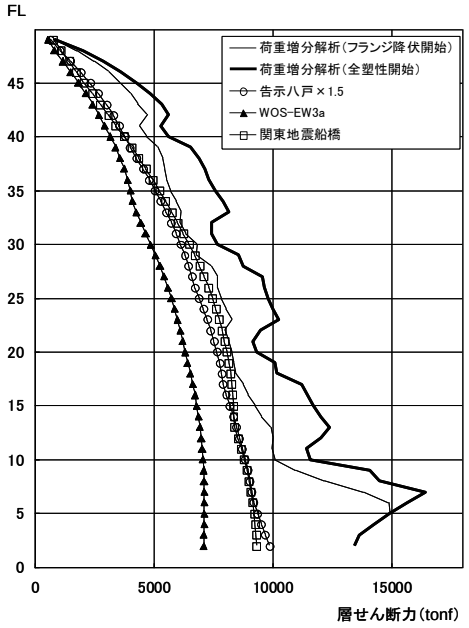


図 6.6　最大層せん断力分布

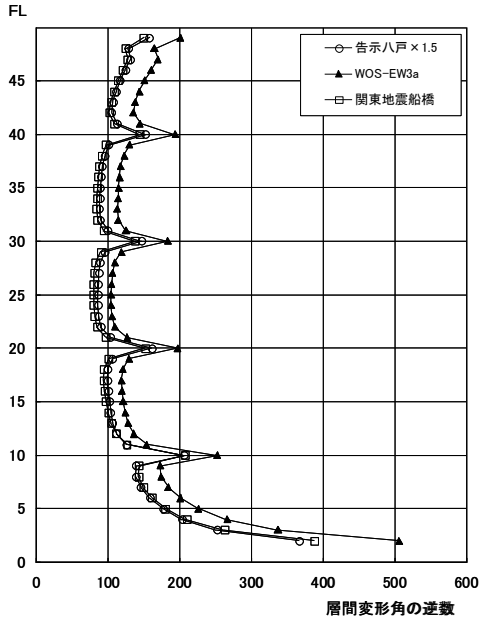


図 6.7　最大層間変形角分布

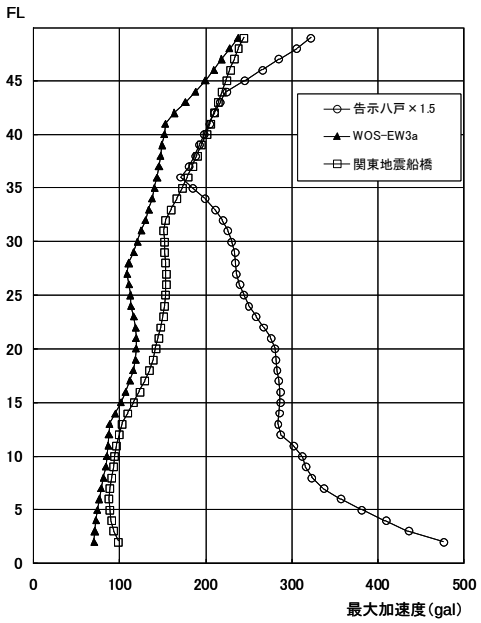


図 6.8　最大加速度分布

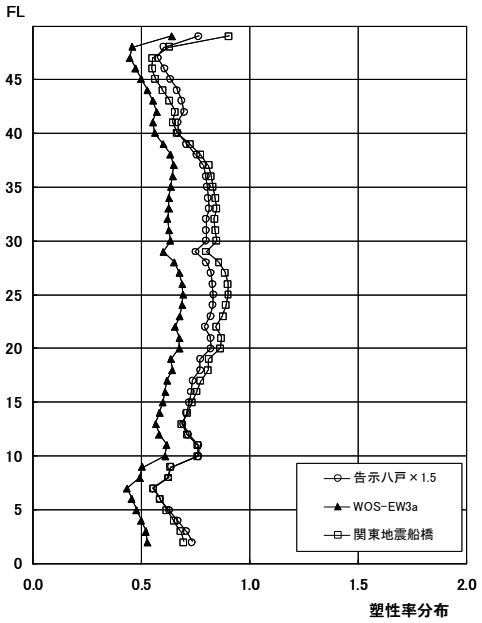


図 6.9　塑性率分布（部材全塑性が起点）

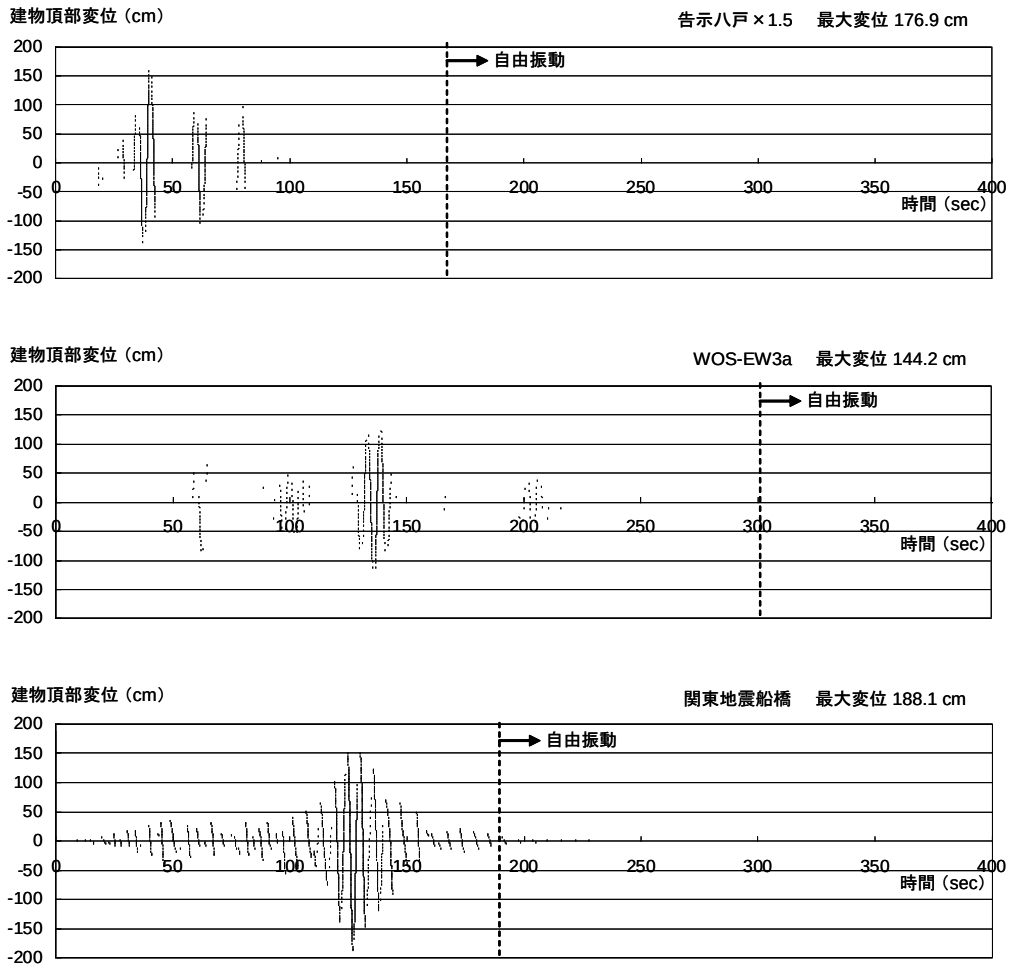


図 6.10　建物頂部の変位応答時刻歴

６．５　性能評価ランク

４．３節に従い、地震応答評価の結果から性能評価項目ごとのランクを表示する。

1）構造躯体

ランク	地震動のレベル		
	L1	L2	L3
1	◎	◎	◎
2			
3			

構造躯体は、L3 地震動に対しても弾性範囲に留まり、性能ランクは全ての場合で 1 となる。上下動を加味した L3 地震動の場合に、一部の部材で降伏歪を超えた挙動となったが、その範囲は全塑性モーメント以下であり、損傷には至っていないと判断された。

2）非構造部材

ランク	地震動のレベル		
	L1	L2	L3
1	◎		
2		◎	
3			◎

外装材は、L3 地震動において層間変形角が 1/75 を下回るので、破損・脱落は生じないが、シール等には損傷が生じるので、地震後の大幅な補修が必要である。L2 地震動に対しては限定範囲での補修となる。

3）設備

ランク	地震動のレベル		
	L1	L2	L3
1	◎	◎	◎
2			
3			

設備機器や配管類の据付は、L3 地震動に対しても床加速度応答値が 500gal を下回ることから、「建築設備耐震設計・施工指針 2005 年版(日本建築センター編)」に準じて据付の設計・施工が行われれば、無被害レベルの性能が確保されている。

4）什器

ランク	地震動のレベル		
	L1	L2	L3
1	◎		
2		◎	◎
3			

L3 地震動の床加速度応答の最大値が 500gal 程度であることから、転倒防止対策が採られていない縦長の什器では転倒のおそれがある。また、キャスター付き家具について、L1、L2 地震動においては滑動が、若干生じる程度と考えられるが、L3 地震動の場合には滑り止めの対策を施さないと、上層階においてはかなりの滑動が生じると予測される。

注）参考として、地震時における什器の挙動を建研式大ストローク振動台により再現した結果を参考資料 6-A に示した。

5）避難行動難度

ランク	地震動のレベル		
	L1	L2	L3
1	◎		
2		◎	◎
3			

本建物の１次固有周期及び床応答加速度から評価すると、L2、L3 地震動に対しては、避難行動はかなり乱れるが、辛うじて行動できる範囲と考えられる。

６．６　高強度鋼を使用することによる建設コストに関する補足的考察

耐震性能向上と高強度鋼の使用がコストに及ぼす影響を検討した。比較のため、本評価例に対し普通鋼の使用を想定した場合の断面設計を別途行っている、普通鋼を使用した場合のモデルは、L2 地震動に対して層間変形角 1/100 以下､層の塑性率 2.0 以下等の耐震性能を目標としたものであり、本評価例のモデルとは大きな性能差がある。コスト評価の概要を以下に示す。

・SN490B,C 材では、　材料費￥160,000/ton、　加工費を含むと￥240,000/ton
・SM570 材では、　材料費￥185,000/ton、　加工費を含むと￥275,000/ton

程度が市場価格であることから、780N/mm^{2}級高強度鋼の単価を次のように仮定する。

・780N/mm^{2}材では、　材料費として￥250,000/ton、　加工費を含むと￥380,000/ton

この設定であれば、普通鋼（SN490B,C 材）に対する高強度鋼（780N/mm^{2}材）の単価は、およそ 1.6 倍と想定できる。試設計では、高強度鋼使用により、81％に減少する鋼材量低減効果があったため、1.6×0.81＝1.30 倍のコスト増加と想定される。なお、超高層建築物の総工費に占める鉄骨工事費が一般的に 18％程度であることを評価すれば、0.18×0.80（主架構のみ）×0.30＝0.04 となる。

以上により、上記の価格設定では、高強度鋼を使用し、L3 地震に対して主要骨組みは弾性にとどめ建築物全体でも無被害とする性能向上を目標にした場合の建設費コスト上昇は､4％程度であるといえる。

６．７　まとめ

高さ 200m 超級の超高層建築物を例にとり、高強度鋼材を使用する試設計を行った結果、L3 レベル地震に対しても主要構造体を無被害とできる高い耐震性能が得られることが確認された。また、普通鋼使用の従来型建築物との建設コストの比較を行ったところ、やや割高となったが、そのコスト上昇程度は、耐震性能の向上に、十分、見合うと判断されるものであった。

参考資料 2-A　高強度鋼を用いた部材・接合部・架構の実験

1. 検討の概要

高強度鋼材 HSA700 による柱梁主架構と鋼材ダンパーを組み合わせた高性能架構を想定し、部材および接合部設計に関し想定される各種のクライテリアの分析および評価を行うことを目的とした実験的検討を行った。高強度鋼材を用いた主架構の課題としては、以下のようなものが挙げられる。

1) 繰返し荷重下の溶接接合部の性能が十分に解明されていない高強度鋼材主架構において、鋼材ダンパーがエネルギー吸収を開始した後大きな層間変形まで弾性域を保ち、安定した繰返し変形性能をもつための柱梁接合部条件の検討。
2) 通常の設計規準において上記性能を確保するための F 値の設定の参考となる実験的データの蓄積。
3) 上記性能を確保するための幅厚比制限の設定。弾性限内での使用を前提とする高強度鋼骨組では、塑性変形能力を期待し得るまでの幅厚比制限は不要となるものと考えられる。
4) 溶接部がクリティカルとならない接合方式の可能性の検討。

上記諸課題に対し、 (1) 高強度鋼 H 形柱とスプリットティーによる乾式接合部に関する実験、(2) ウェブ幅厚比を変化させた高強度鋼 H 形梁材の曲げせん断実験、(3) 高強度鋼角形鋼管－H 形鋼梁接合部に関する実験、(4) 高強度鋼柱梁と鋼材ダンパーを組み合わせた十字架構の繰返し載荷実験を実施した。

それぞれの実験目的および結果について、次節以降に報告する。

なお、高強度鋼 HSA700 の応力－歪関係は各節またはその添付資料中にそれぞれ示すが、溶接材料に関しては下記の特性の溶接材料を共通して用いる。降伏耐力、引張り強さ共に、母材に対しアンダーマッチングとなっている点に注意が必要である。

表 1.1　溶接材料の機械的性質（ミルシートによる）

材質	径(mm)（mm）	0.2%耐力 (N/mm^2)	引張り強さ (N/mm^2)	伸び (%)	吸収エネルギー	
					温度(℃)	(J)
MG-80	1.2	686	780	21	-20	108

2．高強度鋼 H 形柱とスプリットティによる乾式接合部の実験

2.1 はじめに

柱梁接合部での脆性破壊を確実に防ぐための高度な溶接管理を期待できない小規模な中低層鋼構造建築骨組を対象として、スプリットティを介しボルト接合のみによって柱梁接合部を構成する接合詳細(図 2.1)について、その半剛接合部としての性能に関する研究が行われている。本研究では、高強度鋼材を用いてこのような柱梁接合部を構成する場合の力学的挙動を調べることを目的とする。

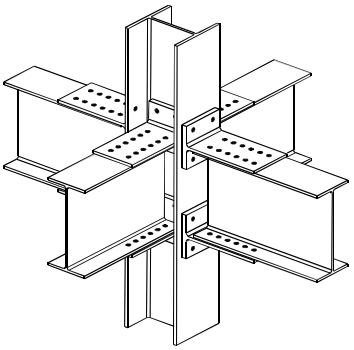


図 2.1 スプリットティを介した H 形鋼柱-H 形鋼梁接合部

本研究で対象とする高強度鋼材は塑性変形能力が乏しいため、極限地震時にも架構が弾性挙動に収まるよう、弾性設計に用いられることが想定される。通常の構造設計では、弾性設計を行う場合でも接合部の全ての箇所の応力が降伏応力以下に留まることを厳密に確かめることはせず、巨視的に考えて各部の公称応力が降伏応力を上回らないことを確かめるのが一般的だろう。この場合、接合部の形状の複雑さによる応力集中が避けられないため、接合部全体が巨視的には弾性挙動していても局所的には降伏してしまう箇所が発生する。通常の鋼材では素材がある程度の塑性変形能力を有しているため、接合部の弾性挙動時にこのような部分的な降伏が問題となることはなかった。しかし、本研究で対象とする高強度鋼材では素材の塑性変形能力が乏しいため、例え局所的な降伏であってもその箇所を起点とする接合部の破壊につながる恐れがある。そのため、設計においては「局所的に見ても接合部各部が弾性範囲にある」ような限界状態に対応する接合部耐力が必要となるだろう。そこで、本研究では、接合部各部が局所的に見ても概ね弾性範囲にとどまっているような接合部耐力を局部弾性限耐力と定義し、研究対象とする接合部について試みに局部弾性限耐力を算出している。

2.2 試験体

本研究では、図 2.1 の柱梁接合部のうち、(1)柱 H 形鋼のフランジ-スプリットティ接合部、または(2)柱H形鋼のウェブ-スプリットティ接合部を対象として局部引張実験を行う。試験体は全3体で(図2.2)、フランジ-スプリットティ接合部試験体 1 体(試験体名 HCF-H)とウェブ-スプリットティ接合部試験体 2 体(ウェブ裏面に補強 ST がないかあるかで 2 体、試験体名 HCW-N-H, HCW-S-H)である。H 形鋼柱相当部は BH-350×350×12×19(YS650)、スプリットティは PL-25(YS650)を溶接して組み立てた。

なお、本試験体は実大建物の概ね 1/2 程度の部材サイズで、スプリットティに接続される梁のフランジ厚がスプリットティフランジ厚の 1/2～1/3 程度であれば梁の弾性限モーメントの伝達が可能となるよう想定している。

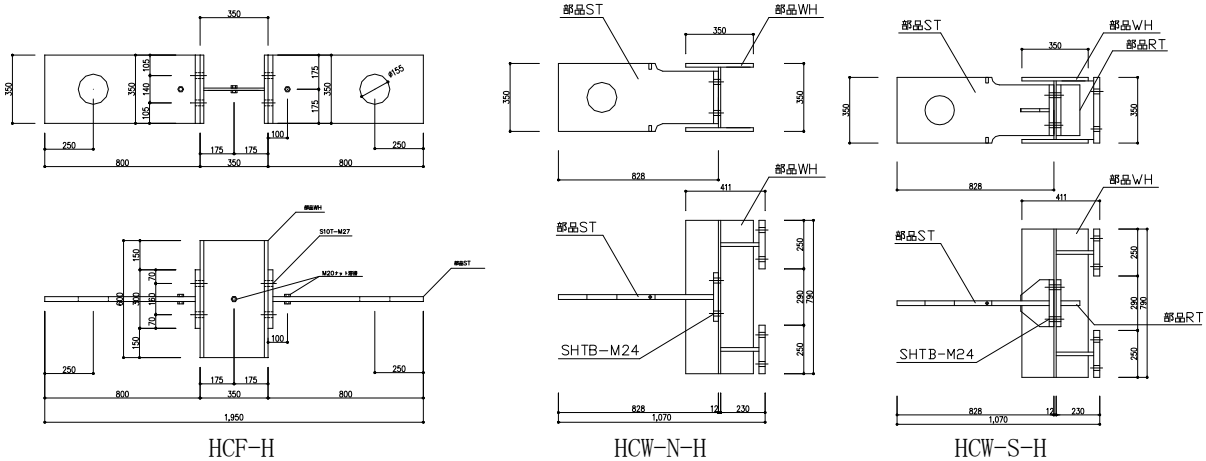


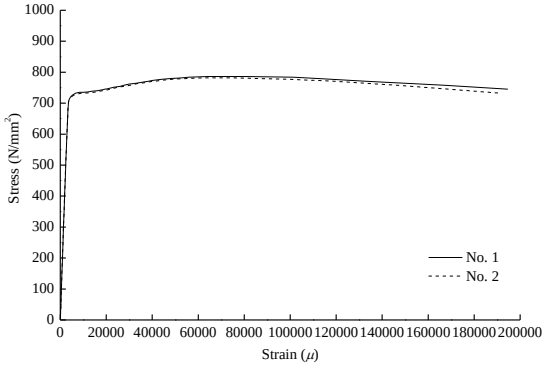
図 2.2 試験体一覧

2.3 鋼材の機械的性質

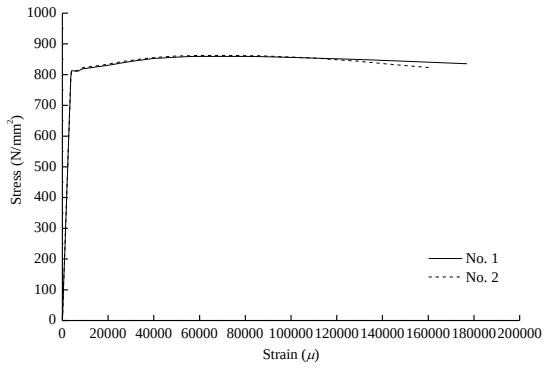
試験体に用いた鋼板(高強度鋼材 HSA700)とトルシア形高力ボルト(S10T-M27, SHTB-M24)の素材試験を行って得られた各鋼材の降伏応力σ_yと最大応力σ_uを表 2.1 に示す。フランジ(PL-19)、ウェブ(PL-12)、スプリットティ(PL-25)に用いた高強度鋼材の応力-ひずみ関係を図 2.3 に示す。

表 2.1 素材試験結果

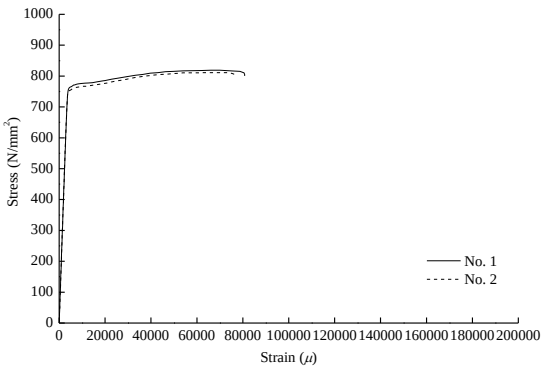
部材	(部位)	鋼種	公称板厚 (mm)	実測板厚平均 (mm)	素材試験片 No.	σ_y (N/mm^2)	σ_u (N/mm^2)	YR (%)
BH-350×350×12×19	フランジ	HSA700	19	19.54	19-1	713.1	786.3	90.7
					19-2	721.8	784.4	92.0
					平均	717.4	785.3	91.4
	ウェブ		12	11.96	12-1	808.5	855.3	94.5
					12-2	812.9	863.1	94.2
					平均	810.7	859.2	94.4
溶接組立スプリットティ	フランジ・ウェブ		25	25.63	25-1	769.5	815.4	94.4
					25-2	756.3	811.3	93.2
					平均	762.9	813.4	93.8
トルシア形高力ボルト	-	S10T-M27	-	-	1	979.6	1061.2	92.3
					2	955.4	1043.0	91.6
					平均	967.5	1052.1	92.0
		SHTB-M24	-	-	1	1199.0	1308.3	91.7
					2	1155.0	1299.6	88.9
					平均	1177.0	1304.0	90.3



(a) PL-19(フランジ部)



(b) PL-12（ウェブ部）



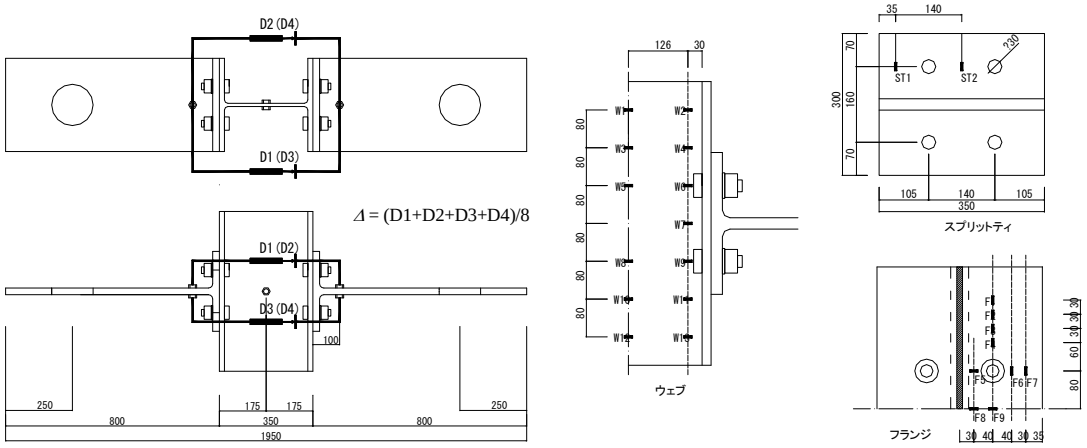
(c) PL-25(スプリットティ)

図 2.3 鋼材の応力-ひずみ関係

2.4 測定計画

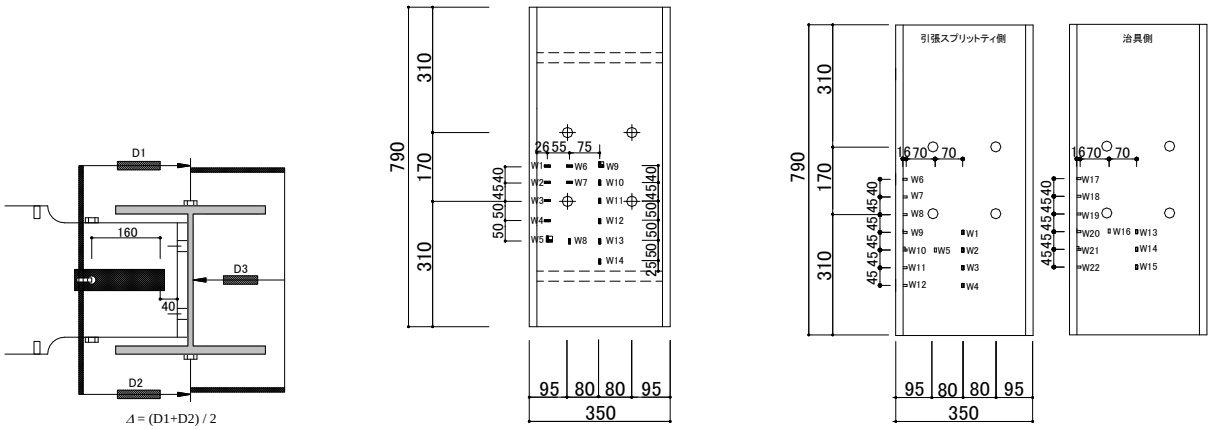
図 2.4 に各試験体での変位計設置位置、歪ゲージ貼付位置を示す。

変位計は、接合部局部の変形量Δを計測するために、各試験体に 3 または 4 本設置した。歪ゲージは、既往の実験研究の結果に基づいて、柱相当部のウェブ、フランジ、及びスプリットティフランジの降伏線ができる可能性があると推測される箇所を中心に貼付した。

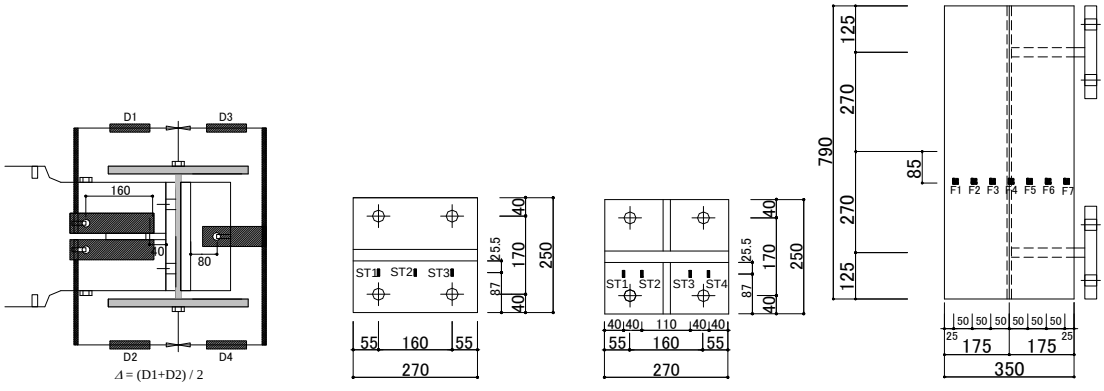


変位計設置位置　　歪ゲージ貼付位置

(a) 試験体 HCF-H



変位計設置位置(HCW-N-H)　H 形鋼ウェブ(HCW-N-H)　H 形鋼ウェブ(HCW-S-H)



変位計設置位置(HCW-S-H)　スプリットティ(HCW-N-H)　スプリットティ(HCW-S-H)　H 形鋼フランジ

歪ゲージ貼付位置

(b) 試験体 HCW-N-H, HCW-S-H

図 2.4 各試験体における測定計画

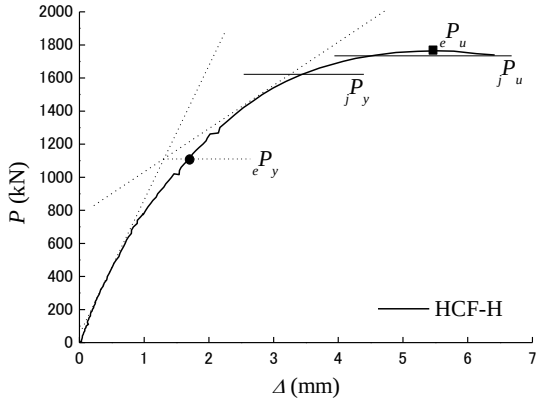
2.5 実験結果

(1) 引張荷重-接合部変形関係

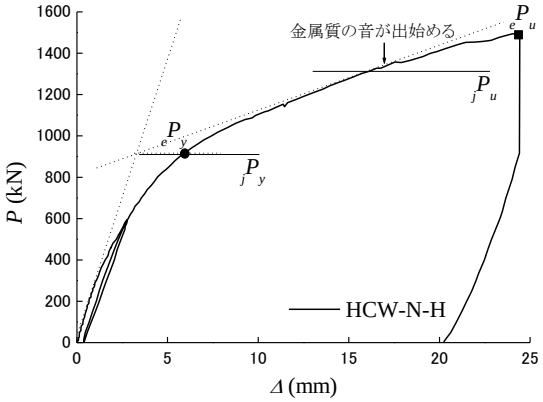
図 2.5 に載荷実験で得られた各試験体の引張荷重 P-接合部変形Δ関係の結果を示す。各試験体の P-Δ 関係曲線を見ると、試験体 HCW-N-H では弾性域と塑性域がある程度区別できるのに対し、試験体 HCF-H, HCW-S-H では弾性域と塑性域を明瞭に区別し難く、曲線の形状に違いが見られる。このことは、試験体ごとの耐力決定部位の違いによると考えられる。同図中には、各試験体の降伏(全塑性)耐力 ${}_eP_y$ と最大耐力 ${}_eP_u$ をプロットしている。なお、降伏(全塑性)耐力 ${}_eP_y$ は、実験で得られた P-Δ曲線から General Yield Point 法により決定した(P-Δ曲線における最大耐力時変形の 1/2 の変形における接線と最大耐力の 1/3 の耐力時における接線の交点から降伏耐力を定める方法、図中点線は同法で用いた補助線)。また、一般の建築構造用鋼材に対して行われた同様の接合部に関する既往の実験研究 [1, 2]で提案されている降伏線理論による耐力評価式を用いて算出した降伏(全塑性)耐力 ${}_jP_y$ と最大耐力 ${}_jP_u$ も同図中に併せて示す。

接合部の降伏(全塑性)耐力 ${}_eP_y$ 時の変形量は、スプリットティを介して接続する H 形鋼板要素の幅に対する比で表すと、試験体 HCF-H で H 形鋼フランジ半幅の約 1%、試験体 HCW-N-H で H 形鋼ウェブ幅の約 1.9%、試験体 HCW-S-H で H 形鋼ウェブ幅の約 0.5%となった。これらの値は、角形鋼管について鋼管幅の 1%の面外変形を使用限界とする既往の提案 [3]と比べて大きく異なるものでないと言える。また、この変形量は、スプリットティに接続すると想定される梁フランジが弾性限に達する時の接合部変形の 1/2 程度の変形量にあたる。また、これらの変形量は梁幅の 10 倍程度のフランジ長さが弾性限に達する変形量と対応しており、剛節の柱梁接合部と比べてこの程度梁が長くなった程度の剛性低下を生ずると言える。

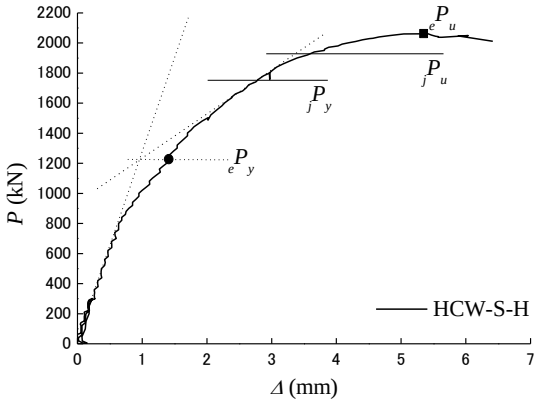
写真 2.1 に実験の実施状況を示す。



(a) 試験体 HCF-H



(b) 試験体 HCW-N-H



(c) 試験体 HCW-S-H

図 2.5 引張荷重(P)-接合部変形(Δ)関係

写真 2.1 実験実施時の状況

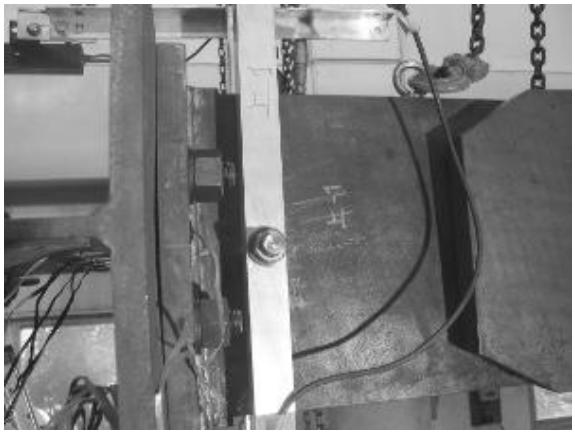
(2) 試験体の変形状況

写真 2.2 に、各試験体の特徴的な変形の状況を示す。

試験体 HCF-H では、ボルト離間と H 形鋼フランジならびにスプリットティフランジのわずかな面外変形が観察された後、ボルト破断によって耐力を失った(写真 2.2 (a))。H 形鋼フランジとスプリットティフランジの面外変形がわずかであることから、これらの部位は全体的に弾性にとどまっていると推測される。

試験体 HCW-N-H では、ボルト破断のみによってではなく、ボルト破断とスプリットティ溶接部の亀裂発生によって耐力を失った(写真 2.2 (b))。実験中、引張荷重 P = 1327 kN の時から試験体より金属質の音が出始めたことを確認しており(図 2.5(b))、この時点から亀裂が成長し始めて徐々に進展していったと推測される。これは P-Δ関係曲線において明瞭な降伏が観察された後の現象であるため、スプリットティ溶接部亀裂は降伏の主要因ではないと考えられる。一方、ウェブには大きな面外残留変形が発生していた(写真 2.2 (b))。このウェブ面外変形が試験体の降伏現象を支配していたと考えられる。

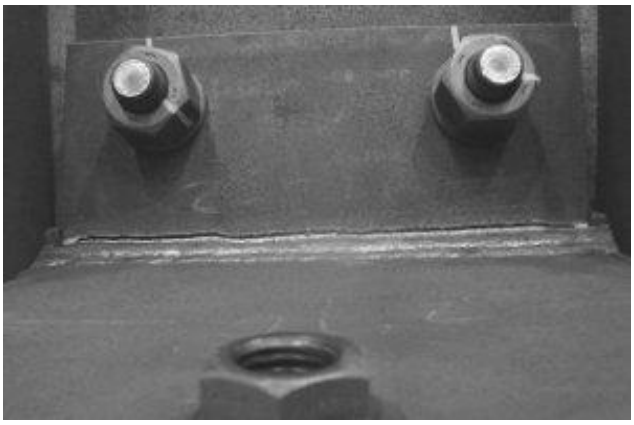
試験体 HCW-S-H では、わずかにボルト離間が観察された後、ボルト破断によって耐力を失った。実験後の各部位を観察してもほとんど残留変形は見られなかったため、ボルトを除く各部位は弾性にとどまっていると推測される。



ボルト離間と H 形鋼フランジ・スプリットティフランジ面外変形の状況(最大耐力時)

(a) 試験体 HCF-H

ウェブの面外変形



溶接組立スプリットティの溶接部の亀裂

(b)試験体 HCW-N-H

写真 2.2 試験体の変形状況

(3) 接合部耐力

実験で得られた各試験体の降伏(全塑性)耐力 ${}_eP_y$ と最大耐力 ${}_eP_u$ を表 2.2 に示す。また、同表には、降伏線理論による耐力評価式[1,2]を用いて算出した降伏(全塑性)耐力 ${}_jP_y$ と最大耐力 ${}_jP_u$ を併せて示している。耐力評価式においては複数の降伏・終局機構を想定して求めた耐力の最小値を耐力予測値としているが、本実験試験体について耐力予測値を決定した降伏・終局機構を図 2.6 に示す。

表 2.2 によると、最大耐力については、どの試験体においても予測値と実験値がよく対応していることがわかる。試験体 HCF-H, HCW-N-H ではボルトの伸び変形とスプリットティフランジの曲げ変形が連成する終局機構、試験体 HCW-S-H ではボルトの伸び変形による終局機構(図 2.6)で予測値が定まっており、各試験体の変形状況と終局機構がおおむね符合していることがわかる。一方、降伏(全塑性)耐力については、試験体 HCW-N-H では予測値と実験値が一致しているが、その他の試験体では予測値が実験値に対して過大な評価を与えていることがわかる。この過大評価の理由は、一般の鋼材に対して行った既往の実験研究と違って、今回の研究では板要素の曲げ降伏がほとんど生じなかったため既往の実験研究と P-Δ関係曲線の形状が異なっており、既往の研究で用いた General Yield Point 法で降伏耐力実験値 ${}_eP_y$ を適切に評価できていないことであろう。P-Δ関係曲線からの適切な降伏(全塑性)耐力決定方法については、今後の検討課題としたい。

表 2.2 各試験体の耐力(実験値、予測値)

試験体名	${}_eP_y$ (kN)	${}_jP_y$ (kN) (機構名)*	${}_eP_y/{}_jP_y$	${}_eP_u$ (kN)	${}_jP_u$ (kN) (機構名)*	${}_eP_u/{}_jP_u$
HCF-H	1119	1620 (Y-TB)	0.69	1764	1731 (U-TB)	1.02
HCW-N-H	925	926 (Y-HW)	1.00	1495	1315 (U-HWB)	1.14
HCW-S-H	1225	1755 (Y-BB)	0.70	2060	1925 (U-BB)	1.07

*: 降伏線理論による既往の耐力評価式[1, 2]での想定降伏・終局機構の名称

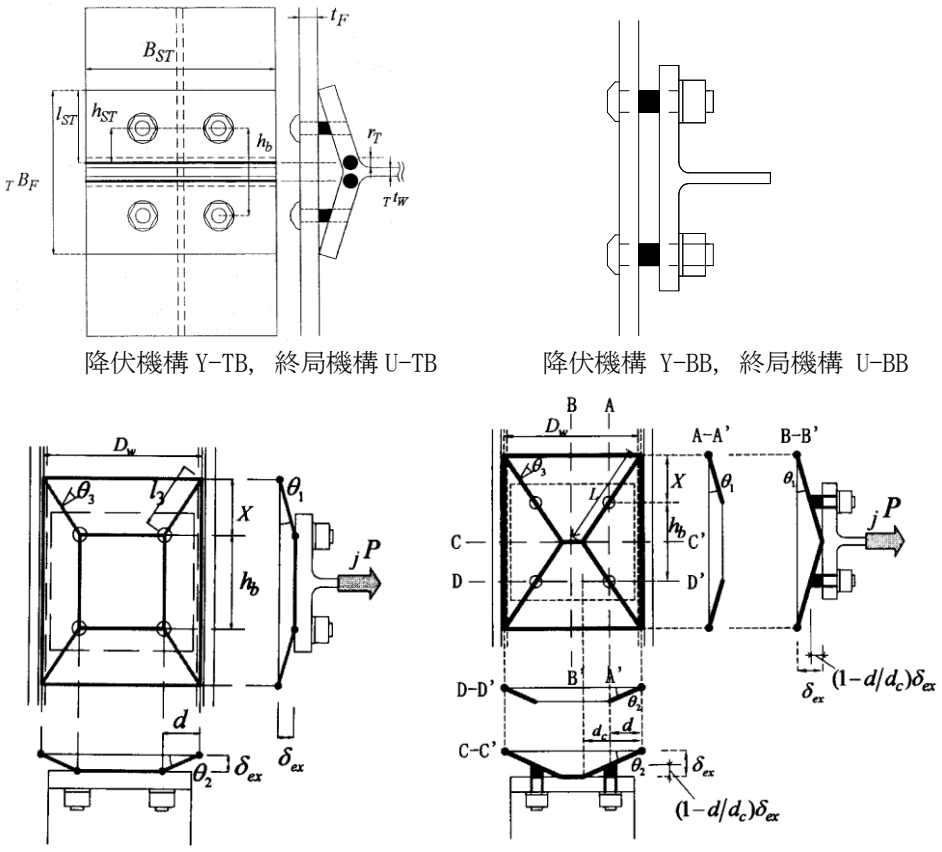
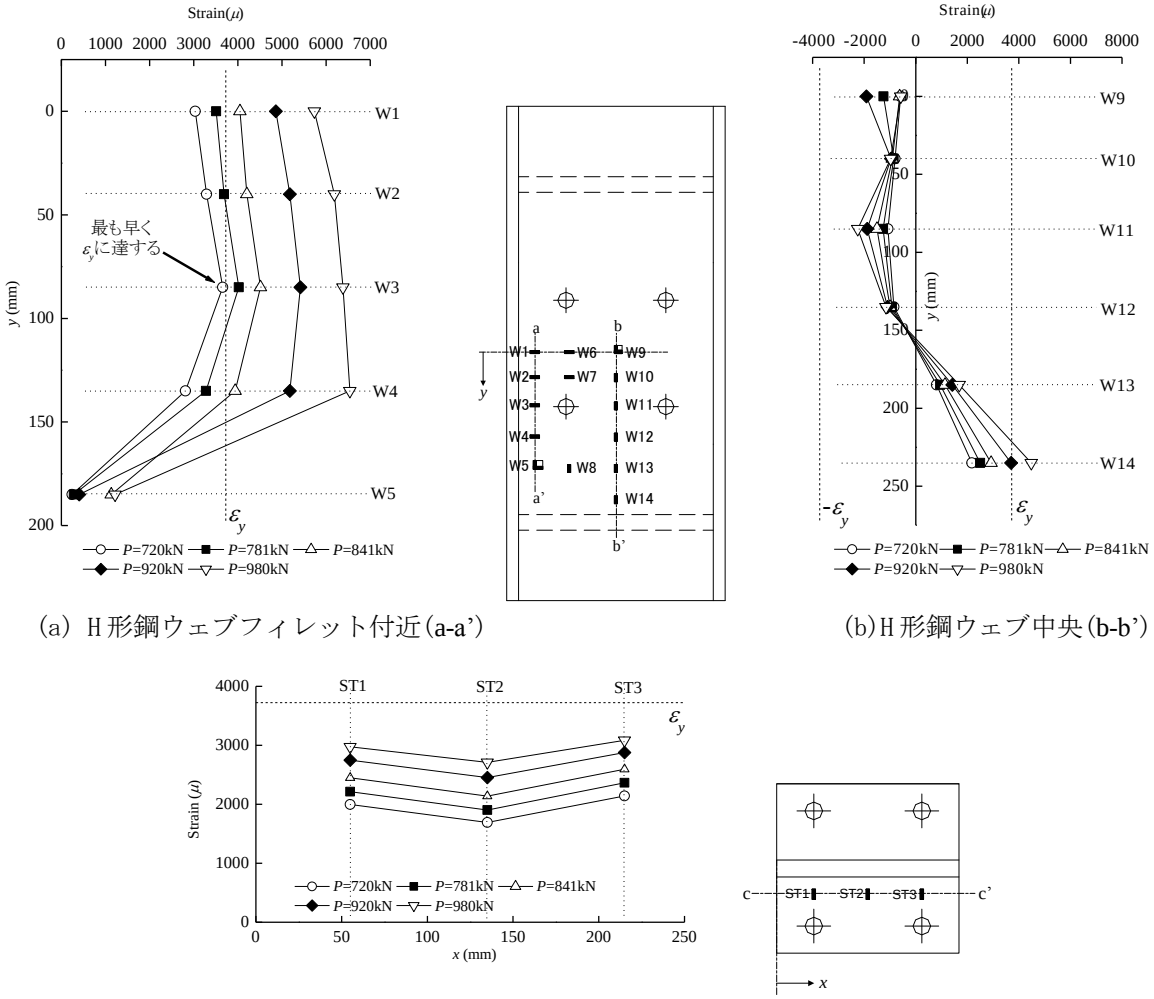


図 2.6 想定される降伏・終局機構[1, 2]

(4) ひずみ分布

「(2) 試験体の変形状況」で既に述べた通り、試験体の板要素に大きな変形が観察されて明らかに塑性化したと判断できたのは試験体 HCW-N-H のみだった。そこで、各試験体の板要素におけるひずみ分布の一例として、試験体 HCW－N－H における各部(H 形鋼フィレット付近、ウェブ中央部、スプリットティフランジ)のひずみ分布を図 2.7 に示す。同図によると接合部の降伏(全塑性)耐力時($_eP_y$ = 925 kN)よりも早期に降伏ひずみε_y (= σ_y / E)に至る箇所があることがわかり、最も早く降伏ひずみに達するのはウェブ内ボルト孔横のフィレット部で、そのときの引張荷重は P = 720 kN であった(図 2.7(a))。

同様に各試験体のひずみ分布を見たところ、試験体 HCF-H では(試験体 HCW-N-H と同様に)H 形鋼フランジのボルト孔横のフィレット部が最も早く降伏ひずみに達した。試験体 HCW-S-H では、スプリットティフランジの貼付箇所を除いて降伏ひずみに達した箇所はなかった。



(a) H 形鋼ウェブフィレット付近(a-a')　　(b)H 形鋼ウェブ中央(b-b')

(c) スプリットティフランジ(c-c')

図 2.7 ひずみ分布(試験体 HCW-N-H)

2.6 接合部の局部弾性限耐力

本研究で取り扱った接合部を対象として、接合部が局所的にも弾性範囲に留まっているような最大の引張荷重、つまり局部弾性限耐力 P_{elim} を算出してみる。具体的には、試験体に貼付したひずみゲージで測定した各部のひずみが各部鋼材の降伏ひずみε_y を超えないような最大の引張荷重 P を局部弾性限耐力 P_{elim} とした。なお、ボルトにはひずみゲージを貼付しなかったため、ボルトが降伏ひずみε_y に到達した時の引張荷重は特定できないので、ボルトは降伏ひずみε_y 到達箇所の候補から除外されている。

表 2.3 に各試験体の弾性限耐力 P_{elim} を、降伏(全塑性)耐力の実験値 $_eP_y$ ならびに評価値 $_jP_y$、最大耐力

の実験値 ${}_eP_u$ ならびに評価値 ${}_eP_u$ と比較して示す。例えば、試験体 HCW-N-H では接合部ボルト孔横のフィレット部でのひずみが最も早く降伏ひずみに達するので、その時の引張荷重が局部弾性限耐力 P_{elim} となり P_{elim} = 720 kN となる。このとき、局部弾性限耐力の降伏耐力に対する割合は $P_{elim}/{}_eP_y = P_{elim}/{}_jP_y$ = 0.78 であり、接合部の降伏(全塑性)耐力の 78%が接合部の局部弾性限耐力となっている。他の試験体では、試験体 HCF-H で $P_{elim}/{}_jP_y$ = 0.71、試験体 HCW-S-H で $P_{elim}/{}_jP_y$ = 0.97 であり、局部弾性限耐力の降伏耐力に対する割合が試験体によって大きく異なっていることがわかる。

表 2.3 に示した局部弾性限耐力 P_{elim} の算出においては、ボルトのひずみを評価の対象としていない。ボルトの応力(ひずみ)状態を考慮した局部弾性限耐力の定義については、機会を改めて検討したい。

表 2.3 各試験体の局部弾性限耐力 P_{elim}

試験体名	P_{elim} (kN)	ε_y再早到達箇所 (ひずみゲージ符号)	P_{elim} / ${}_eP_y$	P_{elim} / ${}_jP_y$	P_{elim} / ${}_eP_u$	P_{elim} / ${}_jP_u$
HCF-H	1150	フランジボルト孔近くのフィレット(F5)	1.03*	0.69	0.65	0.66
HCW-N-H	720	ウェブボルト孔近くのフィレット(W3)	0.78	0.78	0.48	0.55
HCW-S-H	1701	スプリットティのフランジ(ST4)	1.39*	0.97	0.83	0.88

*: 参考値(${}_eP_y$ の評価が適切でないため)

2.7 まとめ

スプリットティを介してボルト接合のみで構成する接合部について、高強度鋼材を用いた場合の力学挙動を載荷実験で確かめた。その結果、通常の建築用鋼材の場合に比べて部材を構成する板要素の曲げ耐力が大きくなるため、高力ボルトの耐力が接合部の耐力を支配する傾向があることがわかった。それに伴い、接合部の降伏(全塑性)耐力時にフランジとウェブをおおむね弾性範囲に留めることができることがわかった。一部の試験体ではスプリットティの完全溶込み溶接部に早期に亀裂が発生したことから、現状の高強度鋼材と溶接材料の組み合わせを前提とする限りでは、完全溶込み溶接部に大きな応力を作用させないよう注意する必要があるだろう。

また、実験で得られた接合部各部のひずみに基づいて、局所的にも降伏しないような接合部の局部弾性限耐力 P_{elim} を試みに算出した。例えば、試験体 HCW-N-H では降伏(全塑性)耐力の 78%が局部弾性限耐力だった。この低減係数の値は接合部の種類(降伏機構の種類)や接合詳細などに依存して大きく変化するものであり、局部弾性限耐力を適切に設定して設計に用いるためにはさらなる研究が必要である。

参考文献

1) 江波戸和正，森田耕次，照沼美穂，野本篤史: H 形鋼－スプリットティ・高力ボルト接合部の引張耐力に関する研究，日本鋼構造協会鋼構造論文集，第 11 巻，第 42 号，pp. 41～54，2004 年 6 月

2) 原田幸博，江波戸和正，森田耕次: H 形鋼ウェブ-スプリットティ形式高力ボルト引張接合部の力学的性能に関する実験的研究，日本建築学会構造系論文集，第 614 号，pp. 123～130，2007 年 4 月

3) International Institute of Welding (IIW). (1989). “Design recommendations for hollow section joints - predominantly statically loaded.” IIW Doc. XV-701-89, 2nd Ed., IIW Subcomission XV-E, Helsinki, Finland.

３．幅厚比を変化させた高強度鋼Ｈ形断面梁の曲げせん断実験

3.1 はじめに

本報告は，降伏応力度が 700N/mm^{2}を超えるような高強度鋼（HSA700）を使用した場合の比較的幅厚比の大きな H 形断面梁について繰返し載荷実験及び一方向載荷実験を行い，その弾性範囲内を前提とした使用の可能性について検討したものである．特に弾性範囲内において数度の繰返し荷重を受けた際の影響，梁端部溶接の影響について検討している．同時に現行規準の幅厚比制限値についても緩和できることを示唆している．さらに，予期せぬ大変形を受けた場合の塑性域での挙動についても若干の考察を加えている．

3.2 高強度鋼を用いたＨ形断面梁の実験概要

実験は片持ち梁形式の繰返し載荷実験及び単純梁形式の一方向単調載荷実験である．試験体はいずれも，フランジとウェブを両面隅肉溶接にて組立てた溶接組立 H 形断面である．繰返し載荷実験に供する試験体は，エンドプレートにフランジを完全溶込み溶接，ウェブは隅肉溶接で接合した．単調載荷実験に供される試験体は，梁通し型で製作し，梁端部溶接の影響を排除してある．繰返し載荷のための試験体図を図 3.1 に，一方向載荷の梁通し型の載荷形式及び梁形式を図 3.2 に示す．なお溶着金属の強度は本実験で使用した鋼材よりも低い．

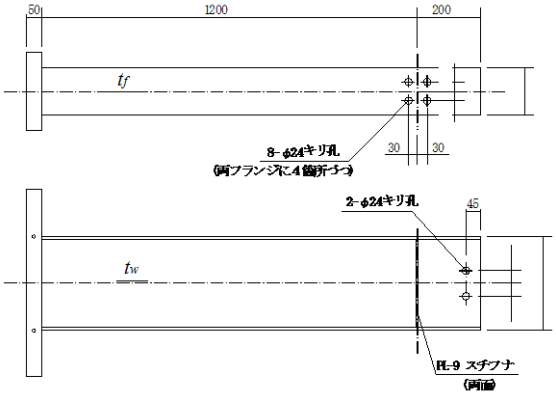


図 3.1　繰返し載荷試験体

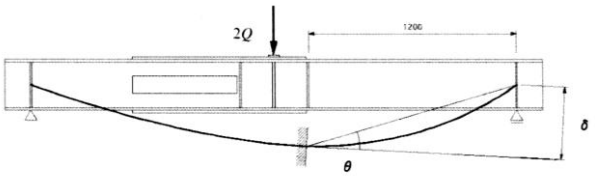


図 3.2　載荷形式図（単調載荷）

構成板要素の幅厚比を図 3.3 に示している．図中，●で示したものが今回の試験体である．試験体はウェブ幅厚比が比較的大きなものを選択している．図中の幅厚比区分は文献 1）－3）を参考とし，ランクを決定する際の応力度は 750N/mm^{2}としている．なお，表 3.1 に試験体一覧，表 3.2 に鋼材の機械的性質を示す．また応力度–ひずみ度関係の一例を図 3.4 に示す．

繰返し載荷は，部材変形によって制御し，交番変位漸増繰返し載荷としている．梁端部モーメントが降伏モーメントに達した時の弾性部材変位δ_yを基本としている．また降伏モーメントを求める際の降伏応力度σ_yの代わりに F 値を用いて求めたδ_Fにおいても繰返しを行った． δ_F，δ_yはせん断変形分も考慮している．なお，F 値は 600N/mm^{2}と仮定し δ_Fを求め，降伏応力度は各試験体のフランジのものを用いて試験体毎にδ_yを求めている．

弾性範囲内での挙動を重点的に調べるため，F 値に相当する変位δ_Fでの繰返しを 5 回，変位δ_yでの繰返しを 5 回行い，その後はδ_yを基本として，明確な耐力低下が確認されるまで，$2\delta_y$，$3\delta_y$，$4\delta_y$，…でそれぞれ 3 回ずつの繰返し載荷を行った．なお部材に横座屈が発生しないよう適宜横方向の変位を拘束している．

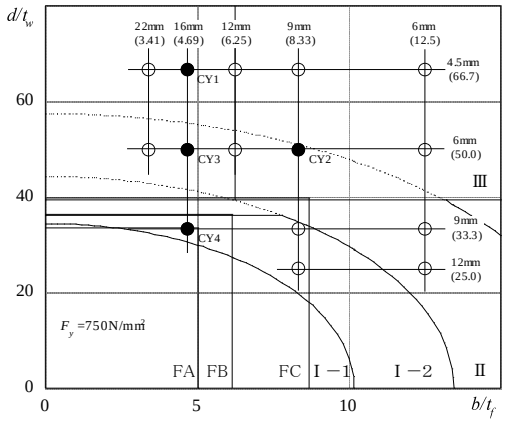


図 3.3　構成板要素の幅厚比関係

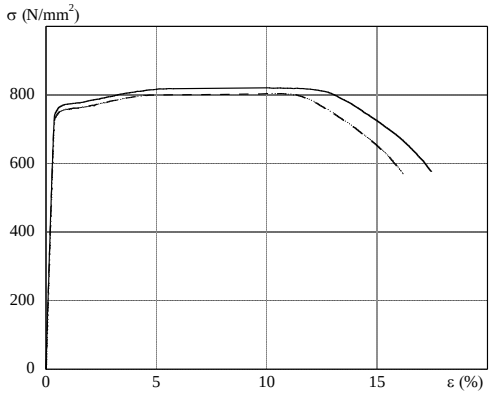


図 3.4　引張試験から得られた
応力度-ひずみ度関係（t=16mm）

表 3.1　試験体形状測定結果

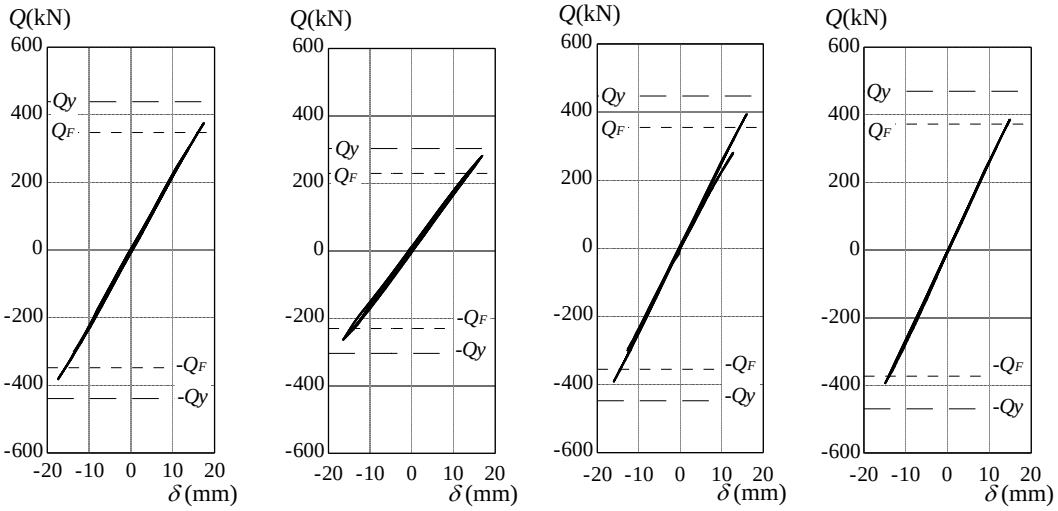
	断面形状	梁せい H(mm)	フランジ幅 B(mm)	フランジ板厚 t_f (mm)	ウェブ板厚 t_w (mm)	せん断スパン L(mm)
CY1	H-300×150×4.5×16	301	150	15.9	4.6	1200
CY2	H-300×150×　6×　9	301	150	9	6.1	1200
CY3	H-300×150×　6×16	302	150	15.8	6.1	1200
CY4	H-300×150×　9×16	301	150	16	9.1	1200

表 3.2　鋼材の機械的性質

	平均板厚 t (mm)	降伏応力度 σ_y (mm)	引張強さ σ_u(N/mm²)
6mm -1	6.16	774	833
6mm -2	6.21	776	832
9mm -1	9.23	776	849
9mm -2	9.08	794	860
12mm -1	15.8	761	820
12mm -2	15.8	749	805

3.3 高強度鋼を用いたH形断面梁の弾性挙動

図3.5は各試験体の繰返し載荷より得られた荷重変位関係の初期の10ループのみを取出したものであり，梁端部モーメントが計算上の降伏モーメント以内での繰返し挙動を示したものである．図中には，降伏モーメント M_y に対応するせん断力 Q_y の値及び弾性許容モーメント M_F に対応するせん断力 Q_F の値も示している．いずれの試験体も荷重変位関係は直線性を保ち，繰返しに伴う非線形性は全く見られない．この直線の傾き，即ち梁の剛性は，それぞれ CY1：22.1kN/mm，CY2：16.7kN/mm，CY3：24.7kN/mm，CY4：26.7kN/mm であった．これらの値は，いずれも理論計算値の約９割程度であった．



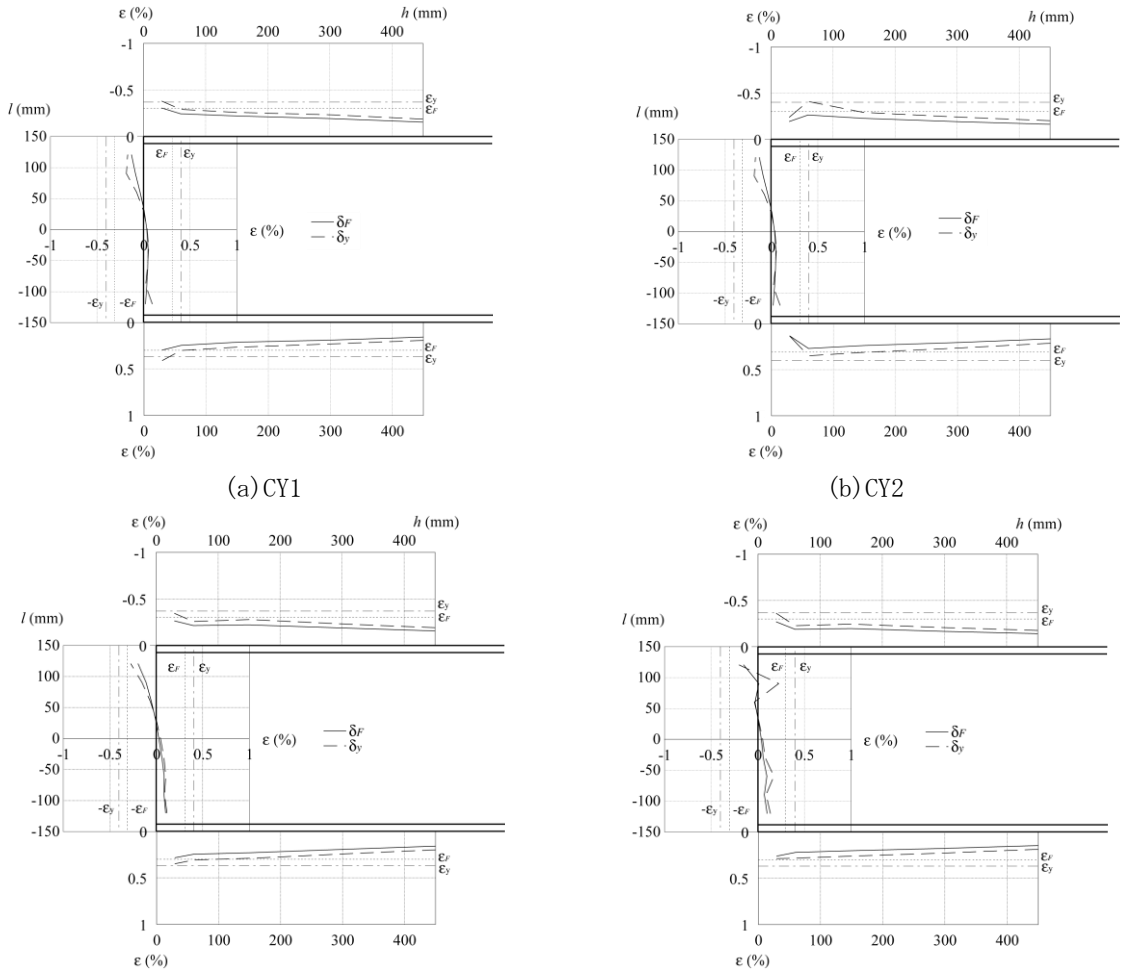
(a)CY1　(b)CY2　(c)CY3　(d)CY4

図 3.5　弾性範囲の荷重変位関係

図 3.6 に繰返し試験体の貼付したひずみゲージより算出した材軸方向ひずみ分布を示している．上下の分布がフランジとウェブの接合線上位置でのフランジひずみ分布であり，左の分布が端部から 30㎜離れた位置に貼付した裏表のひずみゲージの値の平均値としてのウェブひずみ分布である．これらのひずみ分布は，弾性域における繰返し過程のものであり，δ_F 及び δ_y はそれぞれ５ループ目の値を用いている．実線が δ_F 時，破線が δ_y 時のものである．また図中には降伏ひずみ ε_y（σ_y/E），弾性許容ひずみ ε_F（σ_F/E）の値も示してある．

いずれの図でも特徴的な点は，ウェブのひずみ分布が典型的な三角形分布となっておらず，いくらかエンドプレート型にした影響が表れている．その影響もあり，フランジのひずみ分布は直線的とはならず，端部でひずみ度が大きくなる傾向にある．その傾きから延長して得られるひずみ度の値は，δ_F 時で ε_F を超え，δ_y 時で ε_y を超えているものと推測できる．その他の位置では全て，それぞれ ε_F，ε_y に収まっている．したがって荷重レベルでは弾性範囲にある場合でも梁端部等では局所的に弾性ひずみレベルを超えている可能性は十分あり得る．

ただし，δ_F 時の端部においても ε_y を超えていると思われる箇所は少なく，荷重レベルを F 値相当におさえておけば，局所的な塑性化も抑止できると考えられる．ただ，この場合には適切な F 値設定が必要であるが，この実験で想定した 600N/㎟ は妥当な値であると思われる．



(a) CY1　(b) CY2

(c) CY3　(d) CY4

図 3.6　材端部におけるひずみ分布

3.4 梁に作用する応力状態及び構成板要素の連成局部座屈を考慮した幅厚比制限値

本報告では，比較的ウェブ幅厚比の大きな範囲の H 形断面の梁に対して載荷実験を行った．図 3.3 に示すように，今回計画した試験体の多くはウェブ幅厚比を満たしていない．これは，既往の研究 4)， 5) において指摘されている，部材の応力状態によっては現行規準 [1]，指針 [2]，基準 [3] の幅厚比制限，区分が厳しすぎるという知見，を実験的に検証するためである．

図 3.7 に実験から得られた見かけ上の降伏耐力と連成局部座屈を考慮した基準化幅厚比の関係示す．実験から得られた見かけ上の降伏耐力としては，弾性剛性に対して剛性が 1/6 に低下した時点を持って降伏耐力とした．この値を全塑性メーメントに対応するせん断力で基準化している．基準化幅厚比は式（3.1），（3.2）で表される R である [4]．

$$R=\frac{d/t_w}{BTW}=\frac{b/t_f}{BTF} \qquad \cdots\cdots (3.1)$$

$$\left(\frac{BTW}{BTW0}\right)^3+\left[4.63-125\left(\frac{\sqrt{E/\sigma_y}}{BTW0}\right)^3\right]\left(\frac{BTF}{\sqrt{E/\sigma_y}}\right)^3=1 \qquad \cdots\cdots (3.2)$$

$$\frac{BTW0}{\sqrt{E/\sigma_y}}=\begin{cases}4.9 & \alpha<1/6\\ 5.75-5.1\alpha & 1/6\le\alpha\le 1/2\\ 3.2 & \alpha>1/2\end{cases} \qquad \cdots\cdots (3.3)$$

$$\alpha=\left(\frac{1}{6}+\frac{A_f}{A_w}\right)\frac{\beta}{\lambda_w} \qquad \cdots\cdots (3.4)$$

ここで BTW：ウェブ幅厚比制限値，BTF：フランジ幅厚比制限値，A_w：ウェブ断面積，　A_f：フランジ断面積，β：曲げ勾配（０≦β≦２，０：均等曲げ，２：逆対称曲げ），λ_w：ウェブ辺長比，E：ヤング係数，σ_y：各板要素の降伏応力度である．ここで，αが 1/2 以上のものはせん断型，αが 1/6 以下のものは曲げ型の局部座屈形式として分類できる．この新たに提案する式（3.2）の幅厚比制限値は，部材に作用する応力状態及び板要素相互の連成挙動を考慮したものである．また板要素が降伏するまで座屈しないという現行規準の考え方を基本的には踏襲し，同様の求め方により得られたものである．

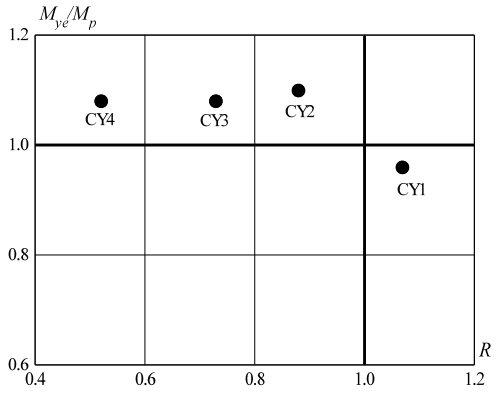


図 3.7　連成局部座屈及び荷重条件を考慮した幅厚比制限による耐力確保

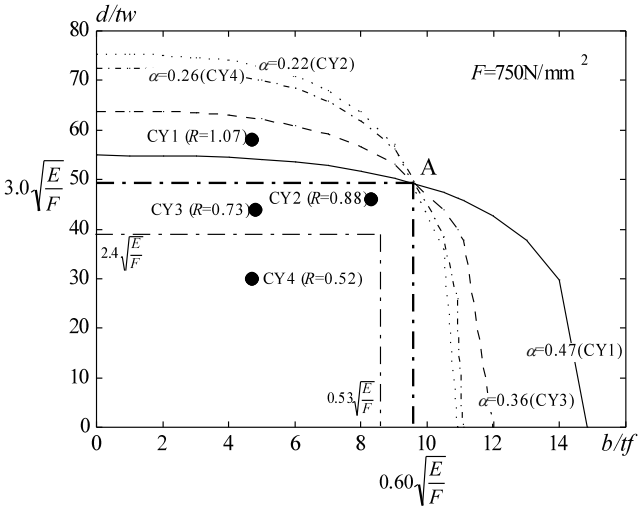


図 3.8　幅厚比制限値の提案

図 3.7 を見る限りで H が 1 以下のもの，すなわち式（3.2）を満たす幅厚比の試験体は，見かけ上の降伏耐力が全塑性耐力を確保できていることがわかる．したがって現行規準の幅厚比制限値を満足しないものでも，式 (3.2) の幅厚比制限値を満たすことで降伏耐力を確保することが可能といえる．図 3.8 には図 3.7 と表現を変えて，本実験における試験体の幅厚比と式(3.2)から得られる各試験体に対応した幅厚比曲線を示している．図 3.7 でみたように，CY2，CY3，CY4 は式（3.2）の幅厚比制限値を満たしている．

以上の考察より，本報告では許容応力度設計に準拠した新たな幅厚比制限値として，部材に作用する応力状態と板要素の連成効果を考慮した式(3.2)を提案する．この曲線は簡便化のために，図 3.8 に示す点 A を全ての制限曲線が通るように設定している．従ってこの点 A と原点からなる長方形の範囲（一点鎖線で示す外側の領域）にある部材の板要素は，安全側で降伏まで座屈しないことになる．かなり安全側ではあるが，簡便には板要素単独でフランジに対しては $0.6\sqrt{E/F}$，ウェブに対しては $3.0\sqrt{E/F}$ を用いても良い．

3.5 高強度鋼を用いた H 形断面梁の塑性変形性状

図 3.9～3.12 に各試験体の荷重変位関係を示す．グラフ中の●印はウェブが，◆印はフランジが局部座屈した点を示している．これら局部座屈発生の判定は各板要素に貼付したひずみゲージの値の差が急増したこと及び目視をもって行っている．また▼印は板要素に初めてき裂が生じた点を示しており，き裂発生後の履歴曲線は破線で示している．

（1）CY1 (H-300×150×4.5×16)の繰返し性状

図 3.9 に CY1 の荷重変位関係を示す．$2\delta_y$ の第 1 ループ正側において初めてウェブに局部座屈が生じ，その後負側に移行する際に二回，座屈波形の急激な反転とともに一時的な荷重の低下がみられた．それ以降の $2\delta_y$ の各ループについても同様に正負の逆転に伴う座屈波形の反転が見られたが，その傾向は徐々に穏やかになった．また $3\delta_y$ の第 1 ループ負側において目視でウェブ中央部のき裂を確認した．写真 3.1 に最終変形状態を示す．ウェブの下半分が大きく波打っている様子がわかる．

（2）CY2 (H-300×150×6×9)の繰返し性状

図 3.10 に CY2 の荷重変位関係を示す．履歴曲線は，最終ループに至るまではおおむね安定した紡錘型の履歴を示している．$2\delta_y$ の第 1 ループ正側で初めてフランジの局部座屈を確認した．主にウェブの変形によってエネルギーを吸収した CY1 と比較して，CY2 は主にフランジが変形することでエネルギー吸収したものと考えられる．$3\delta_y$ の第 3 ループ目でウェブとフランジの接合線溶接部にき裂が生じ，荷重が低下したため，実験を終了した．写真 3.2 に最終変形状態を示す．試験体の根元部分がくびれ，フランジが大きく変形している．

（3）CY3 (H-300×150×6×16)の荷重変位関係

図 3.11 に CY3 の荷重変位関係を示す．$2\delta_y$ までは履歴曲線は安定した紡錘形を描いていたが，$3\delta_y$ の第 1 ループにおいて，梁端部フランジ溶接部が破断し，一気に荷重が低下した．その他には変形箇所及び破断個所はない．写真 3.3 に最終変形状態を示す．フランジ端部の溶接部が破断している．

（4）CY4 (H-300×150×9×16)の荷重変位関係

図 3.12 に CY4 の荷重変位関係を示す．CY3 と同じく，$2\delta_y$ までは履歴曲線は安定した紡錘形を示している．$2\delta_y$ の第 3 ループ負側において梁端部フランジ溶接部にき裂が発生した．実験の進行に伴いき裂が広がっていき，最終的にウェブ，フランジにまで及んだ．写真 3.4 に最終変形状態を示す．き裂がフランジ溶接部よりフランジ本体にまで進展している．

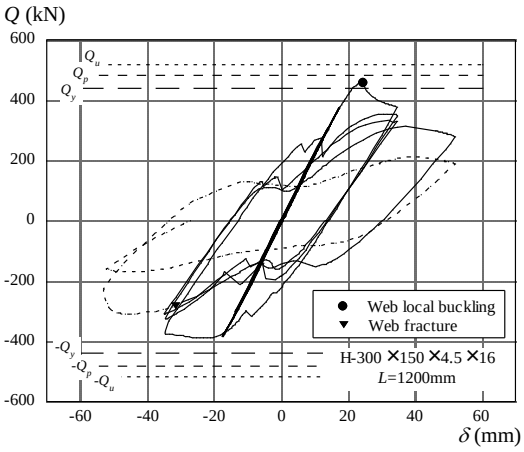


図 3.9　荷重変位関係(CY1)

写真 3.1　最終変形状態(CY1)

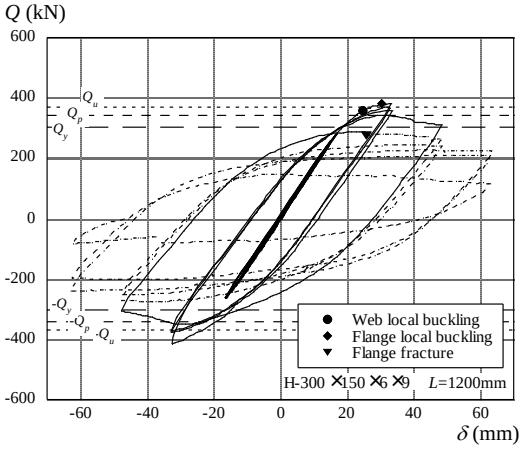


図 3.10　荷重変位関係(CY2)

写真 3.2　最終変形状態(CY2)

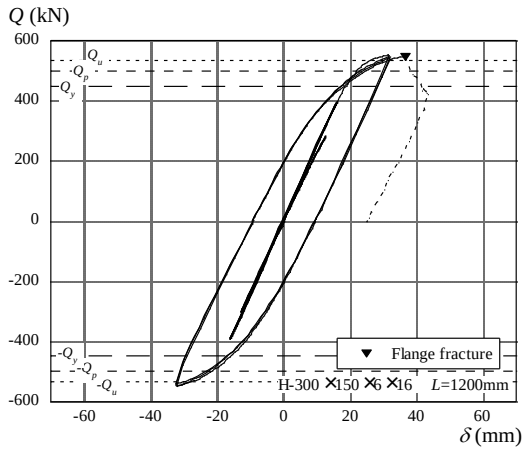


図 3.11　荷重変位関係(CY3)

写真 3.3　最終変形状態(CY3)

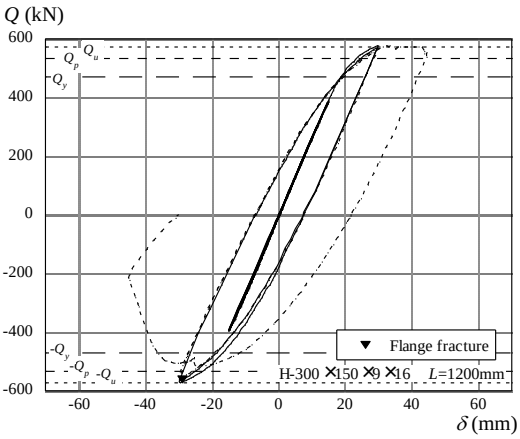
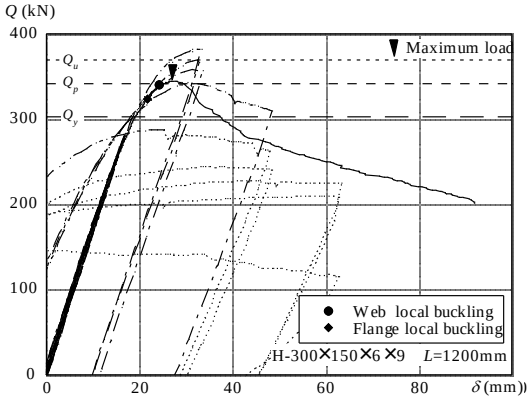


図 3.12　荷重変位関係(CY4)

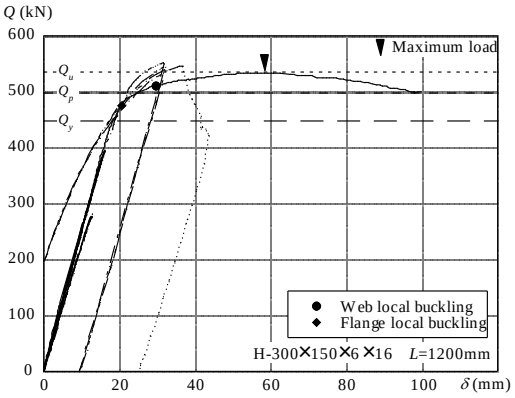
写真 3.4　最終変形状態(CY4)

3.6 梁の変形性状に及ぼす載荷形式及び溶接部の影響

図 3.13 に梁通し型で作成した試験体の単調載荷による荷重変位関係の一例を示す．図中の▼印は最大耐力点を示している．また一点鎖線及び点線で同一断面の繰返し載荷による履歴曲線も示している．いずれの試験体も降伏モーメントまでの弾性時挙動はエンドプレート型，梁通し型に関わらず断面形が同じであれば同じであった．またいずれの試験体も崩壊形式はエンドプレート型，梁通し型に関わらず断面形が同じであれば同じであった．ただ崩壊形式が局部座屈によるもの（CY1，CY2）か梁端部破断によるもの（CY3，CY4）かでその崩壊挙動に違いが見られた．



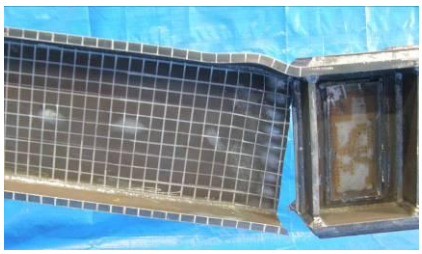
(a) CY2



(b) CY3

図 3.13　端部条件及び載荷条件による荷重変位関係への影響

(a) CY2



(b) CY3

写真 3.5　梁通し型試験体の最終崩壊形式例

CY1，CY2 の局部座屈で最大耐力が決定する試験体ではエンドプレート型，梁通し型の違いによる荷重変位関係の違いもなく，繰返し挙動は単調載荷の結果よりほぼ推測することができる．これに対して，CY3，CY4 のものは，エンドプレート型で繰返した場合には，$2\delta_y$ 程度でき裂が発生し急激に耐力劣化するのに対して，溶接部での局所的なひずみ集中がない梁通し型の場合には，材料そのものの延性破壊性状が荷重変位関係に現れたものと思われる．

写真 3.5 に CY2，CY3 の最終変形状態を示す．局部座屈で崩壊する試験体 CY2 は写真 3.2 に示すエンドプレート型のものと同様な局部座屈波形が発生している．また梁端部で崩壊した CY3 のものは，写真では判りづらいが，梁フランジ幅及び板厚が端部において減少している．

3.7 まとめ

溶接組立て H 形断面梁の載荷実験を行い，降伏モーメントまでの弾性範囲であれば繰返し荷重を受けた場合でもあっても問題ないことを確認した．ただし局所的な塑性化の可能性を指摘し，局所的な塑性化を避けるためには，荷重レベルを F 値から求まる耐力まで下げておく必要があることを明らかにした．本実験の範囲では，F 値は降伏応力度の８割程度，引張強さの７割程度である 600N/mm^2 としておくことで，局所的な塑性化をほぼ避けることができると考えられる．

また現行規準の幅厚比制限を満足しない梁であっても，降伏モーメントに対応する耐力を確保できることを明らかにし，その幅厚比制限値としては文献 4) で提案されている連成局部座屈を考慮した制限値が妥当であることを示した．ここでは安全側の幅厚比として，ウェブ，フランジの各板要素に単独の幅厚比制限値を提示した．

また梁端部に溶接を用いることは，想定外の荷重に対して若干の塑性変形能力を有するものの，極めて脆性的な破壊形式となることを明らかにした．梁端部に溶接を用いることは塑性変形性能の点において賢明とはいえないことから，溶接梁端部にはハンチ部を設けることや何らかの乾式工法を用いるのが妥当であると判断する．

参考文献

1) 日本建築学会：鋼構造設計規準 −許容応力度設計法−，2005.9
2) 日本建築学会：鋼構造限界状態設計指針・同解説，1990.2
3) 建築物の構造関係技術基準解説書編集委員会：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書，2007.8
4) 五十嵐規矩夫，王韜：連成座屈を考慮した H 形断面梁部材構成板要素の幅厚比制限値評価法，日本建築学会構造系論文集，Vol.73，No.629，pp.1177〜1184，2008.7
5) 鈴木敏郎，五十嵐規矩夫，東武史，薩川恵一：建築構造用高性能 590N/mm^2 鋼材を用いたウェブ幅厚比の大きな梁の塑性変形能力に関する研究，日本建築学会構造系論文集，No.522，pp.113〜119，1999.8

４．高強度鋼角形鋼管－H 形鋼梁接合部の繰り返し載荷実験

4.1　実験の目的

本節では，高強度鋼材による主架構において，柱梁接合部での溶接箇所をできる限り少なくし，溶接箇所での局所的な損傷を回避することを目的として，ダイアフラムレス型の柱梁接合部形式の繰返し載荷実験を行った。従来のダイアフラム型との性能比較，柱幅，柱板厚をパラメータとして初期剛性，降伏荷重，局所的な歪集中について検討し，安定的な挙動を示すための柱梁接合部形状を示す。

4.2　実験概要

図 4.1 に実験装置一覧を示す。試験体は柱梁部分架構とし，柱及び梁端はピン支持である。試験体部分を網掛けとしている。載荷は梁端に取り付けられたオイルジャッキにより正負交番繰返しとしている。図 4.2 に載荷プログラムを示す。載荷は漸増繰返し載荷とし，梁端を完全固定の片持ち梁とした場合に梁端モーメントによる縁応力が公称応力 F 値(600N/mm^2)に達したときの変位δ_F(梁の回転角δ/l_b=1.18%)で 5 回，引張試験による降伏応力σ_yに達したときの水平変位δ_{y0}(δ/l=1.5%)で 5 回，それ以降$2\delta_{y0}$(δ/l_b=3%), $3\delta_{y0}$(δ/l_b=4.5%), $4\delta_{y0}$(δ/l_b=6%), $6\delta_{y0}$(δ/l_b=9%)について 3 回の正負交番繰返しとしている。

表 4.1 に試験体一覧を示す。高強度鋼 6 体である。試験体パラメータはダイアフラムの有無，柱幅，柱板厚であり，試験体名称は最初のアルファベット H は高強度鋼，次のアルファベットは D：ダイアフラム付き，N：ダイアフラム無しを示している。また，次の二桁の数字は柱幅，最後の二桁の数字は柱板厚を示している。図 4.3 に高強度鋼の引張試験結果を示す。図中の表は引張試験結果を数値で表したものである。図 4.4 に試験体及び歪ゲージ貼付位置を示す。試験体は梁長 1200mm，柱長 1000mm で

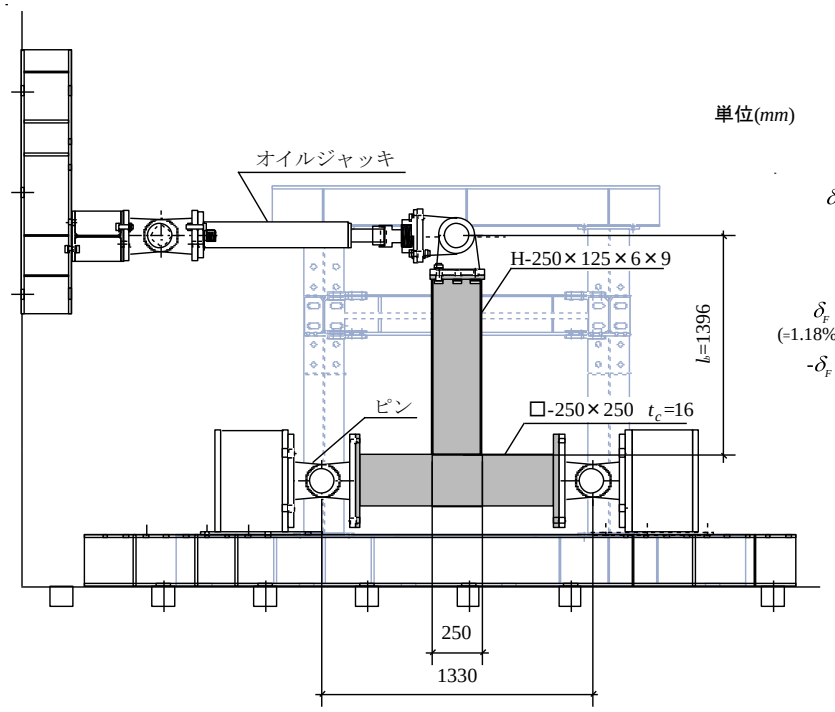


図 4.1　実験装置全体図

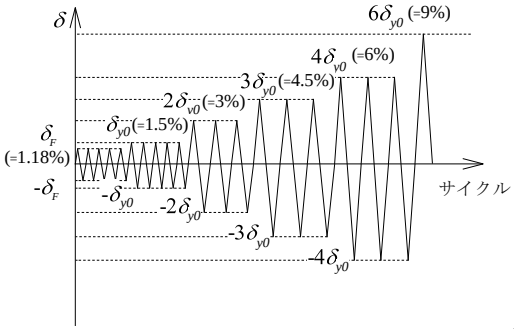


図 4.2　繰返し載荷パターン

表 4.1　高強度鋼試験体一覧

	梁	柱	柱梁耐力比	ダイアフラムの有無
HD-2516	H-250×125×6×9	□-250×16	3.82	○
HN-2516	H-250×125×6×9	□-250×16	3.82	
HN-2016	H-250×125×6×9	□-200×16	2.38	
HN-3016	H-250×125×6×9	□-300×16	5.6	
HN-2512	H-250×125×6×9	□-250×12	2.95	
HN-2519	H-250×125×6×9	□-250×19	4.44	

試験体名称の記号

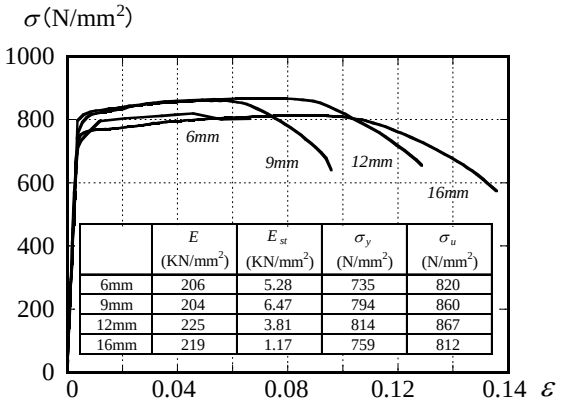
HN-2516

- 柱板厚
- 柱幅
- D:ダイアフラム有り
- N:ダイアフラム無し
- 高強度鋼

ある。歪ゲージでは以下の点を計測することを目的としている。

- フランジの軸方向歪分布（幅方向の応力分布）
- ウェブの軸方向歪分布
- 梁フランジの軸変形に伴う柱梁接合部の板曲げ変形
- フランジ及びウェブの局部座屈発生状況

柱スキンプレートに貼付した歪ゲージ位置は文献 2)で示されている降伏線を参考にしている。



	E (KN/mm²)	E_{st} (KN/mm²)	σ_y (N/mm²)	σ_u (N/mm²)
6mm	206	5.28	735	820
9mm	204	6.47	794	860
12mm	225	3.81	814	867
16mm	219	1.17	759	812

図 4.3　高強度鋼引張試験結果

4.3　高強度鋼による柱梁部分架構の実験結果

荷重変位関係

図 4.5 に水平荷重―水平変位関係を示す。ここでは，部分架構の弾性挙動を主に対象としていることから，梁の回転角δl_b=3.0%までの範囲を示している。また，表 4.2 は実験結果を示しており，片持ち梁に対する本試験体の初期剛性比，降伏耐力比，最大耐力比，最大耐力時の塑性変形性能である。表中，K_0は梁端が完全固定の場合の片持ち梁における荷重変位関係の初期剛性，P_{y0}は片持ち梁における降伏荷重である。また，実験結果における初期剛性 K は変位振幅 δ_F（δl_b=1.18%）時の 5 回の平均値とし，降伏荷重 P_{y0}は文献 1)と同様，初期剛性に対して接線勾配が 1/2.5 となったときの荷重と定義している。ほとんどの試験体はδl_b=3.0%までに達する前に降伏荷重となっているものの，HN-3016，HN-2512 についてはδl_b=4.5%で降伏荷重に至った。

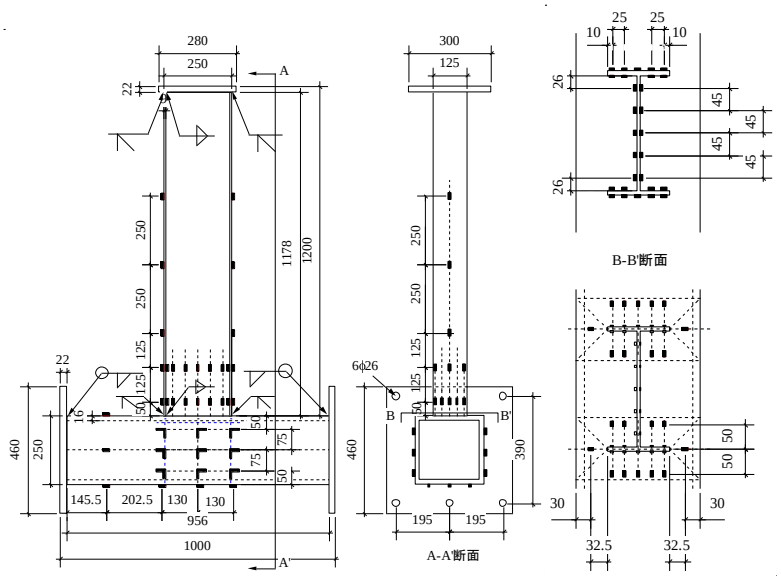


図 4.4　試験体図および歪ゲージ貼付位置

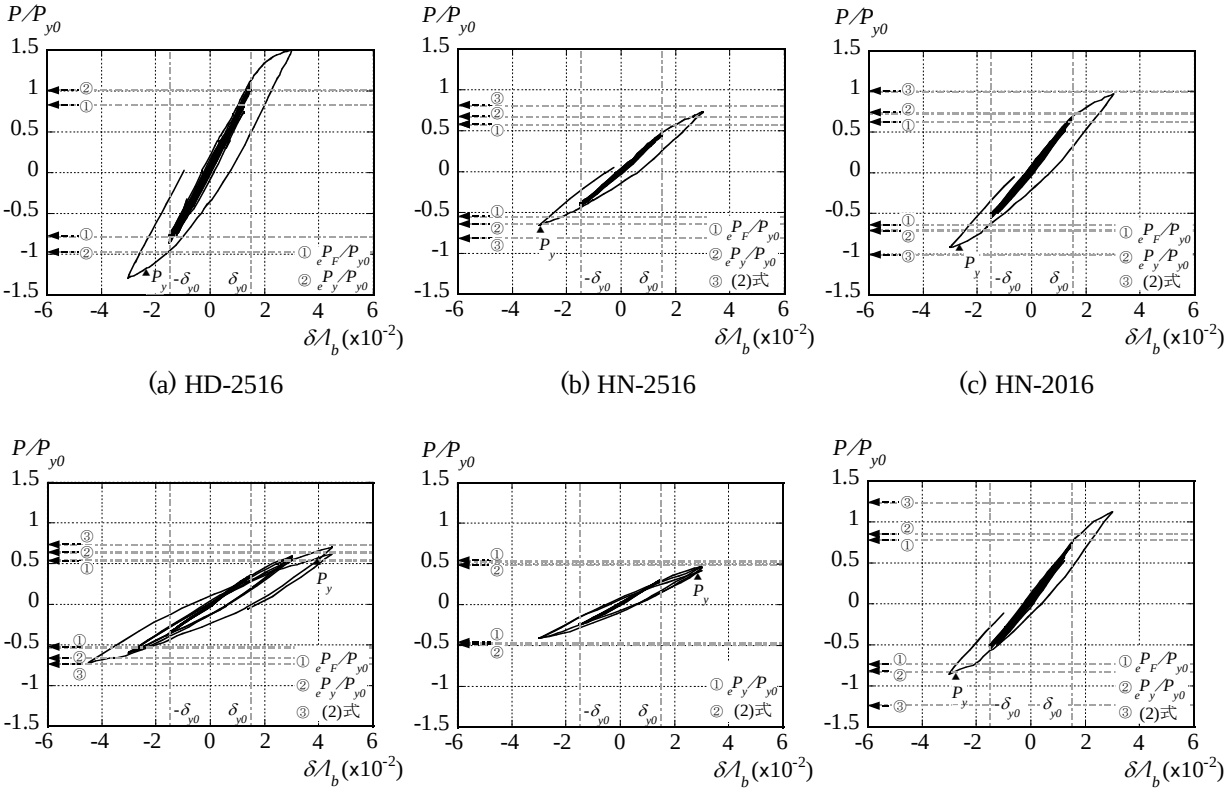
ダイアフラム付きの HD-2516 では初期剛性は片持ち梁の場合にほぼ等しいものの，ダイアフラムなしの HN-2516，HN-2016，HN-3016 の初期剛性比はダイアフラム付きの場合に比べて低下している。また，降伏耐力についても同様の傾向である。ただし，ダイアフラム付きの場合，振幅δl_b=3.0%の 2 回目で梁フランジ端が破断した。ダイアフラム無しの場合，柱板厚が等しい場合，柱幅が狭いほど初期剛性，降伏耐力，最大耐力が上昇し，柱幅が等しい場合，柱板厚が厚いほど上昇している。

図 4.6 に本実験結果と文献 1)における普通鋼ノンダイアフラム柱梁部分架構の実験式との比較をしている。(a)は初期剛性，(b)は降伏荷重，(c)は胸部降伏荷重を示している。図 4.6(a)，(b)では各プロットは白抜きが正側載荷，黒塗りが負側載荷を示している。図 4.6(c)では各プロットは白抜きが梁の初期降伏，黒塗りが柱の初期降伏を示している。また，文献 1)の実験式を次に示す。

(a)**初期剛性**

$$K = 73EI\left(\frac{b}{B-t_c}\right)^{3.5}\left(\frac{d-t_f}{b}\right)^{1.7}\left(\frac{B-t_c}{t_c}\right)^{0.5} \tag{4.1}$$

ここで，E：弾性係数，I：$t_c^3/12$，B：柱幅，t_c：柱板厚，b：梁フランジ幅，d：ウェブせい，t_f：梁フランジ板厚である。



(a) HD-2516　(b) HN-2516　(c) HN-2016

(d) HN-3016　(e) HN-2512　(f) HN-2519

図 4.5　載荷履歴曲線

表 4.2 性能一覧

	初期剛性 K_y/K_{y0}		降伏荷重　P_y/P_{y0}				${}_eP_F/P_{y0}$		${}_eP_y/P_{y0}$		P_{max}/P_{y0}		δ_{max}/δ_{y0}	崩壊形
	正	負	正		負									
HD-2516	0.929	0.908	1.270	+3% (1回目)	1.118	-3% (1回目)	0.778	-3% (1回目)	0.971	-3% (1回目)	1.422	+3% (1回目)	1.912	○
HN-2516	0.451	0.426	0.704	+3% (1回目)	0.607	-3% (1回目)	0.546	-3% (1回目)	0.637	-3% (1回目)	0.814	+4.5% (1回目)	2.867	△
HN-2016	0.656	0.632	0.897	+3% (1回目)	0.833	-3% (1回目)	0.636	+3% (1回目)	0.704	-3% (1回目)	1.029	+4.5% (1回目)	2.996	□
HN-3016	0.371	0.351	0.523	+4.5% (2回目)	0.626	-4.5% (1回目)	0.528	-3% (1回目)	0.641	+4.5% (1回目)	0.736	-6% (1回目)	3.705	△
HN-2512	0.314	0.263	0.380	+3% (3回目)	0.404	-4.5% (1回目)	0.466	-4.5% (1回目)	0.466	-4.5% (1回目)	0.539	+4.5% (1回目)	2.868	△
HN-2519	0.684	0.610	0.811	+3% (2回目)	0.812	-3% (1回目)	0.729	-3% (1回目)	0.820	-3% (1回目)	1.076	+4.5% (1回目)	2.865	□

崩壊形　○：破断，□：引き抜き後破断，△：引き抜き

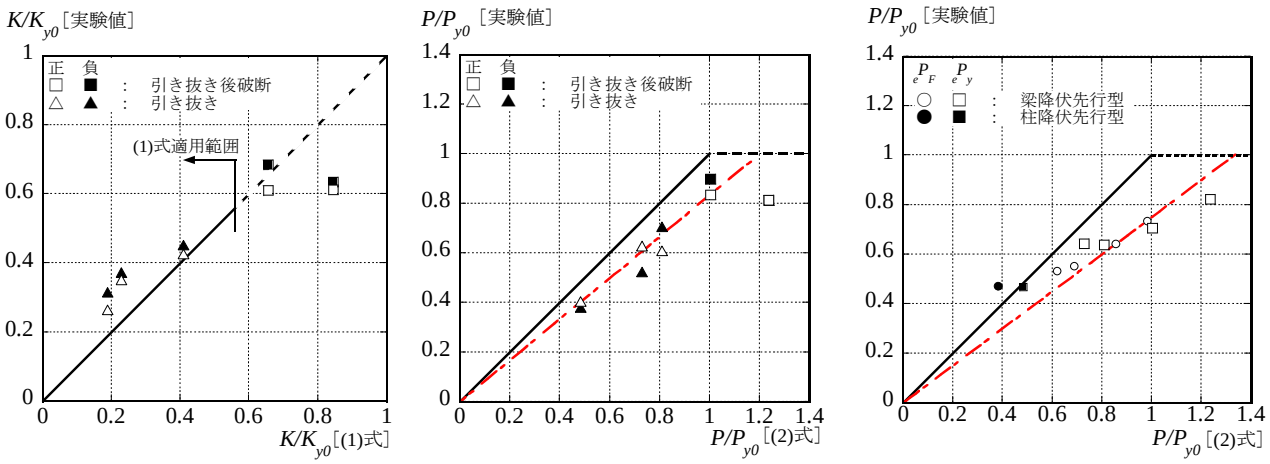
(b)降伏荷重

$$P_y = 1.38_c\sigma_y t_c^{\,2}\left(2\sqrt{\frac{B-t_c}{(B-t_c)-b}}+\frac{t_r}{(B-t_c)-b}\right) \tag{4.2}$$

ここで，${}_c\sigma_y$：柱フランジの降伏応力，t_r：梁フランジ溶接寸法である。

また，図中の一点鎖線は(4.2)式のパラメータを元にした本実験結果の近似式であり，次式に示すとおりである。

$$P_y = 1.15_c\sigma_y t_c^{\,2}\left(2\sqrt{\frac{B-t_c}{(B-t_c)-b}}+\frac{t_r}{(B-t_c)-b}\right) \tag{4.3}$$



(a) 初期剛性　　(b) 降伏荷重　　(c) 局部降伏荷重

図 4.6 既往の実験式と実験結果の比較

(c)局部降伏荷重

実験結果については局部降伏荷重を図 4.3 の歪ゲージ貼付位置において歪値が F 値に対応する歪に達したときの荷重 ${}_eP_F$，降伏歪に達したときの荷重 ${}_eP_y$ とそれぞれ定義する。また，(4.2)式で ${}_eP_F$，${}_eP_y$ を算定するときは ${}_c\sigma_y$ を F 値及び引張試験結果の降伏応力 σ_y とする。

また，(b)降伏荷重と同様，本実験結果による近似線を次式とし，一点鎖線で示す。

$$P_y = 1.035\,{}_c\sigma_y t_c^{\,2}\left(2\sqrt{\frac{B-t_c}{(B-t_c)-b}}+\frac{t_r}{(B-t_c)-b}\right) \tag{4.4}$$

図 4.6(a)では実験結果は HN-2519 を除き初期剛性は(4.1)式と良い対応を示している。図 4.6(b)では実験結果が 1～2 割程度低下している。これは，降伏荷重の定義で General Yield Point 法を用いているが，普通鋼である文献 1)と比べて高強度鋼である試験体は降伏比が高いため，早期に剛性が低下したためと考えられる。HN-2519 の場合，(4.2)式より得られる降伏荷重 P/P_{y0}=1.2 程度となっており，実験値が低くなっている。また，図 4.6(c)では実験値が(4.2)式の値を下回っている。局所的には架構が早期に降伏することを意味している。

歪分布

図 4.7～図 4.10 に梁断面の歪分布を示す。各プロットは梁の回転角が δ/l_b=1.5%，3.0%のときを示している。歪の貼付位置は図の右側に示すとおりである。ダイアフラム付きの HD-2516 の場合，ウェブ歪は材軸方向位置によらず逆三角形分布になっているが，ダイアフラム無しの HN-2016～3016 の場合，梁端（柱梁接合部近傍）でフランジにおける歪値が小さくなっている。これは，ダイアフラムが無いために曲げモーメントによる偶力を梁フランジが柱に伝達できていないことを示している。ダイアフラム無しの場合，δ/l_b= 1.5%，3.0%のとき，梁ウェブは弾性を保持している。なお，δ/l_b=1.18%のときの歪分布はδ/l_b=1.5%と同様の分布を示し，梁ウェブは常に弾性であった。

図 4.11～図 4.14 に梁断面のフランジの軸方向歪分布を示す。歪の貼付位置は図の右側に示すとおりである。ダイアフラム付きの HD-2516 のフランジ歪分布は断面でほぼ一様である。ダイアフラム無しの場合でも，圧縮側フランジではほぼ歪分布は一様であるが，引張側フランジで柱梁接合部側の梁端での歪分布は縁で大きくなり，中心で小さくなる傾向にある。ダイアフラム無しの場合，δ/l_b=1.5%ではフランジの軸方向歪は弾性であるが，δ/l_b=3.0%で梁端の縁で HN-2016 の一部に塑性化している。

図 4.15～図 4.18 に柱スキンプレートの歪分布を示す。歪の貼付位置は図の右側に示すとおりである。歪ゲージは梁フランジから 50mm の位置に添付されているが，この位置ではδ/l_b=3.0%でも弾性となっている。

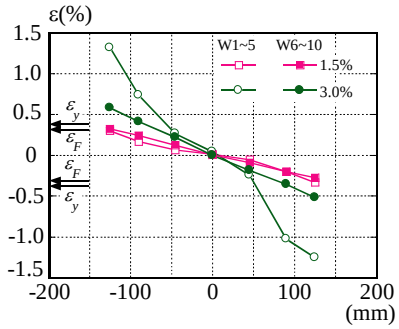


図 4.7　ウェブせい方向歪分布（HD-2516）

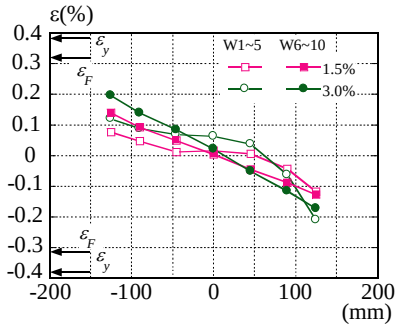


図 4.8　ウェブせい方向歪分布（HN-2516）

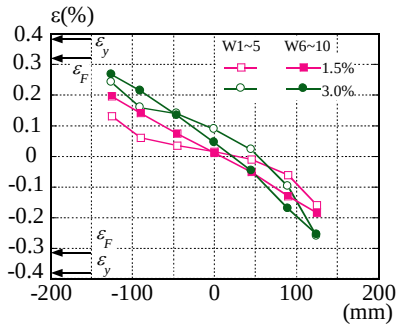


図 4.9　ウェブせい方向歪分布（HN-2016）

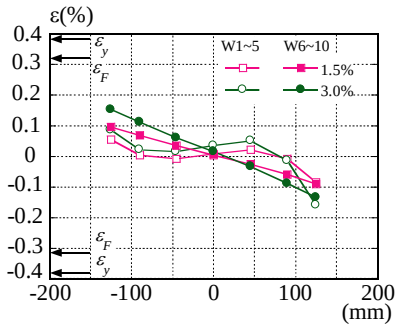


図 4.10　ウェブせい方向歪分布（HN-3016）

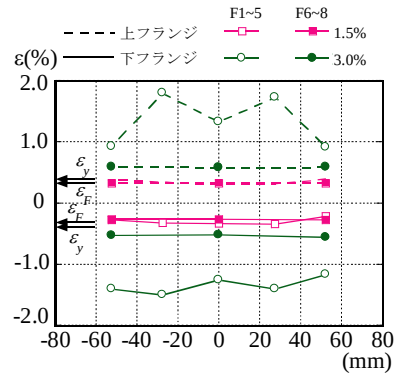


図 4.11　フランジ幅方向歪分布（HD-2516）

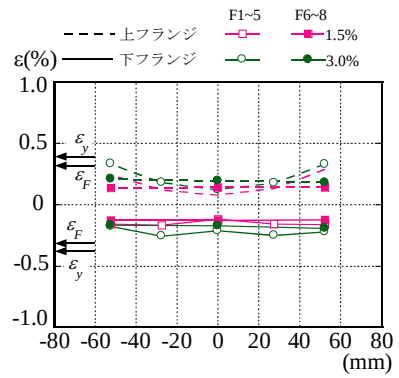


図 4.12　フランジ幅方向歪分布（HN-2516）

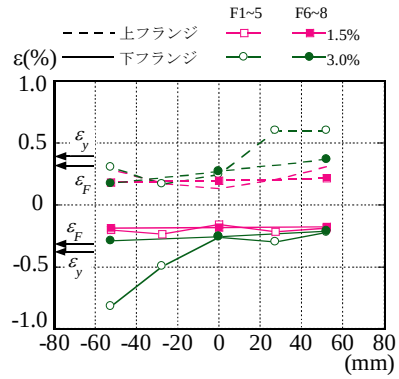


図 4.13　フランジ幅方向歪分布（HN-2016）

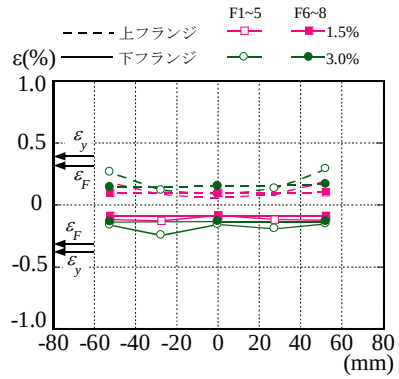
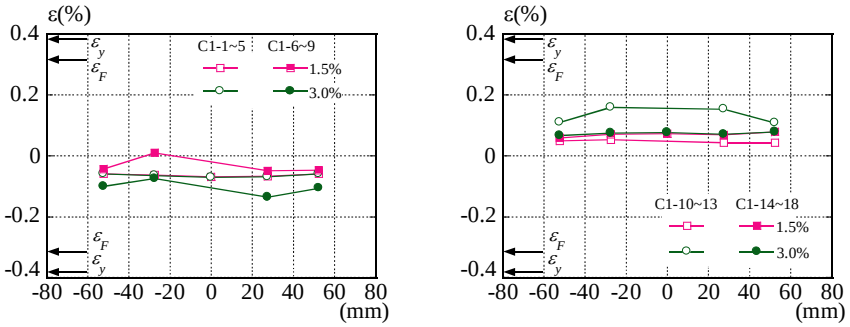


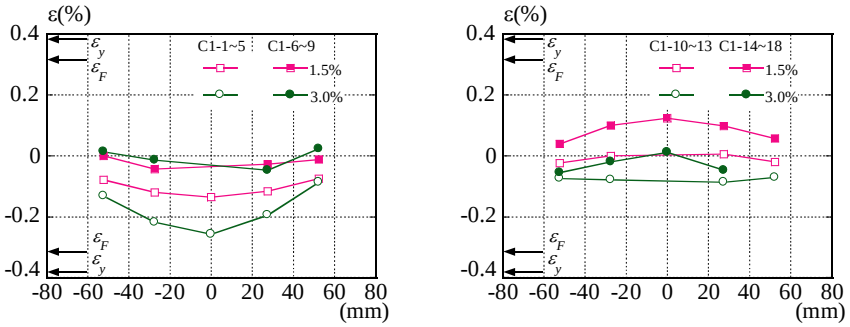
図 4.14　フランジ幅方向歪分布（HN-3016）

図 4.19～図 4.22 にパネル部分の歪分布を示す。図には梁軸方向の向きに貼付した歪ゲージの値である。ダイアフラム付きの HD-2516 の場合，歪はほとんど生じていないものの，ダイアフラム無しの HN-2016～3016 の場合，引張側フランジの C2’-1.4.7 では圧縮歪が生じており，圧縮側フランジの C2’-3.6.9 では引張歪が生じている。これは，ダイアフラムがない場合，梁曲げモーメントの偶力を柱梁接合部ウェブが負担し，曲げ変形を生じているためである。ただし，HN-3016 の圧縮側フランジの柱梁接合部(C2’-3)以外では弾性となっている。



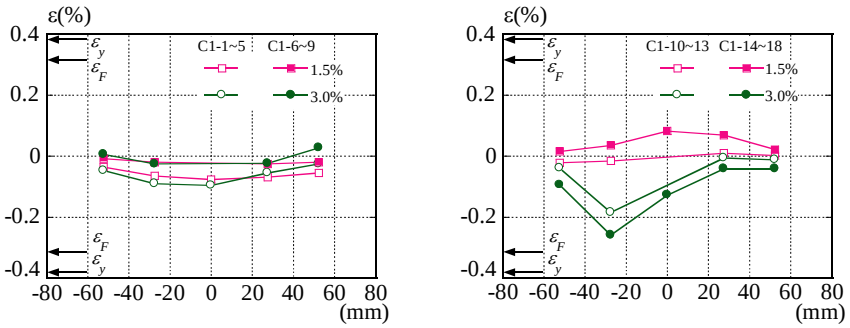
(a) C1-1~9(正)　(b) C1-10~18(正)

図 4.15　柱スキンプレート幅方向歪分布（HD-2516）



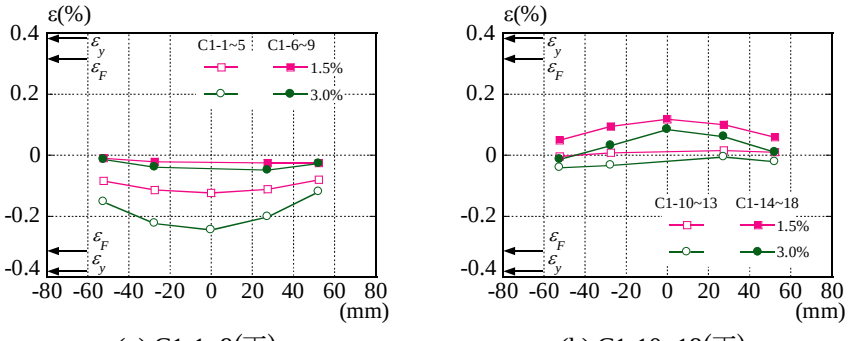
(c) C1-1~9(正)　(d) C1-10~18(正)

図 4.16　柱スキンプレート幅方向歪分布（HN-2516）



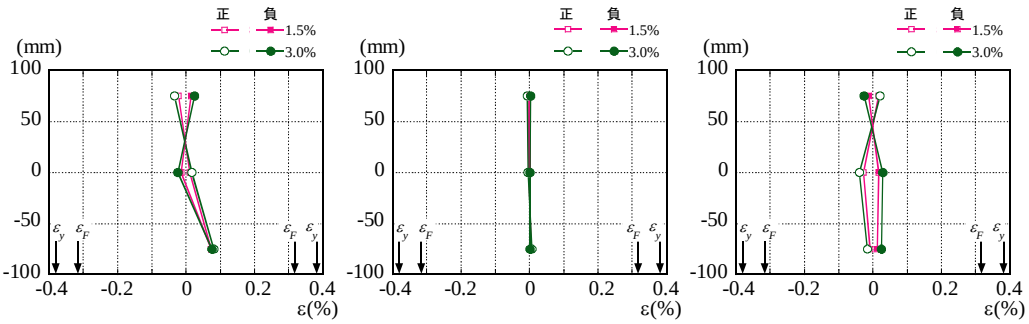
(e) C1-1~9(正)　(f) C1-10~18(正)

図 4.17　柱スキンプレート幅方向歪分布（HN-2016）



(g) C1-1~9(正)　(h) C1-10~18(正)

図 4.18　柱スキンプレート幅方向歪分布(HN-3016)



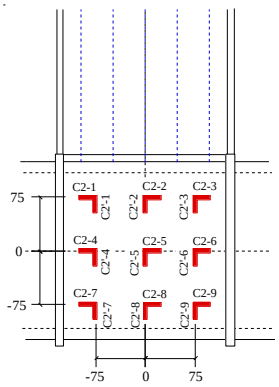
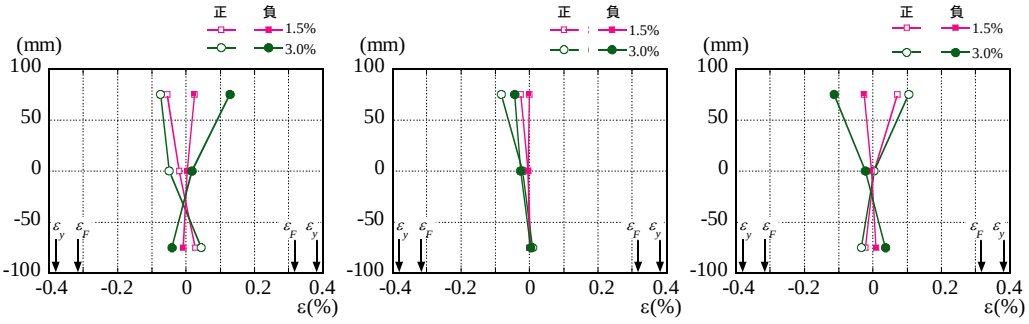


図 4.19　柱パネル歪分布（HD-2516）



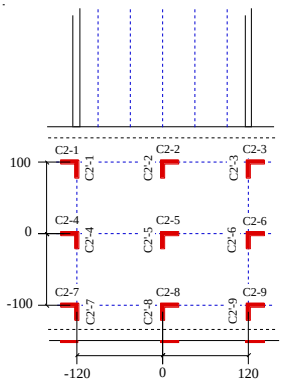
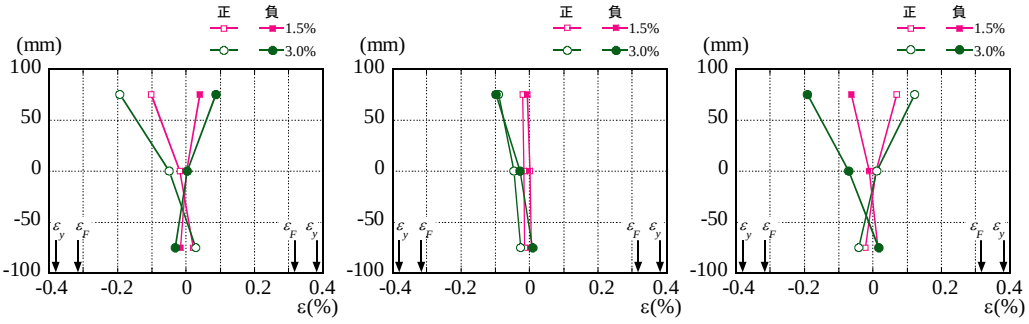


図 4.20　柱パネル歪分布（HN-2516）



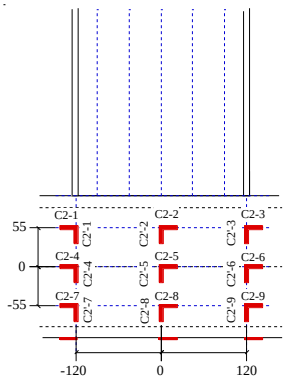
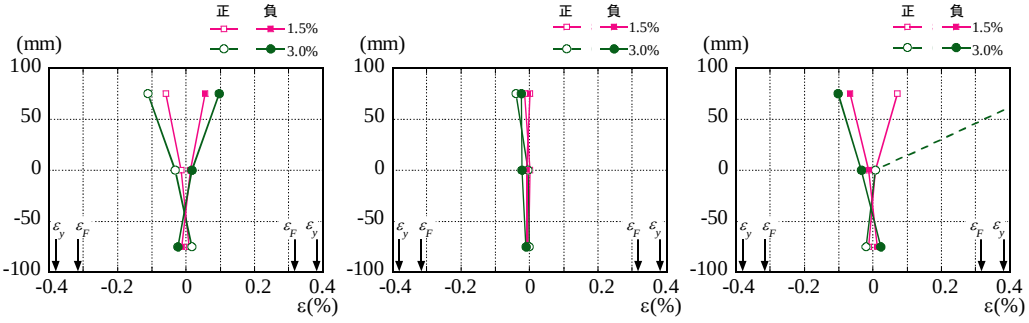


図 4.21　柱パネル歪分布（HN-2016）



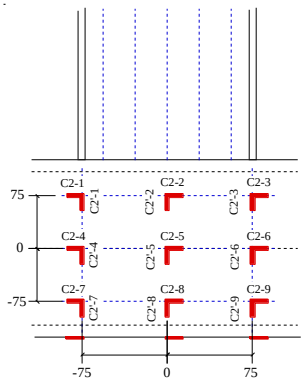


図 4.22　柱パネル歪分布（HN-3016）

実験における崩壊過程

HD-2516 ではδl_b=3.0%の 2 回目で梁フランジが破断し，その後ウェブに伝播しており，急激な荷重低下を示した。HA-1，HA-3 では引張側フランジと柱板との溶接部に亀裂が生じ，柱スキンプレートを引き抜くような挙動を示している。ただし，急激な荷重低下は見られなかった。HN-2016 ではδl_b=3.0%の 3 回目で引張側フランジ溶接部と柱板との溶接部に亀裂が生じ，その後δl_b=4.5%の 3 回目で引張側フランジ裏当て金溶接部で亀裂を生じ，δl_b=6.0%の 1 回目でフランジ及びウェブで破断を生じた。

(a) δ/l_b=3% (+2 回目，フランジ)

(b) δ/l_b=3% (+2 回目，ウェブ)

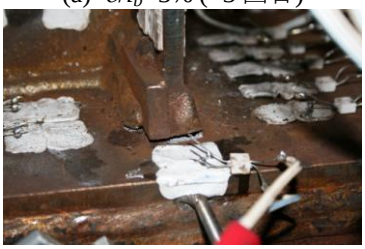
写真 4.1　HD-2516（破断後）

(a) δ/l_b=3% (+1 回目)

(a) δ/l_b=3% (+2 回目)

写真 4.2 HN-2516

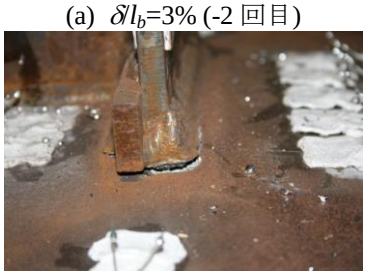
(a) δ/l_b=3% (+3 回目)



(a) δ/l_b=3% (-3 回目)

写真 4.3　HN-2016

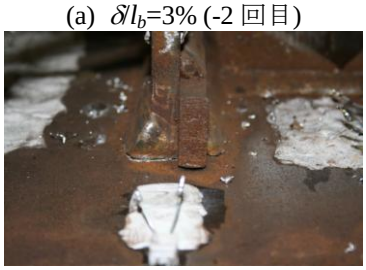
(a) δ/l_b=3% (-2 回目)



(a) δ/l_b=4.5 % (-3 回目)

写真 4.4　HN-3016

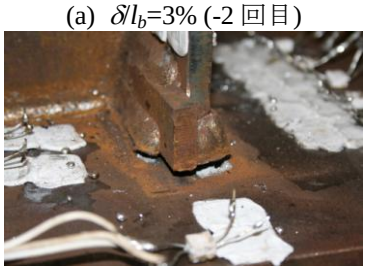
(a) δ/l_b=3% (-2 回目)



(a) δ/l_b=4.5 % (-3 回目)

写真 4.5　HN-2512

(a) δ/l_b=3% (-2 回目)



(a) δ/l_b=4.5 % (-3 回目)

写真 4.6　HN-2519

4.4　まとめ

ダイアフラムレス型の柱梁接合部形式の繰返し載荷実験を行い，力学性能の把握を行った。ダイアフラムが無い場合，ダイアフラムが有る場合に比べて初期剛性，降伏荷重は低下する。しかし，これらの性能は柱幅や柱板厚に大きく依存するため，適切に柱幅や柱板厚を選択することで，ダイアフラムを有する場合と同等の性能を確保することが可能となる。

荷重変位関係における降伏荷重は(4.2)式を 1 ～2 割程度下回り，局所的な降伏に対する局部降伏荷重は(4.2)式を最大 3 割程度下回っている。これは降伏荷重の定義において，鋼種の降伏比，歪硬化勾配の違いが影響しているためであることから，文献 1)の知見を元に修正した(4.3)式を用いることで，高強度鋼ダイアフラムレス型柱梁架構の降伏荷重が求められる。また，(4.4)式で得られる荷重であれば，局所的にも架構は弾性保持することができる。

参考文献

1) 秋山宏，呉相勲，大竹章夫，福田浩司，山田哲：無補強角形鋼管柱・梁接合部のモーメント-回転角関係の一般化，日本建築学会構造系論文集，第 484 号 131-140，1996.6

2) 森田耕次，江波戸和正，渡辺仁，山本昇，安田博和，里見孝之：箱形断面柱－H 形断面はり接合部のダイアフラム補強に関する研究　－接合部降伏耐力の評価－，日本建築学会構造系論文集，第 388 号 100-110，1988.6

5. 高強度鋼柱梁と鋼材ダンパーを組み合わせた十字架構の繰返し載荷実験

5.1 実験の目的

本実験は、４章で検討したダイアフラムレス型の高強度鋼柱梁接合形式を含め、通常の梁通しダイアフラム高強度柱梁接合、通常鋼ダイアフラム柱梁接合に鋼材ダンパー(座屈拘束ブレース)を付加した複合架構に繰返し載荷を行い、想定される高性能架構の地震時の性能評価を行った。試験体の構成を図 5.1 に示す。同試験体は、文献 1)における外周制振架構による高層建物を想定したモデルとなっている。

同架構の復元力特性イメージを図5.3に示す。まず鋼材ダンパーが層間変形角1/800程度で降伏してエネルギー吸収を開始し、その後主架構の梁端部が1/100程度で降伏を開始する。震度7の強震時に架構の最大応答を同図中のダンパーエネルギー吸収領域に納めることで、主架構の損傷を回避し大地震後も継続使用可能な架構設計が可能となる。高強度鋼材を用いることで普通鋼材架構と比較しより大きな応答変形まで主架構を弾性領域にとどめ、ダンパーのエネルギー吸収領域を広げることが可能となる。本実験では、弾性領域の長い高強度鋼フレームにエネルギー吸収型ダンパーを加えることで震度7の強震時に架構の最大応答を主架構弾性域に納め，主構造の損傷を回避し大地震後も継続使用可能な架構設計が可成立しているかどうかの確認を行う。

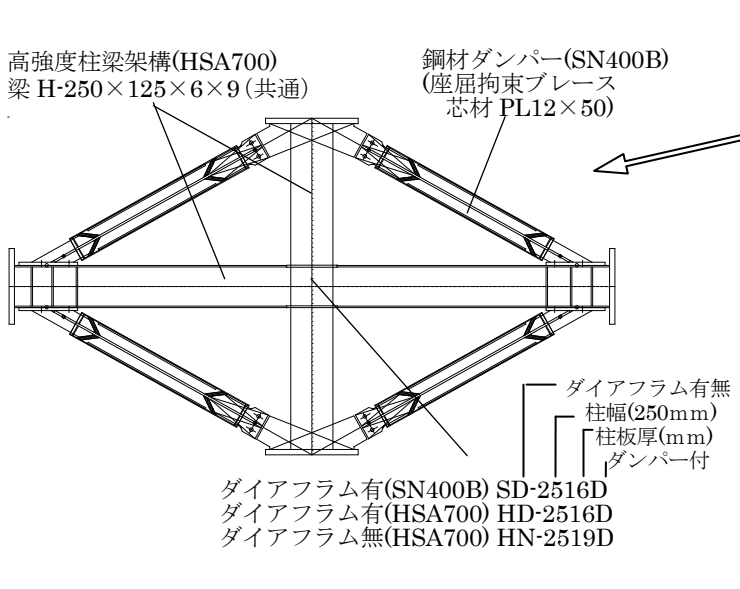


図 5.1　高強度鋼十字型試験－試験体フレーム

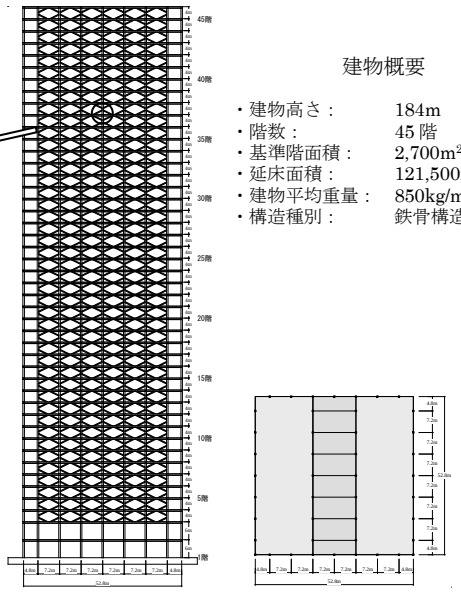
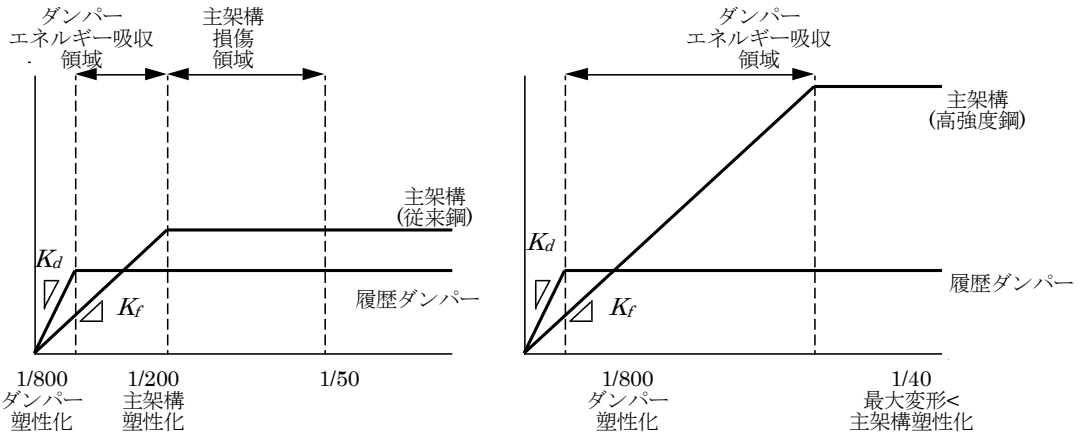


図 5.2　試験体想定架構イメージ



(a) 普通鋼架構＋鋼材ダンパー　　(b) 高強度鋼架構＋鋼材ダンパー

図 5.3　架構システムの復元力特性

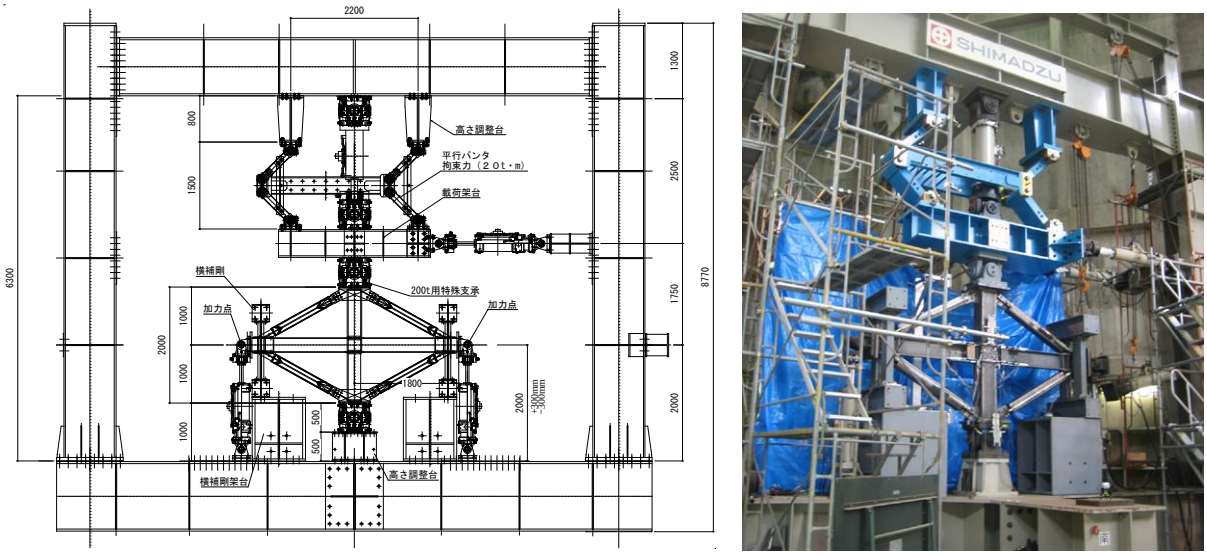


図 5.4　試験装置概要

試験体は図 5.1 に示すように鋼材ダンパー(座屈拘束ブレース：芯材 SN400)をダイアフラム付高強度鋼 HSA700 のフレームの外周部に加えた HD-2516D モデル, 柱のダイアフラムを略した HN-2519D モデル, また比較検討のため主構造に普通鋼(SN400B)を用いた SD-2516D モデルの 3 体とし, 図 5.2 に示す外周制振構造による高層建物の 1 フレームを想定したモデルとする。実験は以上 3 体すべての試験体につき同じ層間変形角での繰返し載荷を行う。

繰返し載荷はまず、通常鋼材梁断面が想定 F 値(235 N/mm^2) に達すると予想される層間変形角 1/150 で 5 サイクル、続いて通常鋼材梁断面が降伏する(290 N/mm^2)と予想される層間変形角 1/120 で 5 サイクル、さらに高強度鋼梁が想定 F 値($0.8\sigma_y$=600N/mm^2) に達すると予想される層間変形角 1/62.5 で 5 サイクル、高強度鋼梁が降伏する(750N/mm^2) と予想される層間変形角 1/50 で 5 サイクルでの繰返し載荷を行い、鋼材ダンパーの安定したエネルギー吸収性能の確認並びに高強度柱梁架構の繰返し変形下の健全性の確認を行った。また設計上梁断面縁部が降伏に至らないレベルでも裏板金部周辺や溶接熱影響部等の局部的な応力集中によって破壊が生じないことを確認した。以上の過程における主架構の挙動を元に設計用 F 値の妥当性を検証した。その後、高強度鋼梁が降伏に至る(750N/mm^2)と予想される層間変形角の倍の変形角 1/25 で繰り返し載荷を継続し、鋼材ダンパーまたは主架構が損傷する時点までの載荷を実施し、この過程において本架構システムの限界変形性能、エネルギー吸収性能の確認を行った。

1) 岩田衛，黄一華，川合廣樹，和田章：被害レベル制御構造「Damage Tolerant Structure」に関する研究、日本建築学会技術報告集、第 1 号　P.82　1995 年 12 月

5.2 主架構弾性限までの挙動

実験より得られた各試験体の高強度鋼弾性限内(δ_{Hy})の水平力-層間変形角関係を図 5.5～図 5.7 に，ダンパー軸力-軸変形関係を図 5.8 に示す。

図に示すとおり，いずれの試験体も 1/150，1/120，1/62.5 の各 5 サイクルにおいて安定した履歴ループを示し，本実験を見る限りでは許容応力度設計における許容応力度を 600N/mm^2 程度で設定しても大きな問題はないものと判断される。ノンダイアフラム型の HN-2519D についてはダイアフラム付試験体と比して剛性及び耐力がやや劣るものの累積変形性能では通常のダイアフラム付き架構と遜色のない性能を示した。

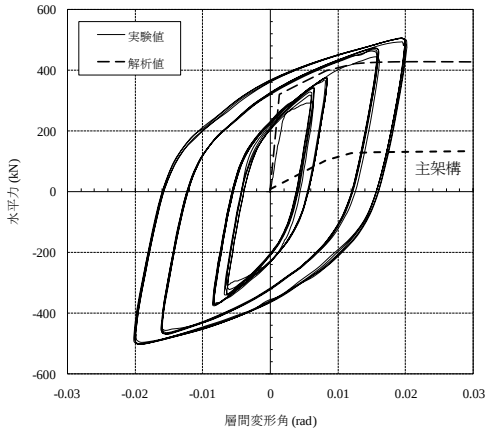


図 5.5　SD-2516D　水平力-層間変形角関係

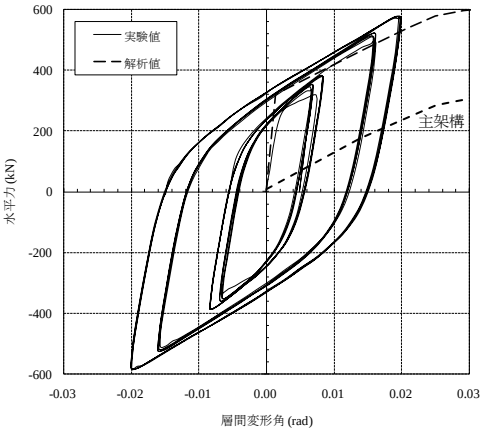


図 5.6　HD-2516D　水平力-層間変形角関係

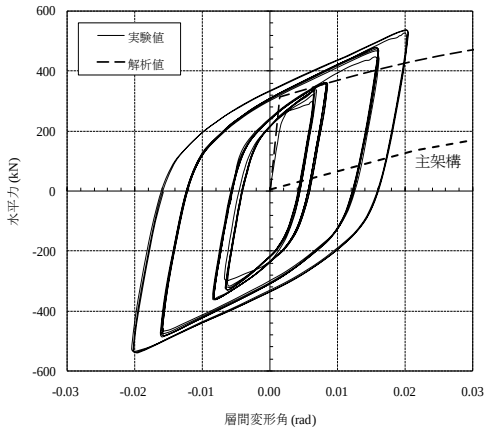


図 5.7　HN-2519D　水平力-層間変形角関係

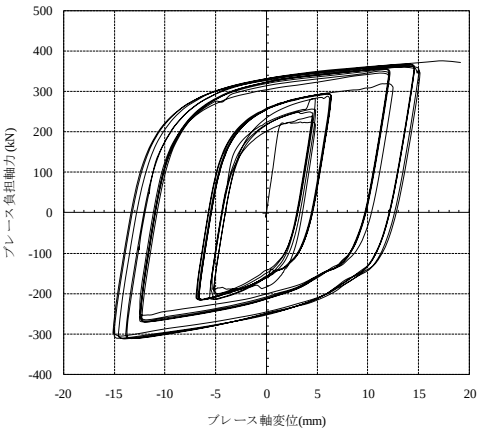
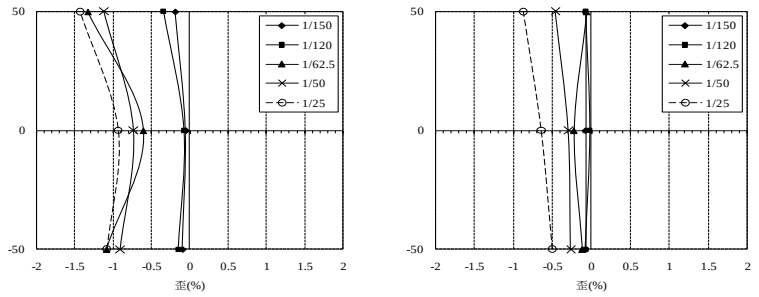
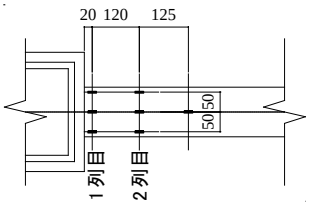


図 5.8　ダンパー　軸力-軸変形関係

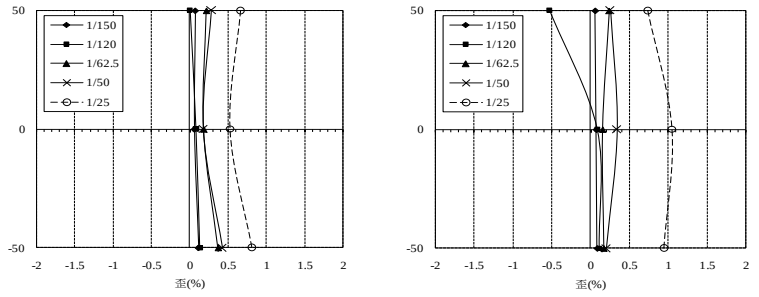
次に梁端部における歪分布を図 5.9～図 5.20 に示す。図 5.9～5.13 に通常鋼架構 SD-2516D の歪分布を示す。図 5.9～5.10 のフランジの歪分布では、層間変形角 1/120 を超えると塑性化が始まり、層間変形角 1/25 では塑性領域が 2 列目まで広がる場合もあり、塑性化に伴って両端の歪が中央に比べ増大する傾向が見られる。一方、図 5.11～5.12 のウェブの歪分布では、フランジの塑性化に伴って柱近傍のウェブの上下端の塑性歪が増大する様子がわかる。図 5.13 のダイアフラム上部の柱の歪は概ね弾性範囲内に留まっている。図 5.14～5.18 に高強度鋼架構 HD -2516D の歪分布を示す。図 5.14～5.15 のフランジの歪分布では、層間変形角 1/50 までフランジは概ね弾性範囲に留まる一方、層間変形角 1/25 での歪は 1 列目のみ大きく増大し、塑性化領域が局部に集中する傾向があること、塑性化に伴ってフランジ両端の歪が中央に比べ増大する傾向が見られる。一方、図 5.16～5.17 のウェブの歪分布は、フランジの塑性化に伴い柱近傍のウェブの上下端の塑性歪が大きく進展する。図 5.18 の柱の歪は概ね弾性範囲内に留まっている。図 5.19～5.23 にダイアフラムレスの高強度鋼架構 HN -2519D の歪分布を示す。図 5.19～5.20 のフランジの歪分布では、層間変形角 1/50 までフランジは概ね弾性範囲に留まり、層間変形角 1/25 で塑性領域に入るが、ダイアフラム付試験体と比較し，同層間変形角に対する梁端部のフランジの歪分布が小さくなっており，柱梁接合部における応力伝達量が低下していることが確認される。図 5.21～5.22 のウェブの歪分布は、層間変形角 1/50 まで弾性範囲に留まり、フランジの塑性化に伴い塑性化するが、中立軸歪の変動も見られる。また、図 5.23 の柱の歪がダイアフラム付き架構に比べ大きく、層間変形角 1/50 までは概ね弾性範囲内に留まっているが、層間変形角 1/25 では塑性歪が大きく進展する様子が分かる。

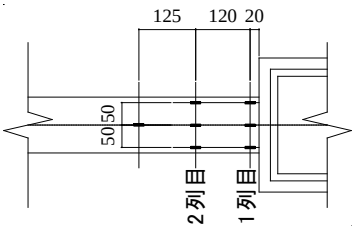




(a) 1 列目　　(b) 2 列目

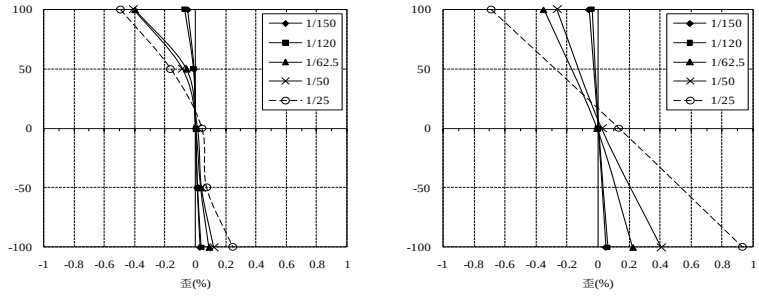
図 5.9　SD-2516D 右梁フランジ歪分布

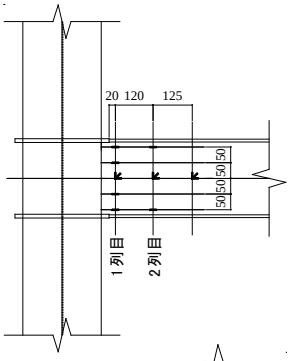




(a) 1 列目　　(b) 2 列目

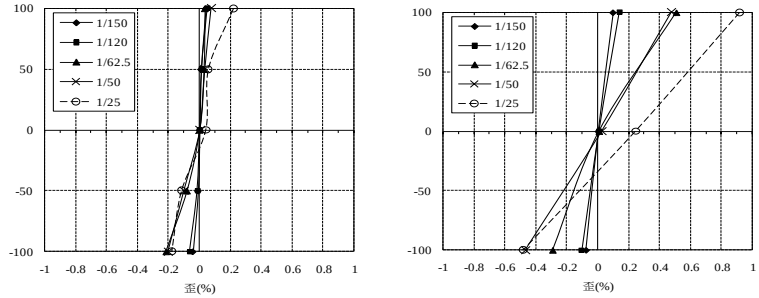
図 5.10　SD-2516D 左梁フランジ歪分布

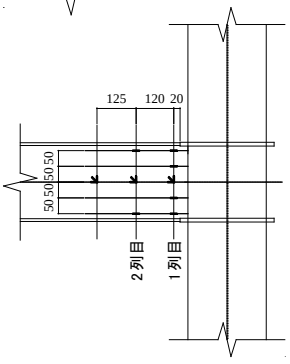




(a) 1 列目　　(b) 2 列目

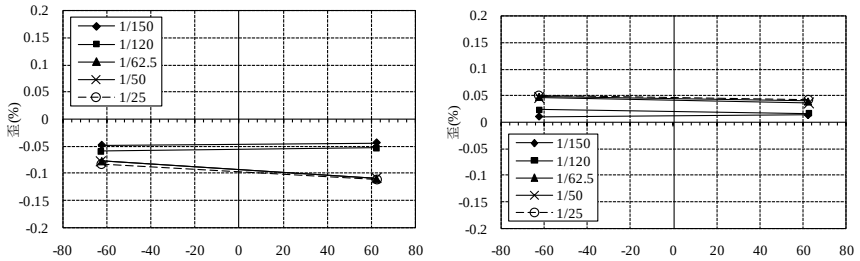
図 5.11　SD-2516D 右梁ウェブ歪分布

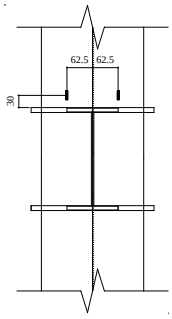




(a) 1 列目　　(b) 2 列目

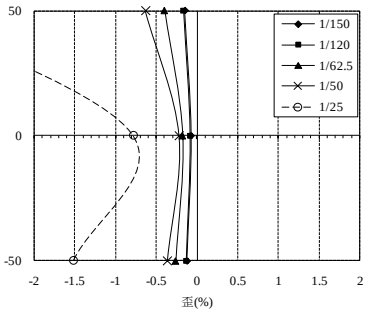
図 5.12　SD-2516D 左梁ウェブ歪分布

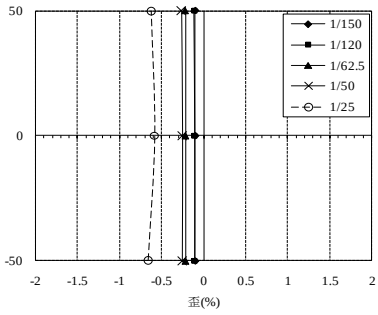


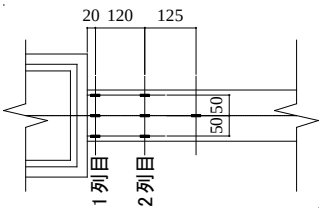


(a) 右側面　　(b) 左側面

図 5.13　SD-2516D 柱歪分布

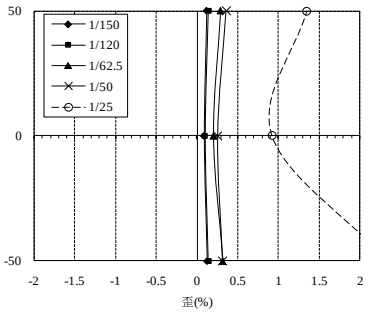


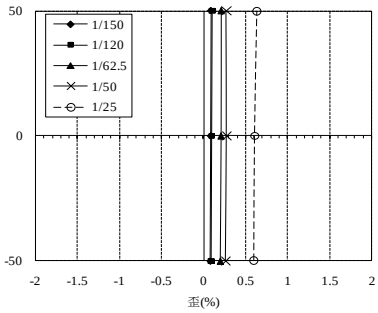


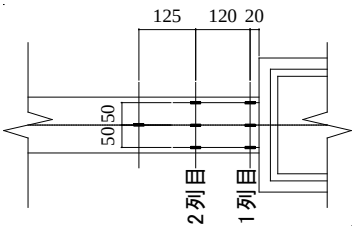


(a) 表面 1 列目　　(b) 表面 2 列目

図 5.14　HD-2516D 右梁フランジ歪分布

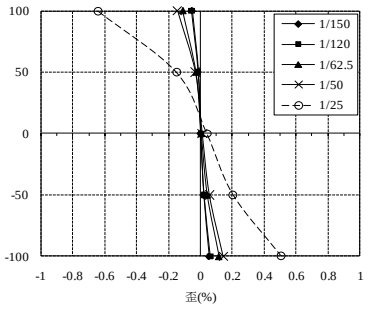


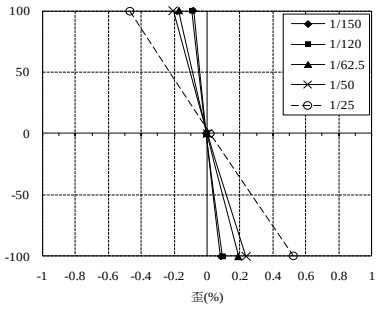


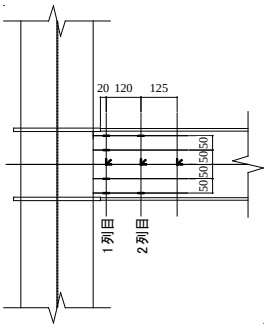


(a) 表面 1 列目　　(b) 表面 2 列目

図 5.15　HD-2516D 左梁フランジ歪分布

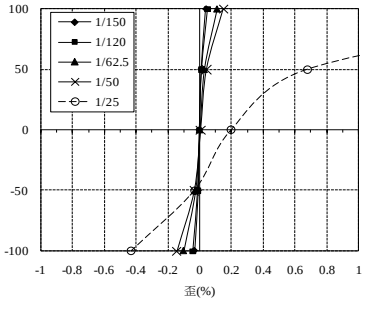


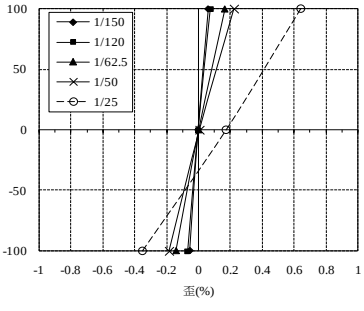


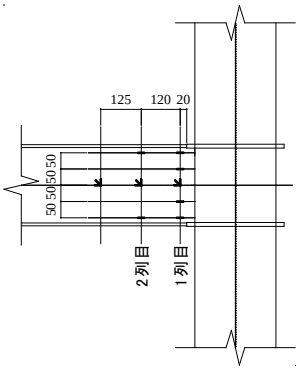


(a) 1 列目　　(b) 2 列目

図 5.16　HD-2516D 右梁ウェブ歪分布

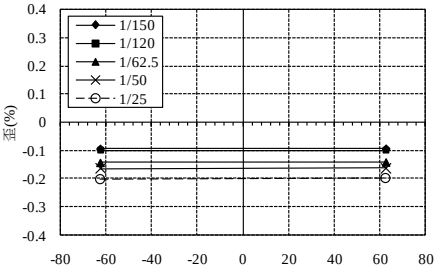


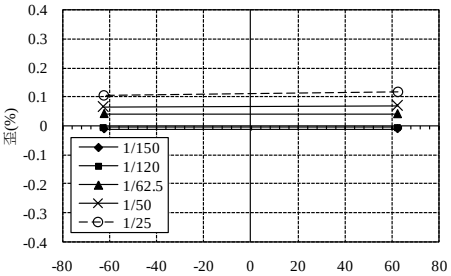


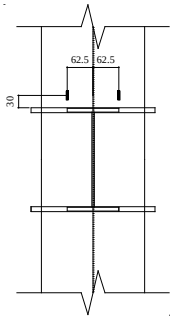


(a) 1 列目　　(b) 2 列目

図 5.17　HD-2516D 左梁ウェブ歪分布

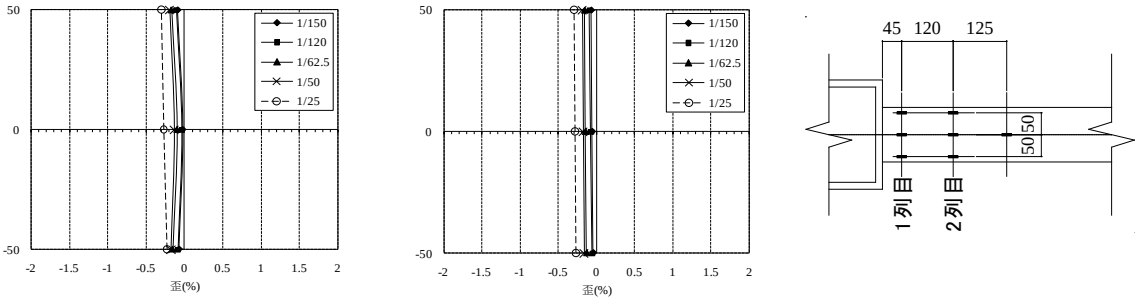






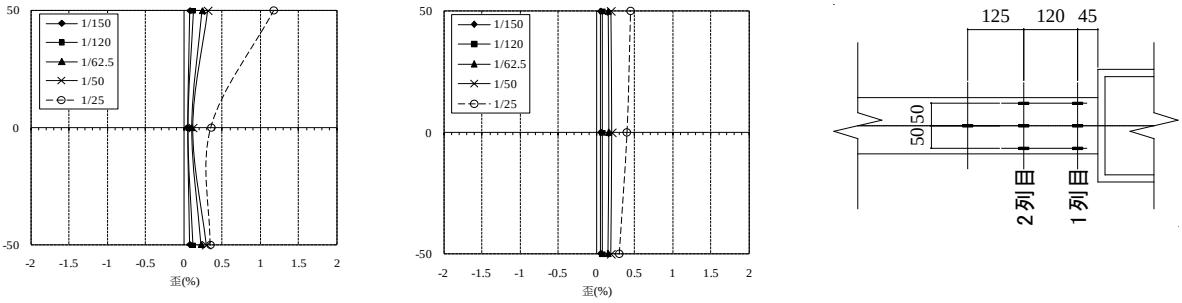
(a) 右側面　　(b) 左側面

図 5.18　HD-2516D 柱歪分布



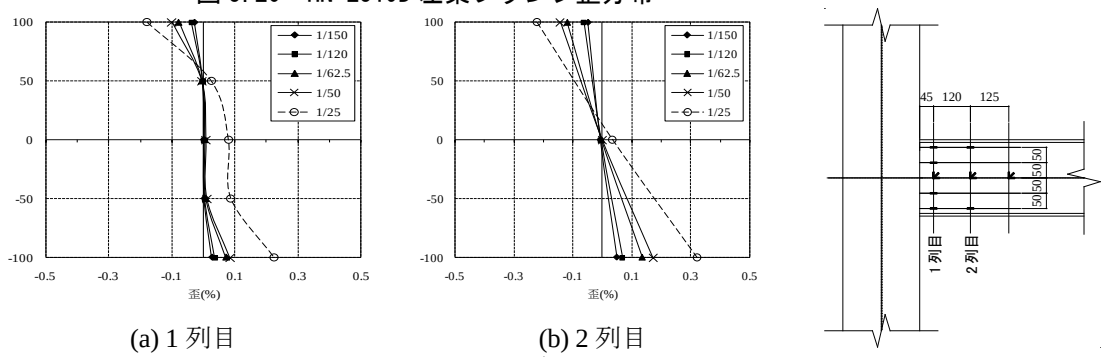
(a) 1 列目　　(b) 2 列目

図 5.19　HN-2519D 右梁フランジ歪分布



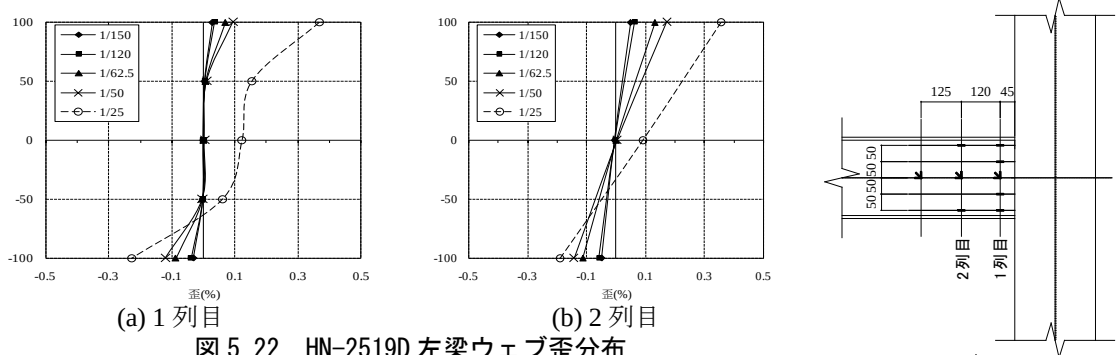
(a) 1 列目　　(b) 2 列目

図 5.20　HN-2519D 左梁フランジ歪分布



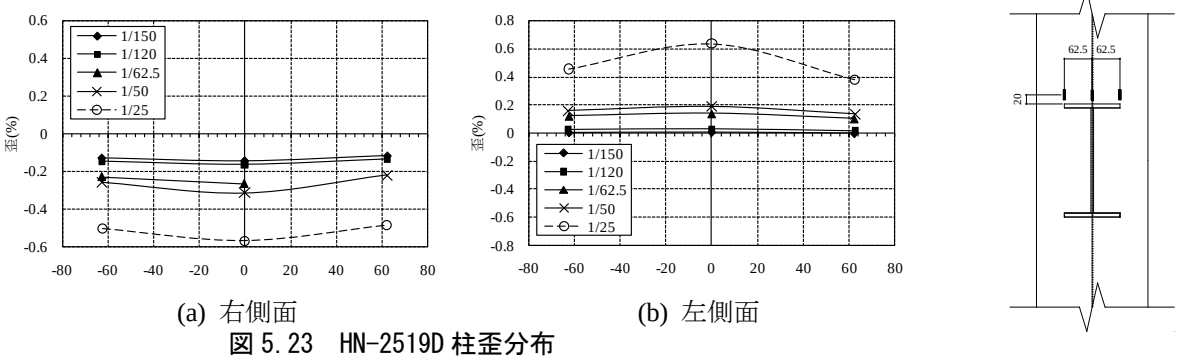
(a) 1 列目　　(b) 2 列目

図 5.21　HN-2519D 右梁ウェブ歪分布



(a) 1 列目　　(b) 2 列目

図 5.22　HN-2519D 左梁ウェブ歪分布



(a) 右側面　　(b) 左側面

図 5.23　HN-2519D 柱歪分布

5.3 主架構塑性化後の挙動

図 5.24～図 5.26 に崩壊に至るまでの水平力-層間変形角関係を示す。HN-2519D では高強度鋼梁端部応力がσ_yに至る層間変形δ_{Hy}(層間変形角 1/50)4 サイクル目で，HD-2516D,SD-2516D ではその倍の層間変形$2\delta_{Hy}$(層間変形角 1/25)1～2 サイクル目で座屈拘束ブレースが破断に至った。試験後拘束材を除去したところ、写真 5.3 に示すようにブレース芯材は拘束材内で高次の局部座屈モードを呈していることが確認された。ダンパー破断後も主構造の繰返し載荷を行ったところ，HD-2516D，HN-2519D モデルともに同層間変形角 2 サイクル目で梁端部が破断に至った。通常鋼架構 SD-2516D では層間変形角 1/50 を超えた領域で梁に横座屈を伴う不安定現象が発現し、その後梁端部が破断に至り載荷を終了した。破断はいずれも溶接ボンド部で発生した(写真 5.4)。通常鋼架構で横座屈を伴う不安定現象が発現したのに対し，高強度架構で同変形領域での不安定現象が見られなかった理由として，普通鋼架構では梁の塑性化領域が広がり同時に軸力を受けた為であると考えられるが，一方の高強度架構では塑性化領域が限定されることにより不安定現象に至らなかったと考えられる。

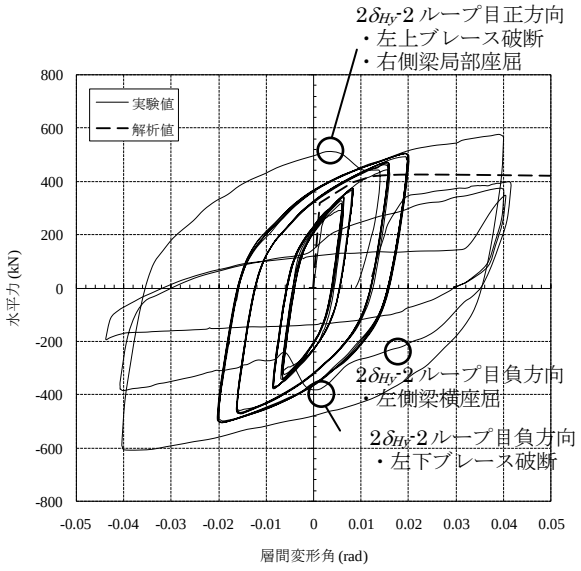


図 5.24　SD-2516D　水平力-層間変形角関係

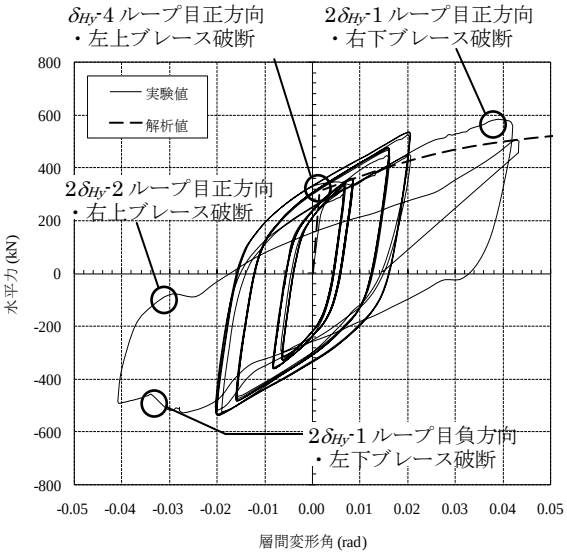


図 5.25　HN-2519D　水平力-層間変形角関係

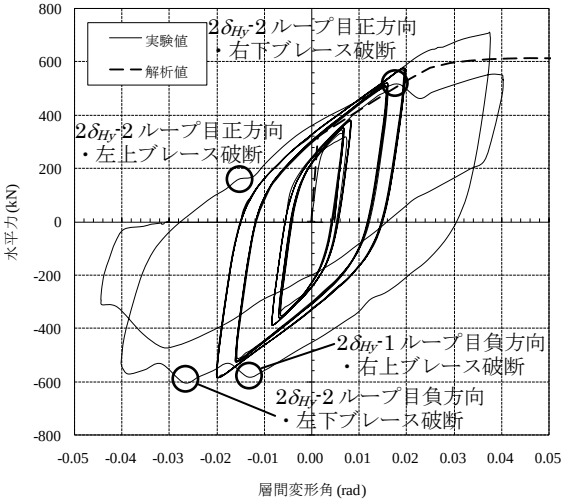


図 5.26　HD-2516D　水平力-層間変形角関係

写真 5.1　HD-2516D　載荷後写真

写真 5.2　HN-2519D　載荷後写真

写真 5.3　ダンパー芯材局部座屈状況

写真 5.4　梁端部破断状況(HD-2516D)

5.4 まとめ

1) 本実験で設定した制振ブレース付き高強度鋼フレームは、層間変形角 1/50 まで主架構を弾性に保ちながら先行降伏した制振ブレースが層間変形角 1/25 数サイクルで破断に至るまでエネルギーを吸収する安定した履歴特性を示し、損傷制御架構のコンセプトが成立していることが確認された。
2) 普通鋼フレームが層間変形角 1/120 を超えたあたりより梁端部が塑性化を開始し、フランジの塑性歪に不均等分布が発生したが、高強度鋼フレームはいずれも層間変形角 1/62.5 を超えるまで梁端部は弾性を保ち、ほぼ均等な歪分布を維持した。ただしダイアフラムレス接合部試験体は柱にやや高い局部応力が見られた。
3) 普通鋼フレームでは、層間変形角 1/50 を超えた領域で梁端部の塑性範囲が広がると共に軸力を受け、梁に横座屈を伴う不安定現象が発現したが、高強度鋼架構では同変形領域でも塑性化領域が限定されるたため不安定現象は見られず、層間変形角 1/25 で梁端溶接部の破断に至った。
4) 本実験のプロポーションにおいては、ダイアフラムレスの試験体はダイアフラム付試験体より合成・耐力がやや劣るものの、梁端部の累積変形性能では遜色のない性能を示した。
5) いずれの試験体も梁端部は層間変形角 1/150, 1/120 各 5 サイクルの弾性繰返し後、1/62.5(600N/mm^2 相当) ×5 サイクル＋1/50(750N/mm^2 相当)×5 サイクルに耐えた後に層間変形角 1/25 数サイクルで溶接部での破断を生じた。

6. 結論

2～5章の高強度鋼を用いた柱梁接合部に関する実験的、解析的検討において以下のような結論が得られた。

1) H形柱を用いたスプリットティによる乾式接合、およびダイアフラムを有する箱形断面柱を用いた溶接接合において、各設計式における許容応力度を $0.7\sigma_u$[注)]$\fallingdotseq 0.8\sigma_y$=600N/mm^{2}程度以下に抑えれば、応力の不均等分布に伴う局部的な塑性化を概ね回避し得るレベルとなる。

2) 各設計式における最大応力度が、σ_y=750N/mm^{2}程度に達した場合でも、接合部および架構はほぼ弾性挙動を示し、10回程度以上の繰り返し変形において損傷・剛性低下を生じない。

3) 高強度鋼部材が降伏応力度を超え、塑性率が2～3程度に達する過大変形を接合部および架構に与えた場合、普通鋼材に比べ限定された領域での塑性化が進展し、2～３回程度の繰り返し履歴を示した後に溶接部で破断を生じる場合が多くみられた。

4) 梁部材のウエブ幅厚比に関しては既往のCランク幅厚比で弾性限度まで局部座屈が生じないことが確認されたほか、モーメント勾配またはせん断スパン比をパラメータとして幅厚比をさらに緩和し得る可能性が示された。

なお、上記検討では梁柱接合部を中心に各種検討を行ったが、高強度鋼の梁継手等における高力ボルト摩擦接合部の母材孔欠損部周辺の応力集中に伴う局部塑性化の影響についても、今後実験的・解析的に検討を行う必要があるものと考えられる。

注) 平成21年3月時点での暫定値である。

参考資料 2-B　幅厚比規定値を超える部分を無効とみなす方法の適用範囲

文献 1)の 8.1（3）に示されるように、「規定値を超える部分を無効とみなして存在応力度を求めた上で検定を行う」という方法を取る場合に、危険側とならない範囲を確認する。

文献 1)では $0.6F$ 以上の応力度を非弾性域の座屈としている。幅厚比$(b/t)^2$に反比例する弾性座屈応力度の曲線から応力度 $0.6F$ の点で接線を引き（幅厚比(b/t)の 1 次関数を定め）、当該接線上で応力度が F となる幅厚比を規定値としている。

規定値を超える部分を無効とみなして存在応力度の検定(許容応力度設計)を行う場合を考える。幅厚比の規定値を λ_C とすれば、有効とみなす板要素の幅は $b_C=\lambda_C t$ である。σ_a を板要素全体の平均許容応力度とすれば、規定値を超える部分を無効と考えた場合の板要素の許容耐力 P_a を $P_a=b_C tF=bt\sigma_a$ と表せることから、$\sigma_a/F=b_c/b=\lambda_c/\lambda$（ここで、$\lambda=b/t$）となる。無効と考える場合の許容応力度は幅厚比に反比例する。

以上を図示したものが図 1 及び 2 である。横軸は幅厚比 λ を規定値 λ_c で、縦軸は座屈応力度 σ_{cr} 又は上述の σ_a を F で、それぞれ基準化している。図中では非弾性域の座屈として $0.6F$ の点を通る接線を「直線式」、σ_a を「略算」と表示している。図 3 には座屈応力度に対する「略算」の比率を示している。応力度が $0.6F$～F の範囲にある場合に「直線式」が正しいとすれば、「略算」による σ_a は規定値を超える部分の割合を示す λ/λ_c が小さい範囲でよい近似値を与えるが、λ/λ_c が大きくなると座屈応力度を上回るようになり危険側となる。例えば $\lambda/\lambda_c=1.5$ では 1 割程度高めの許容値を与えている。図 3 より、規定値を超える部分を無効と考えて検討する方法は、規定値の 1.3 倍程度を目安として適用すべきである。

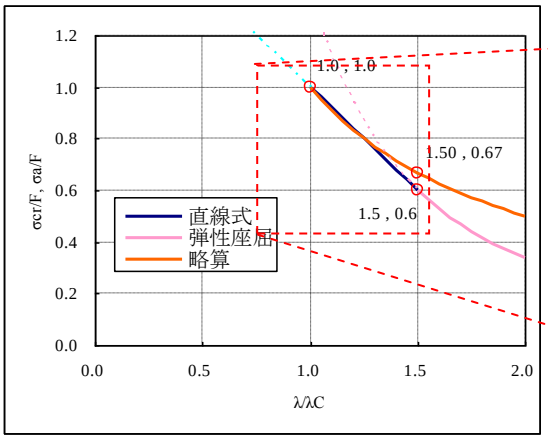


図 1　座屈応力度と略算による許容応力度

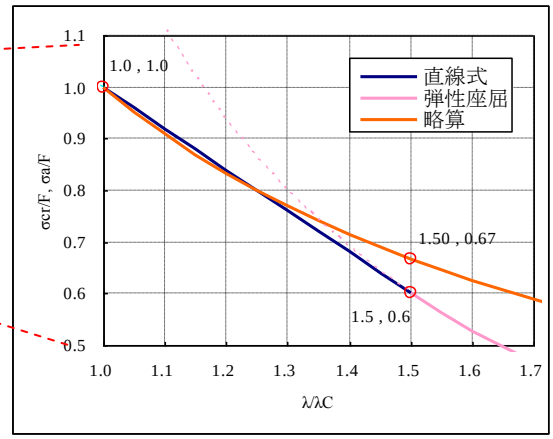


図 2　図 1 の拡大

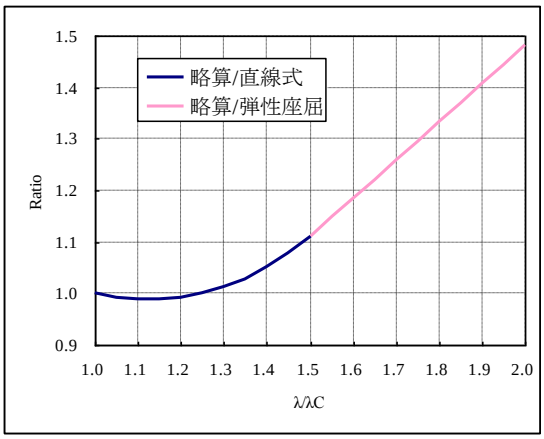


図 3　略算の比率

参考文献

1) 日本建築学会：鋼構造設計規準－許容応力度設計法－、2005.9

付録

図１，２を求めるための式について補足する。

弾性板座屈応力度

$$\sigma_{cr} = kD\left(\frac{t}{b}\right)^2 = kD\frac{1}{\lambda^2} \qquad \text{(a)}$$

ここで、k：座屈係数、 $D \equiv \frac{\pi^2 E}{12\left(1-\nu^2\right)}$ 、 $\lambda \equiv b/t$

直線式：0.6F を通る接線

$$\frac{\partial \sigma_{cr}}{\partial \lambda} = -2kD\frac{1}{\lambda^3} = -2\frac{\sigma_{cr}}{\lambda}$$

$$\left.\frac{\partial \sigma_{cr}}{\partial \lambda}\right|_{\sigma_{cr}=0.6F} = -2\frac{0.6F}{\lambda_e}$$

ここで、 $\lambda_e = \sqrt{\frac{kD}{0.6F}}$ （式(a)で $\sigma_{cr} = 0.6F$ としたときの λ）

直線式は、

$$\sigma_{cr} - 0.6F = -2\frac{0.6F}{\lambda_e}\left(\lambda - \lambda_e\right)$$

$$\therefore \frac{\sigma_{cr}}{F} = -1.2\frac{\lambda}{\lambda_e} + 1.8 \qquad \text{(b)}$$

式(b)で $\sigma_{cr} = F$ としたときの λ が幅厚比制限で、これを λ_C と書くことにすると、式(b)より、

$$1 = -1.2\frac{\lambda_C}{\lambda_e} + 1.8$$

$$\therefore \frac{\lambda_C}{\lambda_e} = \frac{2}{3} \qquad \text{(c)}$$

λ_C を規準として式(b)を書き直すと、

$$\frac{\sigma_{cr}}{F} = -0.8\frac{\lambda}{\lambda_C} + 1.8 \qquad \text{(d)}$$

また式(a)を書き直すと、

$$\frac{\sigma_{cr}}{F} = \frac{kD}{F}\frac{1}{\lambda^2} = 0.6\left(\frac{\lambda_e}{\lambda}\right)^2 = 0.6\left(\frac{\lambda_e}{\lambda_C}\right)^2\left(\frac{\lambda_C}{\lambda}\right)^2$$

$$= 0.6\left(\frac{3}{2}\right)^2\left(\frac{\lambda_C}{\lambda}\right)^2 = \frac{1.35}{\left(\lambda/\lambda_C\right)^2} \qquad \text{(e)}$$

幅厚比制限 λ_C を超える部分を無効と考えた場合の許容耐力 P_a は、

$P_a = b_C t F = bt\sigma_a$

ここで、 $b_C = \lambda_C t$ 、 σ_a は平均許容応力度。

よって、

$$\frac{\sigma_a}{F} = \frac{b_C}{b} = \frac{\lambda_C}{\lambda}$$

参考資料 2-C　高強度材料の要素繰り返し試験結果

1　試験体ならびに載荷・計測方法

試験体は図 1 に示す形状を有し、板厚は 12mm である。試験区間は幅 40mm の中央平行部 100mm であり、試験区間両端の接合部には試験区間の軸方向長さの変化を計測するために変位計を接続するための M10 全ねじ棒が点付け溶接されている。試験区間端部は、応力集中による早期破断を避けるため R=10mm とした。

試験では、圧縮力下での試験区間における座屈を抑えるため、試験体周囲には図 2 に示す面外変形拘束治具を設置し、機械式 500kN 万能試験機により軸方向載荷を行った。ここで面外変形拘束治具は、試験区間において強軸、弱軸両方向への変形を拘束するものであり、試験体との間には摩擦力の発生を防ぐために 2mm 程度の隙間を設け、隙間にはテフロンシートを挟んだ。圧縮力下における試験区間での体積増加については、この隙間とテフロンシートの変形で対応させた。

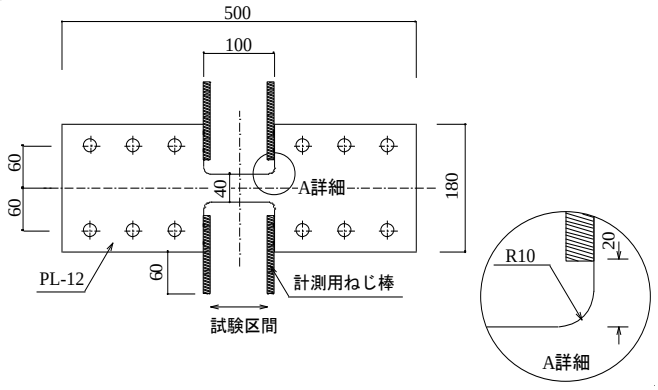


図 1　試験体形状

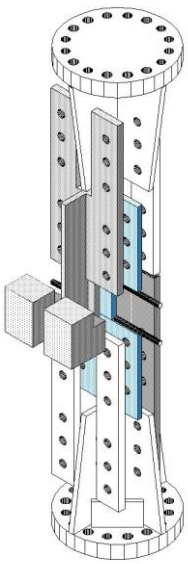
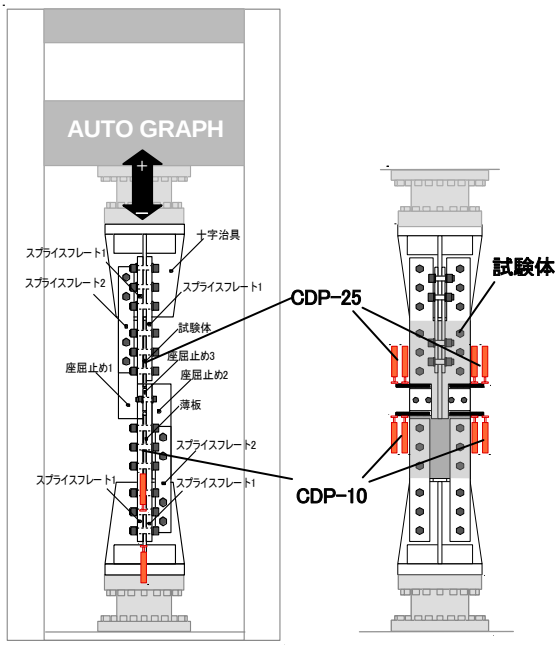


図 2　座屈拘束治具の取付



a) 正面立面　　b) 右側立面

図 3　実験装置

要素実験における計測項目は、試験体に作用する軸力と試験区間の軸変形である。前者は試験機ロードセルにより、後者は図 3 に示すように、ねじ棒の回転を考慮し 10mm 及び 25mm バネ式変位計によって、各ねじ棒で 2 箇所の変位を計測する。これにより、試験区間軸方向の長さの変化(*ΔL*)を原試験区間長さで除した公称歪度を得る。試験体に作用した軸力を試験区間の原断面積で除した公称応力度と伴わせて、公称応力度-公称歪度関係（${}_n\sigma$-${}_n\varepsilon$ 関係）を求め、これを体積一定の仮定のもとで、真応力度-真歪度関係（${}_t\sigma$-${}_t\varepsilon$ 関係）に置換した。算定方法は以下に示す。

$$\Delta L_1 = ① - (\ ① - ②\ ) \times \frac{15}{4} \tag{1}$$

$$\Delta L = \frac{\Delta L_1 + \Delta L_2}{2} - \frac{\Delta L_3 + \Delta L_4}{2} \tag{2}$$

ΔL_1 ，ΔL_2 ： 上部の変位から求めた中心部の変位

ΔL_3 ，ΔL_4 ： 下部の変位から求めた中心部の変位

$${}_t\sigma = (1 + {}_n\varepsilon)\ {}_n\sigma \tag{3}$$

$${}_t\varepsilon = \ln(1 + {}_n\varepsilon) \tag{4}$$

${}_n\sigma$:公称応力　${}_n\varepsilon$:公称歪

${}_t\sigma$:真応力　${}_t\varepsilon$:真歪

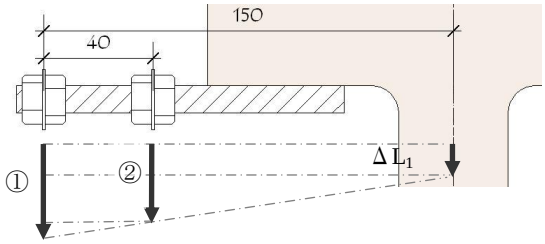


図 4　測定位置

載荷パターンであるが、
①単調引張
②3%定振幅 5 回繰り返し（～引張切り）
③3%定振幅繰り返し（破断まで）
④2%定振幅 5 回繰り返し（～引張切り）
⑤2%定振幅繰り返し（破断まで）
の 5 通りとした。いずれの載荷パターンにおいても、最終的には引張方向に載荷し、破断させた。

写真 1　試験体

写真 2　実験装置全体

2　実験結果

各試験体の真応力-真ひずみ関係を以下に示す。引張側が正である。

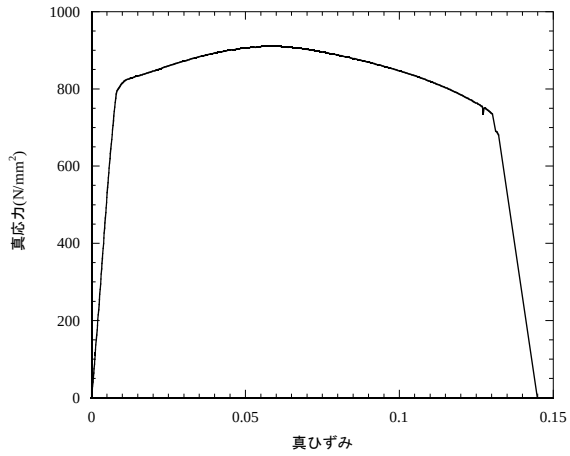


図 5　単調引張

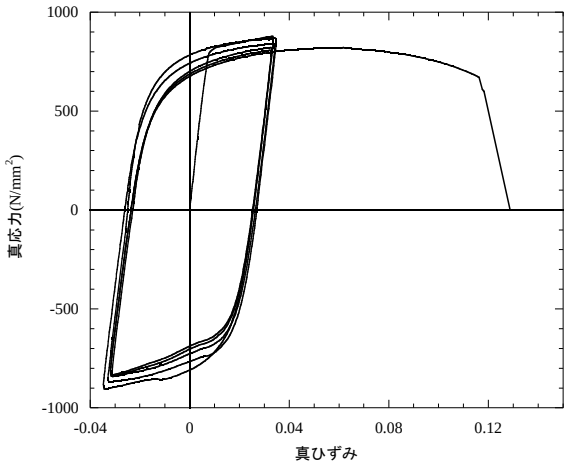


図 6　3%定振幅 5 回繰り返し～引張切り

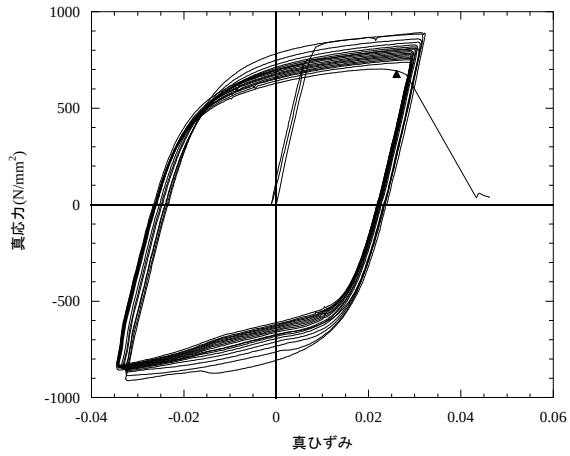


図 7　3%定振幅繰り返し(18 回目で破断)

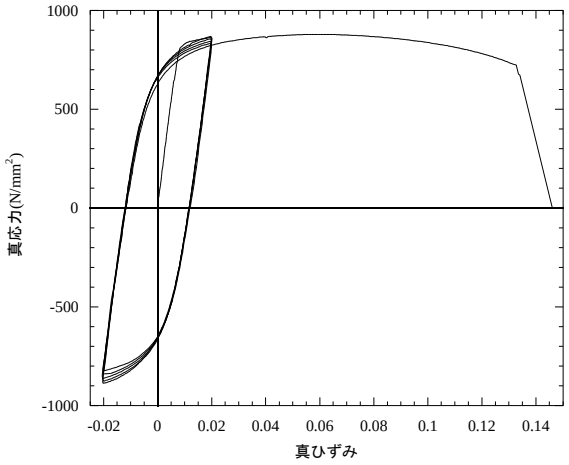


図 8　2%定振幅 5 回繰り返し～引張切り

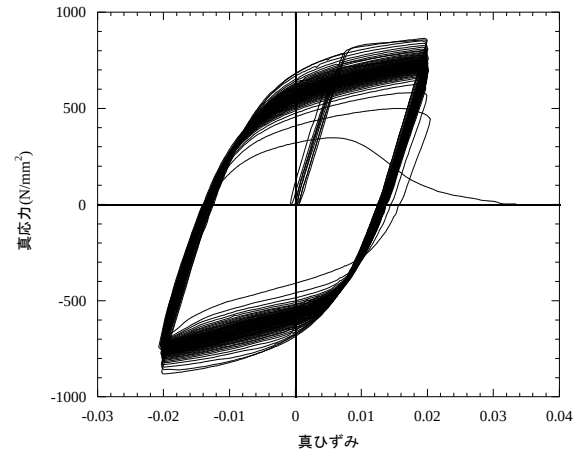


図 9　2%定振幅繰り返し(74 回目で破断)

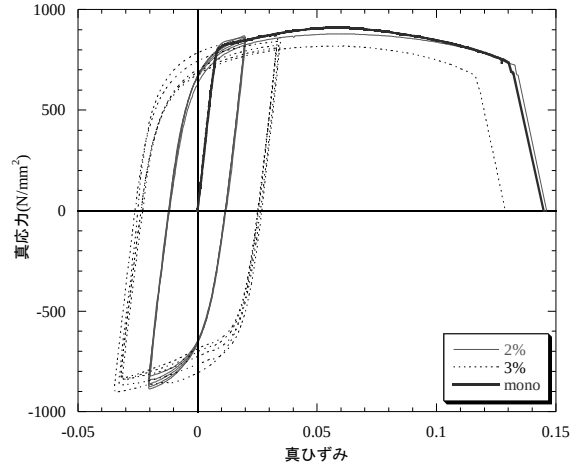


図 10 単調引張・5 回繰返しの真応力-真ひずみ関係

真応力度－真歪度関係において、繰り返しによる応力振幅の低下が大きいことが見て取れる。参考までに 400N/mm^{2}級鋼材の繰り返し載荷実験結果を図 11～図 13 に示すが、400N/mm^{2}級鋼材では破断直前まで応力振幅の低下は見られないが、高強度材料では 2 サイクル目で既に応力振幅の低下が見られる。

なお、定変位振幅載荷における破断までの繰り返し数であるが、3%定振幅繰り返し載荷では 18 回で破断したのに対して、2%定振幅繰り返し載荷では 74 回で破断した。

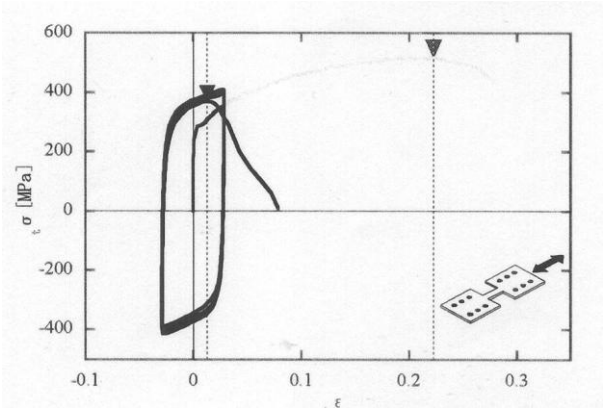


図 11　400N/㎟級鋼材 3%振幅 57 回

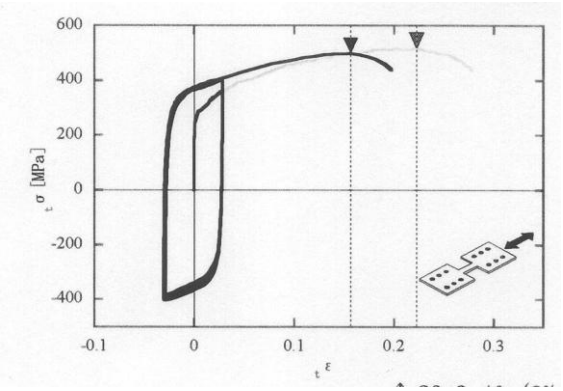


図 12　400N/㎟級鋼材 3%振幅 40 回

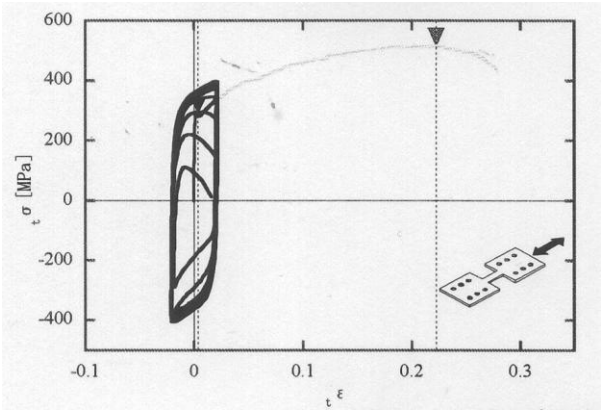


図 13　400N/㎟級鋼材 2%振幅 147 回

参考資料 3-A　特性化震源モデルの設定

（地震調査研究推進本部[1)]より作成）

特性化震源モデルの設定では、評価対象を断層全体の形状や規模を示す巨視的震源特性、主として震源断層の不均質性を示す微視的震源特性、破壊過程を示すその他の震源特性の 3 つの震源特性を考慮して、震源特性パラメータを設定する。

以下に説明する震源特性パラメータの設定方法は、想定した震源断層で発生する地震に対して、特性化震源モデルを構築するための基本的な方針を示したものであり、強震動予測における震源断層パラメータの標準値の設定が、再現性をもってなされることを目指したものである。

ここでは、特性化震源モデルにおける震源特性パラメータの設定方法について、地震のタイプ（活断層で発生する地震と海溝型地震）ごとに説明する。

1　活断層で発生する地震の特性化震源モデル

活断層で発生する地震は、海溝型地震と比較して、地震の発生間隔が長いために、最新活動時の地震観測記録が得られていることは稀である。したがって、活断層で発生する地震を想定する場合には、変動地形調査や地表トレンチ調査による過去の活動の痕跡のみから特性化震源モデルを設定しなければならないため、海溝型地震の場合と比較して、そのモデルの不確定性が大きくなる傾向にある。このため、そうした不確定性を考慮して、複数の特性化震源モデルを想定することが望ましい。図 1 に、活断層で発生する地震に対する震源特性パラメータの設定の流れを示す。

(1)　巨視的震源特性

活断層で発生する地震における震源断層モデルの巨視的震源特性に関するパラメータとして、

- 震源断層モデルの位置と構造（位置、走向、セグメント[注 1)]）
- 震源断層モデルの大きさ（長さ・幅）・深さ・傾斜
- 地震規模
- 震源断層モデルの平均すべり量

を設定する。

(a)　震源断層モデルの位置・構造

震源断層モデルの位置の設定にあたっては、基本的に、地震調査委員会長期評価部会の評価結果（以下、「長期評価」と呼ぶ）で示された活断層位置図を参照する。ただし、長期評価で示される断層帯の両端の点は、直接的な資料で活断層(帯)の分布が確認されたその両端を示しているので、震源断層モデルの位置や走向を設定する際には、必ずしもその活断層(帯)の両端の点を結んだ直線の走向に合わせる必要はない。長期評価における記述を参照し、両端の点より震源断層モデルを延長させること[2),3)]や、両端の点を結んだ直線より震源断層モデルを平行移動させること[4)]を検討する場合もある。また、活断層(帯)が屈曲しており、上記の両端の点を結んだ線から活断層(帯)の一部が 5 km 以上離れている場合には、震源断層モデルを活断層(帯)に沿って複数の直線でモデル化することも想定する[5),6)]。

セグメントについては、長期評価で活動区間が分けられているものについては、それを強震動評価におけるセグメントに置き換えることを基本とするが、後述するアスペリティ[注 2]の数、位置との関係も考慮して設定する。

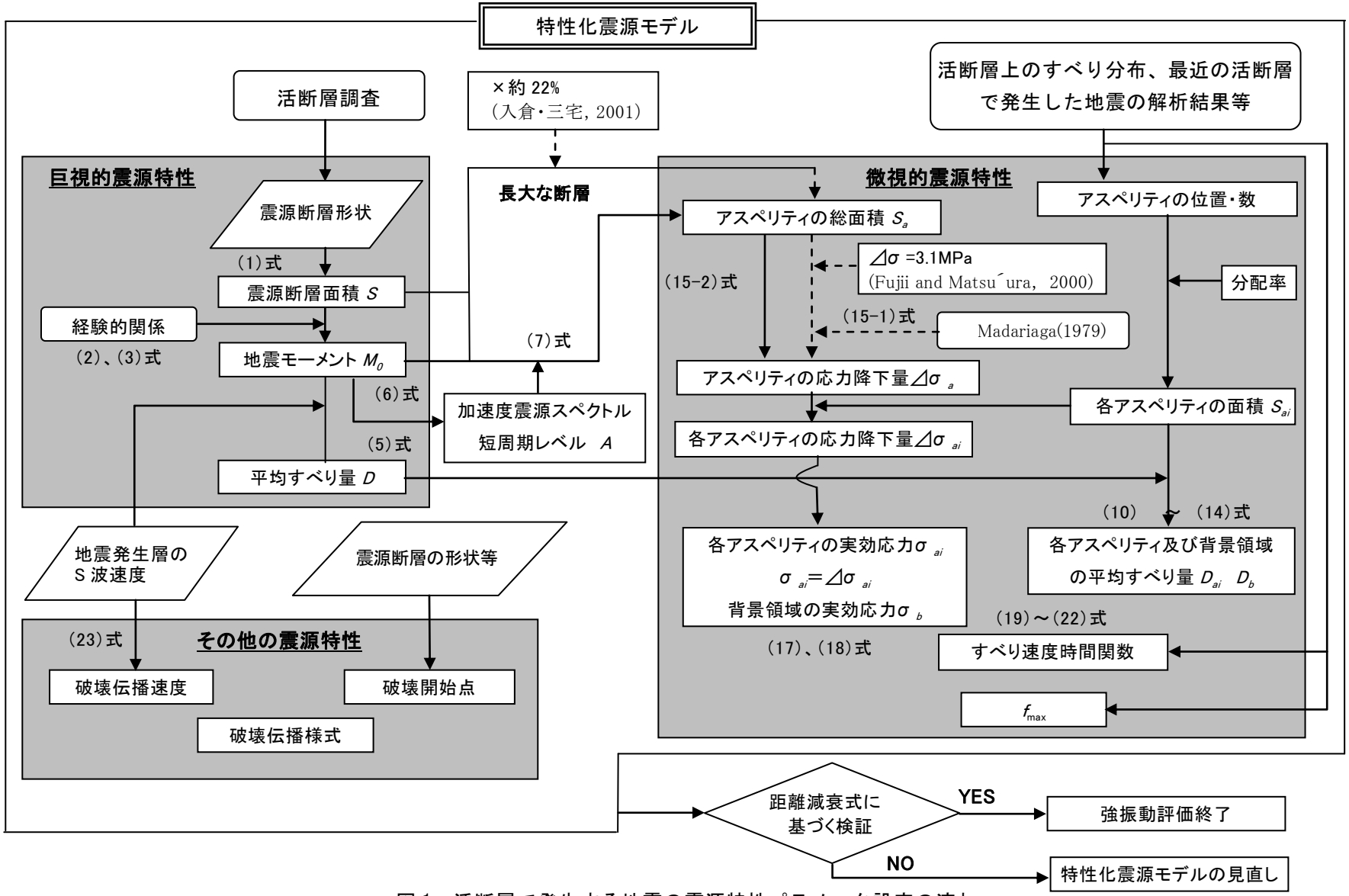


図１　活断層で発生する地震の震源特性パラメータ設定の流れ

なお、長期評価がなされていない活断層(帯)については、変動地形調査や既存のデータをとりまとめた「新編日本の活断層」、「都市圏活断層図」、「活断層詳細デジタルマップ」などを基に設定する。その際、付近に複数の断層が存在する場合には、松田[7)]の基準に従って、起震断層を設定する。

(b)　震源断層モデルの大きさ（長さL・幅W）・深さ・傾斜

震源断層モデルの長さ L（km）については、(a)震源断層モデルの位置・構造で想定した震源断層モデルの形状を基に設定する。幅 W（km）については、入倉・三宅[8)]による下記に示した W と L の経験的関係、

$$W = L \qquad (L < W_{max}) \quad \cdots\cdots (1a)$$
$$W = W_{max} \qquad (L \geq W_{max}) \quad \cdots\cdots (1b)$$

を用いる。ここで、

$$W_{max} = W_s / \sin\theta$$
$$W_s = H_d - H_s$$

W_s　：地震発生層の厚さ(W_s ≦ 20 km)、

θ　：断層の傾斜角

H_d、H_s：それぞれ地震発生層の下限および上限の深さ (微小地震の深さ分布から決めることができる[9)])

(1)式は、内陸の活断層地震の W が、ある規模以上の地震に対して飽和して一定値となることを示している。

震源断層モデルの傾斜角については、地震発生層最下部にいたる活断層全体の形状が実際に明らかとなった例は少ないが、その一方で、次の地震規模の推定に大きな影響を与えるため、注意深く設定する必要がある。そこで、対象とする断層についての反射法探査結果など、断層の傾斜角を推定する資料があった場合にはそれを参照する[3)]。また、周辺にある同じタイプの断層から傾斜角が推定できる場合には、それらを参照する。上記のような資料が得られない場合は、断層のずれのタイプ（ずれの方向）により次に示す傾斜角を基本とする。

逆断層：45°
正断層：45°
横ずれ断層：90°

ただし、周辺の地質構造、特に活断層の分布を考慮し、対象断層とその周辺の地質構造との関係が説明できるように留意する。また、「長期評価」により、「低角」、または「高角」とある場合には、上記の点に留意して、それぞれ、0～30°、または 60～90° の範囲内で設定する。

震源断層モデルの上端の深度 Ds（km）については、微小地震発生層の上面の深度 Hs（微小地震の浅さ限界）と一致するものとする。これは、震源の動力学モデルの研究から、地表付近の数 km に及ぶ堆積岩層において応力降下がほとんど発生しなくてもその下の基盤岩部分の地震エネルギーを放出させる破壊が堆積岩層に伝わり、地表に断層変位として達することがわかってきたためである[例えば、10)]。

(c)　地震規模（地震モーメント M_0）

地震モーメント M_0（dyn・cm）[注3]、震源断層の面積 S（km^2）との経験的関係より算定する。Somerville et al.[11)]によると地震モーメントと震源断層の面積の関係は、

$$S = 2.23 \cdot 10^{-15} \cdot M_0^{2/3} \quad \cdots\cdots (2)$$

となる。ただし、上式は、過去の大地震の強震記録を用いた震源インバージョン結果をもとにしており、この中には M8 クラスの巨大地震のデータは含まれていない。一方、Wells and Coppersmith [12)]では余震・地殻変動データを基に解析された M8 クラスの巨大地震のデータを含んでおり、これらによる地震モーメントに対する震源断層の面積は、地震規模が大きくなると上式に比べて系統的に小さくなっている。したがって、震源断層の面積が大きい地震については、入倉・三宅 [8)]の提案による Wells and Coppersmith[12)]をコンパイルした次式を用いる。

$$S = 4.24 \cdot 10^{-11} \cdot M_0^{1/2} \quad \cdots\cdots (3)$$

なお、(3)式を適用するのは、両式の交点となる震源断層の面積が 291 km^{2}以上（地震モーメントが M_0 = 4.7・10^{25}［dyn・cm］、Mw 6.4 相当）の地震とし、(3)式を基としたデータの分布より地震モーメントが M_0 = 1.0・10^{28}［dyn・cm］を上限とする必要がある。

＊ ここでは、利便性に配慮して機械的に値が求められるように、両式の使い分けの閾値を決めているが、原理的には断層幅が飽和しているかどうかでスケーリング則が変わるため、断層幅が飽和していない場合(1a)式は(2)式を、飽和している場合(1b)式は(3)式を用いる方が合理的である。震源断層の面積を算出するにあたっては、この点にも配慮して、用いる式を選択することが可能である。

複数のセグメントが同時に動く場合は、セグメントの面積の総和を震源断層の面積とし、上式を用いて全体の地震モーメント M_0 を算定する。個々のセグメントへの地震モーメントの配分は、すべてのセグメントで平均応力降下量が一定となるよう、次式に示すようにセグメントの面積の 1.5 乗の重みで配分する。

$$M_{0i} = M_0 \cdot S_i^{3/2} / \Sigma S_i^{3/2} \quad \cdots\cdots (4)$$

M_{0i} ：i番目のセグメントの地震モーメント
S_i ：i番目のセグメントの面積

＊ 最近発生した複数のセグメントの破壊を伴う大地震のデータの解析からは、セグメントが連動して地震を起こしても個々のセグメントの変位量は一定とするカスケード地震モデルの適合が良いとの報告もある 例えば、[13),14)]。特に長大な活断層帯の評価の際には、長期評価とあわせてこうした考え方も参照することもある。ただし、セグメント分けを行った場合のスケーリング則や特性化震源モデルの設定方法については、現時点で研究段階にある。

(d) 平均すべり量 D

震源断層全体の平均すべり量 D（cm）と地震モーメント M_0（dyn・cm）の関係は、震源断層の面積 S（cm2）と剛性率μ（dyn/cm^2)を用いて、

$$M_0 = \mu \cdot D \cdot S \quad \cdots\cdots (5)$$

で表される。剛性率については、地震発生層の密度、S 波速度から算定する。

(2) 微視的震源特性

活断層で発生する地震における震源断層モデルの微視的震源特性に関するパラメータとして、

・アスペリティの位置・個数
・アスペリティの面積

・アスペリティ、背景領域の平均すべり量
・アスペリティ、背景領域の実効応力
・*fmax* 注 4
・すべり速度時間関数
・すべり角

を設定する。

(a)　アスペリティの位置・個数

アスペリティの位置について、起震断層の変位量分布を詳細に調査した最近の研究では、震源断層浅部の変位量分布と起震断層の変位量分布とがよく対応することが明らかにされている[15)]。これより、震源断層モデルのアスペリティの位置は、活断層調査から得られた 1 回の地震イベントによる変位量分布、もしくは平均変位速度（平均的なずれの速度）の分布より設定する。

具体的には、

・長期評価で、変位量の分布についての記述、または、間接的に変位量の地域的差異を表す記述があった場合には、それを参照する[例えば、3),16)]。
・活断層詳細デジタルマップに記載されている断層の変位量や時代区分の分布を示す資料より平均変位速度（相当）の値を算出する[例えば、17),18)]等の方法によりアスペリティの位置を設定する。

上記の推定方法は、震源断層深部のアスペリティの位置が推定されないなど、不確定性が高い。しかし、アスペリティの位置の違いは、強震動予測結果に大きく影響することがこれまでの強震動評価結果から明らかになっている[例えば、16),17)]。したがって、アスペリティの位置に対する強震動予測結果のばらつきの大きさを把握するため、複数のケースを設定しておくことが、防災上の観点からも望ましい。

アスペリティの個数は、過去の内陸地震の震源インバージョン結果を整理した Somerville et al [11)]によると、1 地震当たり平均 2.6 個としている。また、想定する地震規模が大きくなるにつれて、一般的に同時に動くセグメントが多くなり、アスペリティの数も大きくなる傾向にある。例えば、鳥取県西部地震（Mw=6.8）が 2 個、兵庫県南部地震（Mw=6.9）が 3 個に対し、トルコ・コジャエリ地震（Mw=7.4）が 5 個、台湾・集集地震（Mw=7.6）が 6 個[9),20)]といったこれまでの研究成果がある。アスペリティの個数は、これらの研究成果を参照し、状況に応じて 1 セグメントあたり 1 個か 2 個に設定する。

(b)　アスペリティの総面積 Sa

アスペリティの総面積は、強震動予測に直接影響を与える短周期領域における加速度震源スペクトルのレベル（以下、短周期レベルと呼ぶ）と密接な関係がある。したがって、震源断層モデルの短周期レベルを設定した上で、アスペリティの総面積を求めることとする。短周期レベルは、表層地盤の影響が少ない固い地盤の観測点や、表層地盤の影響が定量的に把握できている観測点の地震波形を基に推定することができるが、活断層で発生する地震については、発生間隔が非常に長いため、最新活動の地震による短周期レベルの想定が現時点では不可能である。その一方で、想定する地震の震源域に限定しなければ、最近の地震の解析結果より短周期レベルと地震モーメントとの経験的関係が求められている。そこで、短周期レベルの算定に当たっては、次式に示す壇ほか[21)]による地震モーメント M_0 と短周期レベル A（dyn・cm/s^2 = 10 ・ 7N・m/s^2）の経験的関係を用いる[22)]。

$$A = 2.46 \cdot 10^{17} \cdot M_0^{1/3} \quad \cdots\cdots (6)$$

アスペリティの総面積 Sa は、次の(7)式で決まる等価半径 r（$=\sqrt{S_a/\pi}$ ）より求められる。ここでは便宜的に震源断層とアスペリティの形状は円形と仮定する。アスペリティの総面積の等価半径 r は(6)式によって推定された短周期レベル A を用いて、(7)式より算出される。

$$r = (7\pi/4)\cdot(M_0/(A\cdot R))\cdot\beta^2 \quad \cdots\cdots(7)$$

なお、上式は、次の(8)式[23]および(9)式[21]で示されるシングル・アスペリティモデルにおける M_0 と A の理論的関係より、アスペリティの応力降下量を消去することによって導出される。

$$M_0 = (16/7)\cdot r^2\cdot R\cdot\Delta\sigma_a \quad \cdots\cdots(8)$$
$$A = 4\pi\cdot r\cdot\Delta\sigma_a\cdot\beta^2 \quad \cdots\cdots(9)$$

ここで、R は断層面積 S に対する等価半径、$\Delta\sigma_a$ はアスペリティの応力降下量、βは震源域における岩盤の S 波速度である。(8)式と(9)式は、複数のアスペリティモデルを持つ場合（マルチ・アスペリティモデル）にも拡張可能であり、両式の値はアスペリティの分割数に依らないことが入倉ほか[22]によって示されている。アスペリティが複数存在する場合、等価半径 r は $\sqrt{\sum_{i=1}^{N} r_i^2}$（半径 r_i の N 個のアスペリティ）で与えられる。

一方、最近の研究成果から、内陸地震によるアスペリティ総面積の占める割合は、断層総面積の平均 22%[11]、15%～27% [20]であり、拘束条件にはならないが、こうした値も参照しておく必要がある。アスペリティがセグメントに 2 個ある場合、各アスペリティへの面積の配分は、最近の研究成果から 16：6 [8]、2：1 [24]となるとの見方も参照する。

震源断層の長さが震源断層の幅に比べて十分に大きい長大な断層に対して、円形破壊面を仮定することは必ずしも適当ではないことが指摘されている。レシピでは、巨視的震源特性である地震モーメント M_0 を、円形破壊面を仮定しない(3)式から推定しているが、微視的震源特性であるアスペリティの総面積の推定には、円形破壊面を仮定したスケーリング則から導出される(6)～(9)式を適用している。このような方法では、結果的に震源断層全体の面積が大きくなるほど、既往の調査・研究成果に比較して過大評価となる傾向となるため、微視的震源特性についても円形破壊面を仮定しないスケーリング則を適用する必要がある。しかし、長大な断層のアスペリティに関するスケーリング則については、そのデータも少ないことから、未解決の研究課題となっている。そこで、このような場合には、(6)～(9)式を用いず、入倉・三宅[8]による震源断層全体の面積に対するアスペリティの総面積の比率、約 22%からアスペリティの総面積を推定する方法がある。ただし、この場合には、アスペリティの応力降下量の算定方法にも注意する必要があり、この方法については、(d)アスペリティの応力降下量・実効応力及び背景領域の実効応力で説明する。

(c) アスペリティ・背景領域の平均すべり量 D_a, D_b

アスペリティ全体の平均すべり量 D_a は震源断層全体の平均すべり量 D のξ倍とし、最近の内陸地震の解析結果を整理した結果[11),25)]を基に、ξ = 2 とする。

$$D_a = \xi\cdot D \quad \cdots\cdots(10)$$

これにより、背景領域の平均すべり量 D_b は全体の地震モーメント M_0 からアスペリティの地

震モーメント M_{0a} を除いた背景領域の地震モーメント M_{0b} と、背景領域の面積 S_b から、以下の式で算定される。

$$M_{0a} = \mu \cdot D_a \cdot S_a \quad \cdots\cdots (11)$$

$$M_{0b} = M_0 - M_{0a} \quad \cdots\cdots (12)$$

$$D_b = M_{0b} / (\mu \cdot S_b) \quad \cdots\cdots (13)$$

ここで、μは剛性率である。

個々のアスペリティの平均すべり量 D_{ai} は、個々のアスペリティを便宜的に円形破壊面と仮定した場合に、個々のアスペリティの面積 S_{ai}（i 番目のアスペリティの面積）から算定される半径 r_i（i 番目のアスペリティの半径）との比を全てのアスペリティで等しい（D_{ai} / r_i = 一定）と経験的に仮定し、次式により算定する。

$$D_{ai} = (\gamma_i / \Sigma\gamma_i^3) \cdot D_a \quad \cdots\cdots (14)$$

ここで、γ_i は r_i / r であり、D_{ai} は i 番目のアスペリティの平均すべり量、r は、(b)アスペリティの総面積で述べたアスペリティ全体の等価半径である。

＊　ただし、こうして求まった最大アスペリティの平均すべり量と、レンチ調査で推定されるすべり量が著しく異なる場合には必要に応じて、(10)式のξの値を調整する。

(d)　アスペリティの応力降下量・実効応力及び背景領域の実効応力$\Delta\sigma_a$, σ_a, σ_b

アスペリティの応力降下量$\Delta\sigma_a$については、Madariaga[26] により以下の式が提案されている。

$$\Delta\sigma_a = (S / S_a) \cdot \Delta\sigma \quad \cdots\cdots (15\text{-}1)$$

$\Delta\sigma$：震源断層全体の平均応力降下量

S：震源断層全体の面積

S_a：アスペリティの総面積

(15-1)式を用いれば、震源断層全体の面積 S とアスペリティの総面積 S_a の比率、および震源断層全体の平均応力降下量$\Delta\sigma$を与えることにより、アスペリティの応力降下量$\Delta\sigma_a$ が算出できる。

円形破壊面を仮定できる規模の震源断層に対しては、震源断層全体の地震モーメント M_0 が震源断層全体の面積 S (= πR^2) の 1.5 乗に比例する[27]ため、(15-1)式と等価な式として、(-8)式を変形して得られる次式により$\Delta\sigma_a$を算定することができる。

$$\Delta\sigma_a = (7 / 16) \cdot M_0 / (r^2 \cdot R) \quad \cdots\cdots (15\text{-}2)$$

ここで、アスペリティ全体の等価半径 r は、(7)式により求めることができる。

一方、(b)アスペリティの総面積でも触れたように、円形破壊面を仮定して導かれた(7)式を用いて、長大な断層におけるアスペリティの等価半径 r を算出する方法には問題があるため、(15-2)式を用いることができない。この場合には、(15-1)式からアスペリティの応力降下量$\Delta\sigma_a$を求める。震源断層全体の面積 S とアスペリティの総面積 S_a の比率は、入倉ほか[8]に基づき約22%とする。震源断層全体の平均応力降下量$\Delta\sigma$については、Fujii and Matsu'ura [28]の研究成

果がある。Fujii and Matsu'ura [28]は、長大な断層に対する M_0 と S との関係式として、次式を提案しており、

$$M_0 = \frac{WL^2}{aL+b}\Delta\sigma = \frac{S^2}{aS+bW}\Delta\sigma \quad \cdots\cdots (16)$$

W：断層幅、L：断層長さ、

a, b：構造依存のパラメータ (数値計算により与えられる)

内陸の長大な横ずれ断層に対する関係式として、W= 15 km、a = 1.4×10^{-2}、b = 1.0 を仮定した上で、収集した観測データに基づく回帰計算により、$\Delta\sigma$= 3.1MPa を導出している。例えば、震源断層全体の平均応力降下量$\Delta\sigma$として、この 3.1MPa を用いると、(15-1)式から$\Delta\sigma_a$ は約 14.4MPa となり、既往の調査・研究成果とおおよそ対応する数値となる [29]。そこで現時点では、$\Delta\sigma$として暫定的に 3.1MPa を与えることとする。ただし、Fujii and Matsu'ura[28]による 3.1MPa は、横ずれ断層を対象とし、上述したようにいくつかの条件下で導出された値であり、その適用範囲等については、今後、十分に検討していく必要がある [30]。

アスペリティが複数ある場合には、特にその震源域の詳しい情報がない限り、各アスペリティの応力降下量はアスペリティ全体の応力降下量に一致し、すべて等しいと仮定する。さらに、アスペリティの実効応力σ_aは、経験的にその応力降下量$\Delta\sigma_a$と等しいと仮定する。

背景領域の実効応力σ_bは、壇ほか [31]に基づき、

実効応力∝すべり速度∝ (すべり量／立ち上がり時間)

立ち上がり時間 ＝ 震源断層 (矩形の場合) の幅／(破壊伝播速度× 2)

の比例関係・近似関係により、アスペリティの個数がセグメントに 1 つの場合、アスペリティ領域の幅 W_a を用いて、

$$\sigma_b = (D_b / W_b) / (D_a / W_a) \cdot \sigma_a \quad \cdots\cdots (17)$$

より算定し、アスペリティの個数が複数の場合、

$$\sigma_b = (D_b / W_b) \cdot (\pi^{1/2} / D_a) \cdot r \cdot \Sigma\gamma_i^3 \cdot \sigma_a \quad \cdots\cdots (18)$$

ここで W_b は背景領域が矩形とした場合の幅であるが、震源断層が不整形の場合には、便宜的に震源断層の面積 S から、断層のおおよそのアスペクト比 (L / W) を考慮して、断層幅を求める（例えばアスペクト比が 2 の場合は $W = (S / 2)^{1/2}$）。

＊ 以上のように設定した震源特性パラメータを用いて計算された地震波形や震度分布が、検証用の過去の地震データと一致しない場合もある。その場合には、第一義的に推定される地震規模や、短周期レベルを優先してパラメータを再度設定する。過去の地震波形データがある場合は、波形のパルス幅などから個々のアスペリティ面積を推定できる可能性がある。

(e) f_{max}

地震調査委員会強震動評価部会 [32]では、f_{max} = 6Hz [33]および f_{max} = 13.5Hz [34]の 2 つのケースを想定し、比較した。その結果、f_{max} = 6Hz のケースの方が、既存の距離減衰式の対応が良いことが分かったため、f_{max} = 6Hz を用いることとする。

(f)　すべり速度時間関数 $dD(t)/dt$

中村・宮武[35]の近似式を用いる。近似式は、

$$dD(t)/dt=\begin{cases}2\left(V_m/t_d\right)\cdot t\left(1-t/2t_d\right) & 0<t\leqq t_b\\ b/\left(t-\varepsilon\right)^{1/2} & t_b<t\leqq t_r\\ c-a_r\left(t-t_r\right) & t_r<t\leqq t_s\\ 0 & t<0 \text{ or } t_s<t\end{cases} \quad (19)$$

$$\varepsilon=(5t_b-6t_d)/\{4(1-t_d/t_b)\}$$

$$b=2V_m\cdot\left(t_b/t_d\right)\cdot\left(t_b-\varepsilon\right)^{1/2}\cdot\left(1-t_b/2t_d\right)$$

c, a_r：係数

t_r：$(t_s-t_r)=2:1$

V_r：破壊伝播速度

で表され、この近似式を計算するためには、

・最大すべり速度振幅 V_m

・最大すべり速度到達時間 t_d

・すべり速度振幅が $1/t^{1/2}$ に比例する Kostrov 型関数に移行する時間 t_b

・ライズタイム t_r

の 4 つのパラメータを与える。それぞれのパラメータの設定方法は次の通りである。

・最大すべり速度振幅 V_m

$$V_m=\Delta\sigma\cdot(2\cdot f_c\cdot W\cdot V_r)^{1/2}/\mu \quad (20)$$

f_c：ローパスフィルタのコーナー周波数 (f_{max}と同等)

$W = W_a$ (アスペリティ領域)

$= W_b$ (背景領域)

・最大すべり速度到達時間t_d

$$f_{max}\cong 1/(\pi\cdot t_d) \quad (21)$$

・すべり速度振幅が$1/t^{1/2}$に比例するKostrov型関数に移行する時間t_b

(19)式で最終すべり量を与えることにより自動的に与えることができる。

・ライズタイム t_r

$$t_r\cong\alpha\cdot W/V_r \quad (22)$$

$$\alpha=0.5$$

＊　地震調査委員会でこれまで実施してきた強震動評価では、壇・佐藤[36]による重ね合わせを用いている。片岡ほか[37]によれば、釜江ほか[38]による重ね合わせを用いた場合に、シミュレーション解析による地震波形が観測記録を最も良く再現できるαとしては、内陸地震（4 地震）では、0.2～0.4 程度、海溝型地震（2 地震）では、0.25～0.6 程度としている。「鳥取県西部地震の観測記録を利用した強震動評価手法の検証」[39]では、文献 38)による重ね合わせを用い、αを 0.42～0.49 とした場合に観測記録がよ

く再現できるとしている。αについては、重ね合わせの方法にも配慮して、これらの値を参考に設定することもある。

＊ また、すべり速度時間関数を $1/t^{1/2}$ の関数として計算した地震動は、短周期領域での振幅が小さ目に予測される傾向がある。

(g) すべり角

すべり角については、「長期評価」で示されている場合には、これに従う。資料が得られない場合は、断層のずれのタイプ（ずれの方向）により次に示すすべり角を基本とする。

逆断層： 90°
正断層： −90°
左横ずれ断層： 0°
右横ずれ断層：180°

＊ 実際の地震での震源断層におけるすべり角は場所によってばらつきがある。震源断層モデルにおいて、すべり角を断層全体で一定にした場合には、ディレクティビティ効果が強震動予測結果に顕著に表れすぎる傾向がある。

(3) その他の震源特性

その他の震源特性に関するパラメータとして、

・平均破壊伝播速度
・破壊開始点
・破壊形態

を設定する。

(a) 平均破壊伝播速度V_r

平均破壊伝播速度 V_r（km/s）は、特にその震源域の詳しい情報がない限り、Geller[40]による地震発生層のS波速度 V_s（km/s）との経験式

$$V_r = 0.72 \cdot V_s \quad \cdots\cdots (23)$$

により推定する。

＊ 近年の研究においては、Geller[40]による係数 0.72 よりも大き目の値が得られている。例えば、Somerville et al.[11]は収集した15の内陸地震の震源モデルから、破壊伝播速度として2.4 km/s～3.0 km/s を得ており、平均値は 2.7 km/s となっている。これは、地震発生層の S 波速度 Vs を 3.4 km/s とすれば、約 0.8 倍である[37]。

(b) 破壊開始点

中田ほか[41]による活断層の分岐形態と破壊開始点および破壊進行方向との関係についてのモデル化に基づき、破壊開始点の位置を推定する。破壊開始点の位置は強震動予測結果に大きな影響を与えるため、分布形態がはっきりしない場合には、必要に応じて複数のケースを設定するのが望ましい[例えば、18),42)]。アスペリティの位置との関係については、Somerville et al.[11]、菊地・山中[43]によると破壊開始点はアスペリティの外部に存在する傾向にあるため、アスペリティの内部には設定しないようにする。深さについては、菊地・山中[43]によると内陸の横ずれ断層は深い方から浅い方へ破壊が進む傾向にあるため、震源断層の下部に設定する。

(c) 破壊形態

破壊開始点から放射状に破壊が進行していくものとし、異なるセグメント間では、最も早く破壊が到達する地点から破壊が放射状に伝播していくと仮定する。なお、セグメント間の破壊伝播時刻差は、次のように求める。

・セグメント間が連続している場合は、そのまま連続的な破壊伝播を仮定
・セグメント間が連続せず離れている場合は、セグメント間の歪み波（S 波）の伝播を仮定して算出する。

2　海溝型地震の特性化震源モデル

海溝型地震は、活断層で発生する地震と比較して、地震の発生間隔が短いために、海域によっては過去に発生した地震の状況を示す情報が残されており、特性化震源モデルの設定にあたって、それらの情報を活用することができる。また、過去の地震関連データを用いて、それぞれの段階で特性化震源モデルの検証を行い、必要があれば震源特性パラメータの見直しを行う。このような特性化震源モデルの見直しの段階では、観測波形等を説明できる震源特性パラメータが求められることより、以下の「レシピ」を拡大解釈する形で検討することもある。この場合、過去の地震関連データ（地震規模、震源域、地震波形記録、震度、被害など）すべてが整合性あるものとはならない可能性もあり、解析の目的に応じて優先順位をつけてデータを採用することが必要となる。図 2 に海溝型地震に対する震源特性パラメータの設定の流れを示す。

(1)　巨視的震源特性

海溝型地震の震源断層モデルの巨視的震源特性に関するパラメータとして、

・震源断層の位置･構造（位置、走向、深さ）
・震源断層の大きさ・地震規模
・震源断層の平均すべり量

を設定する。

(a)　震源断層の位置・構造（位置、走向、深さ）

震源断層の位置については、過去の地震の震源域が推定されている場合には、その位置を基に設定する。深さについては、弾性波探査や微小地震分布等で推定されている想定震源域の海洋プレート上面の深さ分布により、地震発生域の上端から下端にかけて設定する。

「長期評価」で決定された震源の形状評価があれば、その形状評価を推定根拠に留意して利用するのが望ましい。

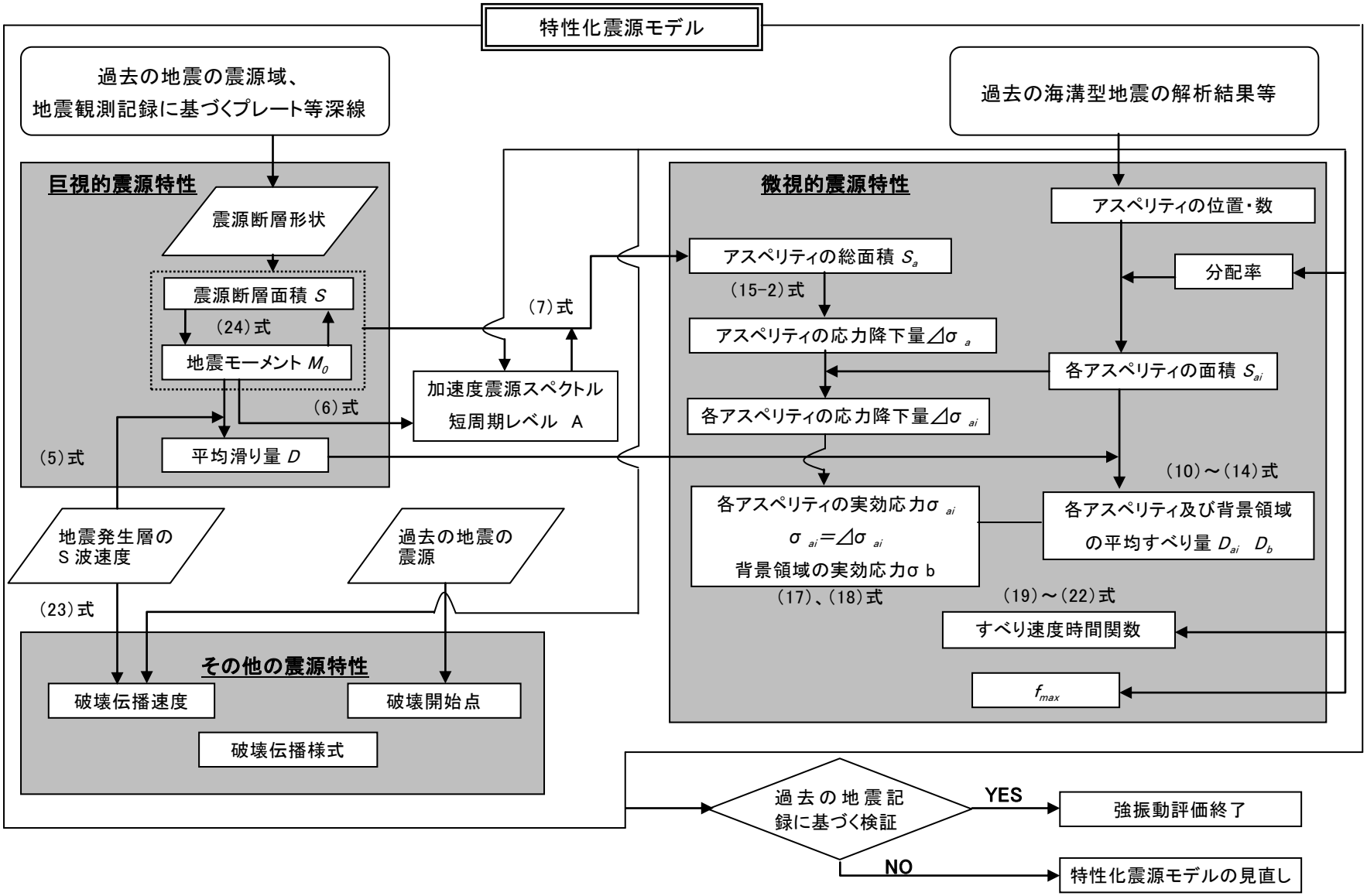


図 2　海溝型地震の震源特性パラメータ設定の流れ

(b)　震源断層の大きさ・地震規模（断層面積 S、地震モーメント M_0）

震源断層の大きさ・地震規模については、下記のいずれかの方法により設定する。

・(a)震源断層の位置・構造（位置、走向、深さ）により震源域を明確に設定して、その範囲により面積を算出し、地震規模－断層面積の経験的関係から地震規模を推定する。

・過去の地震から想定されている値を基に地震規模を設定し、地震規模－断層面積の経験的関係から震源断層の面積を設定する。

また、上記の地震規模（地震モーメント M_0）－断層面積 S の経験式については、過去の地震のデータがある程度得られている場合には、地域性を考慮した式を用いる。例えば、Kanamori and Anderson[44]と同様に円形破壊面を仮定した次の関係式[27]を基に震源域の地震の平均応力降下量$\Delta\sigma$を推定することで地域的な地震モーメント M_0（dyn・cm）－断層面積 S の関係式を設定する。

$$M_0 = (16 / (7 \cdot \pi^{3/2})) \cdot \Delta\sigma \cdot S^{3/2} \quad \cdots\cdots (24)$$

一方、過去の地震のデータがあまり得られていない場合には、平均的な特性を示す地震規模－断層面積[例えば、25),45)]または地震モーメント－断層面積[例えば、46),47)]などの経験式を用いる。ただし、これらの式を利用するにあたっては経験式のデータセットとなる震源断層の面積がどのように想定されているか留意する必要がある。

「長期評価」により、震源域の形状評価がある場合には、その形状評価を推定根拠に留意して利用するのが望ましい。

(c)　平均すべり量 D

1（1）(d)参照。

(2)　微視的震源特性

海溝型地震における震源断層の微視的震源特性に関するパラメータとして、

・アスペリティの位置・個数
・アスペリティの面積
・アスペリティ、背景領域の平均すべり量
・アスペリティ、背景領域の実効応力
・f_{max}
・すべり速度時間関数
・すべり角

を設定する。

(a)　アスペリティの位置・個数

近年の研究[43)]、平成 15 年（2003 年）十勝沖地震に関する一連の研究[例えば、48)～50)]により、同じ震源域で繰り返し発生する地震のアスペリティは、ほぼ同じ位置となる可能性が高いことがわかってきた。したがって、想定する震源域で、近年、地震が発生していれば、その観測記録の解析からアスペリティの位置を推測することができる。また、近年の観測記録がなくても、アスペリティではプレート間のカップリングレートが周辺より高いと考えられることから、地殻変動データよりバックスリップの分布が推定できれば、バックスリップの大きい箇所がアスペリティの位置になると想定される。あるいは、Wells et al[51)]や Sugiyama[52)]では、負の異常重力域とプレート間地震の震源域におけるアスペリティの位置とに対応関係が見られることを指摘していることから、重力異常のデータを参考にすることもできる。

アスペリティの個数は、アスペリティの位置が推定されている場合には、結果的に想定する震源域に含まれるアスペリティの数に相当する。一般的にはアスペリティの数は想定する震源域・地震規模が大きくなるにつれて、多くなる傾向にある。

(b) アスペリティの総面積 S_a

アスペリティの総面積は、強震動予測に直接影響を与える短周期領域における加速度震源スペクトルのレベル（以下、短周期レベルと言う）と密接な関係がある。したがって、震源断層モデルの短周期レベルを設定した上で、アスペリティの総面積を求めることとする。短周期レベルは、表層地盤の影響が少ない固い地盤の観測点の地震波形や表層地盤の影響が定量的に把握できている観測点の地震波形を基にいくつかの地震については推定されている。一方、想定する地震の震源域に限定しなければ、最近の地震の解析結果より短周期レベルと地震モーメントとの経験的関係が求められている。短周期レベルの値は、条件に応じて下記のいずれかの方法により求める[22)]。

- 想定震源域における最新活動の地震の短周期レベルが推定されていない場合には、壇ほか(2001)による地震モーメント M_0 と短周期レベル A（dyn・cm/s^2 = 10^{-7}N・m/s^2）の経験的関係により短周期レベルを設定する（(6)式）。
- 想定震源域における最新活動の地震の短周期レベルが推定されている場合には、その推定値と地震モーメントとの経験的関係の傾向を参照して、想定する地震の地震モーメントに応じた短周期レベルを設定する[53)～55)]。

アスペリティの総面積 S_a は、上記によって推定された短周期レベル A と前述の(7)式より算出される。ここでは、便宜的に震源断層の形状を半径 R の円形破壊面であるとするとともに、アスペリティは等価半径 r の円形破壊面が一つあるとして、アスペリティの総面積 Sa ($= \pi \times r^2$) を求める。

一方、最近の研究成果から、7 つの海溝型地震によるアスペリティ総面積の占める割合は断層総面積の 35% ± 11%程度[25)]であり、拘束条件とはならないがこうした値も参照しておく必要がある。

アスペリティが複数ある場合、各アスペリティへの面積の配分は、最新活動の地震のアスペリティの大きさやバックスリップの大きい領域に応じて設定するのが望ましい。そのような分解能がない場合には、最近の研究成果からアスペリティが 2 つの場合は 2：1、アスペリティが 3 つの場合は 2：1：0.5 となる[例えば、24)]との見方も参照して設定する。

(c) アスペリティ・背景領域の平均すべり量 D_a ， D_b

1 (2) (c)参照。

＊ これより求められた最大アスペリティの平均すべり量が、海溝型地震の震源域におけるプレート相対運動速度と地震の発生間隔から推定される地震時のすべり量の上限値やこれまでの地震時の推定すべり量の最大値の目安と比較して矛盾がないことを確認することが望ましい。

(d) アスペリティの平均応力降下量・実効応力及び背景領域の実効応力 $\Delta\sigma_a$， σ_a， σ_b

1 (2) (d)参照。

＊ 地震規模、断層面積、さらに短周期レベルが与えられると、(7)式と(15-1)式からアスペリティの総面積と実効応力が一意に与えられる。それらのパラメータを用いて計算された地震波形や震度分布が検証用の過去の地震データと一致しないときは、第一義的に推定される地震規模や、短周期レベルを優先してパラメータを設定する。過去の地震波形データがある場合は、波形のパルス幅などから個々のアスペリティ面積を推定できる可能性がある。

(e) f_{max}

データの不足等により、地域性を考慮して設定することが困難であるため、現時点では、佐藤ほか[34)]により、仙台地域における中小地震の観測記録から推定された f_{max} = 13.5Hz を採用

する[53),54)]。

(f) すべり速度時間関数 $dD(t)/dt$

中村・宮武[35)]の近似式を用いる（1 (2) (f) 参照)。

(g) すべり角

1 (2) (g)参照。

(3) その他の震源特性

その他の震源特性に関するパラメータとして、

・平均破壊伝播速度
・破壊開始点
・破壊形態

を設定する。

(a) 平均破壊伝播速度 V_r

1 (3) (a)参照。

(b) 破壊開始点

破壊開始点の位置については、過去の地震の破壊開始点が把握されている場合にはその位置に設定するのが妥当である。また、菊地・山中[43)]によれば、破壊の進む方向に地域性があり、三陸沖では浅い方から深い方へ、逆に南海トラフでは深い方から浅い方へ破壊が進む傾向があるため、今後こうした傾向が様々な海域で明らかになれば、過去の地震の状況が不明な震源域であっても、地域性を考慮した設定を行うことが可能である。

(c) 破壊形態

1 (3) (c)参照。

参考文献

1) 地震調査研究推進本部：震源断層を特定した地震動予測地図の説明，分冊 2, 2006
2) 地震調査委員会:三浦半島断層群の地震を想定した強震動評価(平成 15 年 10 月 28 日公表), 2003g
3) 地震調査委員会：砺波平野断層帯･呉羽山断層帯の地震を想定した強震動評価（平成 16 年 3 月 22 日公表），2004a
4) 地震調査委員会：高山・大原断層帯の地震を想定した強震動評価（平成 16 年 9 月 27 日公表），2004d
5) 地震調査委員会:山形盆地断層帯の地震を想定した強震動評価(平成 15 年 11 月 25 日公表), 2003h
6) 地震調査委員会：石狩低地東縁断層帯の地震を想定した強震動評価（平成 16 年 11 月 29 日公表）2004e
7) 松田時彦:最大地震規模による日本列島の地震分帯図, 東京大学地震研究所彙報, 65, 1， 289-319, 1990
8) 入倉孝次郎，三宅弘恵：シナリオ地震の強震動予測，地学雑誌，110，pp849-875，2001
9) Ito, K. : Seismogenic layer, reflective lower crust, surface heat flow and large inland-earthquakes, Tectonophysics, 306, 423-433. 1999
10) Dalguer L. A, Irikura, K., Riera, J. and Chiu, H. C. : Fault dynamic rupture simulation of the hypocenter area of the thrust fault of the 1999 Chi-Chi (Taiwan) earthquake, Geophysical Research Letters,. 28, 1327-1330, 2001
11) Somerville, P.G., Irikura, K., Graves, R., Sawada, S., Wald, D., Abrahamson, N., Iwasaki, Y., Kagawa, T., Smith, N. and Kowada, A. : Characterizing crustal earthquake slip models for the prediction of strong ground motion, Seismological Research Letters, 70, 59-80, 1999
12) Wells, D. L. and Coppersmith, K. J. : New empirical relationships among magnitude, rupture length,

rupture width, rupture area, and surface displacement, Bull. Seism. Soc. Am., 84, 974-1002, 1994
13) 栗田泰夫：活断層から発生する地震規模の予測手法に関する諸問題，月刊地球，号外 No.46, pp63-167，2004
14) 遠田晋次：断層セグメントの多重破壊とスケーリング則，月刊地球，号外，No. 46，pp168-174, 2004
15) 杉山雄一，関口春子，栗田泰夫，伏島祐一郎，下川浩一：活断層情報と不均質震源特性との関係，平成 13 年度科学振興調整費「地震災害軽減のための強震動予測マスターモデルに関する研究」研究成果報告書，119-129，2002
16) 地震調査委員会：糸魚川－静岡構造線断層帯（北部，中部）を起震断層と想定した強震動評価（平成 14 年 10 月 31 日公表），2002
17) 地震調査委員会：森本･富樫断層帯の地震を想定した強震動評価（平成 15 年 3 月 12 日公表），2003b
18) 地震調査委員会：琵琶湖西岸断層帯の地震を想定した強震動評価（平成 16 年 6 月 21 日公表），2004c
19) Iwata, T., Sekiguchi, H. and Miyakoshi, K.：Characterization of source processes of recent destructive earthquake inverted from strong motion records in the dense network, Proceedings of US-Japan Joint Workshop and third grantees meeting for US-Japan Cooperative Research on Urban Earthquake Disaster Mitigation, pp53-59, 2001
20) 宮腰研，関口春子，岩田知孝：すべりの空間的不均質性の抽出，平成 12 年度科学振興調整費「地震災害軽減のための強震動予測マスターモデルに関する研究」，研究成果報告書，pp99-109，2001
21) 壇一男，渡辺基史，佐藤俊明，石井透：断層の非一様すべり破壊モデルから算定される短周期レベルと半経験的波形合成法による強震動予測のための震源断層のモデル化，日本建築学会構造系論文集，545，pp51-62，2001
22) 入倉孝次郎，三宅弘恵，岩田知孝，釜江克宏，川辺秀憲：強震動予測のための修正レシピとその検証，第 11 回日本地震工学シンポジウム論文集，pp567-572，2002
23) Boatwright, J.：The seismic radiation from composite models of faulting, Bull. Seism. Soc. Am., 78, 489-508, 1988
24) 石井透，佐藤俊明：強震動評価のための不均質断層モデルの主破壊領域の面積とモーメントの関係，日本地震学会 2000 年秋季大会予稿集，B09，2000
25) 石井透，佐藤俊明，Somerville, P. G.：強震動評価のための不均質断層モデルの主破壊領域の抽出，日本建築学会構造系論文集，527，pp61-70，2000
26) Madariaga, R.：On the relation between seismic moment and stress drop in the presence of stress and strength heterogeneity, J. Geophys. Res., 84, 2243-2250, 1979
27) Eshelby, J. D.：The determination of the elastic field of an ellipsoidal inclusion, and related problems, Proc. Roy. Soc., A241, 376-396, 1957
28) Fujii, Y. and Matsu'ura, M.：Regional difference in scaling laws for large earthquakes and its tectonic implication, Pure and Applied Geophysics, 157, 2283-2302, 2000
29) 地震調査委員会：山崎断層帯の地震を想定した強震動評価（平成 17 年 1 月 31 日公表），2005a
30) 入倉孝次郎：強震動予測レシピー大地震による強震動の予測手法ー，京都大学防災研究所年報，47A，2004
31) 壇一男，佐藤俊明，入倉孝次郎アスペリティモデルに基づく強震動予測のための震源モデルの特性化手法，第 11 回日本地震工学シンポジウム，pp555-560，2002
32) 地震調査委員会強震動評価部会：糸魚川－静岡構造線断層帯（北部，中部）を起震断層と想定した強震動評価手法（中間報告）（平成 13 年 5 月 25 日公表），2001a

33) 鶴来雅人，香川敬生，入倉孝次郎，古和田明：近畿地方で発生する地震の fmax に関する基礎的検討，地球惑星科学関連学会合同大会予稿集，103，1997
34) 佐藤智美，川瀬博，佐藤俊明：表層地盤の影響を取り除いた工学的基盤波の統計的スペクトル特性，仙台地域のボアホールで観測された多数の中小地震記録を用いた解析，日本建築学会構造系論文集，462，pp79-89，1994b
35) 中村洋光，宮武隆：断層近傍強震動シミュレーションのための滑り速度時間関数の近似式，地震，第 2 輯，53，pp1-9，2000
36) 壇一男，佐藤俊明：断層の非一様滑り破壊を考慮した半経験的波形合成法による強震動予測，日本建築学会構造系論文集，509，pp49-60，1998
37) 片岡正次郎，日下部毅明，村越潤，田村敬一：想定地震に基づくレベル 2 地震動の設定手法に関する研究，国土技術政策総合研究所研究報告，15，2003
38) 釜江克宏，入倉孝次郎，福知保長：地震のスケーリング則に基づいた大地震時の強震動予測，統計的波形合成法による予測，日本建築学会構造系論文集，430，pp1-9，1991
39) 地震調査委員会強震動評価部会鳥取県西部地震の観測記録を利用した強震動評価手法の検証（平成 14 年 10 月 31 日公表），2002b
40) Geller, R. J.：Scaling relations for earthquake source parameters and magnitudes, Bull. Seism. Soc. Am, 66, 1501-1523, 1976
41) 中田高，島崎邦彦，鈴木康弘，佃栄吉：活断層はどこから割れ始めるのか？－活断層の分岐形態と破壊伝播方向－，地学雑誌，107，pp512-528，1998
42) 地震調査委員会：布田川･日奈久断層帯の地震を想定した強震動評価（平成 15 年 7 月 31 日公表），2003f
43) 菊地正幸，山中佳子：『既往大地震の破壊過程=アスペリティの同定』，サイスモ，5 (7) ，pp6-7，2001
44) Kanamori, H. and Anderson, D. L.：Theoretical basis of some empirical relations in seismology, Bull. Seism. Soc. Am., 65, 1073-1095, 1975
45) 宇津徳治：『地震学第 3 版』，共立出版，2001
46) 佐藤良輔編著：日本の地震断層パラメータ・ハンドブック，共鹿島出版会，共 1989
47) Yamanaka, Y. and Shimazaki, K.：Scaling relationship between the number of aftershocks and the size of the main shock, J. Phys. Earth, 38, 305-324, 1990
48) Yamanaka, Y. and Kikuchi, M.：Source process of the recurrent Tokachi-oki earthquake on September 26, 2003, inferred from teleseismic body waves, Earth Planets Space, 55, e21-e24, 2003
49) Koketsu, K., Hikima, K., Miyazaki, S. and Ide, S：Joint inversion of strong motion and geodetic data for the source process of the 2003 Tokachi-oki, Hokkaido, earthquake, Earth Planets Space, 56, 329-334, 2004
50) Yagi, Y.：Source rupture process of the 2003 Tokachi-oki earthquake determined by joint inversion of teleseismic body wave and strong ground motion data, Earth Planets Space, 56, 311-316, 2004
51) Wells, R. E., Blakely, R. J., Sugiyama, Y., Scholl, D. W. and Dinterman, P. A.：Basin-centered asperities in great subduction zone earthquake: A link between slip, subsidence, and subduction erosion, Journal of Geophysical Research, Vol.108, No.B10, 2507, ESE16 1-30, 2003
52) Sugiyama, Y.: Asperities and multi-segment ruptures in subduction zones and inland active fault systems, Proceedings of International Conference in Commemoration of 5th Anniversary of The 1999 Chi-Chi Earthquake, Taiwan, 1-9, 2004
53) 地震調査委員会：宮城県沖地震を想定した強震動評価（平成 15 年 6 月 18 日公表），2003e
54) 地震調査委員会：三陸沖北部の地震を想定した強震動評価（平成 16 年 5 月 21 日公表），2004b

55) 地震調査委員会：日向灘の地震を想定した強震動評価（平成 17 年 9 月 26 日公表），2005c

注）

注 1　最大規模の地震を発生させる単位にまとめた活断層の中で、分割放出型地震としてやや規模の小さな地震を発生させる単位で、根拠としたデータにより、地震セグメント、幾何セグメント、挙動セグメントまたは活動セグメントに分類される。強震動評価においては、詳細な定義は行わずセグメントという表現を用いる。

注 2　震源断層の中で特に強い地震波を生成する領域（すべり量や応力降下量が大きい領域）。

注 3　$\mathrm{dyn \cdot cm} = 10^{-7}\mathrm{N \cdot m}$

注 4　震源スペクトル特性のうち、加速度スペクトル振幅レベルが高周波数側において急減し始める周波数。

参考資料 3-B　工学的基盤上面までの計算方法

（地震調査研究推進本部[1]より作成）

工学的基盤上面までの強震動計算方法は、経験的手法、半経験的手法、理論的手法、ハイブリッド合成法の 4 つに大きく分類され、データの多寡・目的に応じて手法が選択されている[例えば、2]。それぞれの手法の特徴を述べると、以下のようにまとめられる。

1)　経験的手法

過去のデータを基に、最大加速度、最大速度、加速度応答スペクトル等の値をマグニチュードと距離の関数で算定する最も簡便な方法。平均的な値で評価するため、破壊過程の影響やアスペリティの影響は考慮できない。

2)　半経験的手法

既存の小地震の波形から大地震の波形を合成する方法で経験的グリーン関数法と統計的グリーン関数法がある。経験的グリーン関数法は、想定する断層の震源域で発生した中小地震の波形を要素波（グリーン関数）として、想定する断層の破壊過程に応じて足し合わせる方法である。時刻歴波形を予測でき、破壊過程の影響やアスペリティの影響を考慮できる。ただし、予め評価地点で適当な観測波形が入手されている必要がある。統計的グリーン関数法は、多数の観測記録の平均的特性をもつ波形を要素波とするものである。評価地点で適当な観測波形を入手する必要はない。しかし、評価地点固有の特性に応じた震動特性が反映されにくい。時刻歴波形は経験的グリーン関数法と同様の方法で計算される。

3)　理論的手法

数値理論計算により地震波形を理論的に計算する方法。時刻歴波形を予測でき、破壊過程の影響やアスペリティの影響を考慮できる。この方法では震源断層の不均質特性の影響を受けにくい長周期領域については評価しうるものの、短周期地震動の生成に関係する破壊過程および地下構造の推定の困難さのため、短周期領域についての評価は困難となる。

4)　ハイブリッド合成法

震源断層における現象のうち長周期領域を理論的手法、破壊のランダム現象が卓越する短周期領域を半経験的手法でそれぞれ計算し、両者を合成する方法。時刻歴波形を予測でき、破壊の影響やアスペリティの影響を考慮できる。広帯域の評価が可能。

このうち、特性化震源モデルおよび詳細な地下構造モデルが利用可能な地域では、面的に強震動計算を行う方法として、半経験的手法である統計的グリーン関数法[例えば、3),4)]と理論的手法である有限差分法[例えば、5)～7)]を合わせたハイブリッド合成法[例えば、8)]がよく用いられる。この理由としては、

・特性化震源モデルと三次元地下構造モデルの影響を直接取り入れることが可能
・面的な予測が可能
・強震動評価の対象となる周期帯（0.1 秒～10 秒）に対応可能

といった点であり、半経験的手法で統計的グリーン関数法を用いるのは面的な予測が容易であること（経験的グリーン関数法は基本的に波形が観測された地点でしか適用できないため）、理論的手法で有限差分法を用いるのは、他の不整形な地盤構造のための計算方法（例えば、有限要素法、境界要素法等）と比較して、大規模な地盤構造を取り扱う上で、大規模な数値演算を容易に行え、かつ計算時間も速いという利点があるからである。ただし、水平多層構造で想定可能な地域があれば、

理論的手法においては水平多層構造のみ適用可能な波数積分法[例えば、9)]を用いることができる。この方法は水平多層構造のグリーン関数の計算に最もよく用いられている方法であり、モデル化や計算が比較的簡単で、震源断層モデルおよび水平多層構造モデルが妥当であれば、実体波や表面波をよく再現できることが多くの事例から確かめられている。ハイブリッド合成法等については、例えば、「森本・富樫断層帯の地震を想定した地震動予測地図作成手法の検討」[10)]等を参考にされたい。

なお、ハイブリッド合成法では、理論的手法の精度の限界および半経験的手法の有効性を考慮して、接続周期を決めることが望ましい。

一方、特性化震源モデルや詳細な地下構造モデルが得られない地域では、経験的手法[例えば、11)]や統計的グリーン関数法を用いる。算定式のパラメータの設定にあたっては、地域性を取り入れたものが望ましいが、十分なデータがなければ既存の式やパラメータをそのまま利用する。

参考文献

1) 地震調査研究推進本部：震源断層を特定した地震動予測地図の説明，分冊 2,2006

2) 香川敬生, 入倉孝次郎･武村雅之:強震動予測の現状と将来の展望，地震，第 2 輯, 51, 339-354,1998

3) 釜江克宏，入倉孝次郎，福知保長：地震のスケーリング則に基づいた大地震時の強震動予測: 統計的波形合成法による予測，日本建築学会構造系論文集, 430, 1-9,1991

4) 壇一男，佐藤俊明：断層の非一様滑り破壊を考慮した半経験的波形合成法による強震動予測，日本建築学会構造系論文集, 509, 49-60,1998

5) Aoi, S. and Fujiwara, H.：3D Finite-Difference Method using discontinuous grids, Bull. Seism. Soc. Am., 89, 918-930,1999

6) Graves, W. R.： Simulating seismic wave propagation in 3D elastic media using staggered-grid finite differences, Bull. Seism. Soc. Am., 86, 1091-1106,1996

7) Pitarka, A.：3D elastic finite-difference modeling of seismic motion using staggered grids with nonuniform spacing, Bull. Seism. Soc. Am., 89, 54-68,1999

8) 入倉孝次郎，釜江克宏：1948 年福井地震の強震動，地震，第 2 輯, 52, 129-150,1999

9) Hisada, Y. ：An efficient method for computing Green's functions for a layered half-space with sources and receivers at close depth (part2), Bull. Seism. Soc. Am., 85, 1080-1093,1995

10) 防災科学技術研究所：森本・富樫断層帯の地震を想定した地震動予測地図作成手法の検討，防災科学技術研究所研究資料, 255,2004

11) 司宏俊・翠川三郎：断層タイプ及び地盤条件を考慮した最大加速度・最大速度の距離減衰式，日本建築学会構造系論文集, 523, 63-70,1999

参考資料 3-C　告示スペクトルの拡幅と震度の増分

建設省告示第１４６１号第四号イに定められる解放工学的基盤における加速度応答スペクトル（告示スペクトル）に対応する模擬地震動を対象として、解放工学的基盤の極めて稀に発生する地震動（以下、告示極稀基盤波）を拡幅した場合に、表層地盤の増幅を考慮した地表地震動の計測震度が基盤波に比べて増加する度合い（震度の増分）を検討した。

本資料を用いれば、地表地震動の計測震度を指標とした場合に、極稀の告示スペクトルにある拡幅係数 α を乗じてレベル L3 地震動を設定することができる。

以下、1 章は検討の骨子であり、その背景・資料を 2～4 章に示している。

1　地表震度を指標とした極稀告示基盤波の拡幅

(1)　地表と工学的基盤における震度

計測震度の最終的な算出式は(1)式である。(Appendix１)

$$I = 2 \cdot \log a_o + 0.94 \tag{1}$$

ここで、a_o ：地震動加速度波の計測震度処理による最大値

震度用最大値が a_b である、工学的基盤地震動（基本地震動）を想定する。

$$I_b = 2 \cdot \log a_b + 0.94 \tag{2}$$

この工学的基盤地震動に、表層地盤による増幅を考慮した地表地震動の震度を(3)式で表す。

$$\begin{aligned} I_{GL} &= 2 \cdot \log(a_{GL}) + 0.94 \\ &= I_b + \Delta I \end{aligned} \tag{3}$$

ここで、a_{GL} ：地表地震動の震度用最大値

ΔI　：表層地盤の増幅による震度増分

従って、表層地盤による震度増分 ΔI を用いると、地表地震動が目標震度 I_{GL} となる基盤地震動の震度 I_b は、

$$I_b = I_{GL} - \Delta I \tag{4}$$

(2)　告示スペクトルを基本とした工学的基盤における地震動

告示の工学的基盤における極めて稀に発生する地震動（告示極稀基盤波）の計測震度を I_c とする。いま、告示極稀基盤波を α 倍に拡幅すると、その基盤地震動の震度 I_b は(1)式の関係から

$$I_b = I_c + 2 \cdot \log(\alpha) \tag{5}$$

目標の地表震度をI_{GL}とするための倍率αは、(4)式、(5)式から、

$$\alpha = 10^{(I_{GL}-\Delta I-I_c)/2} \qquad (6)$$

(3) 地表地震動の震度を指標とした告示基盤波レベル

① 目標とする地表地震動の計測震度

まず、レベル3地震動の地表における計測震度を設定する。例えば、2 章に示す比較的大きな被害を被った地域内で観測された既往の地震動記録を参照して、地表震度が7相当になる計測震度 6.5～6.7 を設定する。

② 告示極稀基盤波の計測震度

3 章から、告示極稀基盤波の計測震度I_cは、5.6 程度と考えられる。

③ 表層地盤による震度増分

4 章から、地盤種別が 2 種程度の表層地盤における震度増分ΔI（=地表震度-基盤震度）と拡幅係数αの関係の目安は次式で表せる。

$$\Delta I = -0.125 \cdot \log(\alpha) + 0.364 \qquad (7)$$

(7)式を(6)式に代入して得られる、地表震度が 6～6.7 になる極稀の拡幅係数を表 1 に示す。

表 1 地表震度と極稀拡幅係数の関係

地表震度I_{GL}	6	6.1	6.2	6.3	6.4	6.5	6.7
拡幅係数α	1.06	1.18	1.32	1.47	1.64	1.83	2.27
地盤増分震度ΔI	0.36	0.35	0.35	0.34	0.34	0.33	0.32

④ 地表地震動の震度を指標とした告示基盤波レベル

②と③の条件を用いれば、①の目標を達成するための告示基盤波レベルを設定することができる。

例えば、地表震度を 6.5～6.7 とするための極稀告示基盤波の拡幅係数は 1.8～2.3 となる。

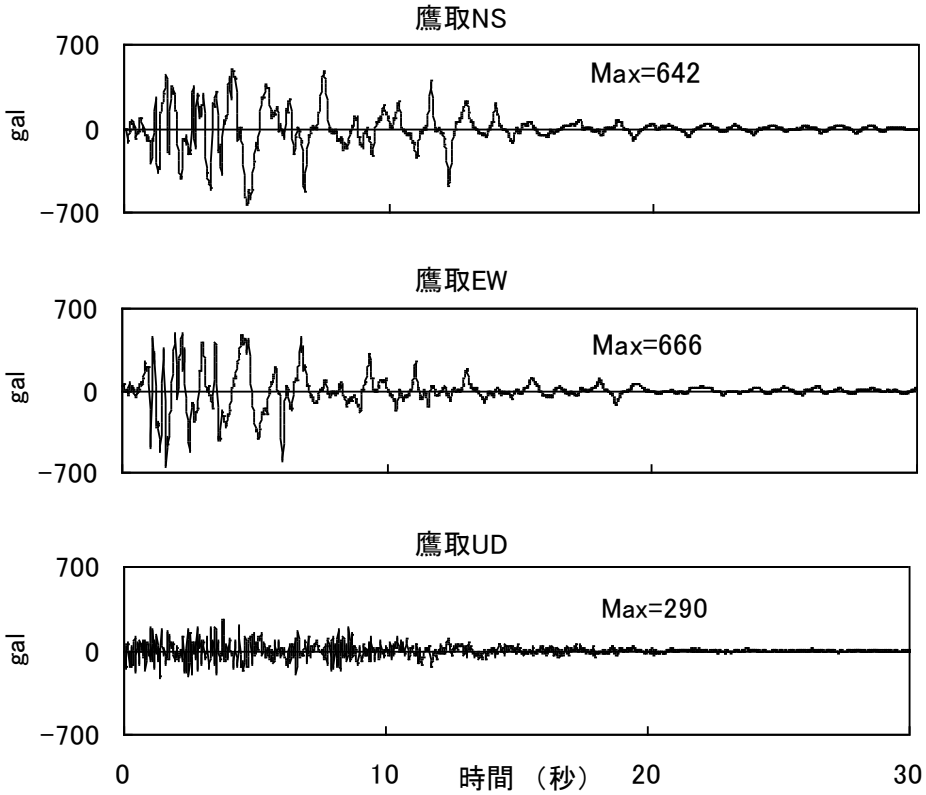
2　震度７の観測地震動の事例

近年における、比較的大きな被害を被った地域内で観測された、計測震度が 6.5 以上となる震度階級が７となった既往の地震動記録は、下記のとおりである。

(1)　兵庫県南部地震（１９９５．１．１７、　Ｍ７．３）
・ＪＲ鷹取駅[1)]　計測震度６．５（震度階級７）

(2)　新潟県中越地震（２００４．１０．２３、　Ｍ６．８）本震の記録
・川口町役場[2)]　計測震度６．５（震度階級７）
・K-NET 小千谷　計測震度６．７（震度階級７）

これら強震記録の波形と応答スペクトルを図 1～3 に示す。



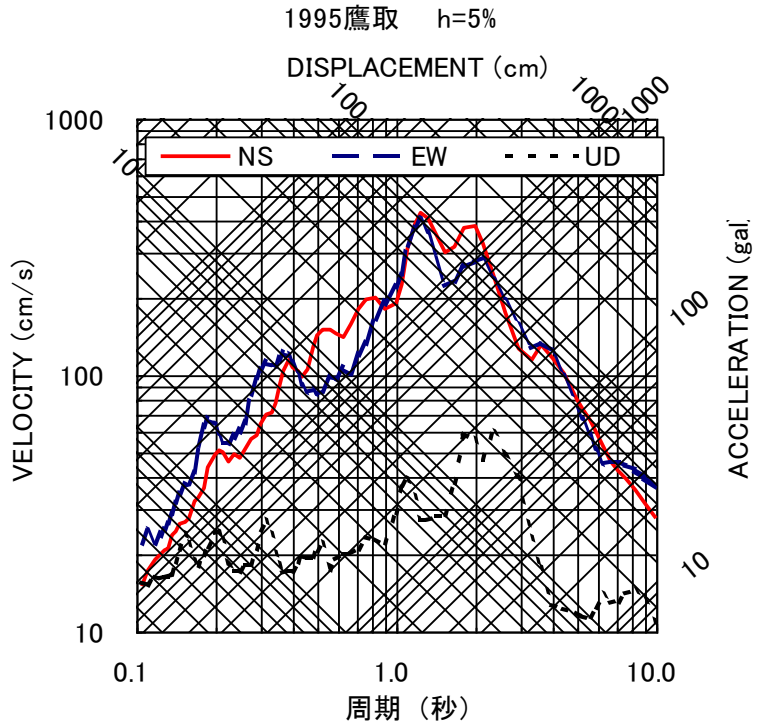


図１　ＪＲ鷹取駅の強震記録

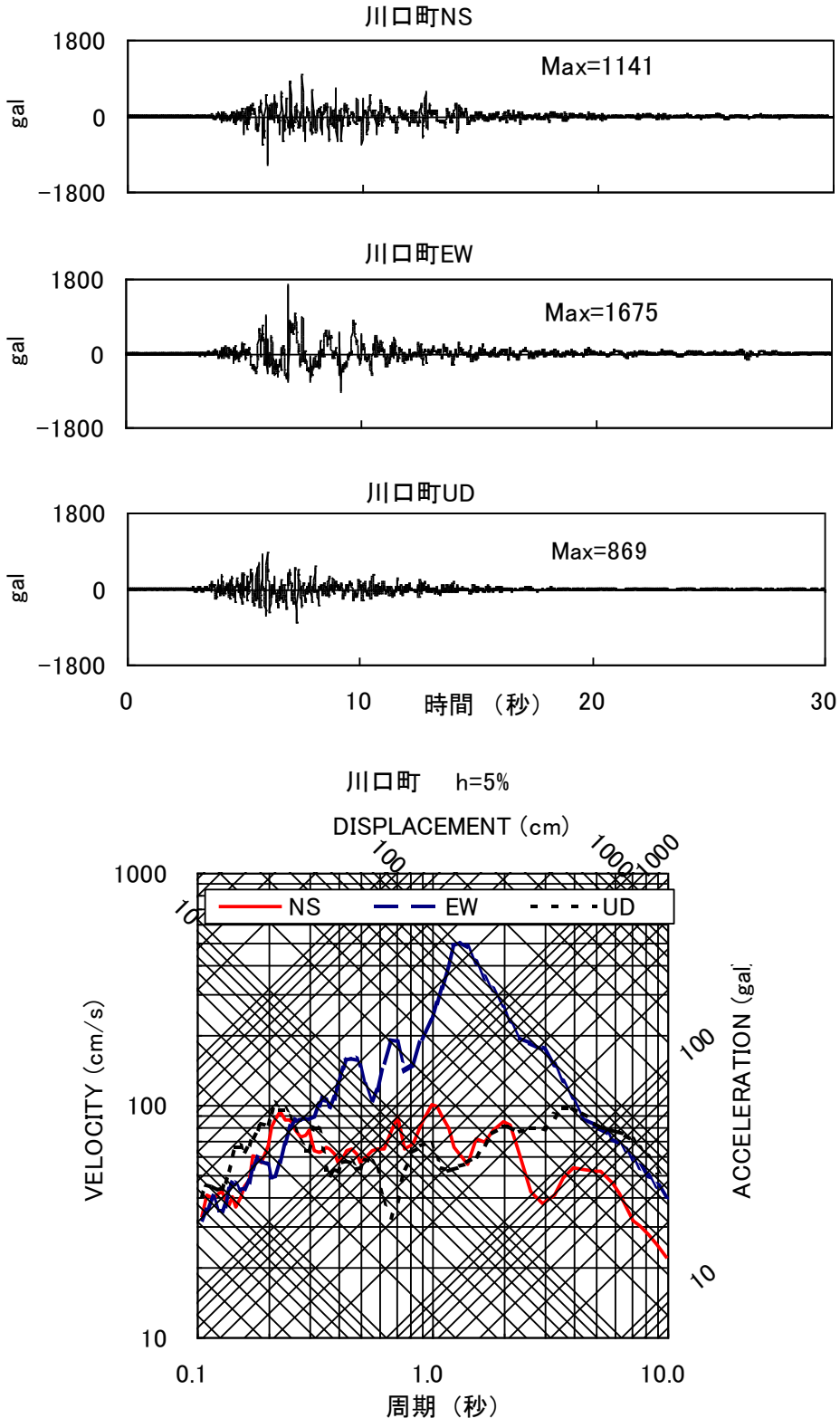


図 2　川口町役場の強震記録

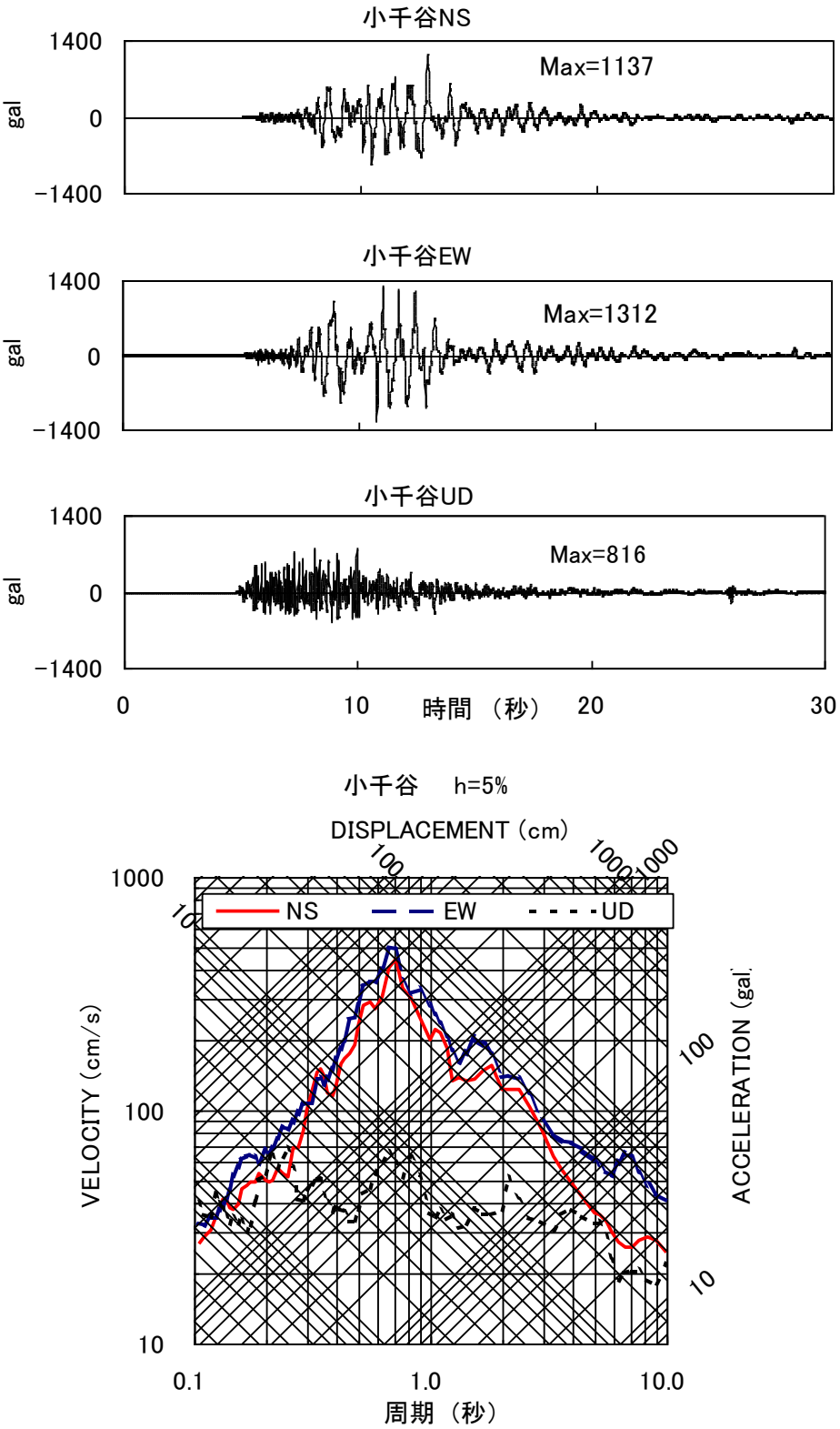


図 3　K-NET 小千谷の強震記録

3　告示地震動に対応する計測震度

告示の工学的基盤における極めて稀に発生する地震動（告示極稀基盤波）が、どの程度の計測震度に対応しているのかをみた。

極稀基盤波に対応する応答スペクトルに基づいて、乱数位相を変えた 10 波の模擬地震動を作成した。継続時間 120 秒として強度確定関数を乗じた。それらの波形を図 4 に、応答スペクトルを図 5 に示す。

計測震度の計算には、直交３成分の波形が必要であるので、作成した 10 波の地震動から 1 波ずつ異なる 10 ケースのサンプルとして３波形を選んで、その 2 波を水平動２成分に、１波形を振幅を半分にして上下動として使った。（それぞれの波形は統計的には独立と想定している。）上下動については、単純に水平動の半分として使った。（すなわち、周期特性は水平動に同じと仮定している）

これらから計測震度を算出した結果、告示極稀基盤波の地震動 10 ケースの平均の計測震度は、約 5.6 となった。これは震度６弱（５強に近い方）になる。

なお、２種地盤地表（簡略法に基づく応答スペクトル）での模擬地震動の平均の計測震度は、約 6.1 となった。これは震度６強（６弱に近い方）になる。

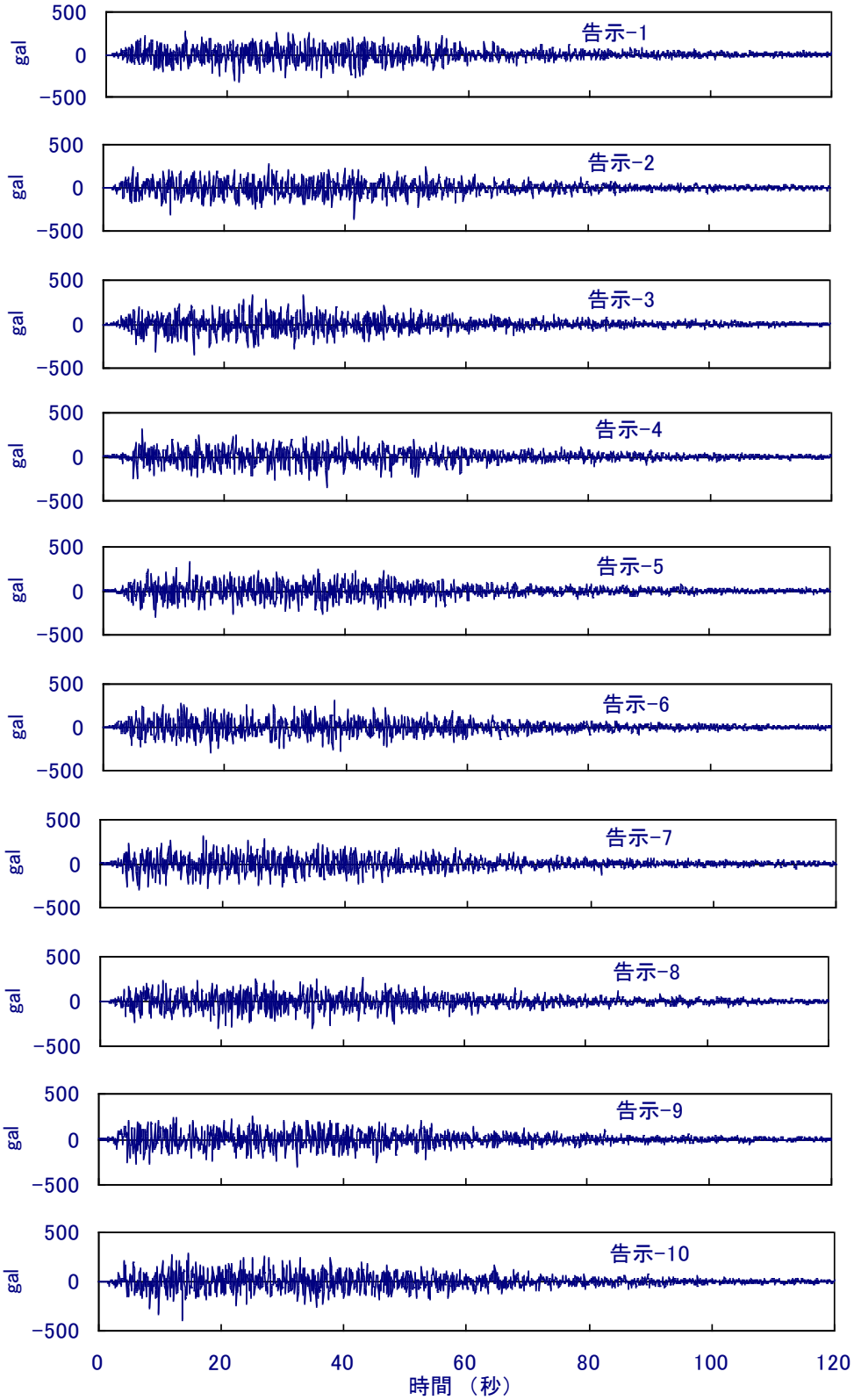


図 4　告示極稀基盤波の加速度波形

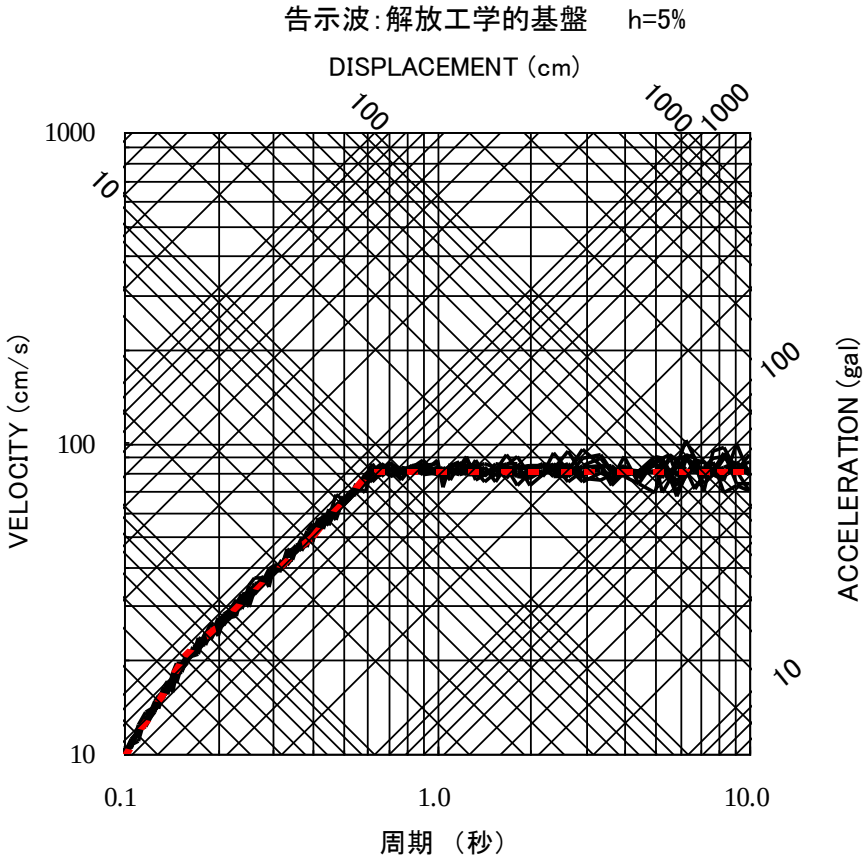


図 5　告示極稀基盤波の応答スペクトル

4　表層地盤による震度の増分

解放工学的基盤波入力による表層地盤応答から得られる、地表地震動の解放基盤から地表への計測震度の増分（震度増分）を試算する。

(1)　地盤モデル

地盤モデルは、2 種地盤相当の実地盤調査結果から抽出した 6 地盤とする。

設定した工学的基盤を含む、S 波速度(Vs)の地盤構造を図 6 に示す。それらの工学的基盤以浅の表層地盤の微小ひずみでの卓越周期 Tg（固有周期）を表 2 に示す。

表 2　地盤モデルの卓越周期

地盤	site-A	site-B	site-C	site-D	site-E	site-F
Tg(秒)	0.30	0.43	0.50	0.51	0.58	0.74

地盤応答は、質点化モデルの土の応力-ひずみ関係を修正 RO モデルによって表し、逐次積分法によって行った。土の動的変形曲線の例を図 7 に示す。

(2)　解放工学的基盤の模擬地震動

告示極稀基盤波の応答スペクトルに適合する模擬地震動として、3 種の実記録の位相（El Centro　NS、神戸海洋気象台 1995NS、八戸 NS）を利用して作成した波形を本検討に用いた。これらの波形を図 8 に、応答スペクトルを図 9 に示す。

(3)　拡幅係数と震度増分

告示極稀基盤波に 1～2.2 の拡幅係数 α を乗じて、各地盤・各模擬地震動について地盤応答解析を行った。以下の結果は 3 地震動による平均値である。極稀基盤波（α=1）による地表地震動の応答スペクトル例を図 10 に示す。

各地表地震動から計測震度を算出して、各地盤および 6 地盤平均の震度増分 ΔI（=地表震度-基盤震度）を求めた結果を表 3 に示す。

これらの結果から、図 11 に示すように、地盤種別が 2 種程度の表層地盤における震度増分 ΔI と拡幅係数の関係は次式によって表すことができる。

$$\Delta I = -0.125*\log(\alpha)+0.364 \qquad (8)$$

ここで、各地震動による計測震度は、1 成分のみから算出している。従って、上記の震度増分は、工学的基盤と地表加速度それぞれ 1 成分から求めた計測震度の差であって、水平・上下 3 成分でも同じ震度増分と仮定していることになる。

(8)式のように、ここに求めた震度増分は拡幅係数、すなわち基盤地震動が大きくなるに従って小さくなる傾向を示した。現行の限界耐力計算法の地盤増幅率は、地盤を等価 1 層地盤においてインピーダンス比と等価減衰定数によって表している。この考え方に基づく(8)式の傾向の説明を Appendix２に示す。

また、入力地震動に関係なく得られる、地盤の平均 S 波速度を用いた増幅率による震度増分を Appendix３に示す。

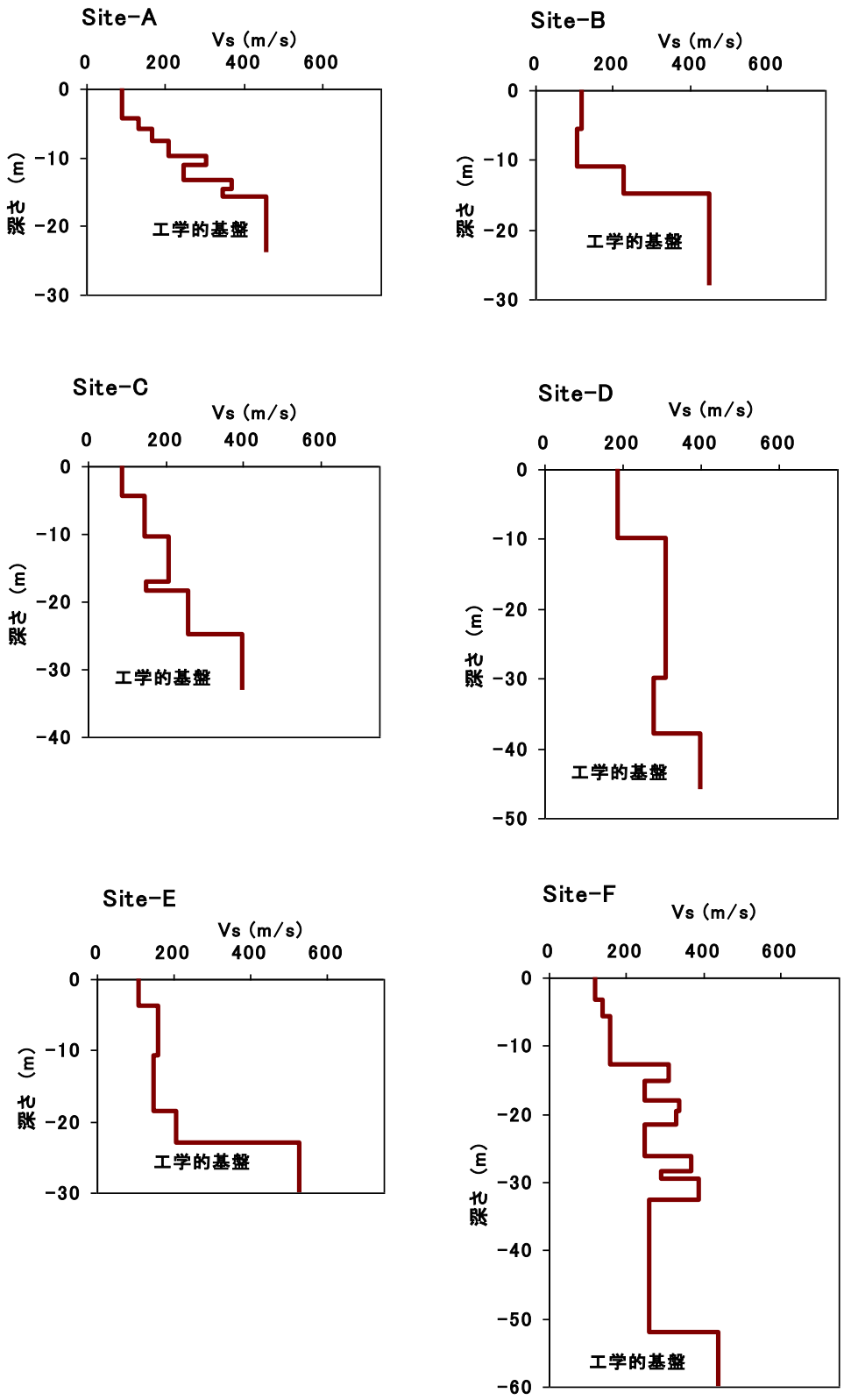

Site-A
Vs (m/s)
0
200
400
600
0
-10
-20
-30
地表面 (m)
工学的基盤
Site-B
Vs (m/s)
0
200
400
600
0
-10
-20
-30
地表面 (m)
工学的基盤
Site-C
Vs (m/s)
0
200
400
600
0
-10
-20
-30
-40
地表面 (m)
工学的基盤
Site-D
Vs (m/s)
0
200
400
600
0
-10
-20
-30
-40
-50
地表面 (m)
工学的基盤
Site-E
Vs (m/s)
0
200
400
600
0
-10
-20
-30
地表面 (m)
工学的基盤
Site-F
Vs (m/s)
0
200
400
600
0
-10
-20
-30
-40
-50
-60
地表面 (m)
工学的基盤

図 6　地盤のモデル

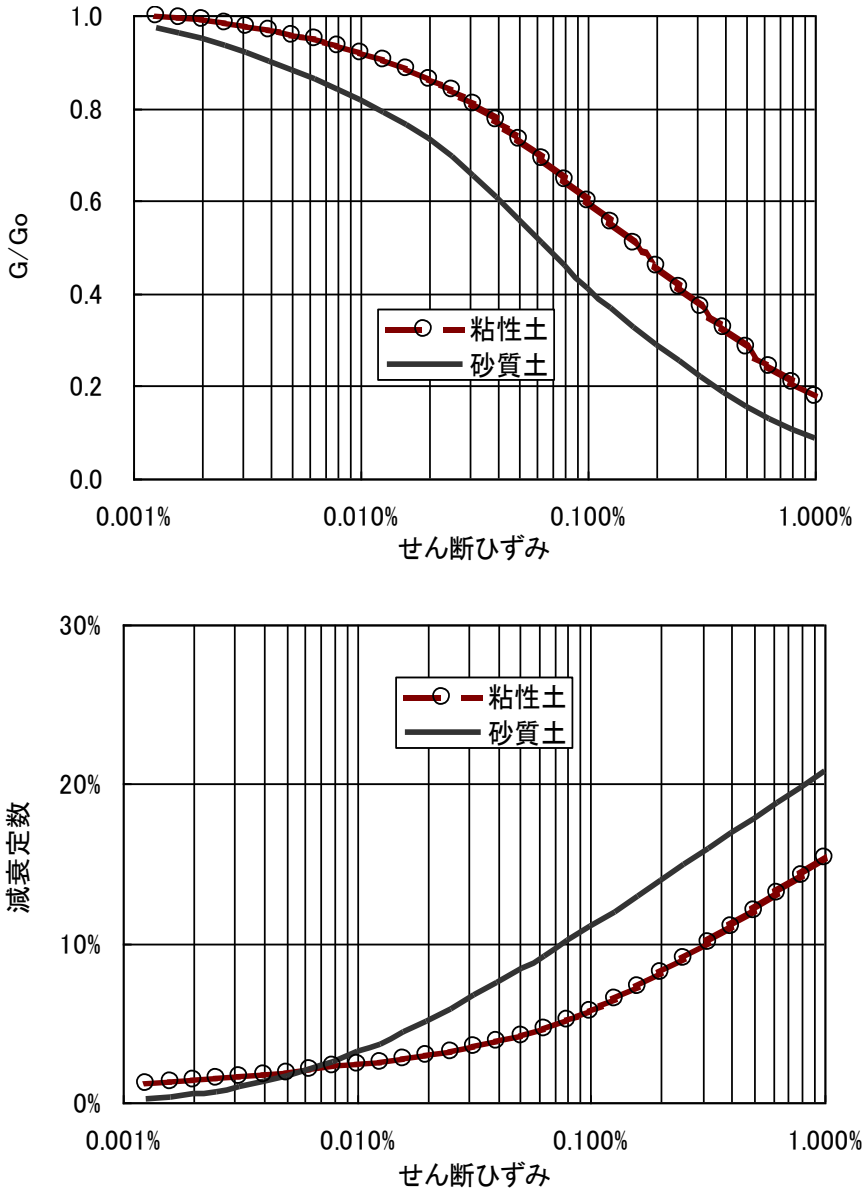


図 7　地盤モデルの土の動的変形曲線の例

（　上図：剛性低下率 G/Go　、下図：履歴減衰定数）

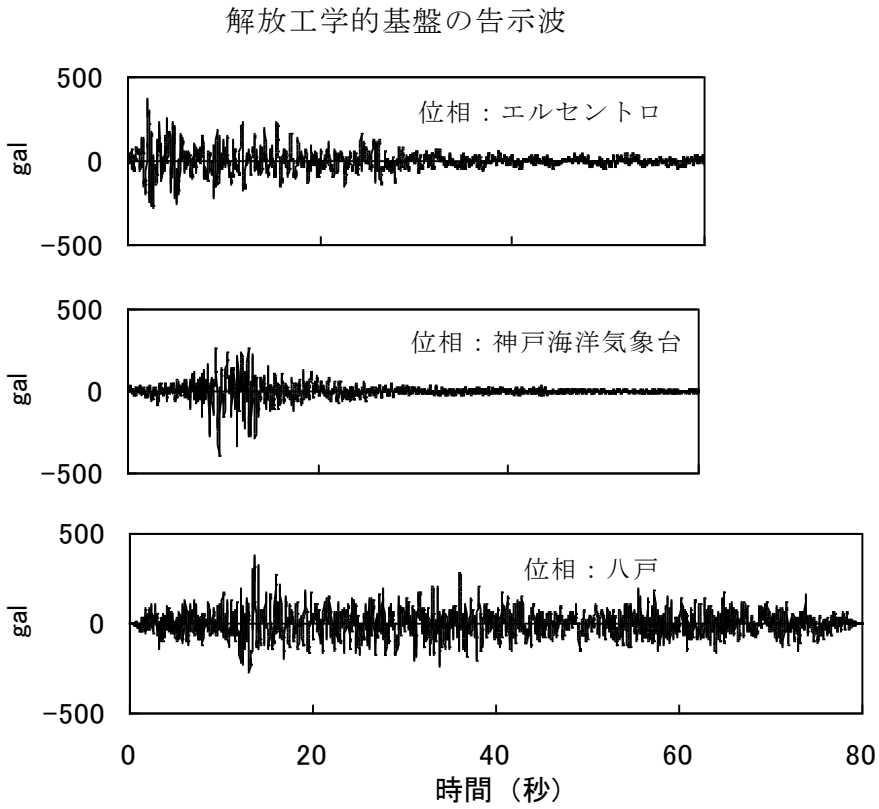


図 8　解放工学的基盤の模擬地震動

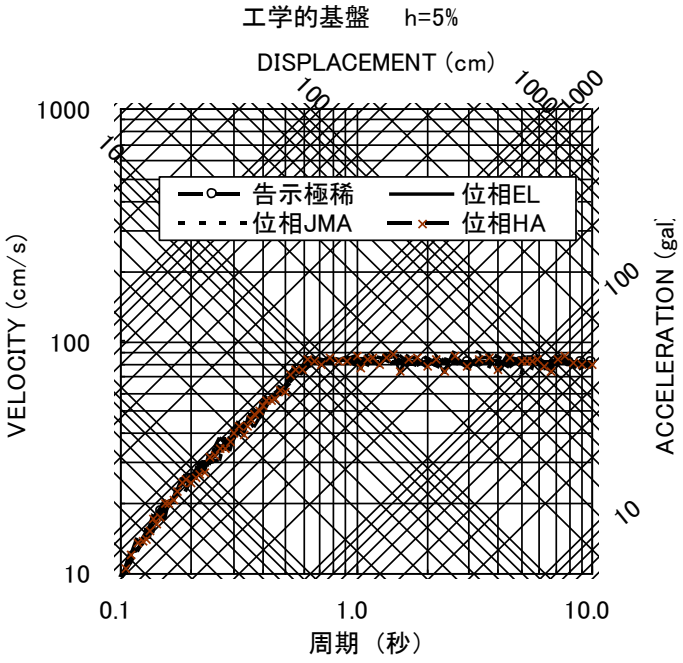


図 9　模擬地震動の応答スペクトル

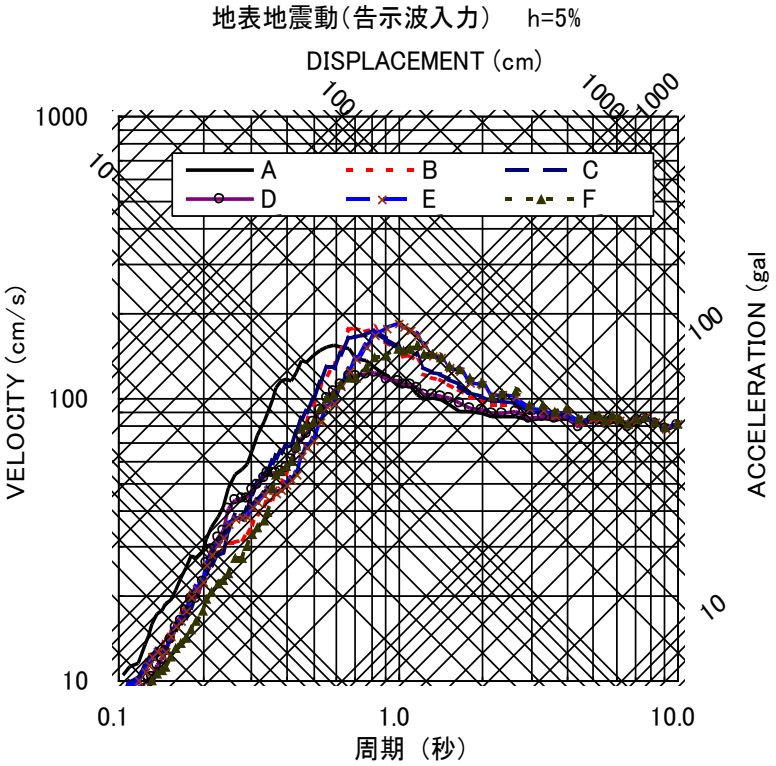


図 10　告示極稀基盤波による地表地震動の応答スペクトル

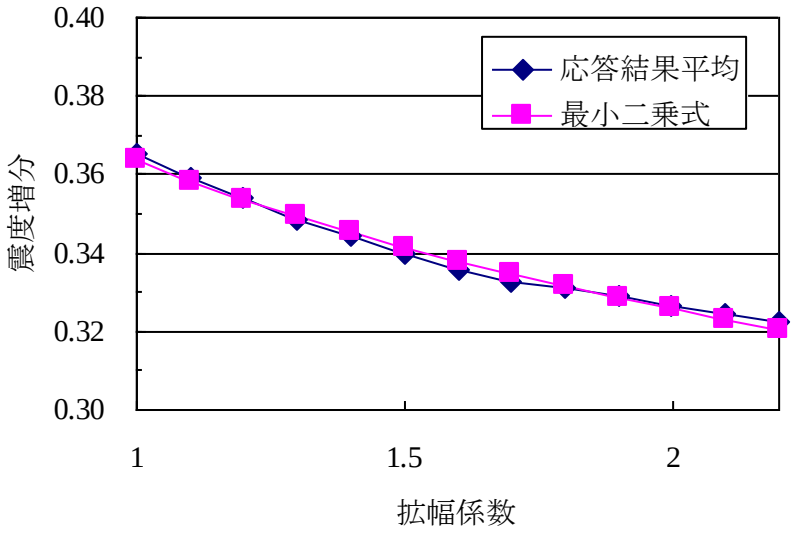


図 11　拡幅係数 α と震度増分 ΔI の関係

表 3　拡幅係数と各地盤および平均の震度増分

倍率	site-A	site-B	site-C	site-D	site-E	site-F	平均
1(極稀)	0.47	0.41	0.42	0.22	0.35	0.32	0.37
1.1	0.47	0.40	0.41	0.22	0.34	0.32	0.36
1.2	0.47	0.38	0.41	0.22	0.34	0.31	0.35
1.3	0.47	0.37	0.40	0.22	0.33	0.31	0.35
1.4	0.47	0.36	0.39	0.22	0.33	0.30	0.34
1.5	0.48	0.35	0.39	0.21	0.32	0.30	0.34
1.6	0.48	0.34	0.38	0.21	0.32	0.29	0.34
1.7	0.49	0.33	0.37	0.21	0.31	0.28	0.33
1.8	0.49	0.32	0.37	0.21	0.31	0.28	0.33
1.9	0.50	0.32	0.36	0.21	0.31	0.27	0.33
2.0	0.50	0.31	0.36	0.21	0.31	0.26	0.33
2.1	0.50	0.31	0.36	0.21	0.31	0.26	0.32
2.2	0.50	0.30	0.35	0.21	0.31	0.25	0.32
0.2(稀)	0.46	0.50	0.51	0.24	0.54	0.39	0.44

参考文献

1) 中村、上半、井上:「1995 年兵庫県南部地震の地震動記録波形と分析(II)」、JR 地震情報 No. 23d、(財) 鉄道総合技術研究所ユレダス開発推進部、1996 年 3 月(使用データは JR 警報地震計(鷹取駅 FD シリアル番号 R-004 による。)

2) 気象庁：2004 年強震波形データ (2004. 1～2004. 12)、(財) 気象業務支援センター

Appendix１　気象庁計測震度の概要

(1)　計測震度の算出手順

①　加速度記録 3 成分(水平動 2 成分、上下動１成分)をフーリエ変換、フィルター処理、再合成を行う。フィルターは 0.5Hz 未満の長周期成分と 10Hz を超える短周期成分の影響を少なくし、0.5Hz～10Hz の領域について 1/√ f の特性としている。

②　得られたフィルター処理済の記録 3 成分から、ベクトル波形を合成する。

③　ベクトル波形の絶対値がある値 ao 以上となる時間の合計を計算したとき､これがちょうど 0.3 秒となるような ao を求める。すなわち、瞬間的な最大加速度は排除される。

④　この ao から、下式より計測震度（Ｉ）を算出する。

$$I = 2 \cdot \log a_o + 0.94$$

(2)　過去の記録による計算例

地　震　名	観 測 点	加速度（3 成分中最大）		従来の震度階	計 測 震 度	現行の震度階級
		最大値	卓越周期			
釧路沖地震 (1993 年)	釧路	(gal) 921	(sec) 0.36	6	6.3	6 強
北海道東方地震 (1994 年)	釧路	457	0.37	6	5.7	6 弱
三陸はるか沖地震 (1994 年)	八戸	604	0.25	6	5.7	6 弱
兵庫県南部地震 (1995 年)	神戸	818	0.71	6	6.4	6 強

Appendix２　拡幅係数と震度増分の関係の解釈

震度増分 ΔI は、震度用最大加速度値で表すと

$$\Delta I = 2 \cdot \log(a_{GL} / a_b) \qquad (A.2\text{-}1)$$

従って、

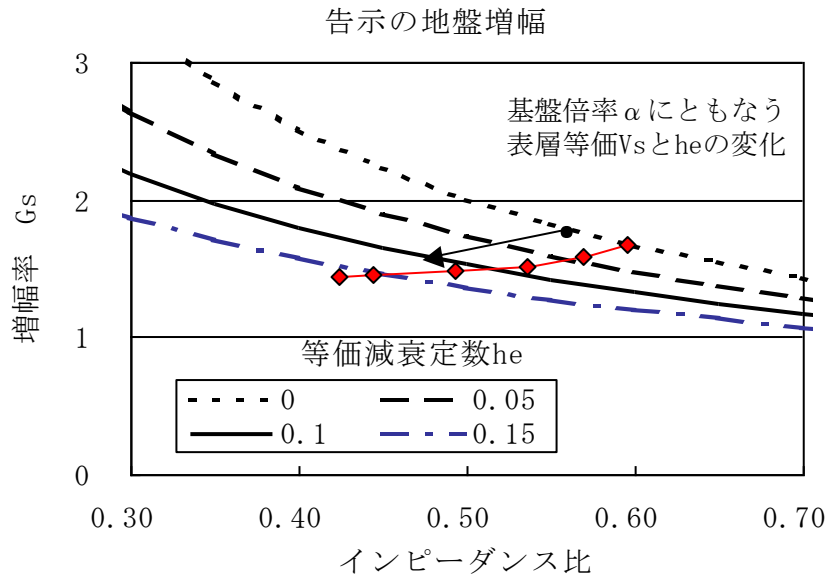
$$a_{GL} / a_b = 10^{\Delta I / 2} \qquad (A.2\text{-}2)$$

限界耐力計算法の地盤増幅率 Gs の算出法に則して、(8)式の関係を模式図で解釈する。

$$G_{s1} = \frac{1}{0.5\pi h_e + \alpha_{in}} \quad , \quad \alpha_{in} = \frac{\rho_{se} V_{se}}{\rho_b V_b} \qquad (A.2\text{-}3)$$

ここで、α_{in} はインピーダンス比、he は等価減衰定数である。

基盤入力の増加に伴う Gs の変化は、表層地盤のひずみ依存性による等価 Vse と減衰定数 he によって表せる。(A.2-2) 式の a_{GL} / a_b が (A.2-3) 式の Gs によって表せるとすると下図の傾向があると考えられる。すなわち、拡幅係数が大きくなるとインピーダンス比は小さくなるが等価減衰定数が大きくなる効果によって ΔI が小さくなっている。



Appendix３　地盤の平均Ｓ波速度を用いた増幅率による震度増分

地震調査研究推進本部[1)]では、地表の震度を簡易的に算出するために、工学的基盤から地表への最大速度の増幅率（amp）を用いている。これによれば、工学的基盤上の波形をもとに増幅率を乗じたものを地表の波形として計測震度を算出すると、計測震度の(1)式から震度増分ΔIは、次式となる。

$$\Delta I = 2 \cdot \log(\mathrm{amp}) \qquad \text{(A.3-1)}$$

上記の最大速度の増幅率として、最近の地震によるKnet、KiKnetの強震記録に基づいて提案されている次式[2)]がある。

$$\begin{aligned} \log \mathrm{AF_{PGV}} &= -0.852 \log(\mathrm{AVS(30)}/600) \\ &= 2.367 - 0.852 \log(\mathrm{AVS(30)}) \end{aligned} \qquad \text{(A.3-2)}$$

ここで、

$\mathrm{AF_{PGV}}$　：　基準地盤のVs600m/s地盤から地表までの最大速度に対する増幅度

$\mathrm{AVS(30)}$：　地表から深さ30mまでの地盤の平均Vs（m/s）

あるS波速度Vsbを有する工学的基盤（解放）から地表への最大速度増幅度$\mathrm{AF_{PGV/b}}$は、(A.3-2)の基準地盤から当該工学的基盤に換えた次式となる。

$$\log \mathrm{AF_{PGV/b}} = -0.852 \log(\mathrm{AVS(30)}/\mathrm{V_{sb}}) \qquad \text{(A.3-3)}$$

上記を用いれば（A.3-1）式と同様の、表層地盤による震度増分は次式で求められる。

$$\Delta I = 2 \cdot \log(\mathrm{AF_{PGV/b}}) \qquad \text{(A.3-4)}$$

図6の6地盤について、基盤が30mより浅い場合は深さ30mまでVsbを使った$\mathrm{AVS(30)}$から、（A.3-4）式によって求めた震度増分を下表に示す。これら6地盤のΔIの平均値は0.39である。

地盤	site-A	site-B	site-C	site-D	site-E	site-F
AVS30(m/s)	323	299	220	270	245	234
基盤Vsb(m/s)	460	450	400	410	530	440
ΔI	0.26	0.30	0.44	0.31	0.57	0.47

参考文献

1）地震調査研究推進本部地震調査委員会：全国を概観した地震動予測地図報告書、2005.3

2）藤本、翠川：近接観測点ペアの強震記録に基づく地盤増幅度と地盤の平均S波速度の関係、日本地震工学会論文集、第6巻、第1号、2006

参考資料 3-D　告示スペクトルによる震度 7 相当地震動の像

1　はじめに

本文第 3 章で示したように、高強度鋼等を用いた新構造建築物の設計用地震動として、サイトスペシフィックな地震動（S 種地震動）または標準的スペクトルに基づく地震動（G 種地震動）を設定し、対象とする構造物および応答評価手法に応じて適宜使い分ける方針とした。

このうち、S 種地震動は想定地震を選定し、断層モデルまたは距離減衰式に基づいて地震動を評価するため、具体的な地震像（たとえば断層面の大きさや、地震規模、対象地点からの震源距離など）が明瞭である。

一方、G 種地震動は告示スペクトル×αという形で、解放工学的基盤で設定される。標準的な 2 種地盤相当の表層地盤を想定した場合に、地表で十分に震度 7 の大きさに達する地震動となるには、αの値として 2.2 程度を用いる必要がある。本付録ではこのプロセスで設定した地震動レベルが、どのような地震像と対応するかを既往の応答スペクトルの距離減衰式に基づいて検討した。

2　検討に用いた距離減衰式

これまで提案された距離減衰式は数多くあるが、本検討は内山・翠川 [1)]による応答スペクトルの予測式を用いた。内山・翠川式はせん断波速度 500m/s 前後の工学的基盤における応答スペクトルの予測式であり、告示スペクトルが定義された地盤条件（せん断波速度 400m/s 程度以上）とほぼ対応している。以下に、この距離減衰式の概要を示す。

距離減衰式の基になったデータは、1968 年十勝沖地震から 2003 年十勝沖地震までの間に、日本およびその周辺で発生した M_w 5.5 以上の 52 地震で得られた 3198 の地震記録である。回帰式の形は以下のとおりである。

$$\log S(T) = a(T)M_W + b(T)X_{sh} + g + d(T)D + c(T)$$
$$g = -\log(X_{sh} + e) \quad (D \le 30km)$$
$$g = 0.4\log(1.7D + e) - 1.4\log(X_{sh} + e) \quad (D > 30km)$$
$$e = 0.006 \cdot 10^{0.5M_w} \qquad (1)$$

T ：周期（s）
$S(T)$ ：減衰定数 5%の加速度応答スペクトル（cm/s^2）
M_w ：モーメントマグニチュード
X_{sh} ：断層からの最短距離（km）
D ：震源深さ（km）
$a(T), b(T), c(T), d(T)$ ：平滑化した回帰係数（4 次関数）

内山・翠川 [1)]による距離減衰式の特徴として、以下の 3 点が挙げられる。

①工学的基盤の定義を明確にし、V_{S30}（地表から深さ 30m までの平均 S 波速度）が 500m/s 前後の工学的基盤で整理した。
②震源特性としてマグニチュード、断層面最短距離のほか、震源深さの影響を考慮することにより、深い地震で短周期励起が大きくなる特性を評価した。
③震源がやや深い地震の距離減衰が、震源が浅い地震に比べ大きくなる傾向を、震源深さによ

る幾何減衰を表す係数により考慮した。

3　告示スペクトルに基づく震度７相当地震動の像

内山・翠川[1)]による距離減衰式を基にして、告示スペクトルのα倍のスペクトルレベルに適合するM_wとX_{sh}の組み合わせを周期ごとに算定し、スペクトルレベルの地震像を検討した。この考え方は、野畑[2)]に基づいている。

αの値は 1.0、1.5、2.2 倍の 3 ケースを考慮した。M_wは 6.5、7.0、7.5、8.0 の 4 ケースを設定した。各々のM_wについて断層最短距離X_{sh}を 0.01～100km まで変化させ、告示スペクトルのα倍のスペクトルレベルに適合するX_{sh}をグリッドサーチにより求めた。内山・翠川[1)]における震源深さDは、プレート境界地震を想定してD=40km とした。

告示スペクトルの 1.0 倍をターゲットとしたスペクトルレベルに対し、内山・翠川[1)]の式によるスペクトルレベルの適合度合いを検討した結果を図 1 に示す。先に述べたように、内山・翠川[1)]の式に代入したX_{sh}は、X_{sh}=0.01～100km の範囲で探査している。図中に破線で囲んだ長周期範囲は、非現実的なX_{sh}=0.01km とした場合であっても、距離減衰式では表せないほど大きな地震動レベルが設定されていることを意味している。

告示スペクトル×1.0 倍の地震動レベルに適合するM_wとX_{sh}の組み合わせを図 2 に示す。プレート境界地震を想定しているため、断層面と計算地点の現実的な位置関係からX_{sh}≧5km の範囲のみをプロットしている。M_w=8 のレベルを例に取れば、告示スペクトル×1.0 倍の地震動レベルは、周期 0.02～0.1 秒の短周期帯域ではX_{sh}=60～70km の地震、周期 0.1～1.0 秒の中周期帯域ではX_{sh}=30～70km の地震、周期 1.0～5.0 秒の短周期帯域ではX_{sh}=8～30km の地震による地震動レベルに対応している。長周期帯ほど、より震源に近い地震が想定されていることを意味している。

同様の検討を、告示スペクトルの 1.5 倍をターゲットとした場合について図 3～図 4 に、2.2 倍をターゲットとした場合について図 5～図 6 に示す。告示スペクトルの 1.5 倍から 2.2 倍になるにつれて、内山・翠川[1)]に基づく距離減衰式では表せない周期範囲が拡大している。

告示スペクトルの 2.2 倍をターゲットとした図 5 を例に取れば、長周期帯域になるにつれて告示スペクトルの 2.2 倍のレベルと、内山・翠川[1)]の式による過去の地震の平均的なスペクトルレベルの差が大きくなっている。図 6 を見ると、周期約 0.7 秒以下のターゲットスペクトルは、X_{sh}≧5km をあてはめた距離減衰式により適合可能であり、現実的にあり得る地震像と思われる。一方、周期約 0.7 秒以上の帯域はプロットの範囲外となっている。つまり、M_w=8.0 を想定したとしても、過去の地震の平均的なスペクトルレベルでは表せないほど、大きめな地震動レベルが設定されている。

4　まとめ

告示スペクトルの 2.2 倍として設定した地震動レベルが、どのような地震像と対応するかを内山・翠川[1)]の距離減衰式に基づいて検討した。周期約 0.7 秒以下の帯域は現実的にあり得る地震像（たとえばM_w=8.0 でX_{sh}≧5.0km）と思われる。一方、周期約 0.7 秒以上の帯域は、過去の地震の平均的なスペクトルレベルでは表せないほど、大きめな地震動レベルが設定されている。

参考文献

1) 内山泰生・翠川三郎：震源深さの影響を考慮した工学的基盤における応答スペクトルの距離減衰式，日本建築学会構造系論文集，第 606 号，81-88，2006

2) 野畑有秀：告示スペクトルは工学的基盤のスペクトルとして見なせるか?，第 29 回地盤震動シンポジウム，日本建築学会，91-98，2001

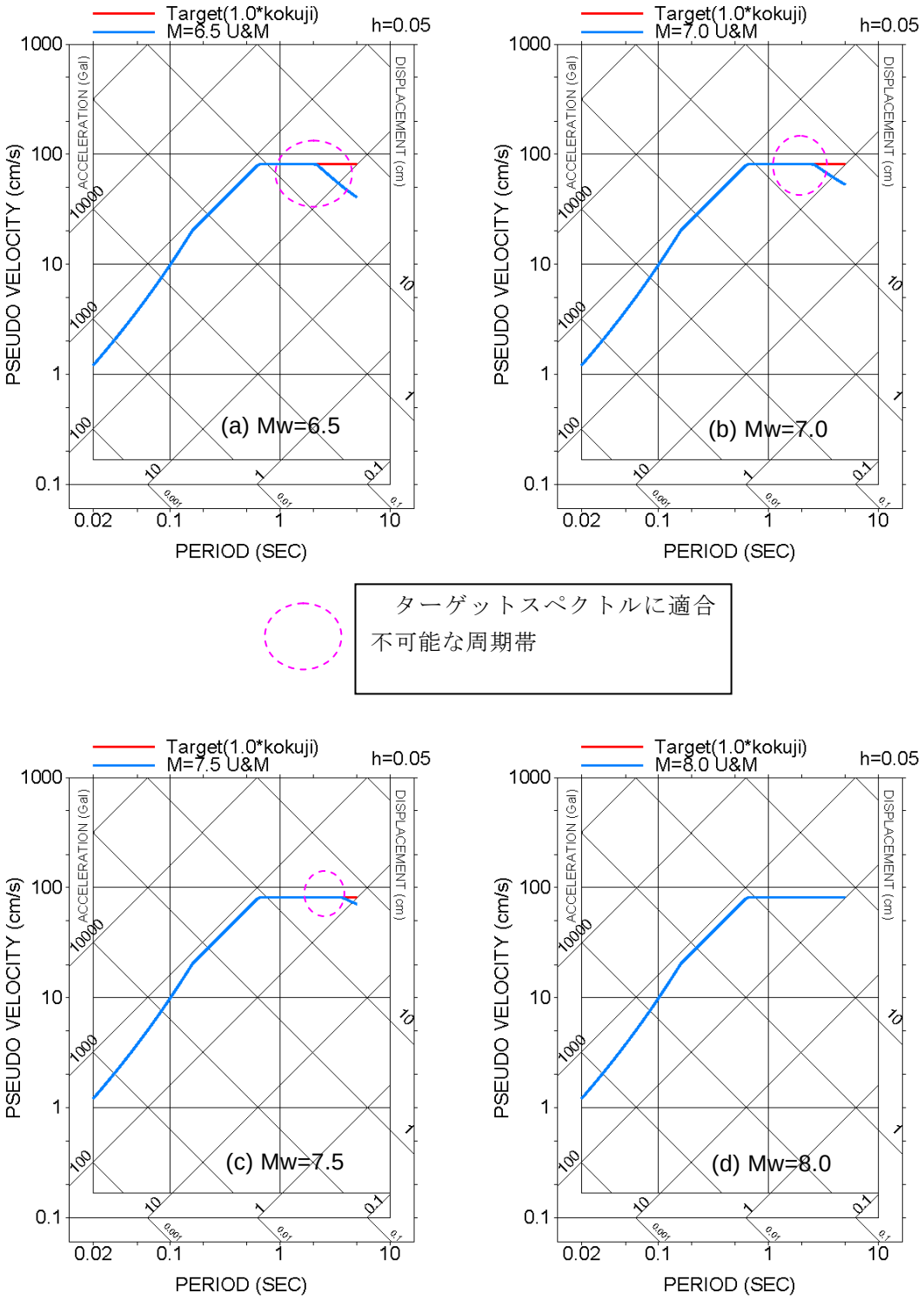


図 1　告示スペクトル×1.0 倍の地震動レベル（赤線）と内山・翠川 [1)] の式による
スペクトルレベル（青線）の適合度合い【内山・翠川 [1)] の式は X_{sh}=0.01～100km の範囲で探査】

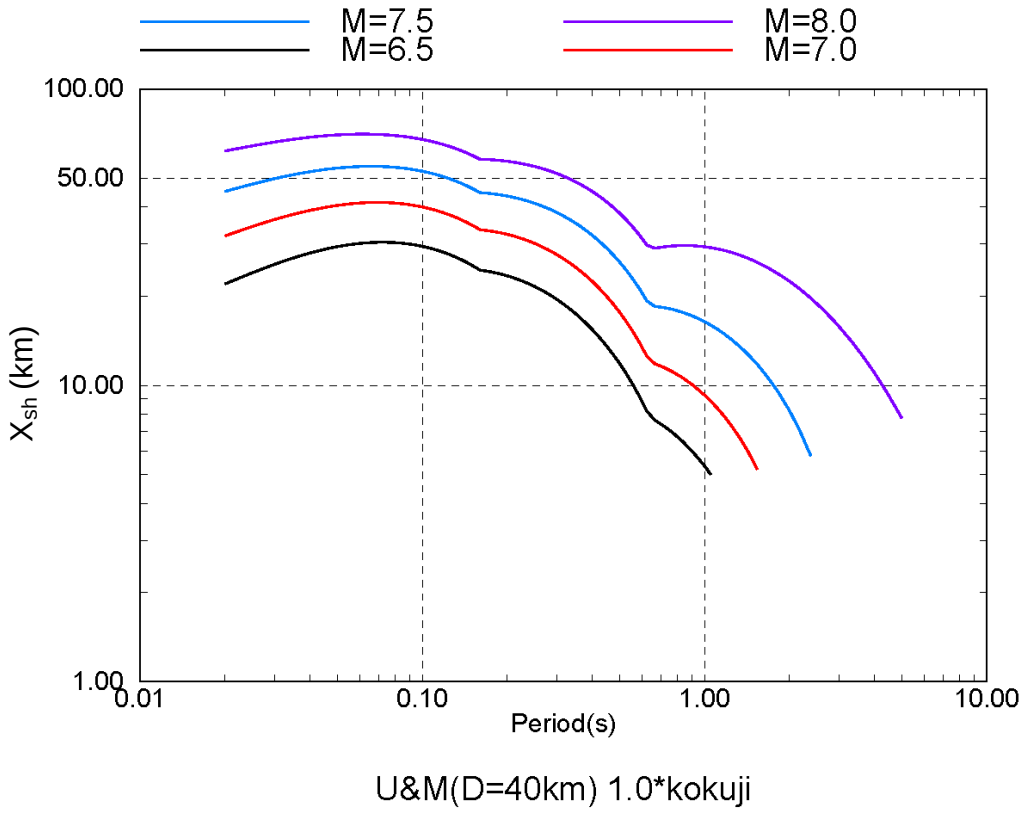


図 2　告示スペクトル×1.0 倍の地震動レベルに適合する M_w と X_{sh} の組み合わせ

内山・翠川式 [1)]の距離減衰式に震源深さ D=40km を適用した場合

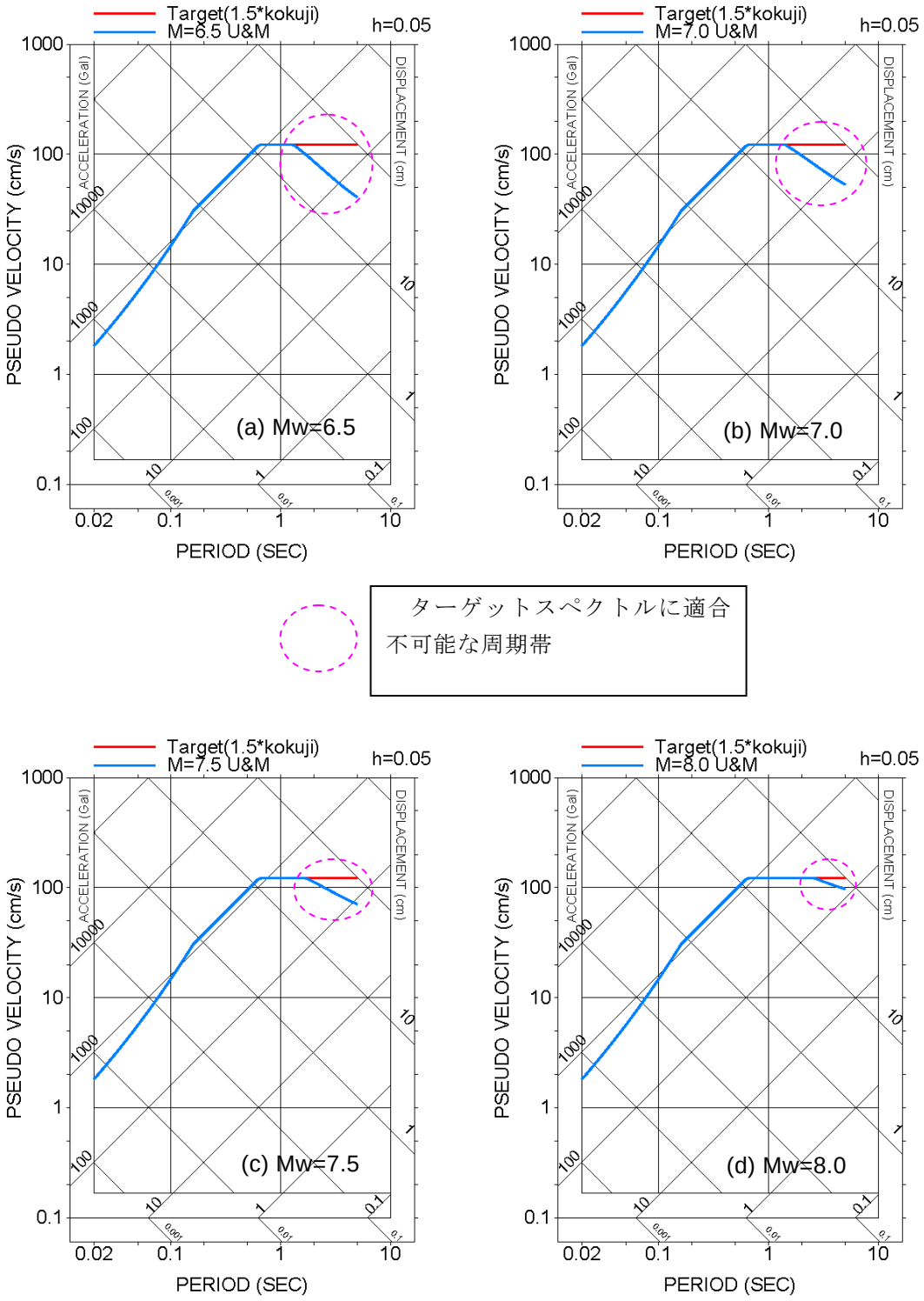


図 3　告示スペクトル×1.5 倍の地震動レベル（赤線）と内山・翠川 [1)] の式による
スペクトルレベル（青線）の適合度合い【内山・翠川 [1)] の式は X_{sh} =0.01～100km の範囲で探査】

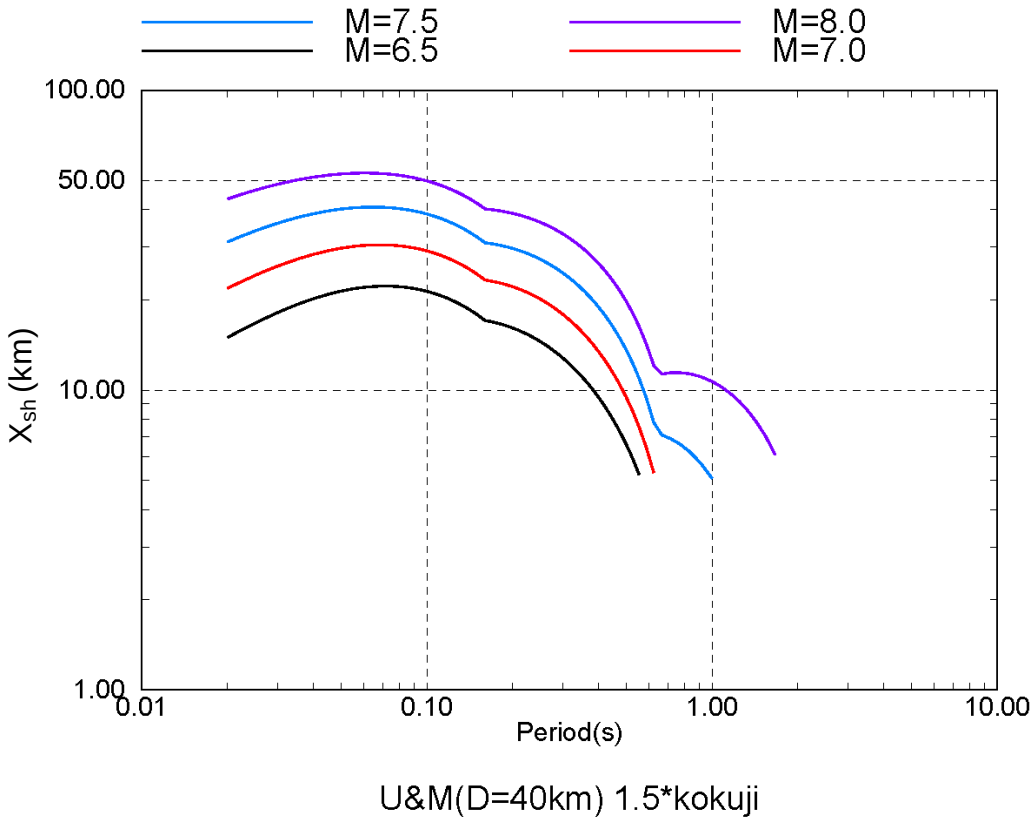


図 4　告示スペクトル×1.5 倍の地震動レベルに適合する M_w と X_{sh} の組み合わせ

内山・翠川式 [1)]の距離減衰式に震源深さ D=40km を適用した場合

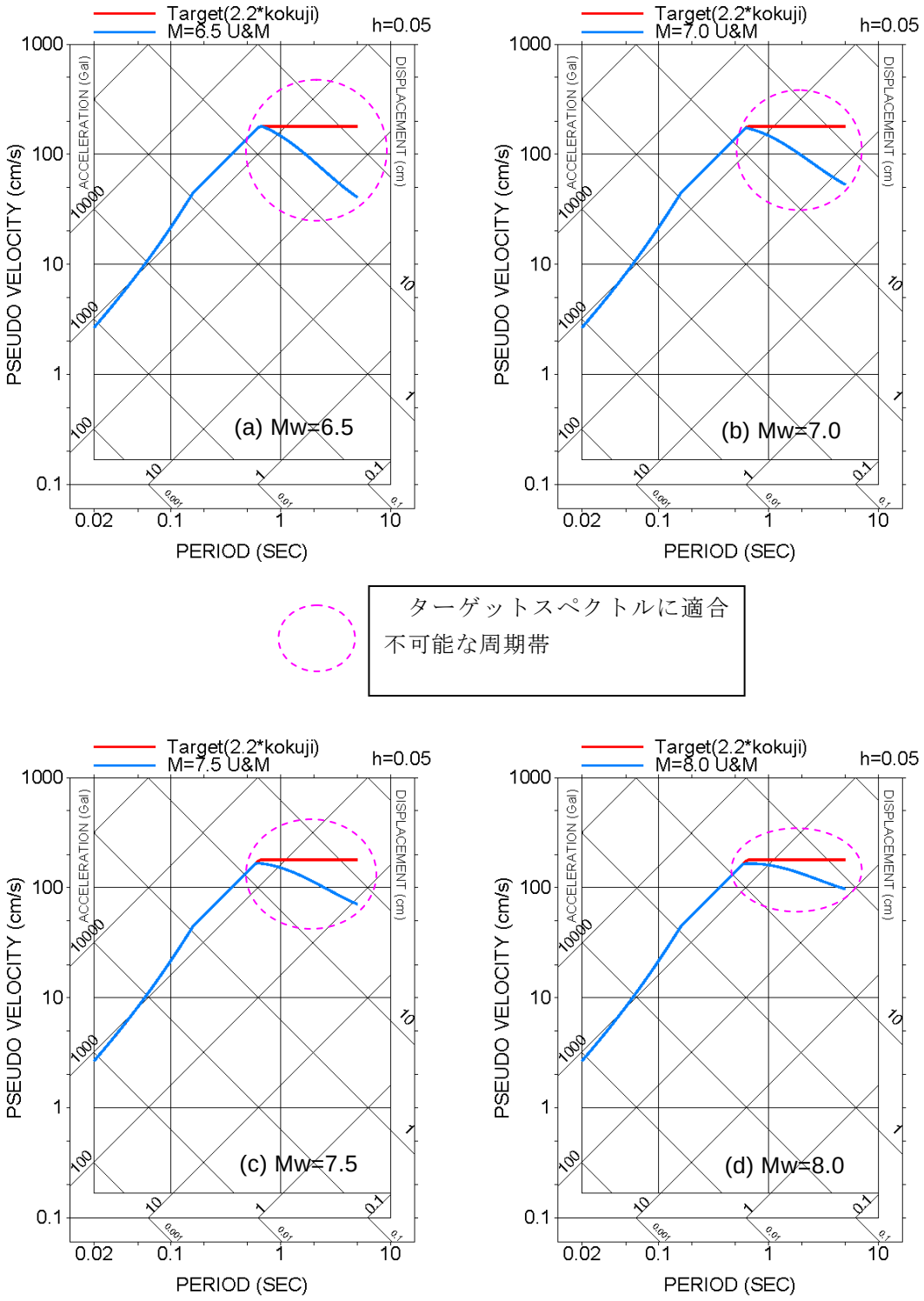


図 5　告示スペクトル×2.2 倍の地震動レベル（赤線）と内山・翠川 [1)] の式による
スペクトルレベル（青線）の適合度合い【内山・翠川 [1)] の式は X_{sh} =0.01～100km の範囲で探査】

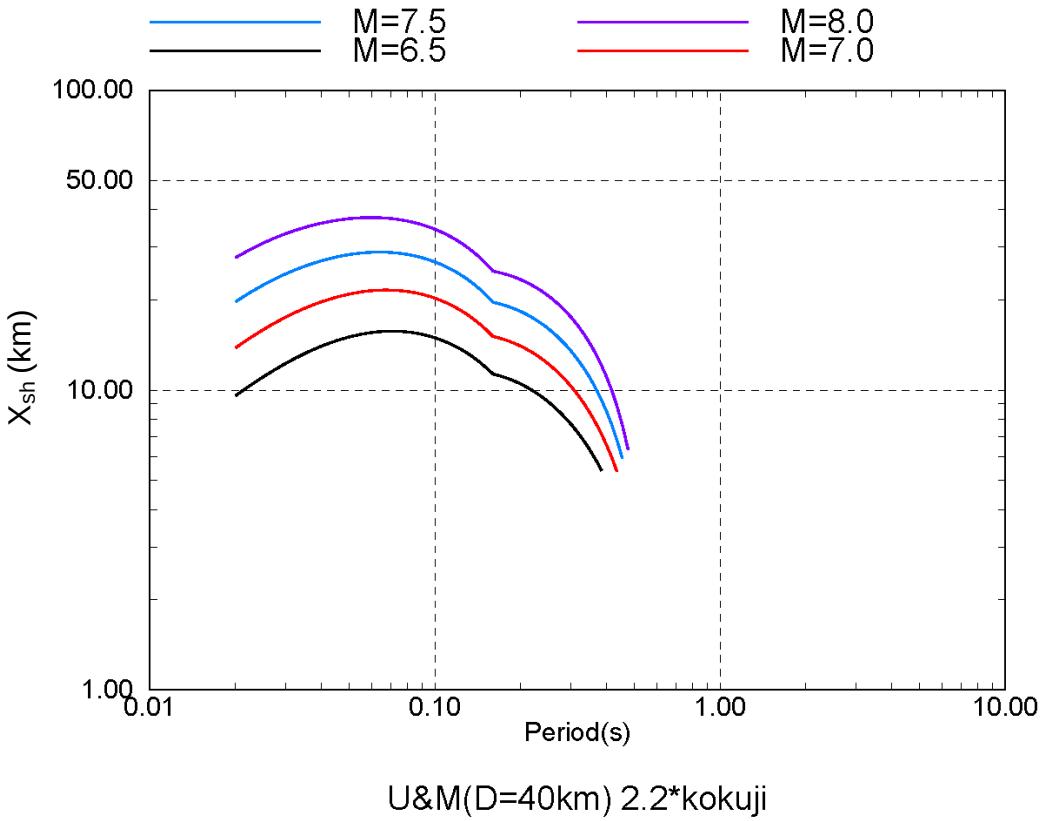


図 6　告示スペクトル×2.2 倍の地震動レベルに適合する M_w と X_{sh} の組み合わせ

内山・翠川 [1)]の式の距離減衰式に震源深さ D=40km を適用した場合

参考資料 3-E　荷重の種類 [1)]

1　長期荷重（常時作用する荷重）

長期荷重（常時荷重）は、固定荷重や積載荷重のように常時、多雪区域の積雪荷重のように相当の長期間にわたって作用する荷重で、部材に生じる応力を検討する許容応力度をおさえることで、使用性能を確保している。

固定荷重を過小評価することは危険であるが，建築物の固有周期や地震荷重など他の荷重を計算するもととなる量であり、いたずらに大きく評価することが常に安全であるとは限らないので，施工精度なども考慮したうえで適正な値を設定しなければならない。鉄骨構造は、鉄筋コンクリート構造などに比べて固定荷重が小さいことから、積載荷重の影響を受けやすい構造である。従って、書庫、倉庫や設備機械室などの大きな積載荷重が見込まれる室については、基準法告示に定める数値にこだわらず、将来の使い方を含めた実状を調査して設定すべきである。同様に、書庫、倉庫や機械室など大きな積載荷重が予想される部屋については完成した建物の適当位置に許容積載荷重を表示しておくことが望ましい.

他の構造材料に比べて、鋼材は単位断面積当たりの強度が高く、応力で部材断面を設計すると剛性が不足がちになる。従って、振動や変形などの障害、床スラブのひび割れなどの損傷を防ぐために、日本建築学会「鋼構造設計規準」[2)]では，許容応力度の制限に加えて、はり材，クレーン走行ばりなどのたわみを制限する規定を設けている。さらに、歩行による振動障害を生じやすい長スパンばりについては、歩行時の固有振動数とたわみを検討することが行われており、日本建築学会「建築物の振動に関する居住性能評価指針・同解説」[3)]にその方法が示されている。

2　短期荷重（稀に作用する荷重）

短期荷重は，常時荷重が加わっている状態に、積雪荷重、風荷重や地震荷重のような荷重の作用期間が短い一過性の荷重・外力が作用する場合であり、部材に生じる応力に対して短期許容応力度を用いた検討を行うことで、修復性能を確保している。このような一過性の荷重のうち積雪荷重と風荷重では、過去の観測記録に基づく確率統計的手法により求めた 50 年再現期待値を短期荷重としている。

積雪荷重を規定する垂直積雪量は、従来、実況に応じた数値とされてきたが、垂直積雪量は 50 年再現期待値を推定する方法として国土交通大臣が定める基準に基づいて特定行政庁が定めた数値としている。保有水平耐力計算などでは、50 年再現期待値の垂直積雪量により部材に発生する応力が許容応力度を超えないことを検証すればよい。部材の応力検討における積雪荷重の他の荷重との組合せは３．２節の表 3.2-2 による。一般に、積雪荷重を短期荷重として取り扱う。したがって、地震力，風圧力による応力を算定する際には、積雪荷重を考慮しない。しかしながら、多雪区域では積雪荷重を固定荷重，積載荷重とあわせて常時荷重として扱うが，その際、積雪荷重は 70%に低減することができる。また，地震時，暴風時の検討の際には、積雪荷重は 35%（常時荷重時の 1/2）に低減することができると規定されている。

風荷重は、2000 年の改正により建築基準法施行令に風荷重が規定されて以来の大幅な改正が行われた。新しい風荷重の考え方の要点は、旧基準では速度圧を $q=60\sqrt{h}$ と定めており、流体の基本となる速度圧 q と空気密度 ρ、風速 Vの関係が明確でなかったが、$q=1/2\,\rho V^2$の関係より $\rho=1.2kg/m^3$（１気圧，約 20℃）として、$q=0.6V^2$で与えられることが明示されたことにある。これまで全国一律に定められていた速度圧 q を、全国の気象管署での観測データに基づいて定めた 50 年再現期待値の基準速度 V_0により算定している。また、平均風速の高さ方向分布 Er を４つに区分された地表面

粗度区分に応じて定めている。風速の時間変動や建築物の風による動的応答を考慮してガスト影響係数を導入している。ガスト影響係数とは、風の時間変動により建築物が揺れる場合に発生する最大の力を算定するために用いる係数で、この係数を乗じることで等価な静的な風荷重を求めことができる。建築物の屋根の平均高さ H で規定される速度圧から風荷重を算定している。したがって、旧基準と違って建築物の高さ H が違うと同じ高さ Z に作用する風圧力は異なる。建築物の風上面に作用する風圧力の高さ方向の分布は、平均風速の鉛直分布の２乗に比例した分布になるが、風下面や側面に作用する風圧力の高さ方向の分布は一様な分布となる。また、自然風を模した乱流境界層を使った風洞実験結果に基づく風圧係数を規定し、風力係数等は図表を用いて分かり易く立体的に表示されている。構造材用と外装材用の風圧係数を区別して規定し、構造材用風圧係数≦外装材用風圧係数の関係を保つように設定している。

3　極めて稀に作用する荷重

建築物の供用期間中に短期荷重を上回る荷重・外力が発生することは無いとは言えないので、限界耐力計算では、500 年再現期待値の積雪荷重と風荷重に対して終局強度検討を行うとしている。500 年再現期待値は、積雪荷重で 50 年再現期待値の垂直積雪量の 1.4 倍とし、風荷重で 50 年再現期待値の風圧力の 1.6 倍（基準速度の 1.25 倍）としている。

ただし、台風のような暴風に対しては数時間にわたって、数千回から１万回を超える繰り返し振動を受けることから，終局強度検討においても塑性化を許容する場合には、多数回の繰り返しに対する累積損傷評価が必要となる。同様に，積雪荷重においても終日間の積雪が想定されるため、終局強度検討においても弾性限強度を超えないように断面設計を行う必要がある。

参考文献

1）建築物荷重指針・同解説(2004)，日本建築学会，2004
2）鋼構造設計規準－許容応力度設計法－，日本建築学会，2005
3）建築物の振動に関する居住性能評価指針・同解説，日本建築学会，2004.

参考資料 4-A　什器の転倒・滑動・落下関係

1. はじめに

指針(案)4.1 節(4)に示された什器のランクを判定する 3 つの方法と、ランク 3 以上となる場合の安全対策について説明を加える。

2. マクロ的評価に基づく方法

本方法は、建築物室内に存在する個々の什器の種類と配置又は什器の外形等の仕様を特定することなく、過去の地震被害経験等を踏まえ、床応答加速度の最大値等に応じて、什器の滑動・転倒・落下のランクを判定するものである。以下に、①～④までの代表的な方法を示す。これらの方法では、床応答と地震時の室内様相との関係が、それぞれの表現形式により示され、必ずしも本文中の表のランクとは直接的に対応していないので、これらの方法によりランクを判定する場合には、適宜、読み替えを行う必要がある。

①JSCA の性能評価メニュー

JSCA の性能評価メニュー[1)]では、表 1 のように、床加速度の限界値ないし設計上の目標値が設定されている。

表 1　フロアレスポンスの限界値設定例（JSCA 性能メニューより抜粋）

	損傷限界	安全限界 余裕度Ⅰ	安全限界 余裕度Ⅱ	安全限界
建物の 「目標とする 状態」	機能維持 無被害 修復不要	主要機能確保 軽微な被害 軽微な修復	指定機能確保 小破 小規模修理	人命保護 限定機能確保 中破～大破 中～大規模修復
床加速度 a(m/s^2)	-	2.5	5.0	10.0

表 1 を本文中の表と比較した場合、ランク 2 が安全限界余裕度Ⅰに、ランク 3 が安全限界余裕度Ⅱに、ランク 3 を超える場合が安全限界に対応するものと考えられる。ただし、表 1 では床加速度のみでフロアレスポンスの限界値を設定しているため、建築物の周期特性の影響は考慮されない。

②家具類の転倒・落下の被害関数

岡田・鏡味[2)]は、東京都防災会議が発表した「地震の震度階解説表」の定性的な被害の記述を一定のルールで定量化し､屋内収容物の被害､人間行動能力などの関数を図 1 のように構築している。図によると、震度 4.0 を超えると不安定な置物が落下し始め、震度 5.0 を超えると重い家具（たんす、書棚等）が転倒し始める。

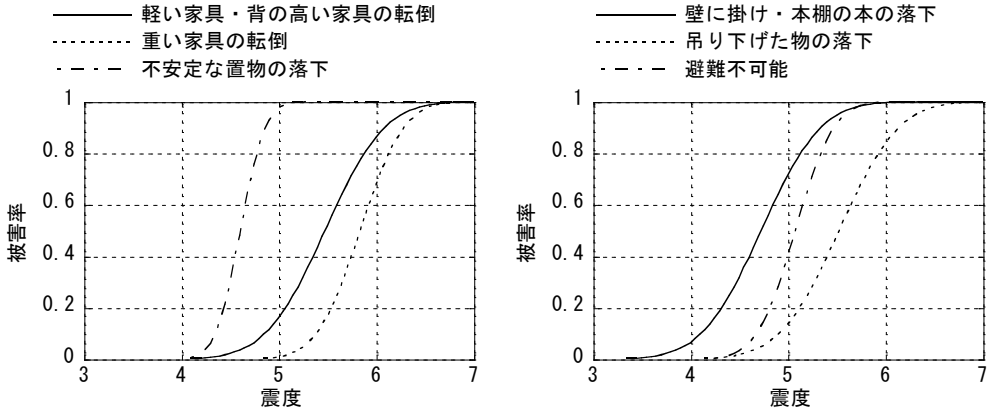


図 1　岡田・鏡味(1991) [2)]による屋内収容物の被害関数と人間行動能力の関数

また、実際の地震被害に基づいて構築された被害関数としては、損害保険料率算定会 [3)] のものがある。1995 年兵庫県南部地震の後に、阪神・神戸地域の住宅を中心に家財被害のアンケート調査を実施し、その結果を基に被害率を算定している。表 2 に示すように住宅内の全家財を被害モードや被害の発生しやすさなどを考慮して 10 分類し、それぞれの被害関数を構築している。家財 A～F については､対象家財の被害数(個)／対象家財の所有数(個)を被害率と定義し､家財 G～J については､対象家財に被害が発生した戸数(戸)／対象家財を所有している戸数(戸)を被害率と定義している。各家財タイプの被害関数を図 2 に示す。最も低い震度で被害が発生しているのは H:食器類であり、次いで、A:たんす等、C:電子レンジとなっている。

表 2　家財タイプの分類

タイプ		代表的な家財	主な被害モード
耐久財	A	大型縦置きの収納に用いる家具(たんす、本棚、食器戸棚)	転倒
	B	家事用家電製品(電気冷蔵庫、電気洗濯機)	転倒
	C	家事用家電製品(電子レンジ)	落下・転落
	D	娯楽用家電製品(AV機器、パソコン、通信機器、楽器)	落下・転落
	E	床上に置かれる生活家具(食卓、椅子、事務学習机など)	圧壊
	F	冷暖房機器(エアコン・ストーブ	圧壊・転倒
非耐久財	G	室内装備・雑貨類(カーテン・襖・障子・畳・敷物など)	圧壊
	H	食器類(食器類)	落下・転落
	I	娯楽用品・雑貨類(時計・カメラ・照明器具など)	落下・転落
	J	衣類・寝具(衣類・寝具)	ガラス等破片で汚損

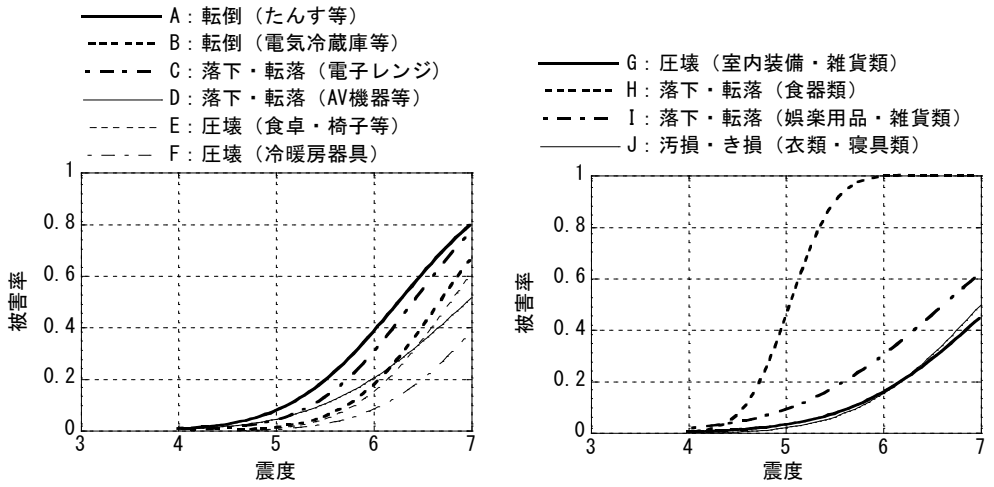


図 2　損害保険料率算定会(1996) [3]による家財の被害関数

③室内散乱の被害関数

地震時の室内散乱状況については、村上・岡田 [4]による部屋用途毎の散乱被害関数(図 3)が参考となる。これらの被害関数は、1993 年釧路沖地震において、釧路支庁管内の全小学校の児童の保護者を対象に実施されたアンケート調査結果に基づき、震度と被害率(部屋の散乱程度)との関係として設定されている。図によると、台所、居間、子供室の散乱被害が大きく、浴室・トイレ、玄関・階段などユーティリティ・通路空間の被害が小さいことがわかる。散乱被害の大きくなり易い部屋用途については、限界値を小さめに設定する等の配慮が必要になると考えられる。

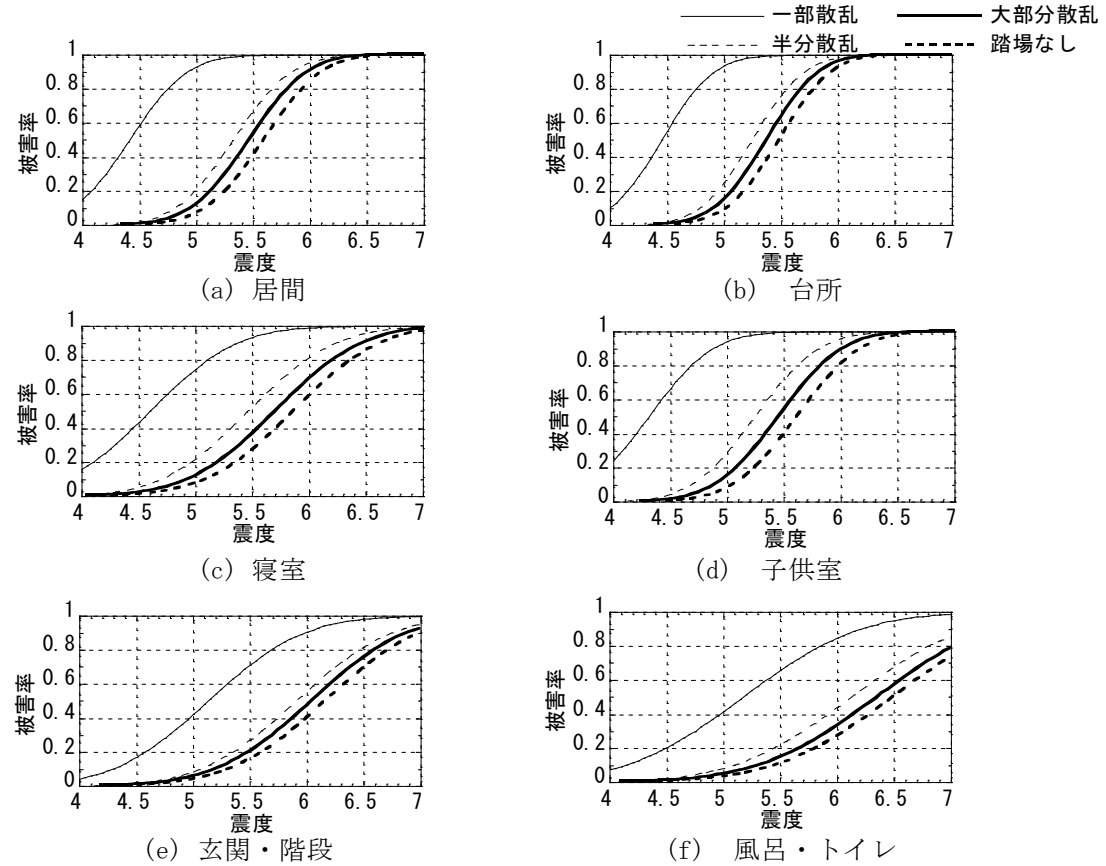


図 3　村上・岡田(1998) [4]による部屋毎の散乱被害関数

また、岡田[5)]は、2003年十勝沖地震において、気象庁発表による震度が5強の釧路市と6弱の浦河町及び静内町において、室内被害状況・居住者の行動等をヒアリング調査している。図4は、室内の散乱状況を震度ごとに整理したものである。震度は、調査世帯ごとにアンケート震度調査を実施した結果に基づいて設定している。図より、震度とともに散乱被害が大きくなっているのがわかる。震度6弱では約半数の世帯で、震度6強では全ての世帯で足の踏み場もないほどの散乱状況になっており、図3の(c)寝室の被害と同程度の被害になっている。

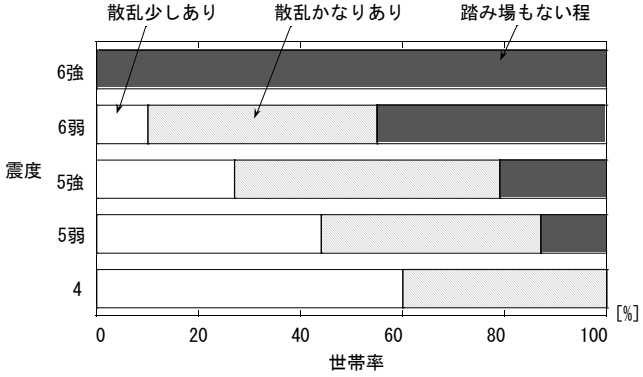


図4　岡田(2004)[5)]による室内散乱状況

なお、図3と図4の横軸は震度で表されているが、震度と速度の関係の経験式を用いて、各階での最大床応答速度に読み替えて被害率を評価することも可能である。

3) 各種判定式に基づく方法

本方法は、室内に存在する個々の家具の地震時安定性と居住者の避難行動難度を、各種判定式(判定図を含む)を用いて判定した結果に基づき、最終的に部屋全体として予想される散乱被害等を勘案して、什器の転倒・滑動・落下のランクの判定を行うものである。家具が多数存在する場合には、家具類をいくつかにグルーピングし、各グループを代表する家具について判定式を適用すれば良い。また、家具類に転倒防止策等を施している場合にはその効果を考慮して転倒の危険性等の判定を行う。

以下に、家具の転倒とすべりの代表的な判定式を示す。

文献6)によると、地震時の家具の転倒やすべりの発生は、建物床応答の水平方向の最大絶対加速度 A_f[cm/s^2]と最大絶対速度 V_f[cm/s]を用いて、図5に示すように略算的に判定することができる。転倒とすべりとは、転倒限界加速度 A_0[cm/s^2]とすべり開始加速度 A_s[cm/s^2]の小さい方の現象が先行して生じる。したがって、転倒限界加速度 A_0とすべり開始加速度 A_sの両方を評価した後に、どちらの現象が生じやすいかを判断することになる。

転倒限界加速度 A_0の方が小さい場合には、A_fと A_0の大小関係から、転倒可能性の高低を判断する。A_0は、床応答の見かけの卓越振動数 F_e（等価振動数）に応じて、(1)式または(2)式で表される。F_eが小さくて家具に静的に地震力が作用する場合には、(1)式のように家具の片端が浮き上がり始める静的加速度が転倒限界となる。しかし、F_eが大きくなると、家具の片端が浮き上がってもロッキング振動が生じるだけで転倒に至るとは限らなくなる。このような領域では、エネルギー的な考え方を取り入れて、転倒限界加速度は(2)式で表現される。

$F_b > F_e$のとき、 $A_0 = \dfrac{b}{h} g$ (1)

$F_b \le F_e$のとき、 $A_0 = 2\pi F_e V_0 = \dfrac{F_e}{F_b} \cdot \dfrac{b}{h} g$ (2)

ここに、

$$F_e = A_f /(2\pi V_f) \tag{3}$$

$$F_b = 11/\sqrt{h} \tag{4}$$

すべり加速度 A_s の方が小さい場合には、A_f と A_s の大小関係から、すべり可能性の有無を判断する。すべり可能性がある場合には、(5)式の略算式ですべり量 δ_s [cm]を推定することができる。(5)式は、多くの地震波を用いた時刻歴応答解析結果から得られたすべり量の回帰式（平均＋標準偏差）である。

$$\delta_S = 0.035\mu^{-0.3}F_e^{-0.5}\left(V_f - V_S\right)^{1.56} \tag{5}$$

ここに、μ は家具と床との摩擦係数、V_s は家具がすべり始める速度[cm/s]であり、(6)式で表現できる。

$$V_S = \frac{\mu g}{2\pi F_e} \tag{6}$$

図 6 に家具のすべり量を示す。摩擦係数 μ が小さいほど小さな加速度ですべり始め、同じ μ では、F_e が小さい時に急激にすべり量が増大する。

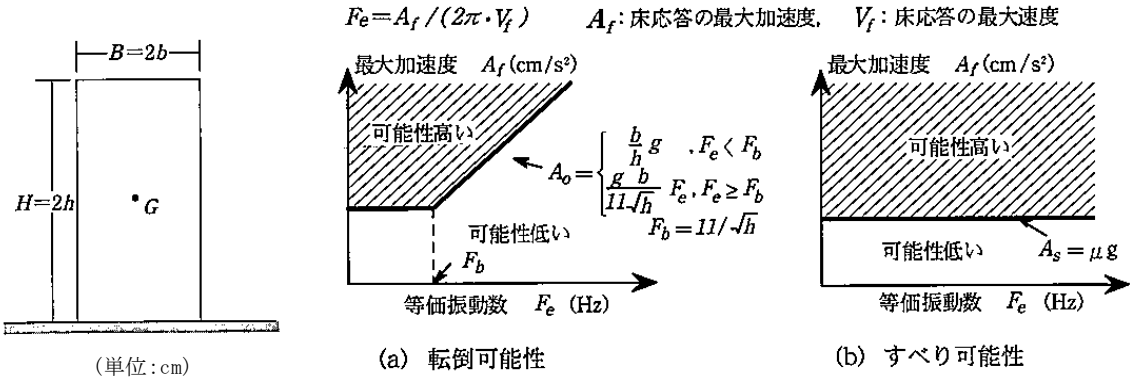


図 5　家具の転倒・すべり条件

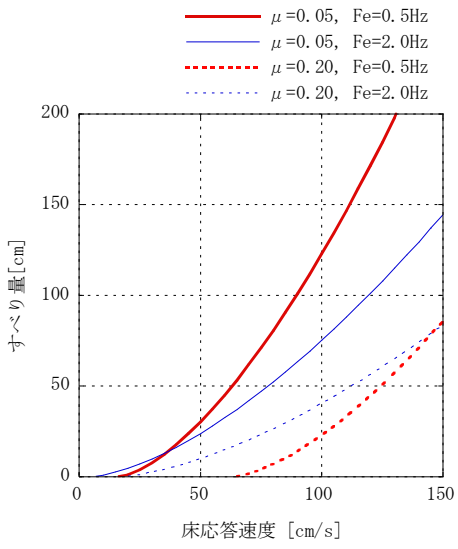


図 6　家具のすべり量

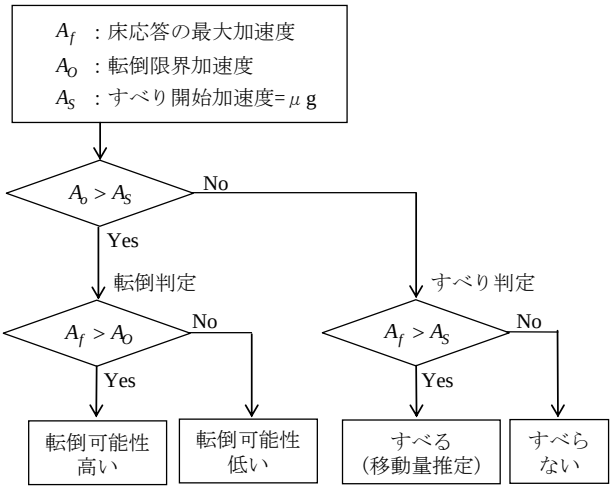


図 7　家具の転倒・すべり判定フロー（その 1）

図 5(a)で「転倒可能性高い」と判定された場合でも、さまざまな地震波を入力したときに必ず転倒する訳ではない。特に、幅高さ比 b/h の大きい家具になると、転倒しないケースが増加する。文献 7 では、剛体に多数の地震波を入力した応答解析結果を基に、転倒率 50%となる床応答加速度 A_{R50} [cm/s^2]を (7)式および(8)式のように提案している。

$$F_b' > F_e \text{のとき、} \quad A_{R50} = \frac{b}{h} g \cdot \left(1 + \frac{b}{h}\right) \tag{7}$$

$$F_b' \le F_e \text{のとき、} \quad A_{R50} = 2\pi F_e V_{R50} = \frac{F_e}{F_b'} \cdot \frac{b}{h} g \cdot \left(1 + \frac{b}{h}\right) \tag{8}$$

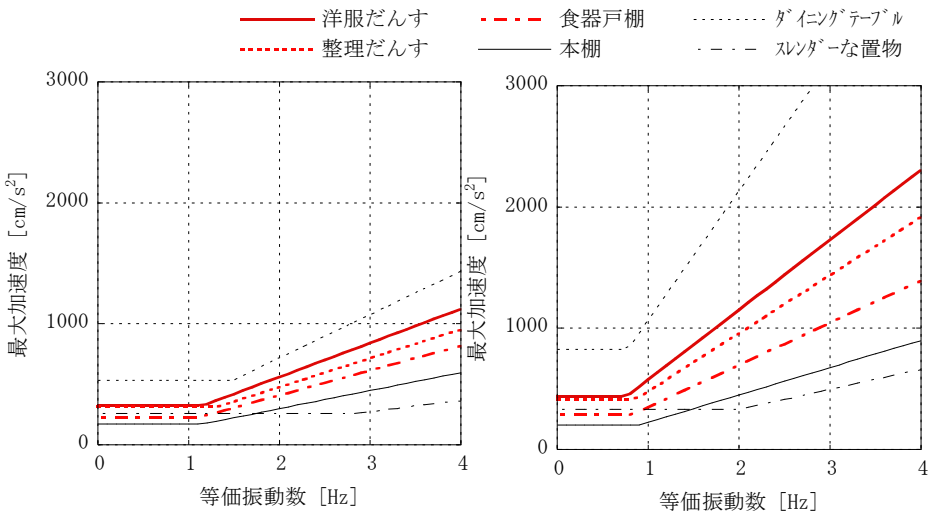
ここに、

$$F_b' = \frac{11}{\sqrt{h}} \cdot \left(1 + \frac{b}{h}\right)^{-1.5} \tag{9}$$

代表的な家具の寸法を仮定し、転倒限界 A_0、V_0と、転倒率 50%となる床応答 A_{R50}、V_{R50}を表 3、図 8 に示す。また、上記の判定式を用いて家具の転倒、すべりを判定するフローの例を図 9 に示す。

表 3　代表的な家具の転倒限界と転倒率 50%となる床応答

家具	高さH [cm]	奥行B [cm]	B/H	A_0 [cm/s^2]	V_0 [cm/s]	F_b [Hz]	A_{R50} [cm/s^2]	V_{R50} [cm/s]	F_b' [Hz]
洋服だんす	180	60	0.33	327	45	1.16	436	92	0.75
整理だんす	140	45	0.32	315	38	1.31	416	76	0.87
食器戸棚	190	45	0.24	232	33	1.13	287	56	0.82
本棚	180	32	0.18	174	24	1.16	205	36	0.91
ﾀﾞｲﾆﾝｸﾞﾃｰﾌﾞﾙ	110	60	0.55	535	57	1.48	826	170	0.77
ｽﾚﾝﾀﾞｰな置物	30	8	0.27	261	15	2.84	331	26	1.99



(a)　転倒限界　　(b)　転倒率 50%床応答

図 8　代表的な家具の転倒限界と転倒率 50%床応答

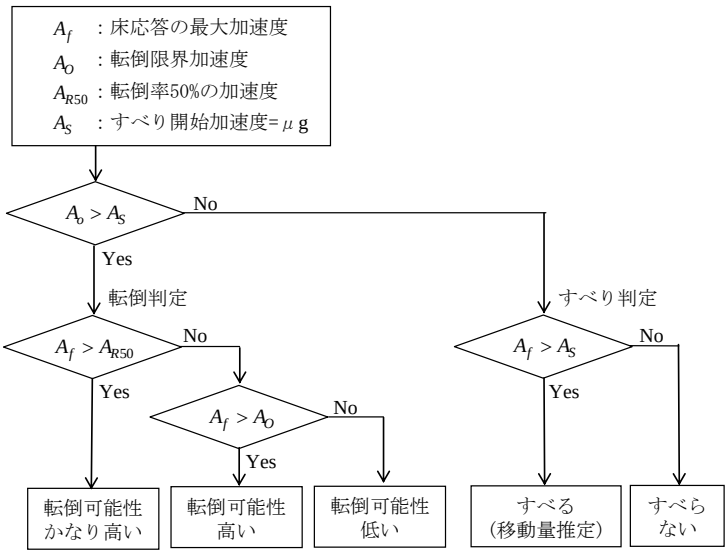


図 9　家具の転倒・すべり判定フロー（その 2）

4）時刻歴応答解析に基づく方法

本方法は、室内に存在する個々の家具をモデル化して時刻歴応答解析を行い、部屋全体の散乱被害を予測した上で、什器の転倒・滑動・落下のランクの判定を行うものである。以下に、代表的な家具の時刻歴応答解析手法を示す。

① 二次元剛体の時刻歴応答解析

金子・田村 [8]は、家具のすべり及び転倒を同時に考慮できる二次元剛体モデルを用いて応答解析を行っている。解析モデルは、図 10 に示すように、下部 2 点で支持された矩形の剛体モデルである。

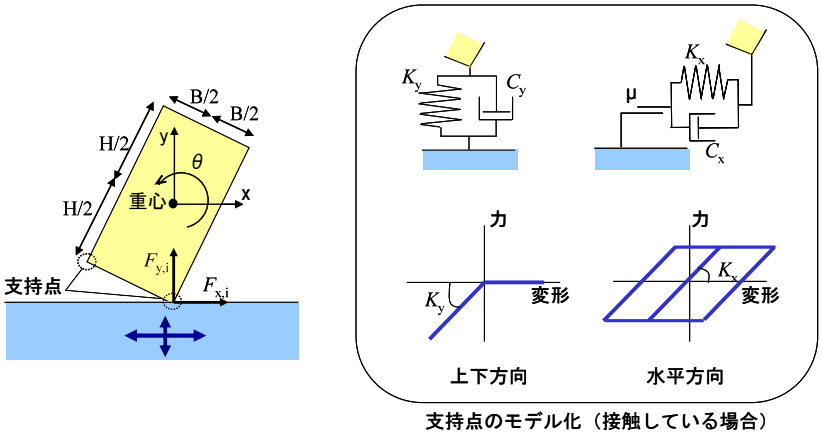


図 10　家具の解析モデル

(10)式のように重心における運動方程式をたて、時刻歴で収斂計算をしながら応答解析を行っている。

$$\begin{bmatrix} m & 0 & 0 \\ 0 & m & 0 \\ 0 & 0 & j \end{bmatrix} \begin{Bmatrix} \ddot{x}(t) \\ \ddot{y}(t) \\ \ddot{\theta}(t) \end{Bmatrix} = -\begin{Bmatrix} m\ddot{u}_x(t) \\ m(\ddot{u}_y(t)+g) \\ 0 \end{Bmatrix} + \begin{Bmatrix} \sum_{i=1}^{2} F_{x,i}(t) \\ \sum_{i=1}^{2} F_{y,i}(t) \\ \sum_{i=1}^{2} M_i(t) \end{Bmatrix} \tag{10}$$

ここで、m、j は剛体の質量および重心まわりの回転慣性、$\ddot{x}(t)$、$\ddot{y}(t)$、$\ddot{\theta}(t)$ は重心の水平、上下および回転方向の加速度、$\ddot{u}_x(t)$、$\ddot{u}_y(t)$ は水平および上下方向の入力加速度、g は重力加速度、$F_{x,i}(t)$、$F_{y,i}(t)$、$M_i(t)$、は支持点 i から受ける床の反力および重心回りのモーメントである。

支持点でのモデル化は、図 10 の右のように表される。$F_{x,i}(t)$、$F_{y,i}(t)$ は(11)、(12)式に示すように、ばねによる復元力と減衰力の足し合わせである。

$$\begin{aligned} F_{x,i}(t) &= F_{x\,i,e}(t) + F_{x\,i\,d}(t) \\ &= K_x\delta_{x,i}(t) + C_x\dot{\delta}_{x,i}(t) \end{aligned} \tag{11}$$

$$\begin{aligned} F_{y,i}(t) &= F_{y\,i,e}(t) + F_{y\,i\,d}(t) \\ &= K_y\delta_{y,i}(t) + C_y\dot{\delta}_{y,i}(t) \end{aligned} \tag{12}$$

K_x、K_y、C_x、C_y は水平および上下方向のばね剛性と減衰係数、δ_x、δ_y は水平および上下方向のばねの変位である。接触点では、$F_{y,i(e)}(t)=0$ の時（脚が離れている時）に $F_{x,i}(t)=0$、$F_{y,i}(t)=0$ となる。また、$\left|F_{x,i(e)}(t)\right| > \mu \cdot F_{y,i(e)}(t)$ の時（水平力が摩擦力を超える時）に剛体は滑り、$\left|F_{x,i(e)}(t)\right| = \mu \cdot F_{y,i(e)}(t)$ となる。

② 二次元個別要素法

複数の家具の応答解析を行う場合には、個別要素法[9)]が用いられることが多い。個別要素法とは、複数の解析対象をそれぞれ剛体要素でモデル化し、要素ごとに独立した運動方程式をたて、互いの接触関係を判断しながら時々刻々前進的に解析する手法である。収斂計算を行わないため、計算時

間刻みを細かくして計算する必要がある。個々の要素を円（三次元の場合は球）でモデル化すると接触判定のロジックが単純になるため、小川・他[10]のように、矩形の家具を球の結合で表している計算例もある。

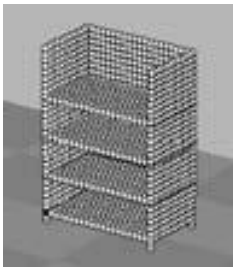


図 11　球の結合で家具を表現した例[10]

林・他[11]は、家具を任意の多角形の剛体でモデル化して個別要素法による応答解析を行っている。このとき剛体どうしの接触点では、辺に対して垂直な成分とせん断方向の成分に分けて、ばね、減衰、スライダーを発生させ、接触力を計算している。

③ 三次元個別要素法

西川・目黒[12]および目黒・西川[13]は、三次元の個別要素法を用いた剛体（家具）の挙動解析を行っている。ここでは、三次元直方体ブロック要素を解析の基本要素とし、他の要素との接触判定は、適当な半径(r)を用いて、頂点を 1/8 球、辺を 1/4 円柱と仮定することで行っている。このような仮定により、接触のパターンは頂点と頂点、頂点と辺、頂点と面、辺と辺の４つに分類されている。

正月・他[14]は、Springhead と呼ばれる手法をベースに三次元剛体のシミュレーションを行っている。この手法は、接触する二物体の接触領域にばねとダンパーを設定するという点では通常の個別要素法と同様であり、接触力の計算方法に工夫が為されている。この手法では、接触領域を三角形に分割し、それぞれの三角形に対して積分して反力を求めるため、計算時間が比較的短くて済むようになっている。また、この手法では、キャスターのような回転する機構も詳細にモデル化されている。

5）過大入力に対する対策

什器の転倒・滑動・落下のランクに関し、３以上となる場合には、居住者の安全性を確保するための対策を要する。以下に、こうした対策として考えられるものを示す。

① 構造物側での対策

室内の家具の移動・転倒や避難性の観点からは、床応答加速度を低減することが重要である。しかし、建築物の構造設計において、変形制限を満足しながら床応答加速度を低減することは、一般的には容易ではない。変形と加速度の双方を低減するには、地震入力を減らすか、建物の減衰を増す工夫が必要である。前者の方法としては、免震構造の採用が考えられる。後者の方法としては、構造躯体にダンパーを付加する制振機構の採用が考えられる。TMD（Tuned Mass Damper）も、揺れを減衰させる効果が期待できる。

しかしながら、制振機構の採用によって、家具の移動・転倒や避難性がどの程度改善されるかはそれほど明らかではない。たとえば、パルス的な地震入力の場合には、履歴ダンパーを用いた制振機構では、最大応答加速度の低減効果は限定的である。従って、採用する制振機構の効果と限界を見極めた上で、後述するような家具自体への対策やソフト的な対策と組み合わせるなどの工夫が必

要である。
躯体のみで応答加速度の低減が難しい場合には、フロア免震の採用なども積極的に考えるべきであろう。

② 家具の固定、キャスター付き家具に対する対策、家具の配置、手すりなど
家具の固定については、たとえば箪笥や食器棚の場合には、金具等を介して躯体に完全に固定する方法と、天井との間に突っ張り棒などを設置して半固定とする方法がある。比較的軽い家具であれば、下に粘着性のシートを敷く方法もある。家具の固定は義務ではなく、住民の判断にまかされているため、固定が必要かどうか、どの方法がもっとも効果があるかなど、一般の住民では判断が難しい。また、金具で完全に固定したくても、住居が賃貸であれば、勝手に壁にねじ穴を開けるわけにいかないので、やむをえず半固定の方法しかとれないケースもある。あらかじめ作りつけの家具にしておくなど、設計者側の配慮が求められる。
キャスター付きの家具や設備などは、地震時にキャスターが転がることで、免震効果が期待でき、キャスターの上のものが飛散しないなどの利点はあるが、揺れの振幅が大きくなると、移動量が増えて衝突・転倒する危険がある。キャスター止めは、移動を制限するには有効だが、免震効果が失われてしまうため、たとえば４隅にあるキャスターの対角の２つのみを止めるなどの方法が提案されている。キャスター付きの家具や設備は、住宅であればテレビ台やピアノ、オフィスではコピー機など、比較的、重量物に多いため、地震時に移動して人にぶつかると怪我をする危険がある。病院は、ベッド、医療機器、点滴台など、キャスター付きの設備が多く、地震時の移動・衝突は、機器が損傷して医療行為が継続できないだけでなく、患者に危険が及ぶ可能性がある。ただし、いまのところ、キャスター止め以外に効果的な対策はないのが現状である。
その他、家具に係る対策として、配置を工夫することが挙げられる。家具の転倒・滑動が建築物内外の人命に危害を与えないよう、大型の家具を寝室に置いたり、キャスター付き家具を全面窓の付近に置いたりしない等の配慮が求められる。
一方、避難性の観点からは、ある程度揺れが大きくなると、立っていることは困難で、つかまるものがなければ床を転げまわることになる。地震時に身を支えるものが常に近くにあることが望ましく、そうしたものが少ない空間（たとえば廊下など）には、あらかじめ手すりを設置するなどの設計的な配慮が望まれる。

③ 居住者への性能表示、緊急地震速報の活用、避難計画の徹底など
高層建物では、高層階ほど揺れが大きくなることは、過去の地震経験でも明らかである。しかし、高層マンションの販売の際に、そのことを業者が居住者に指摘することはまずないであろうし、高層階の居住者が意識して家具の固定方法を工夫している例も少ないと考えられる。構造的な安全性は、ある程度、設計で担保されており、品確法における性能表示制度もあるが、室内の安全性の確保（家具の固定など）は居住者にまかされており、地震時の揺れの大きさと室内の安全性について居住者が自主的に判断して対策を講じるだけの情報が与えられていないのが現状である。建築物には、構造安全性だけでなく、地震時の建物の室内安全性や機能性の確保が求められるが、制振機構の採用や造り付けの家具の設置など設計者が解決できる部分と、家具の固定や身を守る行動をとるなど居住者自らが行うべき部分とに分離して、後者については判断の根拠となる情報を設計者や技術者が分かりやすく伝える工夫が必要である。
そうした中、気象庁が提供する緊急地震速報は、地震の主要動が来るまえに、その震度と来襲までの時間を住民に通知するもので、震源が遠方にあれば、速報のあとにガスの火を消して身を守るなどの緊急的な対策を講じる余裕が生まれる。しかし、緊急地震速報は、地表の揺れの大きさ（震度）を表示するもので、必ずしも建物内の揺れの大きさを表しているわけではない。長周期地震動

のように、地表の震度が小さくても共振によって建物の高層階の揺れが増大するような場合もあるため、緊急地震速報のみでなく、階による揺れの増幅を含めた速報が可能になることが望ましい。

建物の規模が大きくなり、収容人数が増えると、地震直後の綿密な避難計画や、地震後にしばらくの間、業務や生活を維持するための計画、いわば地震後の業務継続計画(BCP)が重要になる。そうした計画では、エレベータが利用できない場合の避難や、水道・電気・ガスなどライフラインが停止した状況での生活維持など、被災シナリオを想定して、どの程度の負のインパクト（会社であれば業務停止期間など）があるかを明確にし、それを最小化するための手段の一つとして、建物躯体・設備・非構造・室内環境などの耐震性の確保を位置づけることができる。ただし、被災シナリオには、ライフラインの停止などの外部要因が大きく影響するため、実際に BCP 的な考えで建物の耐震性を論じる際には、外部要因については平均的な被害像を想定するなど、限定的な条件を設定せざるを得ない。その点が、今後の課題と言える。

参考文献

1) (社)日本建築構造技術者協会編：建築の構造設計、第 4 編目標性能と性能メニュー、オーム社、2002.7.
2) 岡田成幸・鏡味洋史：震度による地震被害系統評価のためのバルナラビリティ関数群の構成、地震 2、第 44 巻、pp.93-108、1991 年.
3) 損害保険料率算定会：地震時の家財被害予測に関する研究、地震保険調査研究 46、1998 年 10 月.
4) 村上ひとみ、岡田成幸：1993 年釧路沖地震による住宅室内被害の評価－アンケート資料にもとづく被害関数－、日本建築学会構造系論文集、第 512 号、pp.99-104、1998 年 10 月.
5) 岡田成幸：2003 年十勝沖地震の室内被害について、建築防災、2004.4、pp.25-29、2004 年 4 月.
6) 日本建築学会：非構造部材の耐震設計施工指針・同解説および耐震設計施工要領、2003 年 1 月.
7) 金子美香、林康裕：剛体の転倒率曲線の提案、日本建築学会構造系論文集、第 536 号、pp.55-62、2000 年 10 月.
8) 金子美香、田村和夫：免震建物内に設置された什器類の地震時挙動、構造工学論文集、Vol.42B、pp.643-650、1996 年 3 月.
9) P.A.Cundall：A Computer Model for Simulation Progressive Large Scale Movements in Blocky Rock System, Symp. ISRM Proc. Vol.2, 1971.
10) 小川和宏、高橋徹、高梨晃一：個別要素法を用いた強震時の家具の挙動に関するシミュレーション、日本建築学会大会学術講演梗概集、2008 年 9 月.
11) 林康裕、神原浩、金子美香、田村和夫、伊藤弘：建物内の家具類の地震時安定性評価法の提案、構造工学論文集、Vol.46B、pp.505-512、2000 年 3 月.
12) 西川大介、目黒公郎：三次元拡張個別要素法を用いた組積造構造物の動的破壊解析、土木学会第 53 回年次学術講演会、pp.494-495、1998 年 10 月.
13) 目黒公郎、西川大介：３次元個別要素法による地震時の家具の動的挙動解析、土木学会第 53 回年次学術講演会、pp.496-497、1998 年 10 月.
14) 正月俊行、翠川三郎、大堀道広、三浦弘之：超高層建物におけるオフィス内の家具群の地震時挙動シミュレーション、日本建築学会構造系論文集、第 620 号、pp.43-49、2007 年 10 月.

参考資料 4-B　避難行動難度関係

指針(案)本文中に示された行動難度及び不安度に関する判定表を以下に再掲する。

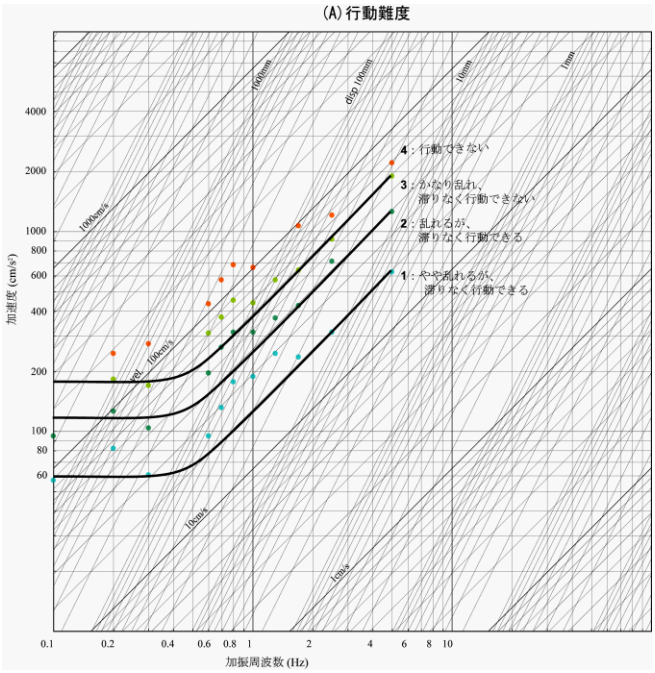


図 1　調和加振に対する行動難度

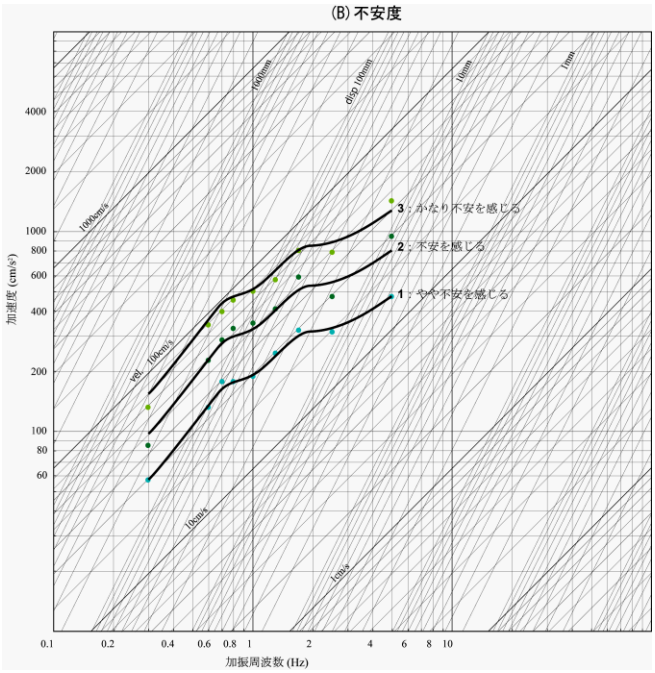


図 2　調和加振に対する不安度

これらの判定図表は、振動台上に被験者を乗せ、調和振動下で起立動作または歩行動作を行ったときの行動のしにくさをアンケート調査に基づいて集計し、その平均的な加速度をプロットしたものを基にしている[1)]。図 3 に実験結果の一例を示す。人間の運動能力や感じ方には個人差があるので、かなりのばらつきがあることに留意する必要がある。図 3 に示した Weibull 関数による近似を基にプロットしたものを図 4 および図 5 に示す。ここに、網掛け部は加振実験の範囲を示しており、

折れ線は Weibull 関数を用いた回帰式による行動難度および不安度である [2)]。Weibull 関数による回帰では、行動難度 4 で収束する関係上、値の大きな部分での速度を大きめに推定してしまうことになるので、行動難度 4 の折れ線は使わない方がよいと判断した。また、実験で加振した範囲は、振動台の性能上限られているので、それを超える範囲では外挿となっていることにも留意する必要がある。いずれにせよ、ランク 3 を上回るような床応答においては居住者はほとんど動けない状態となることが予想されるので、前項の什器のところで施したのと同様の安全対策を考えておく必要がある。

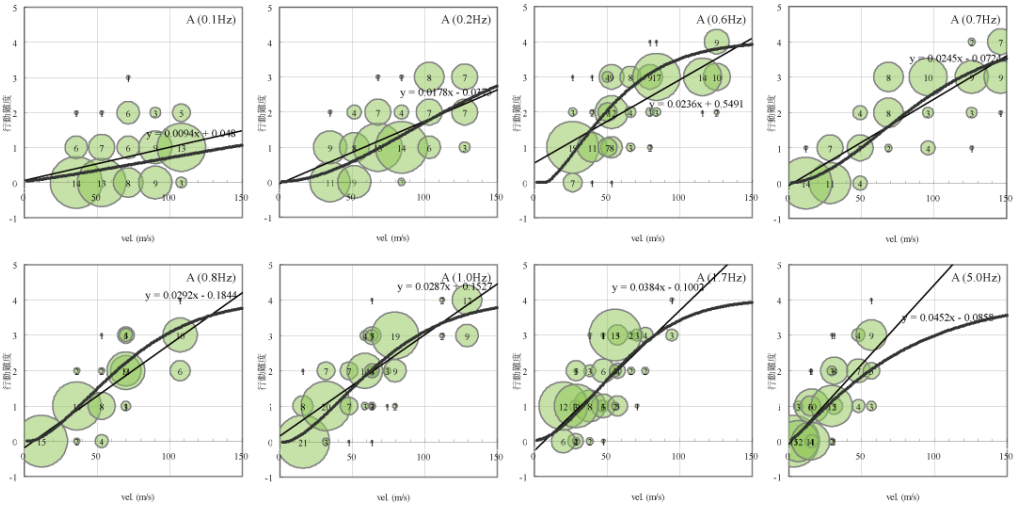


図 3　行動難度に関する実験結果の一例（左右加振・歩行動作）
（図中の曲線および直線はそれぞれ Weibull 関数を用いた回帰式と直線回帰式を示す。）

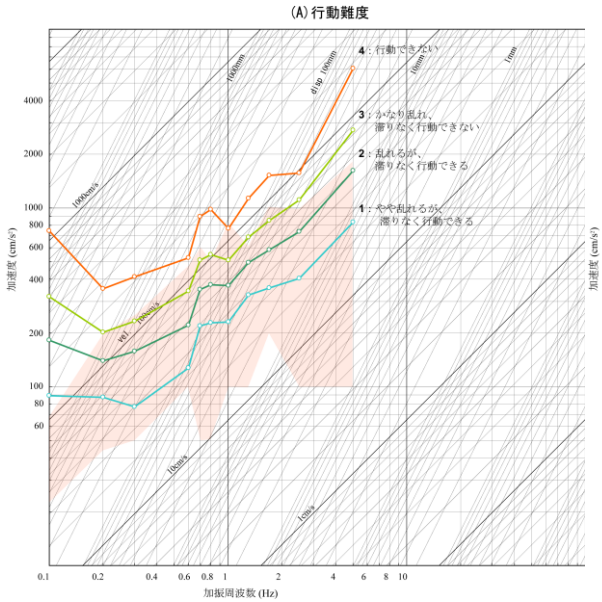


図 4　行動難度に関する実験結果
（Weibull 関数を用いた推定結果）

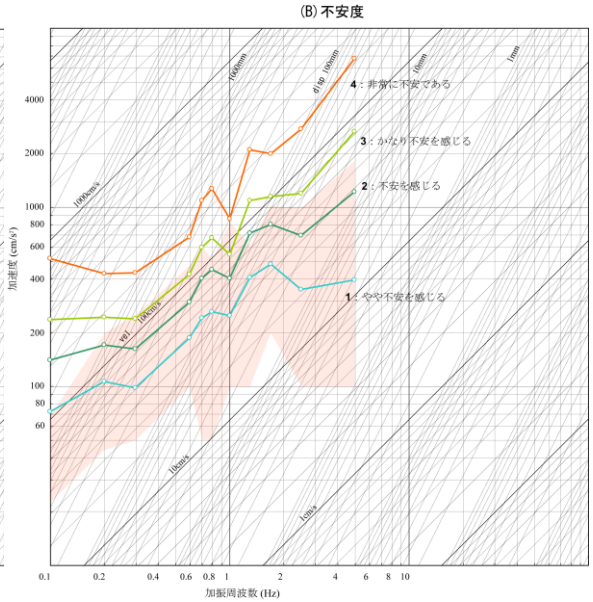


図 5　不安度に関する実験結果
（Weibull 関数を用いた推定結果）

さらに、実際の地震応答は調和振動ではないので、この判定図表と床応答を結びつける必要がある。一例として、古村による東海・東南海・南海地震の想定地動を基に斉藤が計算した新宿に建つ 40 階建てのマンション最上階での床応答（最大振幅 1.26 m）と調和加振との等値性について評価した実験例を図 6 に示す [3)]。体感として同程度の評価とされているのはピーク近傍の平均振幅と周波数が一致する場合であるが、行動難度を示す指標と考えられる反応度に関しては調和加振は想定

床応答よりも低めの値を取ることがわかる。従って、実地震動に対する行動難度はもっと高いと認識する必要があり、この結果を踏まえて図 1 の曲線が設定されている。

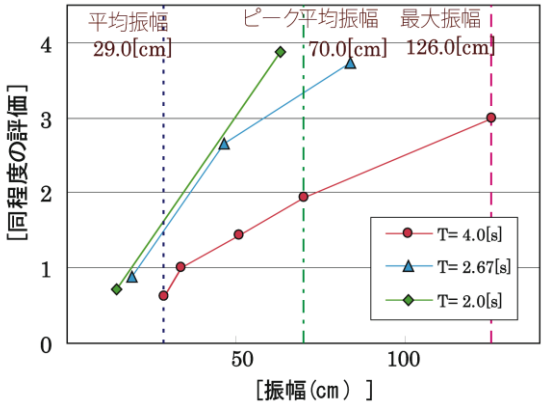


図 6a　調和加振の振幅と想定床応答に対する評価

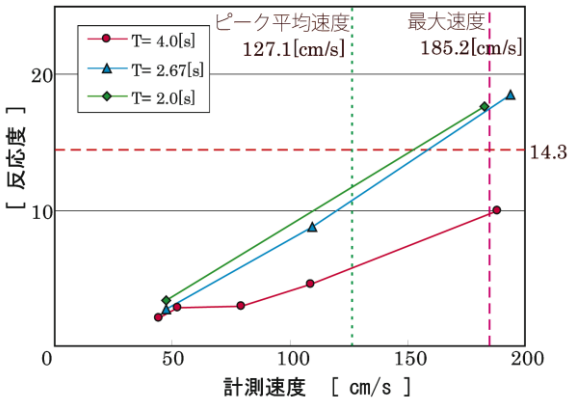


図 6b　調和加振の速度と被験者の反応

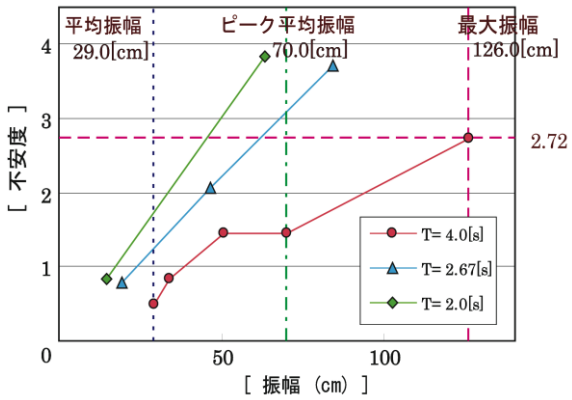


図 6c　調和加振の振幅と被験者の不安度

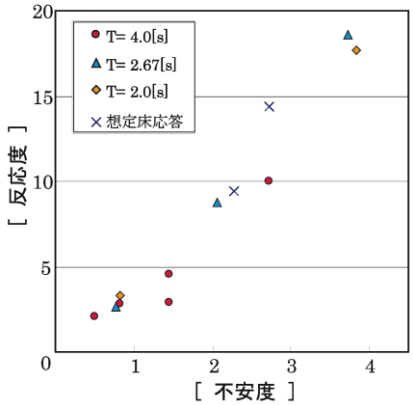


図 6d　不安度と反応度の対応

参考文献

1) Toru Takahashi, Masaharu Sadahiro, Toshiko Suzuki, Taiki Saito, Tatsuya Azuhata, Kazuya Noguchi, & Chikahiro Minowa: Shaking Table Test on Indoor Human Performance Limit in Strong Motion for High-Rise Buildings, Proc. of 8PCEE (8th Pacific Conference on Earthquake Engineering), Singapore, Paper No. 131, Dec. 5-7, 2007.

2) 鈴木稔子、高橋徹、斉藤大樹、小豆畑達哉、森田高市、野口和也：避難行動限界の周波数特性に関する研究、日本建築学会大会学術講演梗概集 B2、pp. 809-810、2009. 8

3) 鈴木典子、高橋徹、斉藤大樹、小豆畑達哉、森田高市、野口和也：大ストローク振動台を用いた等価定常振動波の評価－東海・東南海・南海地震の想定床応答との比較－、日本建築学会大会学術講演梗概集 B2、pp. 601-602、2009. 8

参考資料 4-C　制振構造に用いるせん断棒モデル

提示する制振構造に用いるせん断棒モデルは、図 1 に示すように付加系(ダンパーと支持部材)の諸元に修正を加えた修正付加系要素に直列弾性ばねとして架構抵抗剛性を付与し、主架構のみのモデルと並列に配置するものである。修正付加系要素は、主架構のみのモデルにおける層間変形に対する付加系設置位置変形の比 α_N(図 2 と架構抵抗剛性(４章の付録 E 参照)を用いて付加系要素を修正し、架構抵抗剛性の直列弾性ばねを加えたものを、主架構のみのモデルと並列に付加するものである。α_N の物理的な意味は、付加系に層間変形に対して α_N 倍の変形が作用する条件を課す一種の座標変換操作であり、架構抵抗剛性は架構内に設置した反力抵抗要素である。

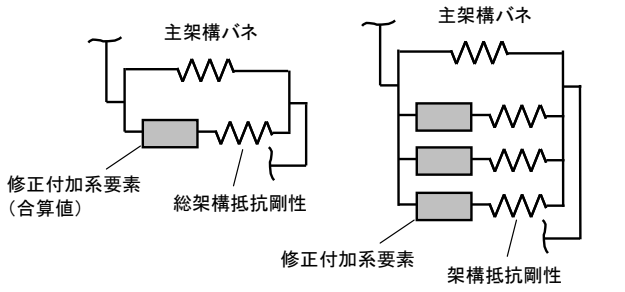
図 2 に示すように、α_N の値は主架構のみのモデルに Ai 分布などの水平荷重を作用させて付加系設置位置の変形の水平成分を層間変形で割って計算する。文献 1,2)ではこの解析を状態 N(No-Damper)解析と呼んでいる。この解析から(1)式により α_N、(2)式により主架構のみの層剛性 $K_{N\,i}$ が計算できる。

$$\alpha_{Ni}=\hat{u}_{dN,i}/\cos\theta_i/(u_{N,i}-u_{N,i-1}) \qquad (1)$$

$$K_{Ni}=Q_i/(u_{N,i}-u_{N,i-1}) \qquad (2)$$

ここに，Q_i = 層せん断力，$u_{N,i}$ = 状態 N の層間水平変形，θ_i = ダンパーの傾斜角，

$\hat{u}_{dN,i}$ =状態 N でのダンパー軸方向の変形である．



(a) 同種のダンパー設置　(b) 異種のダンパー設置

図 1　制振構造のためのせん断棒モデル

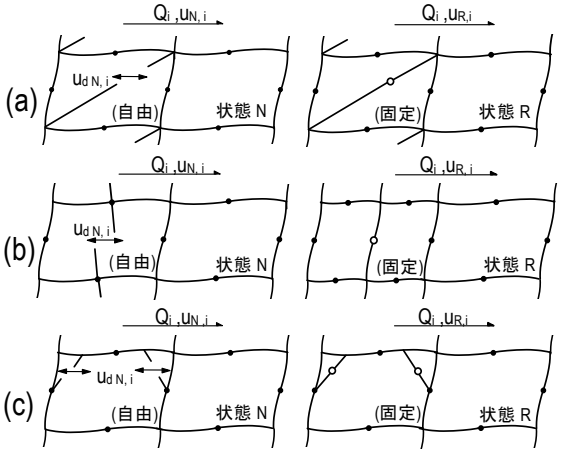


図 2　状態 N と R に対する静的解析:
(a)筋違型，(b)間柱型，(c)方杖型の解析

簡易モデル化の対象とする層にダンパーが一つの場合や、複数の設置ダンパーのサイズと設置状況が共通の場合には、修正付加系要素を 1 つに集約できる(図 1(a))。この場合には、α_N は状態 N 解析による各ダンパーの計算値の平均値として、総架構抵抗剛性(文献 1,2)では疑似ブレース剛性)は状態 R 解析から計算し、ダンパー諸元は合計値とすることができる。状態 R(Rigid-Damper)解析とは付加系要素を剛性の非常に高い弾性要素(剛要素)として Ai 分布などの水平荷重を作用させる解析である。総架構抵抗剛性 K_{bs} は状態 R 解析時の層剛性 K_R から主架構の剛性 K_N を差し引くことで計算できる((3)式)

$$K_{bs}=K_R-K_N \qquad (3)$$

それに対して、ダンパーサイズや設置状況の異なる複数のダンパーに適用する場合には各ダンパーの架構抵抗剛性(４章の付録 E 参照)を直列に付加してそれぞれ修正付加系要素にモデル化する。なお、サイズのダンパーが等価曲げせん断棒モデルにモデル化する場合には、全体曲げ変形分を差し引いて付加系要素を設定する。

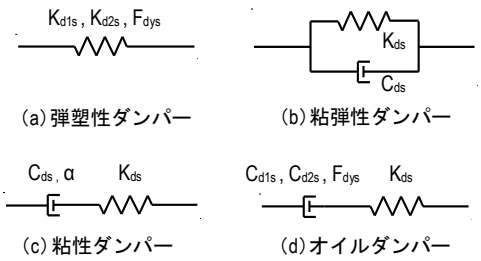


図 3　各種ダンパーの諸元

図 3 に示す弾塑性・粘弾性・粘性・オイルダンパーの 4 種の付加系要素の諸元から修正付加系要素の設定する方法を示す。修正付加系要素は、その力、変形、変形速度が、骨組のダンパーのそれらの α_{Ni} 倍、$1/\alpha_{Ni}$ 倍、$1/\alpha_{Ni}$ 倍と設定すればよい。つまり、剛性と粘性係数は $(\alpha_{Ni})2$ 倍とする。

弾塑性ダンパー (図 3(a)) は、水平方向の 1 次・2 次剛性 $K_{d1,i}$, $K_{d2,i}$ と降伏力 $F_{dy,i}$ で定義され、修正付加系要素では、

$$K_{d1s,i}=\alpha_{Ni}^2 K_{d1,i}\ ,\quad K_{d2s,i}=\alpha_{Ni}^2 K_{d2,i}\ ,\quad F_{dys,i}=\alpha_{Ni} F_{dy,i} \qquad (4)$$

粘弾性ダンパー (図 3(b)) は、水平方向の剛性 $K_{d,i}$ と粘性 $C_{d,i}$ の並列で定義され、修正付加系要素では、

$$K_{ds,i}=\alpha_{Ni}^2 K_{d,i}\ ,\ C_{ds,i}=\alpha_{Ni}^2 C_{d,i} \qquad (5)$$

粘性ダンパー (図 3(c)) は、上と対比して水平方向の剛性 $K_{d,i}$ と粘性 $C_{d,i}$ の直列で定義される。粘性力は粘性要素の変形速度の指数(ζ) 乗に比例する。よって修正付加系要素では、

$$K_{ds,i}=\alpha_{Ni}^2 K_{d,i}\ ,\quad C_{ds,i}=(\alpha_{Ni})^{1+\zeta} C_{d,i} \qquad (6)$$

オイルダンパー (図 3(d)) も水平方向の $K_{d,i}$ と粘性の直列で表され、粘性要素は 1 次・2 次粘性係数 $C_{d1,i}$, $C_{d2,i}$ とリリーフ力 $F_{dy,i}$ で定義される。よって修正付加系要素では、

$$K_{ds,i}=\alpha_{Ni}^2 K_{d,i}\ ,\quad C_{d1s,i}=\alpha_{Ni}^2 C_{d1,i}\ ,\quad C_{d2s,i}=\alpha_{Ni}^2 C_{d2,i}$$

$$F_{dys,i}=\alpha_{Ni} F_{dy,i} \qquad (7)$$

図 4 に 8 階建て筋違・間柱・方杖型制振構造の Ai 分布外力による状態 N (No-Damper)と状態 R (Rigid-Damper) 解析のダンパー構面の変形図を、図 5 に α_N,K_{BS} の値を示す。状態 N 解析においてダンパー部水平変形を層間変形で割った値である α_{Ni} (図 5 (a)) は、筋違型 1.0、間柱型 1.2、方杖型 0.25 程度とダンパーの取付方によって異なることが分かる。α_{Ni} は層毎のダンパーの平均値を取る。一方、図 5 に太線、丸印で示すようにダンパーの剛性を極端に大きくした状態 R 解析の層剛性 K_{Ri} から状態 N 解析の層剛性 K_{Ni} を引くことにより計算した K_{bsi} (図 5(b) の破線) もダンパー設置法により異なり、間柱・方杖型では K_{Ni} に比例した分布となっているが、筋違型では連層配置の影響で上層と下層の差が著しい。

図 6 は骨組モデル(部材系)と簡易モデル(ばね系)の静的解析結果を比較したものである。鋼材ダンパーを付加した筋違・間柱・方杖型制振構造のバネ系モデルの各層の層せん断力 Q_i・ダンパー負担水平力 $F_{dy\,i}$ と層間変形角の関係は剛性、ダンパー降伏開始点とも部材系モデルと良く一致しており、骨組特性値を用いたバネ系への置換方法が妥当であることが分かる。

図 7,8 に入力地震動を BCJ-L2 として時刻歴解析を行ったときの最大応答値を示す。図 7 によれば鋼材ダンパーを設置した筋違・間柱・方杖型ともバネ系と部材系の最大応答値は概ね一致している。図 8 に示す速度依存型の筋違型オイル・粘性 ($\alpha = 0.4$)・粘弾性ダンパーについてもバネ系の応答は部材系の応答と良く合っている。

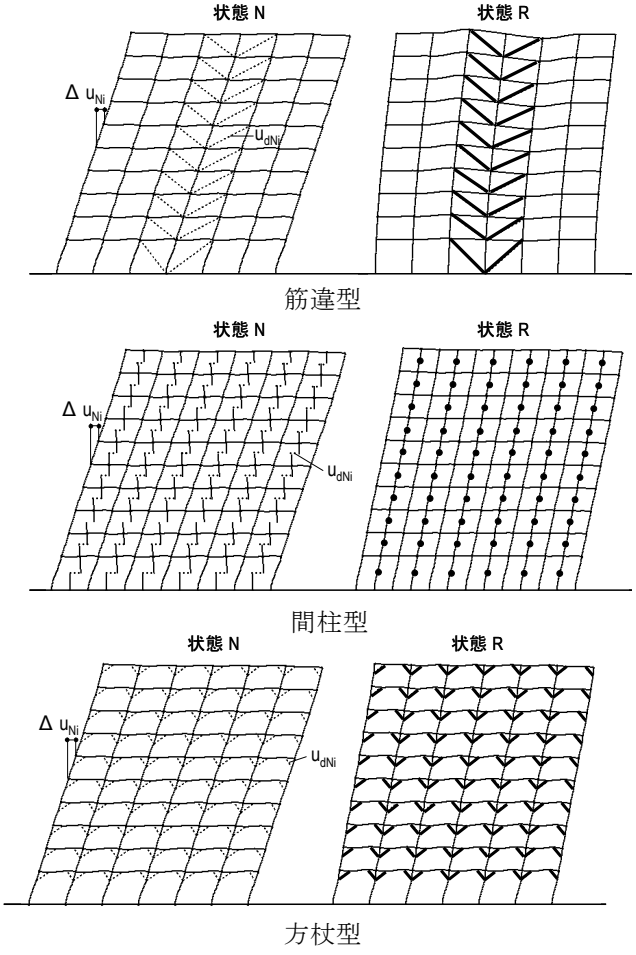


図 4　状態 *N*, *R* 解析における変形図

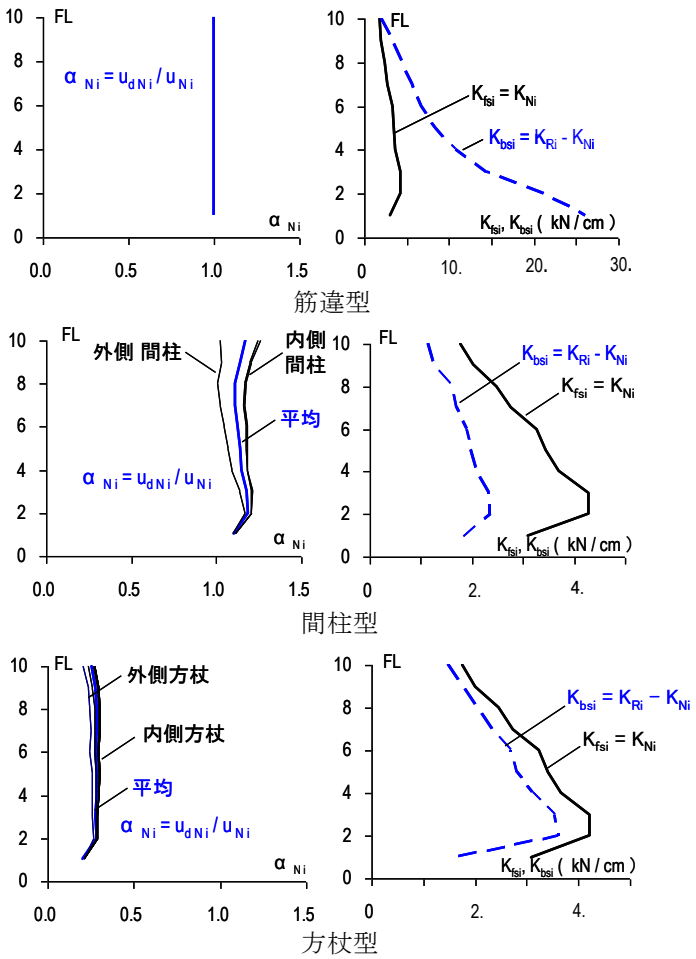
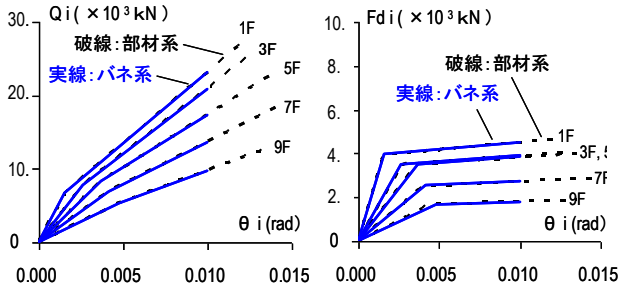
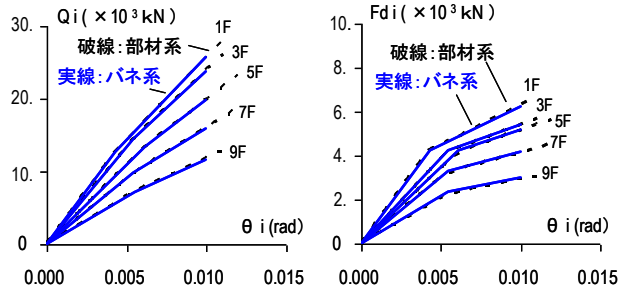


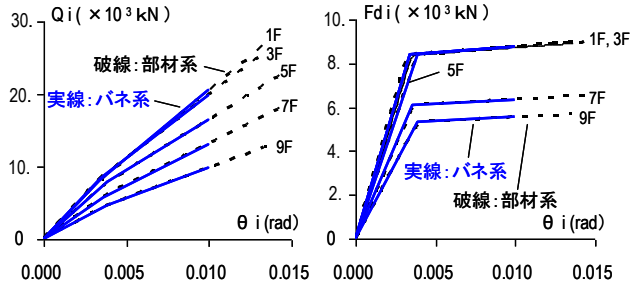
図 5　各層の α_{Ni}, K_{fsi}, K_{bsi}



(a)層せん断力　(b)ダンパー水平力－層間変形角関係(筋違)

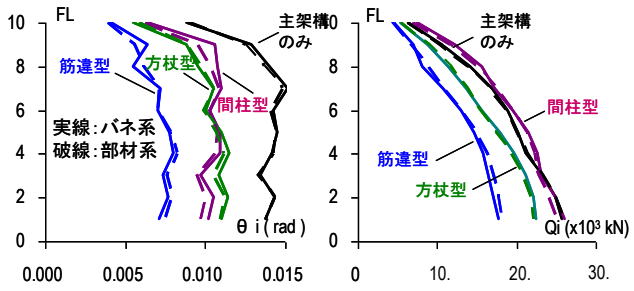


(a)層せん断力　(b)ダンパー水平力－層間変形角関係(間柱)



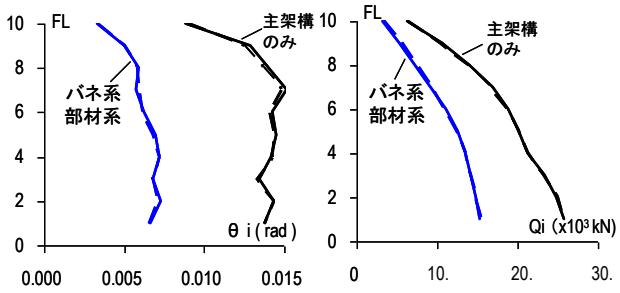
(a)層せん断力　(b)ダンパー水平力－層間変形角関係(方杖)

図 6　部材系とばね系の応答値の比較



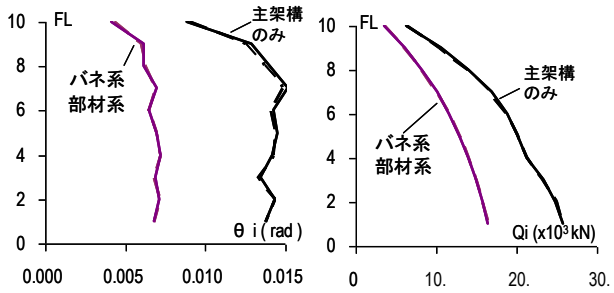
(a) 層間変形角　　(b) 層せん断力

図 7　鋼材ダンパー設置時の応答値の比較



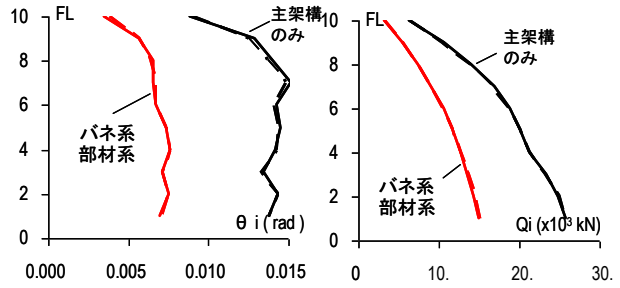
(a) 層間変形角　(b) 層せん断力

筋違型オイル最大応答値



(a) 層間変形角　(b) 層せん断力

筋違型粘弾性最大応答値



(a) 層間変形角　(b) 層せん断力

筋違型粘性最大応答値

図 8　筋違型各種速度依存型ダンパー設置時の応答値の比較

参考文献

1) 笠井和彦，岩崎啓介：様々な形式の制振構造における自由度縮約法と水平バネ系への変換法，日本建築学会構造系論文集，第 605 号，pp.37～46，2006.7

2) 笠井和彦，石井正人：多層制振構造の時刻歴解析に用いるせん断棒モデルの提案(その 1･2)，日本建築学会大会学実講演梗概集，B-2 分冊，pp.751～754，2007

参考資料 4-D　超過確率に基づく余裕度の設定

１．はじめに

本項では，応答の偏り等を原因とする応答のばらつきを，スペクトルキャパシティ法 [1] における評価の不確定性ととらえ，評価手順に反映することを考える。スペクトルキャパシティ法では，応答の偏りによって生じる最大応答値の増大を，あらかじめ用意しておいた経験的な係数によって平均的に反映することができる。以降では，スペクトルキャパシティ法の予測値が最大応答値の平均値になることを前提として，ばらつきに焦点を当てた内容を展開する。

２．確率に基づくアプローチ

スペクトルにフィッティングさせた複数の地震動に異なる位相特性を与えて，1 質点系弾塑性モデルに対して時刻歴応答解析を実施すれば，最大応答値 $D_{\max}$ にばらつきが生じる。ここで，余裕度αを，限界値 D_{limit} が最大応答値の平均値$(D_{\max})_{\text{mean}}$ を上まわる率として定義する。

$$\alpha = \frac{D_{\text{limit}}}{(D_{\max})_{\text{mean}}} \tag{1}$$

「最大応答値 $D_{\max}$ の限界値 D_{limit} に対する超過確率を x %以下にするために余裕度αを確保する」という表現に基づく評価を，限界値と評価値の間に必要なマージンを与えるという観点から考える。最大応答値，および限界値のいずれも確率分布として定義し，それらを反映して超過確率を求めることが望ましいが，ここでは最大応答値のばらつきに焦点を絞り，限界値についてはある一つの値が与えられるものとする。図 1 にその概念を示す。最大応答値の分布形状として対数正規分布 [2]を採用する。対数正規分布は，最大応答値の対数の平均値$\{\ln(D_{\max})\}_{\text{mean}}$と対数標準偏差$\delta$によって与えられる。正規分布の累積分布関数$\Phi$を用いて，最大応答値 $D_{\max}$ が限界値 D_{limit} 以下となる確率は，下式より求めることができる。

$$P\left[D_{\max} \le D_{\text{limit}}\right] = \Phi\left(\frac{\ln(D_{\text{limit}}) - \{\ln(D_{\max})\}_{\text{mean}}}{\delta}\right) \tag{2}$$

告示に示されるスペクトルにフィッティングした地震動に入力倍率βを乗じ，各地震レベルに対する超過確率を考えるとすれば，入力倍率βに対する超過確率は，下式として表すことができる。

$$P\left[D_{\max} > D_{\text{limit}} \middle| \beta\right] = 1 - P\left[D_{\max} \le D_{\text{limit}} \middle| \beta\right] \tag{3}$$

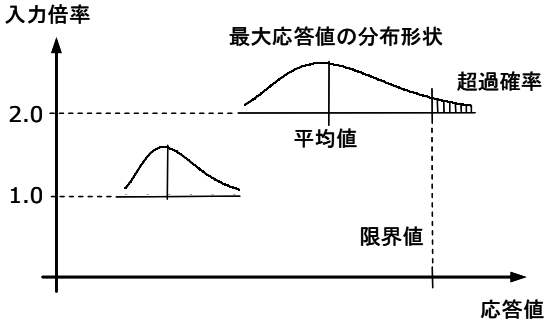


図 1　入力倍率と応答分布

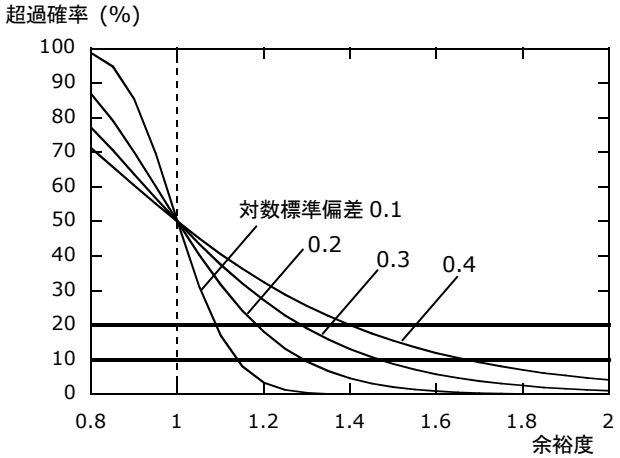


図 2　超過確率と余裕度

図 2 は超過確率と余裕度の関係を示している。超過確率を 10 %もしくは 20 %とするための余裕度は，ばらつきの指標である対数標準偏差によって変化する。そこで，地震応答解析によって，各地震動レベルに対する応答の偏り性状を考察し，応答分布，すなわち応答の平均と対数標準偏差を評価する。最終的に，超過確率を 10 %もしくは 20 %と設定したときの余裕度を評価し，性能評価という観点から見た高強度鋼フレーム制振構造（弾性フレームに履歴ダンパーを組み込んだ構造）の合理性を検証する。

３．地震応答解析

普通鋼フレーム構造と高強度鋼フレーム制振構造の 1 質点系の弾塑性ばねモデルを図 3 に示す。いずれも，フレームの弾性固有周期は 1.0 秒とする。普通鋼フレーム構造のモデルはバイリニアとし，降伏時ベースシヤ係数を 0.3，降伏後剛性を初期剛性の 0.01 倍とする。高強度鋼フレーム制振構造は，弾性のフレームとバイリニアの履歴型ダンパーを並列とする。ダンパーは，剛性をフレームの 2 倍，降伏時ベースシヤ係数と 0.3 とし，降伏後剛性は初期剛性の 0.01 倍とする。高強度鋼フレーム制振構造としての弾性固有周期は 0.58 秒となる。

入力波として，5 種類の告示スペクトルにフィッティングさせたそれぞれ 10 個の地震動[3)]を用いる。ランダム位相特性を用いており，継続時間は 120 秒である。図 4(a)は，II 種地盤の告示スペクトルにフィッティングさせた 10 個の地震動の加速度応答スペクトルで，黒の太線はそれらの平均線である。図 4(b)は地盤の等価周期 T_g が 0.25 秒，0.5 秒，0.75 秒，1.0 秒のときの告示スペクトルにフィッティングさせた地震動の平均線を比較している。

解析では，上記 5 種類の地震動に対して，それぞれ入力倍率β を 0.2 倍刻みで 2 倍まで変化させて，入力倍率と応答分布の関係を検討する。図 5 は II 種地盤の地震動を普通鋼フレーム構造と高強度鋼フレーム制振構造に入力した結果で，図中には，それぞれの降伏時変形 D_y（高強度鋼フレーム制振構造は，

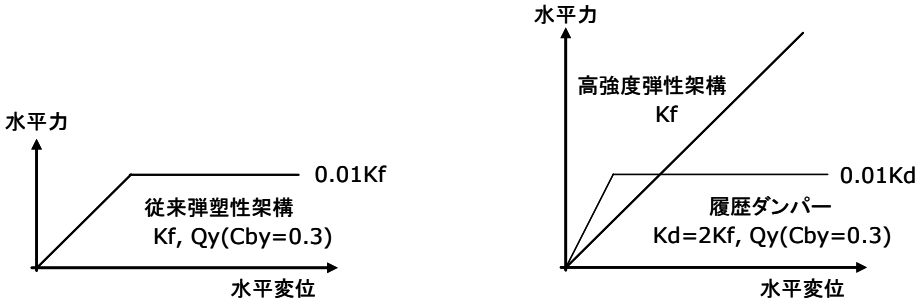
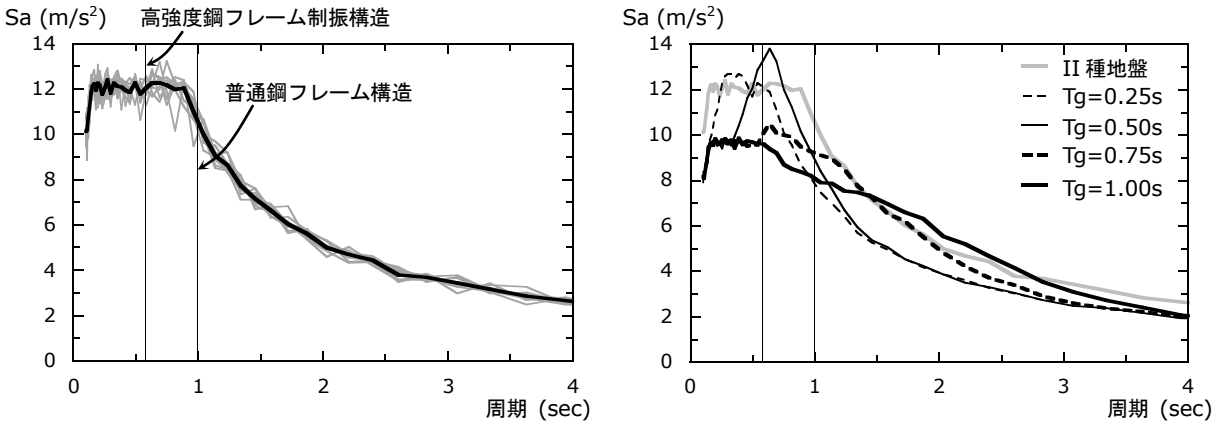


図 3　解析モデル：架構周期 1.0 秒



(a) 10 個のスペクトルと平均線（II 種地盤）　　(b) 各種スペクトルの平均線

図 4　入力地震動の加速度応答スペクトル h=0.05

ダンパー降伏時）を付記している。普通鋼フレーム構造，高強度鋼フレーム制振構造のいずれも，入力倍率の増大とともに最大応答値が増大するが，高強度鋼フレーム制振構造において，その値が大幅に抑制されていることがわかる。

ここで，偏り率を(4)式で定義する。

$$e = \frac{|D_{\max}|}{D_{\pm\mathrm{mean}}} \tag{4}$$

$|D_{\max}|$　：最大応答値

$D_{\pm\mathrm{mean}}$　：正負平均応答値

図 6 に，偏り率と最大応答塑性率（以降，塑性率）の関係を示す。普通鋼フレーム構造はフレームの塑性率, 高強度鋼フレーム制振構造はダンパーの塑性率を対象としている。それぞれ軸の最大値 14 と 6 は，最大応答値 $D_{\max}$ にして 1.04 m，0.22 m に対応する。いずれの場合も，偏り率の上限は，塑性率の増加とともに大きくなるが，塑性率の各レベルにおける偏り率は，ランダムに散らばっている。偏り率の上限について，普通鋼フレーム構造は，塑性率が 5 で 1.5 程度に，塑性率が 10 で 1.8 程度に達する。一方，高強度鋼フレーム制振構造は，ダンパー塑性率が 5 で 1.3 程度に留まる。高強度鋼フレーム制振構造は，ダンパーの降伏後も弾性架構の剛性が保たれるため偏り率が小さく抑えられる。言い換えれば，定常振動に近い応答を呈する傾向にある。

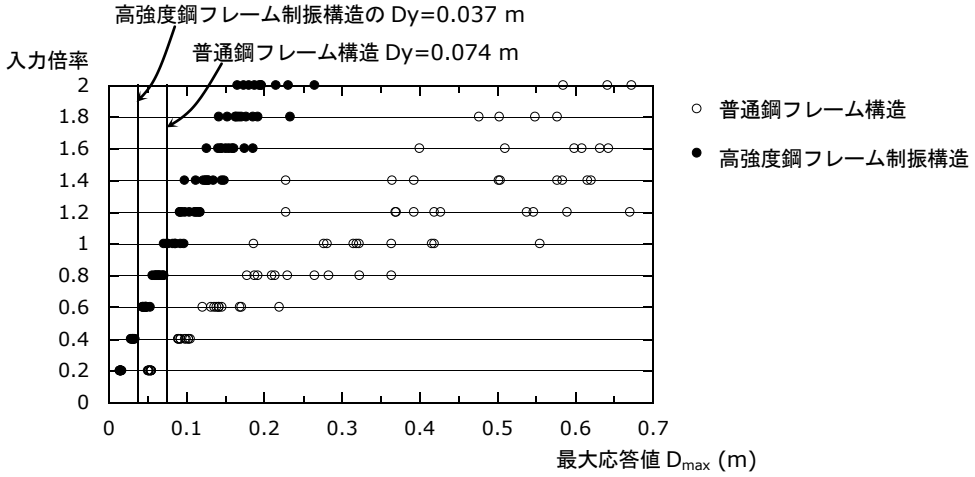
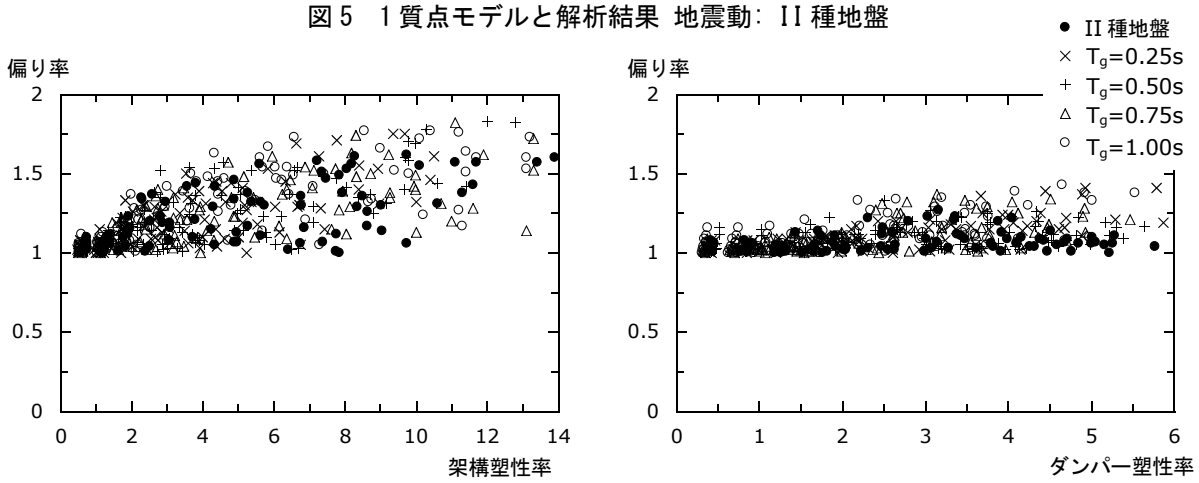


図 5　1 質点モデルと解析結果 地震動：II 種地盤



(a)　普通鋼フレーム構造　　(b) 高強度鋼フレーム制振構造

図 6　応答の偏りと塑性率

４．確率分布パラメータ

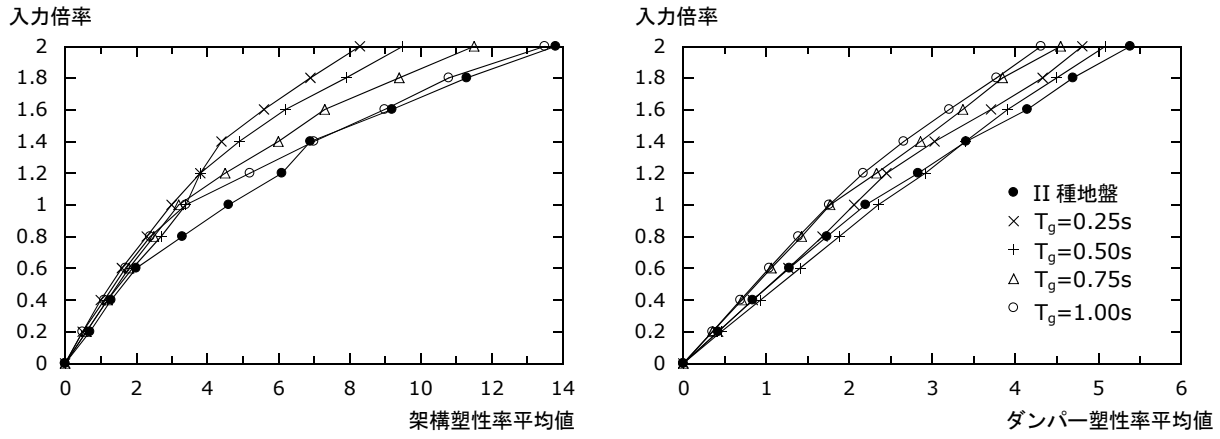
各入力倍率における塑性率の分布を検討する。まず，入力倍率と平均値の関係を図 7 に示す。普通鋼フレーム構造，高強度鋼フレーム制振構造のいずれも， II 種地盤の地震動において大きな値を示す。地盤の等価周期 T_g が 0.25 秒，0.5 秒，0.75 秒，1.0 秒のときの地震動を見ると，普通鋼フレーム構造の塑性率の平均値は，T_g が 0.25 秒，0.5 秒，0.75 秒，1.0 秒の順で大きくなり，高強度鋼フレーム制振構造の塑性率の平均値は，T_g が 1.0 秒，0.75 秒，0.25 秒，0.5 秒の順で大きくなる。こうした傾向は，図 4(b)におけるスペクトル形状と弾性周期の関係，さらに塑性化に伴う周期の伸びの影響から説明できる。

一方，図 8 に示すように，対数標準偏差と塑性率の関係には，II 種地盤や T_g による傾向は見てとれない。塑性率が大きくなれば，対数標準偏差が大きくなり，上限において，普通鋼フレーム構造の対数標準偏差は，塑性率が 5 のとき 0.3 程度となり，塑性率が 14 のとき 0.4 程度となる。一方，高強度鋼フレーム制振構造の対数標準偏差は，塑性率が 2 のときに 0.15 程度となり，塑性率が 5 になるまでほぼ変化しない。標準偏差の値は，先に述べた偏り率の影響を強く受けるので，高強度鋼フレーム制振構造は定常振動に近い応答を呈することで，ばらつきの小さい応答分布を与えたといえる。

５　超過確率に基づく余裕度

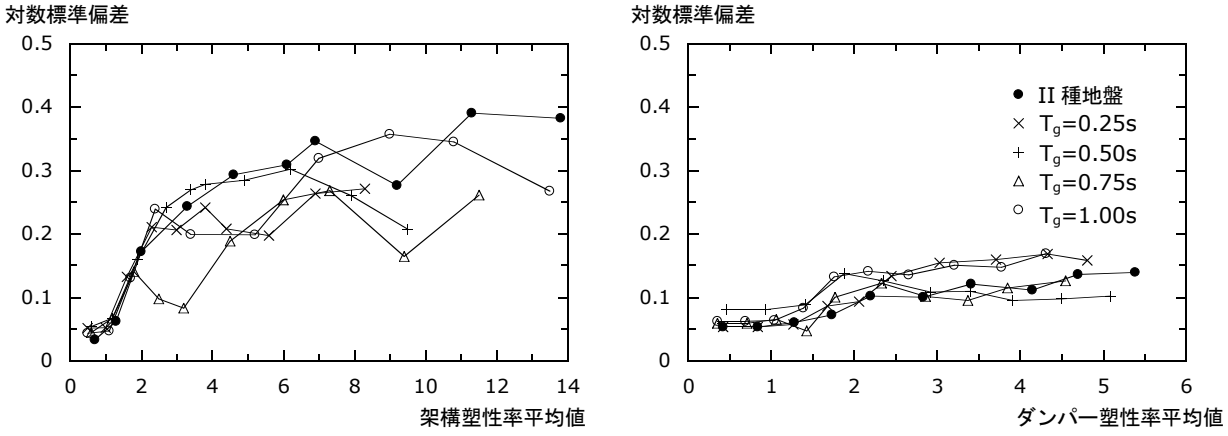
本解析結果を参照して，II 種地盤の地震動の入力倍率が 1.0 または 2.0 の場合に，超過確率を 10 %もしくは 20 %にするために必要な余裕度を示す[注 1)]。

II 種地盤の地震動による応答の平均値は他の地震動のものよりも大きいが，対数標準偏差については，



(a)　普通鋼フレーム構造　　(b) 高強度鋼フレーム制振構造

図 7　入力倍率と塑性率平均値



(a) 普通鋼フレーム構造　　(b) 高強度鋼フレーム制振構造

図 8　対数標準偏差と塑性率平均値

他の地震動も含めた上限値を採用する。図 8 より，普通鋼フレーム構造の対数標準偏差は入力倍率 1.0 のとき 0.3，入力倍率 2.0 の 0.4 とし，高強度鋼フレーム制振構造の対数標準偏差は，いずれの入力倍率においても 0.15 とする。これらを図 2 の関係に当てはめて，超過確率を 10 %もしくは 20 %とするために必要な余裕度を表 1 にまとめる。入力倍率 2.0，超過確率 10 %の組み合わせを見てみると，普通鋼フレーム構造の必要余裕度が 1.7 であるのに対して，高強度鋼フレーム制振構造の必要余裕度は 1.2 である。高強度鋼フレーム制振構造は，性能評価時の不確定性（応答のばらつき）を小さくでき，これが余裕度に反映されている。

表 1　必要余裕度

(a) 入力倍率 1.0 のとき

	普通鋼フレーム構造 （塑性率レベル 5）	高強度鋼フレーム制振構造 （ダンパー塑性率レベル 2）
超過確率 10 %	1.5	1.2
超過確率 20 %	1.2	1.15

(b) 入力倍率 2.0 のとき

	普通鋼フレーム構造 （塑性率レベル 14）	高強度鋼フレーム制振構造 （ダンパー塑性率レベル 5）
超過確率 10 %	1.7	1.2
超過確率 20 %	1.4	1.15

必要余裕度：最大応答分布の平均値に対する限界値（ばらつきを考えない）の比

参考文献

1) 倉本洋：限界耐力計算における地震応答評価法の問題点とその改善，振動運営委員会シンポジウム論文集「建築物の終局耐震性能評価手法の現状と課題 －限界耐力計算・エネルギー法・時刻歴解析法の比較－」，日本建築学会，pp.48-99，2005.5
2) 長江拓也，吹田啓一郎，中島正愛：層降伏する鉄筋コンクリート造ピロティ建物の耐震性能－確率論的評価を通して－，日本建築学会構造系論文集，pp.123-130，2006.12
3) 国土交通省住宅局建築指導課，他 3 団体監修：2007 年版　建築物の構造関係技術基準解説書，全国官報販売協同組合

注 1）

冒頭で述べたように，本項で示す余裕度と超過確率の関係は，「最大応答値の平均値$(D_{max})_{mean}$を予測する場合のスペクトルキャパシティ法」が前提となる。すなわち，「予測値」と「最大応答値の平均」の比が 1 の場合を考えている。例えば，安全側の予測値になるようにキャリブレーションした場合のスペクトルキャパシティ法では，上記の「比」に基づき補正して適用することになる。

参考資料 4-E　ダンパー付制振構造の地震応答評価

1.　履歴型ダンパー付制震建築物の地震応答評価

1.1　はじめに

1995 年の兵庫県南部地震を契機として、極低降伏点鋼や鉛等の金属系材料を用いた履歴型ダンパーや、シリコン系の粘性（流体）材料やアクリル系およびゴム系の粘弾性材料を利用した粘（弾）性減衰型ダンパーからなる制震デバイスを用いて地震動による構造物の応答を低減させようとする、いわゆるパッシブ系の地震応答制御構造の開発が盛んとなってきており[1), 2)]、近年、実施物件も増加の一途を辿っている。一方、この種の応答制御型建築物の耐震安全性評価は、数種の検証用地震動を用いた時刻歴地震応答解析結果に基づいて行われるのが一般的であり、限界耐力計算[3), 4)]等の比較的簡易で評価プロセスの検証が容易な静的耐震性能評価法が確立されていないのが現状である。

その主たる理由の 1 つとして、一般的に建築物の縮約等価 1 自由度系の応答に基づいて地震時の最大応答を評価する静的耐震性能評価法に対して、応答制御型建築物では制震ダンパーの動的挙動に及ぼす支持部材および周辺フレーム等の影響も含め、種類、配置および設置量等の種々のパラメータが影響する制震デバイスによる応答減衰効果を等価 1 自由度系に反映できる定量的な評価手法が確立されていないことが挙げられる。

本節では、既往の研究成果に基づいて限界耐力計算による多層制震建築物の耐震性能評価法を提案し、制震建築物に対する時刻歴地震応答解析結果との比較により、その妥当性および地震応答予測精度を報告する。

1.2　履歴型ダンパー付多層制震建築物の等価 1 自由度系縮約

ここでは、多層制震建築物の等価 1 自由度系縮約に関して時刻歴地震応答解析に基づく方法（以下、動的縮約と呼称）と静的非線形荷重増分解析に基づく方法（以下、静的縮約と呼称）を示す[5), 6)]。更に、静的縮約による等価 1 自由度系の応答値を各層に分配した場合の周辺フレームと制震デバイスそれぞれの応答値の評価法を示す。

(1)　縮約方法

・動的縮約方法

履歴型ダンパーを配置しない通常の多層建築物に対する等価 1 自由度系の地震応答時における代表荷重－代表変形関係（${}_1S_a(t)-{}_1S_d(t)$関係）は下式で与えることができる[6)]。

$$ {}_1S_a(t)=\frac{\sum_{i=1}^{N} P_i(t)\,{}_1\delta_i(t)}{\sum_{i=1}^{N} m_i\cdot{}_1\delta_i(t)} \tag{1.1} $$

$$ {}_1S_d(t)=\frac{\sum_{i=1}^{N} m_i\cdot{}_1\beta\cdot{}_1u_i\cdot\delta_i(t)}{\sum_{i=1}^{N} m_i\cdot{}_1\beta\cdot{}_1u_i} \tag{1.2} $$

ここに、m_i：i 層の質量

$P_i(t)$：　時刻 t における i 層の作用水平力

${}_1u_i$：　1 次の固有ベクトルの i 層成分

${}_1\beta$ ：　1 次の刺激係数

$\delta_i(t)$：　時刻 t における i 層での 1 層床位置に対する相対変位

$_1\delta_i(t)$： $\delta_i(t)$の 1 次モード成分（式(1.3)）

$$_1\delta_i(t) = {}_1\beta \cdot {}_1u_i \cdot {}_1S_d(t) \tag{1.3}$$

1 次刺激関数 $_1\beta \cdot {}_1u_i$ は式(1.1)および(1.2)により縮約した等価 1 自由度系の最大応答変位に相当する静的非線形荷重増分解析結果の荷重ステップを求め、そのステップにおける各層の 1 層床位置に対する相対変位 $_1\delta_i$（静的非線形荷重増分解析結果）を用いて、下式によって与えられる。

$$_1\beta \cdot {}_1u_i = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i}{\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i^2} \cdot {}_1\delta_i \tag{1.4}$$

なお、上式によって $_1\beta \cdot {}_1u_i$ を求める際には最初は等価 1 自由度系が得られていないので、多自由度系における任意の層の最大応答変形に相当する静的非線形荷重増分解析結果の荷重ステップでの $_1\beta \cdot \{{}_1u\}$を仮定して縮約し、その後 1、2 回上記手順を繰り返し、収斂させて求める [6]。

一方、多層制震建築物において周辺フレームおよび履歴型ダンパーに対してそれぞれ時刻 t において i 層に作用する水平力を $_fP_i(t)$および $_dP_i(t)$とすると、

$$P_i(t) = {}_f P_i(t) + {}_d P_i(t) \tag{1.5}$$

の関係が得られ、等価 1 自由度系における周辺フレームおよび履歴型ダンパーの応答加速度成分 $_{1f}S_a(t)$および $_{1d}S_a(t)$は式(1.1)に基づいて次式で与えられる。

$${}_{1f}S_a(t) = \frac{\sum_{i=1}^{N} {}_f P_i(t) \cdot {}_1\delta_i(t)}{\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i(t)} \tag{1.6}$$

$${}_{1d}S_a(t) = \frac{\sum_{i=1}^{N} {}_d P_i(t) \cdot {}_1\delta_i(t)}{\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i(t)} \tag{1.7}$$

また、周辺フレームおよび履歴型ダンパーに対する応答変位は履歴型ダンパーを配置しない場合と同様に式(1.2)で与えられる。

・静的縮約方法

履歴型ダンパーを配置しない通常の多層建築物における等価 1 自由度系の静的な代表荷重－代表変位（$_1S_a - {}_1S_d$ 関係）は、静的非線形荷重増分解析結果を用いて

$${}_1S_a = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i{}^2}{\left(\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i\right)^2} \cdot {}_1Q_B \qquad \left(= \frac{\sum_{i=1}^{N} {}_1P_i \cdot {}_1\delta_i}{\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i} \right) \tag{1.8}$$

$${}_1S_d = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i{}^2}{\sum_{i=1}^{N} {}_1P_i \cdot {}_1\delta_i} \cdot {}_1S_a \qquad \left(= \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i^2}{\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i} \right) \tag{1.9}$$

ここで、$_1P_i$：i 層の作用水平力

$_1Q_B$：ベースシア

で与えられる [5]。一方、多層制震建築物の場合には式(1.6)および式(1.7)と同様に、等価 1 自由度系

における周辺フレームおよび履歴型ダンパーの応答加速度成分 ${}_{1f}S_a$ および ${}_{1d}S_a$ は次式で与えられる。

$$ {}_{1f}S_a = \frac{\sum_{i=1}^{N} {}_{1f}P_i \cdot {}_1\delta_i}{\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i} \tag{1.10} $$

$$ {}_{1d}S_a = \frac{\sum_{i=1}^{N} {}_{1d}P_i \cdot {}_1\delta_i}{\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i} \tag{1.11} $$

ここで、${}_{1f}P_i$ および ${}_{1d}P_i$ はそれぞれ静的非線形荷重増分解析における i 層の周辺フレームおよび履歴型ダンパーに作用する水平力である。また、周辺フレームおよび履歴型ダンパーに対する代表変位は式(1.9)で与えられる。

(2)　外力分布（増分解析による縮約）

簡易手法で用いる限界耐力計算は、多層建築物に対する等価 1 自由度系の代表荷重－代表変形曲線（${}_1S_a - {}_1S_d$ 曲線）上の任意の点で 1 次振動モードに対応する等価線形化が成立するという仮定の下で、検証用地震動に対する最大応答値を推定するものである。従って、静的縮約の際に併用する静的非線形荷重増分解析では、建築物が弾性状態にあるか塑性状態にあるかの如何に関わらず、常に 1 次振動モードに比例した外力分布を用いる必要がある。

建築物の塑性化に伴うモード形の変化に応じて外力分布を逐一変化させるには、荷重ステップ毎に固有値解析を行えばよいが、実務的にやや煩雑であることから、弾塑性 1 次モードに比例した外力分布によるモード適応型静的非線形荷重増分解析（Mode-Adaptive Pushover 解析：以下、MAP 解析 [7), 8)]と呼称）によるものとする。

(3)　周辺フレームと制震デバイスの応答値評価

・静的縮約による等価 1 自由度系応答値の各層への分配方法

一般的に建築物の i 層におけるせん断力および層間変形の 1 次モード成分 ${}_1Q_i$ および ${}_1\delta_i$ は、等価 1 自由度系の応答値 ${}_1S_a$ および ${}_1S_d$ と 1 次刺激関数 ${}_1\beta \cdot {}_1u_i$ を用いて次式で与えられる。

$$ {}_1\delta_i = {}_1\beta \cdot {}_1u_i \cdot {}_1S_d \tag{1.12} $$

$$ {}_1Q_i = \sum_{i=j}^{N} {}_1P_j \tag{1.13} $$

$$ \text{ここに、} {}_1P_i = m_i \cdot {}_1\beta \cdot {}_1u_i \cdot {}_1S_a \tag{1.14} $$

一方、多層制震建築物の場合には、建築物の各層の応答値は履歴型ダンパーを配しないものと同様に式(1.12)および(1.13)によって評価できるが、周辺フレームおよび履歴型ダンパーのそれぞれに対する各層の応答成分の評価においては、ダンパーの配置状況に依存して負担せん断力や剛性の割合が各層で異なるため、上記のように等価 1 自由度系の応答値を 1 次刺激関数 ${}_1\beta \cdot {}_1u_i$ を用いて分配することができない。そこで、周辺フレームおよび履歴型ダンパーのそれぞれに対する“見かけの”1 次刺激関数（以下、分配係数と呼称）${}_{1f}\beta \cdot {}_1u_i$ および ${}_{1d}\beta \cdot {}_1u_i$ を設定して、等価 1 自由度系における各応答値成分を各層に分配することとする。

周辺フレームおよび履歴型ダンパーの i 層における分配係数 ${}_{1f}\beta \cdot {}_1u_i$ および ${}_{1d}\beta \cdot {}_1u_i$ は、式(1.14)の関係を応用して

$$ {}_{1f}\beta_{\cdot 1}u_i = \frac{{}_{1f}P_{i\max}}{m_i \cdot {}_{1f}S_{a\max}} \tag{1.15} $$

$$ {}_{1d}\beta_{\cdot 1}u_i = \frac{{}_{1d}P_{i\max}}{m_i \cdot {}_{1d}S_{a\max}} \tag{1.16} $$

で与えられると仮定する。ここで、${}_{1f}P_{i\max}$、${}_{1f}S_{a\max}$ および ${}_{1d}P_{i\max}$、${}_{1d}S_{a\max}$ はそれぞれ限界耐力計算における等価 1 自由度系の（最大）応答値に相当する静的非線形荷重増分解析結果の荷重ステップでの周辺フレームおよび履歴型ダンパーの i 層における作用水平力と応答加速度である。

周辺フレームおよび履歴型ダンパーの各層の応答せん断力は、式(1.15)および(1.16)で得られた分配係数 ${}_{1f}\beta_{\cdot 1}u_i$ および ${}_{1d}\beta_{\cdot 1}u_i$ を用いて、下式によって与えられる。

$$ {}_{1f}Q_i = \sum_{j=i}^{N} {}_{1f}P_j \tag{1.17} $$

$$ {}_{1d}Q_i = \sum_{j=i}^{N} {}_{1d}P_j \tag{1.18} $$

ここで、$$ {}_{1f}P_i = m_i \cdot {}_{1f}\beta_{\cdot 1}u_i \cdot {}_{1f}S_a \tag{1.19} $$

$$ {}_{1d}P_i = m_i \cdot {}_{1d}\beta_{\cdot 1}u_i \cdot {}_{1d}S_a \tag{1.20} $$

なお、周辺フレームおよび履歴型ダンパーの各層の応答変位は建築物全体と同様に式(1.12)で与えられる。

(4) 等価 1 自由度系縮約の検証

履歴型ダンパーの設置量および配置方法、入力地震波の種類を変数とした純ラーメン形式の 12 層 RC 造多層制震建築物の解析検討[9]によれば、動的縮約による等価 1 自由度系とその周辺フレーム成分および履歴型ダンパー成分の各最大応答変形時の応答値は概ね静的縮約による代表荷重－代表変形曲線と一致していることが報告されている。また、文献 10)において通常の多層建築物に対して指摘されている「等価 1 自由度系における最大応答時以前の応答履歴では、ある時刻までに経験した最大応答変形点が 1 次モードに対する MAP 解析結果とほぼ一致する」という傾向が、制震建築物においても認められることから、多層制震建築物の場合でも、等価 1 自由度系に関して動的縮約と静的縮約の整合性が認められ、静的縮約方法による等価 1 自由度系の代表荷重－代表変形関係が妥当なものであると考えられる。

更に、上記の解析において時刻歴地震応答の 1 次モード成分と MAP 解析結果の比較では、建築物全体、周辺フレームおよび履歴型ダンパー共に各層における時刻歴応答の 1 次モード成分は、等価 1 自由度系の場合と同様に、その最大値が概ね MAP 解析による $S_a - S_d$ 曲線上にあり、デバイスの負担せん断力も一致していることから、静的縮約による等価 1 自由度系応答値の各層への分配方法は妥当なものであると判断される。

1.3 簡易手法の手順

(1) 耐震性能評価の手順

履歴型ダンパー付多層制震建築物に対する簡易手法による耐震性能評価は以下に示す手順で行うものとする[9]。

① 静的非線形荷重増分解析により各層の層せん断力－層間変形関係、並びに各層における周辺フレームの負担せん断力－層間変形関係および履歴型ダンパー負担せん断力－層間変形関係をそれぞれ求める。

② 建築物全体、周辺フレームおよび履歴型ダンパーの等価 1 自由度系における代表荷重 ${}_1S_a$、${}_{1f}S_a$ および ${}_{1d}S_a$、および代表変位 ${}_1S_d$ を静的非線形荷重増分解析結果に基づいて式(1.8)から(1.11)により算定する。

③ ②で求めた ${}_{1f}S_a-{}_1S_d$ 関係および ${}_{1d}S_a-{}_1S_d$ 関係をそれぞれバイリニアにモデル化し（図 1.1）、周辺フレームおよび履歴型ダンパーの等価粘性減衰定数 h_f および h_d を算定する。

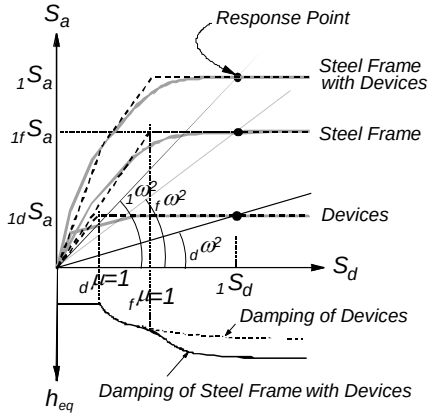


図 1.1 各構成要素の S_a-S_d 曲線と $h_{eq}-{}_1S_d$ 関係

④ ③で求めた各等価粘性減衰定数を用いて、建築物全体の等価粘性減衰定数 h_{eq} を算定する。

⑤ ④で得られた h_{eq} を用いて応答スペクトルの低減係数 F_h を算定し、それにより低減された応答スペクトルと建築物全体の ${}_1S_a-{}_1S_d$ 関係の交点から最大応答予測値を得る。

(2)　減衰補正係数（F_h）および等価減衰定数（h_{eq}）

(1)の③～⑤で用いる各等価粘性減衰定数（h_f, h_d および h_{eq}）ならびに応答スペクトルの低減係数 F_h の算定方法にはいくつかの提案がある。ここでは、現行の建築基準法における限界耐力計算に準じた 2 つの評価法 [10), 11)] と「パッシブ制振構造設計・施工マニュアル」[12)] に示された評価法を紹介する。

・現行基準法に準じた方法（方法 1）[10)]

周辺フレームおよび履歴型ダンパーの等価粘性減衰定数 h_f および h_d は次式により算定する。

$$h_f = 0.25\left(1-1/\sqrt{\mu_f}\right) \tag{1.21}$$

$$h_d = 0.8\frac{1}{4\pi}\frac{\Delta W_d}{W_d} = 0.8\frac{2}{\pi}\left(1-\frac{1}{\mu_d}\right) \tag{1.22}$$

ここに、μ_f：周辺フレームの塑性率

ΔW_d：履歴ダンパーの 1 サイクルの履歴吸収エネルギー

W_d：弾性ポテンシャルエネルギー

μ_d：履歴型ダンパーの塑性率

ここで、式(1.21)は告示式 [3)] に相当し、式(1.22)はバイリニアの履歴ループを仮定した場合の等価粘性減衰定数に過渡応答を考慮するための低減係数 0.8 を乗じたものである。

式(1.21)および(1.22)から求められた各等価粘性減衰定数を用いて、建築物全体の平均等価減衰 h_{eq} は次式により算定する。

$$h_{eq} = \left(h_f\cdot{\omega_f}^3 + h_d\cdot{\omega_d}^3\right)\Big/{\omega_1}^3 + 0.05 \tag{1.23}$$

ここで、ω_1 は建築物全体の最大応答に対応する等価 1 次固有円振動数である。また、ω_f および ω_d は図 1.1 に示すように、建築物全体の最大応答時における周辺フレームおよび履歴型ダンパーの等価剛性 K_f および K_d を 1 次等価質量 $\overline{M}_1$ で除した値の平方根に相当する。

ここで、周辺フレームが弾性のとき h_f=0 とすると式(1.23)は以下のように表せる。

$$h_s = \frac{h_f \cdot {\omega_f}^3 + h_d \cdot {\omega_d}^3}{\omega^3} = \frac{{\omega_d}^3}{\omega^3} h_d = \left(\frac{1-p}{1+p(\mu_d - 1)} \right)^{\frac{3}{2}} \cdot h_d \quad (1.24)$$

ここで、p はバイリニアの 2 次剛性比で（$=1/(1+K_d/K_f)$）である。

応答スペクトルの低減係数 F_h は、建築物全体の等価粘性減衰定数 h_{eq} を用いて式(1.25)により算定する。

$$F_h = \frac{1.5}{(1+10 \cdot h_{eq})} \quad (1.25)$$

・現行基準法に準じた方法（方法 2）[11)]

周辺フレームおよび制震デバイスの等価粘性減衰定数 ${}_fh$ および ${}_dh$ は方法 1 と同様に(1.21)、(1.22)式により算定する。

式(1.21)および(1.22)から求められた各等価粘性減衰定数を用いて、建築物全体の平均等価減衰 h_{eq} は次式により算定する。

$$h_{eq} = \frac{h_f \cdot W_f + h_d \cdot W_d}{W_f + W_d} + 0.05 \quad (1.26)$$

ここに、W_f : 周辺フレームの弾性ポテンシャルエネルギー

ここで、周辺フレームが弾性のとき h_f=0 とすると式(1.26)は以下のように表せる。

$$h_s = \frac{h_f \cdot W_f + h_d \cdot W_d}{W_f + W_d} = \frac{{\omega_d}^2}{\omega^2} h_d = \frac{1-p}{1+p(\mu_d - 1)} \cdot h_d \quad (1.27)$$

また応答スペクトルの低減係数 F_h は、方法 1 と同様に h_{eq} を用いて式(1.25)により算定する。

・パッシブ制振構造設計・施工マニュアルに準じた方法（方法 3）[12)]

方法 3 では、建築物全体の等価粘性減衰定数 h_{eq} は次式により算定する。

$$h_{eq} = \frac{2}{\mu_d \pi p} \ln \frac{1-p+p\mu_d}{{\mu_d}^p} + 0.05 \quad (1.28)$$

応答スペクトルの低減係数 F_h（文献では D_h）は、建築物全体の等価減衰定数 h_{eq} を用いて式(1.29)により算定する。

$$F_h = \sqrt{\frac{1+\alpha \cdot 0.05}{1+\alpha \cdot h_{eq}}} \quad (1.29)$$

ここで、αは実地震波に対しては 25 を、模擬地震波に対しては 75 を用いる。

(3) 履歴型ダンパーの保有性能の評価

履歴型ダンパーは、地震時に繰り返しの塑性変形を生じることによりエネルギーを吸収する。よって履歴型ダンパーが充分なエネルギー吸収能力を発揮するためには、ダンパーの保有性能が地震時に必要とされる保有性能を満足する必要がある。履歴ダンパーの保有性能は一般的に累積塑性変形倍率で表され、地震時における各層のダンパーの必要累積塑性変形倍率 $\bar{\eta}_{sdi}$ は次式により求めら

れる。[13)]

$$\bar{\eta}_{sdi}=\frac{a_{d1}\left(\delta_{fui}-\delta_{dui}\right)+a_{d2}\left(\delta_{mi}-\delta_{fui}\right)}{2\delta_{dui}}+\frac{a_{d3}\left(\delta_i-\delta_{dui}\right)}{\delta_{dui}}+\beta\frac{a_{d3}\left(\delta_i^{'}-\delta_{dui}\right)}{\delta_{dui}}n_{di} \tag{1.30}$$

ここに、a_{d1}：周辺フレームの降伏変形内の繰り返しによりダンパー部分へのエネルギー配分を表す係数（=10）

δ_{fui}：周辺フレームの各層の降伏変位

δ_{dui}：ダンパー部分の各層の降伏変位

a_{d2}：周辺フレームの降伏変形によるダンパー部分へのエネルギー配分を表す係数（=4）

δ_{mi}：各層の最大応答変位

a_{d3}：周辺フレームの弾性範囲内の変形内でダンパー部分が吸収するエネルギー量の補正係数（=15）

δ_i：各層の損傷限界時の層間変位

β：以前に経験した損傷限界レベルの地震の回数等を評価するエネルギー量の割り増し係数（=5）

$\delta_i^{'}$：損傷限界ベースシア C_1 時の各層の層間変位

n_{di}：各階のダンパー部分の塑性変形の累積の程度を表す数値（=10）

ここで、フレームが弾性のとき、$\delta_{fui}=\delta_{mi}=\delta_i$ とすると式(1.30)は以下のように表される。

$$\bar{\eta}_{sdi}=\frac{20\left(\delta_{fui}-\delta_{dui}\right)}{\delta_{dui}}+\frac{50\left(\delta_i^{'}-\delta_{dui}\right)}{\delta_{dui}}=20\left(\mu_{di}-1\right)+50\left(\frac{\delta_i^{'}}{\delta_{dui}}-1\right) \tag{1.31}$$

ここで、地震時のダンパーの累積塑性変形量は、想定する地震動の特性（レベルや継続時間等）により影響される。また、想定する大地震以前に経験すると考えられる地震の回数やレベルは、建設地等により異なることが考えられることから、その数値は適切に評価する必要がある。

(4)　簡易手法による応答予測結果

・減衰補正係数（F_h）および等価減衰定数（h_{eq}）の評価方法の比較

図 1.2 に示すようなフレーム弾性、ダンパー完全弾塑性としたバイリニア型 1 自由度系モデルを対象に応答予測値と時刻歴応答解析結果との比較を行った。解析変数を表 1.1 に示す。なお，時刻歴応答解析における減衰は初期剛性比例型とし，弾性固有周期に対して減衰定数 h_o= 0.05 とした。

表 1.1　ダンパー付きフレームの解析パラメータ

フレームの固有周期 T_F(sec.)	0.5，1.0，1.5
フレームの降伏耐力 $Q_y/(m\cdot g)$	0.6
ダンパーの剛性比 κ	3，5，10
ダンパーの降伏耐力 Q_{dy}	$Q_y/4$，$Q_y/3$，$Q_y/2$

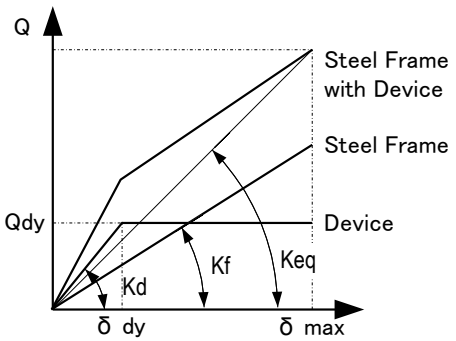
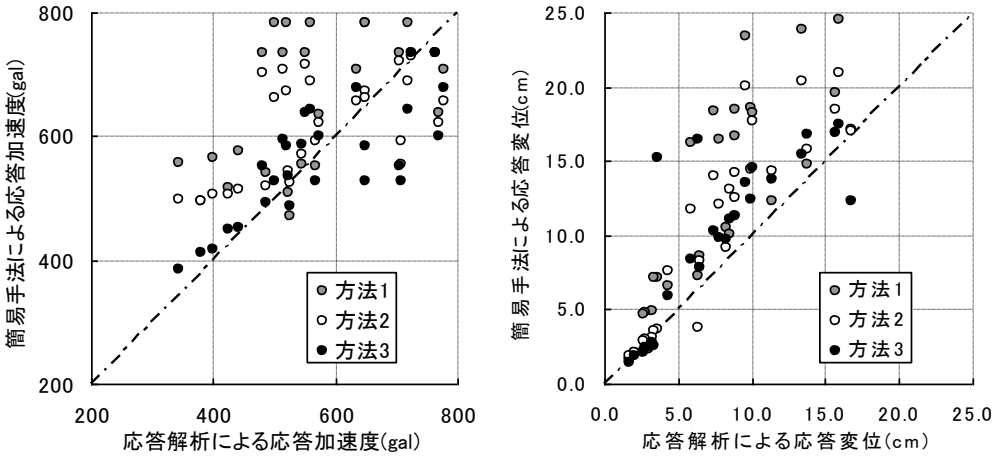


図 1.2　1 自由度系のモデル

また入力地震波は、文献 11)の解析で用いられたものと同一の地震波とし，地震地域係数を Z=1.0，地盤種別を第 2 種地盤とし，表層地盤の増幅率 G_sは告示に示された旧基準の地盤種別による簡易な増幅率を用いた表層地盤上の建築物の加速度応答スペクトルにフィッティングさせた位相の異なる 3 種の模擬地震動 (JMA Kobe NS 位相，Hachinohe EW 位相，Random 位相)を用いて行った。

図 1.3 に応答予測値と時刻歴応答解析結果との比較結果を示す。減衰補正係数（F_h）および等価減衰定数（h_{eq}）の評価方法の違いにより応答予測値は若干異なるが，3 者とも応答加速度に関しては時刻歴応答解析結果を平均的に評価し，応答変位に関しては時刻歴応答解析結果に比べ大きく評価（安全側に評価）する傾向が認められる。



(a)　応答加速度の比較　　(b)　応答変位の比較

図 1.3　1 自由度系の応答予測値

・等価 1 自由度系応答の予測精度，層せん断力および層間変形の予測精度

文献 9)で行われた限界耐力計算による多層制震建築物の等価 1 自由度系の応答予測値と地震応答解析結果に基づく縮約等価 1 自由度系の最大変形時の応答値との比較結果では、全ての解析ケースで最大応答値に対する応答予測値の比率が±80%以内となっており、限界耐力計算による等価 1 自由度系の応答予測精度は概ね良好であることが報告されており、(1)で示した限界耐力計算の手順の妥当性を裏付けると共に、限界耐力計算による最大地震応答値評価が有効であることが示されている。

また、限界耐力計算による等価 1 自由度系の応答予測値から MAP 解析結果を介して求めた各層の応答予測値と地震応答解析から得られた各層の最大応答値を比較した結果では、予測精度を向上させるためには高次モード応答を適切に考慮する必要があることが指摘されており、限界耐力計算において高次モード応答を考慮することは、応答予測精度の向上に有効であることが報告されている。

1.4　まとめ

簡易手法として限界耐力計算による多層制震建築物の耐震性能評価法を提案し、制震建築物に対する時刻歴地震応答解析結果との比較により、その妥当性および地震応答予測精度を検証した。

多層制震建築物の等価 1 自由度系の応答値評価は，履歴型ダンパーによる地震応答制御効果の推定に有効である。また多層制震建築物における各層の最大せん断力および最大変形は、一般建築物と同様に高次モード応答を考慮した限界耐力計算により概ね評価が可能である。

参考文献

1) 東京工業大学建築物理研究センター：パッシブ制震構造シンポジウム 2000 論文集､367pp.、2000.3、同 2001 論文集、297pp.、2001.12、同 2002 論文集、357pp.、2002.12、同 2004 論文集、354pp.、2004.11
2) 日本建築構造技術者協会編：応答制御構造設計法、彰国社、445pp.、2000.12
3) 国土交通省住宅局建築指導課、他３団体共編：2001 年版　限界耐力計算法の計算例とその解説、276pp. 、2001.3
4) 倉本洋：限界耐力計算法の概要と応答値評価の方法、建築雑誌、Vol.117、No.1488、pp.54-55、2002.5
5) 倉本洋、勅使川原正臣、小鹿紀英、五十田博：多層建築物の等価 1 自由度系縮約法と地震応答予測精度、日本建築学会構造系論文集、第 546 号、pp.79-85、2001.8
6) Kuramoto H., et al.: Predicting the Earthquake Response of Buildings Using Equivalent Single Degree of Freedom System, Proceedings of Twelfth World Conference on Earthquake Engineering, Auckland, New Zealand, Paper No.1039 (CD-ROM), 2000.1
7) 松本和行、倉本洋：多層 RC 造建築物のモード適応型非線形荷重増分解析、コンクリート工学年次論文集、第 24 巻、第 2 号、pp.1111-1116、2002.6
8) Kuramoto H. and Matsumoto K.: Mode-Adaptive Pushover Analysis for Multi-Story RC Buildings, Proceedings of Thirteenth World Conference on Earthquake Engineering, Vancouver, Canada, Paper No.2500 (CD-ROM), 2004. 8
9) 倉本洋、中坂亮、松本和行：限界耐力計算による多層制震建築物の地震応答評価、日本建築学会構造系論文集、第 593 号、pp.51-58、2005.7
10) 倉本洋：多層建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測、日本建築学会構造系論文集、第 580 号、pp.61-68、2004.6
11) 藤本利昭、稲井栄一、神永敏幸、八ッ繁公一：限界耐力計算による履歴型ダンパー付き建物の応答変形推定法、日本建築学会技術報告集、第 16 号、pp.117-122、2002.12
12) 日本免震構造協会：パッシブ制振構造設計・施工マニュアル、2007 年 7 月
13) 建築研究所他：鋼構造建築物へのエネルギー法活用マニュアル、技報堂出版、2008 年 3 月

2. 履歴型ダンパー, 速度依存型ダンパーを設置した建築物の地震応答評価

2.1 評価法の概要

地震応答評価における簡易手法は設計された主架構とダンパーからなる制振構造物に対して設計用スペクトルを与え、等価線形化法を適用して各種応答量を計算する検証法とする。以下に評価方法の概要を示す。

1)等価剛性と等価減衰定数の評価において、ダンパーと支持材(付加系)を等価な静的要素(静的付加系要素)として主架構に組み込んだ骨組モデルの静的荷重増分解析を基本とする。

2)ダンパーの等価剛性の評価は各種ダンパーに共通に適用可能な汎用性の高い方法として、変位最大点の割線剛性とする。

3)過渡応答における等価減衰定数 heq の評価法は定常調和振動時 hc の約 0.8 倍とする。あるいは、定常調和振動時 hc を Sd 上で積分平均して評価しても良い。

4)減衰補正係数(応答低減係数)は Dh 式(β=40)を適用する。

5)設計用スペクトルは変動周期帯について平滑化を行なう。

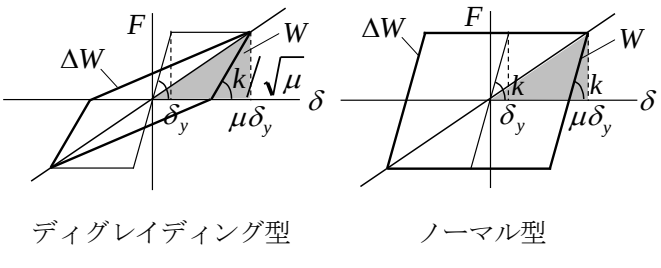
6)静的解析から想定されるダンパー力を適切に割り増した力を付加的に架構に作用させて架構の検討を行なう。

（解説）

簡易手法は等価線形化法に基づく方法とする。等価線形化法では骨組やダンパーの特性から等価剛性と等価減衰定数をいかに評価するか、等価減衰定数から応答スペクトルの低減係数をいかに評価するかがポイントとなる。等価線形化法については多くの方法が提案されているが、減衰補正係数の大小のみの比較には意味がなく、等価剛性と等価減衰定数の評価法と減衰補正係数を合わせて手法としての精度評価を行なう必要がある。

ダンパーの等価剛性の評価は変位最大点の割線剛性とする。これは各種の非線形性を有するダンパーに対しても適用性が高く、限界耐力計算法 2,3)にも適用されている一般的な方法である。地震時のような過渡応答時の等価減衰定数の評価法については、①定常調和振動状態の約 0.8 倍とする方法 3)、②層せん断ばねの定常調和振動状態を層間変形について積分平均する方法 4,5)、③後者の方法の拡張方法として Sd 上で積分平均する方法 6)などが提案されている（図 2.1,2.2）。

等価剛性と等価減衰定数の評価において、ダンパーと支持材(付加系)を等価な静的要素(静的付加系要素)として主架構に組み込んだ骨組モデルの静的荷重増分解析を基本とするのは、骨組とダンパーの力のやり取りを直接的に考慮するためである。骨組モデルの静的荷重増分解析に基づく検証法に適用する場合、等価減衰定数の評価法は上記①あるいは③が望ましい。鋼構造制振建物を対象とする場合、既往の応答予測精度に関する研究成果や、図 2.3 において heq が 0.05 を超える領域では Fh 式に対して Dh 式の方が応答低減効果を少なく評価することなどから総合的に判断すると、上記①および③の等価減衰定数の評価法に減衰補正係数式として Dh 式を適用するのが望ましいと考える。



ディグレイディング型　　ノーマル型

図 2.1　履歴形状

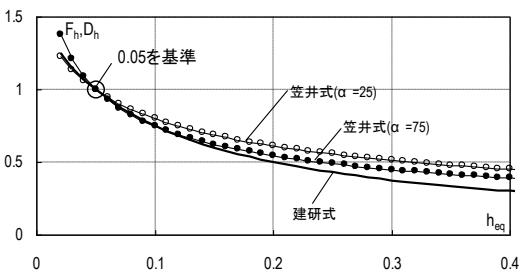


図 2.3　Fh,Dh－heq 関係の比較

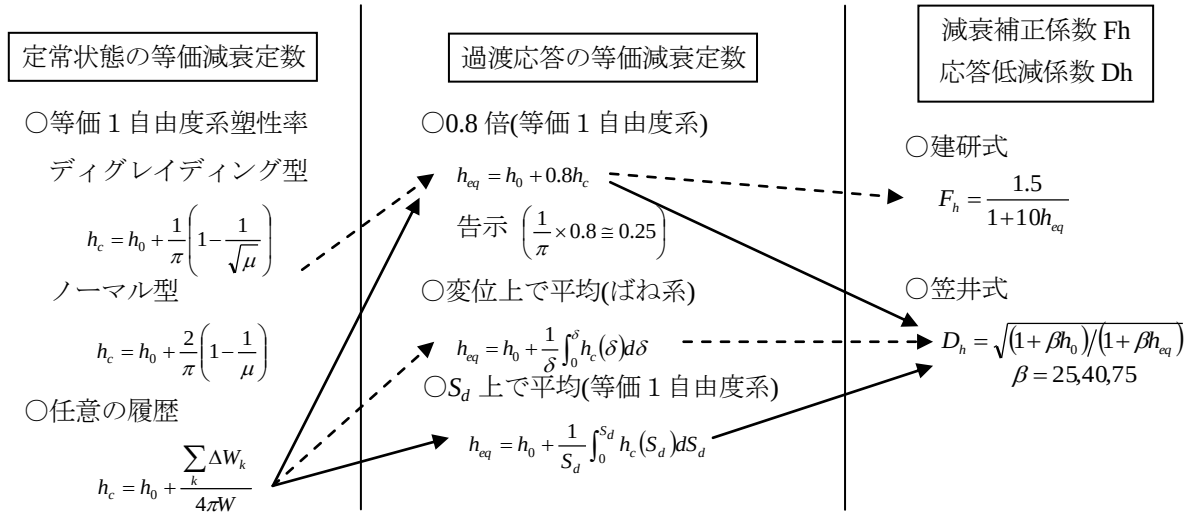


図 2.2　各種等価線形化法の概念図

2.2　適用範囲

簡易手法の適用における適用範囲を以下に列挙する。

1)各階剛床仮定が成立する構造であること。

2)平面的に大きなねじれ変形が生じないこと。

3)速度依存型ダンパーの場合には、支持材を含むダンパー(付加系)の動的力学モデルが確立されており、ある設定温度の下で付加系の動的力学モデルに作用する定常調和変位の振動数と振幅が定まれば一意に定常状態が決定できること。あるいは、ある設定温度の下で振動数をパラメーターとして変位振幅が定まれば等価剛性と履歴面積を計算するための近似式あるいは近似的な計算方法が用意されていること。

4)ダンパーサイズが極端に大きくない，あるいは特定層に集中的に設置されることがないなど，制振構造の 1 次固有モードにおいて各階変形に大きな位相差を生じないような制振構造であること。

5)主架構の塑性化、履歴型ダンパーと速度依存型ダンパーの混用は許容する。

6)速度依存ダンパーを間柱型や壁型に設置し、架構抵抗剛性を考慮する必要がある場合には、若干のダンパー周辺の主架構の塑性化は許容するが，主架構を弾性としてあらかじめ計算した架構抵抗剛性に多大な変化をもたらすような塑性化を起こさないこと。

2.3　評価手順

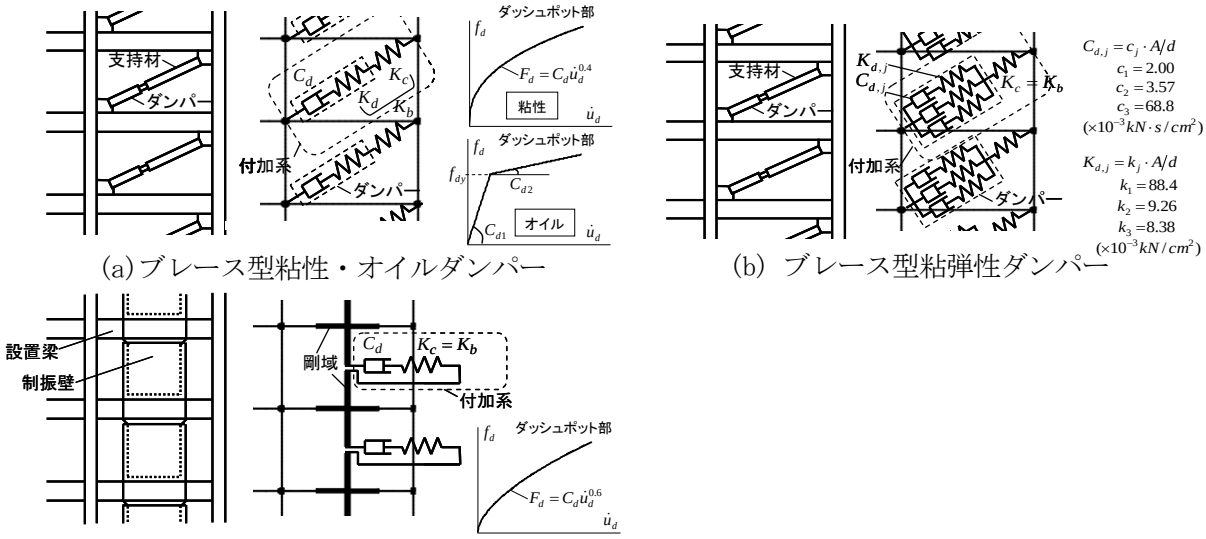
評価は以下の手順で行なうものとする。

1)主架構のモデル化およびダンパーとその支持材のモデル化における区分

ダンパーと支持材を合わせて付加系と呼ぶ。付加系を等価な静的要素(静的付加系要素)として主架構に組み込んだ骨組モデルの静的荷重増分解析を基本とし、主架構と付加系の区分を明確にして骨組モデルを設定する。ダンパーの制振効果や主架構の性状を適切に評価するためには、ダンパーおよびダンパー設置のための支持材のモデル化に加えて、主架構に対してもダンパー設置のためのディテールを反映した部材の剛性評価や断面の塑性化位置の設定などに配慮する。

（解説）

例えば、図 2.4 に示すように主架構と付加系を区分してモデル化する。これらの速度依存型ダンパーを設置する例では、ブレース型のダンパー内部剛性や支持材剛性、粘性制振壁の鋼板の変形は、付加系の直列ばねの変形として表している。



(a)ブレース型粘性・オイルダンパー　(b) ブレース型粘弾性ダンパー

(c)粘性制振壁

図 2.4　モデル化における主架構と付加系の区分

2)　静的付加系要素の設定

静的付加系要素は付加系の動力学モデルに定常調和振幅を与えたときの変位最大点の割線剛性を架構内で考慮できるものとする。

履歴型ダンパーの静的付加系要素はバイリニアやトリリニアなどの簡易な履歴特性を用いて良い。この時、ダンパー設置のための等価支持材の剛性を適切に考慮する。

速度依存型ダンパーの静的付加系要素は動力学モデルから直接履歴形状を計算する精算法によることが望ましいが、定常調和振動における等価剛性の近似式が得られている場合には近似法によっても良い。精算法は正弦波を付加系に架構抵抗剛性 Kv を直列弾性ばねとして配置した動力学モデル(仮想動的付加系)に作用させ、数値積分により履歴形状を計算する。正弦波の振幅を漸増させながら変位最大点を繋いでポリリニア曲線で静的付加系要素を設定する。正弦波の振動数は主架構のみの固有円振動数とし、ブレース型やシアリンク型の設置などの架構抵抗剛性が比較的大きい場合にはこれを無視してよい。

静的付加系要素は、仮想動的付加系にて動的定常状態を考慮して得られた力と変位の関係を (2.1)式により付加系にフィードバックして作成する。ua は付加系変位、fa*, ua*は仮想動的付加系の力と変形である。仮想動的付加系の力と変形は近似式あるいは近似的な計算方法が用意されている場合には近似法により計算してもよい。

$$u_a = u_a^* - f_a^* / K_V \qquad (2.1)$$

架構抵抗剛性 Kv は弾性主架構モデルに、各節点の水平方向の自由度を拘束し，付加系接続位置に付加系予想最大荷重 fa を作用させ、(2.2)式により荷重 f_a を得られる付加系変形 u_a で割って計算する(図 2.5)。

$$K_V = f_a / u_a \qquad (2.2)$$

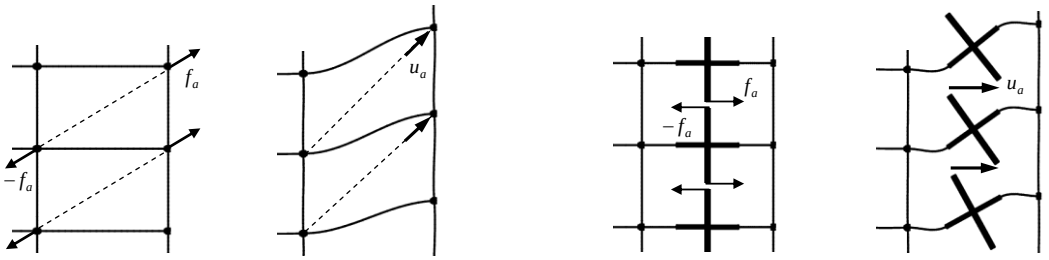
（解説）

（1）静的付加系要素の設定法の概要

履歴型ダンパーの場合には、歪硬化やバウシンガー効果などの特性を厳密に表現する詳細な履歴モデルが提案されているが、変位最大点の割線剛性を考慮する静的付加系要素として実務レベルで一般的に使用されているバイリニアやトリリニアなどの簡易な履歴特性を用いて良い。速度依存型ダンパーの場合にもこれと同様な立場に立ち、厳密に履歴特性を反映した精算モデルが望ましいが、近似式によるモデルも適用できるものとする。なお、修正バイリニアモデルとして定式化されているゴム材料系の粘弾性ダンパーは履歴型として扱える。

（2）　架構抵抗剛性の計算

架構抵抗剛性は，各節点の水平方向の自由度を拘束し，弾性主架構モデルの付加系接続位置に荷重を加えることにより計算する。図 2.5(a),(b)にブレース型ダンパーを設置する場合について，静的解析で付加系接続位置に与える荷重 f_a と得られる変形 u_a の概念図をそれぞれ示す。荷重は各付加系が負担すると想定される力の概算値とする。荷重を概算値として良い理由は後述する。その荷重 f_a を変形 u_a で割って弾性ばね剛性を計算し，その値を架構抵抗剛性 K_v とする。図 2.5(c),(d)は同様に粘性制振壁の場合について示したものである。なお，水平方向の自由度を拘束する理由は 1)の仮定により節点の水平挙動が局所的な付加系力に左右されないとするためであり，また，主架構を弾性として計算するため 6)の適用範囲がある。



(a)ブレース型の荷重　(b)ブレース型の変形　(c)壁型の荷重　(d)壁型の変形

図2.5　架構抵抗剛性の計算

架構抵抗剛性 Kv は付加系が架構内で力を発揮するときの架構による反力抵抗の剛性を模擬したものであり、この剛性は付加系の動的挙動に影響を及ぼすため、支持材剛性に対して小さい場合にはこの影響を無視できない。壁型や間柱型などの設置方法の場合には設置梁が曲げせん断変形し、柱の軸剛性が主な抵抗要素となるブレース型に比べて架構抵抗剛性 Kv が小さいことが予想される。

14 階制振建物について、ブレース型と壁型の設置形式に対して架構抵抗剛性を計算すると図 2.6 のようになる。図 2.7 はその時の変形図である。図 2.8 に示す異なる付加系力分布にて計算した結果であるが、比較的荷重分布に影響されない安定した値が得られることが分かる。図 2.9 に示す等価支持材剛性 K_b に対する K_v の比が小さいほど Kv を考慮する必要性が高まる。

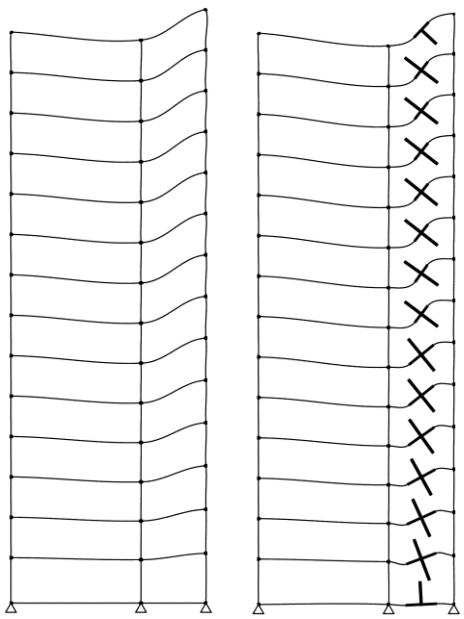


図2.7　K_v算定時の変形図

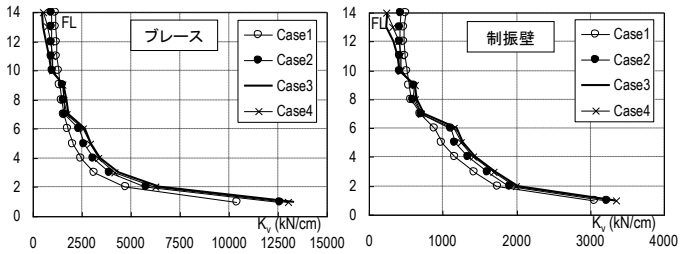


図2.6 架構抵抗剛性の計算値

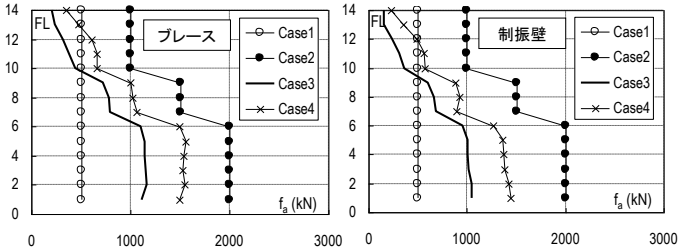


図2.8 付加系に与える荷重分布

（3）動的力学モデルを用いた精算法による静的付加系要素の設定法

図 2.10 に付加系と仮想動的付加系の概念図を示す。付加系の動的力学モデルに対して架構抵抗剛性を直列に配置した系を仮想動的付加系とし，その力と変形を fa*, ua*とする。図 2.11 はある仮想動的付加系の定常状態の計算過程を示すものであり，振幅を ua*の sin 波形変位を与えて数値積分を行い，力と変形の関係を描いたものである。その履歴性状は 1 周期目の途中には概ね定常状態に落着いている。

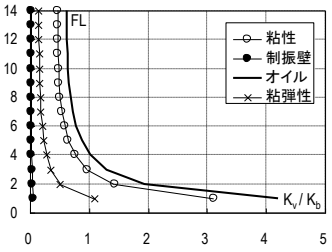


図2.9 Kv/Kb比

図 2.12(a)に示すように，仮想動的付加系の変形振幅を漸増させながら前述のように定常状態を計算し，変形最大時の点を結ぶ等価剛性曲線を求める。次に図 2.12(b)に示すように(2.1)式にしたがって等価剛性曲線の変形から架構抵抗剛性の変形を差し引く形で修正を加え，静的付加系要素の力と変形の関係を求める。これは架構抵抗剛性を付加系の直列要素として考慮し，その結果生じる位相差について動的に考慮してから静的要素にフィードバックするプロセスである。

なお，ダンパーの非線形性や主架構の塑性化によって変形レベルによって制振構造の等価周期は変化するが、静的付加系要素は静的解析モデル作成時に設定する必要があること、若干の周期の違いが要素の履歴に与える影響は少ないことから，作成時に与える sin 波の振動数は近似的に主架構のみの 1 次固有振動数とする。

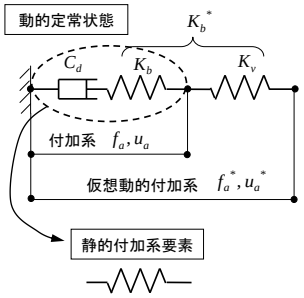


図2.10 (動的)付加系と仮想動的付加系

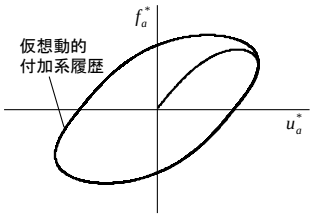
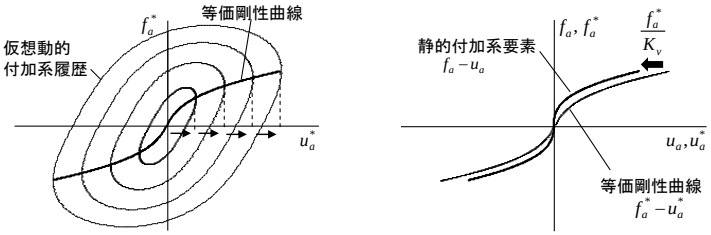


図2.11 定常状態履歴形状の計算



(a) 仮想動的付加系　　(b) 静的付加系

図 2.12 静的付加系要素の算出過程

図 2.13 に各種ダンパーを設置した 14 階建て制振建物の 4 つの加速度レベルの固有 1 次モードにおける 7 階の付加系の力と変形の履歴を示す。2 本の曲線は，静的解析における静的付加系要素の力と変形の関係を示したものであり，太実線は静的付加系要素作成にあたって K_v を考慮した場合，細実線は無視した場合である。K_v を無視した場合は付加系の等価剛性そのものを表すが，K_v を考慮した場合は直列ばね剛性 K_v の影響で位相差が生じて等価剛性が大きく評価されている。両者の差は特に粘弾性の場合に小さく，粘性制振壁の場合に大きい。図中の黒丸は制振建物の定常調和加振から求めた固有 1 次モードの正解値であり，K_v を考慮した方が各種付加系において概ね履歴曲線上に位置することが分かる。

図 2.14 は同様に各種付加系について 7 階の付加系の力と層間変形の関係を示す。履歴形状の面積などに物理的な意味はないが，K_v を考慮した静的付加系要素の太実線の曲線は固有 1 次モード履歴における

層間変形振幅が最大の地点を繋いだところを通過しており，設定した静的付加系要素により等価剛性を適切に表現できていることが分かる。K_v を無視した細実線との差は制振壁では大きい。

付加系における K_b に対する K_v の比(図 2.9)が小さいほど，架構抵抗剛性の考慮の有無による剛性・減衰評価の違いが大きくなる。ブレース型ダンパーの場合には架構抵抗剛性の考慮の有無による剛性・減衰評価の違いは比較的少ないが，粘性制振壁の場合には特に両者の違いが大きいので，架構抵抗剛性を考慮した検証方法を採用する必要がある。

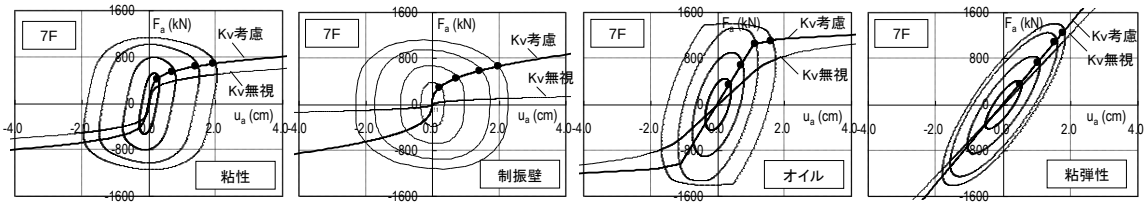


図2.13 付加系の力と変形の関係

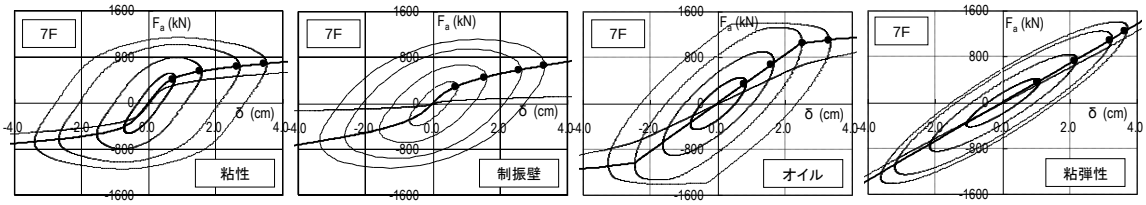


図2. 14 付加系の力と層間変形の関係

（4）近似法による静的付加系要素の設定法

使用頻度の高い速度依存型ダンパーの中には、定常状態における変位最大点の割線剛性を近似式で表すことが可能となっているものもある。以下に示すダンパーについては、近似式を用いて静的付加系要素の剛性 Ka、履歴面積 Ea を計算することができる。履歴面積 Ea については後述の等価減衰定数の算定に用いる。固有振動数は変形レベルに応じて変化するが、近似的に主架構のみの値 ω f(=2 π /Tf) を使って良いものとする。精算法と同様に、間柱型や壁型などの設置形式の場合には、付加系と直列に架構抵抗剛性を考慮する。ブレース型においては架構抵抗剛性を無視(無限に剛と)しても構わない。

・粘弾性ダンパー

粘弾性ダンパー部の貯蔵剛性を Kd′ 、損失係数を η d、等価支持材剛性を Kb とする。静的付加系要素は弾性剛性 Ka の弾性ばねモデルとする。

$$K_a = \frac{\{(1+\eta_d^2)K_d' + K_c\}K_d' K_b^2}{(K_d' + K_c)^2 + (\eta_d K_d')^2}$$

$$E_a = \frac{\pi(\eta_d K_d' K_b)^2}{(K_d' + K_c)^2 + (\eta_d K_d')^2}$$

・オイルダンパー

オイルダンパー部のリリーフ荷重を Fdy、リリーフ前後の速度比例係数をそれぞれ Cd1、Cd2、内部剛性を Kd、支持材剛性を Kc、等価支持材剛性を Kb(=(KdKc)/(Kd+Kc))とする。静的付加系要素は 1 次剛性 Ka1、2 次剛性 Ka2 のバイリニアモデルとする。

$$K_{a1} = \frac{\lambda}{1+\lambda^2} C_{d1} \cdot \omega \qquad K_{a2} = 0.001\, K_{s1}$$

$$\lambda = \frac{C_{d1} \cdot \omega}{K_c}$$

$$E_a = \frac{\pi\, C_{d1}\, \omega\, {\delta_d}^2}{1+\lambda^2} \qquad \mu_a \le 1$$

$$E_a = \frac{\pi C_{d1}\,\omega\,{\delta_d}^2}{1+\lambda^2}\left(\frac{\mu_d}{\mu_a}\right)^2\left(p+\frac{1-p}{{\mu_d}^{0.886}}\right) \qquad \mu_a \geq 1$$

$$p = \frac{C_{d2}}{C_{d1}} \qquad \mu_a = \frac{\delta_{d,i}}{\delta_{dy}} = \frac{\delta_d C_{d1}\omega}{F_{dy}\sqrt{1+\lambda^2}} \qquad \mu_d = \left(1+0.25\lambda+0.15\lambda^2\right)\left(\mu_a-1\right)+1$$

・粘性ダンパー

速度の指数乗に比例して力を発揮する粘性ダンパーについては以下の近似式を適用できる。粘性ダンパー部の速度比例係数を Cd、速度の指数乗の係数を α (0＜ α ＜1)、内部剛性を Kd、支持材剛性を Kc、等価支持材剛性を Kb(=(KdKc)/(Kd+Kc))とする。静的付加系要素は 1 次剛性 Ka1、2 次剛性 Ka2 のバイリニアモデルとする。

$$K_1 = K_b \qquad K_2 = \alpha\,K_a' \qquad E_d = 4e^{-0.24\alpha}K_d''u_d^2$$

$$K_a' = K_b\frac{\left(K_d''/K_b\right)^{1+\alpha}}{1+\left(K_d''/K_b\right)^{1+\alpha}} \qquad \frac{u_d}{u_a} = \frac{1+\left(\alpha^{0.65}-1\right)\cdot {}_pK_d''/K_b}{\left(1+\left({}_pK_d''/K_b\right)^2\right)^{0.5\alpha}} \geq 0$$

$$K_d'' = {}_pK_d''\cdot\left(u_d/u_a\right)^{\alpha-1} \qquad {}_pK_d'' = C_d\cdot\omega^{\alpha}\cdot {u_a}^{\alpha-1}$$

3)静的弾塑性解析結果の等価 1 自由度系縮約

静的解析結果に基づく等価 1 自由度系への縮約は限界耐力計算法と同様の方法で行う。前節で示した静的付加系要素を組み込んだ骨組モデルを作成し，Ai 分布荷重により静的荷重増分解析を行なう。下式により静的荷重増分解析における各ステップの節点変位と水平力を用いて等価 1 自由度系への縮約を行い，代表変位 Sd，加速度 Sa，等価周期 Teq，等価質量 Meq を計算する。

$$S_d = \frac{\sum_i m_i\delta_i^2}{\sum_i m_i\delta_i}\ , \qquad S_a = \frac{\sum_i P_i\delta_i}{\sum_i m_i\delta_i}\ , \qquad T_{eq} = 2\pi\sqrt{\frac{S_d}{S_a}}\ , \qquad M_{eq} = \frac{\left(\sum_i m_i\delta_i\right)^2}{\sum_i m_i\delta_i^2}$$

ここに m_i : i 階の質量, δ_i : i 階の変位, P_i : i 階の水平力

4)等価減衰定数の計算

静的荷重増分解析の各ステップ(n ステップ)において、定常状態における減衰定数 hc,n を(2.3)式により計算する。Ed,n は n ステップにおける付加系変位を振幅とする定常調和外力下の定常状態履歴面積である。Rk は速度依存ダンパーの種類に依存する非定常低減係数で、本来は(2.5,2.6)式の適用時に考慮するべきであるが、異種のダンパーが混在する場合に配慮し(2.3)式の時点で適用する必要がある。

$$h_{c,n} = h_0 + h_{cp,n} = h_0 + \frac{\sum_k h_{dk,n}W_{dk,n} + \sum_m h_{m,n}W_{m,n}}{W_n} = h_0 + \frac{E_{d,n}}{4\pi W_n} + \frac{E_{m,n}}{4\pi W_n} \qquad (2.3)$$

$$E_{d,n} = \sum_k R_k\cdot e_{dk,n} \qquad (2.4)$$

なお、告示では主架構の塑性化による Em,n については異なった扱いであるが、ダンパーと統一した扱いとなっている。

当該 n ステップにおける等価減衰定数は非定常応答の考慮方法の違いにより 2 通りの方法がある。(2.5)式は定常状態を 0.8 倍するものであり。(2.6)式は Sd 上で平均化するものである(図 2.15)。

$$h_{eq,n} = h_0 + 0.8h_{cp,n} \qquad (2.5)$$

$$\begin{aligned} h_{eq,n} &= h_0 + \frac{1}{S_{d,n}}\int_0^{S_{d,n}} h_c\,dS_d \cong h_0 + \frac{1}{S_{d,n}}\sum_{i=2}^{n}\frac{1}{2}\left(h_{cp,i-1}+h_{cp,i}\right)\cdot\Delta S_{d,i-1} \\ &= h_0 + \frac{1}{S_{d,n}}\sum_{i=2}^{n}\frac{1}{2}\left(\frac{E_{d,i-1}}{4\pi W_{i-1}}+\frac{E_{d,i}}{4\pi W_i}\right)\cdot\Delta S_{d,i-1} + \frac{1}{S_{d,n}}\sum_{i=2}^{n}\frac{1}{2}\left(\frac{E_{m,i-1}}{4\pi W_{i-1}}+\frac{E_{m,i}}{4\pi W_i}\right)\cdot\Delta S_{d,i-1} \end{aligned} \qquad (2.6)$$

（解説）

平均減衰法を適用するにあたり, 各変位振幅の定常状態における減衰定数 hc を Sd の関数と見なし，図 2.15，(2.6)式に示すように，各荷重増分解析ステップにおいて離散的に得られる i ステップの定常状態における減衰定数 hc, ,i 値を当該 n ステップの Sd, n まで台形積分し当該 Sd, n で割ることにより平均化して等価減衰定数 heq, ,n を計算する。この方法は異種のダンパーが混在する場合にも適用可能である。式中の Wi, Ed,i, Em,j はそれぞれ i ステップにおける全ポテンシャルエネルギー, 全付加系の定常状態履歴面積，全柱梁塑性化部材の定常状態履歴面積である。Ed,i は各ステップにおける仮想動的付加系の履歴面積の集計値で，edk,i は各付加系の定常状態履歴面積，Rk は付加系の種類毎の非定常応答特性を反映した低減係数 7)である。また, 各項を分離してそれぞれ積分平均した形で示すと，各項はそれぞれ構造減衰，付加系による減衰，主架構の履歴減衰の寄与分として表現できる。

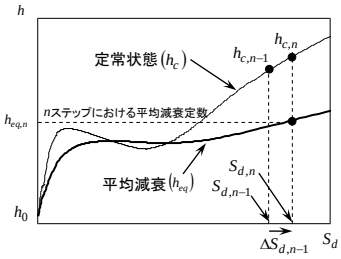


図2. 15　減衰定数の平均化

5)速度依存型ダンパーの精算法による各ステップの履歴面積の計算

静的解析の各ステップにおいて, 付加系の変位 ua から仮想動的付加系変位 ua*とその定常状態を計算し，その履歴面積 ed を求める。この履歴面積を(2.4)式に代入し，付加系の定常状態における等価減衰定数を計算する。なお，付加系最大力は応答予測点における付加系変位から同様に仮想動的付加系履歴を計算し，その最大力とする(図 2.16)。

$$u_a^* = u_a + f_a / K_V \qquad (2.7)$$

6)応答スペクトルによる応答予測点の計算

基準となる応答スペクトルに対する応答低減係数の計算には(2.8)式の笠井式 4,5)を用いる。

$$D_h(h_{eq}) = \sqrt{(1+\beta h_0)/(1+\beta h_{eq})} \qquad \beta = 40 \qquad (2.8)$$

基準となる応答スペクトルは減衰定数 h0=0.05 の変位応答スペクトルとする。応答予測点の計算に先立って，図 2.17 に示すように h0=0.05 の基準となる擬似速度応答スペクトルについて初期剛性時の周期 T0 から当該周期 Tn まで平均化 4)し, 変動周期の影響を予め反映したスペクトルを用いて応答変位の予測を行なう。

$$\bar{S}_{pv}(T_n) = \frac{1}{T_n - T_0}\int_{T_0}^{T_n} S_{pv}(T)\,dT \qquad (2.9)$$

（解説）

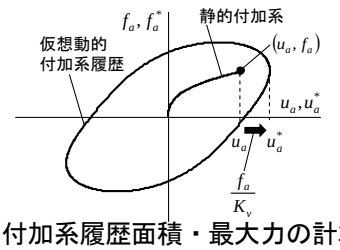


図2. 16 付加系履歴面積・最大力の計算

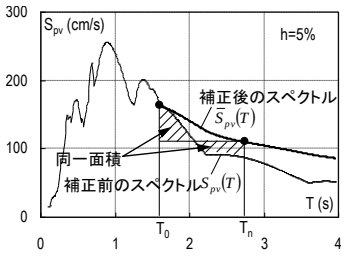


図2. 17 スペクトルの補正

Dh 式中の係数 β=25 は多数の観測地震動ついて，β=75 は BCJ-L2 などの人工地震動ついて誤差が少なくなるように定められた値であるが，係数 β を変更することによって特定の地震動に整合させることができる特徴がある。

図 2.18 に 14 階建て制振建物における(2.8)式による Dh 式の β をそれぞれ 25,75 としたときの代表変位について，時刻歴解析による最大応答値 Sd,dyna に対する等価線形化法による予測値 Sd,static の比を取り縦軸に示す。告示波については，位相の異なる 8 波の平均値を丸印，その分布を実線で示す。オイル，粘弾性については(2.4)式で R=1.0 の場合に加えて，非定常応答の減衰効果低減に関する既往の研究 8)に基づき，R=0.8(オイル)，0.9(弾塑性)とする検討も行なう。図中 R=1.0 を白丸，R=0.8，0.9 を黒丸で表す。

オイル, 粘弾性について非定常応答の減衰効果低減を考慮すると, 各制振構造について破線の楕円で示すように, 告示波では β=75, 観測波では β=25 において予測精度が高く，文献 9)の結果とも整合している。

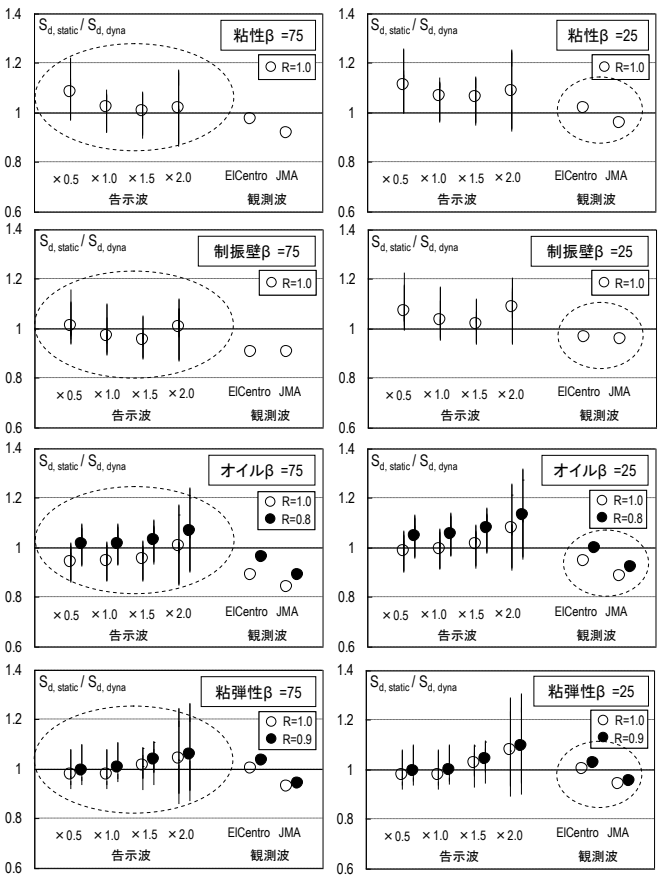


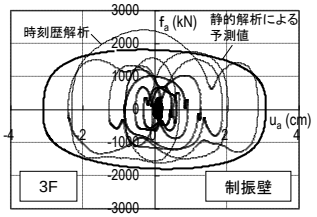
図 2.18 S_dの予測精度(静的解析予測値/時刻歴解析値)

7) 付加系周辺部材設計のための付加系最大力の予測

付加系に作用する最大力は、1 次モードに基づく予測値を高次モードの速度応答の影響を加味して適切に割り増して計算し、その力を付加系設置位置に荷重として与え、主架構の安全性を検討する。

（解説）

付加系の応答速度は応答変形に比べて高次モードの影響を受け易く、1 次モードの固有周期から予測した疑似速度の予測値に比べて速度応答値大きくなる(図 2.19,2.20)。主架構の設計では，検討用の付加系最大荷重にこの影響を見込んで適切に割り増す必要がある。図 2.21 のように 14 階建て制振建物の例では最上層部では予測値に対して 4 倍程度大きくなる。



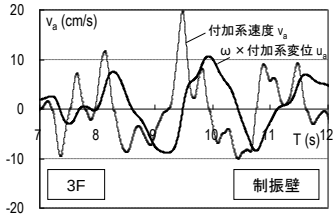


図 2.19 付加系履歴形状の比較　図 2.20 付加系速度・擬似速度時刻歴

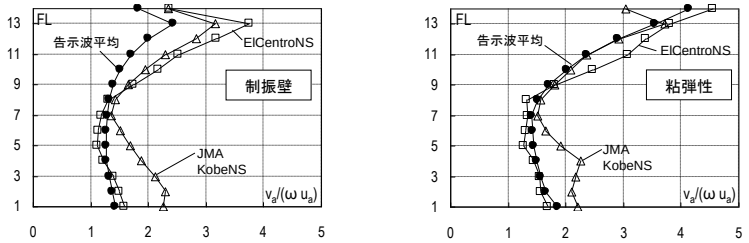


図 2.21 付加系の擬似速度に対する最大応答速度の比

参考文献

1)柴田明徳：最新 耐震構造解析，森北出版，1981.6
2)倉本洋，勅使川原正臣，小鹿紀英，五十田博：多層建築物の等価 1 自由度系縮約法と地震応答予測精度，日本建築学会構造系論文集，NO.546，pp.79-85，2001.8
3)国土交通省建築研究所、他３団体 : 2001 年版 限界耐力計算法の計算例とその解説、工学図書、2001.3.
4)笠井和彦，伊藤浩資，渡辺厚：等価線形化手法による一質点系弾塑性構造の最大応答予測法，日本建築学会構造系論文集，NO.571，pp.53-62，2003.9
5)笠井和彦，伊藤浩資 : 弾塑性ダンパーの剛性・降伏力・塑性率の調節による制振構造の応答制御手法，日本建築学会構造系論文集，NO.595，pp.45-55，2005.9
6)竹内徹、市川康、中島秀雄、笠井和彦：ダンパーが不均等配置された多層パッシブ制振構造の応答予測、日本建築学会構造系論文集、NO.583、pp.115、2004.9.
7)石井正人，和田章：履歴型ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測，日本建築学会構造系論文集，NO.632，pp.1735-1743，2008.10
8)石井正人，和田章：速度の指数乗に比例して力を発揮する粘性ダンパーを設置した鋼構造建物の等価線形化法による地震応答予測，日本建築学会構造系論文集，NO.635，pp.65-73，2009.1
9)笠井和彦，大熊潔：振動数に依存する制振構造の等価周期・等価減衰の評価法とその精度―弾性架構と粘弾性ダンパーやオイルダンパーをもつ一質点構造における全体減衰系への置換法―，日本建築学会構造系論文集，NO.580，pp51-59，2004.6

参考資料 4-F　高次モード応答評価

1. 高次モード応答せん断力

建築物の i 層における最大層せん断力の高次モード成分 ${}_hQ_i$ は、弾性 2 次モード成分 ${}_2Q_i$ と想定する地震動における地動の最大加速度 $\ddot{x}_{0\max}$ を用いて次式により算定する。

$$ {}_hQ_i = \sqrt{ {}_2Q_i^2 + \left\{ \sum_{j=i}^{N} m_j \left(1 - \sum_{s=1}^{2} {}_s\beta \cdot {}_su_j \right) \cdot \ddot{x}_{0\max} \right\}^2 } \tag{1} $$

ここで、 ${}_2Q_i = \sum_{j=i}^{N} m_j \cdot {}_2\beta \cdot {}_2u_j \cdot {}_2S_a$

m_i ：i 層の質量

${}_2\beta \cdot {}_2u_i$ ：i 層における弾性 2 次モードに対する刺激関数

${}_2S_a$ ：弾性 2 次モードに対する加速度応答スペクトル

一方、i 層における最大層せん断力 Q_i は、限界耐力計算から得られる 1 次の応答加速度 ${}_1S_{aCSM}$ を用いて式(3)で与えられる 1 次モード成分 ${}_1Q_i$ と式(1)で与えられる高次モード成分 ${}_hQ_i$ を用いて式(2)により算定する。

$$ Q_i = \sqrt{ {}_1Q_i^2 + {}_hQ_i^2 } \tag{2} $$

$$ {}_1Q_i = \sum_{j=i}^{N} m_j \cdot {}_1\beta \cdot {}_1u_j \cdot {}_1S_{aCSM} \tag{3} $$

なお、式(1)および(3)における 1 次刺激関数 ${}_1\beta \cdot {}_1u_i$ は、限界耐力計算による 1 次モード応答値を MAP 解析結果に基づいて各層に分配して得られる i 層の 1 層床位置に対する相対変位 ${}_1\delta_i$ を用いて次式で与えられる。

$$ {}_1\beta \cdot {}_1u_i = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i}{\sum_{i=1}^{N} m_i \cdot {}_1\delta_i^2} \cdot {}_1\delta_i \tag{4} $$

2. 高次モード応答層間変形

建築物の i 層における層間変形の高次モード成分 ${}_{hst}\delta_i$ は、式(5)により算定する。

$$ {}_{hst}\delta_i = {}_h\beta \left({}_hu_i - {}_hu_{i-1} \right) {}_hS_d \tag{5} $$

ここで、 ${}_hS_d$ および ${}_h\beta \cdot {}_hu_i$ はそれぞれ高次モードに対する代表変位（高次等価変位）および等価刺激関数であり、式(6)および(7)で与えられる。

$$ {}_hS_d = \frac{\sqrt{ \left({}_2\overline{M} \cdot {}_2S_d \right)^2 + \left\{ \left({}_1\overline{M}_e - {}_1\overline{M} \right) {}_1S_{dCSM} / 2 \right\}^2 }}{ {}_2\overline{M} + {}_1\overline{M}_e - {}_1\overline{M} } \tag{6} $$

$$ {}_h\beta \cdot {}_hu_i = {}_2\beta \cdot {}_2u_i + {}_1\beta_e \cdot {}_1u_{ei} - {}_1\beta \cdot {}_1u_i \tag{7} $$

ここに、 ${}_1S_{dCSM}$ ：限界耐力計算から得られる 1 次の応答変位（代表変位）

${}_2S_d$ ：弾性 2 次モードに対する変位応答スペクトル

${}_1\overline{M}$ ：限界耐力計算から得られる 1 次等価質量

${}_1\overline{M}_e$ ：弾性 1 次モードに対する等価質量

${}_2\overline{M}$ ：弾性 2 次モードに対する等価質量

${}_1\beta_e \cdot {}_1u_{ei}$ ：i 層における弾性 1 次モードに対する刺激関数

一方、i 層における最大層間変形 ${}_{st}\delta_i$ は、限界耐力計算から得られる 1 次の応答変位 ${}_1S_{dCSM}$ を用いて式(9)で与えられる 1 次モード成分 ${}_{1st}\delta_i$ と式(5)で与えられる高次モード成分 ${}_{hst}\delta_i$ を用いて式(8)により算定する。

$${}_{st}\delta_i = \sqrt{{}_{1st}\delta_i^2 + {}_{hst}\delta_i^2} \tag{8}$$

$${}_{1st}\delta_i = {}_1\beta\left({}_1u_i - {}_1u_{i-1}\right){}_1S_{dCSM} \tag{9}$$

【解説】

解図 1 は最大速度を 75cm/sec に基準化した El Centro NS（1940）波に対する 12 層フレームの等価 1 自由度系における応答加速度の高次モード成分の時刻歴を示したものである[1)]。同図(a)はベースシアから 1 次モード成分のみを差し引いた高次モード成分を 1 次等価質量で除した値である $\left(Q_B(t) - {}_1Q_B(t)\right)/{}_1\overline{M}$ を、(b)はさらに 2 次モード成分も差し引いた値である $\left(Q_B(t) - {}_1Q_B(t) - {}_2Q_B(t)\right)/{}_1\overline{M}$ をそれぞれ実線で示している。一方、点線は次式による推定値 ${}_hS_a^{pre}(t)$ を表している。

$${}_hS_a^{pre}(t) = -\frac{\left(M - \sum_{s=1}^{k} {}_s\overline{M}\right)}{{}_1\overline{M}} \cdot \ddot{x}_0(t) = -\frac{{}_r\overline{M}}{{}_1\overline{M}} \cdot \ddot{x}_0(t) \qquad \text{解(1)}$$

ここで，k = 考慮するモード数（解図 1 (a)：1、同(b)：2）、M = 総質量、${}_r\overline{M}$ = 高次モード成分の等価質量の総和（= $\sum_{s=k+1}^{N} {}_s\overline{M}$），および $\ddot{x}_0(t)$ = 地動の加速度である。

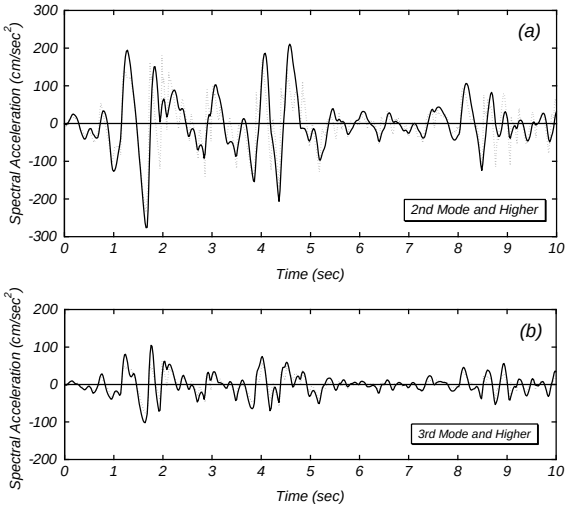
同図より、高次モード成分の時刻歴は解(1)式で与えられる推定値 ${}_hS_a^{pre}(t)$ と良好な対応関係にあることが認められ、壁谷澤[2)]および滝澤[3)]が指摘しているように、地動の加速度 $\ddot{x}_0(t)$ に概ね比例する結果となっている。特に、2次モードまでを考慮した場合には、1次モードのみの場合に比して推定精度が向上することが見てとれる。

一方、ベースシアの高次モード成分の時刻歴 ${}_hQ_B(t)$ は次式で与えられる[1)]。

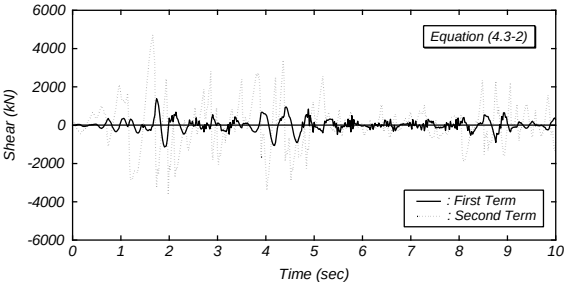
$${}_hQ_B(t) = Q_B(t) - {}_1Q_B(t) = -\sum_{s=2}^{N} {}_s\overline{M} \cdot {}_sS_a(t) - {}_r\overline{M} \cdot \ddot{x}_0(t) \qquad \text{解(2)}$$

解図2は解(2)式の右辺第一項（実線）と第二項（破線）を比較したものである。同図より、第一項が第二項に比してかなり小さな値となっていることが認められる。これは、${}_sS_a(t)$ の最大値はモード次数に関わらずあまり変わらない（むしろ、高次のものの方が大きい場合もある）が、${}_s\overline{M} \cdot {}_sS_a(t)$ の位相がモードによって異なるため、結果として負担せん断力が打ち消し合うことが原因であると説明できよう。ちなみに、解図1(b)に示したように、2次モード成分まで差し引いた高次モード成分では、等価質量の大きな2次モードの影響が取り除かれるため、地動の加速度との線形比例関係がより良好となる。

以上の考察から総合的に判断すると、層せん断



解図１　高次応答加速度の時刻歴



解図２　解(2)式の右辺第一項と第二項の比較

力の高次モード成分の時刻歴 ${}_hQ_i(t)$ は 2 次モード成分 ${}_2Q_i(t)$ と地動の加速度 $\ddot{x}_0(t)$ を用いて次式で近似できる [1]。

$$ {}_hQ_i(t) \approx {}_2Q_i(t) - \sum_{j=i}^{N}\left\{ m_j\left(1-\sum_{s=1}^{2} {}_s\beta\cdot {}_su_j\right)\right\}\cdot\ddot{x}_0(t) \qquad \text{解(3)} $$

最大層せん断力の高次モード成分の算定式である本文(1)式は、解(3)式の関係を基本として、右辺第一項と第二項の位相差に伴う最大応答の非同時性を考慮したものである [4]。すなわち、本文(1)式は、${}_2Q_i(t)$ の最大値として弾性 2 次モード成分 ${}_2Q_i$ を選択し、第二項に対して想定する地動の最大加速度 $\ddot{x}_{0\max}$ を用いて、それぞれの成分を二乗和平方で整理したものである。

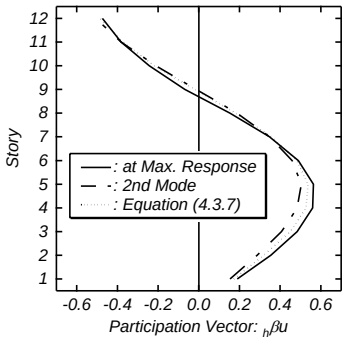
また、最大層せん断力の算定式も同様に、1 次モード成分と高次モード成分の最大応答の非同時性を考慮して、二乗和平方による本文(2)式で与えることとした [4]。

一方、各層における層間変形の高次モード成分の時刻歴 ${}_h\delta_i(t)$ は、

$$ {}_h\delta_i(t) = \delta_i(t) - {}_1\delta_i(t) \qquad \text{解(4)} $$

で与えられる。ここで，高次モード応答成分が“もう一つの等価 1 自由度系”に縮約できると仮定すると、等価変位 ${}_hS_d(t)$ は次式で近似できる。

$$ {}_hS_d(t) \approx \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i\cdot {}_h\beta\cdot {}_hu_i\cdot\delta_i(t)}{\sum_{i=1}^{N} m_i\cdot {}_h\beta\cdot {}_hu_i} \qquad \text{解(5)} $$



解図 3　等価刺激関数

さらに、“全体応答から 1 次モード成分を取り除いた高次モード応答系では、それを縮約した等価 1 自由度系の最大応答変形時に相当する時刻において等価質量の最も大きな 2 次モードが支配振動モードになる（解図 3 参照）”という重要な性質 [1]を考慮すると、等価刺激関数 ${}_h\beta\cdot {}_hu_i$ は

$$ {}_h\beta\cdot {}_hu_i \approx {}_2\beta\cdot {}_2u_i + {}_1\beta_e\cdot {}_1u_{ei} - {}_1\beta\cdot {}_1u_i \qquad \text{解(6)} $$

で近似でき、解(5)式の右辺の分母および分子はそれぞれ解(7)式および解(8)式で与えることができる。

$$ \begin{aligned} \sum_{i=1}^{N} m_i\cdot {}_h\beta\cdot {}_hu_i\cdot\delta_i(t) &= \sum_{s=2}^{N} {}_s\overline{M}\cdot {}_sS_d(t) + {}_1\overline{M}_e\cdot {}_1S_{de}(t) - {}_1\overline{M}\cdot {}_1S_d(t) \\ &\approx \sum_{s=2}^{3} {}_s\overline{M}\cdot {}_sS_d(t) + {}_1\overline{M}_e\cdot {}_1S_{de}(t) - {}_1\overline{M}\cdot {}_1S_d(t) \end{aligned} \qquad \text{解(7)} $$

$$ \sum_{i=1}^{N} m_i\cdot {}_h\beta\cdot {}_hu_i = {}_2\overline{M} + {}_1\overline{M}_e - {}_1\overline{M} \quad (={}_h\overline{M}) \qquad \text{解(8)} $$

したがって、解(5)式、解(7)式および解(8)式より等価変位の時刻歴 ${}_hS_d(t)$ は次式で与えられる。

$$ {}_hS_d(t) = \frac{\sum_{s=2}^{3} {}_s\overline{M}\cdot {}_sS_d(t) + {}_1\overline{M}_e\cdot {}_1S_{de}(t) - {}_1\overline{M}\cdot {}_1S_d(t)}{{}_2\overline{M} + {}_1\overline{M}_e - {}_1\overline{M}} \qquad \text{解(9)} $$

最大層間変形の高次モード成分を算定する際に用いる高次等価変位 ${}_hS_d$ の算定式である本文(6)式は、解(9)式に基づいて、各振動モード成分の最大応答の非同時性を考慮した近似式である。また、最大層間変形 ${}_{st}\delta_i$ の算定式（本文(8)式）も最大層せん断力の算定式（本文(2)式）と同様に、1 次モード成分と高次モード成分の最大応答変形の非同時性を考慮して、二乗和平方形式で構築されている [4]。

参考文献

1) 倉本　洋 : 多層建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測，日本建築学会構造系論文集，第 580 号，pp.61-68，2004.6
2) 壁谷澤寿海 : 鉄筋コンクリート壁フレーム構造の終局型耐震設計法に関する研究，東京大学学位請求論文，387pp.，1985.4
3) 滝澤春男 : 梁崩壊型 RC 架構の動的機構形成時に生じる非降伏部位での応力ピーク値の特定，日本建築学会構造系論文報告集，第 389 号，pp.66-77，1988.7
4) 倉本洋 : 限界耐力計算による多層建築物の最大地震応答評価における高次モード応答の考慮，日本建築学会構造系論文集，第 587 号，pp.69-76，2005.1

参考資料4-G 限界耐力計算とエネルギー法の併用手法の検討

1. はじめに

構造部材の耐力限界は最大変形と累積エネルギーの両者に依存することが指摘されている[1)]。したがって、本来、耐震設計では最大変形と累積エネルギーの両方を評価する必要がある。最大応答値のみを設計規範とする限界耐力計算、および原則的に累積エネルギー量のみを設計規範とするエネルギー法それぞれ単独ではこの問題に対応できない。本章では文献1)の知見に基づき、限界耐力計算とエネルギー法を併用した耐震性能検証法案を提案するとともに、本案の妥当性に関する検討結果および解決すべき課題について述べる。

2. 併用手法における耐震性能検証方法案

限界耐力計算とエネルギー法を併用した耐震性能検証方法を次のように提案する。

①設計用地震動に関する情報

以下の情報が与えられるものとする。

工学的基盤における加速度応答スペクトル S_{aB}

継続時間 T_d

地表面の加速度応答スペクトル S_a は現行の限界耐力計算告示に定められる方法による表層地盤の増幅率を S_{aB} に乗じて求める。

②限界耐力計算による最大応答値の算定

限界耐力計算により以下の最大応答値を算定する。

層間変位	d_i
基礎からの変位	$\delta_i \ (=\sum_{j=1}^{i} d_j)$
層せん断力	Q_i
各階に作用する水平力	$P_i \ (=Q_i - Q_{i+1})$
縮約一自由度系の代表変位	Δ_{eq}
縮約一自由度系の固有周期	T_{eq}
縮約一自由度系の減衰定数	h_{eq}

ここで、i は層を表す。

③総入力エネルギー量の算定

総入力エネルギー量を次のように算定する。

$$E_T = \frac{M \cdot V_{ET}^{\ 2}}{2} \tag{1}$$

ここで、M ：建物の総質量

V_{ET} ：総入力エネルギー量の等価速度

総入力エネルギー量の等価速度 V_{ET} は次のように算定する。

$$V_{ET} = V_{EC} \cdot \phi \tag{2}$$

ここで、$V_{EC} = \Delta_{eq} \cdot \omega_{eq} \cdot \sqrt{2\pi \cdot h_{eq}}$

$$\omega_{eq} = \frac{2\pi}{T_{eq}}$$

ϕ ：地震動の継続時間 T_d に応じて以下の値とする。

$T_d \leqq 40\text{sec}$ のとき　　$\phi = 2.0 + 0.525 \cdot T_d$

$40 < T_d \leqq 120\text{sec}$ のとき　$\phi = 3.55 + 0.0138 \cdot T_d$

$120\text{sec} < T_d$ のとき　$\phi = 4.8 + 0.0033 \cdot T_d$

④各層への入力エネルギー配分

i 層の構造躯体に入力されるエネルギー量 $E_{S.i}$ を次のように算定する。

$$E_{S.i} = E_T \cdot D_h \cdot \frac{{}_m\mu_i \cdot d_{yi} \cdot Q_{yi}}{\sum_{j=1}^{N} {}_m\mu_j \cdot d_{yj} \cdot Q_{yj}} \tag{3}$$

ここで、 ${}_m\mu_i = \dfrac{d_i}{d_{y.i}} - 1$ ：最大塑性変形倍率 (${}_m\mu_i < 0$のときは ${}_m\mu_i = 0$とする)

$d_{y.i}, Q_{y.i}$ ： i 層の降伏変位、降伏耐力

D_h は内部粘性減衰によるエネルギー吸収による低減率で、次のように求める[2)]。

$$D_h = \left(\frac{1}{1 + 3 \cdot h_v + 1.2\sqrt{h_v}} \right)^2 \tag{4}$$

ここで、 h_v ：内部粘性減衰定数 (=0.05)

⑤各層の限界変位の算定

限界塑性振幅 $\delta_{pu.i}$ を算定する。

$$\delta_{pu.i} = \delta_{pM.i} \cdot \left(\frac{E_{M.i}}{E_{S.i}} \right)^{\gamma} \quad \text{ただし、 } E_{S.i} \leq E_{M.i} \text{ のとき } \delta_{pu.i} = \delta_{pM.i} \tag{5}$$

ここで、$\delta_{pM.i}, E_{M.i}$ ：半サイクルの履歴で限界に至る時の塑性振幅と吸収エネルギー

γ ：構造種別によって定まる係数　S造 $\gamma = 1.0$　RC造 $\gamma = 0.3$

限界変位 $\delta_{u.i}$ を算定する。

$$\delta_{u.i} = \frac{\delta_{pu.i}}{2} + \delta_{y.i} \tag{6}$$

ここで、 $\delta_{y.i}$ ：降伏変位

⑥判定

$d_i \leqq \delta_{u.i}$ であることを確認する。

3. 耐震性能検証方法案の理論背景と課題

3.1 総入力エネルギー量

非線形1自由度系を対象として、総入力エネルギー量の等価速度 V_{ET} と最大応答値および地震動の継続時間 T_d の関係が次のように得られている[1)]。

$$V_{ET} = \Delta_{\max} \cdot \omega_{eq.\max} \cdot \sqrt{\frac{h_{eq.\max}}{0.1}} \cdot \frac{0.595 \cdot 10^{\pm 0.084 \cdot n} \cdot T_d^{\,0.365}}{(0.0015 \cdot T_d + 0.838)} \tag{7}$$

ここで、 $\Delta_{\max}$ ：一自由度系の最大応答変位

$\omega_{eq.\max}$ ：最大応答時の等価円振動数

$h_{eq.\max}$ ：最大応答時の等価減衰定数

n ：平均値からの隔たりを表す係数

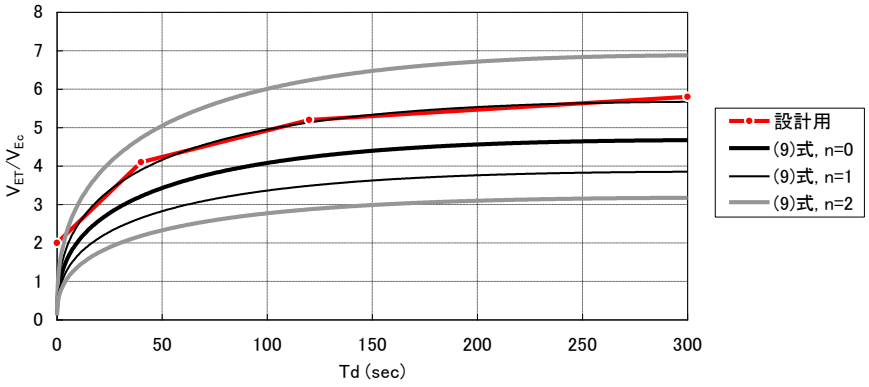


図1 等価繰返し数V_{ET}/V_{EC}と継続時間T_dの関係

(7)式ではT_dに対応するV_{ET}は正規分布をなす確率変数として扱われ、その標準偏差をσ_vとすれば(7)式により平均値＋$n\cdot\sigma_v$に相当するV_{ET}が得られる。

ここで、最大応答変位が生じる半サイクルの吸収エネルギー量の等価速度は次のようになる。

$$V_{EC}=\Delta_{\max}\cdot\omega_{eq.\max}\cdot\sqrt{2\pi\cdot h_{eq.\max}} \tag{8}$$

(7)式、(8)式より、

$$\frac{V_{ET}}{V_{EC}}=\sqrt{\frac{1}{0.2\pi}}\cdot\frac{0.595\cdot 10^{\pm 0.084\cdot n}\cdot T_d^{\,0.365}}{(0.0015\cdot T_d+0.838)} \tag{9}$$

(9)式によるV_{ET}/V_{EC}とT_dの関係は図1のようになる。(2)式におけるϕはこのV_{ET}/V_{EC}に相当し、最大変形が生じる半サイクルを基準とした地震応答過程における等価繰返し数を表す。(9)式によりV_{ET}を安全側に評価するためには(9)式右辺のnを2程度以上とするのが妥当と考えられる。しかし、(2)式では、V_{EC}を算出する際に参照する$\Delta_{\max}$等の縮約1自由度系の最大応答値は限界耐力計算により設計用応答スペクトルに基づいて求められること、および設計用応答スペクトルは想定する地震動の応答スペクトルを安全側に平滑化したものであること、すなわち、1自由度系の最大応答値算定の段階ですでに安全率が見込まれていることを考慮して、図1に示すように$n=1$としたV_{ET}/V_{EC}-T_d関係に基づいてϕを定式化している。ϕを決定する際のnの値の妥当性の検証は今後の課題のひとつである。

また、前述のように(7)式および(9)式は1自由度系に対して適用されるものである。ここで、多自由度系の応答に基づく縮約1自由度系の最大応答値をもとに(7)式または(9)式により多自由度系のV_{ET}を求めることの妥当性を次のような応答解析シミュレーションにより検証する。

(a) 解析モデル

解析モデルはせん断型5質点系とし、質量の比率は最上階を0.7、その他の階を1とする。各層には主フレームによる弾性剛性と図2のようなNormal Tri-linearの復元力特性を有する履歴要素を設定する。

主フレームの弾性剛性　$k_{se.i}=0.2\cdot A_i\cdot\sum_{j=i}^{N}m_j\cdot g\cdot\frac{1}{H\cdot\gamma_s}\cdot C_{k.i}$ (10)

履歴要素の弾性剛性　$k_{de.i}=0.2\cdot A_i\cdot\sum_{j=i}^{N}m_j\cdot g\cdot\frac{1}{H\cdot\gamma_d}$ (11)

二次降伏せん断力　$Q_{dy2.i}=A_i\cdot\sum_{j=i}^{N}m_j\cdot g\cdot\alpha_{dy}\cdot C_{q.i}$ (12)

一次降伏せん断力　$Q_{dy1.i}=0.6\cdot Q_{dy2.i}$ (13)

一次降伏剛性　$k_{dy1.i}=0.3\cdot k_{de.i}$ (14)

二次降伏剛性　$k_{dy2.i}=0$ (15)

ここで、H は各階の階高であり、300cmとする。(10)式～(12)式中のパラメータの組合せを次のように設定する。

Case 1　γ_s = 1/100　γ_d = 1/1000　α_{dy} = 0.05　$C_{k.i}=\left(2^{1/N-1}\right)^{i-1}$　$C_{q.i}=1$

Case 2　γ_s = 1/10　γ_d = 1/200　α_{dy} = 0.30　$C_{k.i}=1$　$C_{q.i}=\left(1.5^{1/N-1}\right)^{i-1}$

Case 3　γ_s = 1/10　γ_d = 1/200　α_{dy} = 0.30　$C_{k.i}=1$　$C_{q.i}=\left(3^{1/N-1}\right)^{i-1}$

Case 1では本プロジェクトで対象とする無損傷主フレームに履歴型ダンパーを組み込んだ建物を想定している。主フレームの弾性剛性は(10)式のように層せん断力係数が $0.2A_i$ であるときの各階の層間変形角が γ_s となる状態を基準として、それに割り増し係数 $C_{k.i}$ を乗じる。$C_{k.i}$ は1階で1.0、最上階で2.0とし、中間階は等比分割で設定する。Case 2, 3では一般的な鉄骨造建物を想定している。主フレーム剛性の割増率 $C_{k.i}$ は1.0とする。降伏せん断力の割り増し率 $C_{q.i}$ は1階を1.0、最上階は1.0を超える値とし、中間階は等比分割で設定する。最上階の $C_{q.i}$ はCase 2で1.5、Case 3で3.0であり、Case 3はCase 2と比べて1階へのエネルギー集中の度合い大きい。このほか、2% (瞬間剛性比例)の粘性減衰を考慮する。

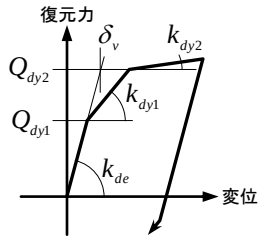


図2 履歴要素の復元力モデル

(b) 入力波

入力地震動は表1に示す実地震動および模擬地震動とする。Case 1では後述の縮約1自由度系の減衰定数 $h_{eq.\max}$ が0.1～0.2程度となるように、Case 2, 3では1階の層間変形角が1/30程度となるように入力強さを調整して用いる。なお、表1中の継続時間 T_d は加速度の二乗累積値が記録終了時の1%に達してから99%になるまでの時間としている。

(c) 解析結果の評価

多自由度系の応答 $\delta_i(t), P_i(t)$ をもとに次のように1次モード縮約系の応答を求める[3)]。

$$\text{変位}\qquad \Delta(t)=\frac{\sum_i m_i\cdot u_i\cdot\delta_i(t)}{\sum_i m_i\cdot u_i} \tag{16}$$

$$\text{加速度}\qquad A(t)=\frac{\sum_i u_i\cdot P_i(t)}{\sum_i m_i\cdot u_i} \tag{17}$$

ここで、m_i ： i 階の質量

u_i ： i 階の参照モード

$\delta_i(t)$ ： i 階の基礎からの変位

$P_i(t)$ ： i 階に作用する水平力

動的縮約を行う際の参照モード u_i は多質点系応答解析による各階の正側の最大変位 $\delta^+_{\max.i}$ と負側の最大変位 $\delta^-_{\max.i}$ の平均とする。

$$u_i=\frac{\delta^+_{\max.i}+\delta^-_{\max.i}}{2} \tag{18}$$

$\Delta(t)$ の最大値を $\Delta_{\max}$、$\Delta(t)=\Delta_{\max}$ となる半サイクルの等価円振動数 $\omega_{eq.\max}$、等価減衰定数 $h_{eq.\max}$ とし、(8)式により V_{EC} を計算する。総入力エネルギーの等価速度 V_{ET} は多質点系の応答から直接求める。

このようにして得られる V_{ET}/V_{EC} と(9)式による V_{ET}/V_{EC} を比較して図3に示す。応答解析による V_{ET}/V_{EC} は(9)式において $n=\pm2$ とした V_{ET}/V_{EC} の範囲にほぼ包含されており、縮約1自由度系の応答値を介して(9)式により多自由度系の V_{ET} を求めることの妥当性が確認できる。なお参考として、本応答解析による層せ

ん断力係数-層間変位曲線と1次モード縮約系の $A(t)$ - $\Delta(t)$ 関係の例を図4に示す。

表1 検討に用いた地震動

(a) 実地震動

名称	方向 ※1	地震名称	発生 年月日	記録場所	T_d (9.sec)
El Centro	NS	Imperial Valley	1940 05/18	Imperial valley irrigation district	33.73
	EW				37.13
Taft	NS	Kern county	1952 07/21	Taft Lincoln school tunnel	41.97
	EW				41.10
仙台501	NS	宮城県北部	1962 04/30	東北大学工学部	12.71
	EW				12.73
八戸	NS	十勝沖 1968	1968 05/16	八戸港湾	32.87
	EW				32.40
TH030-1FL	NS	宮城県沖	1978 06/12	東北大学	31.90
	EW				34.64
Sepulveda	NS	Northridge	1994 01/17	Sepulveda VA hosp.	17.48
	EW				17.89
Sylmer	NS			Olive veiw FF	10.85
	EW				17.04
Tarzana	NS			Tarzana-Cedar hill nersery A	19.06
	EW				16.89
JMA神戸	NS	兵庫県南部	1995 01/17	神戸海洋気象台	14.35
	EW				14.85
葺合	NS			大阪ガス葺合	11.51
	EW				14.92
Kocaeli	NS	Kocaeli (トルコ)	1999 08/17	Yarimca-Petkim	48.96
	EW				49.00
釧路[4]	NS	十勝沖 2003	2003 09/26	釧路市西港1丁目	57.92
	EW				48.82
苫小牧[4]	NS			苫小牧市末広町 1-1-1	140.98
	EW				140.36
室蘭[4]	NS			室蘭市祝津町 1-1-6	71.36
	EW				77.41
浦河[4]	NS			浦河郡浦河町 大通1	63.13
	EW				59.18
十勝[4]	NS			広尾郡広尾町 会所前4-25	69.52
	EW				68.90
川口[5]	NS	新潟中越	2004 10/23	北魚沼郡川口町 大字川口	15.56
	EW				16.88
小千谷[5]	NS			小千谷市城内	19.32
	EW				19.20

(b) 想定模擬地震動

名称	方向※1	想定地震	T_d (9.sec)
静岡S2※2	VP	東海地震	26.24
富士S2※2	VP		19.19
OSA[18]	NS	南海地震	299.65
	EW		281.93

※1 NS：南北，EW：東西，VP：速度主軸

※2 中央防災会議による工学的基盤波および静岡市内，富士市内の表層地盤構成[17]を用いて計算した地表面波．

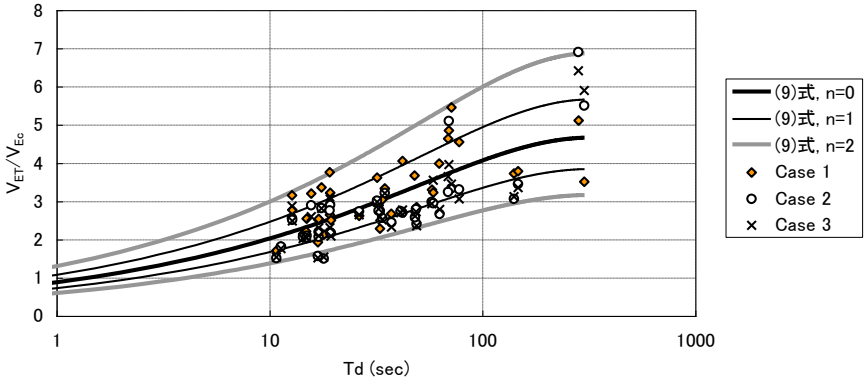
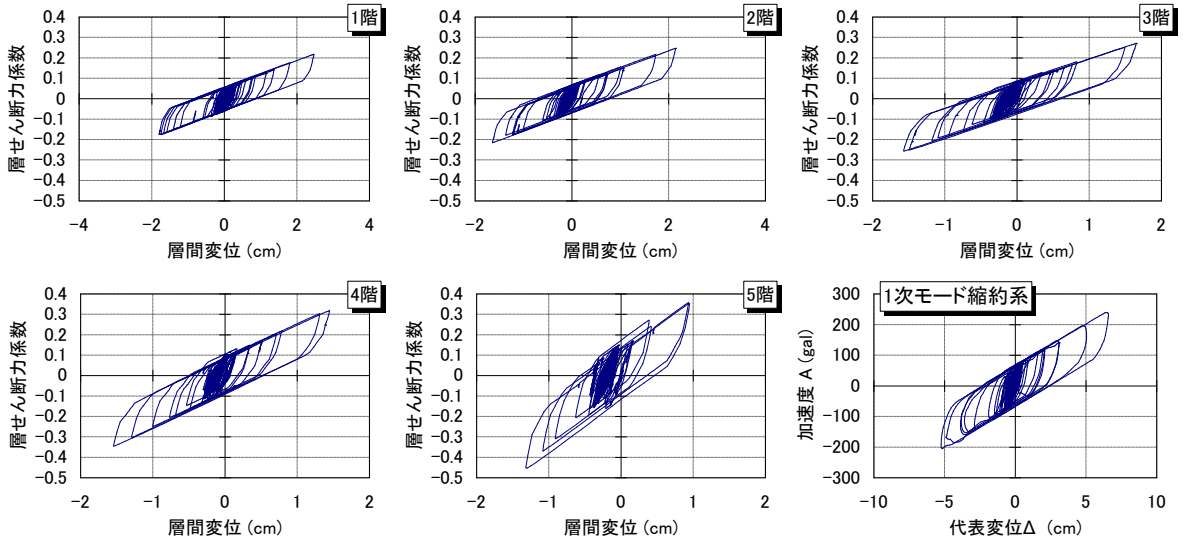
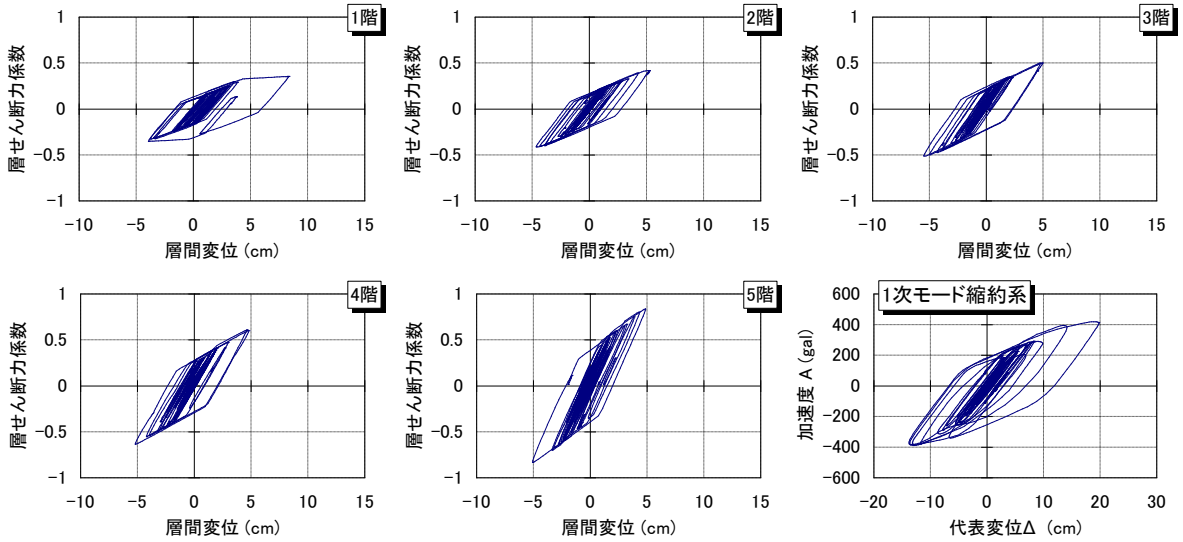


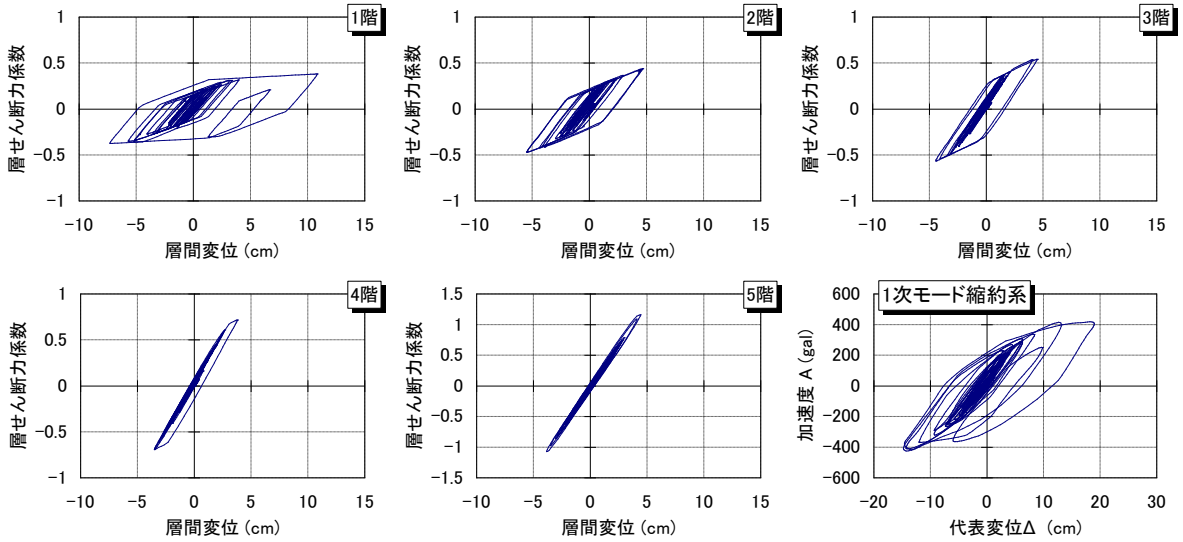
図3 V_{ET}/V_{EC} - T_d 関係（近似理論値と解析値の比較）



(a) Case 1 (El Centro NS×1.0倍)



(b) Case 2 (El Centro NS×2.5倍)



(c) Case 3 (El Centro NS×2.5倍)

図4 応答解析による層せん断力係数-層間変位曲線の例

3.2 各層へのエネルギー配分

最大塑性変形倍率分布 μ' と累積塑性変形倍率分布 η' を次のように定義する。

$$\mu_i' = \frac{{}_m\mu_i}{\sum_{j=1}^{N} {}_m\mu_j} \tag{19}$$

$$\eta_i' = \frac{\eta_i}{\sum_{j=1}^{N} \eta_j} \tag{20}$$

ここで、 ${}_m\mu_i = \dfrac{d^{+}_{\max.i} + d^{-}_{\max.i}}{2\cdot\delta_{v.i}} - 1$　　$\eta_i = \dfrac{E_{T.i}}{Q_{dy2.i}\cdot\delta_{v.i}}$　　$\delta_{v.i} = \dfrac{Q_{dy2.i}}{k_{de.i}}$

前項に示す応答解析シミュレーション結果による μ_i' と η_i' の関係を図5に示す。μ_i' と η_i' はほぼ一致しており、μ_i' の値を η_i' の値をみなせる。したがって、μ_i' に降伏耐力と降伏変位を乗じた値の比率をエネルギー配分とすることができる。

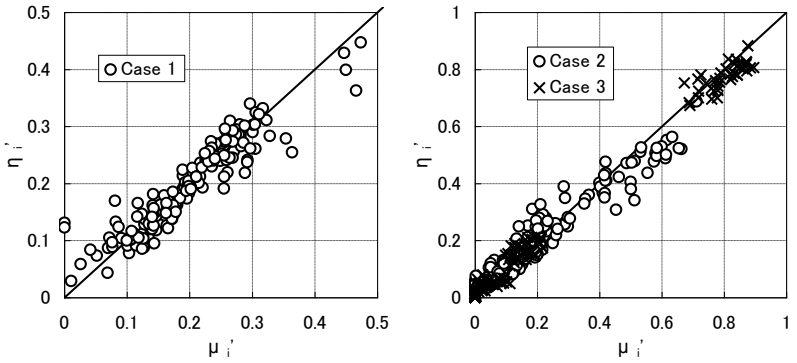


図5 応答解析による μ_i' と η_i' の関係

3.3 各層の限界変位

ここでは限界塑性振幅 $\delta_{pu.i}$ を算定に用いる(5)式の係数 γ を文献1)による調査結果に基づき、S造で1.0、RC造で0.3としている。しかし、文献1)の調査対象は極めて限られているので、今後、γ に関する情報を蓄積して、γ の妥当性を検証する必要がある。

参考文献

1) 三宅辰哉：耐震設計規範としての最大応答と累積応答の関係に関する考察, 日本建築学会構造系論文集, 第599号, 2006.1
2) 秋山 宏：建築物の極限耐震設計, 1980.9.25, 東京大学出版会
3) Kuramoto H., et al. : Predicting the Earthquake Response of Buildings Using Equivalent Single Degree of Freedom System, Proceedings of 12th WCEE, Auckland, New Zealand, Paper No. 1039 (CD-ROM), 2000.1
4) 港湾空港技術研究所：港湾地域強震観測, 同研究所ホームページ
5) 気象庁ホームページ

参考資料 4-H　偏心建築物の地震応答評価

1. 偏心建築物の等価 1 自由度系縮約

偏心建築物の等価 1 自由度系における代表せん断力（加速度）${}_1S_a$ および代表変位 ${}_1S_d$ はそれぞれ(1)式および(2)式で与えられる。

$$ {}_1S_a = \frac{\{{}_1\delta\}^T\{{}_1P\}}{\{{}_1\delta\}^T[M]\{1\}_x} \tag{1} $$

$$ {}_1S_d = \frac{\{{}_1\delta\}^T[M]\{{}_1\delta\}}{\{{}_1\delta\}^T[M]\{1\}_x} \tag{2} $$

ここに、$[M]$ ： 質量マトリクス

$\{{}_1P\}$ ： 1 次の外力ベクトル（$=\left\{\{{}_1P_x\}^T, \{{}_1P_y\}^T, \{{}_1P_z\}^T\right\}^T$）

$\{{}_1\delta\}$ ： 1 次の変位ベクトル（$=\left\{\{{}_1\delta_x\}^T, \{{}_1\delta_y\}^T, \{{}_1\delta_z\}^T\right\}^T$）

$\{1\}_x$ ： 外力分布ベクトル（$=\left\{\{1\}^T, \{0\}^T, \{0\}^T\right\}^T$）

なお、$\{{}_1P\}$および$\{{}_1\delta\}$は立体モデルによるモード適応型静的非線形荷重増分解析（MAP 解析）より得られる。

2. 偏心建築物の最大地震応答値

偏心建築物の i 層の重心位置における k 方向（$k = x,\ y,\ z$）の層せん断力 Q_{ki} は、(1)式で与えられる等価 1 自由度系の代表加速度 ${}_1S_a$ を用いて(4)式により評価される 1 次モード成分 ${}_1Q_{ki}$ と(5)式で与えられる高次モード成分 ${}_hQ_{ki}$ に SRSS を適用して(3)式により算定する。

$$ Q_{ki} = \sqrt{{}_1Q_{ki}^2 + {}_hQ_{ki}^2} \tag{3} $$

$$ {}_1Q_{ki} = \sum_{j=i}^{N} m_j \cdot {}_1\beta \cdot {}_1u_{kj} \cdot {}_1S_a \tag{4} $$

$$ {}_hQ_{ki} = \sqrt{{}_2Q_{ki}^2 + \left\{\sum_{j=i}^{N} m_j \left(1 - \sum_{s=1}^{2} {}_s\beta \cdot {}_su_{kj}\right) \cdot \ddot{x}_{0\max}\right\}^2} \quad \text{（x 方向）} \tag{5a} $$

$$ {}_hQ_{ki} = \sqrt{{}_2Q_{ki}^2 + \left\{\sum_{j=i}^{N} m_j \left(0 - \sum_{s=1}^{2} {}_s\beta \cdot {}_su_{kj}\right) \cdot \ddot{x}_{0\max}\right\}^2} \quad \text{（y および z 方向）} \tag{5b} $$

ここで、${}_2Q_{ki}$ は層せん断力の弾性 2 次モード成分であり、2 次の加速度応答スペクトル ${}_2S_a$ を用いて、(6)式で与えられる。

$$ {}_2Q_{ki} = \sum_{j=i}^{N} m_j \cdot {}_2\beta \cdot {}_2u_{kj} \cdot {}_2S_a \tag{6} $$

また、i 層の重心位置における k 方向の層間変位 ${}_{st}\delta_{ki}$ は、(2)式で与えられる等価 1 自由度系の代表変位 ${}_1S_d$ を用いて(8)式により算定される 1 次モード成分 ${}_{1st}\delta_{ki}$ と(9)式より算定される高次モード成分 ${}_{hst}\delta_{ki}$ に SRSS を適用して(7)式により算定する。

$$ {}_{st}\delta_{ki} = \sqrt{{}_{1st}\delta_{ki}^2 + {}_{hst}\delta_{ki}^2} \tag{7} $$

$$ {}_{1st}\delta_{ki} = {}_1\beta \cdot ({}_1u_{ki} - {}_1u_{ki-1}) \cdot {}_1S_d \tag{8} $$

$$ {}_{hst}\delta_{ki} = {}_h\beta \cdot ({}_hu_{ki} - {}_hu_{ki-1}) \cdot {}_hS_d \tag{9} $$

ここで、(9)式における ${}_hS_d$ は 1 次モードの代表変位 ${}_1S_d$ と弾性 2 次モードに対応する代表変位 ${}_2S_d$ を用いて下式で与えられるものとする。

$$ {}_hS_d = \frac{\sqrt{\left({}_2\overline{M}\cdot{}_2S_d\right)^2 + \left\{\left({}_1\overline{M}_e - {}_1\overline{M}\right)\cdot{}_1S_d/2\right\}^2}}{{}_2\overline{M} + {}_1\overline{M}_e - {}_1\overline{M}} \tag{10} $$

i 層における k 方向の 1 次の刺激関数 ${}_1\beta\cdot{}_1u_{ki}$ は、MAP 解析から得られる i 層の重心位置における k 方向の 1 層床位置に対する相対変位 ${}_1\delta_{ki}$ を用いて次式により算定する。

$$ {}_1\beta\cdot{}_1u_{ki} = \frac{\sum_{i=1}^{N} m_i\cdot{}_1\delta_{xi}}{\sum_{i=1}^{N} m_i\cdot\left({}_1\delta_{xi}{}^2 + {}_1\delta_{yi}{}^2 + {}_1\delta_{zi}{}^2\right)}\cdot{}_1\delta_{ki} \tag{11} $$

一方、高次モードに対する等価刺激関数 ${}_h\beta\cdot{}_hu_{ki}$ は次式により算定する。

$$ {}_h\beta\cdot{}_hu_{ki} = {}_2\beta\cdot{}_2u_{ki} + {}_1\beta_e\cdot{}_1u_{eki} - {}_1\beta\cdot{}_1u_{ki} \tag{12} $$

【解説】

立体モデルによる静的非線形荷重増分解析を援用した偏心建築物の等価 1 自由度系縮約法 [1),2)]を以下に概説する。

N 層 2 軸偏心建築物に対して x 方向から地震動が入力される場合の振動方程式は次式によって表される。

$$ [M]\{\ddot{\delta}\} + [C]\{\dot{\delta}\} + [K]\{\delta\} = -[M]\{1\}_x\cdot\ddot{x}_0 \qquad \text{解(1)} $$

ここに、 $[M]$ ：質量マトリクス

$[C]$ ：減衰マトリクス

$[K]$ ：剛性マトリクス

$\{\delta\}$ ：変位ベクトル（$=\left\{\{\delta_x\}^T, \{\delta_y\}^T, \{\delta_z\}^T\right\}^T$）

$\{1\}_x$ ：外力分布ベクトル（$=\left\{\{1\}^T, \{0\}^T, \{0\}^T\right\}^T$）

$\ddot{x}_0$ ：地動加速度

また、z 軸まわりの変位 δ_z は重心から回転半径 i の位置での回転角 θ による変位を表すため、j 層の z 軸まわりの変位 δ_{zj} と回転角 θ_j には以下の関係がある。

$$ \delta_{zj} = i_j\cdot\theta_j \qquad \text{解(2)} $$

さらに、解(1)式の解はモードの重ね合わせによって解(3)式のように表すことができ、s 次の刺激係数 ${}_s\beta$ およびモードベクトル $\{{}_sU\}$ は解(4)式および解(5)式によって定義される [14)]。

$$ \{\delta\} = \sum_{s=1}^{3N} {}_s\beta\{{}_sU\}\cdot{}_sS_d \qquad \text{解(3)} $$

$$ {}_s\beta = \frac{\{{}_sU\}^T[M]\{1\}_x}{\{{}_sU\}^T[M]\{{}_sU\}} \qquad \text{解(4)} $$

$$ \{{}_sU\} = \left\{\{{}_su_x\}^T, \{{}_su_y\}^T, \{{}_su_z\}^T\right\}^T \qquad \text{解(5)} $$

ここで、${}_sS_d$ は s 次の代表変位、$\{{}_su_x\}$、$\{{}_su_y\}$、$\{{}_su_z\}$ はそれぞれ s 次の x 方向、y 方向および z 軸まわりのモードベクトルを表している。変位ベクトルの 1 次モード成分 $\{{}_1\delta\}$ は解(3)式より次式で表される。

$$ \{{}_1\delta\} = {}_1\beta\{{}_1U\}\cdot{}_1S_d \qquad \text{解(6)} $$

したがって、1 次のモードベクトル $\{{}_1U\}$ は

$$ \{{}_1U\} = \frac{\{{}_1\delta\}}{{}_1\beta\cdot{}_1S_d} \qquad \text{解(7)} $$

で与えられる。解(4)式における 1 次の刺激係数 ${}_1\beta$ に解(7)式を代入すると、1 次の代表変位 ${}_1S_d$ が次式で得られる。

$$ {}_1S_d = \frac{\{{}_1\delta\}^T[M]\{{}_1\delta\}}{\{{}_1\delta\}^T[M]\{1\}_x} \qquad \text{解(8)（本文(2)）} $$

一方、復元力ベクトル$\{R\}$を解(9)式のように定義すると、解(1)式は解(10)式のようになる。

$$\{R\}=[C]\{\dot{\delta}\}+[K]\{\delta\} \qquad \text{解(9)}$$

$$[M]\{\ddot{\delta}\}+\{R\}=-[M]\{1\}_x\cdot\ddot{x}_0 \qquad \text{解(10)}$$

さらに、解(10)式の両辺の各項左側に 1 次の刺激関数${}_1\beta\{{}_1U\}^T$を乗じて、解(3)式とモードの直交性を考慮すると

$${}_1\overline{M}\cdot{}_1\ddot{S}_d+{}_1R_{eq}=-{}_1\overline{M}\cdot\ddot{x}_0 \qquad \text{解(11)}$$

となる。ここで、${}_1R_{eq}$は 1 次の等価復元力であり、解(12)式で与えられる。

$${}_1R_{eq}={}_1\beta\{{}_1U\}^T\{{}_1P\}={}_1\beta\{{}_1U\}^T[M]{}_1\beta\{{}_1U\}{}_1S_a={}_1\overline{M}\cdot{}_1S_a \qquad \text{解(12)}$$

ここに、$\{{}_1P\}$：1 次の外力ベクトル（$\{{}_1P\}=[M]{}_1\beta\{{}_1U\}{}_1S_a$）

${}_1S_a$ ：1 次の代表加速度

解(12)式より、1 次の代表加速度${}_1S_a$は

$${}_1S_a=\frac{{}_1R_{eq}}{{}_1\overline{M}}=\frac{{}_1\beta\{{}_1U\}^T\{{}_1P\}}{{}_1\overline{M}} \qquad \text{解(13)}$$

で与えられる。ここで、1 次の刺激関数${}_1\beta\{{}_1U\}$は解(7)式に解(8)式を代入することで解(14)式により表すことができる。また、1 次の等価質量${}_1\overline{M}$は解(15)式で与えられる。

$${}_1\beta\{{}_1U\}=\frac{\{{}_1\delta\}^T[M]\{1\}_x}{\{{}_1\delta\}^T[M]\{{}_1\delta\}}\{{}_1\delta\} \qquad \text{解(14)}$$

$${}_1\overline{M}=\frac{\left(\{{}_1\delta\}^T[M]\{1\}_x\right)^2}{\{{}_1\delta\}^T[M]\{{}_1\delta\}} \qquad \text{解(15)}$$

したがって、解(13)式に解(14)式および解(15)式を代入すると${}_1S_a$は次式のように表現できる。

$${}_1S_a=\frac{\{{}_1\delta\}^T\{{}_1P\}}{\{{}_1\delta\}^T[M]\{1\}_x} \qquad \text{解(16)（本文(1)）}$$

立体モデルによるモード適応型静的非線形荷重増分解析（MAP 解析）より得られる 1 層床位置に対する 1 次の相対変位$\{{}_1\delta\}$と 1 次の外力$\{{}_1P\}$を解(8)式および解(16)式に代入することにより、Capacity Spectrum（${}_1S_a-{}_1S_d$曲線）を描くことができる。なお、MAP 解析に用いられるkステップでの 1 次の外力$\{{}_1P_k\}$は、1 次の代表せん断力の荷重増分$d\,{}_1\overline{Q}$を用いて解(17)式で与えることができる[38]。

$$\{{}_1P_k\}=\frac{[M]\{{}_1\delta_{k-1}\}}{\{{}_1\delta_{k-1}\}^T[M]\{1\}_x}\left({}_1\overline{Q}_{k-1}+d\,{}_1\overline{Q}\right) \qquad \text{解(17)}$$

一方、1 次の等価 1 自由度系の代表加速度${}_1S_a$、等価質量${}_1\overline{M}$およびそのせん断力${}_1\overline{Q}$には解(18)式の関係があり、それに対して 1 次の外力$\{{}_1P\}$が作用するN層偏心建築物のx方向のベースシア${}_1Q_{Bx}$は解(19)式で表すことができる。

$${}_1\overline{Q}={}_1\overline{M}\cdot{}_1S_a \qquad \text{解(18)}$$

$${}_1Q_{Bx}=\sum_{j=1}^{N}{}_1P_{xj}=\left(\sum_{j=1}^{N}m_j\cdot{}_1\beta\,{}_1u_{xj}\right){}_1S_a={}_1\overline{M}\cdot{}_1S_a \qquad \text{解(19)}$$

すなわち、${}_1\overline{Q}$と${}_1Q_{Bx}$の間には

$${}_1\overline{Q}={}_1Q_{Bx} \qquad \text{解(20)}$$

の関係があり、解(17)式はx方向のベースシアの 1 次モード成分の増分$d\,{}_1Q_{Bx}$を用いて次式のように書き換えることができる。

$$\{{}_1P_k\}=\frac{[M]\{{}_1\delta_{k-1}\}}{\{{}_1\delta_{k-1}\}^T[M]\{1\}_x}\left({}_1Q_{Bx,k-1}+d\,{}_1Q_{Bx}\right) \qquad \text{解(21)}$$

参考文献

1) 倉本　洋，三浦直之，星　龍典：単層偏心建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測，日本建築学会構造系論文集，第 606 号，pp.123-130，2006.8
2) 星　龍典，倉本　洋：多層偏心建築物における等価 1 自由度系の地震応答特性と高次モード応答の予測，日本建築学会構造系論文集，第 616 号，pp.89-96，2007.6

参考資料 4-I　床応答絶対加速度スペクトルの算定

１．はじめに

総プロでは時刻歴応答解析を行う精算手法のほか、応答スペクトルと等価線形化手法による簡易手法によって構造躯体の地震応答を求めることがある。時刻歴応答解析を行う場合には各床の絶対加速度応答波形から床応答絶対加速度スペクトル（以下、単に「床スペクトル」とよぶ。）を容易に算定できるが、簡易手法による場合には評価用の応答スペクトルのみを設定し、具体的な地震動波形を想定せずに応答評価を行うのが通例であるため、床スペクトルを単純には設定できない。

本稿では、建築物荷重指針・同解説(2004)に示されている「スペクトル変換」[1)]を用いて、(片側)パワースペクトルを介することにより、構造躯体の評価用応答スペクトルから床スペクトルを算定する方法を示している。なお、対象とする建築物は整形でねじれ等を生じないものとし、弾性範囲に留まるものとする。同一階の床の平面的な位置による変動や大スパン構造にみられるような 2 次元又は 3 次元的な応答は対象外とする。

２．手順

手順は次のとおりである。

［1］　評価用応答スペクトル S_a をパワースペクトル $G_g\left(\bar{\omega}\right)$ に変換する。

［2］　対象建築物の固有値解析を行い、刺激関数 $\beta_n\mathbf{U}_n$ を求める。

［3］　刺激関数、各モードの減衰定数、[1]のパワースペクトル $G_g\left(\bar{\omega}\right)$ から、床(番号を j とする。)の絶対加速度応答のパワースペクトル $G_{f(j)}\left(\bar{\omega}\right)$（の近似値）を求める。

$$G_{f(j)}\left(\bar{\omega}\right)\cong\left[\sum_{n=1}^{N}\left\{\beta_n U_n\left(j\right)\right\}^2\cdot\left\{D_{acc,n}\left(\bar{\omega}\right)\right\}^2\right]\cdot G_g\left(\bar{\omega}\right) \tag{1}$$

ここで、$U_n\left(j\right)$ は n 次固有モードベクトル $\mathbf{U}_n$ の第 j 成分、$D_{acc,n}\left(\bar{\omega}\right)$ は 1 自由度系の地動加速度と応答絶対加速度との応答倍率（共振曲線）、N は層数（自由度数）である。

$$\left\{D_{acc,n}\left(\bar{\omega}\right)\right\}^2=\frac{1+\left(2h_n\,\bar{\omega}/\omega_n\right)^2}{\left\{1-\left(\bar{\omega}/\omega_n\right)^2\right\}^2+\left(2h_n\,\bar{\omega}/\omega_n\right)^2} \tag{2}$$

ここで、ω_n と h_n は n 次の固有円振動数と減衰定数である。

［4］　$G_{f(j)}\left(\bar{\omega}\right)$ を応答スペクトルに変換する。

[1]及び[4]のスペクトル変換には、文献 1)のエクセルシートを使用する。この際、超過確率 0.5、継続時間 20 秒とした。

３．検証

前章の手順の精度を検証するため、時刻歴応答解析による結果と比較する。

３．１　対象モデルと地震波

対象モデルは5質点(5自由度)せん断型で、各階の質量は同じとする。1次固有周期を1秒として、逆三角形 1 次モード（直線モード）となるように各層の剛性を設定した。刺激関数 $\beta_n\mathbf{U}_n$ を図 1 に示す。減衰は 1 次が 0.02 の剛性比例型である。2 次及び 3 次の固有周期は 0.41 秒、0.26 秒であり、減衰定数は 0.049、0.077、である。有効質量比は 1 次から順に、0.818、0.114、0.041 となる。

用いた地震波は中小地震レベルとして加速度を0.2倍したEl Centro NSである。

本章では手順[1]でスペクトル変換を用いずに、地震動波形から求められるパワースペクトルを用いている。

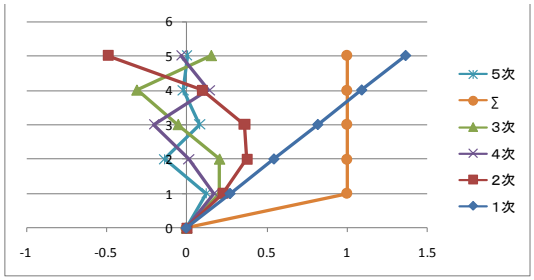
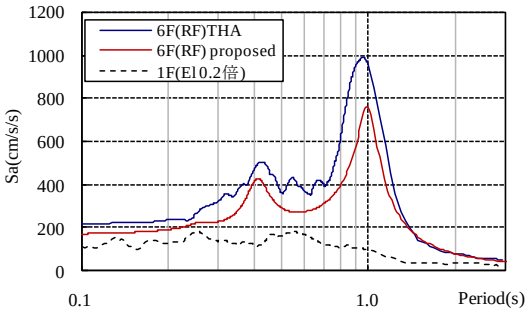


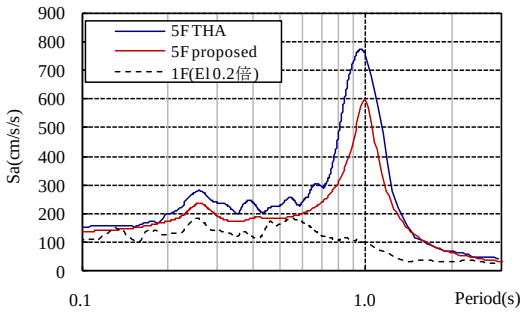
図1　刺激関数

３．２　時刻歴応答解析との比較

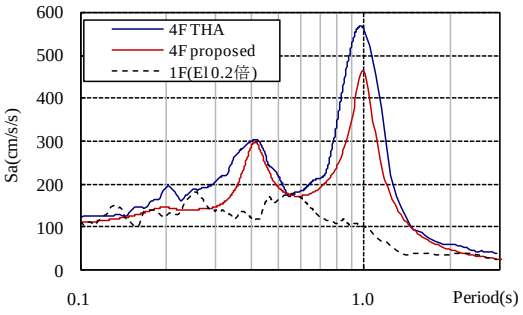
図2に床スペクトルを示す。青線は時刻歴応答解析による床の絶対加速度応答波形から求めたもの(THA)、赤線は前章の手順によって求めたもの(proposed)である。破線は参考として入力地震波のスペクトル（＝1Fの床スペクトル）を示している。proposedはTHAに比べてやや小さいが、6F及び4Fでは1次と2次が卓越し、5Fでは1次と3次が卓越する傾向はよくとらえられている。



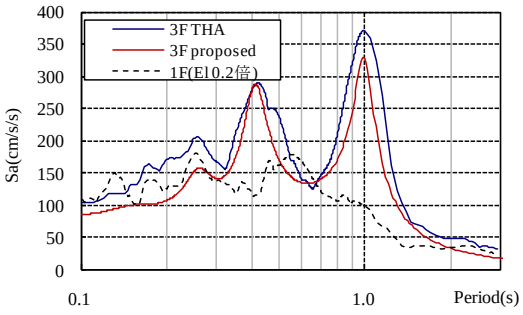
(a) 6F(RF)(j=5)



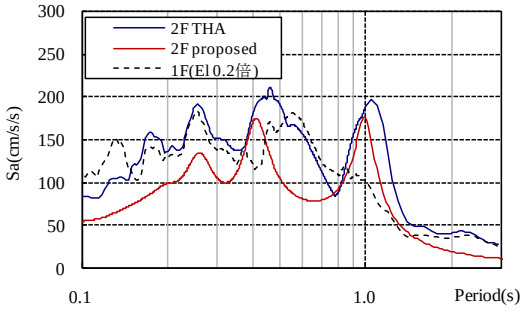
(b) 5F(j=4)



(c) 4F(j=3)



(d) 3F(j=2)



(e) 2F(j=1)

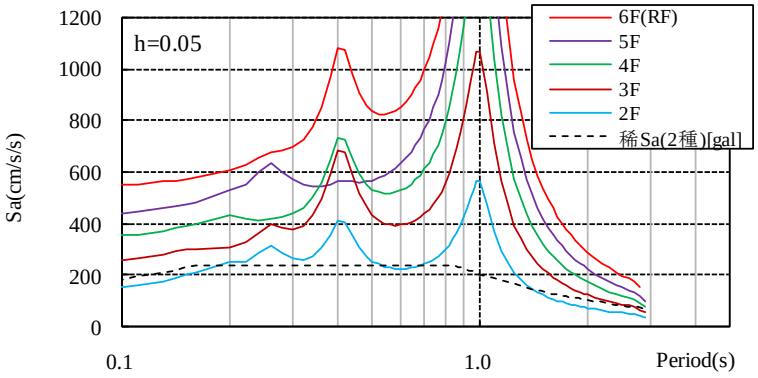
図2　床スペクトル(h=0.05)

スペクトル変換の際の超過確率や継続時間の値によってスペクトルの大きさを調整することもできるが、この程度の整合性であると了解するに留めておく。

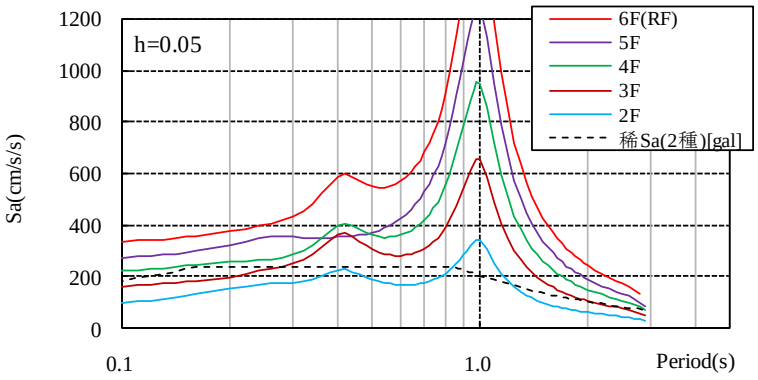
４．基準法稀地震(L1)から評価される床応答絶対加速度スペクトルの例

基準法の稀地震（総プロではL1と呼称）に対して求められる床スペクトルの例を示す。対象モデルは前章と同じとするが、構造躯体の１次の減衰定数 h_1 を前章と同様に２％とした剛性比例型に加えて、限界耐力計算においては減衰定数が５％とされていることに対応させて h_1 を５％とした剛性比例型の場合も計算した。構造躯体の減衰定数の違いは式(1)中の $D_{acc,n}(\omega)$ に反映される。

図３に得られた床スペクトルを示す。



(a)　$h_1 = 0.02$



(b)　$h_1 = 0.05$

図３　基準法の稀地震(L1)から想定される床スペクトルの例(h=0.05)

５．おわりに

本稿で示した手順は原理的には弾性応答にしか適用できないが、表層地盤による増幅の評価と同様に[2]等価線形化が適用できる範囲では近似として弾塑性応答に対しても適用可能と考えられる。

参考文献

1)　日本建築学会：建築物荷重指針・同解説(2004)、付7.2　スペクトル変換、pp.514-516、(エクセルによるプログラムはhttp://news-sv.aij.or.jp/kouzou/s10/outcome.htmlに掲載)

2)　Schnabel, P.B., Lysmer, J. and Seed, H.B. ： SHAKE - A Computer Program for Earthquake Response Analysis of Horizontally Layered Sites, Report No. EERC72-12, EERC, 1972

参考資料 4-J 天井の耐震性能評価

１．総則

１．１　一般

本設計法は、「新構造システム建築物」の構造設計における、鋼製下地在来工法天井の耐震設計指針として作成したものである

【解説】

近年、稀に起こる地震動（レベル１地震動）レベルにおいて、主構造体は健全であるにもかかわらず、鋼製下地在来工法天井の大規模な崩落事故が生じていると報告されている。本設計法は、鋼製下地在来工法天井が稀に起こる地震動を受けた場合における耐震性の確保を目的として作成されたものである。

天井工法には鋼製下地在来工法天井のほかシステム天井があるが、システム天井についてはこれまで大規模な崩落事故の報告がなく、天井の構成から部分的なパネルの落下等は起こるものの大規模な崩落を起こす工法でないと考えられるため、本設計法の対象からは除外している。

１．２　適用範囲

本設計法は、屋内におけるコンクリート床スラブから支持された鋼製下地在来工法天井の設計に適用する。

【解説】

屋外においては、風圧による瞬間的な荷重および長期の繰返し荷重が生じる。本設計法は地震時荷重に対する設計を示したものであるため、屋外における鋼製下地在来工法天井については適用を除外した。また、鋼製下地材が折板から支持される場合も想定されるが、折板の剛性によっては、天井が不測の挙動を起こすことが懸念され、現段階ではその挙動については不明な点が多いため、支持端はコンクリート床スラブに限定した。

１．３　設計方針

設計者は「稀に発生する地震動（レベル１地震動)」に対して、天井の機能維持を保つことを検証するとともに、「極めて稀に発生する地震動（レベル２地震動)」以上の入力に対しては、フェールセーフによる天井落下の防止対策を講じる。

【解説】

１．１においても触れたが、近年問題となっているのは稀に起こる地震動（レベル１地震動）において、主構造体は健全であるにもかかわらず、鋼製下地在来工法天井の大規模な崩落事故が生じていることである。設計では、レベル１地震動に対し、耐震性の確保を定量的に示すこととする。

極めて稀に発生する地震動（レベル２地震動）以上の外力については、現在のところ鋼製下地在来工法天井が元来大きな水平力に耐えられる工法および材料を用いてないため、安全性の確保を目標とすることとし、フェールセーフによる防止対策を講じることを義務付けることとした。レベル２地震動以上の外力に対して機能維持を図る場合は、振動台実験等により安全性が確認された天井工法を用いることとする。

１．４　用語

本設計法で用いられる鋼製下地在来工法天井の用語を以下のように定義する

- つりボルト　上端部は床スラブ内インサートに接続され、下端部は野縁受けを支えるハンガと接続される。天井自重を床スラブに伝達させる。
- ハンガ　野縁受けを支え、吊ボルトと接続する。吊ボルトとはナットを用いて取り付けられる。
- 野縁受け　野縁を受ける部材。
- 野縁　天井ボードを受ける部材。天井ボードの目地部以外に用いるシングル野縁と目地部に用いる幅広のダブル野縁がある。
- クリップ　野縁受けと野縁を接続する部材。野縁の種類に応じてシングル野縁用のシングルクリップ、ダブル野縁用のダブルクリップがある。

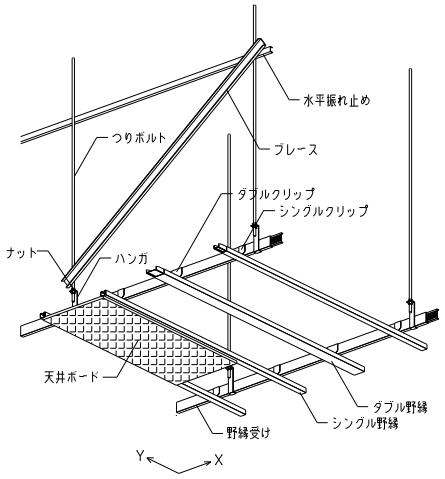
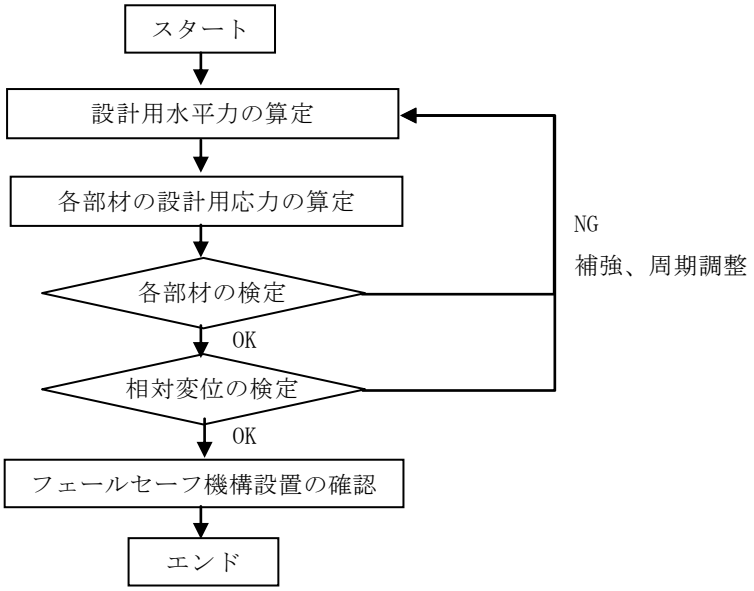


図 1.1　鋼製下地在来工法天井の構成部材

- ブレース（斜め振れ止め）　元来、天井懐が深い場合にのみ設置してきたが、本設計法では耐震要素として評価する。
- 水平振れ止め　ブレースと同様、天井懐が深い場合に設置される振れ止め部材であるが、本設計法では耐震要素として評価する。
- 天井ボード　天井仕上げに用いられる石膏ボード等。

１．５　設計フロー

本設計法の設計フローを以下に示す



２．荷重

２．１　一般事項

天井の耐震設計を行う際に想定する荷重は、慣性力による水平力とする。

【解説】

外壁等の非構造部材の設計を行う場合は、地震力として慣性力に荷重のほか、層間変形による強制変位に対しての検証を行っている。しかし、天井の地震被害報告では、層間変形による被害は部分的な被害に留まっている。これは、鋼製下地在来工法天井は、この工法特徴でもある剛性の低い接合部を用いて構成されているために、層間変形に対してはある程度の追従性があるためと考えられる。また、実験的な研究では、大規模な天井全体崩落は慣性力による大きな天井変位により生じることが確認されている。よって、ここでは慣性力による水平力に対して安全性を検証することとした。また、上下動に対しては、鋼製下地在来工法天井を体育館などの大スパンを構成する天井に用いるなどの特殊な場合を除いては、特に考慮しなくても良いこととした。

長期荷重についての検討も本来必要であるが、鋼製下地在来工法天井においては、後に掲げる仕様規定にて通常の長期荷重（天井ボードとして石膏ボード 2 枚張り程度）に対する性能は確保できているため、本設計法では長期荷重についての検討は省略することができることとした。よって、仕様規定から逸脱する部材配置とする場合や、鋼製下地材に特別な設備荷重などを長期荷重として負担させる場合は、別途長期に対する検討を行わければならない。

２．２　設計用地震荷重

(1)　固定荷重の算定

慣性力による水平力を算定するための天井固定荷重は、建築物の実況に応じて計算を行う。

(2)　設計用地震荷重の算定

設計用地震荷重 Q_Eは、天井の形態・規模に応じて動的効果を考慮した適切な方法にて設計用地震荷重の算定によるほか、４．６を満足する場合には次式により算定することができる。

$$Q_E = K \cdot W \qquad (1)$$

ここに、K:　天井の設計用震度係数で天井の固有周期 TC と建物の固有周期 TS の比を用いて次式により算定する。

K＝1.25	0<Tc/Ts<0.5；	K＝2.7	0.9<Tc/Ts<1.05
K＝0.8	Tc/Ts=1.5；	K＝0.3	1.5<Tc/Ts

W:　天井の重量［kN］

【解説】

(1)　固定荷重の算定

慣性力による水平力を算定するための天井固定荷重は、建築物の実況に応じて計算を行う。以下に一般的な天井材の重量を示す。

鋼製下地（つりボルト除く）	25	N/m^2
天井ボード（プラスターボード）	75	$N/m^2/cm$
天井ボード（岩面吸音板）	40	$N/m^2/cm$

なお、設備機器は上記天井下地材とは別に支持するものし、天井設計用固定荷重には算定しないものとする。

(2)　設計用地震荷重の算定

日本建築学会「非構造部材の耐震設計指針・同解説」では天井を含む非構造部材の設計地震力の算定法が記述されており、式（１）中の震度係数 K の算定方法が記載されている。本設計法でもこれに準ずるが、基本的に建物内で天井の設計が変化することは実態としてないこと、天井の減衰定数が 3%であることが既往の研究から分かってきていることから、建物の周期で強制加振された定常

解から近似的に求める方法とした。図 2.1 は定常解と本設計法での値との関係を示す。

なお、動的効果を考慮した手法による方法を付録に記してある。

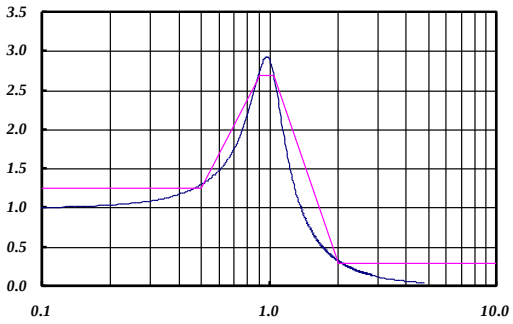


図 2.1　定常振動解と本設計案

３．材料

３．１　使用材料、許容応力度、すべり耐力および天井の水平剛性

(1)　使用材料
　天井の鋼製下地材に用いる材料は原則として JIS 適合品とする
(2)　基準強度　F[N/mm^2]
　部材の基準強度は、JIS に定められた「降伏点および耐力」うち「降伏点」の値とする。ただし、JIS においても降伏点が定められていない材料については、JIS 中の記述による参考値あるいは化学成分のみが与えられている場合は、これにほぼ同様な化学成分の鋼材の降伏点の値を用いることができる。
(3)　許容応力度
　設計に用いる短期許容応力度は部材の応力状態に応じて以下のように求める。
　引張に対する短期許容応力度　f_t：　基準強度 F とする。
　圧縮に対する短期許容応力度　f_c：　座屈を考慮した値とする。
　　ただし、吊りボルトの細長比は 650 以下とする。
　せん断に対する短期許容応力度　f_s：　$F/\sqrt{3}$ とする。
　ただし、建築基準法関連の告示平 12 建告第 2464 号第 1・第 3 による「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに材料強度の基準強度を定める件」に基準強度が示されている材料については、告示に示されている値を採用するものとする。
(4)　クリップのすべり耐力　S_c[N]
　鋼製下地材におけるクリップのすべり耐力 S_c は 200N とする。

【解説】
(1)　使用材料
　現在流通している天井の鋼製下地材は JIS 適合品および一般材と呼ばれる JIS 適合外品がある。一般に JIS 適合外品は JIS 適合品と比べ部材の板厚が薄い傾向にある。JIS 規格においては、亜鉛めっきの付着量、部材の形状安定性および鉛直方向に対する載荷強さが示されている。これらの性能は最低限保証されるべきであるとし、本設計法では JIS 適合品を使用することとした。
　ただし、例えば屋内プールなど鋼材が錆びやすい状況などで、品質確保を目的としてステンレス製下地材を用いる場合などについては、ステンレス製下地に JIS 適合品がないため、JIS 適合外品を用いることを例外的に認められるものとする。一般に、ステンレス製下地は JIS 適合外品であるが、板厚は JIS 適合品と同等である。

(2)　基準強度
　天井は主要構造部ではないため、建築基準法においては許容応力度設計を行うための材料の規定がない。よって、本設計法により許容応力度設計を行うための許容応力度算定のための基準強度は JIS による「降伏点および耐力」のうち「降伏点」の値を用いることとした。
　一般に、鋼製下地材の主な材料は、溶融亜鉛めっき鋼板および鋼帯は JIS G 3302、同じく溶融 55%アルミニウム－亜鉛合金めっき鋼板および鋼帯は JIS G 3321 による材料を用いている。このうち特によく用いられる種類である SGCC, SGC340 および SGC400 について、本設計法における許容応力度を表 3.1 に示した。この表のうち SGCC については、JIS に記載されている降伏点の参考値を、SGC340 については JIS で定められた降伏点を、SGC400 については告示平 12 建告第 2464 号第 1・第 3 による「鋼材等及び溶接部の許容応力度並びに材料強度の基準強度を定める件」に基準強度が示されているため、告示による値を記載している。また、吊りボルトについては JIS G 3505 が用いられる。JIS G 3505 における SWRM 材は化学成分の規定はあるものの、強度の規定がない。ここでは、SWRM 材については、これと化学組成が近似している SGCC 材と同様の基準強度を用いることとした。

表 3.1　天井に用いられる代表的な材料の基準強度

（めっき鋼板）

材料	許容応力度 (N/mm^2)
SGCC	205
SGC340	245
SGC400	280

（つりボルト）

材料	許容応力度 (N/mm^2)
SWRM	205

(3)　許容応力度

許容応力度は主要構造において行なわれている同様の方法により算定する。ただし、吊りボルトが圧縮となる場合の細長比の制限については、実情を鑑みるとともに既往の振動台実験などにおいて吊りボルト長が 1,500㎜ 以下であれば安定した水平力抵抗機構が確認されていることから、650 を上限とした。なお、吊りボルトϕ9 が 900㎜ ピッチで配置されている場合には次式で細長比λを計算することができる。

$$\lambda = \frac{l_k}{i} = \cong 390\tan\theta$$

ここに、

l_k：　座屈長さ[cm]，i：吊りボルトの断面 2 次半径[cm]，θ：ブレースと天井面とがなす角度

(4)　クリップのすべり耐力

クリップのすべり耐力は実験的な研究により明らかになりつつある。本設計法ではクリップのすべり耐力は表 3.2 の値を用いることとする。

表 3.2　クリップのすべり耐力

部材	許容応力度(N/個)
クリップ	200

４．部材の設計

４．１　設計用応力

地震時における天井の慣性力はすべてブレースにて負担し、直上の床または屋根に伝達されるものとする。安定した水平抵抗機構が確保できるよう、ブレースおよびブレースに取付く部材について、ブレースの設計用軸力を基に力の釣合いから算出した応力を設計用応力とする。

【解説】

(1)　ブレースに生じる軸力

天井周辺が外周の壁等に密着されている場合は、天井ボードおよび野縁、野縁受けを介して、周辺壁面へ伝達される力もある。しかし、天井規模や周辺壁面剛性により、周辺壁面へ伝わる力の分担率が変化し、定量的に捉えることが困難なため、本設計法では安全側に鋼製下地材ブレースにより慣性力が全て直上の床・屋根へ伝わるものとした。

鋼製下地材ブレースに生じる設計用応力は次のように算定する。

$Pd = \alpha \times \{Fi / n\} / \cos\theta$

ここに、

Pd：ブレース設計用軸力(kN)

Fi：当該階に天井面に生じる慣性力による水平力(kN)

n：天井に取り付くブレースの個数

θ：ブレースと天井面とがなす角度

α：1.1 倍以上とする。

設計用応力の算定において、係数αを乗じているのは、JIS 規格における板厚寸法の許容差が 10%程度許容されていることを勘案し 1.1 倍以上としている。

天井下地材に安定した水平抵抗機構が形成されるには、ブレースに取付く部材についても検討を行う必要がある。特にブレースに取付く吊ボルトについては、圧縮力を受けた際に水平抵抗機構が損なわれる場合もある。従ってブレースに取付く部材についても、上記に示したブレースに生じる設計用応力を基に、節点の力の釣合いにより設計用応力を求める。

４．２　各部材の設計

各部材は設計用応力に対して短期許容応力度以内にあることを確認する。クリップにおいてはすべり耐力以内であることを確認する。

【解説】

各部材の設計は、主要構造体の損傷限界設計と同様に、短期許容応力度による確認を行う。ただし、クリップにおいては、許容応力度設計ではなく、すべり耐力の確認を行い部材の設計とする。この点については、天井の大規模な崩落は、クリップのすべり、はずれが基端となり生じているとの研究結果があることから、すべり耐力での検証で問題はないと判断した。また、ハンガについてはすべり現象が発生することは確認されているが、このことが直接天井の落下につながるというデータがないために確認事項から除外した。この点については今後の研究が望まれる。

４．４　躯体との相対変位の検定

地震時に天井が躯体あるいは間仕切り壁などと接触・衝突が発生しないことを両間の相対変位を基に確認する。相対変位は、動的解析や実験などによる他に、４．６に示すその他仕様規定を満足し、かつ、天井面が平面である場合には設計用地震荷重および天井の水平剛性から求めることができる。

【解説】

本設計法では天井と周囲の構造材または間仕切り壁などの非構造材との間にクリアランスを設けることとしている。これは、既往の振動台実験において天井が周囲の拘束材に衝突することにより

被害が発生するという事実に基づいている。天井の吊り位置からの相対変位は設計用せん断力と天井が有する水平剛性から算定する。天井の水平剛性は、鋼製下地材間の接合部が所謂ピン接合や剛接合という接合条件にはならなず接合金物の影響を強く受けること、また、部材間に大きな偏心が存在すること、などの理由から、使用する接合金物の特性を踏まえた動的解析あるいは実験により相対変位を算定することが望ましい。ただし、JIS A 6517(建築用鋼製下地材(壁・天井) 標準施工要領書)によった平板状の天井の場合にはデータが揃いつつあり、式(1)～(3)および図 1 を用いて算出された値により実測値とよい対応が取れることが確認されている。

ブレース取り付けの有無により各吊りボルトの水平剛性を算出し、すべての総和として算定することができる。

ブレースが取り付かないボルト 1 本あたりの水平剛性：$(1/k_1+1/k_2)^{-1}$ (1)

ここに、k_1, k_2 は

振子としての見かけ上の剛性：

$$k_1 = mg/l \quad (2)$$

曲げ変形による剛性：

$$k_2 = 3EI/l^3 \quad (3)$$

である。ブレースが取り付く吊りボルト 1 本あたりの水平剛性 k_3 については下図による。図中 Lb はブレースからハンガーまでの距離とする。

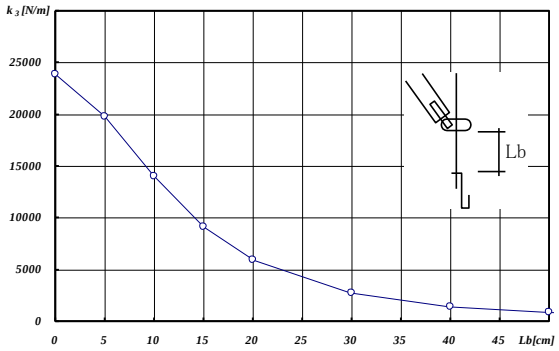


図 4.1　ブレースが取り付く吊りボルトの水平剛性

４．５　落下防止のためのフェールセーフ機構の設置

極めて稀に生じると考えられる地震において天井が大きく落下することがないように、フェールセーフ機構を予め設置しなければならない。

【解説】

天井が落下した場合には人的被害および避難経路の遮断などが起きる可能性があることから、大きく落下することは避けなければならない。

一方、現段階では、在来工法天井の地震時の性状が完全に把握されたとは言えないこと、また、４．３の方法でレベル２以上の地震力に対してブレースの配置を義務付けることは設計を困難する可能性があることを鑑み、本設計法ではフェールセーフ機構が作用することにより、天井が大きく落下することがないようにすることを義務付けることとした。フェールセーフの一例を図に示す。図 4.2 に示すⅢ型・Ⅳ型を用いた落下防止策を例として示す。Ⅲ型は結束線で野縁と野縁受け交点（縦横@900）を縛る方法であり、Ⅳ型は特殊な折曲げ金物で縛る方法である。Ⅲ型は径 0.9㎜, SUS304 製の結束線を 2 重巻したもので、Ⅳ型は幅 18㎜、厚さ 0.4㎜ の薄肉折曲げ鋼板を野縁に巻き付け、野縁受け側面にビス止めしたものである。

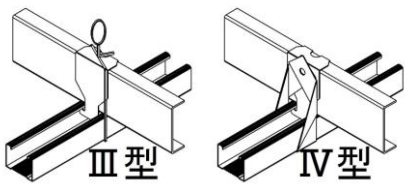


図 4.2　落下防止対策

４．６　その他仕様規定

上記までの設計にて部材の検証を行うほか、次の仕様を満足していることを確認する。

- 部材ピッチは JIS A 6517(建築用鋼製下地材(壁・天井) 標準施工要領書)によること。
- ブレース接合部はブレース耐力が確保できる金物または溶接とすること。溶接接合を用いる場合は、薄板を用いるため十分溶け落ちに注意し、さび止め処理を確実に行うこと。

５．設計例

５．１　モデル建物

鉄骨造 8 階建ての建物を対象とする。

モデル建物の概要を次に示す。

【建物概要】

建物規模：地上 8 階、地下なし

構造種別：鉄骨造

架構形式：X 方向，Y 方向とも純ラーメン構造

地盤種別：第 2 種地盤

軒　　高：31.5m

基準階高さ：3.85m

基準階天井面積：400m^2

５．２　天井の固有周期および減衰

吊りボルトの配置を 0.9m 間隔とすれば、1 本あたりの天井面積は 0.81m^2 となり、基準階天井面積をこの値で除することにより吊りボルト総本数は約 490 本となる。このうち 15%（75 本）の吊りボルトにブレースを取り付けるものと仮定する。また、天井の単位面積あたりの質量を 15kg/m^2 とし、天井懐を 0.9m とする。

ブレースが取り付かない吊りボルトの水平剛性：式(1)～(3)

$$k_1 = \frac{15\times 0.81\times 9.8}{0.9} = 132\left[N/m\right],\quad k_2 = \frac{3\times 205\times 10^{9}\times 3.22\times 10^{-10}}{0.9^3} = 271\left[N/m\right]$$

ブレースが取り付く吊りボルトの水平剛性：図 4.1 より

$$k_3 = 2.5\times 10^{4}\left[N/m\right]$$

天井全体としての水平剛性：

$$k = \left(k_1 + k_2\right)\times\left(490-75\right) + k_3\times 75 = 2.0\times 10^{6}\left[N/m\right]$$

したがって、天井の固有周期は、

$$T = 2\pi\sqrt{\frac{m}{k}} = 2\pi\sqrt{\frac{15\times 400}{2.0\times 10^{6}}} = 0.34\mathrm{sec}$$

となる。

５．２　評価用応答スペクトルの算定

評価用応答スペクトルは政令第 82 条の 5(限界耐力計算)と同様の手法により作成する。限界耐力計算時の損傷限界時の要求スペクトルを本設計法でのレベル 1 地震動評価用応答スペクトルとする。レベル 1 地震動評価用応答スペクトルを図 5.1 に示す。評価用応答スペクトル算定時の表層地盤による加速度の増幅率は、告示第 1457 号第 10 による略算式により算出した。

５．３　刺激関数

固有値解析から刺激関数を求める。求められた刺激関数を図 5.2 に示す。建物の固有周期は 1 次 1.16 秒、2 次 0.40 秒、3 次 0.24 秒であった。

５．４　床応答スペクトル

付録に示す動的効果を簡便に評価する方法により求めた床応答スペクトルを図 5.3 に示す。減衰の評価については、各床のパワースペクトルは、限界耐力計算の損傷限界応答スペクトルと同様に躯体の減衰定数を 5%として求め、これにより求められたパワースペクトルから床応答スペクトルへの変換時には天井の減衰定数 3%として求めた。天井の固有周期 T と図 5.3 より、天井設計用応答加速度を求める。

図 5.1　レベル 1 地震動評価用応答スペクトル

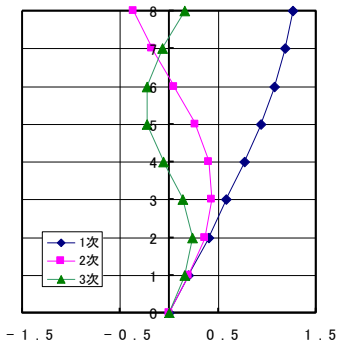


図 5.2　刺激関数

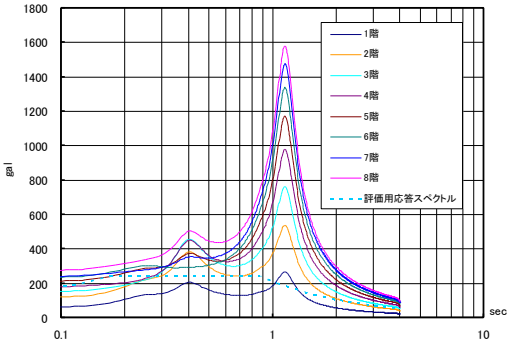


図 5.3　床応答スペクトル

表 5.1　設計用水平力

階	天井質量（ｔｏｎ	加速度（ｍ／ｓ／	設計用水平（ｋＮ）
8	６．０	３．６５	２１．９
7	６．０	２．９２	１７．５
6	６．０	２．９６	１７．８
5	６．０	２．９４	１７．６
4	６．０	２．７２	１６．３
3	６．０	２．６７	１６．０
2	６．０	２．４５	１４．７

※天井質量は天井面積 400(m²)×質量 15(kg/m²)として算定

５．６　各部材の設計

ブレースの取り付く近傍のクリップ（1 ブレースあたり 2 個として計算）について、クリップ 1 個すべり耐力 200N とすると、必要ブレース数は８階の場合：

(21.9x1000) / (200x2) = 54.8　⇒　55 個

この本数は地震力算定時に仮定したブレース本数よりも小さいので OK。

５．７　フェールセーフの設置

４．５に示した方法などに準じた方法によりフェールセーフを施す。

付録　天井の耐震設計の考え方

（ｉ）　天井の揺れ方

地震が発生すると、建物が揺れ、そして各床に取付く天井等が揺れる。図 1 に、ある地震時の高さ方向の加速度分布 α（cm/sec^2）と層間変形角 γ と、ある中間階床での加速度の大きさの時刻変化を床の加速度波形で示す。

床から吊られた天井は、この床の加速度波形で揺らされ、この床の揺れと天井の固有周期との関係で天井の揺れは異なる。図 2 には、ある階の床が揺れた時に天井の固有周期によって、天井の加速度の最大値と、床を基準とした時の天井最大変位が変化する状況を示す。床に剛に取り付いている場合は周期が 0.0 となり、当然ながら床と同じ揺れとなる。一般的に天井の固有周期が長くなると変位、加速度とも大きくなる。また、極値が見られるが、これは建物の固有周期に対応するものである。

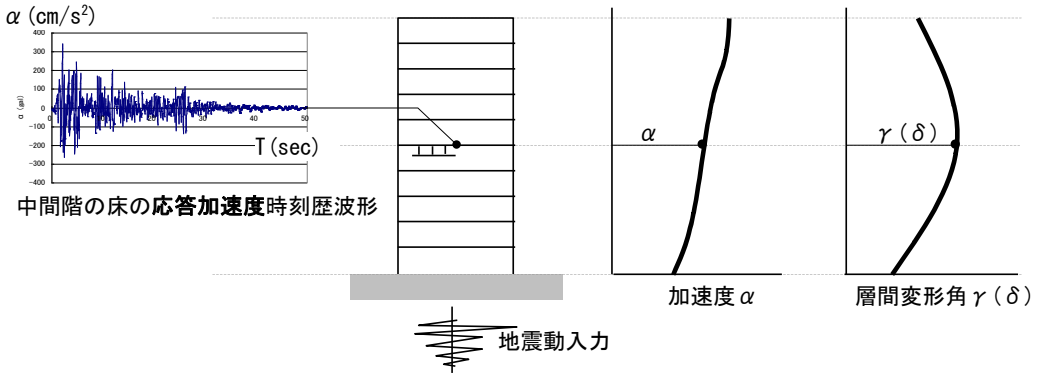


図 1　地震時の加速度 α ・層間変形角 γ 分布と床の応答加速度時刻歴波形

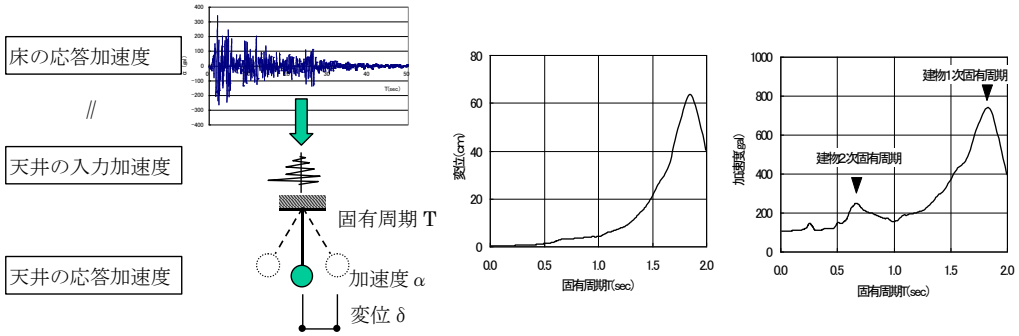


図 2　天井固有周期と、応答最大変位および応答最大加速度

（ii）設計用地震力

設計用地震力は、各階の加速度応答スペクトルと天井の固有周期により算定する方法またはフレームモデルなどによる地震応答解析から得られる結果を用いる方法のいずれかにより求める。

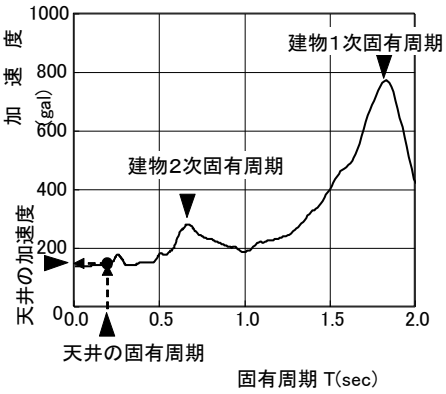


図 3　加速度応答スペクトルから天井に作用する慣性力の算定

F ＝ a／980 × W

F：天井に作用する力(kN)

a：天井に作用する加速度(gal)

W：天井の重量(kN)

(iii) 動的効果を考慮した簡便法による設計用地震力の算定

L1 に対して、構造躯体（ダンパーを含む。）が弾性範囲にあることを前提とすれば、次に示す手順により、構造躯体の性能評価用スペクトルから各床の絶対加速度応答スペクトルを近似的に評価することができる。

＜手順＞

[1] 評価用応答スペクトル S_a を（片側）パワースペクトル（密度関数）$G_g\left(\bar{\omega}\right)$ に変換する。

[2] 対象建築物の固有値解析を行い、刺激関数 $\beta_n \mathbf{U}_n$ を求める。

[3] 刺激関数、各モードの減衰定数、[1]のパワースペクトル $G_g\left(\bar{\omega}\right)$ から、床(番号を j とする)の絶対加速度応答のパワースペクトル $G_{f(j)}\left(\bar{\omega}\right)$（の近似値）を求める。

$$G_{f(j)}\left(\bar{\omega}\right) \cong \left[\sum_{n=1}^{N}\left\{\beta_n U_n(j)\right\}^2 \cdot \left\{D_{acc,n}\left(\bar{\omega}\right)\right\}^2\right] \cdot G_g\left(\bar{\omega}\right) \tag{1}$$

ここで、$U_n(j)$ は n 次固有モードベクトル $\mathbf{U}_n$ の第 j 成分、$D_{acc,n}\left(\bar{\omega}\right)$ は 1 自由度系の地動加速度と応答絶対加速度との伝達関数（応答倍率、共振曲線）、N は層数（自由度数）である。

$$\left\{D_{acc,n}\left(\bar{\omega}\right)\right\}^2 = \frac{1+\left(2h_n\,\bar{\omega}/\omega_n\right)^2}{\left\{1-\left(\bar{\omega}/\omega_n\right)^2\right\}^2+\left(2h_n\,\bar{\omega}/\omega_n\right)^2} \tag{2}$$

ここで、ω_n と h_n は n 次の固有円振動数と減衰定数である。

[4] $G_{f(j)}\left(\bar{\omega}\right)$ を応答スペクトルに変換する。

[1]及び[4]のスペクトル変換には、文献 1)のエクセルシートを使用する。

式(1)は各モードの固有振動数が十分に離れていることを前提としてモード間の連成項を無視した近似式である。よって、偏心や大スパンの影響で固有振動数が近接する場合には精度が悪くなる可能性があるが、ここでは比較的整形な多層建築物を想定していることと実用性から式(1)によることとした。

上記手順では構造躯体と非構造材の減衰をそれぞれ評価している。鉄骨造の時刻歴応答解析で慣用されている 1 次を 2%とした剛性比例型など、構造躯体に想定される弾性域での減衰は式(2)の h_n で考慮する。評価対象となる天井等の非構造材の減衰は、次のいずれかで考慮する。

①□手順[4]のスペクトル変換の際に考慮する。

②□手順[4]では一定の減衰定数を仮定した応答スペクトルを求めておき、減衰補正係数によって対象となる非構造材の減衰定数に対応したスペクトルを求める。

なお、応答スペクトルは 1 自由度系の応答を考えたものであるため、表示の際に減衰定数が必要であるが、パワースペクトルは波形自体のフーリエ振幅に関連した量であるため、減衰定数とは無関係であることに注意する。

参考文献

1) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説(2004)、付 7.2 スペクトル変換、pp.514-516、(エクセルによるプログラムは http://news-sv.aij.or.jp/kouzou/s10/outcome.html に掲載)

参考資料 4-K　ローカル・モニタリングについて

１．ローカル・モニタリングの必要性

震度７程度の地震に対しても全体としては弾性的な挙動を示す耐震性の高い構造物の場合，グローバル・モニタリングによる損傷検出はほとんど意味を持たない。しかし，構造物の一部では，全体挙動には影響を与えない程度のローカルな損傷が進行する可能性がある。

ローカルな損傷は,構造物のリダンダンシーが大きい場合は全体システムに与える影響は小さい。しかし,リダンダンシーが小さくなると,全体システムの健全性に多大な影響を与えることがある。リダンダンシーの大きな構造物の一部が塑性化した場合，構造物全体としては弾性的な振る舞いを示す。したがって，ローカルな損傷ではほとんど変化の生じない低次モードに着目しても損傷を検出することは難しい。ローカルな損傷は一般に高次モードの変化となって現れるが，実際の構造物で高次モードを精度よく同定することは容易ではない。このため，損傷によるモード特性の変化を利用した損傷検出法では適用範囲が限定されてしまう。このようなローカルな損傷を検出するには，全体システムの挙動に着目するよりは，損傷しそうな位置を多数ピンポイントで直接モニタリングするセンサを用いたほうが効果的である。

ピンポイントで損傷をモニタリングするには，地震時あるいは平常時において，解析的あるいは経験的に応力が大きくなると予想される部位，たとえば梁端や柱脚・柱頭などに多数のセンサを分散配置する必要がある。モニタリングの結果，その部位の損傷が許容レベルを超えたと判断されれば，補修あるいは補強を施すことになる。制震ダンパは意図的に損傷を集中させ，ほかの部位を損傷させないために用いられる。したがって，損傷が集中する制震ダンパもローカル・モニタリングが不可欠であり，モニタリングの結果に基づき，取替えなどが行われることになる。

ローカル・モニタリングでは，構造物の一部に生じた損傷を検出することが要求されるが，どの位置で損傷が発生するのかは定かではないので，配置するセンサの数はどうしても多くなる。このため，多くのセンサ情報を同時に比較し，どの部位で損傷が生じたか，その位置での損傷度はどの程度かといったことを判断する必要が生じる。各部位における加速度時系列データを直接比較しても有益な情報は得にくい。それよりも各部位の最大変位，累積変位，残留応力などの損傷指標だけを計測して相互に比較する方法が有効と考えられる。また，計測点が多くなると，有線でデータを伝送すると配線が複雑化し，多大な労力とコストを要するだけでなく，伝送上のミスも生じやすくなる。また，常時設置してモニタリングすることになると外観的にも好ましくない。このため，ワイヤレス・センサ・ネットワークの構築も大きな課題となる。

２．最大変位記憶センサ

構造物に生じた最大変位を把握するための従来の方法は，歪みゲージを構造物に貼り付ける方法である。歪みゲージは，変位の動的な状態をリアルタイムで計測できるため，実験や短期的な実測には有効である。しかし，長期にわたるヘルスモニタリングでは，常時電源の供給，不要なデータの蓄積，複雑なワイヤ作業，データ処理の煩雑さなどにより，実用的とはいいがたい。

最大変位記憶センサは，過去に受けた変位の最大値を記憶しておき，いつでも最大値を取り出すことのできるセンサである。制震ダンパの健全性評価にも利用することができる。最大変位あるいは最大ひずみ記憶センサには以下のようなものがある。

(a) 炭素繊維の抵抗変化を利用した最大ひずみ記憶センサ

ガラス繊維強化プラスティック(FRP)に炭素繊維を導入し，その電気抵抗が過去の最大ひずみと相関を有することを利用したセンサである。抵抗変化率が過去の最大ひずみだけでなく現在のひずみにも依存してしまうため精度に問題があったが，最近，炭素繊維の変わりに炭素粒

子を導入することで精度の改善が図られている[1)]。

(b) 機械的仕組みを利用した最大変位記憶センサ

複数のカーボンファイバを並列に配置し，カッターを設けた櫛状の溝にそれぞれ通し，カッターの移動量に応じてカーボンファイバが順次切断されることにより最大変位を記憶する。それぞれのひずみレベルごとのオンオフスイッチ型のため，カーボンファイバの本数に依存して精度が決まることになる。科学技術振興事業団により開発が進められた[2)]。

(c) トリップ鋼の磁化を利用した最大ひずみ記憶センサ

ひずみが生じると磁化するトリップ鋼を利用して最大歪みを検出するセンサである[3)]。トリップ鋼の結晶組織は遷移温度を境に高温状態ではオーステナイト（非磁性材）、低温状態ではマルテンサイト（強磁性材）であり、いったんマルテンサイトに変化した結晶は除荷してもオーステナイトに戻ることはない。この性質を利用した最大値記憶センサである。

(d) 弾性座屈を利用した最大変位記憶センサ

一方向に完全塑性の特性を持たせた記憶機構を実現するために，細線を使った弾性座屈の仕組みを利用したセンサである。最大ひずみの計測には，抵抗，キャパシタンス，インダクタンス等の変化を利用することができ，精度の高い計測が可能である[4)]。

３．累積変位記憶センサ

累積変位を記録する従来の方法は，変位の時系列を測定しておき，あとでコンピュータにより累積変位を計算する方法である。測定点が少なければこの方法でもよいが，ヘルスモニタリングのように長期間にわたり多数点での計測が必要になると，最大変位記憶センサの項でも述べたのと同じような理由で実用的ではない。

累積変位センサは，変位波形を記録することなく，その時点での累積変形のみを記録するセンサである。両側載荷の累積変位を記録するものと片側載荷のみの累積変位を記録するものとがある。

(a) アンボンド・ブレースの累積変位計

スピンドルを測定対象物にあてることにより，累積変位量がカウンター表示される。軸降伏型履歴ダンパであるアンボンド・ブレースの疲労測定用として使われている[5)]。

(b) 鋼材ダンパの累積変位計

ラチェットの原理を応用して、せん断パネル型の鋼材ダンパの１方向累積せん断変形を測定するために用いられている。低降伏点鋼や極低降伏点鋼を使用した鋼材ダンパに向いている。

４．残留応力センサ

溶接などにより鋼材中に残留応力が生じると，変形や応力腐食割れ，疲労強度の低下や脆性破壊の一因となる。従来のひずみゲージを用いる方法は，残留応力を測定したい方向にひずみゲージを貼り，その位置での応力が「０」となるように計測機器を調節した後，測定箇所を切り取るか測定箇所の周囲をドリルで穿孔して応力を開放し，このときの応力値を計測する方法である。しかし，この方法では構造物の一部を破壊せざるを得ない。非破壊で残留応力を計測する方法には以下のようなものがある。

(a) X線応力測定

金属材料はすべて多結晶からなっており，材料に応力が加わると，材料は力の方向に伸び，これと直角方向に縮む。これに伴って原子の配列している距離（格子間距離）も伸びたり縮んだりする。X線による応力測定の原理は，この格子間距離の変化をX線回折によって測定することである。鋼の場合，応力「0」の時の格子定数は既知のため、格子間距離の変化量が残留応力となる。ただし，応力の測定深さは表面から約数μmの範囲である。

(b) バルクハウゼン法

強磁性体を磁化したときの磁壁の不連続な移動により、雑音（バルクハウゼン・ノイズ）が発生する。この不規則なノイズを、コイルを用いて微小電圧のパルスとして検出する。このノイズの瞬間最大エネルギーに対応する振幅は、その磁性体に加わっている応力に関係がある。この関係は材料に固有な特性に依存するが，このことを利用して残留応力を求めることができる。ただし，応力の測定深さは表面から約 0.02mm の範囲である。

(c) 磁歪法（磁気ひずみ応力測定法）

鉄鋼などの強磁性体にコイルなどで磁場を加えると，鉄鋼は磁化され，それに伴って長さが変化する「磁気ひずみ現象」を利用したものである。鋼材に引張応力を作用させると，その方向の透磁率が大きくなり磁化しやすくなる。逆に圧縮応力を作用させると，その方向の透磁率が小さくなり磁化しにくくなる。したがって，引張応力が発生した鋼材は主応力方向に磁化し易く，直角方向には磁化し難くなる。磁歪法は，この磁気異方性を検出して応力を測定する方法である。

５．ワイヤレス・センサ

ローカル・モニタリングにおいては，計測点の数が膨大なものとなるため，小型で安価なセンサを用いることと，データ転送をワイヤレスで行うことが望まれる。以下にそのような方向に沿ったセンサを紹介する。

(a) 埋め込み型 RFID タグセンサ

電池を搭載せずにひずみセンサ付き RFID タグをコンクリート内部に埋め込むことにより，構造物に作用する荷重や劣化により生じる変形を外部より電波を当てて日接触で計測する。ひずみの分解能は $10x10^{-6}$ 程度である。施工時の荷重やドア津による変形をモニタリングすることにより，施工における品質確保や竣工後の維持管理に役立てることができる。

(b) 貼り付け型 RFID タグセンサ

プリントシート付きの RFID タグを、鋼材やコンクリート等の表面に貼り付け、対象物に生じた亀裂等を検知する。プリントシート付きの RFID タグは、耐火被覆等の内部に設置することが想定されており、外側から無線通信することで、非破壊で内部の損傷状態を知ることが出来る。鉄骨を対象にした場合、0.08mm 以上の亀裂は検知が可能である。

参考文献

1) 武藤範雄，柳田博明，宮山勝，中辻照幸，杉田稔，大塚靖：CFGRP複合材料の電気抵抗による破壊予知，日本複合材料学会誌，第18巻，4号，pp144-150，1992
2) 科学技術振興事業団報　第21号，平成9年5月

3) Westermo, B.D., Thompson, L.: Smart Structural Monitoring, A New Technology, Int'l Journal of Sensors, 15-18, November, 1994.
4) 三田彰，高比良晋平：構造ヘルスモニタリングのための最大値記憶センサ，第 2 回構造物の破壊過程解明に関する地震防災性向上に関するシンポジウム，早稲田大学 2001 年 3 月
5) 林賢一，金子吉伸，岩田衛：機械式累積変位計による制振デバイスの疲労測定，日本建築学会大会学術講演梗概集，C-1，pp855-856，1998
6) 森田高市、野口和也：RFID タグ及び導電性塗膜を用いたひび割れ検知センサーの研究、日本建築学会技術報告集、No.24、pp.73-76、2006.12

参考資料 6-A　超高層試設計モデルの室内挙動

１．超高層試設計モデルの床応答について

第６章の性能評価例における超高層試設計モデルの各層最大応答加速度を図１に再掲する。また、表１に、２階、２５階、４８階における床応答の最大値をまとめて示す。

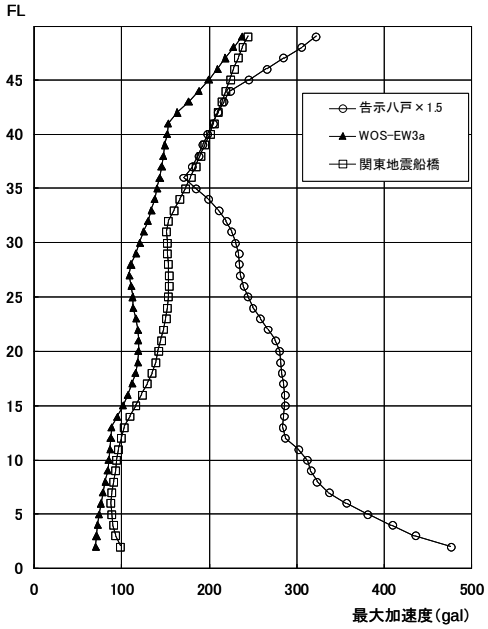


図１　各層最大応答加速度

表１　TMD を作動させた場合とさせない場合のフロアレスポンスの比較

		告示 (極稀 1.5 倍)	南海 (西大阪)	関東 (船橋)
４８階	最大加速度 (m/s^2)	3.04 (3.25)	2.28 (2.77)	2.38 (3.93)
	最大速度 (m/s)	2.10 (2.19)	1.67 (2.34)	1.98 (2.87)
	最大変位 (m)	1.95 (2.18)	1.38 (2.06)	1.73 (2.49)
	Fe	0.23(0.24)	0.22(0.19)	0.19(0.22)
２５階	最大加速度 (m/s^2)	2.48 (2.52)	1.12 (1.34)	1.53 (2.00)
	最大速度 (m/s)	1.06 (1.17)	0.73 (1.04)	0.85 (1.40)
	最大変位 (m)	0.94 (1.02)	0.64 (0.95)	0.77 (1.18)
	Fe	0.37(0.34)	0.24(0.21)	0.29(0.23)
２階	最大加速度 (m/s^2)	4.76 (4.76)	0.70 (0.70)	0.98 (0.98)
	最大速度 (m/s)	0.72 (0.72)	0.24 (0.24)	0.36 (0.36)
	最大変位 (m)	0.60 (0.60)	0.20 (0.20)	0.26 (0.26)
	Fe	1.05(1.05)	0.46(0.46)	0.43(0.43)

注 1)（　）内は、TMD を作動させない場合の数値である。

注 2) 変位及び速度は、それぞれ絶対変位、絶対速度とする。

注 3) $F_e = A/(2\pi V)$

図１に示す通り、告示波の場合、中間階から下層階においても床応答加速度は大きくなっている。一方、南海(WOS-EW3a)と関東では同様の傾向を示し、中間階以下では床応答加速度は告示波と比較し大きくないが、最上階及びその近傍では告示波とほぼ同程度の床応答加速度が生じている。

南海等の長周期地震動に対する場合には、地表面上での最大加速度がそれほど大きくない場合で

あっても、共振現象により建築物頂部において応答が大きく増幅される場合のあることが分かる。

表１によると、南海、関東において、最上階(４８階)の応答は TMD によりかなり低減されている。一方、２５階及び２階ではこの応答低減効果はそれほど顕著ではない。また、告示波に対する場合の２５階の応答であるが、加速度は他の場合に対し、より大きくなっているが、最大速度及び最大変位はそれほど大きな値とはなっていない。

以上に示した試設計モデルの床応答の特徴を抽出し、室内挙動に着目した場合の耐震性能を考察できるように、以下の４ケースについて建研式大ストローク振動台により室内状況を再現する。

1) ケース１：告示波２５階(TMD 有り)
2) ケース 2：南海２５階(TMD 有り)
3) ケース 3：南海４８階(TMD 有り)
4) ケース 4：南海４８階(TMD 無し)

1)と 2)の結果を比較することにより、中間階において高次モードの影響により床応答加速度が大きくなることの室内挙動に与える影響を検討する。また、3)と 4)の結果を比較することにより、TMD によるフロアレスポンスの低減効果を検討する。

各ケースの変位波形を図 2～4 に示す。

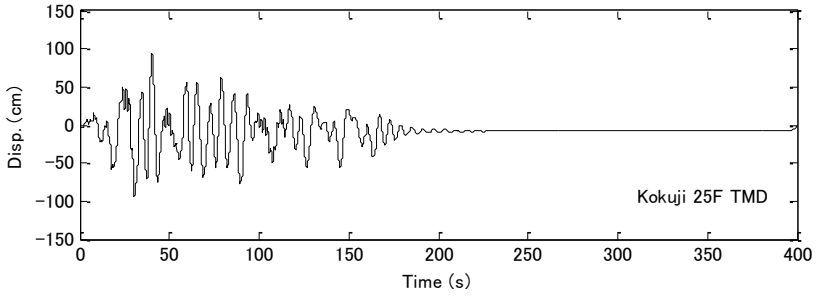


図 2　絶対変位時刻歴(告示波２５階、TMD 有り)

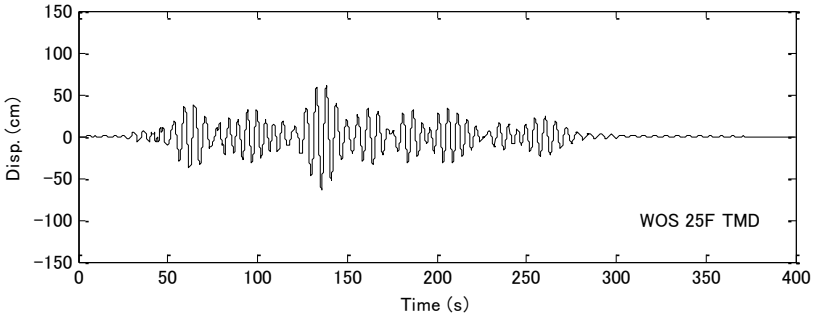


図 3　絶対変位時刻歴(南海２５階、TMD 有り)

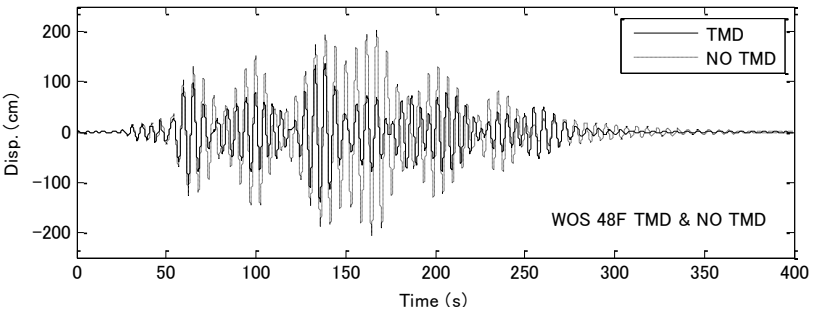


図 4　絶対変位時刻歴(南海４８階、TMD 有りと無し)

なお、TMD 有りの場合の地震動終了後の南海４８階の変位波形を示すと図 5 となり、これより、

対数減衰率として減衰定数を求めると 5.6%となる。

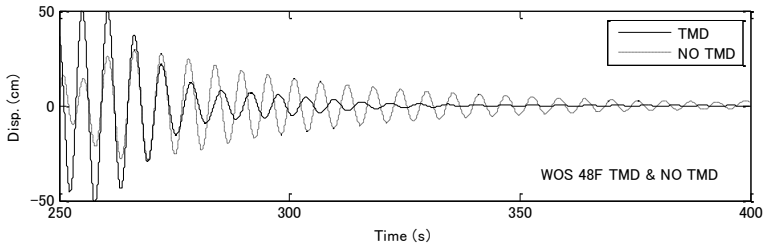


図 5　自由振動変位波形(地震動終了時刻は 300s)

２．実験結果

実験に用いた部屋モデルの様相を写真 1 に示す。建研式大ストローク振動台上に部屋モデルを設置し、その床に、キャスター付きのテレビ模型及び本棚を載せている。キャスター付きテレビ台の摩擦係数を、表 2 に示す。

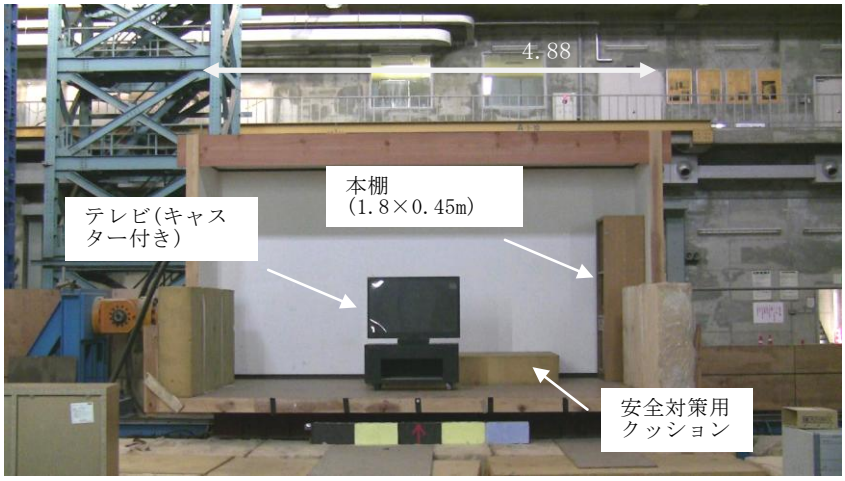


写真 1 部屋モデル

表 2 テレビ台摩擦係数

ストッパーを効かせない場合	0.014
ストッパーを効かせた場合	0.715

前章で述べた４つのケースの実験結果の様相を写真 2～5 に示す。

写真２と３は、ケース１と２の場合であり、２５階の室内挙動に対する地震動による揺れの違いの影響を検討している。両者の比較により、ケース１の告示波の場合において、高次モードの発現により、床応答加速度が大きくなる場合でも、テレビ台の滑りで見れば、ケース２の南海の場合と大差はなく、高次モードはそれほど室内挙動には影響しないことが見て取れる。なお、本棚は両ケースの場合で転倒していない。

写真４と５は、ケース３と４の場合であり、４８階の室内挙動における TMD の効果を検討したものである。TMD を作動させない写真 5 の場合には本棚が転倒した。ただし、テレビは、キャスターのストッパーを効かせていないため、TMD を作動させた写真４の場合でも、側壁に衝突している。

写真６と７は、同様にケース３と４の場合であるが、ここでは、テレビ台のストッパーを効かせている。テレビ台はケース３と４の両者の場合とも滑動しなかった。キャスター付き家具の安全対

策としてストッパーを効かせることが有効と言える。

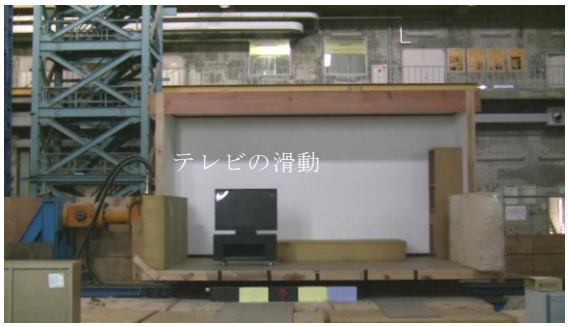


写真２　実験結果(告示波２５階(TMD 有り))
［テレビ台のストッパーを効かせない場合］

写真３　実験結果（南海２５階(TMD 有り))
［テレビ台のストッパーを効かせない場合］

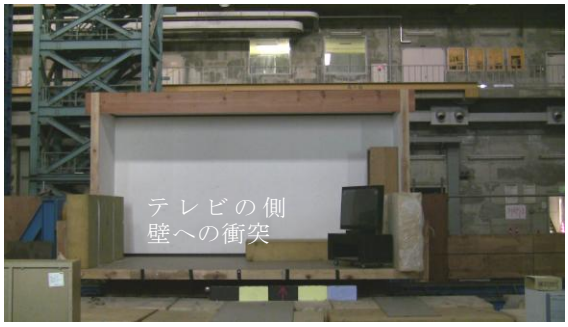


写真４　実験結果（南海４８階(TMD 有り))
［テレビ台のストッパーを効かせない場合］

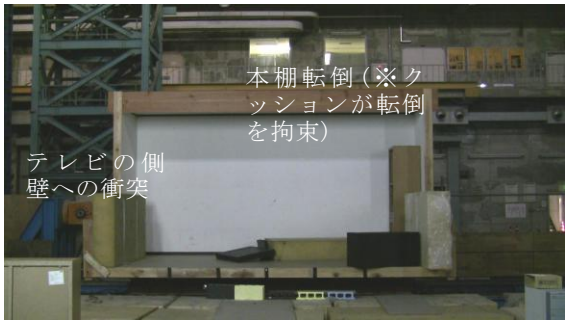


写真５　実験結果（南海４８階(TMD 無し))
［テレビ台のストッパーを効かせない場合］

写真６　実験結果（南海４８階(TMD 有り))
［テレビ台のストッパーを効かせない場合］

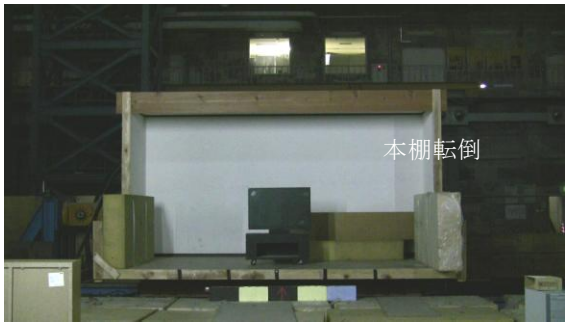


写真７　実験結果（南海４８階(TMD 無し))
［テレビ台のストッパーを効かせない場合］

３．まとめ

試設計モデルの地震時室内挙動を、建研式大ストローク振動台により再現し、地震時における室内安全性を検討した。中間階の２５階より、最上階の４８階の方が、家具は倒れやすく、また、キャスター付き家具は滑動し易くなる。本試設計モデルの場合には、家具の転倒防止には TMD により建築物に減衰を付加することが、キャスター付き家具の滑動を小さくするには、ストッパーを効かせることが有効であった。地震時室内安全性を確保するには、建築構造物に対し減衰を大きくする等の対策を施す他、個別の家具への対処が求められると言える。

付-1　エネルギー吸収能力評価のための柱梁接合部の繰り返し載荷実験

1　研究の背景と目的

地震といった動的外乱を受ける構造物に対して、外力の荷重効果をエネルギー入力、構造物の耐震性能をエネルギー吸収能力として捉える、エネルギーの釣り合いに基づく耐震設計[1)]がある。この設計法では、構造物におけるエネルギー吸収能力を耐震設計にいかに正確に反映させるかが一つの課題となっている。

エネルギーの釣り合いに基づく耐震設計法では、ランダムな繰り返し載荷履歴を受ける鋼部材のエネルギー吸収能力を評価する方法として、履歴曲線から抽出した骨格曲線における損傷を評価尺度として用いている[2)]。ここで骨格曲線は、正ないし負の荷重下で初めて経験する負荷領域の荷重－変形関係を順次つなぎ合わせて得られるものであり、鋼部材の繰り返し載荷試験結果から抽出した骨格曲線と、一方向荷重を加えたときの荷重-変形関係が概ね対応するという経験則[3)]に基づき耐震性能の評価に用いている[2)]。

一方、鋼部材のエネルギー吸収能力に着目した部材レベルの実験は、一般に漸増変位振幅繰り返し載荷試験で行われ[4),5),6)]、その多くは文献 7) で推奨されている載荷プログラムで行われている。漸増変位振幅という載荷履歴のもとで上記のような経験則が成り立つことはわかっているが、地震のようなランダムな繰り返し載荷履歴のもとで、この経験則が成り立つかどうかは明らかにされていない。また、比較的小振幅での繰り返し回数が増えると、バウシンガー効果によるエネルギー吸収量が増加する一方で、骨格曲線が縮小するという実験結果も報告されている[8)]。

本研究は、梁端部の延性破壊により塑性変形能力が支配される梁部材を対象に、載荷履歴を実験変数とした繰り返し載荷試験を行い、これまで部材実験ではあまり着目されてこなかった載荷履歴の違いが鋼部材のエネルギー吸収能力に与える影響を実験的に検討するものである。

2　履歴曲線の分解

図 1 に示すように、繰り返し荷重を受ける鋼部材の荷重－変形履歴曲線は、骨格曲線、バウシンガー部、及び弾性除荷部に分解でき、骨格曲線は一方向載荷を受ける場合の荷重―変形曲線と対応する[3)]。鋼部材のエネルギー吸収能力は骨格部のエネルギー吸収能力とバウシンガー部のエネルギー吸収能力の和となる。2 つの部分を分析することで、鋼部材のエネルギー吸収能力を知ることができる。鋼部材のエネルギー吸収能力は式(1)で表される。

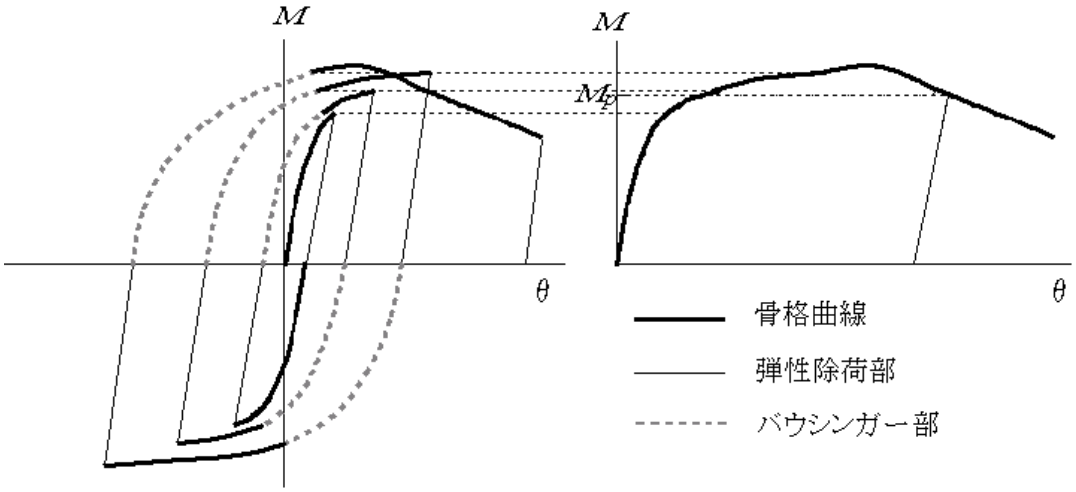


図 1　履歴曲線の分解

$$W_P = W_S + W_B \tag{1}$$

ここで、W_P : 鋼部材のエネルギー吸収量

W_S : 骨格部におけるエネルギー吸収量

W_B : バウシンガー部におけるエネルギー吸収量

骨格部とバウシンガー部のエネルギー吸収量を単位塑性仕事量(Mp・θp)で割り、累積塑性変形倍率η の形で表すと、式(2)のように示せる。η はエネルギーの釣り合いに基づく耐震設計法における部材の損傷の表現である。

$$\eta = {}_S\eta + {}_B\eta \tag{2}$$

$$\eta = W_P/(M_P \cdot \theta_P)$$

$${}_S\eta = W_S/(M_P \cdot \theta_P)$$

$${}_B\eta = W_B/(M_P \cdot \theta_P)$$

ここで、

η : 累積塑性変形倍率

${}_S\eta$: 骨格曲線での累積塑性変形倍率

${}_B\eta$: バウシンガー部での積塑性変形倍率

M_P : 全塑性モーメント

θ_P : 全塑性モーメントに対応する弾性部材角

異なる載荷履歴を受ける場合に、終局状態に至るまでの各試験体の骨格部とバウシンガー部におけるエネルギー吸収量がどの様に変化するかを分析し、鋼梁部材のエネルギー吸収能力を評価する。

3 実験の概要

1) 試験体

本研究では、載荷履歴をパラメータとした、鋼梁の繰り返し曲げ実験を行う。試験体には柱梁接合部を切り出したト型試験体を用いる。柱は建築構造用角形鋼管 RBOX－400×400×19（BCR295）、梁は建築構造用圧延 H 形鋼 RH－400×200×8×13（SN400）であり、一般的な中層鋼構造建築物の 2/3 スケール程度の試験体である。本実験に用いる試験体は 5 体であり、すべて同じ形状で、同一ロットの鋼材を用いて製作した。試験体の形状を図 2 に示す。接合部の形式は通しダイアフラム形式であり、接合部の詳細は、JASS6 準拠のスカラップを設けエンドタブに固形タブを用いた工場溶接形式である。また、試験体の柱およびパネルゾーンは、十分な板厚を有しており、梁が最大耐力に達しても降伏しない。また、梁フランジの局部座屈発生を防止するために、接合部付近にスチフナ 3 枚を設置している。

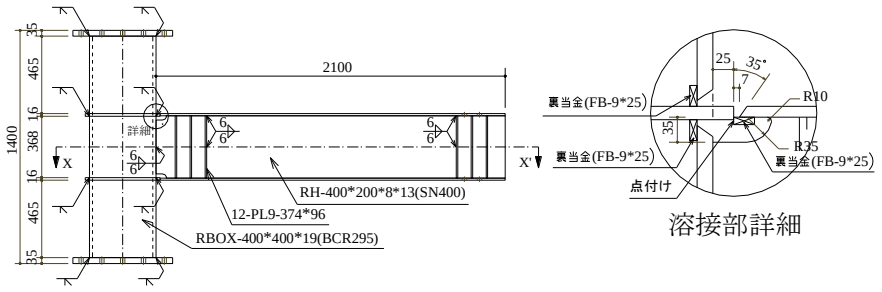


図 2 試験体

表 1　柱材と梁材の断面性能

鋼材	柱材	梁材
断面積　A(cm^2)	280.3	83.4
断面二次モーメント　I_x(cm^4)	66600	23500
断面係数　Z_x(cm^3)	3330	1170
塑性断面係数　Z_{px} (cm^3)	3960	1310
断面二次半径　i_x(cm)	15.4	16.8
フランジ幅厚比　b/t_f	---	15.4
ウェブ幅厚比　d/t_w	---	46.8

2) 素材引張試験

試験体の梁フランジとウェブについて、それぞれ引張試験を行った。素材試験結果の一覧を表 2 に、応力―歪関係を図 3 に示す。また、降伏応力度から計算した梁の全塑性モーメント Mp と、Mp に対応する弾性部材角 θ p を表 3 に示す。

表 2　素材試験結果

	板厚［mm］	降伏応力度 σ_y ［N/mm^2］	引張強度 σ_u ［N/mm^2］	降伏比 Y.R.［%］
梁フランジ	13	282	452	62.4
梁ウェブ	8	352	514	68.5

表 3　梁の Mp と θ p

M_p［KN•m］	382.7
θ_p［rad.］	0.0058

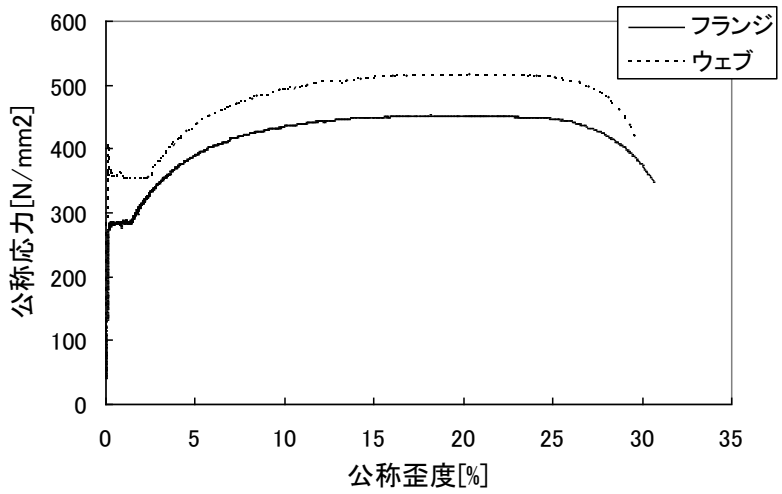


図 3　公称応力－公称歪関係

3) 実験装置

実験装置は、試験体、反力フレーム、オイルジャッキ、加力治具、柱治具、だるまジャッキ、及び面外変形拘束横補剛フレームで構成されている。実験装置全体図を図 4 に示す。

図に示すように、柱を水平に梁を鉛直に設置する。鉛直材である梁の自由端に、加力治具を介して反力フレームに設置したオイルジャッキ（最大載荷容量 500KN）で水平方向に載荷する。柱の両端部を柱治具を介してだるまジャッキに接合し、だるまジャッキを反力フレームに接触させて水平反力をとる。本実験では、H 型鋼梁の終局状態として梁フランジの破断を想定しているため、載荷中に試験体が横座屈しないように、図に示す位置で加力点および梁材を挟み込む形式の横補剛フレームを設置している。

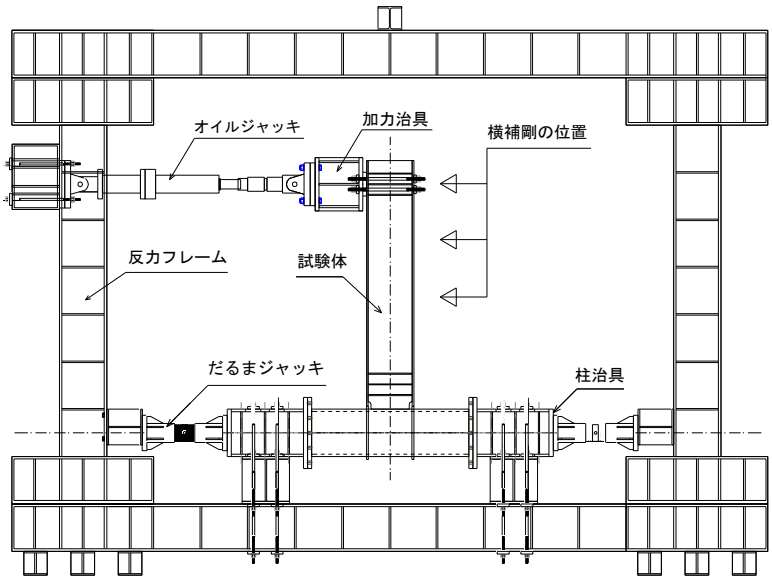


図 4　実験装置全体図

4)　計測方法

梁部材角θを求めるため、加力点での水平変位と鉛直変位、パネルの両側での水平と鉛直変位、及びジャッキ加力端部の鉛直変位を変位計で計測する。変位計の設置位置を図 5 の左図で示す。①～⑧はバネ式変位計で、⑨、⑩、⑪はワイヤー式変位計である。梁部材角θは、図 5 の右図で示すように定義され、式（3）で表される。

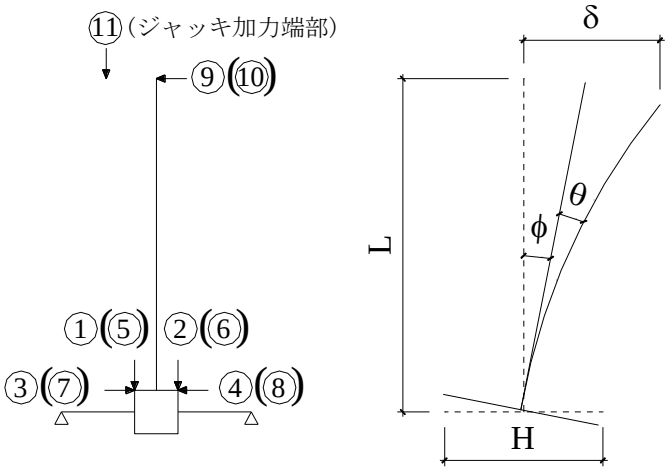


図 5　部材角の定義

$$\theta = \frac{\delta}{L} - \phi \qquad (4)$$

ここで、

$$\delta = -\frac{⑨+⑩}{2} - (\frac{③+⑦}{2} - \frac{④+⑧}{2})/2$$

$$\phi = (-\frac{①+⑤}{2} + \frac{②+⑥}{2})/H$$

注：①～⑪は各変位計のデータである。

また、ジャッキ加力端部の鉛直変位φから、ジャッキの軸と水平面との角度を求めて、梁端にかかる水平力を求め、材端部に作用するモーメントを計算する。

5）載荷履歴

繰り返し載荷履歴が鋼梁部材の塑性変形能力に及ぼす影響を調べるため、梁端の曲げモーメントMが全塑性モーメントM_P（382.7 KN･m）に達する状態に対応する梁の弾性部材角θ_P（0.0058 rad）を基準として、図 6 に示す 1)～5)の載荷履歴を設定した。

1) 2 サイクル毎に $2\theta_p$ ずつ振幅を漸増させる漸増変位振幅正負交番繰り返し載荷。
2) 載荷履歴 1)で試験体が破断した最大振幅の載荷から開始し、2 サイクル毎に $2\theta_p$ ずつ振幅を漸減させる漸減変位振幅正負交番繰り返し載荷。
3) 振幅を $3\theta_p$ とする定変位振幅正負交番繰り返し載荷。
4) 振幅を $4\theta_p$ とする定変位振幅正負交番繰り返し載荷。
5) 振幅を $5\theta_p$ とする定変位振幅正負交番繰り返し載荷。

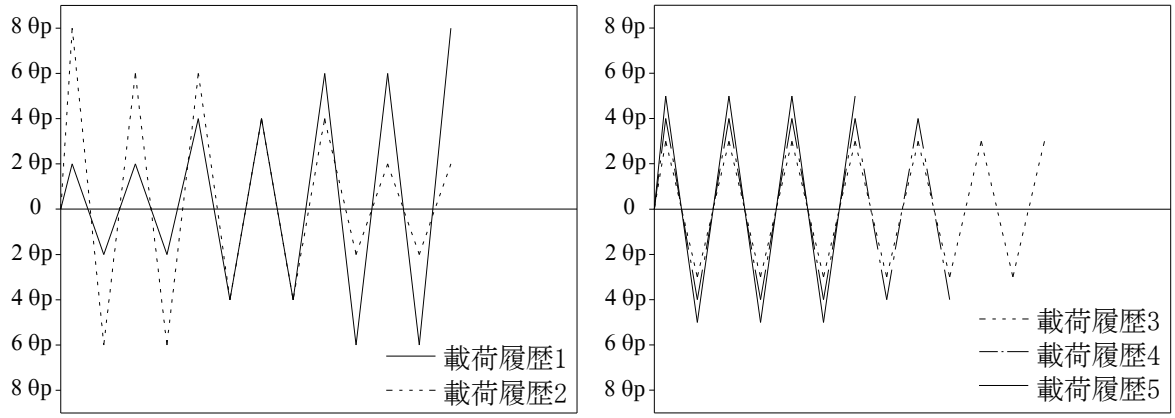


図 6　載荷履歴

4　実験結果

1）荷重－変形関係

各試験体の荷重－変形関係を図 7 に、荷重－変形関係から抽出した骨格曲線を図 8 に示す。また、全体履歴から分離したバウシンガー部の載荷履歴 1 と載荷履歴 3 の場合を図 9 に例示する。

すべての試験体で、フランジスカラップ底の部分から延性亀裂が進展し破断に至った。本研究では、変形が進行しているにも関わらず試験体の耐力が落ち始めた時点を以て、破断点として記録した。

載荷履歴 1)：予定した載荷履歴で、$6\theta_p$ まで載荷した。その後＋$8\theta_p$ に行く途中で、部材角θが＋0.038(rad)に達した時試験体の耐力低下が確認された。

載荷履歴 2)：載荷履歴 1)で試験体が破断した最大振幅の載荷から、即ち＋8θ_pの半サイクルの載荷から開始した。続いて－6θp から 2 サイクル毎の漸減載荷で＋2θp まで載荷したが、試験体は破断しなかった。その後再度＋8θ_pに向けて載荷する途中、部材角θが＋0.028(rad)に達した時、試験体の耐力低下が確認された。

載荷履歴 3)：3θ_pで 26 サイクル載荷した後、27 サイクル正側の載荷中、部材角θが＋0.012(rad)に達した時点で、試験体の耐力低下が確認された。

載荷履歴 4)：4θ_pを 9.5 サイクル載荷した。その後、－4θ_pに行く途中、部材角θが－0.019(rad)に達した時点で、試験体の耐力低下が確認された。

載荷履歴 5)：5θ_pで 3 サイクル載荷した後、＋5θ_pに行く途中、部材角θが＋0.021(rad)に達した時点で、試験体の耐力低下が確認された。

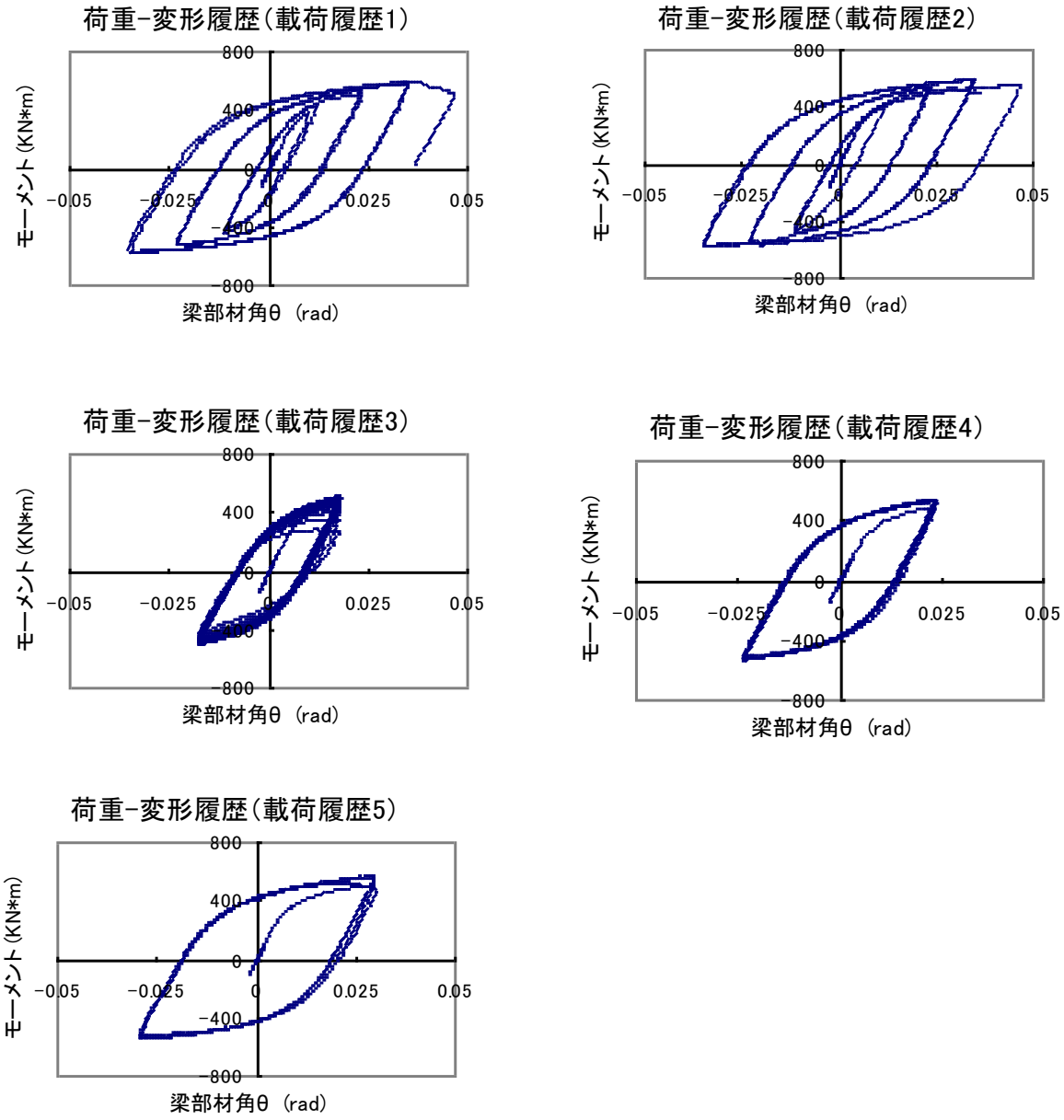
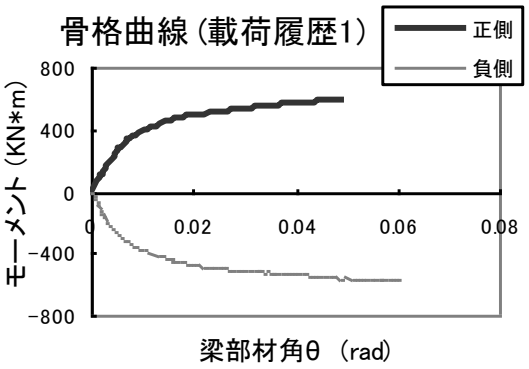
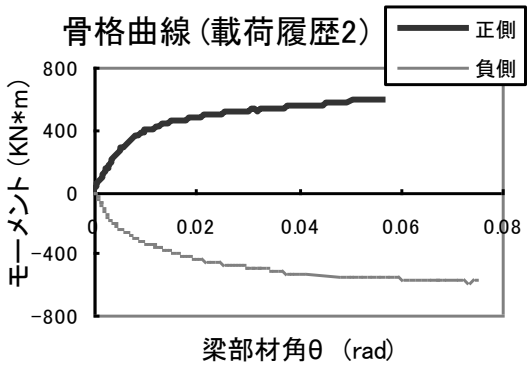
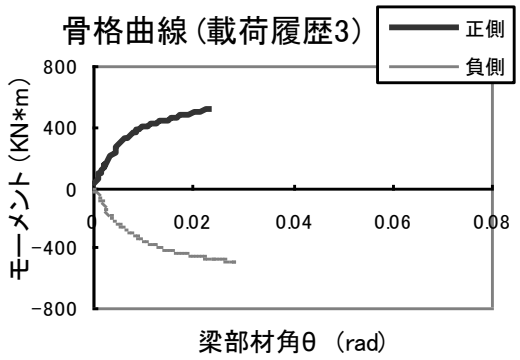
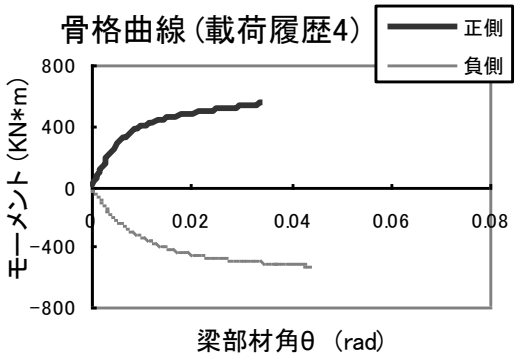


図 7　荷重－変形履歴









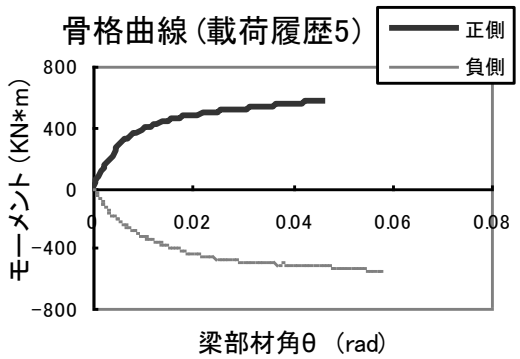
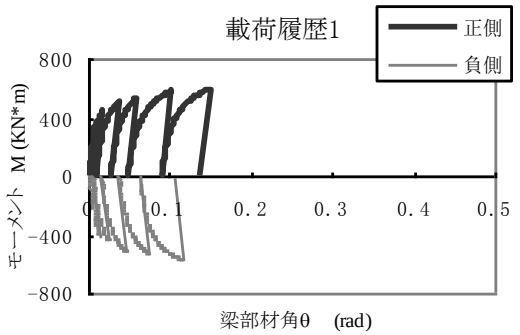


図 8　骨格曲線



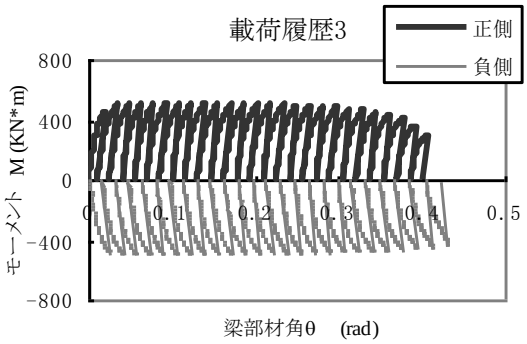


図 9　バウシンガー部

2)　梁部材のエネルギー吸収

試験体が破断に至るまでの骨格部とバウシンガー部における累積塑性変形倍率を求め、それぞれの累積塑性変形倍率の部材総累積塑性変形倍率に対する割合を表 4 に、定振幅載荷を受けた場合の各部分の累積塑性変形倍率と振幅の大きさの関係を図 10 に示す。また、骨格部およびバウシンガー部が試験体のエネルギー吸収能力にどのように寄与しているかを調べるため、各履歴における ${}_S\eta$ と η の進展の関係を図 11 に示す。

表 4 から、漸増変位振幅の載荷履歴を受けた試験体と、漸増載荷と逆の順番で載荷した漸減変位振幅の載荷履歴を受けた試験体では、η、${}_S\eta$ 及び ${}_B\eta$ のいずれにおいても、漸減変位振幅を受けた試験体でやや大きくなったものの、比較的近い値であったことがわかる。また、今回用いた 5 体の試験体いずれにおいても、バウシンガー部で吸収したエネルギーが総エネルギー吸収量に占める割合は 60%を超えた。特に小振幅での載荷である載荷履歴 3 を与えた試験体では、その割合は 95%程度まで達した。

図 10 より、定振幅載荷を受けた試験体では、振幅の大きさと破断するまでの部材エネルギー吸収能力は線形的に変化した。骨格部及びバウシンガー部でのエネルギー吸収量も同じように線形的に変化した。

図 11 において、定振幅載荷履歴を受けた試験体では、破断するまでの骨格部におけるエネルギー吸収量と、全エネルギー吸収量の間には、線形的な対応関係が見られる。また、定振幅載荷履歴を受けた場合は、最初の数サイクルで骨格曲線が進展し、その後はほとんどバウシンガー部だけでエネルギーを吸収したことがわかる。

表 4　損傷と累積塑性変形倍率

載荷履歴	sη	Bη	η	sη/η	Bη/η
1	21.56	47.69	69.25	0.311	0.689
2	25.82	53.30	79.12	0.326	0.674
3	7.85	137.95	145.80	0.054	0.946
4	13.28	82.74	96.02	0.138	0.862
5	18.96	29.23	48.19	0.393	0.607

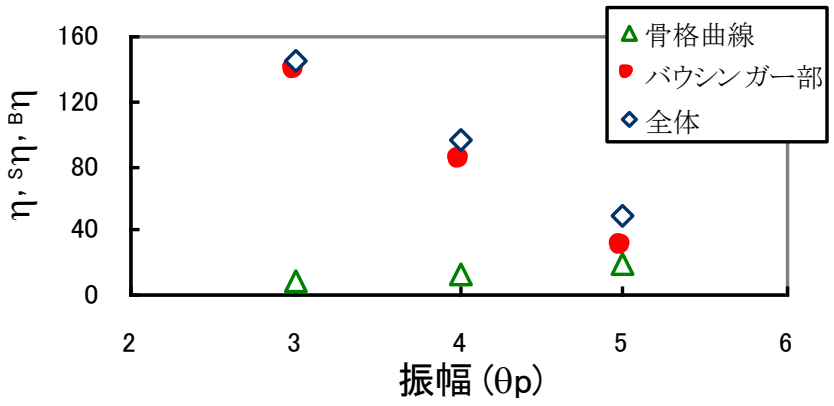


図 10　累積塑性変形倍率（定振幅）

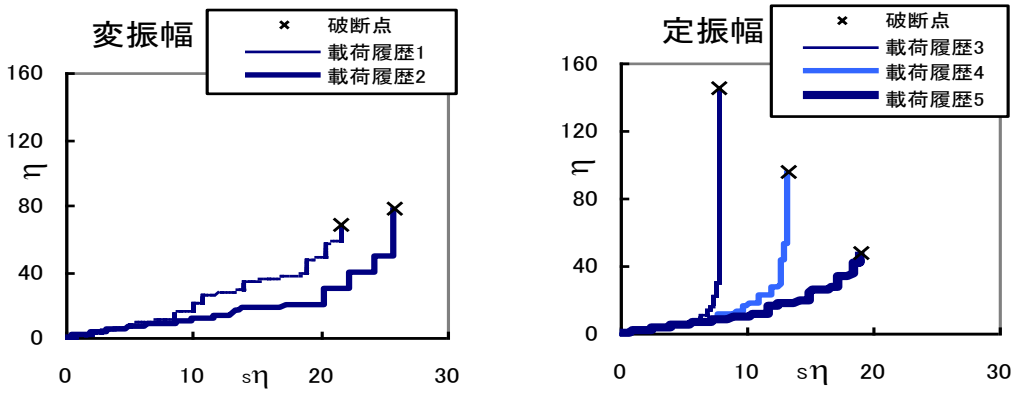


図 11　累積塑性変形倍率の進展

5　まとめ

本研究では、載荷履歴を実験変数とした繰り返し載荷試験を行い、載荷履歴の違いが鋼部材のエネルギー吸収能力に与える影響を実験的に検討した。

1）漸増変位振幅載荷履歴を受けた試験体より、漸増載荷と逆の順番で載荷した漸減変位振幅載荷履歴を受けた試験体のほうがエネルギー吸収能力がやや大きかった。
2）今回の実験の範囲においては、バウシンガー部におけるエネルギー吸収量が総エネルギー吸収量の大部分を占めた。特に小変位振幅の載荷履歴の場合は、バウシンガー部によるエネルギー吸収量が 95%程度を占めた。
3）定振幅載荷履歴では、破断までのエネルギー吸収能力と振幅の大きさは比例的に変化した。また、骨格曲線でのエネルギー吸収量と破断するまでの総エネルギー吸収量の間に線形的な対応関係が見られた。
4）定振幅載荷履歴を受けた試験体では、最初の数サイクルの後は、ほとんどバウシンガー部だけでエネルギーを吸収した。

参考文献

1) 秋山　宏：エネルギーの釣り合いに基づく建築物の耐震設計, 技報堂出版, 1999.11
2) 日本建築学会：建築耐震設計における保有耐力と変形性能(1990)
3) 加藤　勉, 秋山　宏： 鋼構造部材の耐力 (その 4), 日本建築学会論文報告集 第 151 号, pp.15-20, 1968.9
4) 立山　英二, 井上　一朗, 杉本　正三, 松村　弘道： 通しダイヤフラム形式で角形鋼管柱に接合されるH形断面はりの耐力と変形性能に関する研究, 日本建築学会構造系論文報告集 第 389 号, pp.109-121, 1988.7
5) 中込　忠男, 矢部　喜堂, 坂本　真一：梁スカラップの有無がH形断面柱に溶接接合されるH形鋼梁端部の力学的性状に及ぼす影響, 日本建築学会構造系論文報告集 第 432 号, pp.51-59, 1992.2
6) 増田　浩志, 田中　淳夫, 銭　鋼：鋼構造梁端混用接合部の力学性能に関する実験的研究, 日本建築学会構造系論文集 第 509 号, pp.151-158, 1998.7
7)建築研究所,日本鉄鋼連盟：鋼構造建築物の構造性能評価試験法に関する研究委員会報告書,2002。4
8) 秋山　宏,　高橋　誠,　石　軍：繰り返し曲げを受ける円形断面鋼棒の終局エネルギー,　日本建築学会構造系論文集, 第 475 号, pp.145-154, 1995.9
9) 焦 瑜,　山田　哲：地震荷重下における鋼部材の履歴吸収エネルギーへのバウシンガー効果の寄与　その 2　解析の考察,　日本地震工学会大会 2007 梗概集, pp.220-221, 2007.11

付-2　既存 RC 造建築物の耐震補強方法の例

１　はじめに

現在，柱の耐震補強方法として，せん断耐力，軸耐力，靭性能を向上させる補強方法は様々な方法があり，多くの方法が既に実現されている。

一方，柱の曲げ耐力補強は袖壁の新設による方法等が提案されているが，袖壁補強は施工が容易では無い事，補強後は開口面積が狭くなるなど居住性が低下する事，強度の算定が困難であること、袖壁により梁のせん断スパンが短くなり，梁への入力せん断が増加する事により，柱の曲げ耐力が向上しても梁がせん断破壊型になってしまう場合がある事等の問題点がある。これらの問題点が柱の曲げ耐力補強の一般化を妨げている。

一方，勅使川原らはせん断スパンの調整による既存 RC 柱の破壊性状制御実験の中で，柱両端部に鋼材ブロックを圧着する事により柱の破壊性状を制御する実験を行った。その結果，鋼材ブロック圧着には柱の水平耐力を向上させる効果がある事が示された。鋼材ブロック圧着を補強に用いると、前述の曲げ耐力補強の問題点を生じさせない新しい曲げ耐力補強が可能であると考えられる。

また、本補強工法に高強度鋼を用いた場合、鋼材ブロックの寸法を小さくする事が出来、鋼材ブロック圧着による居住性の低下を少なくする事ができると考えられる。

そこで本研究では，勅使川原らの研究成果を元に，鋼材ブロック圧着を用いた従来の曲げ耐力補強とは違う新しい曲げ耐力補強の方法の有効性を実験的に検証する。

２　実験概要

２．１　試験体概要

試験体諸元を**表１**及び**表２**に，試験体配筋を**図１**に示す。

試験体は無補強試験体 2 体，鋼板巻き立て補強試験体 1 体，鋼板巻き立て及び鋼材ブロック圧着試験体 1 体の計 3 種 4 体とし，無補強試験体のパラメータはせん断補強筋間隔とした。スケールは実大の 1/3 とし，試験区間の柱断面は全試験体共に 250×250mm とした。破壊形式は，SP1 及び SP3 は曲げ破壊を，SP2 はせん断破壊を想定した。SP4 は破壊形式として，端部での曲げ破壊，鋼材ブロックとのフェイスでの曲げ破壊及びせん断破壊が考えられるが，本実験では端部での曲げ破壊を想定した。

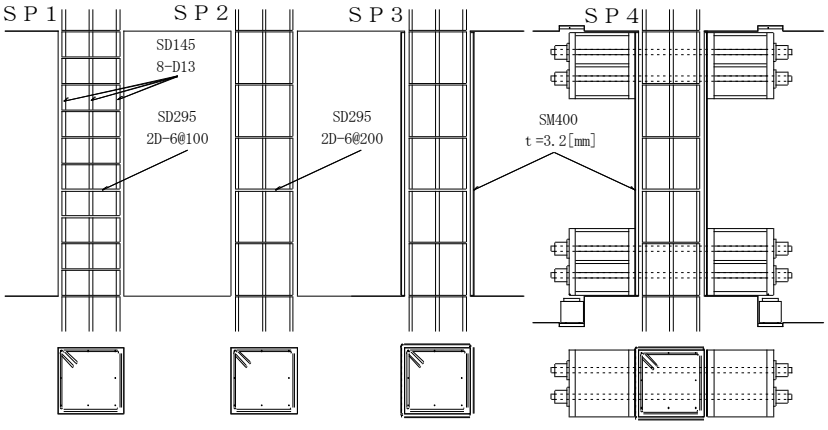


図１　試験体配筋図　[mm]

表１　試験体諸元

b×D	250×250		SP1	SP2	SP3	SP4
主筋　SD345	8-D13	鋼板巻き立て	×	×	○	○
せん断補強筋　SD295	2D-6 @200	鋼材ブロック圧着	×	×	×	○
		コンクリート強度 F_C[N/mm^2]	22.5	23.8	24.1	25.0

２．２　補強方法

（１）補強概要

SP3及びSP4には既往の軸耐力及びせん断補強の要領に従い端部に5[mm]のスリットを設け鋼板巻き立てを行い，SP4 には鋼材ブロック圧着を行った。鋼材ブロックは加力方向に対応する柱試験体の両側面の頭部，柱脚部に各４本の PC 鋼棒によって圧着する。圧着する鋼材ブロックを**図２**に示す。今回の実験では，鋼材に作用する反力の作用点を明確にする為に鋼材下部にφ12 の鋼棒を溶接し、その部分での集中反力をロードセルにより計測した。

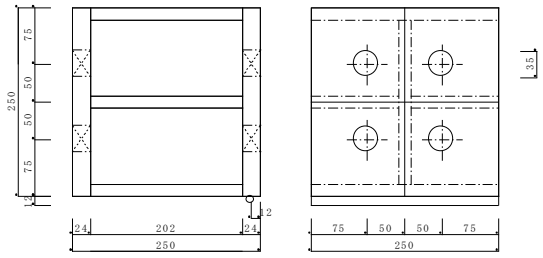


図２　鋼材ブロック　[㎜]

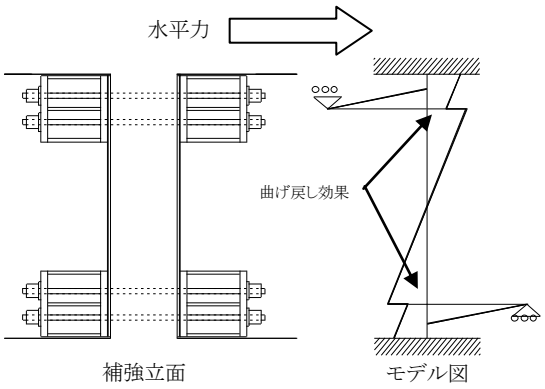


図３　曲げ戻し効果概要図

（２）鋼材ブロックによる曲げ戻し効果

鋼材ブロックを圧着した柱に水平力が作用すると，**図３**に示す様に鋼材ブロックに鉛直反力が作用し，柱へモーメントが作用する。このモーメントは水平力によるモーメントとは逆向きのモーメントである為，鋼材ブロックを圧着する事により柱への曲げ戻し効果が作用する。

また，本補強工法を柱に設けると，鋼材ブロックより梁にせん断力が付加的に作用するが，地震時に梁に作用するせん断力とは逆向きとなる。その為本補強工法には梁端部に作用するせん断力を低減する効果がある。

２．３　導入圧着力

鋼材ブロックは PC 鋼棒により圧着した。圧着を行う際の導入圧着力は以下の点を考慮し算出した。鋼材ブロックがせん断力によって滑る事，曲げモーメントによって離間する事を生じさせず，また，PC 鋼棒が引張降伏せず，圧着面コンクリートが圧縮破壊せず，確実に曲げ戻し効果を得ることを目標に導入圧着力を設定した。その際，柱の全主筋が引張降伏している状態を仮定し算出した。仮定状態の模式図を**図４**に示す。

鋼材ブロック圧着面の最大静止摩擦力及び鋼材離間時のモーメントは圧着力に比例し増大する為，圧着力が大きい方が有利であるが，圧着力が大きくなると圧着部のコンクリートが圧縮降伏する恐れや圧着に用いた PC 鋼棒が引張降伏をする恐れがある。その為，柱部分のコンクリート強度を基準とし圧着力を計算した。通常，コンクリートの長期許容圧縮応力度 f_c は $f_c=\sigma_b/3=8$[N/mm^2]となる。しかし，柱は鋼板により四面から拘束されている為，拘束によるコンクリート強度の向上を見込み，圧着時にコンクリートにかかる圧縮応力度 σ_0 を$(2/3)\times\sigma_b=16$[N/mm^2]として計算を行った。計算の結果，本実験

での圧着力は 1000[kN]となった。

また，加力が進み C=T＝$A_g \sigma_y$ となる前に鋼材ブロックと巻き立て鋼板の圧着面に滑りが生じなければ，$F_S=\mu N$の関係がある為，鋼板と鋼材ブロックとの間の静止摩擦係数μは 0.366 以上だと考えられる。

２．４　材料特性

材料試験より得た材料特性を**表２**に示す。

表２　各種材料強度

試験体		SP1	SP2	SP3	SP4
圧縮強度	[N/mm^2]	22.5	23.8	24.1	25.0
ヤング係数	[N/mm^2]	2.38×10^4	2.25×10^4	2.29×10^4	2.30×10^4

鋼種	ヤング係数 [N/mm^2]	降伏強度 [N/mm^2]	降伏歪 [%]	引張強度 [N/mm^2]	破断歪 [%]
SD295　D-6	1.89×10^5	347	0.183	511	15.9
SD345 D-13	1.96×10^5	384	0.196	558	18.3
SM　400	1.98×10^5	288	0.145	438	33.1

表３　試験体各種計算強度

試験体名	計算値			
	曲げ耐力		せん断耐力	
	Q_{mu} [kN]	Q_{mu}' [kN]	$Q_{su\ min}$ [kN]	V_u [kN]
SP1	96	－	98	90
SP2	99	－	88	58
SP3	112	－	902	－
SP4	118	362	918	－

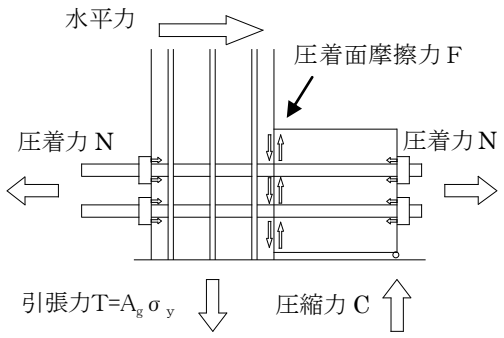


図４　圧着力計算時の仮定

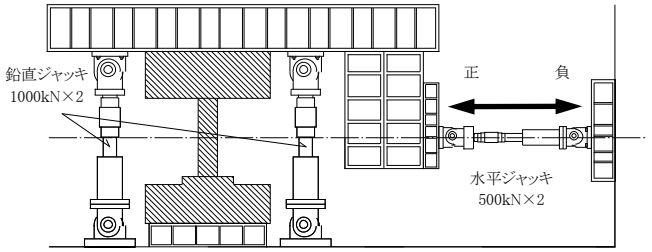


図５　加力装置図

２．５　各種計算強度

表３に材料強度を用いた曲げ終局強度 [3]，荒川 min 式によるせん断終局強度 [3]及び靭性指針式によるせん断終局強度 [4]の一覧を示す。試験体 SP4 の破壊形式は前述の通り端部での曲げ破壊を想定しており，本表に記載した SP4 の曲げ終局強度は端部での終局モーメント計算式 [3]に図４仮定時における曲げ戻し効果を考慮した以下の式により求めた。

$$M_u{}' = 0.5 \cdot a_g \cdot \sigma_y \cdot g_1 \cdot D + 0.5N \cdot D \cdot \left(1 - \frac{N}{b \cdot D \cdot F_C}\right) + A_g \sigma_y L$$

尚、鋼板の影響は考慮していない。

２．６　加力方法

加力は**図５**に示す加力装置を用いて行った。

試験体に定軸力(軸力比η=0.15)を載荷した状態で上下スタブを平行に保ちながら，柱部分に逆対称モーメントを作用させ，正負交番繰り返し載荷とした。まず荷重制御で±20ｋN を目標とし，その後は変形制御で SP1～3 まではｈ=1000[mm]を基準高さとした変形角 R=1/400[rad]を１サイクル，R=±1/200，R=±1/100，R=±3/200，R=±1/50，R=±1/25，R=±1/20[rad]を 2 サイクルずつ行った。SP4 は基準高さをｈ=500[mm]として R=1/400(1/800)[rad]を 1 サイクル，R=±1/200(1/400)，R=±1/100(1/200)，R=±3/200(3/400)，R=±1/50(1/100)，R=±3/100(3/400)，R=±1/25(1/50)を 2 サイクルずつ行った。そ

の後,全試験体において押し切り加力を行った後に加力終了とした。なお,()内は基準高さを h=1000[mm] とした時の変形角である。

計測項目は，水平荷重，水平変形，鉛直荷重，鉛直変位，全体及び部分の曲げとせん断変形，鉄筋，巻き立て鋼板及び圧着用 PC 鋼棒の歪，鋼材ブロックへの鉛直反力，圧着用 PC 鋼棒の引張力，鋼材ブロックの滑り量及び目開き量とした。

３　実験結果

３．１　破壊過程

各試験体の水平荷重-水平変形関係を**図６**に示す。図中○は主筋引張降伏，×はせん断補強筋引張降伏，□は鋼材ブロックの滑りを表しており,一点鎖線は作用軸力による P-δ効果を考慮した補正直線である。

SP1 は R=±1/400 サイクル中に柱の両端部に曲げひび割れが発生した。R=±1/100 サイクル中に上下両端部の引張側主筋が降伏し，左右の主筋の上下両端部付近から主筋に沿って付着によるひび割れが発生した。加力サイクルが進むに従い曲げ，付着のひび割れは共に進行していった。その後，R=±3/200 サイクルピーク時に最大耐力に達した。最大耐力以降は，せん断補強筋の歪が増加し，R=+1/50 サイクル時のピーク付近でせん断補強筋が引張降伏し，水平耐力の低下が始まった。R=±1/50 サイクル以降は除荷時にも曲げひび割れの残留ひび割れ幅が大きくなり，R=±3/100 サイクル中に柱正面右隅の主筋に沿ってコーナースプリット型の付着破壊が進行し，除荷時にもひび割れは閉じなかった。その後水平耐力の低下が進み，R=±3/100 サイクル以降，耐力は最大耐力の 80%以下に低下した。R=+1/25 時に柱正面の両隅のカバーコンクリートが剥落した。その後 R=+1/17 まで加力し，そこで加力を終了した。破壊形式は曲げ破壊であった。

SP2 は R=±1/400 サイクル中に柱端部に曲げひび割れが発生し，加力サイクルを進める毎にひび割れは進行していき，R=+1/100 サイクル時に正面側の主筋に沿った付着ひび割れが発生した。R=+1/100 サイクルピーク時付近で主筋が左右両端部の主筋が引張降伏し，R=-1/100 サイクル時にはせん断補強筋も引張降伏した後， 最大耐力に達した。せん断補強筋の降伏後は速やかに水平耐力を喪失していった。最大耐力後，正面左右両隅の主筋に沿った付着ひび割れが進行していき R=±1/50 サイクル時の耐力は最大耐力の 80%以下に低下した。R=+1/50 サイクル時には柱試験体正面右の主筋に沿った付着ひび割れが更に進行し，柱試験体の中央部でコーナースプリット破壊が発生し，R=+1/50 サイクルの２サイクル目には柱正面右側のカバーコンクリートが剥落した。その後 R=-1/25 サイクル中に柱正面左側のカバーコンクリートも剥落した。その後 R=+3/50 まで加力し加力を終了した。破壊形式はせん断破壊であった。

SP3は,R=±1/100サイクル中に主筋が引張降伏し,加力終了まで最大耐力の80%を下回らなかった。水平変位が 85mm を越えた後，耐力低下の兆候が見られたが実験装置の都合上そこで押し切り終了とした。また，加力終了までせん断補強筋は引張降伏をしなかった。巻き立て鋼板がせん断補強として有効に作用した為と考えられる。

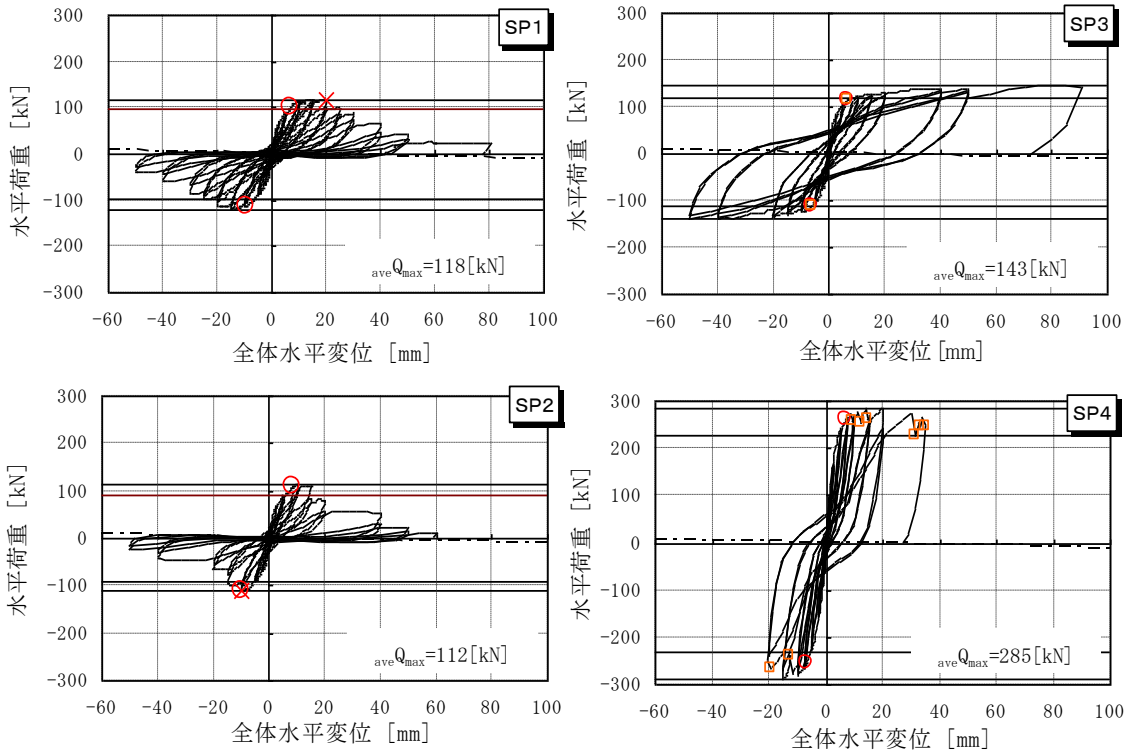


図６　水平荷重-水平変形関係

SP4 は R=±3/400 サイクル中に主筋が引張降伏した。また，鋼材ブロック圧着による柱端部の曲げ戻し効果により，SP3 試験体の 2 倍程度まで水平耐力が上昇した。その後，鋼材ブロックと巻き立て鋼板との圧着面への摩擦力が最大静止摩擦力を超えた為，圧着面が滑り始めた。圧着用 PC 鋼棒の滑り量が許容量を超えた事や，鋼材ロードセルに溶接した丸鋼の溶外れた事などから，安全の為加力を終了した。

３．２　鋼材ブロック

図７に SP4 の曲げ戻しモーメント－水平変位関係を示す。試験体 SP4 では，柱脚部の鋼材ブロックに作用する鉛直反力をロードセルにより計測した。ロードセルの計測値に試験体材軸から鋼材先端反力作用点までの距離を乗じることにより，柱脚部の鋼材ブロック反力による曲げ戻しモーメントを求めた。鋼材ブロックの滑ったステップを□で，引張側主筋の降伏を○で示した。

主筋降伏前は変位が進むに連れて曲げ戻しモーメントは上昇したが，全主筋の降伏後は曲げ戻しモーメントの上昇は緩やかになった。この事から鋼材ブロックが加力スタブより受ける鉛直力は想定通り柱主筋の負担する引張力に依存すると考えられる。

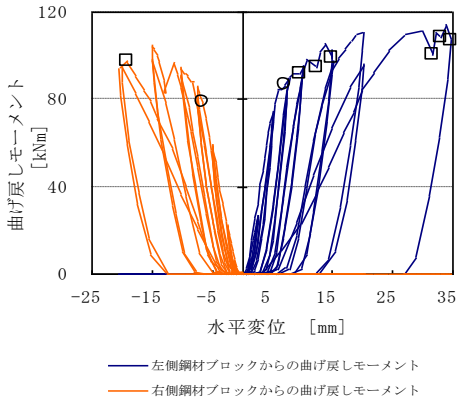


図７　曲げ戻しモーメント－水平変位関係

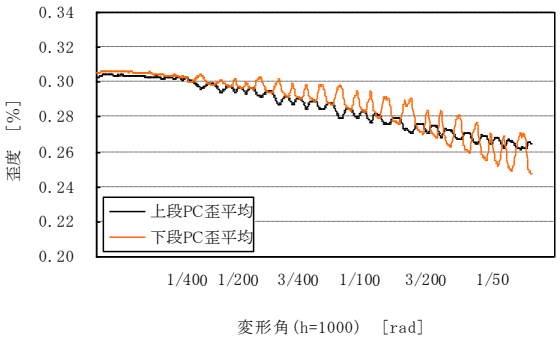


図８　下部鋼材ブロック PC 鋼棒歪度変動

３．３　PC 鋼棒の歪変動

図８に SP4 下端鋼材ブロックの圧着用 PC 鋼棒歪の変動を示す。ブロックに作用する曲げ戻しモーメントの影響により，鋼材ブロックに用いた PC 鋼棒の歪は水平変位に応じて変動した。本実験では曲げ戻しモーメントにより圧縮側を受ける側及び引張を受ける側どちらの PC 鋼棒の歪度も減少したが，上下共に引張を受ける側（端部側）の方が１サイクル間での変動が大きかった。

３．４　鋼材ブロックへの鉛直反力及び鋼材ブロックの滑り量，目開き量

表４に鋼材ブロック滑り時の水平荷重，水平変位，左右ロードセル計測値，鋼材ブロックの鉛直変位量の一覧を示す。本実験では鋼材ブロックからの反力が想定した最大値に達する以前に鋼材ブロックに滑りが生じた。圧着面に作用するせん断力，圧着力及び静止摩擦係数の関係より圧着面の滑り時における静止摩擦係数を求めると 0.249～0.321 程度であった。

４　考察

４．１　耐力評価

SP3 の最大耐力は計算値と比較して高いが、これは鋼板により4面から拘束を受けている事による見かけのコンクリート強度の向上を計算に考慮していない事が理由だと考えられる。

SP4 の最大耐力は、計算により求めた曲げ終局強度を大きく下回っていた。これは、計算時に考慮した曲げ戻しモーメントが実際に作用した曲げ戻しモーメントと比べて過大であった為だと考えられる。その為、実際に作用した曲げ戻しモーメントを計算に考慮した場合の計算による曲げ終局強度を表に記した。

表４　鋼材ブロック滑り時計測値一覧

水平荷重	水平変形	ロードセル計測値		鋼材ブロック鉛直変位量			
		左側	右側	右上	右下	左上	左下
[kN]	[mm]	[kN]		[mm]			
257	9.53	244	0	0.774	−0.002	0.018	0.248
253	12.28	252	0	0.816	−0.026	0.024	0.362
262	14.89	263	0	0.634	−0.014	−0.004	0.352
−264	−19.20	0	259	0.006	−0.032	−	−
227	31.64	266	0	1.988	0.210	−	−
248	33.02	289	0	0.344	0.030	−	−
248	34.77	284	0	0.380	0.094	−	−

表５　ＳＰ４実験値及びせん断，曲げ終局強度計算値一覧

試験体名	実験値				計算値	
	最大耐力		終局部材変位	初期剛性	曲げ耐力	初期剛性
	$_{AVE}Q_{max}$	強度上昇率	$\delta_{Q80\%}$	K_e	Q_{mu}'(実験値考慮)	K_e
	[kN]		[mm]	[kN/mm]	[kN]	[kN/mm]
SP1	119	−	26.43	−	−	93.0
SP2	113	−	17.09	49.6	−	88.0
SP3	143	1.27	90.89	77.5	−	89.6
SP4	285	2.53	34.77	81.5	289	196.8

※強度上昇率は(各試験体最大耐力)/(基準試験体SP2最大耐力)として求めた。

２章での強度計算では、ＳＰ４ の曲げ終局強度を求める際に、曲げ終局時における曲げ戻しモーメントを求めた際、鋼材ブロックへの鉛直反力を$A_g \sigma_y$として計算したが、実験では全主筋端部の引張降伏後の鋼材ブロックへの鉛直反力は終局状態においても 304[kN]であり、$A_g \sigma_y$＝365[kN]よりも低い値となった。

表６に計算により求めた初期剛性及び実験結果より求めた初期剛性を示す。SP1 は載荷時のトラブルにより初期剛性を計測できなかった。なお，計算により求めた初期剛性にはせん断剛性を考慮していない。実験結果より，鋼板巻き立てにより初期剛性は向上したが，鋼材ブロックを圧着した事によるせん断スパン比の変更により考えられる初期剛性の向上は見られなかった。

４．２　曲げ耐力の向上機構について

（１）試験体内部の曲げモーメント分布の推測

図９に試験体 SP3 及び SP4 の R=+1/400 及び R=+1/200(SP4 も基準高さｈ=1000[mm]とした場合の変形角で示す)サイクルピーク時のモーメント分布を示す。

実験により計測した柱の主筋の歪度を用いて各計側点における断面の曲率を求め，モーメントを計算した。その際，コンクリートが弾性である事，コンクリート及び主筋には断面の平面保持が成り立って

いる事を仮定した。SP4 は鋼板の負担するモーメントを鋼板の歪度から求め単純累加した。また，曲げ戻しモーメントの作用点は鋼材ブロック圧着面の中央とした。

SP3 では，柱主筋歪より求めたモーメント分布と柱に作用するせん断力より求めたモーメント分布がほぼ一致するが，SP4 では柱主筋歪より求めたモーメント分布とせん断力より求めたモーメント分布に

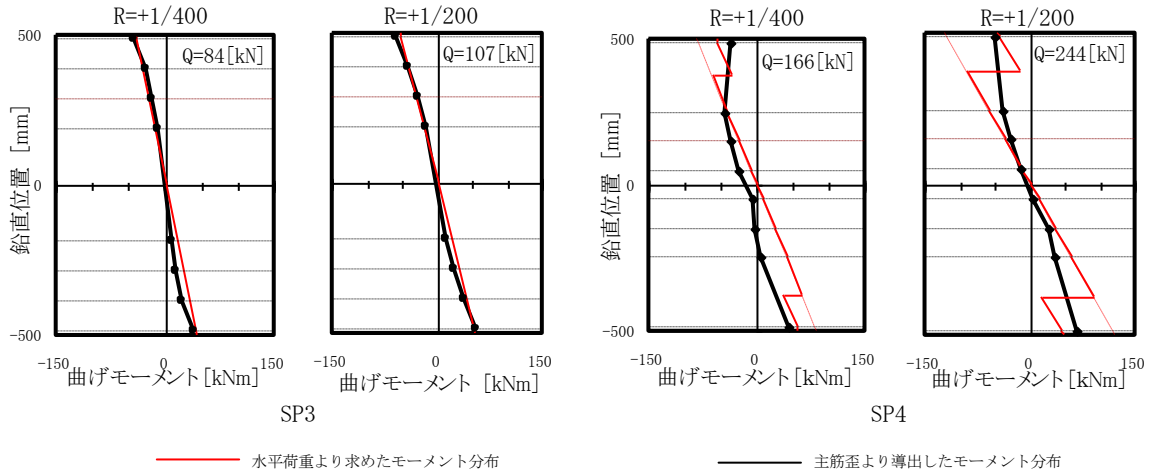


図９　各試験体モーメント分布

差が生じた。特に柱両端部での差が大きい事より，柱端部には鋼材ブロックからの曲げ戻しモーメントが作用しており，柱端部の曲げモーメントが軽減されていると考えられる。

（２）曲げ耐力向上の要因について

鋼材ブロック圧着による柱の補強後の曲げ耐力は主として柱端部により決まると考えられ，無補強時の曲げ終局強度に，コンクリートの拘束による強度の上昇，鋼材ブロックからの曲げ戻しモーメント及び，鋼板の負担する曲げモーメントを考慮したものになると考えられる。また，3.2 節で示した通り，曲げ戻しモーメントは主筋降伏後は目立った上昇はしない事から，鋼材ブロック圧着による曲げ戻し効果は変形が進むに連れて増加するが，試験体端部の主筋全降伏以後は増加しない。この為、鋼材ブロック圧着による補強効果の主要因である曲げ戻し効果は柱主筋量に依存すると考えられる。

４．３．変形性能の評価

表７に各試験体の F 値一覧を示す。

補強後の変形性能を評価する為，靭性指標 F 値を算定した。式は既存鉄筋コンクリート造建築物の耐震診断基準・同解説 [5]による以下の式を用いた。

$$F = 1.0 + 0.27\frac{R_{su} - R_{250}}{R_y - R_{250}} \qquad (1)$$

$$F = \frac{\sqrt{2R_{mu}/R_y - 1}}{0.75 \cdot (1 + 0.05R_{mu}/R_y)} \text{ かつ } F \leqq 3.20 \qquad (2)$$

表７　各試験体 F 値一覧

	SP1	SP2	SP3	SP4
R_u	6/227	2/117	1/11	25/719
R_y	1/100	1/100	1/100	3/200
F値	2. 44	1. 59	3. 20	2. 28以上

SP2 のみせん断柱用の(1)式を用い，その他は曲げ柱用の(2)式を用いた。R_{SU} 及び R_{MU} は水平耐力が最大耐力の 80%以下となった値としたが，水平耐力が最大耐力の 80%以下に低下しなかった試験体は実験終了時の変形角を R_u として計算した。R_y は柱端部の主筋が引張降伏したサイクルの変形角とした。SP1 と SP3 の比較により，鋼板巻き立てを施した柱（SP3）はせん断補強筋比が倍の無補強柱（SP1）よりも高い靭性を持つ事がわかる。また，SP2 と SP4 の比較により，本補強工法を施した試験体 SP4 は，無補強試験体 SP2 と比べ靭性能が向上していた事がわかる。

５　鋼材ブロックの形状の検討

鋼材ブロック圧着による補強では，柱上下端部に鋼材ブロックを圧着しなければならない為，居住性を大きく損なってしまう恐れがある。そこで，本実験と同一条件の場合(L=B=D=250[mm]，$P=A_g \sigma_{y(主筋)}$ =390[kN])の鋼材ブロックの形状の検討を行った。

鋼材ブロックに SS400(基準強度Ｆ＝235[N/mm^2])用いた場合及び高強度鋼（σ_y＝700[N/mm^2]を用いた場合の検討を行った。

(1) 鋼材ブロックをＬ型にした場合

鋼材ブロックが曲げ降伏しない板厚ｔの検討を行った。

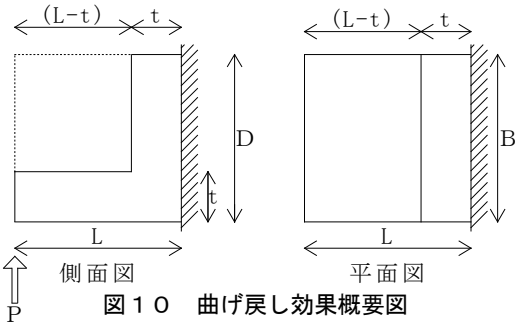


図１０　曲げ戻し効果概要図

表８　降伏強度及び板厚ｔ

	SM400	高強度鋼	
σ_y	157	700	[N/mm^2]
板厚　t	155.7	64.9	[mm]
撓み δ	0.007	0.706	[mm]

(2) 鋼材ブロックを鋼材高さＤが一定の放物線型とした場合

鋼材ブロックが曲げ降伏しない板厚ｂの検討を行った。

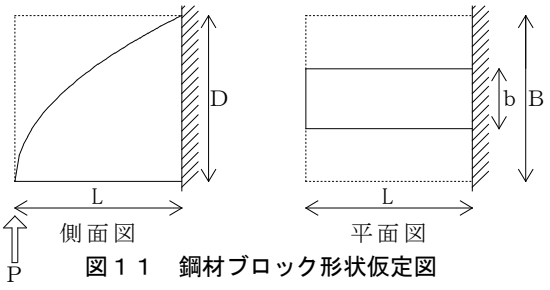


図１１　鋼材ブロック形状仮定図

表９　降伏強度及び板厚ｂ

	SM400	高強度鋼	
σ_y	157	700	[N/mm^2]
板厚　b	59.8	13.4	[mm]
撓み δ	0.127	0.569	[mm]

(3) 鋼材ブロックを鋼材幅Ｂ一定の放物線にした場合

鋼材ブロックが曲げ降伏しない圧着面高さｈの検討を行った。

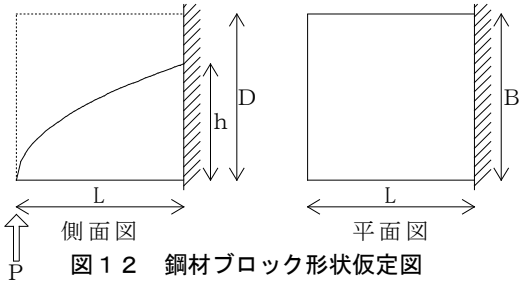


図１２　鋼材ブロック形状仮定図

表１０　降伏強度及び圧着面高さｈ

	SM400	高強度鋼	
σ_y	157	700	[N/mm^2]
端部高さ　h	122.2	57.8	[mm]
撓み δ	0.261	2.461	[mm]

(4) 鋼材ブロックを隅を切り落として台形とした場合

鋼材ブロックが曲げ降伏しない圧着面高さｈの検討を行った。なお、鉛直力を受ける側の鋼材ブロック端部の初期高さｔを 25[㎜]とした。

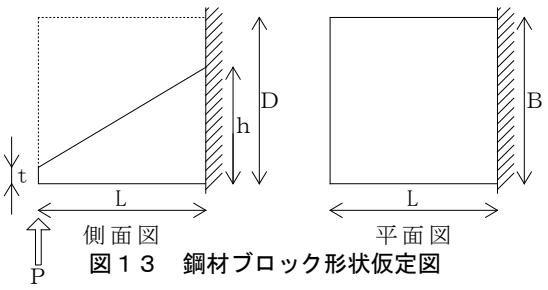


図１３　鋼材ブロック形状仮定図

表１１　降伏強度及び圧着面高さｈ

	SM400	高強度鋼	
σ_y	157	700	[N/mm^2]
端部高さ　h	174.1	58.4	[mm]
撓み δ	0.090	2.317	[mm]

以上の検討の結果、鋼材ブロックに用いる鋼材の降伏強度 σ_y を高くする事により鋼材ブロックの形状を小さくする事ができ、既存の空間の居住性を損なう事無く柱の曲げ補強が出来ると考えられる。

６　まとめ

鋼板巻き立て及び鋼材ブロック圧着をパラメータとする柱試験体に対する静的加力実験を行い，鋼材ブロック圧着による曲げ耐力補強効果について検討した結果，以下のような知見を得た。

1) 鋼材ブロック圧着により，最大水平耐力が２倍以上に向上した事から，本補強工法が柱の曲げ耐力補強として有効である。
2) 鋼材ブロック圧着では初期剛性は変化しなかった。
3) 鋼材ブロック圧着後の柱のせん断耐力は既存の荒川式及び靭性指針式の値よりも大きな値となった。
4) 鋼材ブロックからの曲げ戻しモーメントは既存柱断面の主筋の引張耐力に依存し，全主筋の引張降伏後は曲げ戻しモーメントは上昇しない。
5) 本補強工法を施した柱の靭性指標Ｆ値は無補強試験体より向上した。
6) 鋼材ブロックに高強度鋼を用いる事により鋼材ブロックをより小型化できる。

付-3　浮き上がりを許容した建築物の構造性能評価

本付録では、大地震に対しても柱や梁などの主要構造部材を弾性に留めるための１つの手段として、意図的・積極的に建築物全体の浮き上がりを活用する構造システムを取り上げている。指針(案)では柱梁に高強度鋼を用いた制振構造が主な対象とされているため、ここでは特に浮き上がりに関する事項を次のような構成で示している。

本付録の構成　　該当ページ

１．はじめに 236
２．適用範囲 242
３．目標構造性能 246
４．応答評価 248
4.1　地震動に対する応答評価 248
4.2　風外力に対する応答評価 255
５．構造性能の判定 259
６．応答評価における注意事項 261
７．性能の表示 264
８．性能評価事例 265
8.1　鉄骨造事務所･店舗ビル 265
8.2　中層 CFT 造建物の性能評価 281
９　技術資料 286
9.1　ダンパーの設計例（折り曲げダンパー） 286
9.2　浮き上がり部に設置するダンパーの復元力特性の例 291
9.3　関連する既往の実験結果及び解析結果 296
9.4　柱浮き上がりを許容した鉄骨造縮小模型架構の実験 311
9.5　浮き上がりを許容した建築物の地震時室内挙動に関する振動台実験 . 318
9.6　ロッキングシステムによる既存建築物の耐震改修 322

１．はじめに

現行基準を上回るような地震動に対して主要な構造部材（柱梁）を弾性に留める場合、特に塔状比の大きな建築物の基礎、基礎くい、柱脚の設計にあたっては、極めて大きなベースモーメント（基部転倒モーメント）に対して設計を行わなければならない。

本指針(案)では、大地震に対して躯体を弾性に留めるために意図的・積極的に建築物全体の浮き上がりを活用する場合を主な対象とする。

(1) 浮き上がり許容の意義

建築構造の第一義的な目的は、自重、積載荷重等の長期鉛直荷重、すなわち重さを支えることである。一方で、多層建築物の耐震性を考える上では主に水平方向の地震力への抵抗・ねばりとして、水平方向の耐力及び変形能力が問題となる。この際、質量が地震力の大きさを決める主要な因子であることは意識されることが多いが、長期鉛直荷重すなわち重さについても、いわゆるＰ－⊿効果により水平方向の耐力の低下をもたらすばかりでなく、倒壊・崩壊といった終局状態を引き起こす直接的な要因となる。その意味で、重さは耐震設計上、負の効果をもつと言える。免震や制振では積層ゴムや弾性架構が重さの負の効果を軽減している[1)]。

本指針(案)で扱う浮き上がりを許容した建築構造は、逆転の発想により自らの重さを耐震上の正の効果として利用しつつ、一時的かつ自発的に片足立ち状態になることで、いわば倒立振子として簡易かつ安価に地震応答低減効果を得ようとするものである。免震や制振では積層ゴムや弾性架構が急激な地震入力エネルギを弾性ひずみエネルギとして一旦受け止め、特殊な部材、いわゆるダンパで地震入力エネルギを消散させる。浮き上がり許容構造では架構の弾性ひずみはある程度抑制することができ、急激な地震入力エネルギを自らの重さのポテンシャルエネルギとして一旦受け止めることができる。そのため、適宜ダンパを組み合わせることで入力エネルギを消散させることができれば、架構はさほど頑強にする必要がなくなる可能性がある。また、架構の弾性ひずみエネルギが抑制されることで、大地震後に残留変形を生じない構造システムを比較的容易に実現できる可能性がある。

実際の地震被害については、阪神淡路大震災の際、新耐震基準の施行以前に設計された建物で地震被害の小さなものがあり､その要因が直接基礎の浮き上がりと考えられるという報告がある。

以上のような可能性から、大地震後に元の状態に戻りうる、無損傷の構造を簡易かつ安価に実現する手段の１つとして、建築物全体の浮き上がりを許容した構造を取り上げている。

注意点としては、着地時の衝突・衝撃の影響が挙げられるが、柱の衝撃的な圧縮力については浮き上がりを拘束した場合の側柱の圧縮力と同程度という実験結果も報告されており、柱の座屈ひいては浮き上がり部周辺の部分崩壊等を引き起こすようなものではない。

具体的な設計においては、市街地などの狭小敷地にあり免震構造の採用が困難な場合や、コア偏心などのために平面計画上ブレース・耐震壁をバランスよく配置できない場合に有効な構造形式となりうる。また、杭・基礎の浮き上がり抵抗部材を低減できるなど、コストメリットが出せる場合も考えられる。

(2) 浮き上がりに関する既往の研究

構造物の浮き上がりに関しては比較的古くから現在に至るまで様々な検討がなされている。耐震工学の先駆的・世界的な研究者として知られる Housner は地震被害調査をもとに、地震時に浮き上がり（片足立ち）を生じる現象を“Inverted Pendulum”すなわち「倒立振子」と表現してその挙動やスケール効果について論じている[2)]。家具等の什器の転倒を扱ったもののほか、現象を単純化するために周期の短い建築構造を剛体とみなして検討を行っているものもあるが、上部構造の振動・変形を考慮したものに限定しても以下のように数多くの検討が報告されている。曲

げ棒の試験体を用いた実験により転倒に至るような大振幅振動を検討した先駆的な研究[3)4)]を初めとして、1 質点 2 自由度系の浮き上がり挙動を理論的に明らかにしたもの[5)]やその発展形とみなせるもの[6)7)8)]、多自由度系の上部構造について脚部固定のモードを用いた定式化を行った上で地震応答等を検討したもの[9)10)]、旧耐震の建築物が阪神淡路大震災での被害を免れた要因として直接基礎の浮き上がりを指摘した上で地震被害低減効果と諸因子の影響を検討したもの[11)]、浮き上がり部に粘弾性ダンパを設置した構造を対象としたもの[12)]、振動台実験により柱脚又は基礎浮き上がりの効果[13)14)15)16)]、上下地震動の影響や地盤への沈み込みを含めた応答などを検討したもの[17)18)]、エネルギ応答を示したもの[19)20)]、均一せん断棒で模擬した多層建築物の浮き上がり時のモード特性や自由振動を示したもの[21)22)]などがある。

なお、これらの多数の研究成果があるにも関わらず、建築物全体の浮き上がり挙動（片足立ち、ステッピング）に関する基礎的・一般的特性は必ずしも明らかにされているとは言い難く、構造設計における１つの課題ともなっている[例えば 23)]。

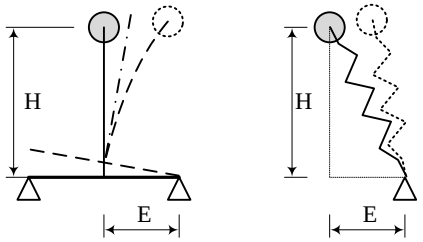
(3) 高次振動

浮き上がり許容構造の性能評価上の特徴的な注意点としては、着地時の衝突・衝撃のほか、高次振動が挙げられる。

現在ではいわゆる Pushover 解析が広く使われるようになり、モデル化さえできれば比較的容易に静的弾塑性解析できるようになっている。建築物全体の浮き上がりを伴う構造を対象として Pushover 解析（正確には孤長法、Riks 法など、荷重分布形を固定した増分解析）を実施すると、浮き上がり部に引き抜き抵抗部材がない場合、浮き上がり開始とともに荷重は増加しなくなり、変位のみが増加していく。これを根拠として、浮き上がり開始時を若干でも上回る耐力さえ確保すれば、架構が弾性に留まると考えがちであるが、早計であり、静的解析に慣れ過ぎたことによる弊害である。

振動台実験によれば、特に浮き上がっている間には高次の振動がよく観察される[例えば 15)16)]。文献 13)では着地時の衝突・衝撃の影響で高次振動が発生すると指摘し、文献 23)で紹介されているが、それは必ずしも的を射ていない。

高次振動発生のメカニズムを理論的かつ明快に示したのは文献 5)が初めてであると思われる。文献 5)で対象とした図 1-1(a)に示すような１質点２自由度系は、浮き上がり状態では図 1-1(b)に示す「倒立バネ振子」と振動系として等価である。倒立バネ振子とみなすことは、支点まわりの極座標への変換を行うことに相当し、ひずみを伴わない回転方向と、ひずみを伴う動径方向とに分離して考えられる。また、微小変位として変形前の状態で釣合を考えれば、勾配 H/E の傾きをもつバネに対して下方向に重力が作用していることになり、自重との釣合位置を中心として振動する、言い換えると勾配 H/E に沿って沈み込みながら振動することが理解できる。以上が文献 5)で示された高次振動発生のメカニズムの概要である。

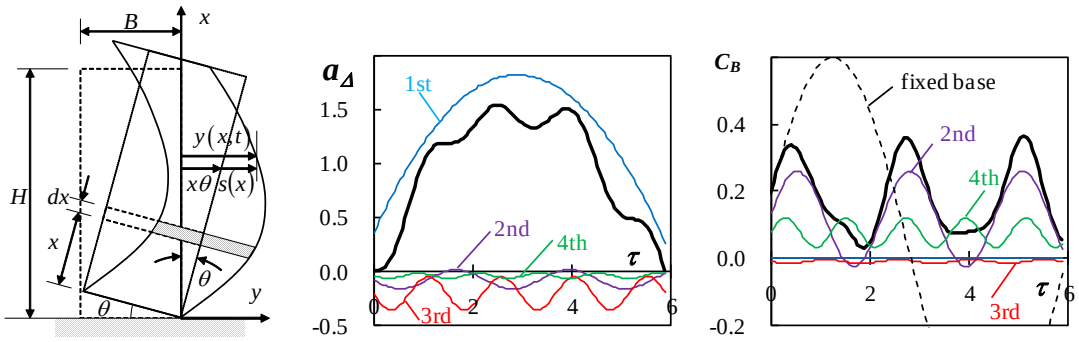


(a)　(b)

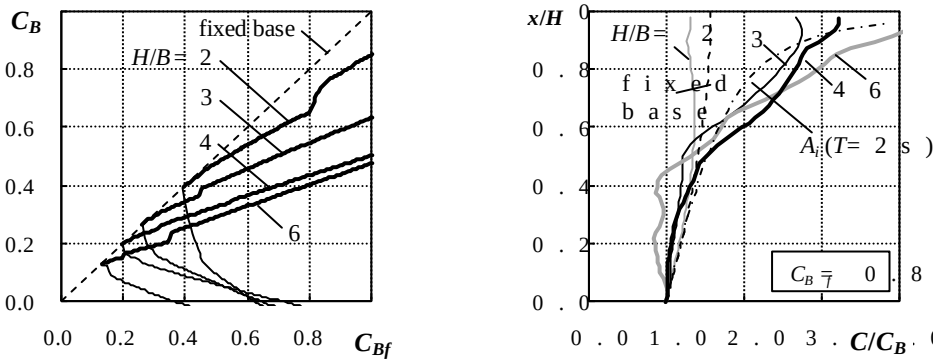
図 1-1　１質点２自由度系

この高次振動により、図 1-1(a)のような単純な系であっても、脚部を固定した場合に比べれば構造への負荷は大幅に低減するものの、浮き上がり開始時の値で留まることなく、さらに大きな負荷がかかる。

上部構造を均一せん断棒で模擬した検討例を図 1.2 に示す。図 1-2(b)及び(c)は着地時の 1 次モードから浮き上がりを開始し、着地するまでの非減衰自由振動（自重のみを受ける場合）の一例であり、横軸は無次元時間（τ=0 が浮き上がり開始時点）で、図 1-2(b)の縦軸は浮き上がり変位を無次元化したものである。図中の細線は各モードの寄与を、太線は重ね合わせとして求めた応答を示している。浮き上がり挙動は、大きく浮き上がる 1 次モード（剛体モード）と小さく沈みこむ高次モードとから構成されることが分かる。図 1-2(c)のベースシア係数では 1 次は剛体モードのため寄与せず、2 次及び 4 次の寄与が大きいことが分かる。浮き上がり開始時点では C_B=0.2 程度であるが、浮き上がり開始後にもベースシアは上昇し、C_B>0.3 以上に達している。図 1-2(d)の太線と細線は、横軸を脚部固定の場合とし、縦軸を浮き上がり許容の場合として、半サイクルの自由振動の結果からベースシア係数の最大値及び最小値をプロットしたものである。脚部固定を表す破線に比べて太線がかなり下回っているが、浮き上がり開始時（破線との交点）との比率で見れば、かなり大きな値に達する場合もあることが分かる。塔状比が大きいほど小さい荷重に対して浮き上がりを開始するとともに、構造への負荷は小さくなる。図 1-2(e)には、層せん断力係数の高さ方向分布の例を示す。実線が浮き上がり、点線が脚部固定（1 次モード）であり、一点鎖線は設計用 1 次固有周期を 2 秒とした建築基準法の *Ai* である。塔状比が大きくなるほど下層部で減少し上層部で増加する傾向、いわゆるトップヘビーになる傾向がみられる。



（a）モデル　　（b）浮き上がり変位時刻歴　　（c）ベースシア係数時刻歴



（d）ベースシア係数の最大値　　（e）層せん断力係数の高さ方向分布

図 1-2　均一せん断棒による浮き上がり非減衰自由振動の解析例[21)22)をもとに作成]

（図(b)及び(c)は、*H*/*B*=4、脚部固定の最大ベースシア係数 C_{Bf}=0.6 の場合）

高次振動の影響により、層せん断力分布係数の高さ方向分布が特に上層部で大きくなる傾向は振動台実験でも観察されている[16)]。表 1-1 に示す 2 種のせん断型模型試験体（塔状比 6.54）に対し JMA Kobe NS 波(1995)を入力波とした振動台実験結果から、図 1-3 に層せん断力分布係数の高さ方向分布を示す。高さ方向に層剛性を一定としたBモデルでは、脚部固定（○印）に比べて上層部で大きくなっており、*Ai* と同程度となっている。一方、高さ方向に層剛性が減少するAモデル（脚部固定の 1 次モードがほぼ直線状）では、上層部で大きくなる傾向が顕著であり、*Ai* を大きく上回っている。

表 1-1　試験体名及び固有周期等[16)]

名称	ピアノ線本数			1 次固有周期	1次減衰定数
	1, 2層	3, 4層	5, 6層	T_1(s)	h_1(%)
A	6	4	2	0.56	4.3
B	4	4	4	0.60	5.4

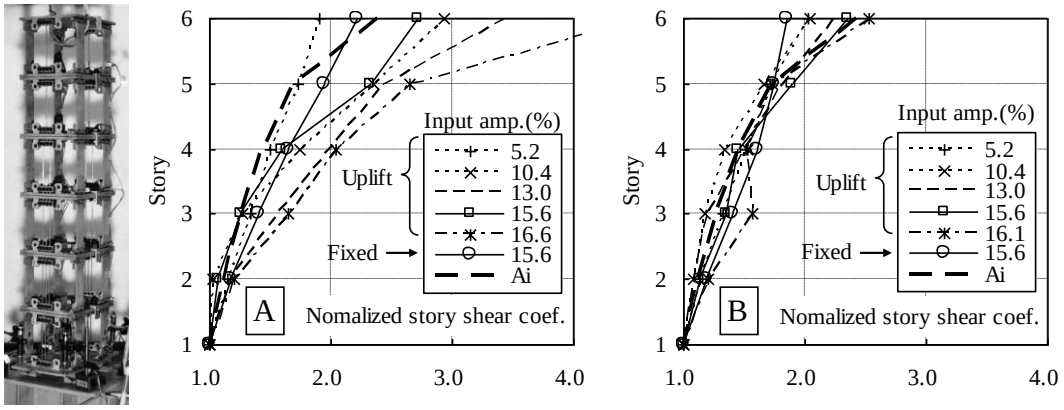


図 1-3　層せん断力係数の高さ方向分布[16)]

(4) 地震応答低減が期待できる範囲

具体的な地震動を想定した地震応答低減効果については、(2)で示した文献等を参考とすることができる。塔状比が大きいほど浮き上がりを開始する外力レベルは低くなり、また 1 次固有周期が短い方が地震時の転倒モーメントが大きくなることから、比較的塔状比が大きく、かつ、1 次固有周期が 2 秒程度以下の場合に応答低減効果を期待できると言えよう。

なお、上部構造の耐力（保有水平耐力）が比較的低く、浮き上がりが発生する前に降伏によって転倒モーメントが頭打ちとなれば、浮き上がりは発生しない。また、降伏よりも浮き上がりが先行する場合であっても、前述の高次振動の影響等もあり、構造への負荷は浮き上がり開始時のレベルに留まらないため、上部構造の降伏が起こりうる。例えば、文献 26)（概要は文献 27)）では地盤を Winkler バネとダッシュポットで表現し、上部構造には耐力壁(shear wall)を想定し、stiffness degrading hysteresis model を復元力として採用した 1 自由度系の地震応答解析結果が報告されている。その結果によれば、上部構造の損傷として累積ひずみエネルギを比べると、浮き上がりを許容した場合と拘束した場合とで、両者にほとんど差がない場合があることが示されている。よって、浮き上がりによる応答低減効果を期待する場合には、上部構造にはある程度の耐力を確保しておくことが肝要と言える。

また、文献 13)には「合理的に浮き上がり可能性を取り込んだ構造設計として少なくとも含むべき事項」として次の 5 点が挙げられているので、耐力確保以外の注意点として、ここで紹介しておく。

(1)基礎から柱脚が上下方向へ分離することに対して相対的に小さな拘束を与えること。望ましいと考えられる場合には、何らかの相対的に柔なエネルギ吸収機構を組み込むこともできる。もちろん、常時の風圧力に対して十分な抵抗を付与すること。

(2)信頼性のある「シア・キー」。浮き上がり中に基礎から柱が歩き出すことを防ぐために必要である。実験で用いた柔なプレートのコンセプトは価値あるものと思われる。ただし、2 軸応答にも対応するよう、拡張することが必要であろう。

(3)必要に応じて、衝撃用部材（要素）。一時的な衝撃に耐え、壊れやすい可能性のある構成要素を守る。

(4)構造体に通じるサービス用通路(service connection)に要求される柔性。サービス用センターコアでは、ほとんど又は全く分離が起こらないことが論理にかなっていると思われる。

(5)リーズナブルな動的解析。起こりうる最もシビアな地震に対して、許容浮き上がり量を保証するため。

(5) 転倒について

浮き上がりを許容する場合には、全体的な転倒という最悪の事態が生じえないのか、と不安になることもある。しかし、現実的な規模の建築物では転倒は起こりにくいことが文献 24)、25)で示されており、片足立ち状態での着地側柱の耐力や着地時の衝撃等に対して配慮すれば問題ないと考えられる。

参考文献

1) 例えば、和田章：身近になったパッシブ制振、建築技術、pp.96-98、2005.8

2) Housner, G.W.：The Behavior of Inverted Pendulum Structures During Earthquake, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol.53, No.2, 1963.2

3)園部泰寿、梅村魁：細高い構造物の転倒振動に関する研究、日本建築学会論文報告集、第 63 号、pp.257-260、1959.10

4)園部泰寿、梅村魁：構造物の地動による大振幅振動に関する研究―模型の浮上りをおこした場合の自由振動―、日本建築学会論文報告集、第 63 号、pp.261-264、1959.10

5)Meek, J.W.：Effect of Foundation Tipping on Dynamic Response, J. Struct. Div., Vol.101, No.ST7, pp.1297-1311, 1975.7

6) Meek, J.W.：Dynamic Response of Tipping Core Buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.6, No.5, pp.437-454, 1978

7)Yim, S.C.-S. and Chopra, A.K.：Dynamics of Structures on Two-spring Foundation Allowed to Uplift, J. Eng. Mech., Vol.110, No.7, pp.1124-1146, 1984.7

8)Oliveto, G., Calio, I. and Greco, A.：Large Displacement Behavior of a Structural Model with Foundation Uplift under Impulsive and Earthquake Excitation, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.32, pp369-393, 2003

9)Psycharis, I.N.：Dynamics of Flexible Systems with Partial Lift-off, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol.11, pp.501-521, 1983

10)Yim, S.C.-S. and Chopra, A.K.：Simplified Earthquake Analysis of Multistory Structures with Foundation Uplift, J. Struct. Eng., Vol.111, No.12, pp.2708-2731, 1985.12

11)林康裕：直接基礎構造物の基礎浮上りによる地震被害低減効果、日本建築学会構造系論文集、第 485 号、pp.53-62、1996.7

12)笠井和彦、金田充弘、大熊潔：ステップカラム制振構造の実施例：解析と実大ダンパー試験、パッシブ制振シンポジム 2001、pp.235-249、2001.12
13)Huckelbridge, A.A. and Clough, R.W.：Seismic Response of Uplifting Building Frame, J. Struct. Div., Vol.104, No.ST8, pp.1211-1229, 1978.8
14)岩下敬三、木村秀樹、春日康博、鈴木直幹：基礎浮き上がりを伴う鉄骨架構の振動台実験、日本建築学会構造系論文集、第 561 号、pp.47-54、2002.11
15)緑川光正、小豆畑達哉、石原直、和田章：地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動、日本建築学会構造系論文集、第 572 号、pp.97-104、2003.10
16)石原直、小豆畑達哉、野口和也、森田高市、緑川光正：層剛性分布を考慮した多層建築物の浮き上がり地震応答模型実験、鋼構造年次論文報告集、第 14 巻、pp.327-334、2006.11
17)藤堂正喜、飯塚信一、松本喜代隆、渡壁守正、稲井慎介、石岡拓、鹿籠泰幸、高井茂光：アップリフト制震構造の開発研究（その１）～（その３）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.151-156、2004.8
18)和田章、山田哲、小野泰寛、小林勝巳、佐々木康人：弾性地盤上の建築構造物の地震時浮き上がり現象に関する基礎実験、日本建築学会構造系論文集、第 595 号、pp.57-64、2005.9
19)岩下敬三、谷口元、石原大雅：杭頭で浮き上がりを許容した建物の地震応答エネルギー評価、日本建築学会構造系論文集、第 564 号、pp.23-30、2003.2
20)小豆畑達哉、緑川光正、石原直：地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構のエネルギー吸収機構と最大応答変位予測、日本建築学会構造系論文集、第 583 号、pp.61-68、2004.9
21)石原直、緑川光正、小豆畑達哉：均一せん断棒による多層建築物の浮き上がり自由振動解析、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.1017-1018、2005.9
22)石原直、緑川光正、小豆畑達哉：均一せん断棒による多層建築物の浮き上がりモード特性に関する考察、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、pp.477-478、2007.8
23)構造設計技術向上研究会:構造設計について(その１､その２)―基礎の浮上がりへの対処 1, 2―、連載　構造設計ステップアップ、建築技術、pp.214-222、1996.11、pp.192-200、1996.12
24)田川健吾，松本芳紀，潘 健：弾塑性ばねに支持された剛な建物の地震時転倒限界，日本建築学会技術報告集，第 18 号，pp.31-34，2003.12
25)動的に対する設計－現状と展望－、3.3.1 崩壊・倒壊・転倒、pp.135-138、日本建築学会、1999.5
26)Nakaki, D.K. and Hart, G.C. ：Uplifting Response of Structures Subjected to Earthquake Motions, U.S.-Japan Coordinate Program for Masonry Building Research, Report No.2.1-3, Ewing/Kariotis/Englekirk & Hart, 1987.8
27)Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings(ATC-40), Vol.2, pp.F-54～F-60, Applied Technology Council, 1996.11

2．適用範囲

構造種別、構造形式等については、建築物全体の一体性を保つことを前提とすれば、特に制限を設けない。

対象建築物は比較的整形で対称なものを原則とし、剛性率は 0.6 以上、偏心率は 0.15 以下を目安とする。

なお、荷重・外力は「高強度鋼等を用いた新構造建築物の耐震性能評価指針」（以下、「性能評価指針」という。）第 3 章に規定される荷重・外力に準ずることとし、地震動の L1 レベル（1 次設計レベル）に対しては浮き上がりが生じないことを確認する。

(1) 構造種別、構造形式、等

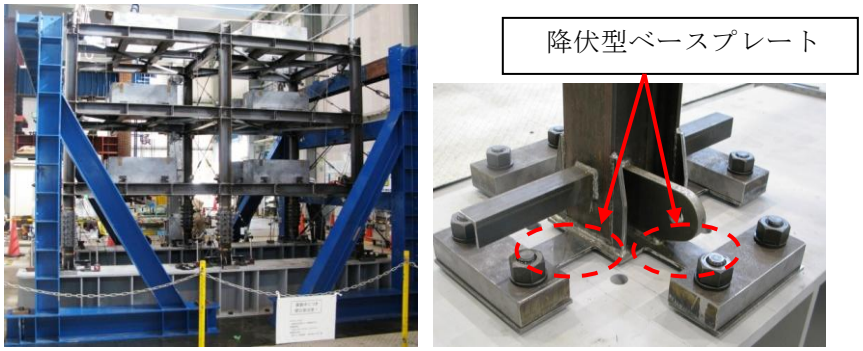
構造種別、構造形式については特に制限を設けないが、着地時の衝撃等を考慮した上で座屈や局部的な崩壊が生じないものとする。この際、コンクリート系などで浮き上がり部周辺にひび割れ等を生じるおそれのある場合には、緩衝材の付加や補強等を適宜施すものとする。

(2) 不整形の制限（剛性率、偏心率）

現行基準に従い、剛性率 0.6 以上、偏心率 0.15 以下とすることを目安とする。

剛性率については現状では参考となる技術的な資料がない状態であり、他の層に比べて剛な又は柔な層が存在する場合などで層せん断力分布等が変わる可能性も否定しきれないため、剛性率については現行基準なみとして極端な剛性差が生じないように計画することを前提とする。

偏心の影響については、本総プロで実施した振動台実験の結果が参考となる。写真 2-1 及び図 2-1 に概要を示す。詳細は本付録 9.4 節を参照されたい。



(a)全景　　(b)柱脚部

写真 2-1　試験体

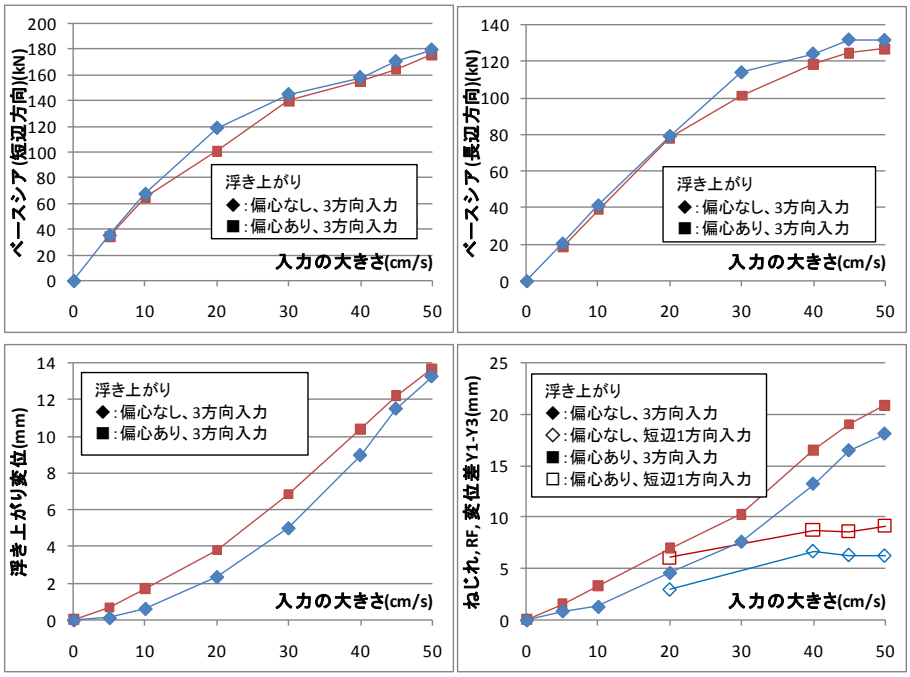


図 2-1　振動台実験結果（最大応答値）

実験は３層１×２スパンの鉄骨架構試験体を対象として３軸加振が行われた。その結果から、

[1]浮き上がりによるベースシアの低減度合は偏心の有無にあまり影響されないこと

[2]偏心の有無よりも浮き上がりによる立体的な挙動の方がねじれ応答に影響する（増幅させる）こと

が分かる。従って、偏心がある程度大きくとも、無偏心の建築物の応答で概ね評価することができる可能性がある。しかしながら、定量的な評価をするまでには至っていないため、本指針(案)では偏心率 0.15 を一応の目安としておく。

(3) L1 に対する浮き上がりの抑制

地震動レベルの L1 は稀に生じる地震動として、通常の耐震設計においても許容応力度設計すなわち弾性範囲内にあることを確認し、構造躯体に損傷が生じないことを確かめている。いわゆるルート２又はルート３の設計を行う場合にはさらに層間変形角が規定値以内であることを確認することによって、外装材等の非構造材も健全な状態に留まることを間接的に検証している。通常の耐震設計とのバランスから考えれば、地震動レベルの L1 から浮き上がりを許容することは設計者や施主にとって受け入れ難いと思われるため、本指針(案)においては、L1 に対しては浮き上がりが生じないことを確認することとしている。浮き上がりが発生する場合には L1 時に生じる浮き上がり部の引き抜き力に対して抵抗する部材を付加するなど、対策を講じることとする。

また L1 から浮き上がりを開始することは L2 や L3 といったより大きな地震動レベルに対して過大な浮き上がりを生じる可能性がある。前章図 1-2 と同じ均一せん断棒モデルの浮き上がり自由振動解析から、系の全エネルギ E_{all} に対する上部構造のひずみエネルギ We の比を図 2-2 に示す。横軸は浮き上がり開始時のベースシア係数 $C_{B,cr}$ に対する脚部固定の場合のベースシア係数 C_{Bf} の比であり、例えば横軸で 3 となるのは、浮き上がり開始レベルに比べて系の全エネルギが 3^2=9 倍となっていることを示している。横軸が大きくなるほど、言い換えると系のもつ全エネルギが増加するほど、ひずみエネルギの比は単調に減少して大幅な低減効果が確認できるが、減少度合いは緩慢になっていく。浮き上がりを活用して上部構造の最大ひずみエネルギの低減を図ろうとす

る場合には、浮き上がり開始レベルに対して 2～3 倍（エネルギで 4～9 倍）程度となる入力レベルを 1 つの目安として、単純な言い方をすれば、過大な浮き上がりが生じない範囲で設計するのが効率的と考えられる。この結果からも、L2 や L3 まで対象とする場合に L1 に対して浮き上がりを生じさせないことは妥当な措置と考えられる。

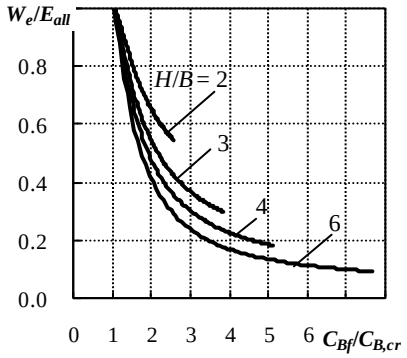


図 2-2　系の全エネルギ Eall に対するひずみエネルギ We の比

では、塔状比がどの程度の場合に L1 に対して浮き上がりを生じうるか。

単純化のため、多層建築物の高次の応答は無視し、ベースシア C_B と基部転倒モーメント m_{ovt} は 1 次モードのみに支配されると仮定する。多層建築物の全質量、高さ、幅（スパン）を M、H、B とし、1 次の有効質量、等価高さ、応答絶対加速度を $\overline{M}_1$、$\overline{H}_1$、a とする。重力加速度を g として、

$$C_B = \frac{\overline{M}_1 \cdot a}{Mg} \tag{2-1}$$

$$m_{ovt} = \overline{M}_1 \overline{H}_1 \cdot a \tag{2-2}$$

1 スパンとして、基部転倒モーメントによる引き抜き力を N とすれば、

$$m_{ovt} = NB \tag{2-3}$$

式(2-1)～(2-3)より、

$$\frac{N}{Mg/2} = 2C_B \frac{\overline{H}_1}{H}\frac{H}{B} \tag{2-4}$$

という関係式が導ける。式 (2-4)は常時の反力 $Mg/2$ に対する引き抜き力 N の比が、ベースシア、等価高さ比及び塔状比によって表されることを示している。式(2-4)で左辺を 1 とおいて変形すると、

$$\frac{H}{B} = \frac{1}{2C_B\left(\overline{H}_1/H\right)} \tag{2-5}$$

式(2-5)は想定するベースシアのレベルに対して、引き抜き力が常時反力と釣り合う、すなわち浮き上がり部に引き抜き抵抗要素が何ら配置されていない場合に浮き上がりが発生しうる最小の塔状比を与える式である。

等価高さ比 $\overline{H}_1/H$ として、均一せん断棒の 2/π、直線モード（逆三角形モード）の 2/3 の 2 種を考え、L1 レベルとして式(2-5)で C_B=0.2Rt（Rt は 2 種地盤）とした結果を図 2-3 に示す。C_B を設定する上では有効質量比を考慮すべきであるが、ここでは単純化のため省略している。短周期領域では塔状比 4 程度を超える場合に L1 レベルで浮き上がりが発生する可能性がある。1 秒程度を超える周期領域では比較的塔状比が大きくとも浮き上がりは生じない。なお、現行のルート 2 において塔状比 4 以下と規定されているが、ここで示した浮き上がりとの関係は定かではない。

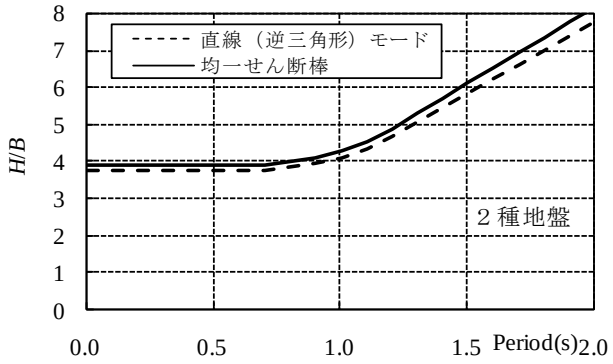


図 2-3　L1 レベル（C_B=0.2Rt）で浮き上がりが発生しうる最小の塔状比

参考として、C_B=0.2Rt、0.5Rt、1.0Rt に対して浮き上がりが発生する最小の塔状比を図 2-4 に示す。C_B=0.2Rt と 1.0Rt との間にあれば、L1 レベルで浮き上がらずに L2 レベルに対しては浮き上がりが発生する。上部構造の耐力（保有水平耐力）が 0.5 程度と比較的高めの場合には C_B=0.5Rt の曲線よりも上側、すなわち塔状比が大きい場合に降伏より浮き上がりが先行する。例として図中には 8.1 節に示す事例（周期 1.2 秒、H/B≒3.8）をプロットしており、L1 で浮き上がりを抑制しつつ L2 で地震応答低減効果を期待するのに適度な塔状比であることが分かる。

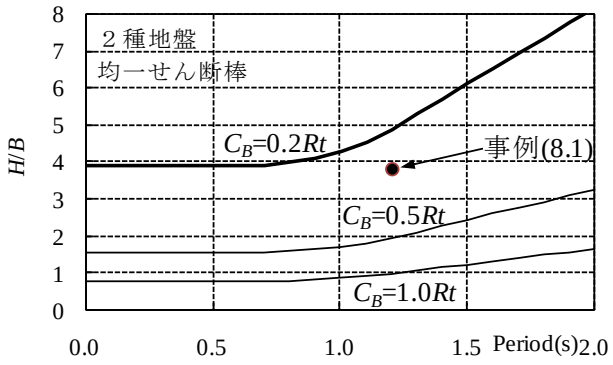


図 2-4　C_B=0.2Rt、0.5Rt、1.0Rt で浮き上がりが発生しうる最小の塔状比

３．目標構造性能

耐震性能を確保する評価対象地震動は、現行基準の稀と極稀に対応する L1 と L2 レベル、およびそれらを上回る L3 を考慮する(*)。
それらに対する対象建築物の耐震・耐風性能ランクを考慮して設計クライテリアを設定する。
＊荷重・外力は性能評価指針第 3 章に規定される荷重・外力に準ずる。

（解説）

性能評価項目および性能ランクの設定には、性能評価指針の第 4 章に示されている内容が参考となる。

ここで、風外力についても現行基準の稀と極稀に対応する L1 と L2 レベル（それぞれ再現期間が 50 年と 500 年相当）、およびそれらを上回る L3 を考慮する。

設計クライテリアは、高強度鋼を用いる建築物の性能評価指針に従って設定される。これに従った場合、および参考として高強度鋼を用いない場合のクライテリアの例を 5 章の解説に示す。ここで、L1 レベル（現行に対応する L2 の 1/5）に対しては、基本的に浮き上がりを許容しない。

浮き上がり許容建築物は、従来の基礎固定建築物とは異なり、1 階柱脚部の浮き上がりによる回転（ロッキング）を伴う。この特徴があるため、地震・風外力に対して特に下記の応答値（図 3-1 参照）にも着目して性能評価を行う。

（ロッキング量）

・ロッキング変位角　：　端部鉛直浮き上がり変位/平面長さ

・ロッキング角　　：　端部鉛直浮き上がり変位/スパン長さ

前者は上部構造の水平変位に及ぼす平均的な回転角、後者は 1 階各スパンの浮き上がりによる回転角を表した応答量である。ロッキング角は、浮き上がりの後に着地する際の衝撃度に関わる脚部の鉛直速度を角速度から算出するための資料となる。

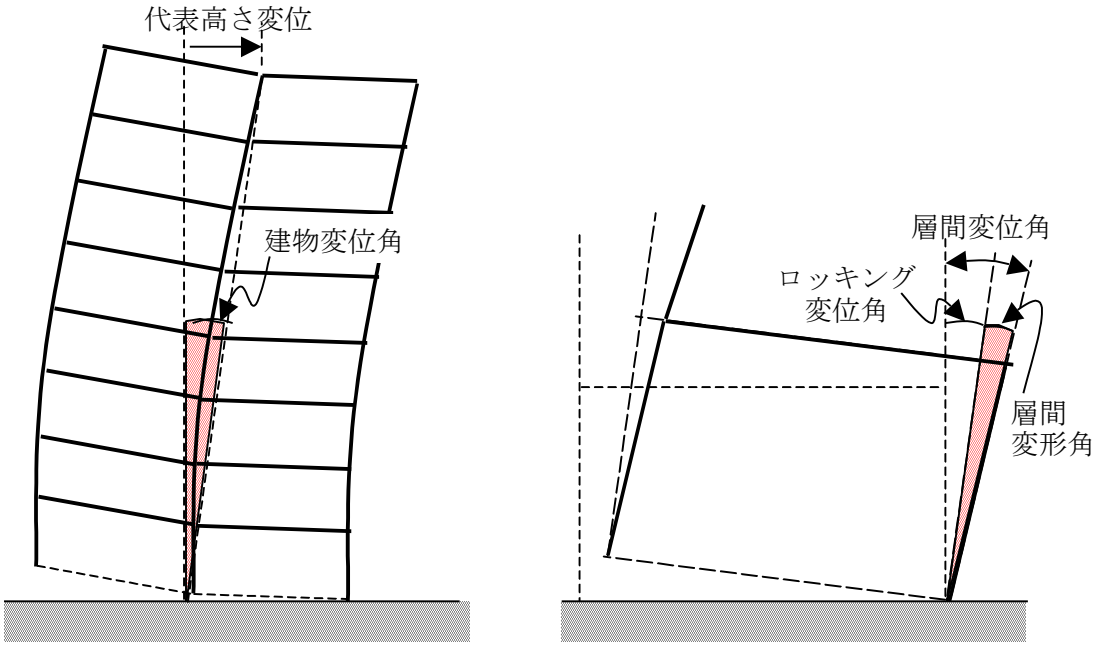
（上部応答変位量）

・建物変位角　：　代表高さ変位/代表高さ（頂部とする）

・層間変形角　：　上部構造のみの変形

＝層間変位/階高さ（層間変位角）－ロッキング変位角

前者は、浮き上がりによる過大な変形を防止することも目的に設定する量である。後者は、上部構造の損傷度により直接的に関係する量であり、さらにいわゆる層せん断変形角に換算してもよい。



(a) 建物変位角　　(b) 層間変形角

(c) ロッキング変位角　　(d) ロッキング角

図 3-1　応答量の模式図

４．応答評価

4.1　地震動に対する応答評価

4.1.1　入力地震動の設定

入力地震動の設定に際しては、対象建築物の供用期間中に当該建設地で実際に起こりうる地震動の特性、すなわち、地震動振幅レベル、周波数特性、継続時間などを、地震が発生する可能性と関連させて設定する。また、水平 2 方向同時入力あるいは水平・鉛直 3 方向同時入力を考慮することが望ましい。

（解説）

入力地震動の設定に際しては、建築物の応答特性に基づき、それに対して影響を与える地震動と、それを生起させる事象としての地震について考える必要がある。すなわち、目標構造性能に対応した入力地震動の設定として、地震動をその再現期待値に応じて設定する必要があることから、適切な地震動指標によって、その発生可能性の大小を勘案して地震荷重を決めることが望ましい。

以下、設計用地震動を定めるために考慮すべき各事項について述べる。

なお、(1)は浮き上がりを許容した建築物に関する事項を，(2)以降は一般的事項を述べる。

(1)　浮き上がりを許容した建築物に対する入力地震動

一般の建築物の設計では、通常、水平 1 方向の入力地震動を考慮する。しかしながら、柱脚部で浮き上がりを許容した建築物が水平 2 方向の地震動を受けた時の立体挙動を考えると、例えば短辺方向で一部の柱脚部が浮き上がっている状態では，それと直交方向（長辺方向）の地震動によって捩れ振動が生じることが想定される。従って、浮き上がりを許容した建築物の地震応答解析では、水平 2 方向同時入力あるいは水平・鉛直 3 方向同時入力を用いることが望ましい。

既往の研究によると、鉛直動は、建築物の水平方向応答には殆ど影響しないが、浮き上がり変位などの鉛直方向応答には若干影響があることが指摘されている。従って，鉛直方向の応答をある程度の精度で求める必要がある場合には，水平・鉛直 3 方向同時入力を考慮する必要がある。その際の入力地震動は、水平 2 方向成分と鉛直方向成分の関連性が実際に反映されている観測記録が主体となろう。

(2)　プレート境界地震とプレート内地震

1995 年兵庫県南部地震を契機として、海洋型と呼ばれるプレート境界で生じる地震と、内陸の浅い地震断層の破壊を震源として起こるプレート内地震を区別して，必要な場合には、それら両者が設計で考慮されるようになった。

入力地震動の設定は主に過去の地震記録に基づいて決められる。時刻歴については、地震記録そのものや最大値を調整したものを使うなど、観測記録が重視される傾向があったが､最近では模擬地震動が併用されるようになってきている。

(3)　応答スペクトルによる設計用地震動

設計用地震動をどういう指標で代表させるかは、従来から地震工学にとって大きな課題の一つであり､構造物の耐震性能に関係している地震動指標を見つける試みは今なお継続的に行われている。現在の指標の主流は減衰定数 5%の応答スペクトルである。応答スペクトルには地震動レベル、周波数特性という２つの重要な要素が取り込める。ただし、応答スペクトルだけでは、時刻歴を決めることができない。この場合、継続時間など時間に関連する概念が必要となる。

設計用地震動を応答スペクトルで表現するか，あるいは設計用地震動そのものを時刻歴で与えるかは、強震動予測の精度と関係している。

すなわち、当該建設地における将来の地震動の算定のためには、震源での断層破壊過程、伝播経路の地下構造、および建設地周辺直下の表層地盤構造を正確に推定する必要があるが、現状では、

これらに関する情報は未だ不十分といわざるを得ない。一方、過去の多くの強震記録の統計解析から、設計用応答スペクトルが決められ、各種構造物の耐震設計に使われている。高層建築物、免震建築物の耐震設計においては地震動時刻歴を用いた動的解析が義務づけられている。これは、それらの建築物の非線形挙動が時刻歴解析によって検証できることによる。時刻歴の作成手法については、観測記録に基づくものから、断層破壊に基づく強震動シミュレーションのように地震学における最新の知見を反映した方法がある。

(4)　時刻歴による設計用地震動

構造物の応答予測に関連して、必要な地震動時刻歴の特性としては、地震動振幅レベル、周波数特性、継続時間が基本項目となる。

a)　地震動振幅レベル

地震動振幅レベルを決めるのに従来から用いられてきたのが最大加速度振幅であり、最近では最大速度振幅が多く用いられるようになった。近年、構造物被害と速度振幅の関連性が重視され、被害想定などでも推定速度振幅と被害の定量的な関係に関する検討結果が種々発表されている。

最大加速度振幅、最大速度振幅の推定には、いわゆる距離減衰式が用いられるが，建設地の地盤条件によっても異なることから、距離減衰式も地盤条件別に種々のものが提案されている。各距離減衰式が対象としている地盤条件には制約があり，これに留意して利用する必要がある。

b)　周波数特性

設計用地震動の中にどのような周波数の波が卓越して含まれるかは、建築物の耐震性能にとって大きな影響を与える要因になる。地震動そのものの周波数特性を、フーリエスペクトルまたはパワースペクトルで評価し、応答解析を行うのが合理的であるが、この分野の慣行として、応答スペクトルが広く用いられている。設計用応答スペクトルも、一般に減衰定数 5%の応答スペクトルとして定義されることが多い。

応答スペクトルの組み立ては、地震の規模と震央距離に応じてコントロール周期におけるスペクトル値が定まるようにしたもの、震源断層を設定してその破壊過程を考慮してスペクトルを算定するものなど、個々の地震をイメージして設計用応答スペクトルを算定する方法と、設計用地震動作成手法技術指針（日本建築センター、1992)、荷重指針（日本建築学会、2004）や米国の IBC 規準などのように、特定の地震を想定することなく、共通する標準的な応答スペクトルを定めて、個々の建設地の置かれている状況に応じて修正していく方法がある。

いずれにしても、地震動振幅レベルの推定と同様に、基盤の定義と、基盤より浅い表層地盤部分における増幅特性の評価は併せて考えることが肝要である。

c)　継続時間

従来からあまり議論されてこなかった項目の一つに継続時間がある。入力地震動の継続時間が長く減衰定数が小さい場合では、継続時間が短い場合より応答が成長するので、地震動レベルが小さくても大きな応答を生じることがある。実際、地震動を時刻歴で与える場合には，継続時間を適切に設定することが必須となる。建築基準法令の時刻歴の告示においては、稀な地震動については 60 秒間、極めて稀な地震動については 120 秒間という値が設定されているが、継続時間の設定は、強震動記録の蓄積により今後さらに検討されるべき事項である。

(5)　位相特性

位相特性は地震動をフーリエ変換した際に求まるフーリエ位相角の性質のことで、よく用いられる手法としては、過去の強震記録（1968 年十勝沖地震における八戸港湾の記録、1978 年宮城県沖地震における東北大の記録など）のフーリエ位相角を使ってフーリエ逆変換によって波形を作成する方法がある。

また、フーリエ位相特性角を一様ランダムとして、フーリエ逆変換による時刻歴に振幅非定常性を表す包絡関数を掛ける方法もよく用いられる。

実際の地震動記録の位相特性を使う場合、観測記録固有の性質が入り込むことになり、選定には注意が必要である。特に、プレート境界地震とプレート内地震による強震記録では継続時間、振動数特性など位相特性に関係する地震動のパラメータが異なり、対象地震に合わせた位相情報の適用が必要になる。

(6) 断層モデルに基づいた強震動時刻歴のシミュレーション

設計用応答スペクトルの評価では、地震動の生起頻度など、いわゆる再現期間に関する評価が含まれることが普通であるが、別の方法として、建設地での影響が支配的な特定の断層が破壊した場合という前提のもとに強震動シミュレーションを行う場合が増えている。この方法は、理論的な検討は二十年以上前から既に行われていたが、1990 年代になって、震源近傍の強震記録の蓄積されたこと、また 1995 年兵庫県南部地震など内陸直下地震による被害経験などが研究を促すこととなり、建築物の耐震性能評価の必要性から近年広く実施されるようになった。実際の計算には、地震学上の多くの専門的な知識、判断が必要なことや、必要となる資料の蓄積がまだ十分でない等の難しさが伴うが、構造技術者にも取り入れられ、実務設計にも用いられるようになってきている。今後とも，評価手法を構造技術者が容易に理解できるように、分かり易い手法を開発することと、地盤、地質、地震動各データを全国にわたり蓄積していくことが不可欠である。

建築物に被害を生じる地震動の頻度は少なく、任意の地点で大振幅記録が観測されている訳ではない。余震を震源から敷地へのグリーン関数として、大地震を小震源の重ね合わせとして作成する経験的グリーン関数法（波形合成法）の採用も盛んに行われている。この方法では、建設地あるいはその周辺において対象地震と同様の地域で過去に起きた小地震による記録があれば、それをグリーン関数として、大振幅の地震動が模擬できるとするものである。この場合、何らかの地震記録が必要なのでどの地点でも作成可能ということにはならないが、K-net のような全国高密地震観測ネットワークが機能しており、将来的にはある程度以上のレベルの地震動の蓄積が全国規模で期待できるので、使いやすい手法が普及すれば設計用入力地震動作成への適用が可能となる。

また、短周期、長周期ともに一括評価することに問題がある場合には、長周期域は確定的に、短周期域に対しては確率過程を当てはめるいわゆるハイブリッド波形合成法の適用もよく行われる。

(7) 地盤増幅特性

表層地盤による増幅特性の評価は基本的に一次元波動論に基づくことが多く、地震時の地盤増幅に関しては、既に地盤の応答解析プログラムがある。

表層地盤の増幅特性の評価で注意しなければならないことは、地盤の剛性と減衰定数が、地震時に生じる歪により変化する、いわゆる地盤の非線形性である。すなわち、幾つかの地震動レベルに対して、地盤中に生じる歪レベルは異なるので、地盤の剛性、減衰あるいは卓越周期などが変化する。例えば、地表面の地震動は、工学的基盤での入力地震動レベルが大きいほど、その卓越周期は長周期側に移動する。

地盤増幅率の算定において、この歪依存性を考慮するためには、厳密には非線形応答解析による必要があるが、等価線形解析による方法も多用されている。

(8) その他

地盤の不整形性（基盤不整形、堆積盆地、表面地形効果など)、水平 2 成分の組み合わせ、鉛直動の影響、液状化時の取り扱いなどについては必要に応じて考慮する。

4.1.2　構造システムの力学モデルの作成

構造システムの力学特性を適切に表した力学モデルを作成する。

（解説）

(1)　浮き上がりを許容した建築物の力学モデル

a)　上部構造の力学モデル

浮き上がりを許容した建築物の上部構造のモデル化に際しては、質点系等価せん断モデル（等価曲げせん断モデル)，平面骨組モデル，立体骨組モデルなどから，解析の目的と求める解析精度によって解析モデルを選択する。

水平 2 方向同時入力，水平・鉛直 3 方向同時入力による検討を行うことが望ましいため，立体骨組モデルを採用することが推奨される。ただし、上部構造が概ね弾性挙動をする場合やほぼ整形な場合には、上部構造を質点系で置換した立体モデルを採用することもできると考えられる。

建築物の力学モデルに関する一般事項は(2)で述べる。

b)　浮き上がり部の力学モデル

浮き上がりを許容した建築物の応答評価において、解析結果に大きな影響を及ぼす浮き上がり部のモデル化には特に慎重に行う必要がある。

浮き上がりを許容した建築物では、浮き上がり部より上側の上部構造が下側の下部構造（例えば基礎梁あるいは杭など）に接触（着地）している状態から、転倒モーメントがある値に達した時点で、浮き上がりを生じ始め、転倒モーメントがある値より小さくなると再び接触（着地）する。このような浮き上がりの変形機構を表すために、浮き上がり部の解析モデルには、何らかの接触要素が用いられることが多い。接触要素は、例えば図 4-1 に示すように、引張り抵抗が無くて圧縮剛性が高い非線形弾性ばねでモデル化できる。

浮き上がり部に、履歴ダンパー、粘弾性ダンパー、粘性ダンパーなどを併用する場合には、それらの適切な解析モデルを用いる必要がある。例えば、履歴ダンパーを併用する場合には、図 4-2 に示すようなバイリニア履歴特性を持つばね要素を接触要素と並列させることにより、図 4-3 のように圧縮側には変形しない履歴特性を持つ力学モデルを構成することができる。

また、杭基礎がある場合には、必要に応じて、杭の軸方向剛性を考慮した鉛直ばね要素を適宜導入する場合もある。

なお、上部構造を質点系モデルとした場合であっても、浮き上がり部は、上部構造の転倒モーメントによるロッキング挙動を考慮できるように、接触要素とダンパーなどを平面上あるいは線上に分散配置した力学モデルを構築する必要がある

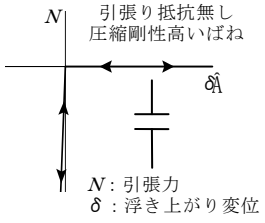


図 4-1　接触要素の例

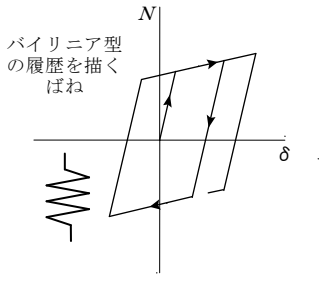


図 4-2　バイリニア要素の例

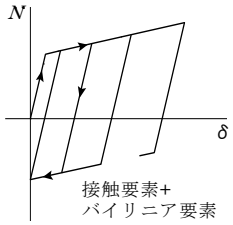


図 4-3　浮き上がり部の力学モデルの例

(2)　建築物の力学モデルに関する一般事項

小さいレベルの地震動入力を受ける構造システムの挙動は線形振動の領域を越えないから、その力学モデルは変形に応じて力を発生する弾性剛性マトリックスと、速度に応じて力を発生する減衰マトリックスを、継続時間中に変化しないと考えて組み立てればよい。これらの関係は、時刻歴応答解析とは独立に静的釣合い条件を用いて、質量マトリックスの自由度数まで縮約できる。扱うマトリックスは殆ど 0 要素のないマトリックスになるが、応答解析は解析精度を劣化させることなく簡単化できる。

地震動入力レベルが大きくなり構造部材が塑性化する場合、またダンパーの力学的性質が非線形領域に入る場合、構造システム全体の挙動は非線形になる。地震動の継続時間中に個々の部材の剛性マトリックスや減衰マトリックスが変化するため、マトリックスの縮約は時々刻々行わなければならない。そのため、応答解析に要する時間は長くなるが、高性能コンピュータによりこの計算は可能である。この方法は部材レベルの力学モデルなどと呼ばれる。

構造システム全体に静的外力を徐々に与える荷重増分解析を行い、層せん断力と層間変形の間の非線形的性質を予め求めておき、地震応答解析はこの関係をもとに行う方法、いわゆる等価せん断モデルが良く用いられる。この力学モデルは、静的荷重の高さ方向の分布によって変わってしまうため注意が必要である。幅に比べて高さが高い構造物の場合は特にその傾向が強く出るため、柱の軸方向変形にともなって生じる建築物全体の曲げ変形成分を分離する方法が用いられる。これは曲げせん断棒モデルまたは曲げせん断モデルと呼ばれる。

ダンパーは，それが取り付く両端の変位差、速度差によって力を発揮する。これらの変位差、速度差は、一般に層間変形または層間速度に関係がある。しかし、柱に軸方向変形が生じる場合、取り付く梁に変形が生じる場合などでは、この関係は簡単には決められない。例えば、高層建築物の上層部の層間変形は、各部材に生じる曲げ変形による骨組のせん断変形によって生じる量より、下層部の柱の軸方向変形によって上層部が傾くことによって生じる量のほうが大きい。このような場合には、筋違状に設置されたダンパーには軸方向の変形や速度が殆ど生じない。このような構造物に等価せん断モデルを用いるのは適切ではなく、曲げせん断棒モデルを用いる方が良い。さらに、柱の軸方向変形による構造物の変形が構造物の部分で生じるような場合には、全体を一本の棒として考える曲げせん断棒モデルは使えず、部材レベルの力学モデルを用いる必要がある。

地震動入力は構造物の 1 階または地下階に与える場合が多い。地震動によって生じる上部構造の振動が地盤の振動に与える影響は無視されることが殆どであるが、地盤と上部構造さらに杭などを含めた力学モデルを用いて地震応答解析を行う場合もある。

ロッキング現象により基礎部分が浮き上がり、上部構造の重心位置が持ち上がることを考慮するモデル化が必要になることもある。

極力、実際に近い力学モデルを用いる必要があるが、このような場合、得られる情報量も膨大になり、結果を正しく判断することが難しくなるため、結果を集約して層せん断力、転倒モーメント、入力エネルギーの配分などを計算して、全体を把握する必要がある。また、図形出力を活用して動

的な性状を直接理解する方法も有効になる。

精巧なモデルでは自ずと入力データが多くなる。これらの中には応答解析結果に与える影響が強いものと弱いものがあるが、結果に与える影響が強く、これに関する入力値の信頼性が低い場合には、考えられる範囲でその入力値を変化させ、その影響も含めて解析結果を理解する必要がある。

4.1.3　応答値の算定

構造システムの各地震動レベルでの応答値は、原則として時刻歴応答解析により算定する。

（解説）

目標構造性能で示された構造システムの性能が判断できる部位の応答値が算定されていること、すなわち、適用した構造部材およびダンパーの損傷度、2 次部材への影響が判断出来る応答値が算定されていることが必要である。

(1)　時刻歴応答解析による応答値の算定

構造システムの各応答値は、原則として直接時間積分法を用いた時刻歴応答解析法により、目標構造性能で設定した地震動レベル毎に求める。時刻歴応答解析は、構造システム、ダンパーをモデル化して作成された各マトリックスおよび地震動時刻歴による外力項からなる運動方程式を時間刻みステップ毎に数値積分して応答の時刻歴を計算するものである。各ステップにおける構造システムを構成する部材、ダンパーの特性の変化に応じて、剛性マトリックス、減衰マトリックス等を修正しながら計算が進められる。その場合、時間刻みには十分な注意を払う必要がある。線形系においても、固有値、減衰定数から定まる数値積分上の安定限界があるが、非線形系の場合は、剛性、減衰特性の切り替え時誤差の累積等を防ぐため、構造システムの特性に応じた十分に小さな時間刻みとすることが望ましい。時間刻みを変えて、応答結果が変わらないことを確認することも時間刻み設定の一つの方法である。

構造システムの架構減衰マトリックスは、剛性比例で作成する場合が多く、通常の減衰定数の値は RC 造で 3-5%、S 造で 1-2%であるが、構造システムの性状によっては小さめの値に設定した方が良い場合がある。

各地震動レベルにおける外乱として、複数個の地震動を用いる。3 個程度ならば、各応答における最大値を応答結果とし、7 個以上用いる場合は、各応答の平均値を応答結果とする考え方が推奨される。これは、非線形応答解析の場合、模擬地震動作成時の位相特性により、最大応答値にばらつきが見られるためである。

水平 2 方向同時入力，水平・鉛直 3 方向同時入力による検討を行うことが望ましいが、水平・鉛直 3 方向同時入力を行わない場合は、鉛直方向の地震動の影響を水平方向地震動との最大値発生の同時性の関係を考慮して評価する。水平方向と鉛直方向の相互作用が問題となる場合は、各方向の剛性等の変動を適切に評価する。

梁降伏先行型の崩壊機構となる場合などには、構造システムの主軸方向毎に水平 1 方向入力による検討を行うことが可能な場合があると考えられるが、その場合でも、鉛直方向の地震動の影響を水平 1 方向・鉛直方向同時入力によって検討することが望ましい。また、この場合には、構造システムの主軸方向に対して 45 度傾いた方向から地震動を入力することにより、柱軸方向力と浮き上がり変位の応答値を検討しておくことも必要である。

浮き上がりを許容した建築物の立体振動では、入力地震動の特性によっては、或る構面の柱脚部が同時には浮き上がらないこと、また、入力地震動レベルが大きくなると、基礎固定の場合に比べて浮き上がりを許容した建築物の方がかなり大きな捩れ応答を生じる場合があることが報告されていることなど、平面骨組モデルでは表れない応答が立体骨組モデルで生じることがあるので注意する必要がある。

平面的に長大な構造システムなどで入力地震動の位相差の影響を受ける恐れのある規模および形状を持つ構造システムに対しては、その影響を適切な方法により考慮する。ドーム構造のようにライズの大きな構造や「やじろべえ」のような構造では、入力方向と直交する方向の応答に注意を要する。

(2) 簡易応答解析による応答値の算定

ある条件を満たす構造システム、例えば梁降伏先行型の崩壊機構となる構造システムなどの場合には、等価線形化手法と応答スペクトルを用いた簡易応答解析を適用することができると考えられる。

この場合には、構造システムの主軸方向毎に水平方向の応答値を評価することになるが、鉛直方向の地震動の影響を適切に評価する必要がある。

また、浮き上がりを許容した建築物の地震応答においては、上部構造に高次モードが生じやすくなるとの指摘指摘もあるため、静的荷重増分解析における高さ方向水平力分布を予備応答解析等に基づいて適切に定めることが重要である。

簡易応答解析の詳細については、本文の「4.2 地震応答評価手法」を参照することができる。

4.2　風外力に対する応答評価

4.2.1　風外力の設定

目標構造性能で設定している風外力レベルに対応した設計用風荷重を設定する。必要に応じて、建設地の状況（地理的位置、地表面粗度、風向等）に基づいて設計風速を設定し、設計風速レベルに応じた時刻歴風力を周辺建物、建物形状等を考慮して作成する。

（解説）

風外力の設定に際しては、建築物の応答特性に基づき、それに対して影響を与える風外力について考える必要がある。

浮き上がりを許容した建築物の場合においては、一般建築物と同様に、建築基準法令あるいは設計規準・指針などに従って、目標構造性能で設定している風外力レベルに対応した静的な設計用風荷重を設定する。また、必要に応じて、地理的位置、地表面粗度、風向などの建設地の状況に基づいて設計風速を設定し、設計風速レベルに応じた時刻歴風力を周辺建物、建物形状等を考慮して作成する。

以下、設計用風外力を定めるために考慮すべき一般事項について述べる。

(1)　建築物に発生する風現象

建築物が風を受けた時に発生する現象は、平均風力による静的変形（平均変形）、風の乱れに起因する変動風力による振動（バフェッテイング）、後流の渦発生に伴う風直交方向振動、建築物自身の振動で付加的に励起される変動風力によって主として風直交方向に発生する空力不安定振動の 4 つに大別される。

平均風力、静的変形は風速の 2 乗に比例して大きくなる。空カモーメントによって捩れ変形が生じ、迎角の増加によって空カモーメントが大きくなる特性をもつ構造断面では、静的不安定現象（ダイバージェンス）が発生する可能性がある。

風の乱れに起因する変動風力は特定の周波数に偏在せず、建築物の固有振動数より低い周波数になだらかなピークを有している。このなだらかなピークは風速の増大により、高周波数側に移動し、建築物の固有振動数に対応する周波数成分が増大するため、風の乱れに起因するバフェッテイング応答は風速の 2 乗ではなく、2.5～3 乗に比例して増加する。

後流の渦放出周波数 f_vは、(4-1)式に示すように、見附幅 B、風速 U、ストローハル数 S_t（矩形の場合、約 0.1）で表され、風速に比例する。従って、風速の増加とともに高周波数側に移動し、建築物の固有振動数付近での風直交方向風力のパワーが増大する。その結果、後流渦による風直交方向の振動は、風速の 3～4 乗に比例して大きくなる。風速の増大によって(4-1)式に示す渦放出周波数 f_vが建築物の固有振動数 f_0に近づくと、共振効果によって応答が急増し、減衰や質量の小さい建築物では、いわゆる渦励振が発生する。

$$f_v = \frac{S_t \cdot U}{B} \tag{4-1}$$

振動によって付加的に励起される変動風力は、通常、変位に比例する成分と速度に比例する成分で代表される。建築物の応答に顕著な影響を与えるのは後者の速度比例成分であり、その符号を逆にして、運動方程式の外力項から速度に比例する減衰項に足したものを空力減衰力と呼ぶ。この空力減衰項が負となる場合があり、このような付加的空気力が作用すると振動は成長し、場合によっては発散する。このような機構で発生する自励的振動が空力不安定振動である。この空力不安定振動には、曲げフラッター（ギャロッピング）、捩れフラッター、および曲げ振れ連成フラッターの 3 種類があり、いずれも限界風速 U_{cr}とよばれる特定の風速を超えると発生し、風速の増加とともに振幅が急激に増大する。前述の渦励振も、渦発生が振動によって助長される場合があり、自励振動的要素を持つ。建築物荷重指針・同解説（日本建築学会、2004）では、幅 B、奥行 D の長方形平

面を持つ建築物に対して、(4-2)式の条件にあてはまる場合、渦励振や空力不安定振動についての詳細な検討が必要であるとしている。

$$\frac{H}{\sqrt{B\cdot D}} \geq 4 \quad \text{かつ} \quad \frac{U_H}{f_0\sqrt{B\cdot D}} \geq 0.83U_{cr}^{*} \tag{4-2}$$

ここに、U_{cr}^{*}は無次元発振風速であり、地表面粗度区分、質量減衰パラメータに基づいて設定する。一般に、減衰や質量の小さい建築物で無次元発振風速 U_{cr}^{*}は小さくなり、空力不安定振動が発生し易くなる。

(2) 設計風速の設定

風による静的な影響のみを取り扱う場合は、風荷重の基本となる量として速度圧のみを示せば良いが、振動現象のような動的な影響を取り扱う時には、前述のように風速を基本とした方が理解し易い。通常、風速は平均風速と変動風速に分解して考えられるが、設計風速 U_Hは、基準高さ Hにおける 10 分間平均風速であり、一般に(4-3)式により設定する。

$$U_H = U_0 \cdot K_D \cdot E_H \cdot R \tag{4-3}$$

ここに、U_0 は基本風速であり、建築物荷重指針・同解説（日本建築学会、2004）では、気象学的標準状態、つまり草原などのように開けた平坦地（地表面粗度区分 II）における地上 10m での、100 年再現期間の 10 分間平均風速としている。これには、地理的位置だけでなく、列島規模の地形や海抜の影響が含まれる。K_Dは風向係数であり、強風の気象学的成因、大規模地形の影響、台風の経路などによって決まるもので、非台風時の風向風速観測記録と台風シミュレーションに基づいて設定される。E_Hは風速の鉛直分布係数であり、建設地風上側の地表面粗度に対応した風速の鉛直分布と小地形による影響等を考慮して設定される。Rは再現期間換算係数であり、建築物荷重指針・同解説 [3]では、全国平均的な値として、次式で与えている。

$$R = 0.54 + 0.1\ln r \tag{4-4}$$

ここに、r は再現期間（年）であり、目標構造性能に示される再現期間、あるいは建築物の供用期間中の非超過確率に応じて適切に設定する必要がある。ちなみに、再現期間 50 年および 500 年に対する再現期間換算係数 Rは、(4-4)式では 0.93 および 1.16 と計算される。建築基準法令では、(4-3)式内の基本風速 U_0に相当する風速として、再現期間 50 年の基準風速 V_0を与えている。これが「稀な強風」に相当し、「極く稀な強風」（再現期間 500 年）の風速は、その 1.16/0.93=1.25 倍として設定されている。

ところで、(4-3)式に季節係数を乗じて、積雪荷重との組み合わせを考慮した冬季設計風速や、施工時期を限定した設計風速も、適切な観測記録さえあれば設定することができる。

風外力は地震動に比べて作用時間が圧倒的に長く、部材の累積疲労損傷の検討も必要である。特に、渦励振など比較的低風速で発生する事象についてはその重要性が高い。それらの検討には、建築物の供用期間における風向・風速別の累積作用時間等の情報が必要であり、観測記録や台風シミュレーションから適切に設定する必要がある。

(3) 時刻歴風力の設定

時刻歴風力は、前述のダイバージェンスや空力不安定振動など、形状変化や応答による空気力の変化が無視できない場合を除けば、風洞による変動風力実験や変動風圧実験によって設定できる。建築物の形状が単純で、周辺建物の影響が無視できる場合には、既往の風力スペクトルと風力の空間相関の情報から設定することも可能である。また、バフェッテイングを対象とする場合には、風力スペクトルを風速スペクトルに空力アドミッタンスを乗じて設定することも可能である。詳細な検討をするためには、建築物の高さ毎に並進 2 成分ならびに捩れ外力を、相関を考慮して設定する必要があるので、風洞実験に基づいて設定することが望ましい。

形状変化や応答による空気力の変化が無視できない場合には、弾性模型等による応答実験を風洞で直接行うか、風洞実験で計測された風外力をもとにリアルタイムで応答解析を行い、得られた応

答を実験模型にフィードバックするオンライン実験のような特殊な実験を行う必要がある。なお、ダイバージェンスのような静的不安定現象を予測する場合には、変形状態毎の風洞実験に基づいて設定することができる。

4.2.2　構造システムの力学モデルの作成

時刻歴応答解析による場合には、構造システムの力学特性を適切に表した力学モデルを作成する。

（解説）

時刻歴応答解析による場合、構造システムの力学モデルは、基本的には 4.1.2 に示す地震動に対する力学モデルと同じであるが、風外力の特性を把握した上で、構造システムの力学特性を適切に表すモデルとする。建築物が偏心していなくとも、瞬間的な風圧分布は常に非対称であり，風外力には捩り成分（捩りモーメント）が存在する。この風力の捩り成分は並進成分と相関を有しており、建築物の応答を詳細に解析したい場合には，立体骨組モデルとすることが望ましい。高層建築物のように縦長の単純な構造物の場合は、並進と捩れ応答の組み合わせを考慮し、各層の力学特性を適切に表した多質点系モデルにすることができる。また、建築物の応答解析で非線形性を考慮する必要がない場合には、モード重畳法を採用することができる。モード重畳法では、振動モードに対応した風外力データを事前に作成することができるため、応答解析時の入力データ量は地震動の場合と同程度である。立体骨組モデルや多質点系モデルでは、空間的にもランダムに分布する風外力の時刻歴データが必要なため、入力データ量は何倍にもなる。

4.2.3　応答値の算定

構造システムの各外力レベルでの応答値は、原則として静的な設計用風荷重により算定する。

（解説）

構造システムの各応答値は、原則として目標構造性能で設定した外力レベル毎に静的な設計用風荷重により求める。

必要に応じて時刻歴応答解析を行う場合、解析方法は基本的には 4.1.3 と同じであるが、風外力に対する応答解析として留意することは、1 サンプル 10 分間以上の長い解析時間を必要とすることである。その上、比較的定常な風現象を対象とする場合でも、10 分間 5 波以上のサンプルでの最大応答値を解析し、その平均値を応答値と考えて評価することが必要である。また、非定常な風現象を対象とする場合は、より多くのサンプルでの最大応答値の検討が必要で、例えば、10 分間 20 波以上のサンプルの最大応答値の平均値を応答値とすることが推奨される。

構造システムの構成要素の累積疲労損傷を検討する場合には、最大値情報のみでは不十分であり、時刻歴応答から応答振幅頻度分布を設定する必要があるが、比較的定常な風現象を対象とする場合は、応答振幅頻度分布をレーリー分布と仮定しても良い。

なお、剛な建築物や減衰が大きい建築物のような応答の共振成分が無視できる場合には、準静的な応答が卓越するため、時々刻々の静的解析も可能である。

参考文献

1) 日米共同構造実験研究「高知能建築構造システムの開発」技術調整委員会・システム部会，他：スマート建築構造システムの性能評価ガイドライン，2003.3

2) 緑川光正，須藤智文，麻里哲広，小豆畑達哉，石原直：ベースプレート降伏により柱脚浮き上がりを許容した 10 層鉄骨架構の 3 次元地震応答，日本建築学会構造系論文集，第 74 巻，第 637 号，

pp. 495-502，2009.3
3) 日本建築学会：建築物荷重指針・同解説、2004.9

５．構造性能の判定

設定した地震・風外力に対する目標構造性能の判定を、応答評価結果に基づいて行う。
すなわち、設定した設計クライテリアに対する判定を行う。
応答評価結果　≦　設計クライテリア

（解説）

目標構造性能の判定のための、上部・下部構造および浮き上がり量を抑制するために設ける制振機構（ダンパー）のクライテリアの例を表 5-1 に示す。なお参考までに、高強度鋼を用いない場合の上部構造のクライテリアをカッコ内に示す。

表 5-1　耐震構造性能クライテリア

地震動レベル		L1	L2	L3[*1]
上部構造	建物変位角	(1/200 以下)	(1/80 以下)	(1/50 以下)
	層間変形角	(1/200 以下)	(1/100 以下)	(1/60 以下)
	部材状態	短期許容応力度内	短期許容応力度内（塑性率 2 程度以下）	短期許容応力度内（限界変形以下）
下部・基礎構造	部材状態	短期許容応力度以内	終局強度以下	安定限界以下[*4]
制振機構	ロッキング角	浮き上がりを許容しない	1/200	1/120
	履歴系ダンパー[*2]	基本的に降伏を許容しない	限界変形以下	限界変形以下
	粘性系ダンパー[*3]	－	限界値/1.5 以下	限界値以下

カッコ内の数値は、高強度鋼を用いない場合の参考値である。

*1　これらの目標値は、L2×1.5 程度のレベルに対する検討の場合である。

*2　累積変位・エネルギー量、残留変形についても検討する。

*3　荷重、変形、ストロークに対する限界値である。温度依存性等にも留意する。

*4　杭体等の限界変形に加えて、地盤の支持能力も考慮した限界状態を考慮する。

風外力に対しては、レベル L2 以上については浮き上がりを許容するが、風外力が長時間にわたって継続することに十分留意した設計を行うこととする。ここで試算[1)]によると、中層（15 階程度）以下で 2 スパン以上ある建築物では浮き上がり時の基本風速 Voup は 60m/s 以上であり、また 10 階程度以下で 1 スパン建築物であっても Voup は 50m/s 以上である。これらの基本風速は、太平洋沿岸地域を除けばレベル 2 風速を上回っている。

上記も考慮した、耐風設計のためのクライテリアの例を表 5-2 に示す

表 5-2　耐風構造性能クライテリア

風外力レベル		L1	L2		L3[*1]
上部構造部材状態		短期許容応力度内	短期許容応力度内		短期許容応力度内
制振機構	ロッキング角	浮き上がりを許容しない	1/200		1/120
	履歴系ダンパー[*2]	基本的に降伏を許容しない	限界変形以下		限界変形以下
	粘性系ダンパー[*3]	－	限界値/1.5 以下		限界値以下

*1　L2×1.06 程度（再現期間 1000 年程度）の基準風速に対する検討の場合である。

*2　累積変位・エネルギー量についても検討する。

*3　荷重、変形、ストロークに対する限界値である。温度依存性等にも留意する。

参考文献

1)　藤堂正喜、飯塚信一、渡壁守正、金川基、稲井慎介、石岡拓：アップリフト制震構造の開発研究（その６）、日本建築学会大会学術講演梗概集、B-2、2007

６．応答評価における注意事項

５章に示した構造性能の判定に加え、浮き上がり部の着地時の衝撃が構造躯体、非構造部材、設備・什器、居住者などに及ぼす影響を適切に評価する。

特に、着地時の衝撃力によって、浮き上がり部周辺の構造躯体のひび割れや損傷、窓ガラスや外壁などの非構造部材の破損や落下、建物内設備・什器類の転倒や損傷を及ぼす恐れや、着地時の衝撃音が建物居住者に及ぼす影響について十分に検討する。

（解説）

(1) 構造躯体

浮き上がり部の設計に当たっては、着地時の衝撃が境界梁や床スラブ、マットスラブ、杭等の躯体に及ぼす影響を十分に検討し、問題を生じないことを確認する。浮き上がり部の応答評価方法としては、浮き上がり部のディテールを反映した試験体による衝突落下実験、浮き上がり部を適切にモデル化した建物全体モデルや FEM モデルによる時刻歴応答解析が望ましい。特に、衝突現象を時刻歴解析により求める場合には、時間刻みの大きさによって最大応答値の評価に大きな差異を生じることに留意が必要である。現時点では適切な時間刻みに関する十分な知見は得られていないが、既往の設計事例においては 100 万分の 1 秒[1)]や 2,000 分の 1 秒[2)]の時間刻みを用いた検討を行っている。

また、浮き上がり部の着地時に発生する衝撃応力の簡易な推定方法の一例として、一次元波動理論に基づく次の考え方が挙げられる[3)]。

一様断面の弾性棒の中を伝播する応力波を考え、棒の軸方向に垂直な断面内では軸応力のみが均等に作用するものと仮定すると、弾性棒が剛体に衝突したときの弾性応力波の伝播速度 c(m/s)、棒の軸歪み ε および棒の軸応力度 σ (N/m²)は次式で与えられる。

$$c = \sqrt{E/\rho} \tag{6-1}$$

$$\varepsilon = V/c \tag{6-2}$$

$$\sigma = EV/c \tag{6-3}$$

E：ヤング係数(N/m²)　コンクリート $E \fallingdotseq 2.4\times10^{10}$ N/m²　鋼材 $E \fallingdotseq 2.05\times10^{11}$ N/m²

ρ ：密度(kg/m³)　コンクリート $\rho \fallingdotseq 2{,}300$ kg/m³　鋼材 $\rho \fallingdotseq 7{,}800$ kg/m³

V：衝突速度(m/s)

コンクリートおよび鋼材の弾性応力波の伝播速度は(6-1)式より、

コンクリート：$c = \sqrt{2.4\times10^{10}/2{,}300} = 3{,}230$ m/s

鋼材：$c = \sqrt{2.05\times10^{11}/7{,}800} = 5{,}120$ m/s

従って、実験や解析により衝突速度が既知の場合、(6-2)式、(6-3)式より衝撃歪みおよび衝撃応力を計算することができる。

コンクリート：$\varepsilon = V/3{,}230 = 310V(\mu)$ (6-4)

$$\sigma = 2.4\times10^{10}V/3{,}230(N/m^2) = 7.4V(MPa) \tag{6-5}$$

鋼材　：$\varepsilon = V/5{,}120 = 195V(\mu)$ (6-6)

$$\sigma = 2.05\times10^{11}\times V/5{,}120(N/m^2) = 4.0V(MPa) \tag{6-7}$$

これらの応力と材料の圧縮許容応力度を比較することにより、衝撃応力の影響を評価することができる。例えば衝突速度を 1m/s とすれば、コンクリートで 7.4MPa、鋼材では 4MPa 程度の衝撃応力が発生する。境界梁や床スラブの損傷の有無についても、同様の考えに基づき検討可能と考えられる。

なお、浮き上がり部のディテール、施工方法、維持・管理方法についても、詳細な検討が必要である。検討すべきディテールとしては、浮き上がりの方法、接触部の曲げモーメントおよびせん断

力伝達方法、着地時の位置ずれ防止方法などが挙げられる。また、浮き上がり部を設計通り機能させるための適切な施工方法および維持･管理方法の検討も重要である。特に、施工精度の許容値の設定と遵守､長期に渡る防錆性や防火性の確保､メンテナンス方法の設定は重要な検討項目である。

その他の注意事項として、風荷重に対しては浮き上がりを拘束すること、1 次設計用地震力に対しては浮き上がりを発生させないこと、などが考えられる。

(2) 非構造部材の安全性、衝撃音など

浮き上がり部着地時の衝撃が及ぼす様々な影響、例えば非構造部材の損傷や落下、什器類の損傷や転倒、衝撃音の振動加速度レベルや音圧レベル等について、実験や解析、既往文献による知見などに基づき検討することが望ましい。評価方法としては、建物全体モデルや質点系モデルの地震応答解析により最大床応答を算出し、非構造部材が取付部の最大変形に十分に追随できるディテールとする、床応答が什器類の転倒限界を下回ることを確認する、などの方法が考えられる。

非構造部材の中でも特に、外壁の窓ガラスの安全性には十分な配慮が必要である。長スパンの梁にガラスが取り付くような場合、地震の上下動に加え、浮き上がり後着地時の衝撃によってガラスサッシュのクリアランスを超えて梁が大きく撓み、ガラスが外れるまたは過大な面内力を受けて破損することがないよう配慮が必要である。

また、浮き上がり部着地時に発生する振動加速度の簡易な推定方法として、弾性球体の衝突問題に関する次の考え方が挙げられる [3]。

質量 M_1、半径 R_1 の弾性球体が速度 v_1 で運動しており、質量 M_2、半径 R_2、速度 v_2 で運動する弾性球体に衝突するとき、$R_2 \fallingdotseq \infty$、$M_2 \gg M_1$、$v_2=0$ とおけば、その衝撃力は次式で表される。

$$F_1 = n\varepsilon_1^{2/3} \tag{6-8}$$

$$n = \frac{4}{3}\pi(K_1+K_2)\sqrt{\frac{R_1R_2}{R_1+R_2}}、\quad \varepsilon_1 = \frac{5v_1^{\,2}}{4n\times n_1}、\quad n_1 = \frac{M_1+M_2}{(M_1M_2)^{2/5}}$$

$$K_1 = \frac{1-v_1^{\,2}}{\pi E_1}、\quad K_2 = \frac{1-v_2^{\,2}}{\pi E_2}$$

衝突後、球体は複雑な振動性状を示すと考えられるが、その振動加速度 a_1 の大きさを概略判断するため単純に $a_1=F_1/M_1$ とすると、

$$a_1 = 0.811\times R_1^{1/5}\times(K_1+K_2)^{-2/5}\times v_1^{\,6/5}\times M_1^{-2/5} \tag{6-9}$$

(6-9)式から、衝突体および被衝突体の材質が同じ場合、衝突体の振動加速度、発生音は衝突速度の 6/5 乗、衝突体の質量の-2/5 乗に比例することが分かる。例えば、落下速度が 2 倍になると振動加速度は 2.3 倍、振動加速度レベルおよび発生音の音圧レベルは 7dB 上昇する。

建物内各所に伝播する衝撃の振動レベルの大きさについて、実験結果を基に推定した事例としては次式がある [4]。

$$L(r) = P_0 - 20\log_{10} r - \alpha\times r\times\sqrt{f} \tag{6-10}$$

$L(r)$：建物内の予測点における振動加速度レベル(dB)
P_0：衝突位置における振動加速度レベル(dB)　α：内部減衰係数(0.03)
r：衝突位置と予測点の距離(m)　　f：周波数(Hz)

$$SPL = L(r) + 10\log_{10}(S/A) - 20\log_{10} f + 10\log_{10} K + 36 \tag{6.11}$$

SPL：室内音圧レベル(dB)　　S：室内表面積(m^2)
A：室内吸音力(m^2)　　K：放射係数

参考文献

1) 春日康博他：建物の浮き上がり許容による制震構造の開発（その 6）シミュレーション解析, 日本建築学会学術講演梗概集 B2, pp.559～560, 2001.9
2) 笠井和彦他：ステップカラム制振構造の実施例：解析と実大ダンパー試験, パッシブ制振構造シンポジウム 2001 論文集, pp.235-249, 2001.12
3) ティモシェンコ S. P., グーディア J. N., 金多潔 監訳：弾性論（Theory of Elasticity）, p.434～436, 1973
4) 荘大作他：建物の浮き上がり許容による制震構造の開発（その 3）衝撃実験　振動・騒音測定結果, 日本建築学会学術講演梗概集 B2, pp.553～554, 2001.9

7．性能の表示

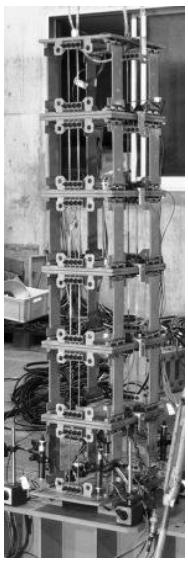
性能の表示を行う項目は性能評価指針に準ずる。

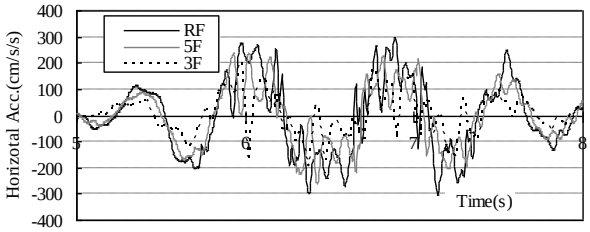
（解説）

柱や梁といった主要構造部材が許容範囲（原則として弾性範囲）に留まることを確認するほか、浮き上がりに伴って生ずる特有の応答、例えば着地時の衝撃力や床の傾き等を追加して表示する。また、性能評価指針に準じ、非構造材（外壁、天井、等）、什器、避難行動難度について性能を表示する。

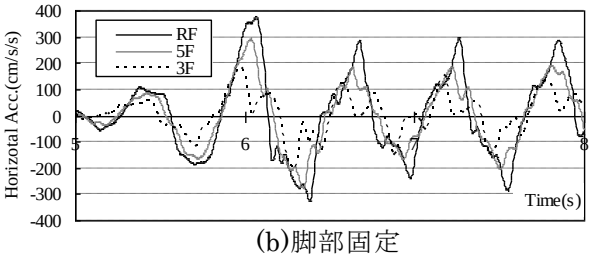
慣性力に対する非構造材の応答評価に関して、浮き上がりを許容した場合には 1 章でも触れたように着地時の衝突・衝撃、高次振動の影響が少なくないと考えられる。図 7-1 には模型振動台実験での床応答絶対加速度の例を示しているが、浮き上がりを許容することで高次振動が卓越するようになり、内外装材等が共振状態となると大きな損傷を被る可能性がある。性能評価指針では床応答絶対加速度応答スペクトルを簡易に算定する方法が示されているが、その方法を浮き上がり許容構造にそのまま適用することは難しく、現状では時刻歴応答解析によって算定した床応答をもとに応答評価を行うことになる。なお、特に高所に設置される外壁などは落下防止のためのフェールセーフ対策を施すことが必要と考えられる。

什器の転倒・滑動については、浮き上がりに伴う床面の傾きの影響を考慮した振動台実験とその評価について報告されており、参考となる。実験結果から家具の転倒又は滑りに与える床の傾き(最大で 2%)の影響はあまり大きくなく、床の水平挙動の影響が支配的であることが示されている。詳細は本付録 9.5 節に示す。





(a)浮き上がり許容



(b)脚部固定

図 7-1　床応答加速度の例

また、通常の耐震構造や免震・制振との比較という点では、損傷度低減とコスト低減の２つの尺度から、浮き上がりを許容した構造の特徴を示すことができる。

参考文献

1) T. Ishihara, T. Azuhata, K. Noguchi, K. Morita and M.Midorikawa：Shaking table test on seismic response of reduced scale models of multi-story buildings allowed to uplift, Earthquake Resistant Engineering Structures VI, pp.175-184, WIT Press, 2007.6

８．性能評価事例

8.1　鉄骨造事務所･店舗ビル

8.1.1　はじめに

建蔽率が大きい市街地の建物では、建物外壁から敷地境界までの距離が短く、免震構造の採用が困難となる場合がある。また平面計画上、ブレース・耐震壁の配置に制約を受ける場合が多い。さらに敷地の有効利用のためにアスペクト比が大きくなる傾向があり、地震時の転倒モーメントの処理に苦労することとなる。このようなときに、基礎部において建物の浮き上がりを許容することにより、制振部材を用いることなく地震応答を低減することが可能となる場合がある。

本建物は現行の建築基準法を満足しているが、基礎が杭頭に緊結されておらず、地震時に基礎の浮き上がりを許容する構造である。従って、その耐震安全性については財団法人日本建築センター・鋼構造評定委員会において審査を受けている。

図 8.1-1　建物外観パース

8.1.2　建物概要

建 設 地：神奈川県横浜市
建物用途：事務所･店舗
建物規模：地上 8、塔屋 1 階、長辺 4 スパン、短辺 2 スパン
　　建物高さ：約 29m、建築面積：約 230 ㎡、延床面積：約 1,830 ㎡
構造形式：鉄骨造（柱：コンクリート充填鋼管構造）
設 計 年：2001 年

本建物は市街地に建つ地上 8 階建の事務所ビルであり、1～2 階は店舗として使用する。屋上パラペット天端までの高さは地上約 29m、延床面積は約 1,830 ㎡である。
地上階の構造種別は、コンクリート充填鋼管柱（一部H型鋼）および鉄骨造梁（一部ＳＣ造）である。基礎および基礎マットはＲＣ造である。
架構形式は、長辺方向が純ラーメン構造、短辺方向が剛性と耐力を高める目的で配置した座屈補剛ブレースを有するラーメン構造である。スパンは長辺方向が 4.5m×4 スパン、短辺方向が 8.9m と 2.8m の 2 スパンである。

短辺方向は柱 3 本を支えるマットスラブを 2 本の場所打ちコンクリート杭で支持する構造となっており、杭間隔 7.7m よりアスペクト比は約 3.8 となる。杭とマットスラブは上下方向に固定せず、杭頭レベルにおいて浮き上がりを許容する設計としている。1 次設計地震力に対しては浮き上がりを生じないが、レベル 2 地震時に浮き上がりを許容することにより、杭に引張軸力が作用することを防いでいる。なお長辺方向は浮き上がりを考慮しない通常の構造としている。

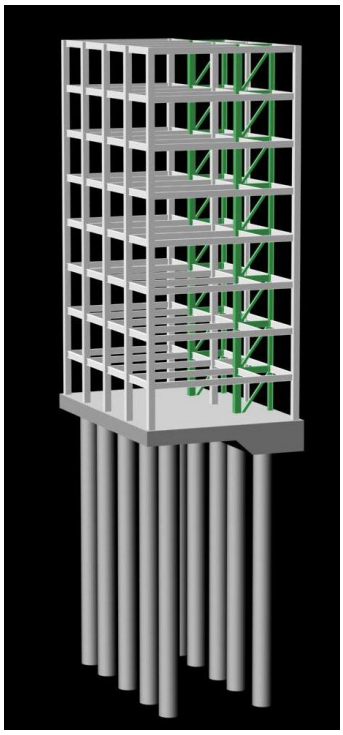
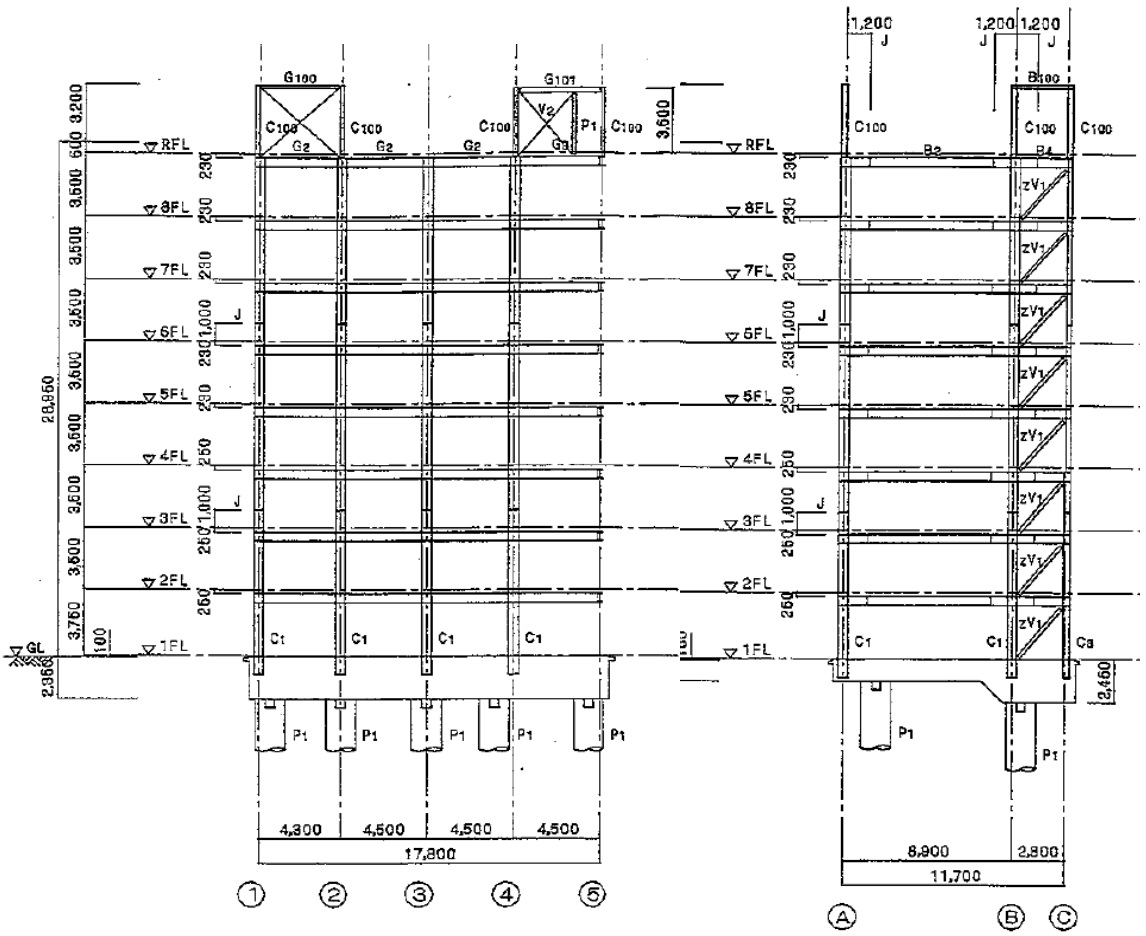
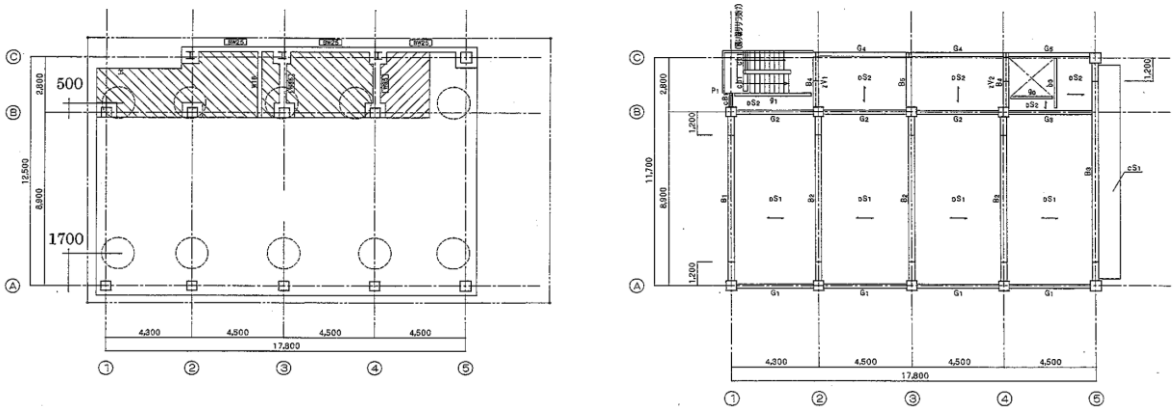


図 8.1-2　架構パース



B 通軸組図　　2 通軸組図

図 8.1-3　軸組図



基礎伏図　　基準階伏図

図 8.1-4　伏図

8.1.3　構造設計概要

基本方針

本建物の架構計画は、以下の点に留意して行っている。

(1) 地上部の架構は軽量化を図り、かつ十分な靭性を有するよう鉄骨造ラーメン架構および座屈補剛ブレースを有するラーメン架構を採用している。

(2) バランスのよい架構とし、水平力に対して大きなねじれ変形や過大な変動軸力が柱に生じることのないようにしている。

(3) 架構の崩壊メカニズムは、大梁の曲げ降伏を先行させることを原則とし、建物の崩壊形を全体崩壊形としている。
柱の部材種別は原則として FA ランクとし、大梁の部材種別は塑性化する領域を FA ランクとしている。また「建築物の構造規定」（日本建築センター）の横補剛制限を満足させている。

(4) 柱は、高軸力下において高い変形能力を有するようコンクリート充填鋼管構造（CFT 構造）を採用している。
柱脚は基礎マットに埋め込んでいる。

(5) 本建物の浮き上がり機構は、1 次設計レベルにおいては浮き上がりを生じないが、保有耐力設計レベルでは杭頭と基礎マットの間で離間を発生する。
設計フローは、1 次設計は通常の A ルートと同様に行っている。
地震時において短辺方向は杭の配置が 1 スパンであるため、引き抜き側の基礎マットが浮き上がるとせん断力は増加しなくなる。
短辺方向については浮き上がった時点でのせん断力を保有水平耐力としている。
浮き上がり時の挙動については、部材レベルの弾塑性応答解析を行って検討している。

耐震設計

(1) 1 次設計は許容応力度設計を行っている。
すなわち建築基準法施行令に準拠した 1 次設計用地震力を算定し、このとき架構に生じる短期応力度が各部材の短期許容応力度を越えないことを確かめている。
次に、大地震時の安全性を確認するために、1 次設計された架構に対して静的弾塑性荷重増分解析により保有水平耐力を算定し、必要保有水平耐力以上の耐力を有することを確認している。
さらに短辺方向架構の変形性能を確認する目的で地震動に対する部材レベルの動的応答解析を行い、表 8.1-1 に示す耐震安全性の目標値を満足することを確認している。
浮き上がり後の再接触時の衝撃についての安全性を把握する目的で、上下動を考慮した応答解析も実施している。

(2) 設計用地震力は、建築基準法施行令に準拠して算定している。
標準せん断力係数を長辺、短辺方向とも 0.20 とし、高さ方向の層せん断力の分布は Ai 分布に基づき決定している。
振動特性係数 Rt および Ai 分布の算定時に用いる設計用 1 次固有周期は 1 階床固定とし、建物重量を各剛床位置に集中させた振動解析モデルによる固有値解析により求めている。
静的地震力による架構の層間変形角を 1/200 以下としている。また、建物頂部の変位が敷地範囲内に留まるようにしている。
各層の剛性率 Rs≧0.6、偏心率 Re≦0.15 としている。

(3) 動的解析用の地震波は、建築センターレベル 2 波および、El Centro NS、Taft EW、Hachinohe NS の 50kine 相当としている。
解析モデルは、建物の重量を各階の梁の交差位置に集中させた立体弾塑性モデルとしている。
耐震安全性の目標値は以下の通りである。

表 8.1-1　耐震安全性の目標値

地震動	最大層間変形角	層の塑性率
50kine 相当地震波	1/100 以下	2.0 以下

耐風設計方針

設計用風荷重は建築基準法施行令に準拠して定めている。風荷重による層せん断力は地震荷重の40%程度であり、短期設計用荷重は地震荷重を採用している。

8.1.4　地震応答解析

解析モデル

柱・梁の各部材を線材に置換し、床を剛体とした立体架構モデルとしている。

各線材は、曲げ降伏・せん断降伏・軸降伏を考慮可能な材端剛塑性ばね付き梁要素でモデル化している。軸力変動が生じる柱部材は軸力による曲げ耐力の変動を考慮している。

境界条件は、杭頭位置の節点の水平 2 成分を拘束し、鉛直方向成分は杭をモデル化したばね要素で支持している。鉛直ばね要素の復元力特性は、圧縮側を杭の圧縮剛性とし、引張側を圧縮剛性の1/1,000 とした非線形弾性としている。

質量は各節点に分布させている。また減衰は瞬間剛性比例型とし、減衰定数は 1 次固有周期に対して 2.0%に設定している。

時刻歴応答解析の求解法は Newmark β 法（β=1/4）に基づく直接積分法を用い、時間刻みは0.005 秒としている。

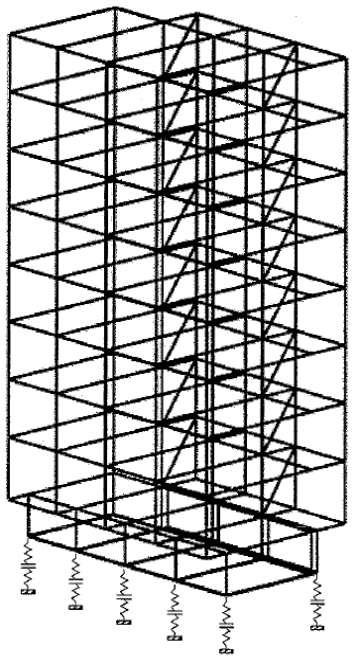


図 8.1-5　解析モデル

表 8.1-2　部材の履歴特性

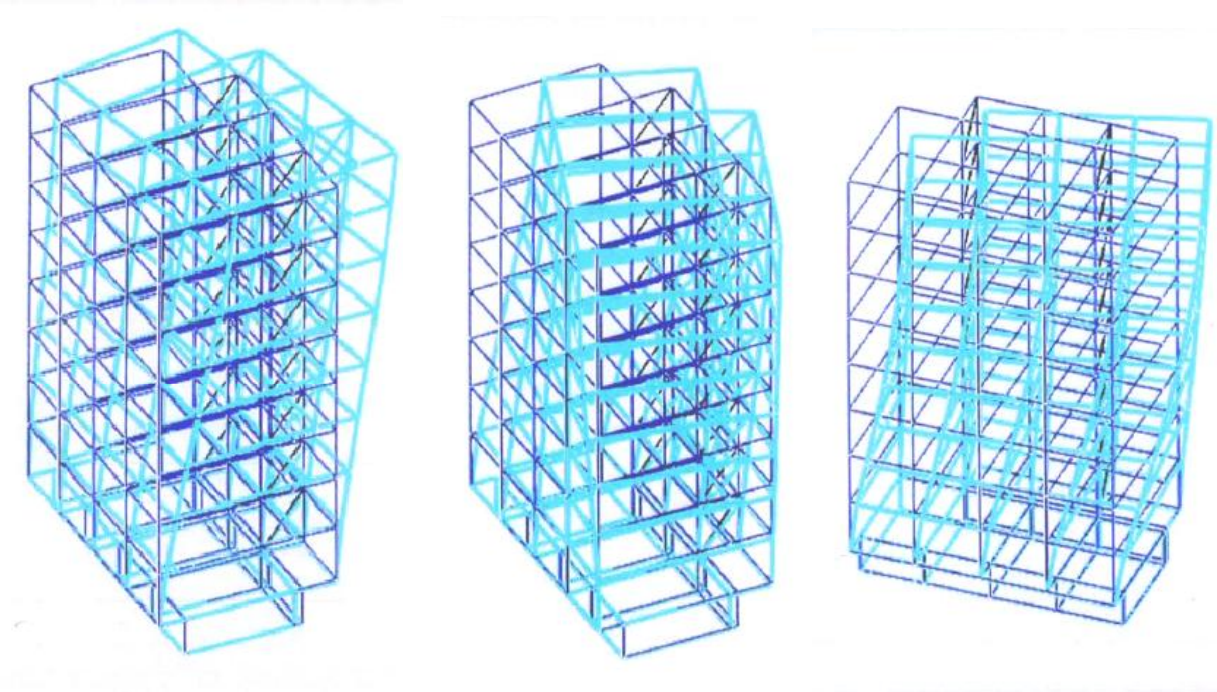
部材種別	構造種別	履歴則		
		曲げ特性	せん断特性	軸特性
柱	S	正規 Bi-Linear	正規 Bi-Linear	正規 Bi-Linear
	SC	正規 Bi-Linear	弾性	非対称ｽﾘｯﾌﾟ Bi-Linear
梁	S	正規 Bi-Linear	正規 Bi-Linear	弾性
	SC	正規 Tri-Linear	正規 Bi-Linear	弾性
	RC	原点指向 Tri-Linear	正規 Bi-Linear	弾性
ブレース	S	弾性	弾性	正規 Bi-Linear

固有値解析結果

建物の 1 次固有周期は短辺(Y)方向 1.20 秒、長辺 (X) 方向 1.06 秒となっている。

表 8.1-3　固有周期

次数	固有周期(秒)	等価質量比				モード
		X	Y	Z	θ z	
1	1.20	0.043	0.414	0.000	0.089	Y 方向並進 1 次
2	1.13	0.159	0.106	0.000	0.393	ねじれ 1 次
3	1.06	0.334	0.000	0.000	0.309	X 方向並進 1 次
4	0.37	0.034	0.005	0.000	0.071	
5	0.34	0.001	0.078	0.000	0.013	
6	0.33	0.041	0.009	0.000	0.035	
7	0.20	0.018	0.000	0.000	0.015	
8	0.18	0.009	0.002	0.000	0.027	



1 次　　2 次　　3 次

図 8.1-6　固有モード形

入力地震動

解析用の入力地震動は以下の 4 波とし、短辺方向に入力している。

表 8.1-4　入力地震動

地震動	最大加速度(cm/sec.²)	継続時間(sec.)
日本建築センター波レベル 2(BCJ L2)	355.7	120.00
El Centro NS	510.8	53.76
Taft EW	496.8	54.40
Hachinohe NS	330.0	36.00

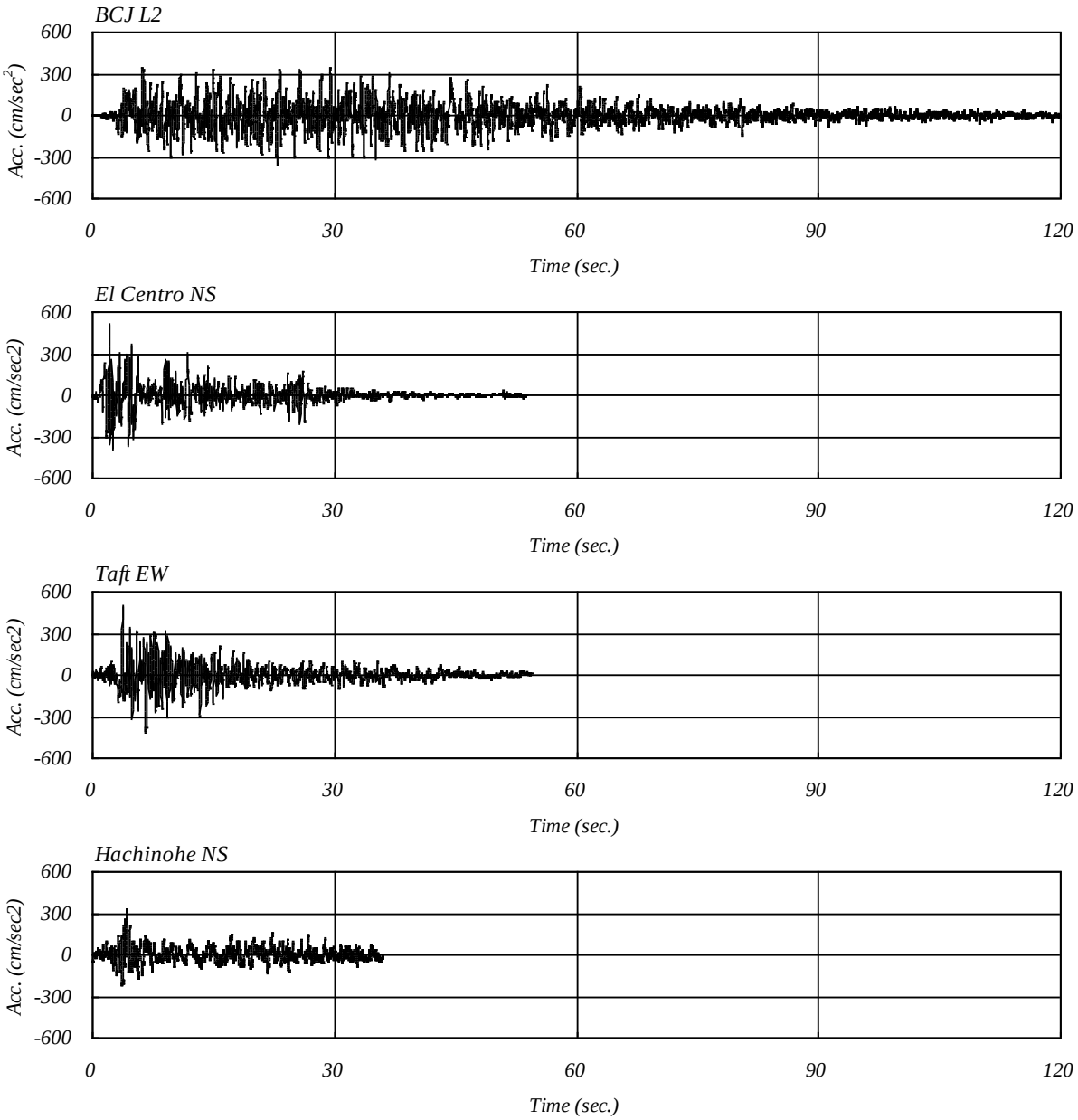


図 8.1-7　加速度時刻歴波形

応答解析結果

応答の最大値は以下の通りである。

表 8.1-5　応答最大値

地震動	最大層せん断力係数		最大部材塑性率	ロッキング変形	最大層間変位(cm)	最大層間変形角	頂部最大変位(cm)
	1 階	8 階					
BCJ L2	0.327	0.346	2.03	除外	3.40 (4F)	1/103(4F)	22.4
				考慮	3.93 (4F)	1/ 89(4F)	28.6
El Centro NS	0.303	0.283	1.72	除外	2.85 (5F)	1/123(5F)	19.3
				考慮	3.04 (4F)	1/115(4F)	21.1
Taft EW	0.313	0.360	1.68	除外	2.89 (6F)	1/121(6F)	18.5
				考慮	3.07 (6F)	1/114(6F)	19.8
Hachinohe NS	0.323	0.326	1.70	除外	2.73 (6F)	1/128(6F)	17.2
				考慮	2.92 (6F)	1/120(6F)	18.3

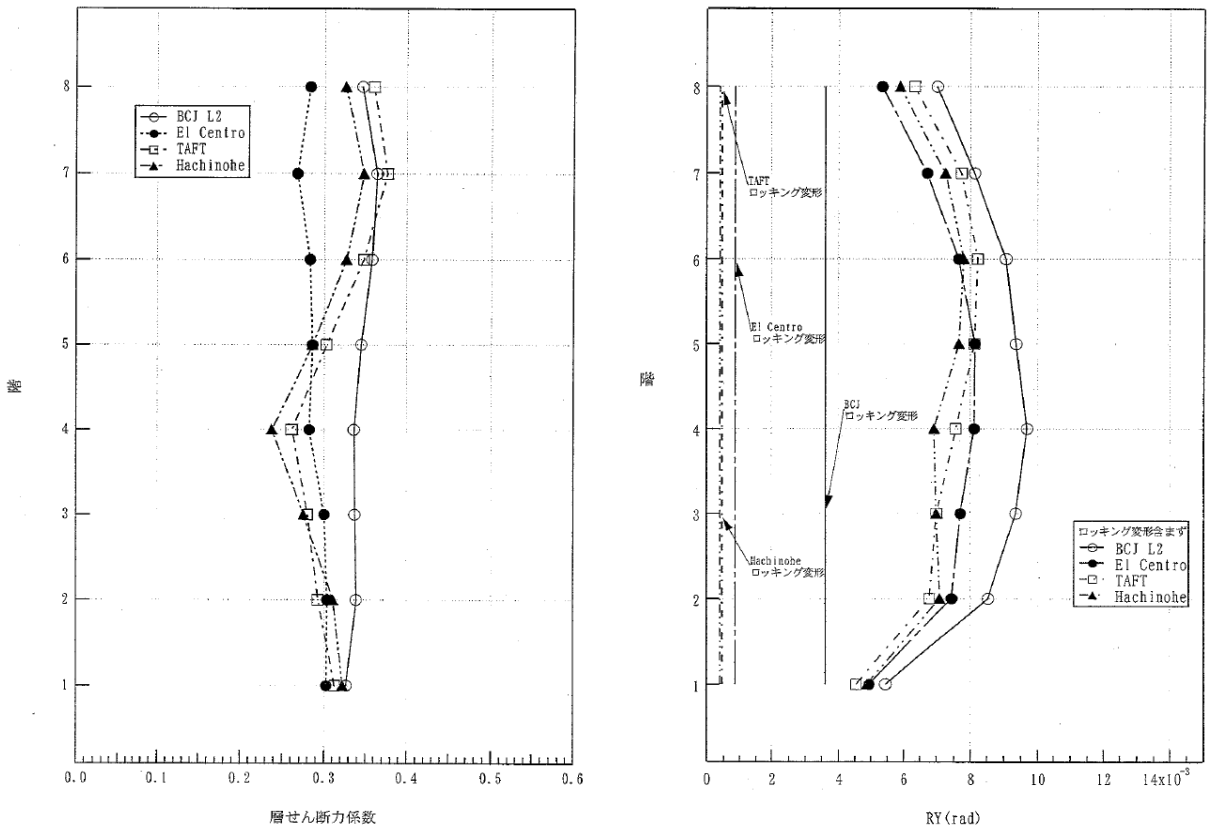


図 8.1-8　各階の最大応答（その 1）

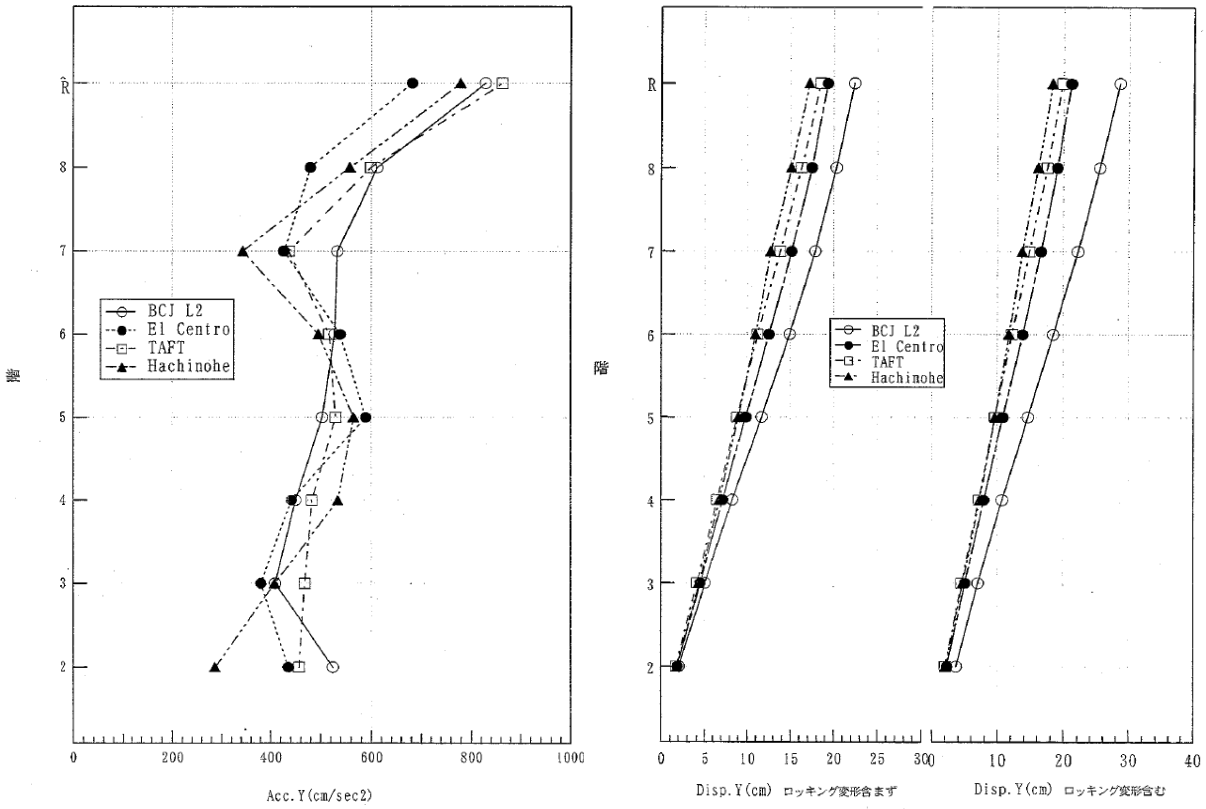


図 8.1-9　各階の最大応答（その２）

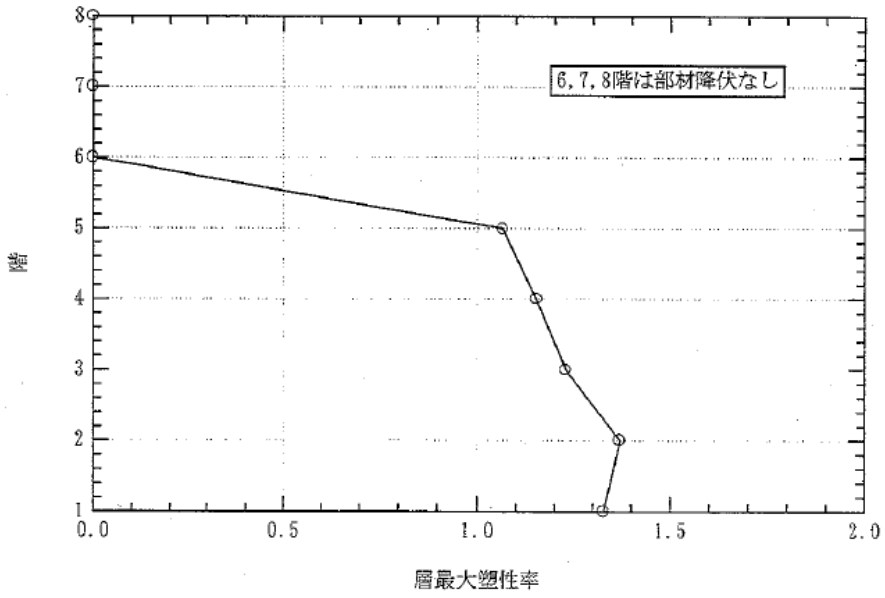


図 8.1-10　層の最大塑性率（BCJ L2）

8.1.5　着地時衝撃力に対する杭頭の検討

浮き上がり応答

BCJ レベル 2 入力時の杭頭位置におけるマットスラブの上下方向変位時刻歴、速度時刻歴を以下に示す。最大浮き上がり変位は約 1.6cm、最大速度は約 40cm/sec.となっている。

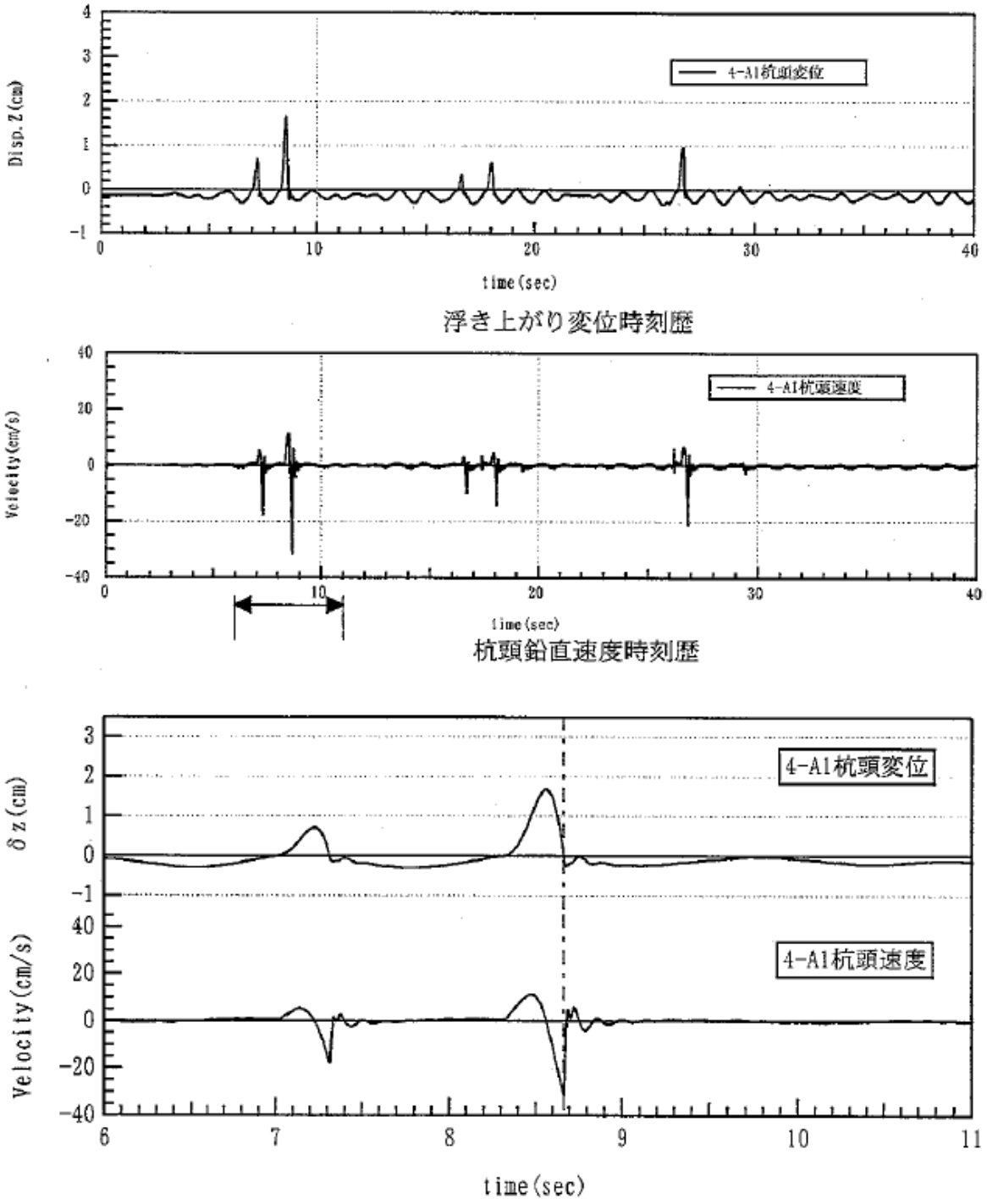


図 8.1-11　浮き上がり変位および杭頭速度の時刻歴（BCJ L2）

着地時の衝撃

接触面は、鋼柱下面（鋼製ライナー）と杭頭（コンクリート）、および基礎梁下面（コンクリート）と杭頭（コンクリート）である。

別途実施した衝突速度 100cm/sec.の衝撃落下実験（鋼柱－コンクリートブロック）において、鋼柱に生じる鉛直方向の最大衝撃歪みは約 120μであった。

従って、衝撃応力度の最大値は

$$\sigma = E\varepsilon = 2.05\times10^{5}\times120\times10^{-6} = 24.6\mathrm{N/mm^2}$$

地震応答解析の結果によると、最大衝突速度は 40cm/sec.であるが、さらに水平入力地震動の 1/2 程度の上下動が加わると仮定してレベル 2 地震時の最大衝突速度を 65cm/sec.と考えると、衝撃応力度は

$$\sigma = 24.6\mathrm{N/mm^2}\times65/100 = 16\mathrm{N/mm^2}$$

となり、鋼柱は十分健全性を保つと考えられる。

同様に衝突速度 100cm/sec.の衝撃落下実験（コンクリート柱－コンクリートブロック）において、コンクリート柱に生じる鉛直方向の最大衝撃歪みは約 120μであった。

従って、衝撃応力度の最大値は

$$\sigma = E\varepsilon = 2.06\times10^{4}\times120\times10^{-6} = 2.5\mathrm{N/mm^2}$$

レベル 2 地震時の最大衝突速度を 65cm/sec.と考えると、衝撃応力度は

$$\sigma = 2.5\mathrm{N/mm^2}\times65/100 = 1.6\mathrm{N/mm^2}$$

となり、コンクリートの短期許容応力度に比べて十分に小さい。

衝 突 体：S 柱 □-500×500×28、H=400, 800
　　CON 柱 □-400×400、H=300, 600
非衝突体：CON B1,200×D1,200×H400
　　CON B1,200×D1,200×H400+鋼板(t6, 16)
衝突速度：100cm/sec.

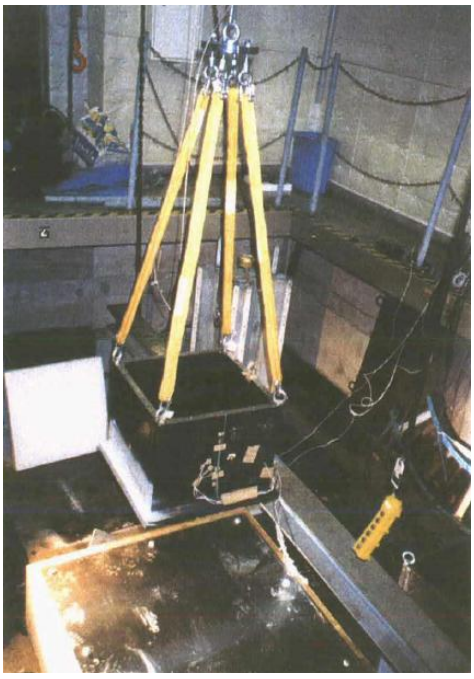


図 8.1-12　衝撃落下実験

8.1.6　着地時衝撃力に対する基礎マットの検討

解析モデル

4 通り A－B 間を解析対象範囲とし、基礎マット・CFT 束材・CFT 柱を FEM でモデル化している。コンクリートはソリッド要素、鋼板はシェル要素でモデル化し、鉄筋は省略している。

初速度 40cm/sec.でモデル全体を落下させ、杭頭位置で剛体に衝突するという条件のもとで、陽解析法による時刻歴解析を行っている。時間刻みは 15.1μsec.、減衰は考慮していない。なお、柱頂部に 1 階長期軸力に相当する質量 160tf を付加している。

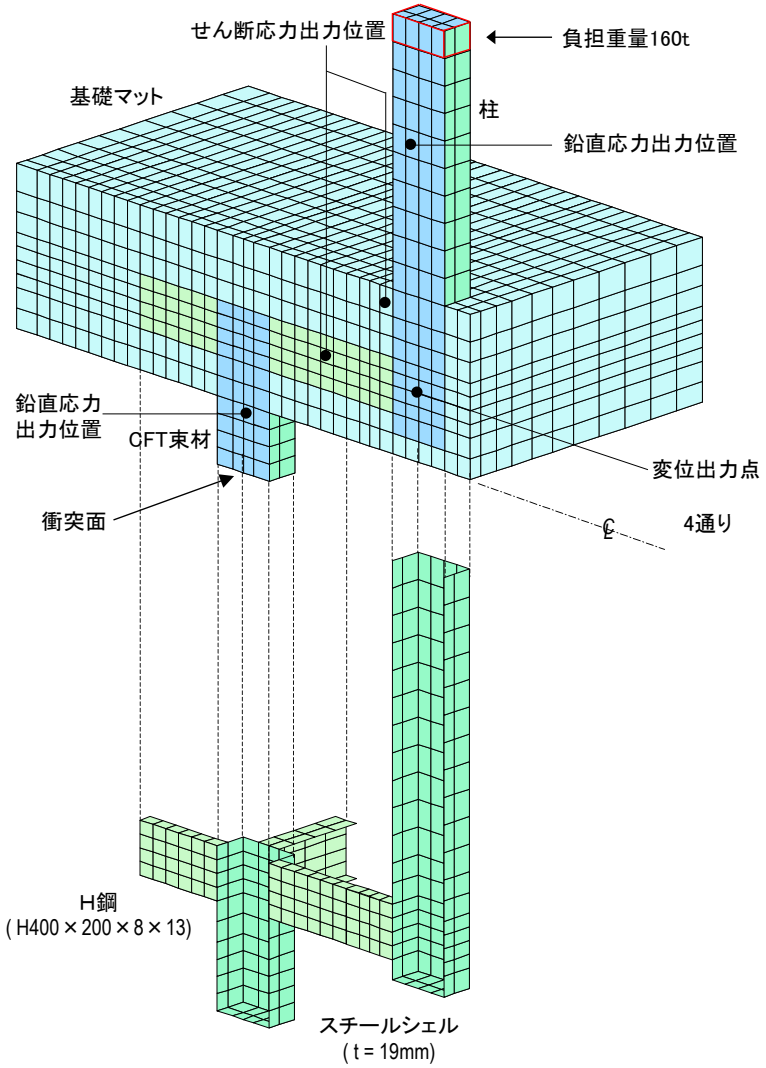
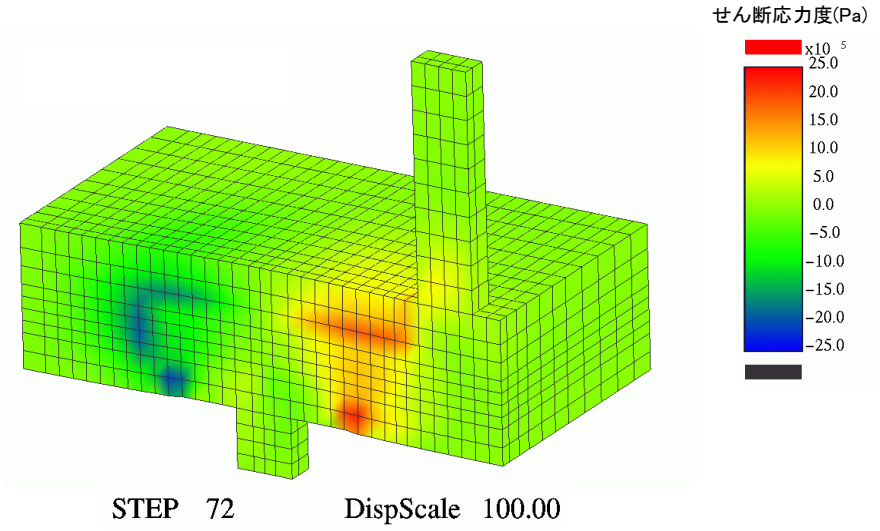


図 8.1-13　基礎マットの解析モデル

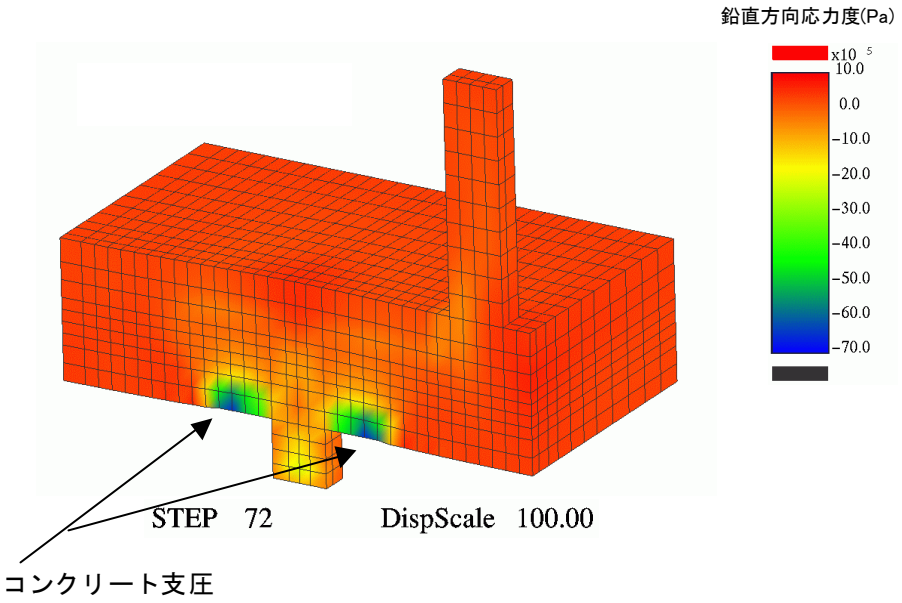
解析結果

コンクリートの最大せん断応力度は局部的に 2N/mm² となりせん断クラックは生じるが、せん断補強筋および鉄骨があるため再使用可能であると判断している。また最大圧縮応力度は 7N/mm² となっている。

CFT 束材固定用の鉄骨ウェブの最大せん断応力度は約 12N/mm²、CFT 束材の最大衝撃応力は約 2N/mm² となっている。これらは材料強度に比べると影響は僅かであると考えられる。



コンクリートせん断応力分布(1msec)



コンクリート鉛直応力分布(1msec)

図 8.1-14　基礎マットの応力度分布（衝突 1msec.後）

8.1.7　着地時衝撃力に対する杭の検討

解析モデル

長さ 22m の杭を断面積等価な直方体として FEM モデル化している。コンクリートはソリッド要素でモデル化し、鋼板および鉄筋は省略している。

衝突体の重量を杭が負担する長期荷重である 350t として鉛直下方向に衝突させ、衝突速度を 40cm/sec.としている。

解析結果

衝突後 3msec.後に応力が到達し、衝突後約 20msec.後に最大圧縮応力約 4.5N/mm² となっている。

重さ 350tf の衝突体が速度 40cm/sec.で弾性ばねに衝突し、運動エネルギーが全て弾性ばねの歪エネルギーに置換されると仮定すると、最大バネ応力は 5.2N/mm² となり、ほぼ対応している。

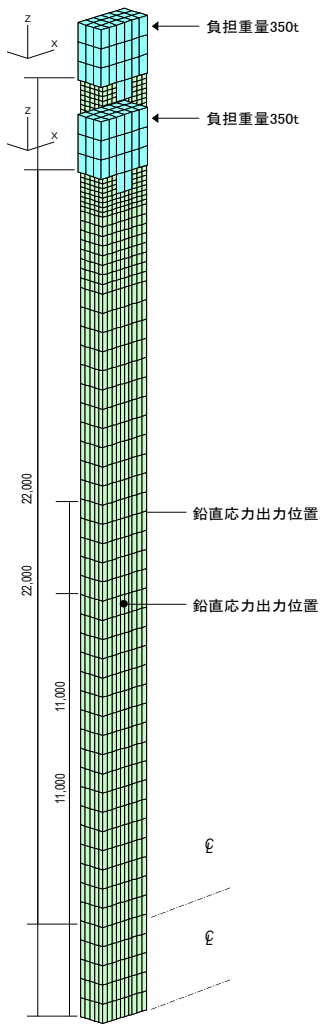


図 8.1-15　杭の解析モデル

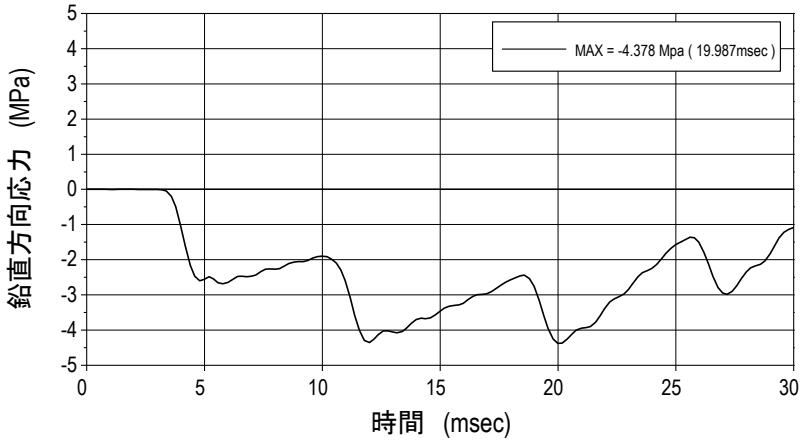


図 8.1-16　杭の圧縮応力度

8.1.8　着地時衝撃力に対する 2 次部材の検討

解析モデル

8.1.4 の解析モデルを用い、5 通り 2 階の短辺方向大梁を 4 分割、各節点に質量を配置し、水平＋上下同時入力による地震応答解析を行い、外装ガラスに及ぼす影響を検討している。

入力地震動は El Centro NS+UD、Taft EW+UD としている。

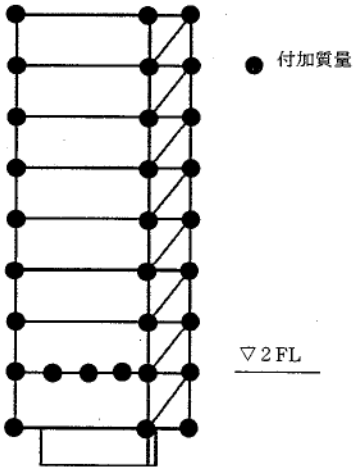


図 8.1-17　上下動の検討モデル

解析結果

5 通り 2 階の短辺方向大梁の地震時最大たわみは 8mm 程度であり、ガラスがサッシュから外れて落下することはないと考えられる。

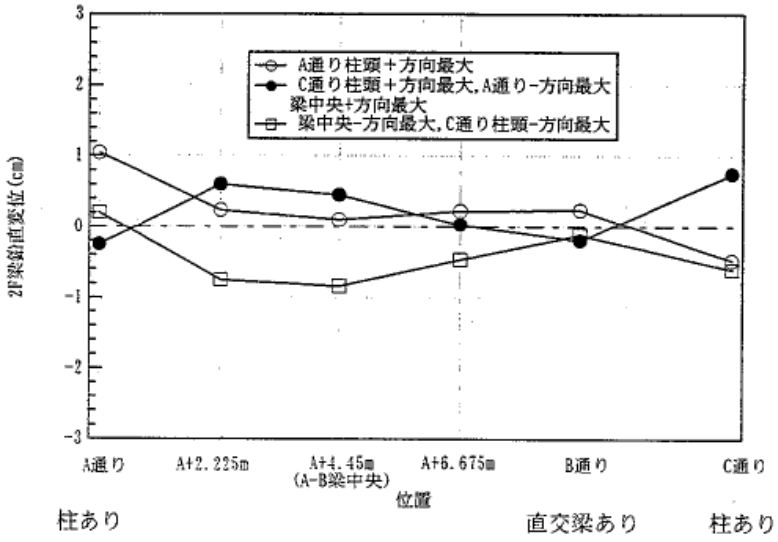


図 8.1-18　2 階大梁の鉛直変位（長期変位を除く）

8.1.9 まとめ

解析の結果、本建物は全てのクライテリアを満足しており、高い耐震安全性を有しているものと考えられる。

・1 次設計結果
最大層間変形角：1/274(長辺方向)、1/219(短辺方向) ≦ 許容値 1/200
最小剛性率：0.793(長辺方向)、0.849(短辺方向) ≧ 許容値 0.6
最大偏心率：0.151(長辺方向) ≒ 許容値 0.150
0.038(短辺方向) ≦ 許容値 0.150

・2 次設計結果
最小保有水平耐力比：1.29(長辺方向)、1.41(短辺方向) ≧ 許容値 1.0

・動解析結果
最大層間変形角：1/103(短辺方向) ≦ 許容値 1/100
最大塑性率：1.37 ≦ 許容値 2.0
最大浮き上がり変位 ≒ 16mm
最大衝突速度 ≒ 40cm/sec.

・杭頭の対衝撃検討結果
鋼柱の最大衝撃応力度 ≒ 16N/mm²
コンクリートの最大衝撃応力度 ≒ 1.6N/mm²

・基礎マットの対衝撃検討結果
コンクリートの最大せん断応力度 ≒ 2N/mm²
コンクリートの最大圧縮応力度 ≒ 7N/mm²
CFT 束材固定用の鉄骨ウェブの最大せん断応力度 ≒ 12N/mm²
CFT 束材の最大衝撃応力 ≒ 2N/mm²

・杭の対衝撃検討結果
コンクリートの最大圧縮応力 ≒ 4.5N/mm²

・2 次部材の対衝撃検討結果
5 通り 2 階の短辺方向大梁の地震時最大たわみ ≒ 8mm

8.2　中層 CFT 造建物の性能評価

8.2.1　建物概要

対象建物を図 8.2-1 に示す。本建物は、地上 14 階建地下なしの事務所ビルである。平面形状は、短辺方向（Y 方向）では長さの異なる 2 スパンで 23.0m、長辺方向（X 方向）では均等な 8 スパンで 57.6m の整形な長方形である。立面は、1 階階高が 5.0m、基準階階高が 4.0m であり、建物高さは 57.0m である。アスペクト比（高さ/建物幅）は、短辺方向で 2.48 である。

本建物の構造形式は、柱をコンクリート充填鋼管（CFT）造、梁を鉄骨造とした純ラーメン構造である。部材断面及び使用材料を表 8.2-1 に示す。床荷重は単位面積当たり 8.3kN/m^2 として算出する。

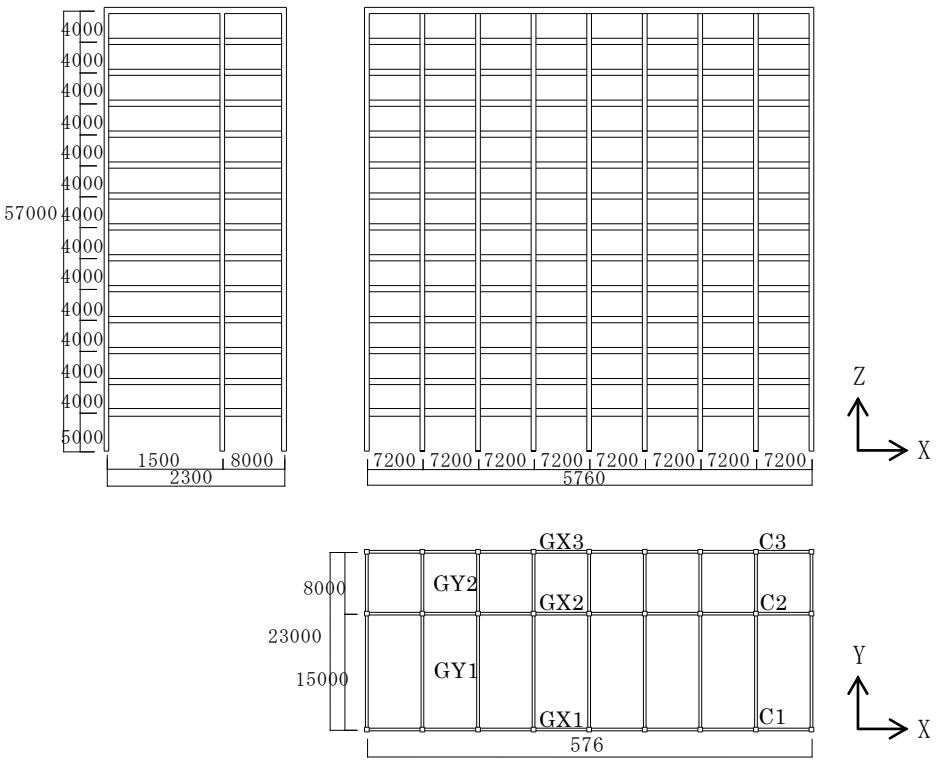


図 8.2-1　対象建物図

表 8.2-1　部材断面及び使用材料

	CFT 造柱（コンクリート 40N/mm²）		
	C1	C2	C3
11F-14F	□800x800x25	□800x800x25	□800x800x25
5F-10F	□800x800x36	□800x800x36	□800x800x28
2F-4F	□800x800x40	□800x800x40	□800x800x36
1F	□800x800x50	□800x800x50	□800x800x45

	S 造梁（SM490）		
(短辺方向)	GY1	GY2	
12F-RF	H800x350x16x32	H800x350x16x25	
3F-11F	H1000x350x16x32	H1000x350x16x25	
2F	H1200x350x16x38	H1200x350x16x38	
(長辺方向)	GX1	GX2	GX3
12F-RF	H800x300x16x32	H500x350x12x28	H800x300x16x28
3F-11F	H1000x300x16x32	H500x350x16x32	H1000x300x16x28
2F	H1200x300x16x38	H800x350x16x38	H1200x300x16x38

本建物は、地震時に 1 階柱脚の浮き上がりを許容する構造であり、その概要を図 8.2-2 に示す。柱脚部には浮き上がり量を制御するための鋼製ダンパーが設置されている。

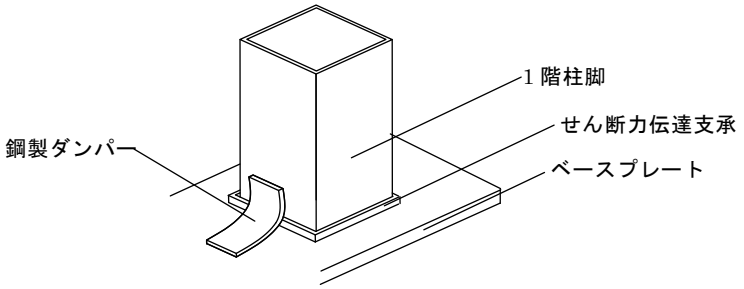


図 8.2-2　1 階柱脚浮き上がり許容部の概要

8.2.2　解析モデル概要

解析モデルは、柱と梁を弾塑性の梁要素、床を弾性の平面応力要素とした立体フレームモデル（図 8.2-3）とする。柱および梁は、曲げ変形、せん断変形、軸方向変形を考慮し、曲げ降伏の判定は接合部のフェイス位置とする。鉛直荷重による柱軸力、梁端部の曲げモーメントは初期応力として考慮する。床はスラブ厚さを 150mm として剛性を評価する。

1 階柱脚の浮き上がり許容部および鋼製ダンパーは図 8.2-4 の復元力特性を有する鉛直バネ要素とする。浮き上がり許容部は正負非対称の復元力特性として、圧縮側剛性は杭径 250cm、支持層深さ 30m、コンクリート強度 27N/mm^2 とした場合の杭の圧縮剛性から算出し、引張側剛性は本来ゼロとなるが計算の安定性に考慮して圧縮側剛性の一万分の一とする。

各階重量は、単位面積当たりの荷重を 11kN/m2 として算出し、11043kN/階とする。

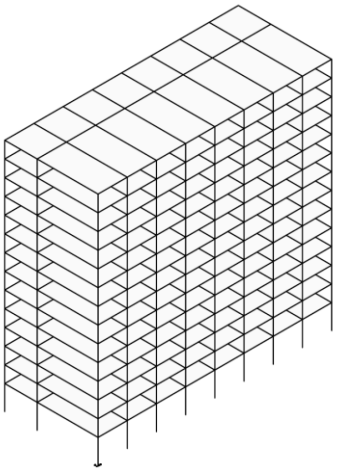
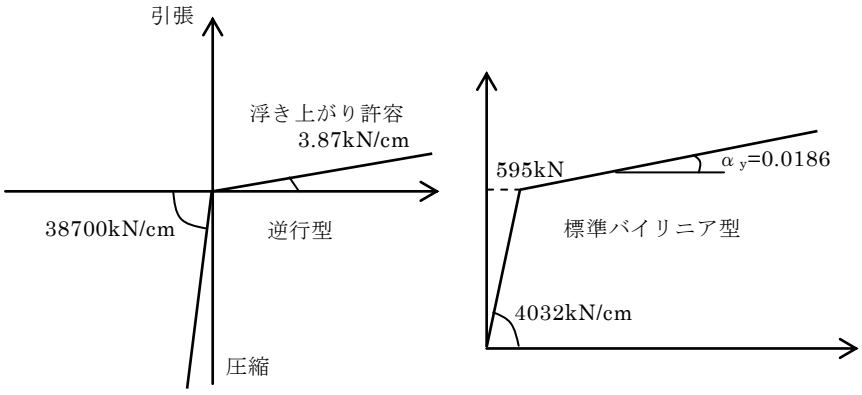


図 8.2-3　解析モデル



(a) 浮き上がり許容部　　(b) 鋼製ダンパー

図 8.2-4　鉛直バネ　復元力特性

静的荷重増分解析では、層せん断力係数を Ai 分布とした外力分布を用い、15m スパン側からの加力を正方向とする。

地震応答解析では、設計用地震動として日本建築センター模擬波である BCJ-L2 を用いる。解析時間は 60 秒、時間刻みは 0.002 秒とし、減衰は初期剛性比例型で減衰定数を h=2%とする。

静的荷重増分解析、地震応答解析とも、浮き上がりの生じやすい短辺方向を対象とする。また、比較のために 1 階柱脚の拘束条件を基礎固定としたモデル（以下、基礎固定モデル）も併せて解析する。

8.2.3　静的荷重増分解析結果

(1)　層せん断力－層間変位角関係

層せん断力－層間変位角関係を図 8.2-5 に示す。参考図として基礎固定モデルの結果を併せて示す。

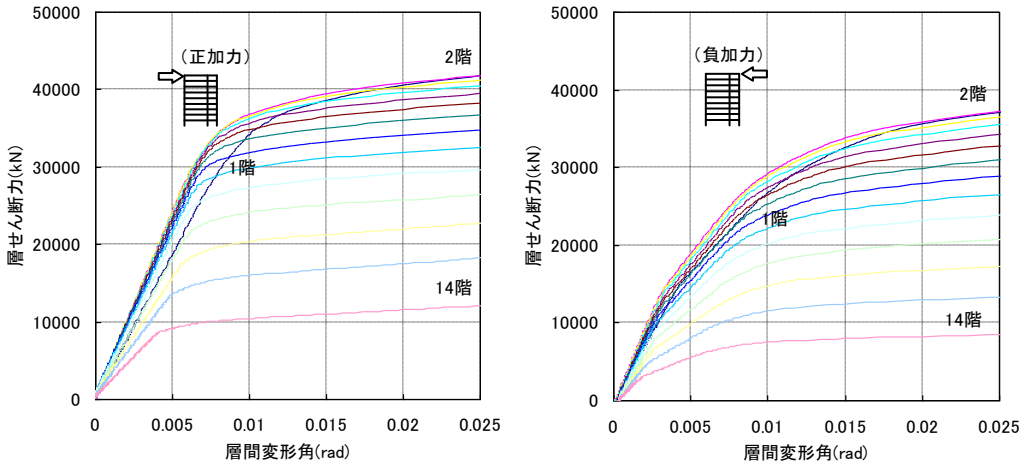
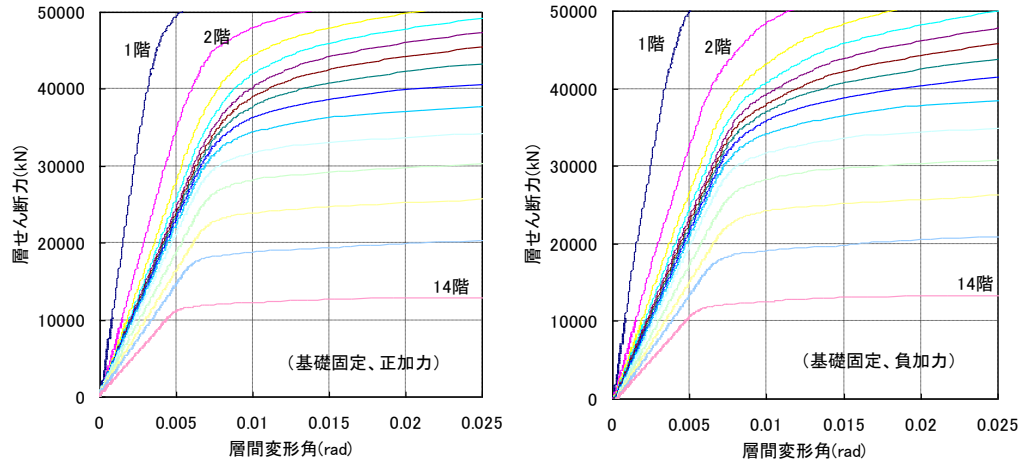


図 8.2-5　層せん断力－層間変位角関係



（参考図）層せん断力－層間変位角関係（基礎固定モデル）

(2)　ベースシア係数・頂部水平変位関係

ベースシア係数と頂部水平変位関係を図 8.2-6 に示す。浮き上がり発生前から浮き上がり許容モデルと基礎固定モデルの勾配が異なるのは、柱脚の拘束条件が異なるためである。

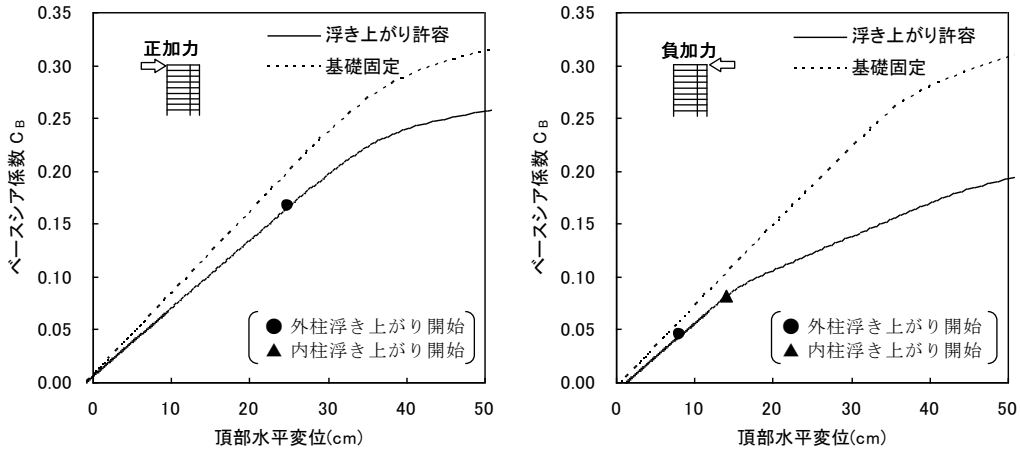


図 8.2-6　ベースシア係数－頂部水平変位関係

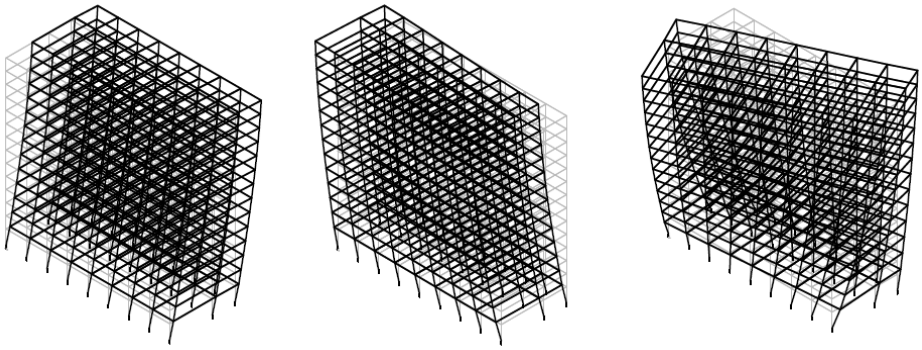
8.2.4　地震応答解析結果

(1)　固有周期

固有周期を表 8.2-2 に、振動モードを図 8.2-7 に示す。

表 8.2-2　固有周期

1 次（短辺）	2 次（長辺）	3 次（捩れ）	備考
1.91 秒	1.70 秒	1.57 秒	
1.69 秒	1.52 秒	1.40 秒	（基礎固定モデル）



（a）1 次モード　　（b）2 次モード　　（c）3 次モード

図 8.2-7　振動モード

(2)　柱脚の浮き上がり変位

柱脚の浮き上がり変位時刻歴を図 8.2-8 に示す。

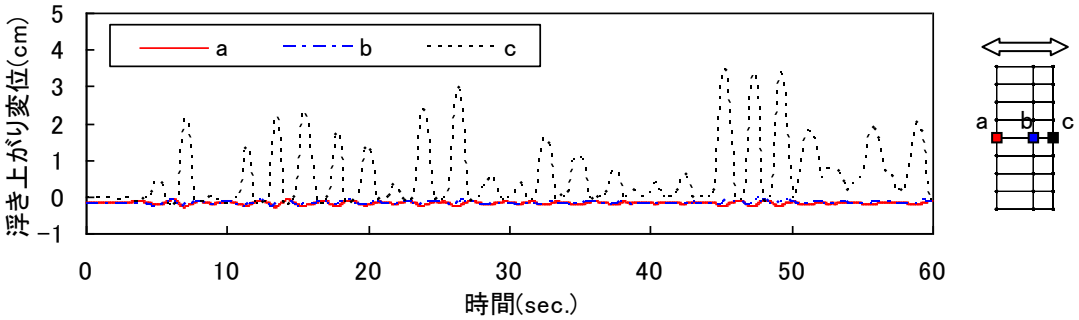


図 8.2-8　浮き上がり変位時刻歴

(3)　頂部水平変位

頂部水平変位時刻歴を図 8.2-9 に示す。

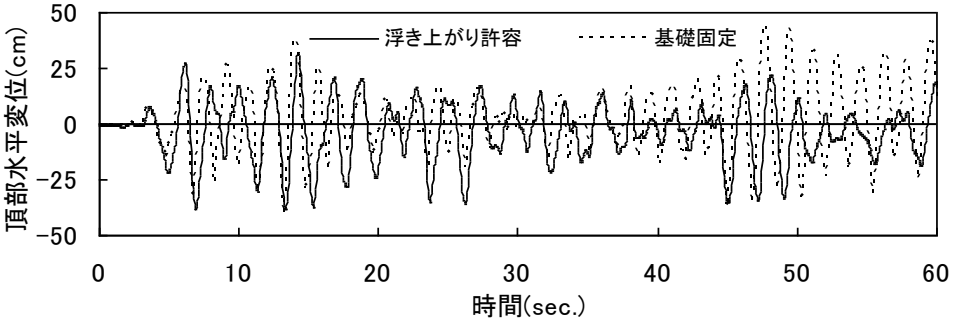


図 8.2-9　頂部水平変位時刻歴

(4)　最大層間変位角および最大層せん断力

最大層間変位角と最大層せん断力の高さ方向分布を図 8.2-10、図 8.2-11 にそれぞれ示す。参考として基礎固定モデルの結果を併せて示す。

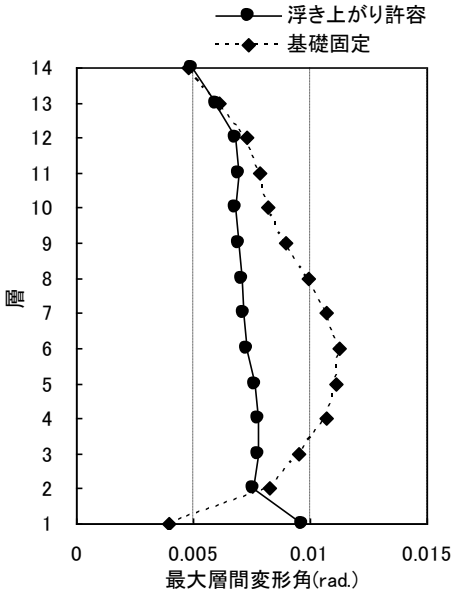


図 8.2-10　最大層間変位角

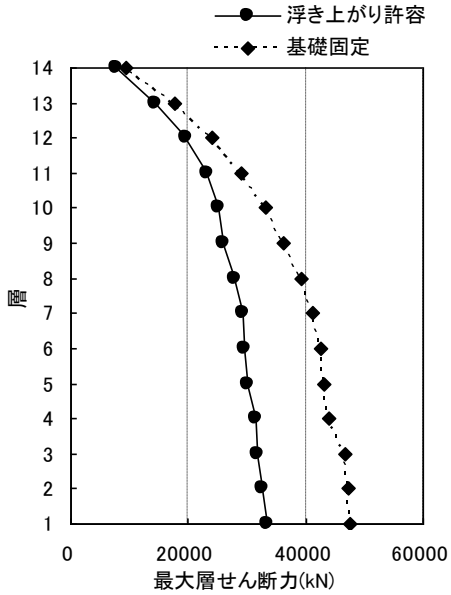


図 8.2-11 最大層せん断力

8.2.5　性能評価

地震応答解析で得られた各種応答最大値を、設計目標値によって検証した結果を表 8.2-3 に示す。各種応答最大値は設計目標値を満足しており、本建物は浮き上がり許容構造を有する建物として十分な性能を有している。

表 8.2-3　最大応答値の検証

	項目	最大応答値	検証
上部構造	頂部水平変位 →建物変位角	38.4　cm →1/148	 ≦1/80　(ok)
	層間変位角 →層間変形角	1/104 →1/111	 ≦1/100　(ok)
	塑性率	1.38	≦2　(ok)
浮き上がり許容部	浮き上がり変位 →ロッキング角	3.84　cm →1/208	 ≦1/200　(ok)

参考表　最大応答値（基礎固定）

	項目	最大応答値
上部構造	頂部水平変位 →建物変位角	44.4 cm →1/128
	層間変位角 →層間変形角	1/89 →1/89
	塑性率	2.36

９　技術資料

9.1　ダンパーの設計例（折り曲げダンパー）

折り曲げダンパーを例に浮き上がり許容建物のダンパー各部の設計例を示す。

1)ロッキング機構

ロッキング機構は図 9.1-1 に示すように 1 階柱脚、せん断力伝達支承を有するベースプレート、ダンパー支承から構成される。

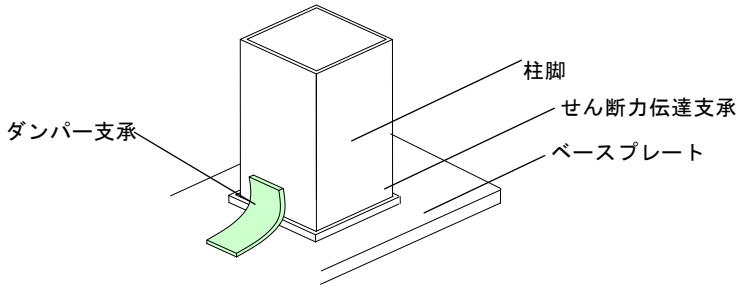
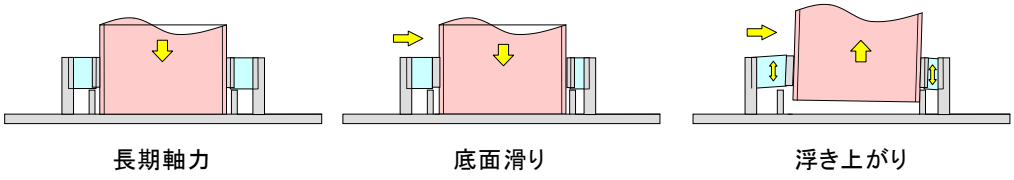


図 9.1-1　ロッキング機構の構成

2)設計方針

ロッキング機構は、常時に加え、図 9.1-2 に示す建築物の耐震・耐風設計時に 1 階柱脚に作用する応力および挙動を考慮して設計する。設計用せん断力は、仮に柱脚が浮き上がらないと想定したモデルについて静的漸増解析を行って、1 階のせん断力－層間変形角関係が耐力に達した点における各柱せん断力とする。



浮き上がりまでの挙動

図 9.1-2　ロッキング機構に作用する応力

①せん断力伝達機構

せん断力伝達機構は、表 9.1-1 に示すようにせん断力、および曲げモーメントに対して許容応力度設計を行う。

せん断力伝達支承の高さは、耐震・耐風設計時（時刻歴解析）の浮き上がり量に余裕を見込んだ高さとする。具体的には、余裕度検討レベルのロッキング角の設計クライテリア（スパン長×1/120）の 1.5 倍とする。また、浮き上がり時の柱脚回転により、柱端部が伝達支承に接触しないように柱と伝達支承のクリアランスを適切に確保する。

せん断力伝達支承の高さ　＞　スパン長×1/80

②ベースプレート

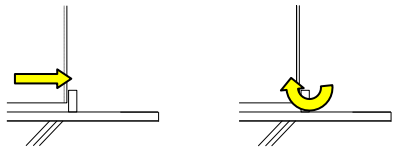
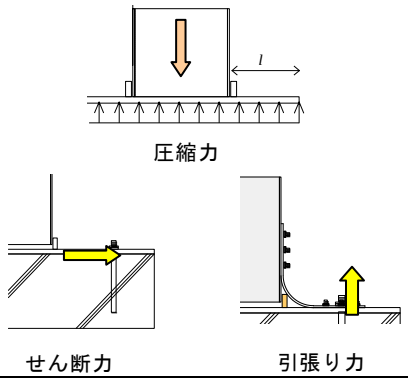
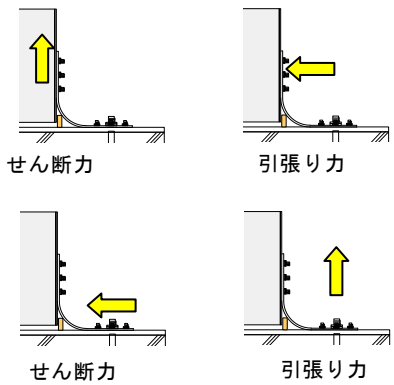
ベースプレートは、浮き上がり時に作用するせん断力、引張り力が基礎梁に伝達されるよう設計する。表 9.1-1 に示すように柱から作用する圧縮力、せん断力、およびダンパーによる引張り力に対して許容応力度設計を行う。ベースプレートの面外曲げ剛性を十分確保するため、ベースプレートの降伏耐力は、アンカーボルトの軸降伏耐力以上であることを確認する。

③ダンパー支承

ダンパー支承は、浮き上がり時に作用する引張り力が 1 階柱脚およびベースプレートに伝達されるように設計する。また、1 階柱脚が移動してせん断力伝達支承に密着する際に受ける強制変位（クリアランス量）を考慮する。

ダンパーと柱、およびベースプレート接合部は、表 9.1-1 に示すように引張り力、せん断力に対して許容応力度設計を行う。

表 9.1-1　各部位に作用する応力

部位	作用する力	応力状態
せん断力伝達支承	せん断力 曲げモーメント	
ベースプレート	圧縮力 せん断力 引張り力	
ダンパー	接合部せん断力 接合部引張り力	

3) 設計

①せん断力伝達支承の設計

せん断力伝達支承には、図 9.1-3 に示すような応力が作用するため、これらの力に対し、許容応力度設計を行う。せん断断面積、及び断面係数算出時には図 9.1-4 に示す幅 B の範囲のみが有効とし、せん断力作用方向の支承部分の効果は安全側に考えて考慮しない。

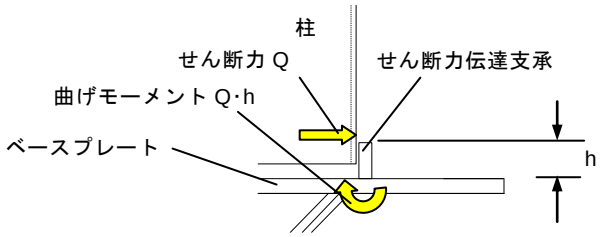


図 9.1-3　浮き上がり時に
せん断力伝達支承に作用する応力

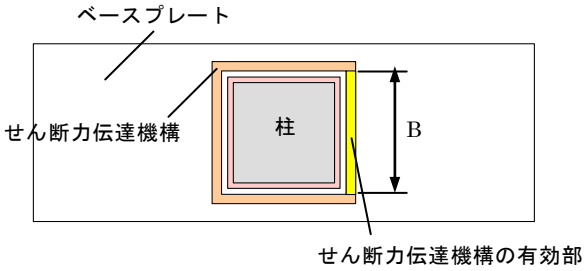


図 9.1-4　せん断力伝達機構の有効部

②ベースプレートの設計

ベースプレートは、1 階柱脚から作用する応力、せん断力伝達支承を介して作用する応力、ダンパーからの応力に対して設計する。

・柱脚から作用する応力

1 階柱脚から作用する応力については、大きな引張り力、および曲げモーメントは作用しないことから、基礎コンクリートの圧縮力に対して検討する。圧縮応力の分布は浮き上がり時にわずかに柱に傾きが生じることから台形分布となる。ただし、傾きはレベル 2 においても 1/200 以下とわずかなことから応力分布は、図 9.5 に示すように長方形分布で作用するものとして応力の検討を行う。

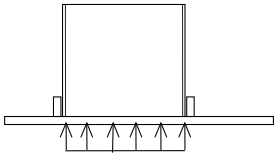


図 9.1-5　柱脚からの圧縮応力に対する検討

・せん断力伝達支承を介して作用する応力

図 9.1-6 に示すせん断力伝達支承を介してベースプレートに作用する応力は、すべてアンカーボルトで負担するものとして検討する。アンカーボルトの耐力は、引張り力とせん断力による組み合わせ応力を考慮し、引張り耐力（または、せん断耐力）の低減を行う。

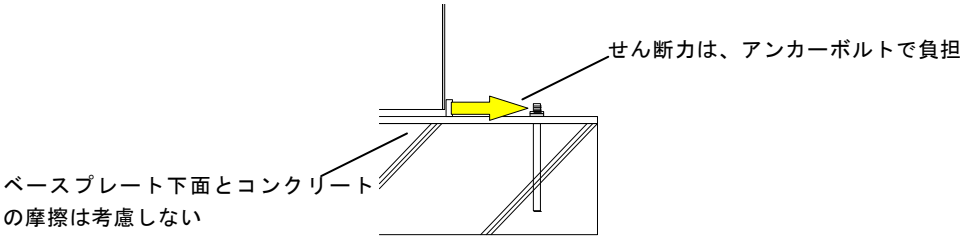


図 9.1-6　せん断力伝達支承から作用する応力

・ダンパーから作用する応力

ダンパーから作用する応力は、図 9.1-7 に示すようにアンカーボルト部を支持点とした単純梁と見なして応力を検討する。単純梁とした際の有効幅は図に示すように、アンカーボルトから 45° の幅とする。

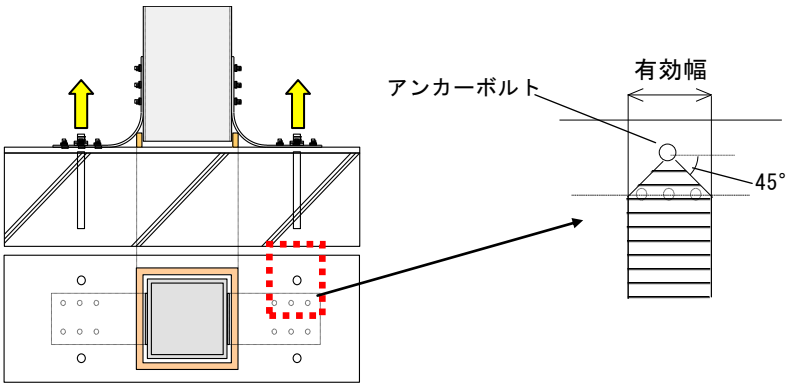


図 9.1-7　ダンパーから作用する応力

③ダンパーの設計

・ダンパー容量

折り曲げダンパーの必要容量は、設計目標値を参考に設定し、応答解析により設計クライテリアを満足していることを確認する。ダンパーの幅、板厚、および折り曲げ半径をパラメータとして、設計浮き上がり変位、取り付け位置などを考慮して決定する。

・取り付け部の設計

図 9.1-8 に示す柱側に取り付けるボルトの設計は、引張り力を同時に受ける高力ボルトのせん断応力度から求める。浮き上がり発生時には図に示すような力を受けるので、これに対して許容応力度設計を行う。また、ベースプレート側に取り付けるボルトの設計に関しても、同様にせん断力を同時に受ける高力ボルトの引張り応力度から求める。

ただし、引張り力の検討に際しては、ダンパー形状に応じて有効ボルト本数を適切に低減する。具体的には、図に示すように、最も柱側のボルトのみ有効とする。

その他、浮き上がり時にダンパー面内方向にもせん断力が作用するため、これを適切に考慮した設計を行う。

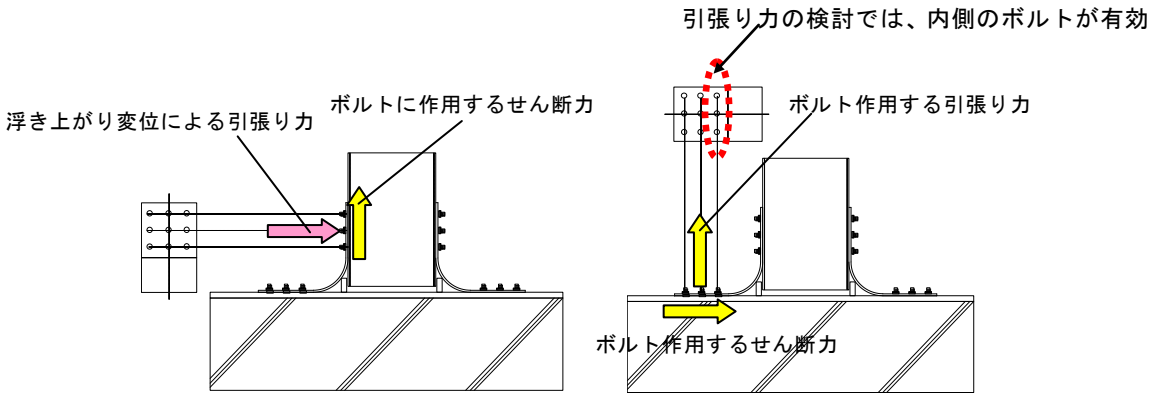


図 9.1-8　ダンパー支承に作用する応力

・ダンパーの復元力特性

図 9.1-9、図 9.1-10 に折り曲げダンパーの復元力特性を確認するために行った静的加力実験概要と実験結果の一例を示す。この実験結果と折り曲げ部材の断面性能理論式をもとに、作成したバイリニア型の復元力特性と設計式を図 9.1-11 に示す。設計式は、断面性能理論式が実験結果と一致するように修正係数を乗じている。

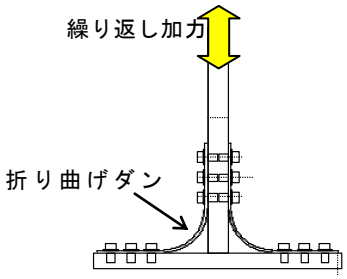


図 9.1-9　静的加力実験概要

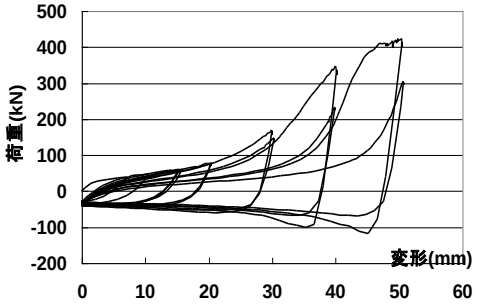
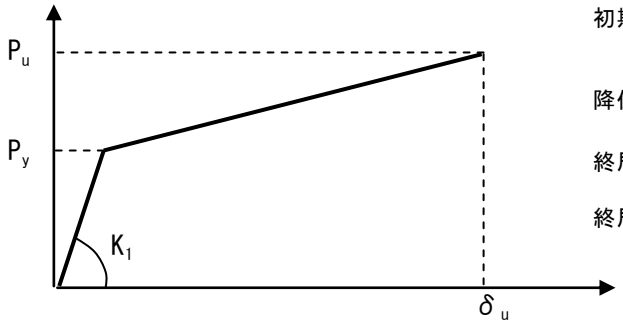


図 9.1-10　折り曲げダンパー加力実験結果



初期剛性：$K_1 = 2.0 \cdot E \cdot B \cdot \left(\frac{t}{r}\right)^3$

降伏荷重：$P_y = 1.13 \cdot \frac{B \cdot t^2 \cdot \sigma_y}{r}$

終局変形：$\delta_u = 0.21 \cdot r$

終局荷重：$P_u = (0.40 \cdot t^2 + 3.9 \cdot t) \cdot \left(\frac{B}{150}\right) \cdot \left(\frac{94+30}{r}\right)$

記号
E: ヤング係数
B：板幅、t：板厚
r:折り曲げ半径

ただし単位は Pu(kN)、t(mm)

※折り曲げ半径 r は r+(折り曲げ終端から固定端までの距離)で置き換える。
※δ_uを超えると耐力は急激に上昇して破断に至るため、最大変形はδ_uまでに抑える。
※折り曲げ半径が 100mm 以下に対しては、初期剛性、終局荷重の計算式の精度が悪いため、折り曲げ半径は 100mm 以上とする。

図 9.1-11　折り曲げダンパーの復元力特性と設計式

9.2　浮き上がり部に設置するダンパーの復元力特性の例

本節では、浮き上がり部に設置するダンパーの復元力特性の例として、降伏ベースプレートの履歴特性と塑性変形能力を示す。

9.2.1　はじめに

地震動を受けた建物にロッキング振動に伴う基礎浮き上がり、または柱浮き上がりが生じることで、建物への地震応答が低減し得ることが明らかにされている。そうした知見の下、最下層柱脚部に浮き上がり降伏ベースプレートを配置する構造システムが提案されている。本研究では、昨年度及び本年度に行われた浮き上がり降伏ベースプレート大型試験体の静加力実験結果を用い、浮き上がり降伏ベースプレートを組み込んだ柱脚部の履歴特性の検討、及び塑性変形能力の評価を行う。

9.2.2　試験体及び実験方法

実験に用いた試験体の概要を図 9.2-1 及び図 9.2-2 に示す。ベースプレートは 2 枚のウィング（幅を狭くした部分）を有し、ハンチ（ウィングの幅に傾斜を持たせた部分）を有する試験体が 4 体、ハンチを有しない試験体が 4 体である。このウィングの長さ Lw 、幅 B、ハンチの有無、ハンチの幅 B2 、及び鋼材の種類（SS400 または SN400B）が実験パラメータである。試験体は計 8 体であり、それらのウィング寸法とベースプレートに使用した鋼材の種類及びその降伏応力度 σ y を表 9.2-1 に示す。ベースプレートの厚さ t はいずれも 22mm であり、ベースプレートに取り付く柱は STKR400（□ - 400x400x12）である。ベースプレートは，400mm×100mm の矩形の座板を介して下部の鋼製冶具に高力ボルトで固定されており、座板の厚さは試験体 L2B3N-SS(22)のみ 22mm で、それ以外は 40mm である。加力は、図 9.2-3 のように試験体の柱軸方向に正負の軸方向力を繰り返し与える。載荷則は、浮き上がり変位が指定した最大値に達するまでは、浮き上がり変位のピッチを 10mm として、各ピッチで 3 回ずつ引き押しを繰り返す。浮き上がり変位の最大値は、ボルトがボルト孔にぶつかる直前に達した時の値とし、その値においては、耐力が低下するまで引き押しを繰り返す。

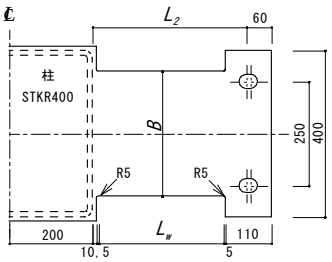


図 9.2-1 試験体平面図
(ハンチ無し)

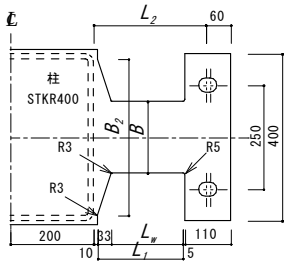


図 9.2-2 試験体平面図
(ハンチ有り)

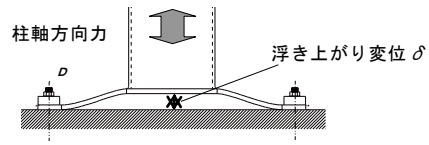


図 9.2-3　柱軸方向の加力方法

表 9.2-1　ウィング寸法と鋼材の種類

Specimen	L_w(mm)	B(mm)	B_2(mm)	鋼材の種類	σy(MPa)
L3B3N-SS	300	300	-	SS400	265.9
L2B2N-SS	200	200	-	SS400	265.9
L2B3N-SS	200	300	-	SS400	265.9
L2B3N-SS(22)	200	300	-	SS400	265.9
L1B1S-SS	172	172	250	SS400	285.2
L1B1S-SN	172	172	250	SN400B	288.5
L1B1L-SS	172	172	375	SS400	285.2
L1B1L-SN	172	172	375	SN400B	288.5

9.2.3 試験体の力学特性

各試験体の力学特性はウィングの寸法及び材料特性から以下の各式で与えられる[1),2)]。ここで、n :ウィング枚数、E :ヤング係数(205kN/mm2)、Mpc :ウィング端部の軸力考慮の全塑性モーメント、N :面内軸力、Hslip :すべり耐力、T :高力ボルト引張力、Pr :てこ反力、μ :接触部のすべり係数(0.45)、Mp :全塑性モーメント、Ny :降伏軸力、Δ :引き込み変位、M :ウィング端部回転ばねの曲げモーメント、Lf :ウィング端部からベースプレート端部までの長さ(115mm)、Lf1 :ウィング端部からボルト孔中心線までの長さ(55mm)、Lend :ボルト孔中心線からベースプレート端部までの長さ(60mm)とする。

初期剛性 k

$$k = nEBt^3 / L_2^{\,3} \tag{9.2-1}$$

初期剛性 k はウィングの両端を固定として弾性曲げ剛性のみを考慮して算定する。座板による押さえ部分は完全な固定端とはならないことを考慮し，剛性の評価に際してはウィングの長さを Lw ではなく L2 を用いる。

降伏耐力 Py

$$P_y = n\ B^2 \sigma_y / (2L_w) \tag{9.2-2}$$

降伏耐力 Py は、ハンチを有しない場合、柱軸方向引張り力によりウィングが面外曲げを受けウィングの両端に塑性ヒンジラインが形成されるものとして算定する。ハンチを有する場合は，ハンチとウィングを含めた部分が面外曲げを受け、最初にウィングの固定側端部に塑性ヒンジラインが形成されるものとして算定する。そのためウィングの長さを Lw ではなく L1 を用いる。

二次剛性

$$\begin{aligned} &P/n = 2\cdot Mpc/L_w \cdot \cos\theta + N\cdot\sin\theta && Mpc = -(\Delta + L_{f1})\cdot T + L_f \cdot Pr \\ &Hslip = -2\cdot Mpc/L_w \cdot \sin\theta + N\cdot\cos\theta && Hslip = \mu(T + Pr) \\ &P/n - T + Pr = 0 && Mpc/Mp + (N/Ny)^2 = 1 \end{aligned} \tag{9.2-3}$$

降伏後の剛性(以下、二次剛性)は、ハンチを有しない場合、ウィングの両端部に塑性ヒンジラインが形成されると仮定し，ウィングに面外方向の変形が生じた時の力の釣合(図 9.2-4)から算定する。このときウィングは剛体(剛棒)とし、軸方向の伸び及び曲げ変形は考えない。また、柱軸方向力(P/n)の作用によりボルト接合部にてこ反力 Pr が生じるとする。なおウィング端部は面内軸力 N の影響を受け降伏している状態であり、曲げモーメント-軸力相関を考慮する。この時、浮き上がり変位 δ と柱軸方向力 P の関係は(9.2-3)式により表せる。ハンチを有する場合、ハンチ部分の拡がりを無視して幅 B のまま柱外縁近くまで接続するものと仮定し、ウィングの長さを Lw ではなく L1 を用い、ハンチを有しない場合と同様に算定する。

除荷剛性

$$\begin{aligned} &P/n = 2\cdot M/L_2 \cdot \cos\theta + N\cdot\sin\theta && M = -\Delta\cdot T + L_{end}\cdot Pr \\ &Hslip = -2\cdot M/L_2 \cdot \sin\theta + N\cdot\cos\theta && Hslip = \mu(T + Pr) \\ &P/n - T + Pr = 0 && M = (EBt^3/2L_2)\cdot\theta \end{aligned} \tag{9.2-4}$$

除荷剛性は、初期剛性の算定と同様にウィングの長さを Lw ではなく L2 を用い、ウィングは剛体(剛棒)とし軸方向の伸び及び曲げ変形は無視する。そしてウィングの両端部が弾性回転ばねで柱側およびボルト接合部側に接続されると仮定し，ウィングに面外方向の変形が生じた時の力の釣合(図 9.2-5)から算定する。ウィング両端部回転ばねの曲げモーメント M と部材角 θ との関係は微小変形時のそれと変わらないものと仮定する。この時浮き上がり変位 δ と柱軸方向力 P の関係は（9.2-4）式により表される。

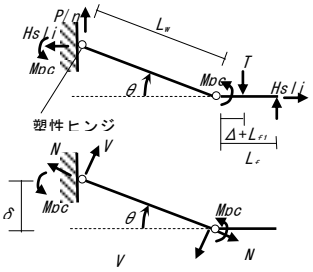


図 9.2-4　二次剛性算定時の剛棒モデル

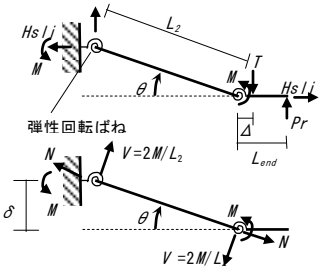


図 9.2-5　除荷剛性算定時の剛棒モデル

9.2.4　実験結果と考察

各試験体の柱軸方向力 P と浮き上がり変位 δ の関係を図 9.2-6 に示す。なお実験値を薄い実線、初期剛性及び降伏耐力を細い実線の傾き及び端点の耐力、二次剛性を太い実線、二次剛性の変位 0 における接線を点線、及び除荷剛性を破線で表す。

9.2.3 節で示した各試験体の力学特性は概ね実験値に対応している。ただし二次剛性に関して、ハンチを有する場合はハンチの柱側端部は完全に塑性ヒンジとはならないため実験値よりも小さく評価することになると推測されるが、それは図 9.2-6 からも確認できる。また二次剛性の変位 0 における接線をとると、いずれも実験値より小さく評価されることが分かる。

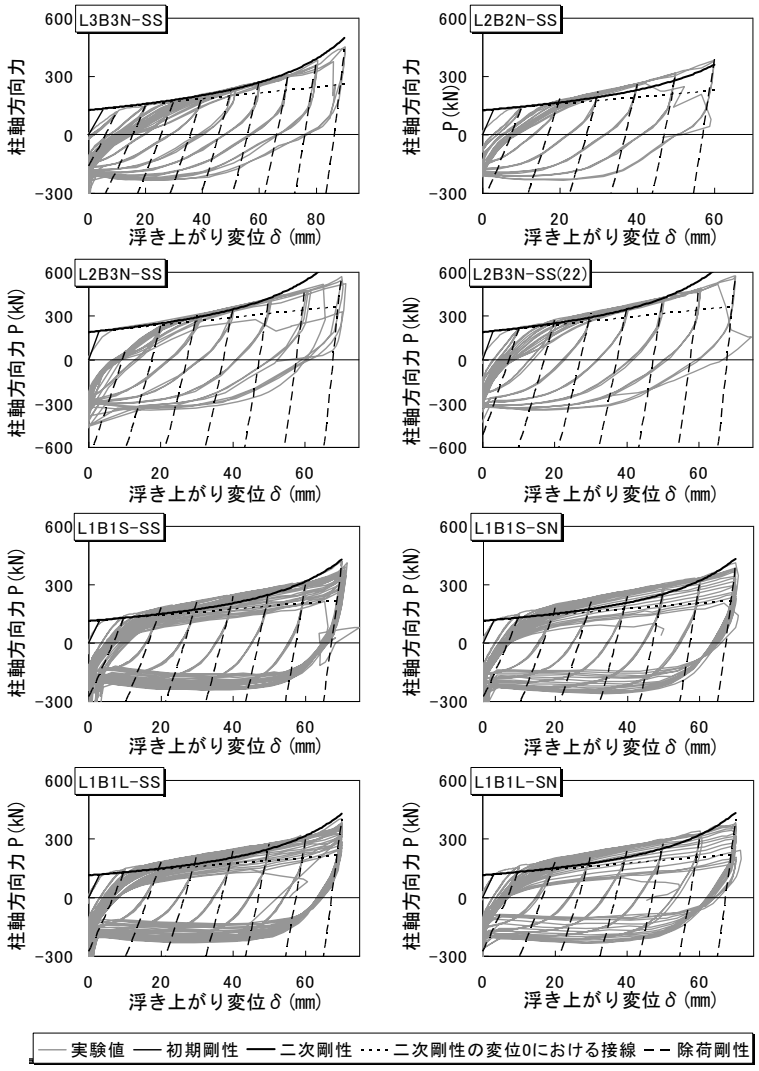


図 9.2-6　浮き上がり変位－軸方向力関係

各試験体の塑性変形能力を評価するため、累積塑性変形及び累積塑性変形倍率という概念を用いる。累積塑性変形は浮き上がり変位-柱軸方向力関係より図 9.2-7 で示すように定義し、弾性域を除いた塑性変形を累加する。なお、初期剛性及び二次剛性は実験より計測したものを用いる。この累積塑性変形を降伏変位で除した値を「変位量により評価された累積塑性変形倍率 η d」と定義する。また、終局状態までの総エネルギー吸収量を弾性域におけるエネルギー吸収量(Py・δy)で除した値を「エネルギー吸収量により評価された累積塑性変形倍率 η e」と定義する。

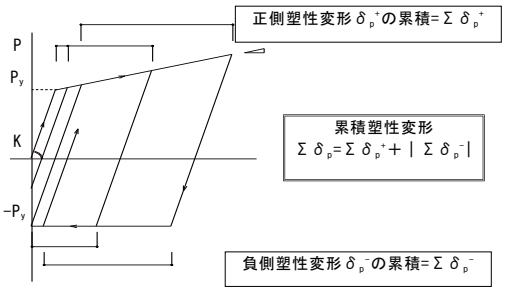


図 9.2-7　累積塑性変形の定義

最大耐力時における η d 及び η e を図 9.2-8 に、最大耐力から一定割合低下した耐力と η e の関係を図 9.2-9 に示す。これらより以下のことが分かる。

1)最大耐力時においては L1B1S-SN が η d 及び η e ともに最大値を示す。2)ハンチを付けることにより塑性変形能力が高まる。3)ハンチ幅が 375mm の試験体より 250mm の試験体の方が塑性変形能力は大きい。これは後者の方がハンチ部分の塑性化する範囲が大きくなるため、またウィングとハンチのなす角度が大きくなり歪集中が小さくなるためと考えられる。4)各試験体ともに η d に比べ η e のほうが大きい。これは降伏後の耐力上昇が大きいためと考えられる。5) η d 及び η e ともに、最大耐力時までの塑性変形から評価すると鋼材 SS400 に比べ SN400B の方が大きいが、耐力が最大時の 80%まで低下する時点までの塑性変形から評価するとその大小関係はハンチ幅に関わらず逆転する。

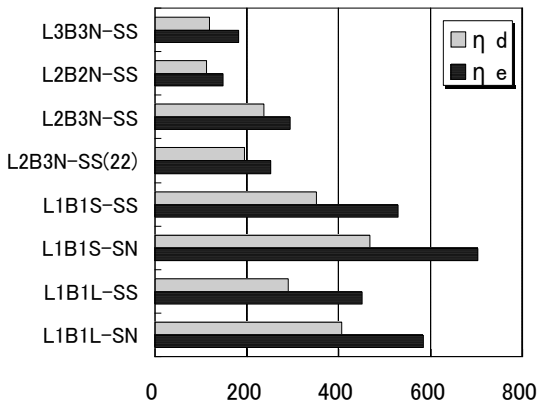


図 9.2-8 最大耐力時における累積塑性変形倍率

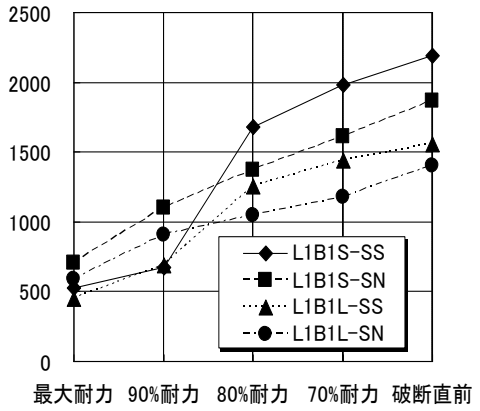


図 9.2-9 最大耐力から低下した耐力と累積塑性変形倍率の関係

9.2.5　まとめ

1)　ウィング部を剛棒モデルとして算定した試験体の力学特性は概ね実験値に対応している。
2)　ウィングにハンチを設けることでウィングの端部に損傷が集中せずに、ハンチが無い場合より大きな累積塑性変形能力を見込むことができる。
3)　ハンチの形状を変えることで塑性化の範囲が変わり、累積塑性変形能力も変わる。

4)　累積塑性変形倍率は、最大耐力時までで評価すると鋼材 SS400 に比べ SN400B の方が大きいが、最大耐力後の耐力低下領域ではその大小関係は逆転する。

参考文献

1) 須藤智文：10 層鉄骨架構の地震応答における浮き上がり降伏ベースプレートの制振効果、2007 年度北海道大学大学院修士論文

2) 須藤ほか： 柱浮き上がり制振構造に用いる降伏型ベースプレートの履歴特性と累積塑性変形性能, 日本建築学会大会学術講演梗概集，B-2 構造 II，pp. 475-476, 2007.8

9.3 関連する既往の実験結果及び解析結果

大地震動時に建築物の基礎が浮き上がる可能性はかなり以前から指摘されており，現在までに建築物の基礎あるいは柱の浮き上がりに関する数多くの研究[1)-27)]がなされてきている。以下に，その中から幾つかの研究の概要を述べる。なお，文献 18)には，基礎地盤の影響に関する研究の現状が纏められているので参照されたい。

（１） The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes

Housner, G. W. [参考文献 3)]

Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 2, 1963.2

1960 年 Chile 地震あるいは 1952 年 Arvin-Tehachapi(California)地震で被害を受けた給水塔は，倒立振り子のように基礎回りのロッキング振動を生じた。本論文では，この挙動を説明するために，剛体のロッキング応答を理論的に扱った。剛体の自由振動，地震動などを受ける強制振動を解析した結果，地震動を受ける剛体が 50%の確率で転倒する条件を(式 9.3.1-1)で示した。なお，細長い構造物の場合には(式 9.3.1-2)で表される。この式の意味する重要な点は，剛体の寸法が大きくなるほど転倒に対して安定になるということである。また，剛体の半幅 b に関して表すと(式 9.3.1-3)となる。

$$\alpha = \frac{S_v}{\sqrt{gR}}\sqrt{\frac{MR^2}{I_0}} \qquad \text{(式 9.3.1-1)}$$

$$\alpha = \frac{S_v}{\sqrt{gR}} \qquad \text{(式 9.3.1-2)}$$

ここに，S_v：構造物の速度値

$$b = S_v\sqrt{\frac{h}{g}} \qquad \text{(式 9.3.1-3)}$$

（２） Effect of foundation tipping on dynamic response

Meek, J. W. [参考文献 4)]

Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST7, pp. 1297-1311, 1975.7

基礎浮き上がりが地震時挙動に及ぼす影響を検討するために，無減衰の弾性 1 質点系モデルを対象として，主にその自由振動応答を解析により明らかにした。解析モデルの基礎は質量無しの剛体とし，基礎の左右の二つの支点と剛な地盤の衝突は完全塑性衝突を仮定している。浮き上がりを生じない時の質点の応答は一般的な振動方程式から基礎固定時の固有円振動数 $p=(k/m)^{1/2}$ の関数で表される。浮き上がりを生じる時の質点の応答は，基礎回転によって生じる剛体回転変位 z と上部構造の弾性変形 u の和で表される。z は 4 次の微分方程式となり(式 9.3.2-1)で表される。また，式中の固有振動数αとλの近似式は(式 9.3.2-2)で与えられる。この式は，浮き上がり時の固有振動数は基礎固定時の(R/E)倍になることを示しており，浮き上がり基礎端の回転中心と質点を結ぶ放線方向の仮想の振動を考え，その振動の基礎面平行方向成分から導かれる。

浮き上がりが生じる瞬間は，$M=NE$（N：自重 mg，E：基礎幅の半分）で，その時の上部構造の弾性変形は $u_{cr}=\{(mg)/(kH)\}E$，せん断力は $Q_{cr}=ku_{cr}=(E/H)mg$ となる。従って，実際の建築物で浮き上がりが生じるためには，降伏水平耐力と自重の比は(E/H)以上である必要がある。浮き上がり終わり基礎端が着地する時は，水平方向の速度はそのまま保存され，一方，完全塑性衝突の仮定

から，鉛直方向の速度は零となるため $\theta=\dot{\theta}=0$ となる。

$$z(t)=C_1\cos\alpha t+C_2\sin\alpha t+C_3\cosh\lambda t+C_4\sinh\lambda t+z_p(t) \quad \text{(式 9.3.2-1)}$$

$$\alpha=\frac{pR}{E},\ \lambda=\frac{\sqrt{gH}}{R} \quad \text{(式 9.3.2-2)}$$

ここに，C_i：初期条件で定まる任意定数，$z_p(t)$：特解，E：基礎幅の半分，R：基礎端と質点の距離，H：上部構造高さ

また、加速度パルスを受ける構造物（固有円振動数 p=4rad/s，固有周期 T=1.57s）の浮き上がり応答の例が示されている。応答例構造物の緒元は、高さ H=50m、基礎幅の半分 E=10m、対角高さ R=51m、質量 m=5x10^{6}kg、剛性 k=80x10^{6}N/m である。上部構造の弾性変形応答 u(t)は次の二つ，即ち，(1)浮き上がり限界変形の変形成分 u_{cr} と(2)小振幅の高振動数成分との和とみなすことができる。浮き上がりにより上部構造の弾性変形が減少する様子が示されている。

地震動を受けて基礎が浮き上がり，浮き上がっている間は地震動が作用しないという条件下で求めた応答低減係数も図で示されている。この際，微小項を無視することで振動方程式を 4 次から 2 次に簡略化している。建築物の塔状比が大きくなるほど，即ち H/E が大きくなるほど応答低減効果が大きいことを示している。この関係は，厳密には浮き上がりを生じている間に地震動が作用している場合には適用できないが，近似値として活用できるであろう。

（３）　Seismic response of uplifting building frame

Huckelbridge, A. A. and Clough, R. W.　[参考文献 8)]

Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST8, pp. 1211-1229, 1978.8

本論文の目的は，基礎から柱が浮き上がることを許容した建築構造物が地震動を受けた時の影響を実験により評価し，一般的な構造解析プログラムでこの浮き上がり非線形応答を予測できるかを確かめることにある。

9 層 3 スパン鉄骨造架構の 1/3 縮尺模型試験体の振動台実験を行った。試験体の高さと半幅の比は 3.1 で，浮き上がり柱脚では緩衝材のネオプレーンゴムと板ばねを用いている。入力地震動は 1971 年 Pacoima Dam S74W 強震記録で，基礎固定と浮き上がり許容の二つの条件で実験した。また，DRAIN-2D 非線形解析プログラムを用いて試験体の応答を計算した。浮き上がり柱脚モデルでは，引張り方向の耐力と剛性を零とし，圧縮方向では緩衝ゴムの圧縮剛性を持たせた。

本論文の主な結論を以下に示す。

・浮き上がり許容は試験体の応答に有利な効果をもたらす。

・試験体の減衰は，基礎固定条件では 3.2%だったのに比較して，浮き上がり条件では約 0.7%と低かった。

・試験体の固有周期は，基礎固定条件の約 0.5s に対して，浮き上がり条件では約 0.76s に伸びた。

・鉛直地震動入力は，試験体の応答に殆ど影響しなかった。

・接線剛性比例型の減衰マトリックスは浮き上がり構造の応答を非常に良く予測できた。

・DRAIN-2D による非線形解析結果は実験で計測された応答を非常に良く予測した。

以上の研究結果から，実際の建築構造物では，地震時に浮き上がりを許容することは，考え得る最大級の地震動を受けた場合に転倒の危険があることを意味しないことを指摘している。また，浮き上がりを許容することは，地震力あるいは必要塑性変形を著しく低減できるため，少ない費用で構造物特に鉄筋コンクリート造構造物の耐震性能を向上させることができる。

（４） 水平上下同時入力に対する原子力発電所の非線形ロッキング地震応答解析

武藤　清，小林俊夫　　[参考文献 9)]

日本建築学会論文報告集，第 276 号，pp. 69-77，1979.2

原子力発電所のような剛な構造物では一般に加速度応答倍率が大きく，大きな入力地震動を受けた場合，転倒モーメントによって基礎底面が浮き上がる可能性がある。その際，地盤との接触部の挙動は幾何学的非線形を伴う。この非線形性は上下方向の応答とも関係し，これに上下方向の地震動が加わると非常に複雑な挙動になる。

本論文では，このような基礎浮き上がりに対する水平方向と上下方向との同時入力の効果を明らかにするために，仮想 BWR 型原子炉建屋を対象として，1940 年 El Centro 地震動記録を水平上下同時に入力し，基礎浮き上がり非線形解析を行なった。

上部構造の解析モデルは外壁，隔壁等を個別に曲げせん断棒に置換した連成系，基礎底版は剛体とする。地盤からの垂直地反力は底版各部の沈み込み量に比例し，引張りに対しては抵抗しないものとする。垂直地盤係数は，一様応力分布の場合の平均変位に基づく平均的地盤係数として求めた Timoshenko らの式を用いる。地盤の水平剛性は Barkan による式で与え，基礎底面の一部に浮き上がりが発生しても，水平力については地盤に円滑に伝達されるものとして，近似的に地盤の水平剛性は不変とする。上部構造の水平剛性は弾性，鉛直力に対しては建物全体を剛体とする。

地震応答解析では，基礎浮き上がりに伴う幾何学的非線形のみを扱うため，非線形性が現われるのは基礎の回転動と上下動のみであるという特徴を生かして，線形運動方程式を基本として非線形時にはこれに擬似外力を加えて補正する方法を用いる。これにより線形計算と大差ない非線形計算を行なうことができる。

地盤条件は硬質岩盤（E=200tf/cm²）と軟質泥岩（E=20tf/cm²）の 2 種類とした。減衰は内部粘性型とし，1 次固有周期に対して上部構造 3%，地盤 10%を仮定し，非線形時にも線形時と同じ減衰行列を用いた。

本論文の主な結論を以下に示す。

・基礎底面が浮き上がる場合，地盤剛性の幾何学的非線形を考慮した解析が必要である。

・水平方向地震動入力によって生じる転倒モーメントにより基礎底面が浮き上がると，重心位置に上下方向の応答加速度，軸力等が発生し，これらは上下方向地震動入力の有無による差よりも大きくなることがある。従って，ここで扱ったような浮き上がり幅が 6 割にも達するような構造計画は耐震上不利である。

・基礎底面に浮き上がりが発生しても，上下動入力が上部構造の応答（水平加速度，せん断力，曲げモーメント，水平変位）に与える影響は微少である。

・基礎部の最大応答値（回転角加速度，剛転角，上下加速度，上下変位，接地率，転倒モーメント，軸力）について，上下動入力の有無により比較すると両者の差は少ない。

（５） The response of veterans hospital building 41 in the San Fernando earthquake

Rutenberg, A., Jennings, P. C. and Housner, G. W.　　[参考文献 10)]

Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, No. 3, 359-379, 1982

米国 California 州の 1971 年 2 月 9 日 San Fernando 地震の際に断層直上に位置していた Veterans Administration Hospital Building に関する解析による研究である。この病院の幾つかの建物は隣接する Olive View 病院と同様に崩壊したにも拘わらず，Building 41 建物は耐力壁に非常に細い斜めひび割れが生じる軽微な被害を受けただけだった。しかも，この建物は僅か 10%の水平力係数で設計されていた。本論文の目的は，幾つかのレベルの解析を通して，San Fernando 地震におけるこの建物の優れた挙動を確認することである。

対象建物は，平面寸法が 200x50 フィートの 4 階建で，1937 年に設計された。1 階床の一部は地

盤面より下がっている。鉛直・水平耐力機構は開口付き耐力壁と架構で，基礎は連続した独立フーチングである。長辺方向の壁は短辺方向の 2 倍の量があるため，解析は短辺方向を対象とした。壁厚は 10 から 16 インチで，鉄筋は壁断面積の 0.002 倍以上配筋されている。解析に用いたコンクリート強度は 4000psi，鉄筋の降伏強度は 30ksi とした。

地盤は沖積層で，設計許容圧縮応力度は 8000lbs./ft^2 以上だった。解析では，せん断波速度を 1000ft/s，地盤単位重量を 100lbs./ft^3 と仮定した。

建物付近での強震記録は無く，Pacoima Dam（1.25 マイル）と Orion Holiday Inn（8 マイル）での記録を解析した結果，0.1 から 0.3 秒の範囲の最大加速度応答スペクトル値は 0.7 から 1.5g だった。

1976 年 UBC 基準と ATC3-06 の地盤建物相互作用に基づく等価水平力解析を行った結果，固有周期は，基礎固定の場合 0.14s，基礎地盤を考慮した場合 0.20s，基準式で 0.36s だった。ベースシアー係数は，降伏開始時で 0.15 から 0.20，最大耐力時で 0.30 から 0.40 程度，最大転倒モーメント時で 0.45 から 0.50 だった。これらの耐力と推定地動入力から推測される被害は実際の被害よりもかなり大きくなると考えられる。

基礎固定条件で ETABS を用いた耐力壁間の境界梁を含む 3 次元動的弾性解析を行った結果，建物の応答は主に 1 次モード振動であり，モード刺激係数を考慮して応答を 85-90%に低減して考えると，基準に基づく解析と同程度の水平耐力となることが示された。

境界梁を含む耐力壁の一つを対象とし， 2 次元モデルを用いて，DRAIN-2D による簡易な弾塑性解析を行った。このモデルでは，基礎下の地盤も非線形材料とした。入力地震動には，Pacoima Dam と Orion Holiday Inn の二つの強震記録を，基礎固定条件で一定加速度スペクトルが 0.9g となるように修正して用いた。その結果，耐力壁せん断力とベースシアーは，弾塑性解析のほうが弾性解析よりも一貫して小さくなること,耐力壁の転倒モーメントがかなり減少することが示された。また，耐力壁 A の応答せん断力は殆どの場合その耐力に達していないこと，鉛直方向の地盤ばねによる履歴吸収エネルギーは小さいこと，浮き上がり効果は地盤の圧縮耐力に支配されることが示された。

以上の解析結果から以下の結論が導かれる。San Fernando 地震に際して観察された対象建物の優れた性能は，保有していた大きな耐力，優れた詳細設計，そして予期しなかった非線形地盤建物相互作用による有利な効果の結果だった。従って，基礎地盤の部分浮き上がりと降伏は，一般に構造物の地震力を低減する効果があるため，設計で必ずしも避けなければならないことではない。また，モデル化に際しての単純な仮定の多くは，緻密な詳細モデルから得られる結果と比較しても，その結果に殆ど影響しない。

（６）　Dynamic behavior of rocking structures allowed to uplift

Psycharis, I. N.　　[参考文献 11)]

Report No. EERL-81-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1982

基礎の剛性と浮き上がりの効果を考慮した単純な構造物の解析を行うための運動方程式を導く。まず，弾性基礎上にある浮き上がりを生じる剛体の運動方程式を導いた。地盤モデルは，二つの集中ばねのモデルと分布ばねの Winkler モデルの 2 種類とした。二集中ばねモデルの運動方程式は Winkler モデルより非常に簡単になるため，二つのモデルの関係を導き，等価二集中ばねモデルは Winkler モデルの応答を良く近似できることを確認した。地盤のエネルギー吸収と非線形挙動の影響を調べるために，粘性ダンパー，完全弾塑性型地盤ばね，衝突エネルギー吸収機構の三種類の機構で地盤を近似した。その結果，基礎地盤のエネルギー吸収モデルとしては，粘性ダンパーが最も実用的で効果的だった。

次に，浮き上がりを許容した一自由度系および多自由度系弾性構造物の運動方程式を導き，多自由度系については，一次振動モードのみを対象とした近似解析手順も示した。そして，1971 年 San Fernando 地震の Pacoima Dam 強震記録の S16E 成分を入力した Milliken 図書館建物の解析にこの方法を適用した。この建物は地下 1 階，地上 9 階の鉄筋コンクリート造である。

本論文の主な結論を以下に示す。

・浮き上がりを許容すると振動系はより柔らかくなる。即ち，浮き上がり機構の一次周期は浮き上がり拘束構造物の一次周期よりも常に大きい。

・高次振動周期は浮き上がりによってあまり影響されない。

・基礎ばねに減衰を考慮すると，浮き上がりは一次振動モードの臨界減衰を低減する傾向がある。

・浮き上がりを許容すると構造物の地震応答に著しい効果を及ぼす。剛な上部構造の場合には，回転角はより大きくも小さくもなりうるが，一方，浮き上がりはロッキング加速度を減少させる傾向がある。柔な上部構造の場合には，浮き上がりは基礎の回転角を増加させる傾向がある。しかしながら，構造物の応答については決定的なことは言えない。検討した Milliken 図書館建物の場合には，浮き上がりによって，建物の変位はあまり影響を受けず，加速度とベースシアーは僅かに増加した。

・多層構造物の解析に単純化した基本モードを用いる方法は，かなり良い応答の近似を与える。

（７） Simplified analysis of structures with foundation uplift

Chopra, A. K. and Yim, S. C.-S. [参考文献 14)]

Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 906-930, 1985.4

本論文では，地盤の弾力性と基礎の浮き上がりを考慮した一自由度弾性系の解析方法を示した。対象とする系は，地盤に支持された質量無しの剛な基礎版に接合された一自由度系構造物である。基礎版と地盤との滑動は無いものと仮定する。基礎地盤は，剛な地盤，二つの集中ばねーダッシュポット系，分布した Winkler ばねーダッシュポット系の 3 種類で表した。これらの系に対するばねとダッシュポットの定数は，半無限弾性地盤上の質量無し剛基礎のロッキング剛性と減衰から求められる。最初に，剛な地盤の場合に浮き上がりを考慮した系の運動方程式を導き，次に，弾性地盤の場合に運動方程式を拡張した。また，3 種類の地盤モデル構造物の静的転倒モーメントー回転角関係を設定している。

最初に，地盤が剛な構造物を解析する。転倒モーメントが $M_c=mgb$（b は半幅）以下では基礎版は浮き上がらず，M_c に達すると浮き上がり始める。浮き上がりを生じていないときの運動方程式は一般の一自由度系と同じで，固有円振動数 $\omega=\sqrt{k/m}$ と減衰比 $\xi=c/(2m\omega)$ で表される。浮き上がりを生じているときの運動方程式は，水平方向の力の釣り合いと系全体のモーメントの釣り合いから(式 9.3.7-1)となり，$h\ddot{\theta}$ を消去すると(式 9.3.7-2)となる。(式 9.3.7-3)は浮き上がり系の固有円振動数と減衰比であり，これらの値は基礎固定系に比べて(r/b)倍になり非常に大きくなる。なお，非減衰の場合には，浮き上がり開始時の上部構造の変形 u_c から求まる転倒モーメント $M=khu_c$ は限界転倒モーメント mgb に等しいので(式 9.3.7-4)が成り立ち，その時の限界ベースシアー V_c は(式 9.3.7-5)となる。

剛な地盤モデル構造物を対象として，1940 年 El Centro 強震記録 NS 成分に対する時刻歴解析を行った結果を，浮き上がり許容と拘束の場合を比較した図が示されている。非減衰の場合には高次振動数λによる応答が現れるが，減衰がある場合には消滅している。従って，浮き上がりを生じている間の上部構造の応答は，初期の突起状の応答部分以外では変位が本質的に一定となる。しかしながら，構造特性によっては浮き上がる場合の方が最大変形が大きくなることもある。

次に，剛な地盤モデル構造物のベースシアー応答スペクトルが図示されている。構造物の浮き上がりを許容すると，限界ベースシアーV_c以上の応答を生じる範囲で，応答ベースシアーが著しく低減される。特に，塔状比の大きな構造物の場合，そして周期が約 0.3 秒から 2.0 秒の場合に有利な低減が顕著になる。しかし，周期が非常に短い場合には，塔状比が小さい構造物では，基礎浮き上がりによって大きなベースシアーが生じる。

弾性地盤モデルの場合のベースシアー応答スペクトルを剛な地盤モデルの場合と比較すると，弾性地盤の方が更に応答低減が大きくなる。

更に，浮き上がり構造の地震応答ベースシアーを近似解法によって求めた。この解法によれば，最大ベースシアーは系の特性と基礎固定構造物の最大加速度応答スペクトル値に係わるため，時刻歴解析をする必要は無い。この近似解法の結果は厳密解法と良く一致するので，実務設計において，最大ベースシアーと変形を十分な精度で評価することができる。また，弾性地盤と基礎浮き上がりの効果の要因分析に用いることもできる。

$$\ddot{u} + h\ddot{\theta} + 2\xi\omega\dot{u} + \omega^2 u = -\ddot{u}_g(t)$$

$$\ddot{u} + \frac{r^2}{h^2}(h\ddot{\theta}) = -\ddot{u}_g(t) \mp g\frac{b}{h} \qquad \text{(式 9.3.7-1)}$$

ここに，$u_g(t)$：地動加速度，g：重力加速度，$r = \sqrt{h^2 + b^2}$

$$\ddot{u} + 2\zeta\lambda\dot{u} + \lambda^2 u = -\left[\ddot{u}_g(t) \mp g\frac{h}{b}\right] \qquad \text{(式 9.3.7-2)}$$

ここに，$\lambda = \omega(\frac{r}{b})$ (式 9.3.7-3a)

$$\zeta = \xi(\frac{r}{b}) \qquad \text{(式 9.3.7-3b)}$$

$$u_c = \frac{mg}{k}\frac{b}{h} = \frac{g}{\omega^2}\frac{b}{h} \qquad \text{(式 9.3.7-4)}$$

$$V_c = mg\frac{b}{h} \qquad \text{(式 9.3.7-5)}$$

（８）　Simplified earthquake analysis of multistory structures with foundation uplift

Yim, S. C.-S. and Chopra, A. K.　[参考文献 15)]

Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 2708-2731, 1985.12

多層構造物の地震応答を計算する際に基礎浮き上がりの有利な効果を考慮するために簡略化した解析方法を開発した。本論文は，文献 14)の一自由度系構造物の解析方法を多自由度系構造物に拡張したものである。

対象とする系は，地盤に支持された質量無しの剛な矩形基礎版に接合された多層建築物である。基礎版と地盤との滑動は無いものとする。基礎地盤は，二つの集中ばねーダッシュポット系でモデル化した。多層構造物の運動方程式は非線形であるが，対象系の動的応答は基礎版の接触条件に応じた三つの線形系の連続した応答として得ることができる。

均一な剛性，質量，階高を持つ 10 層のせん断型建物モデルを対象として，1940 年 El Centro 強震記録 NS 成分に対する時刻歴解析を行った。全振動モードの減衰比をξ_n=5%，1 次モードの塔状

比を h^*_1/b=10（h^*_1：1 次モード高さ，b：基礎幅の半分）とした。振動数比はω_n/ω_1=0.844，0.091，0.031，0.014，0.007（ω_n：n 次固有振動数）；有効モード高さ h^*_nは h^*_n/b=10，-3.4，2，-1.5，1.2 である。基礎版を支持する二つの要素の剛性 k_fと c_fは，ω_v/ω_1=8，ξ_v=0.4 となるように与えた。ここで，$\omega_v=\sqrt{2k_f/m_t}$ と $\xi_v=2c_f/(2m_t\omega_v)$ は鉛直方向振動の固有円振動数と減衰比である。

この解析結果から得られたベースシアーと転倒モーメントのスペクトルによると，浮き上がり許容による有利な効果，即ちベースシアーと転倒モーメントの低減効果が約 1 秒以下の周期で見られる。また，弾性基礎と浮き上がりは高次モード応答に殆ど影響しない。従って，弾性基礎を持つ浮き上がり多層建物の解析は，これらの点を考慮すると，基本モードの応答のみを計算することによって簡略化できる。高次モードの寄与は，弾性基礎と浮き上がりの効果を無視した一般的方法で計算できる。この簡略解析と精密解析の結果は極めて良く一致した。

次に，浮き上がり多層構造物の簡略解析方法が示された。この方法では，最大地震応答ベースシアーは各振動モードの最大値の二乗和平方根として求められる。また，1 次振動モードの最大ベースシアーの近似式を導いた。この近似式は，一自由度系に関して導かれたものに類似しており，時刻歴解析を必要としない。高次モードの最大値は，浮き上がり無しの剛基礎上の構造物に対する一般的方法を用いて得られる。精密解析の結果との比較によって，この方法が十分な精度を持つことが示された。従って，この簡略解析方法は，多層構造物の応答に及ぼす弾性地盤と基礎浮き上がりの効果についての実務設計や要因分析に使うことができる。

（９） 直接基礎構造物の浮上りによる地震被害低減効果

林　康裕　[参考文献 16)]

日本建築学会構造系論文集，第 485 号，pp. 53-62，1996.7

1995 年兵庫県南部地震の際に神戸市三宮周辺の被害が極めて大きな地域にありながら，基礎の浮き上がりが生じたことによって殆ど無被害であったと推定される建物の事例があった。本論文では，この事例建物を解析により検討し，更に，建物規模（基礎幅，高さ），建物形状（基礎幅高さ比），地盤条件，耐力，入力地震動などを変数とした感度解析的な検討をしている。

事例建物は鉄骨鉄筋コンクリート（SRC）造で，地下 1 階，地上 9 階の事務所である。被災度は，雑壁に僅かなクラックが生じた程度で構造は無被害だった。軒高約 30m，基礎下端 GL-6m，基魔幅約 10mの細長い建物である。基礎下端から 15mの位置を重心とすると，West の式から求まる剛体の静的転倒加速度は 0.33g となる。また，重心位置に 1g の水平方向応答加速度が作用すると，基礎下端での静的転倒モーメントは，地下側壁に働く地盤反力を無視し，基礎底面の地反力分布を直線分布として求まる基礎浮き上り開始モーメントの約 9 倍に達する。なお，SRC 造建物の耐震診断規準の二次診断により算定した建物 1 階の終局耐力に相当する層せん断力係数は 0．77 だった。

事例建物の解析では，ジョイント要素を用いた二次元有限要素解新モデルによって，基礎の浮き上がりや地下側壁と地盤の剥雅を考慮した解析を行う。地下側壁と地盤の間の摩擦係数は 0，建物底面と地盤の間の摩擦係数は 1.0 とした。上部構造解析モデルは，基礎回転に伴う水平変位を考慮するために，曲げ変形とせん断変形を考慮できるビーム要素を用い，曲げ剛性を無限大にしてせん断剛性のみ設計時の算定剛性を与えた。地盤物性は土質と有効拘束圧の影響を考慮できる安田・山口の剛性低下曲線と減衰増大曲線を用いて自由地盤の等価線形解析に基づいて定めた。なお，自由地盤の解析には SHAKE を用いた。

神戸海洋気象台（JMA）観測記録を基に作成した建物立地点の推定地震動を有限要素モデル下面より入力した場合の最大応答せん断力係数分布が示されている。この解析から，事例建物については，基礎の浮き上がりを含む地盤と建物の非線形相互作用効果によって最大層せん断力応答が，基礎固定とした場合の 1/2 以下に抑えられたことが，構造上無被害であったことの主要因であると言

える。なお，基礎浮き上がりを考慮した場合でも，最大応答層せん断力が終局耐力と同程度以上に達しているが，密集した隣接建物の影響を考慮した解析によれば，建物応答はさらに低減され，被害状況をほぼ説明できることを確認している。

次に，基礎浮き上がりによって被害低減効果がどのように変化するかを把握するために，建物規模（基礎幅，高さ），建物形状（基礎幅高さ比），地盤条件，耐力，入力地震動などを変数とした感度解析を行った。解析には，せん断波速度 V_sの半無限一様地盤上に立地する基礎幅 L，階数 Nの建物の上部構造と基礎を各一質点モデルとしたスウェイ・ロッキングモデルを用いる。建物の階高 h_0=3.5m で一定，上部構造の基本周期は T_1=0.08N（N: 階数），各階単位面積重量は 1.0tf/m²，基礎単位面積重量は 2.0 tf/m² とする。建物と地盤の相互作用効果を表す地盤ばねは，田治見の円形基礎に対する近似解に基づいて評価する。基礎浮き上がりに伴う非線形性は，ばね剛性と減衰係数の低下で表し，水平成分は接地率に比例，回転成分は接地率の 3 乗に比例して減少すると仮定する。

感度解析では，1995 年兵庫県南部地震における神戸海洋気象台の観測記録 NS 成分を入力とした基礎浮き上がり解析を行った。解析変数は，建物階数 N（5, 10, 15, 20 階），基礎幅 L（10, 15, 20, 30, 40m），建物耐力に相当するベースシアー係数 kは 0.4, 0.7, 1.0 の 3 種類，支持地盤のせん断波速度 V_sは強震時の等価な地盤剛性として 150m/s または 300m/s)を設定した。更に，複数の地震動記録を入力して地震動による影響も検討している。

本論文の主な結論は以下の通りである。

・基礎浮き上がりによる被害低減効果は，基礎が浮き上がって基礎回転角が増大し，建物応答に占めるロッキング成分の割合が増大することによって建物自体の変形が抑制されることによってもたらされる。

・基礎浮き上がりは非線形現象であり，全般的には被害は低減される傾向にあるが，入力地震動特性，建物の基本周期，非線形化に伴う振動特性の変化等の影響により，必ずしも応答が低減するとは限らない。特に、基礎回転角と建物変形角が逆位相になるような建物地盤連成系の 2 次振動モードが卓越する場合には，逆に建物被害が増大する場合がある。

・全般的に，地盤せん断波速度が大きい程，建物階数や基礎幅が小さくかつ細長い程，基礎浮き上がりによる被害低減効果が大きい。本研究の範囲では、基礎幅が 15m 以下の建物の場合に効果が顕著で，基礎幅 20m 以上または 15 階建て以上の場合には，基礎浮上りの影響は小さかった。9 階建，基礎幅 10m の事例建物のように細長くて小規模な建物では基礎浮き上がりの影響が最も大きい部類の構造物規模であると言える。

・基礎の接地率が少なくとも 50%程度以下に小さくならなければ，また，建物の耐力が一定値以上でなければ，基礎回転角は建物の変形角に比べて大きくならず，基礎浮き上がりによる被害低減効果は期待し難い。

・既往の観測地震波や設計検討用入力地震動に対する被害低減効果は小さかった。これは，1 秒前後の周期成分が兵庫県南部地震の観測記録に比べて少ないことや，建物地盤連成系の 2 次並動モードが励起されやすいこと等によるものと考えられる。

（１０）　基礎浮き上がりを伴う鉄骨架構の振動台実験

岩下敬三，木村秀樹，春日康博，鈴木直幹　[参考文献 20)]

日本建築学会構造系論文集，第 561 号，pp.47-54，2002.11

市街地にある 1 スパン建物の大地震動時における耐震性向上のための構造として浮き上がり許容構造に着目し，基本的な地震応答特性を実験で定量的に把握するために，塔状比 3.5 および 7 の建物の 1/9 縮小試験体を用いて振動台実験を行った。また、振動台実験の解析を行うことにより，浮き上がりを伴う構造の地震応答解析手法の妥当性を検証した。

試験体は， 1x1 スパン 4 層鉄骨架構で，想定建物に対して変位量で 1/9，時間軸で 1/3 となるよ

うに設計している。降伏ベースシアー係数は 0.46 である。柱中心間距離は短辺方向 1000mm、長辺方向 1500mm，柱は平綱（32x50），梁は H 型鋼（200x200x8x12），質量調整用重錘を含めた架構総質量は 9855kg，1 層 2655kg，2 層から 5 層が各々1800kg である。架構支持部は，浮き上がり支承を架構の下に設置し，その下に 2 分力計を設置する。支承は，断面が凸型と凹型となる鋼材を上下に組み合わせ，水平力を伝達しつつ浮き上がりが可能となるようにしている。凸と凹の接触面の水平面はりん酸マンガン被膜を施すことにより摩擦係数を 0．6 程度とし，側面は固体潤滑被膜処理を施すことにより摩擦係数を 0．06 程度としている。

振動台加振波は設計用模擬地震動である日本建築センター（BCJ）レベル 2 で，時間軸を 1/3 に縮めている。また，加速度を係数倍することにより加振レベルを変えている。

解析モデルは柱・梁を梁要素とする立体架構モデルで，柱端部には梁背に相当する剛域を設ける。基礎梁下は、浮き上がり支承を梁要素でモデル化し，その下の 2 分力計と振動台の等価鉛直剛性を鉛直ばねでモデル化する。鉛直ばねの復元力特性は非線形弾性とし，圧縮剛性は 2 分力計の鉛直剛性と有限要素法による振動台試験体支持点位置での等価鉛直剛性より 900kN/mm, 引張剛性は圧縮剛性の 1/10000 とする。水平方向は，浮き上がり支承を模擬する梁要素の下側節点を 2 分力計のせん断剛性と等価な水平ばねで拘束する。質量は各層節点に付加質量として振り分ける。減衰は剛性比例型とし，1 次固有周期において実験結果から得られた 0．5%とする。位置エネルギーは，自重解析による節点変位，部材応力を初期値として地震応答解析を行うことにより考慮する.

解析より得られた最大応答値分布より，浮き上がり許容試験体の解析モデルと解析方法は妥当であり，解析により振動台実験の結果をほぼ予測できることを示した。

本論文の主な結論は以下の通りである。

・凹凸型の部材を組み合わせることにより，浮き上がりを許容しつつせん断力を伝達する浮き上がり支承の有効性が確認された。

・浮き上がりは塔状比が大きいほど小さな入力レベルで発生しやすく，浮き上がりが生じると入力レベルが増加しても層せん断力はあまり増加しない。

・架構が弾性の場合，浮き上がりによるロッキング変形のために頂部水平変位は浮き上がり拘束の場合よりも大きくなる。

・既往の研究結果と同様に，重力による復元力を考慮することにより，浮き上がり許容試験体に対する解析結果は実験結果とほぼ対応する。

・既往の研究結果と同様に，浮き上がりが発生すると，同一入力波に対する層せん断力は，浮き上がり拘束試験体，浮き上がり許容試験体（塔状比 3.5），浮き上がり許容試験体（塔状比 7）の順に小さくなる。

（１１）　弾塑性ばねに支持された剛な建物の地震時転倒限界

田川健吾，松本芳紀，潘　健　[参考文献 26)]

日本建築学会技術報告集，第 18 号，pp.31-34，2003.12

建物高さが幅に比べて大きい建物については，通常静的釣り合い条件から基礎の浮上りが生じるかどうかで地震時の転倒が検討される。しかし，この方法では，大略 5～6 階建ての共同住宅で浮き上がり，転倒の可能性があると評価され何らかの対策が必要になる。一方，1995 年兵庫県南部地震の際，直接基礎上の 10 階建て共同住宅など浮上り抵抗が自重分しか見込めないような建物を含めて，殆どの建物が倒壊していない。従って，既存建物の転倒を検討するには静的な計算のみでは十分ではなく，動的かつ弾塑性域にわたる挙動を考慮に入れる必要があると考えられる。本論文は，実際に建設された 5 階建共同住宅を対象とし，1995 年神戸海洋気象台などの実地震動記録を対象として弾塑性転倒解析を行い，比較的剛性の高い中高層建物の地震時転倒限界を探り，実際に転倒を引き起こす沈下側の極限鉛直支持力を求める簡単な転倒検討式を提案している。

共同住宅の短辺方向のように剛性の高い建物を，鉛直方向ばねと水平方向ばねによって支えられた 2 bx2 hの 2 次元剛体にモデル化する。ここで，鉛直方向ばねは，非対称スリップ型履歴特性を有するものとし，水平方向ばねは弾性とする。浮上り終局強度は，常時の全建物重量の 1/2 を考え，浮き上がり力がこの値を超えると基礎が浮き上がり，それ以降は建物の 1/2 に当たる一定浮き上がり抵抗力が維持されるものとする。沈下終局強度は圧縮側基礎の終局支持力から自重の 1/2 を引いた値とする。

解析モデルでは，実際に建設された杭基礎地業 5 階建共同住宅（塔状比：2.06）から基本となる建物寸法，重量，ばね常数を定めた。そして，この基本モデルと同じ幅で，塔状比を 1.2, 1.5, 1.7, 2.0, 2.2, 2.5, 2.7, 3.0 とした 9 種類の仮想建物モデルを解析の対象とした。これらの解析モデルの 1 次固有周期は，0.425～0.969 秒となり，RC 造中高層建物の平均的な固有振動周期よりもやや長めとなっている。転倒の条件は，剛体回転量が急増し静的な転倒の限界点を超えた時，即ち$\theta \geqq \tan^{-1}(b/h)$となった時とした。また，転倒の発生をより明確にするため，振動系の減衰は無視した。

1995 年神戸海洋気象台強震記録 NS 成分に対して解析した結果得られた転倒最小強度が、エネルギー等価速度を沈下側あるいは浮上り側の応答計算値に適合するように選んで計算した簡易理論値（エネルギー式）とともに示されている。

本論文の主な結論は以下の通りである。

・地震時に建物が転倒に至らない最小の浮き上がり終局強度は，沈下終局強度に比べてはるかに小さく，中高層共同住宅程度の規模では，浮き上がり抵抗力としては自重による圧縮力のみで十分であり，従来の静的釣り合いの検討結果から転倒防止のために浮き上がり防止策を取る方法は過剰設計である。

・沈下側の必要終局強動は建物の塔状比に応じて大きくなるが，この程度の建物規模では，自重を支持する長期支持力の 2 倍程度の極限支持カがあれば十分である。

・これらの結果は，兵庫県南部地震において直接基礎の建物などに転倒の被害が生じてない実例を裏付けるものと考えられる。

・田治見のエネルギー釣り合い理論に基づき導かれた転倒判定式は，エネルギー等価速度を適当に設定すれば，沈下側の応答解析結果を良く説明でき，簡易判定式として使用できる。また，判定に使用するエネルギー等価速度は，想定する地震規模によるが，兵庫県南部地震での神戸海洋気象台ＮＳ記録を対象とした時，現行免震構造設計指針のエネルギースペクトルとほぼ同じ程度の値となる。

参考文献

1) 園部泰寿，梅村　魁：細長い構造物の転倒振動に関する研究，日本建築学会論文報告集，第 63 号，pp. 257-260，1959.10

2) 園部泰寿，梅村 魁：構造物の地動による大振幅振動に関する研究―模型の浮上りをおこした場合の自由振動―，日本建築学会論文報告集，第 63 号，pp. 261-263，1959.10

3) Housner, G. W.: The behavior of inverted pendulum structures during earthquakes, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 53, No. 2, 1963.2

4) Meek, J. W.: Effect of foundation tipping on dynamic response. Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 101, No. ST7, pp. 1297-1311, 1975.7

5) Meek, J. W.: Dynamic response of tipping core buildings, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 6, No. 5, pp. 437-454, 1978

6) Clough, R. W. and Huckelbridge, A. A.: Preliminary experimental study of seismic uplift of a steel frame, Report No.UBC/EERC-77/22. EERC, University of California, Berkeley, California, 1977

7) Huckelbridge, A. A.: Earthquake simulation tests of a nine story steel frame with columns allowed to uplift, Report No.UBC/EERC-77/23. EERC, University of California, Berkeley, California, 1977
8) Huckelbridge, A. A. and Clough, R. W.: Seismic response of uplifting building frame, Journal of the Structural Division, ASCE, Vol. 104, No. ST8, pp. 1211-1229, 1978.8
9) 武藤 清，小林俊夫：水平上下同時入力に対する原子力発電所の非線形ロッキング地震応答解析，日本建築学会論文報告集，第 276 号，pp. 69-77，1979.2
10) Rutenberg, A., Jennings, P. C. and Housner, G. W.: The response of veterans hospital building 41 in the San Fernando earthquake, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 10, No. 3, 359-379, 1982
11) Psycharis, I. N.: Dynamic behavior of rocking structures allowed to uplift, Report No. EERL-81-02, Earthquake Engineering Research Laboratory, California Institute of Technology, Pasadena, California, 1982
12) Psycharis, I. N.: Dynamics of flexible systems with partial lift-off, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 11, No. 4, pp. 501-521, 1983
13) Psycharis, I. N.: Effect of base uplift on dynamic response of SDOF structures, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 117, No. 3, pp. 733-754, 1991.3
14) Chopra, A. K. and Yim, S. C.-S.: Simplified analysis of structures with foundation uplift, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 4, pp. 906-930, 1985.4
15) Yim, S. C.-S. and Chopra, A. K.: Simplified earthquake analysis of multistory structures with foundation uplift, Journal of Structural Engineering, ASCE, Vol. 111, No. 12, pp. 2708-2731, 1985.12
16) 林　康裕：直接基礎構造物の浮上りによる地震被害低減効果，日本建築学会構造系論文集，第 485 号，pp. 53-62，1996.7
17) Hayashi Y, Tamura K, Mori M, Takahashi I.: Simulation analyses of buildings damaged in the 1995 Kobe, Japan, earthquake considering soil-structure interaction. Earthquake Engineering and Structural Dynamics, pp. 371-391, Vol. 28, No. 4, 1999.4
18) ATC-40: Seismic evaluation and retrofit of concrete buildings, Volume 2–Appendices, Appendix F Supplemental information on foundation effects, Applied Technology Council, California, 1996.11
19) 笠井和彦，金田充弘，大熊潔：ステップカラム制振構造の実施例　解析と実大ダンパー実験，パッシブ制振構造シンポジウム 2001，pp. 235-249，2001.12
20) 岩下敬三，木村秀樹，春日康博，鈴木直幹：基礎浮き上がりを伴う鉄骨架構の振動台実験，日本建築学会構造系論文集，第 561 号，pp.47-54，2002.11
21) 岩下敬三，谷口　元，石原大雅：杭頭で基浮き上がりを許容した建物の地震応答エネルギー評価,，日本建築学会構造系論文集，第 564 号，pp. 23-30，2003.2
22) 岩下敬三，谷口　元，木村秀樹，春日康博：建築構造物の地震応答に及ぼす基浮き上がりの影響,，日本建築学会構造系論文集，第 567 号，pp. 33-40，2003.5
23) Oliveto, G., Calio, I. and Greco, A.: Large displacement behavior of a structural model with foundation uplift under impulsive and earthquake excitations, Earthquake Engineering and Structural Dynamics, Vol. 32, No. 3, pp. 369-393, 2003
24) 緑川光正，小豆畑達哉，石原直，和田章：地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動，日本建築学会構造系論文集，第 572 号，pp.97-104，2003.10
25) 小豆畑達哉，緑川光正，石原直：地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた

鉄骨架構のエネルギー吸収機構と最大応答変位予測，日本建築学会構造系論文集，第 583 号，pp.61-68，2004.9
26) 田川健吾，松本芳紀，潘　健：弾塑性ばねに支持された剛な建物の地震時転倒限界，日本建築学会技術報告集，第 18 号，pp.31-34，2003.12
27) 和田　章，山田　哲，小野泰寛，小林勝巳，佐々木康人：弾性地盤上の地震時浮き上がり現象に関する基礎実験，日本建築学会構造系論文集，第 595 号，pp. 57-64，2005.9
28) 谷口元，浜辺淳，岩下敬三：建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響：その 1 検討概要および転倒限界，，日本建築学会学術講演梗概集．B-2，構造 II，振動，原子力プラント pp.469-470, 1997.9
29) 浜辺淳，谷口元，岩下敬三：建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響：その 2 浮き上がりを考慮した平面架構の地震応答解析，，日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 471-472, 1997.9
30) 岩下敬三，谷口元，浜辺淳：建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響：その 3 架構特性と地震波が浮き上がり応答に及ぼす影響，，日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 473-474, 1997.9
31) 岩下敬三，谷口元：建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響：その 4 浮き上がり条件検討用解析モデルの設定，，日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 419-420, 1998.9
32) 谷口元，岩下敬三：建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響：その 5 浮き上がり条件に関する考察，，日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 421-422, 1998.9
33) 岩下敬三, 谷口元: 建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響：その 6 振動台実験，，日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 1095-1096, 1998.9
34) 谷口元，岩下敬三：建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響：その 7 振動台実験のシミュレーション解析，，日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 1097-1098, 1998.9
35) 木村秀樹，荘 大作，岩下敬三，春日康博：建物の浮き上がり許容による制震構造の開発：(その 1) 全体概要，，日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 549-550, 2001.9
36) 上林厚志，荘　大作，岩下敬三，春日康博，大野友則：建物の浮き上がり許容による制震構造の開発：(その 2) 衝撃実験，，日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 551-552, 2001.9
37) 荘　大作，上林厚志，金子洋文，岩下敬三，春日康博：建物の浮き上がり許容による制震構造の開発：(その 3) 衝撃実験 振動・騒音測定結果，，日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 553-554, 2001.9
38) 鈴木直幹，木村秀樹，岩下敬三，春日康博，大野友則：建物の浮き上がり許容による制震構造の開発：(その 4) 浮き上がり部の性能確認実験，，日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 555-556, 2001.9
39) 岩下敬三，木村秀樹，春日康博，山本雅史，鈴木直幹：建物の浮き上がり許容による制震構造の開発：(その 5) フレーム架構の振動台実験，，日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 557-558, 2001.9
40) 春日康博，木村秀樹，岩下敬三，鈴木直幹：建物の浮き上がり許容による制震構造の開発：(その 6) シミュレーション解析，，日本建築学会学術講演梗概集. B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 559-560, 2001.9

41)岩下敬三，谷口元，石原大雅：杭頭で浮き上がりを許容した建物の地震応答エネルギー評価,，日本建築学会構造系論文集 564， pp. 23-30, 2003.2
42) 加藤弘行，北山和宏，李　康寧：連層鉄骨ブレースの浮き上がりを生じる鉄筋コンクリート立体建物の一方向静的漸増載荷解析,，日本建築学会学術講演梗概集.C-2, 構造 IV, 鉄筋コンクリート構造, プレストレストコンクリート構造, 壁構造・組積構造 pp. 821-822, 2001.9
43) 石原 直， 緑川光正，小豆畑達哉，松葉 裕，松島由到，和田 章：高知能建築構造システムに関する日米共同構造実験研究：(その 19) ロッキングシステムによる地震応答低減 解析による検討,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 219-220, 2001.9
44) 緑川光正，小豆畑達哉，石原 直，松葉 裕，松島由到，和田 章：高知能建築構造に関する日米共同構造実験研究: (その 36) ベースプレート降伏型ロッキングシステムの振動台実験(その 1),，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, pp. 219-220, 2002.8
45) 小豆畑達哉，緑川光正，石原 直，松葉 裕，松島由到，和田 章：高知能建築構造に関する日米共同構造実験研究(その 37)：ベースプレート降伏型ロッキングシステムの振動台実験(その 2),，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, pp. 897-898, 2002.8
46) 小豆畑達哉：ベースプレート降伏型ロッキングシステムの地震応答低減効果に関する振動台実験,，第 11 回日本地震工学シンポジウム, pp. 1373-1376, 2002.11
47)岩下敬三, 谷口元, 木村秀樹, 春日康博:建築構造物の地震応答に及ぼす基礎浮き上がりの影響,，日本建築学会構造系論文集 567，pp. 33-40, 2003.5
48) 緑川光正，小豆畑達哉，石原 直，福田顕議，松葉 裕，和田 章：高知能建築構造に関する日米共同構造実験研究: (その 64) ベースプレート降伏型ロッキングシステムを適用した 3 層筋違付鉄骨架構の振動台実験,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 875-876, 2003.9
49) 小松 豊，緑川光正，小豆畑達哉，石原 直，小野泰寛，和田 章：高知能建築構造に関する日米共同構造実験研究: (その 65) ベースプレート降伏型ロッキングシステムに用いる柱脚部の復元力特性,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 877-878, 2003.9
50) 小豆畑達哉，緑川光正，石原 直，和田 章：高知能建築構造に関する日米共同構造実験研究: (その 66) ベースプレート降伏型ロッキングシステムの簡易地震応答予測,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 879-880, 2003.9
51) 緑川光正，小豆畑達哉，石原 直，和田 章：地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動,，日本建築学会構造系論文集 572，pp. 97-104, 2003.10
52) 五十嵐真理子，石原 直，緑川光正，小豆畑達哉：ベースプレート降伏型ロッキングシステムに用いる柱脚部の静的弾塑性解析,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 157-158, 2004.8
53)小豆畑達哉，石原 直，緑川光正：ベースプレート降伏型ロッキングシステムの地震エネルギー吸収機構,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 159-160, 2004.8
54) 小松 豊，小豆畑達哉，石原 直，緑川光正：浮き上がり降伏型鉄骨造柱脚部の柱軸方向復元力特性に対するせん断力の影響,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 161-162, 2004.8
55) 緑川光正，小豆畑達哉，石原 直，竹内百合，川上 誠，庄司正弘：ベースプレート降伏型ロッキングシステム 3 層筋違付鉄骨架構の地震応答有限要素法解析,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 163-164, 2004.8
56) 小豆畑達哉，緑川光正，石原 直：地震応答低減のためのベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構のエネルギー吸収機構と最大応答変位予測,，日本建築学会構造系論文集 583, pp. 61-68, 2004.9

57) 緑川光正，小豆畑達哉，石原 直，和田 章：浮き上がり降伏型ベースプレート大型試験体の静加力実験,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 295-296, 2005.9
58) 小椋雅斗，楊シュウ麗，麻里哲広，石山祐二，緑川光正：基礎浮き上がりによる地震応答低減効果と地震動の性質,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 297-298, 2005.9
59) 石原 直，緑川光正，小豆畑達哉：均一せん断棒による多層建築物の浮き上がり自由振動実験,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 1017-1018, 2005.9
60) 豊巻真悟，麻里哲広，緑川光正，石山祐二：構造物の浮き上がりと応答に及ぼす地震動上下成分の影響,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 229-230, 2006.9
61) 榎本悠一，小椋雅斗，麻里哲広，緑川光正，石山祐二：基礎浮き上がり建物の地震応答低減効果に関する地震動特性とエネルギーによる考察 (その 1),，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 231-232, 2006.9
62)小椋雅斗，榎本悠一，麻里哲広，緑川光正：基礎浮き上がり建物の地震応答低減効果に関する地震動特性とエネルギーによる考察 (その 2),，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 233-234, 2006.9
63) 緑川光正，小豆畑達哉，石原直，川上 誠，庄司正弘：ベースプレート降伏型ロッキングシステム 10 層鉄骨造立体架構の地震応答有限要素法解析,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 235-236, 2006.9
64) 須藤智文，緑川光正，小豆畑達哉，石原直：浮き上がり制振建築物に用いる降伏型ベースプレートの履歴モデル,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 237-238, 2006.9
65) 五十嵐真理子，石原直，緑川光正，小豆畑達哉：ベースプレート降伏型ロッキングシステム 3 層筋違付鉄骨架構の地震応答有限要素法解析 (続報)：上下地震動入力を考慮した場合,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 239-240, 2006.9
66) 野口和也，石原 直，小豆畑達哉，井上波彦，森田高市：浮き上がりを生じる多層建築物の地震応答に関する模型振動台実験：その 1 試験体及び自由振動,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 483-484, 2006.9
67) 小豆畑達哉，石原 直，野口和也，森田高市，井上波彦，緑川光正：浮き上がりを生じる多層建築物の地震応答に関する模型振動台実験 ：その 2 振動台実験結果,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 485-486, 2006.9
68) 野口和也，石原 直，小豆畑達哉，森田高市，緑川光正：浮き上がりを生じる多層建築物の地震応答に関する模型振動台実験：その 3 塔状比の影響,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 581-582, 2007.8
69) 麻里哲広，油川健樹，緑川,光正：地震動を受ける基礎浮き上がり構造物のエネルギー応答に関する研究,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 123-124, 2007.8
70) 須藤智文，石原 直，小豆畑達哉，緑川光正：柱浮き上り制振構造に用いる降伏型ベースプレートの履歴特性と累積塑性変形性能,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 475-476, 2007.8
71) 石原 直，緑川光正，小豆畑達哉：均一せん断棒による多層建築物の浮き上がりモード特性に関する考察,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 477-478, 2007.8
72) 堀 泰健，豊巻真悟，緑川光正，麻里哲広：部分的に柱浮き上がりを伴う鉄骨架構の地震応答:(その 1)偏心筋違付鉄骨造実大試験体の地震応答解析,，日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 487-488, 2007.8
73) 豊巻真悟，堀 泰健，緑川光正，麻里哲広：部分的に柱浮き上がりを伴う鉄骨架構の地震応答:(そ

の 2)柱浮き上がりを伴う偏心筋違付鉄骨架構の地震応答解析,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 489-490, 2007.8
74) 小豆畑達哉，石原 直，野口和也，豊嶋学，井出知良，竹田史朗，緑川光正：ロッキング制振構造の地震時室内挙動に関する振動台実験,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 579-580, 2007.8
75) 草刈崇圭，堀 泰健，緑川光正，麻里哲広：簡易解析モデルによるロッキング構造システムの等価減衰定数の評価,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 119-120, 2007.8
76) 藤田洋平，麻里哲広，緑川光正：エネルギースペクトル一定の模擬地震動に対する基礎浮き上がり構造物の応答,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 135-136, 2007.8
77) 井上圭一，緑川光正：基礎浮き上がり降伏ダンパーを有する制振建物の運動方程式の定式化,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 603-604, 2008.9
78)堀 泰健，緑川光正，麻里哲広：部分的に柱浮き上がりを伴う鉄骨架構の地震応答:(その 3)ベースプレートの浮き上がり耐力の影響,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 817-818, 2007.8
79) 須藤智文，緑川光正，麻里哲広，小豆畑達哉，石原,直：10 層鉄骨架構の地震応答における浮き上がり降伏ベースプレートの制振効果：(その 1) 転倒モーメント-頂部水平変位関係及び時刻歴応答結果,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 819-820, 2008.9
80) 麻里哲広，須藤智文，緑川光正，小豆畑達哉，石原,直：10 層鉄骨架構の地震応答における浮き上がり降伏ベースプレートの制振効果：(その 2) 最大応答値及び累積塑性変形量,, 日本建築学会学術講演梗概集.B-2, 構造 II, 振動, 原子力プラント pp. 821-822, 2008.9

9.4　柱浮き上がりを許容した鉄骨造縮小模型架構の実験

本節では、柱浮き上がりを許容した鉄骨造縮小模型架構の実験を示す。

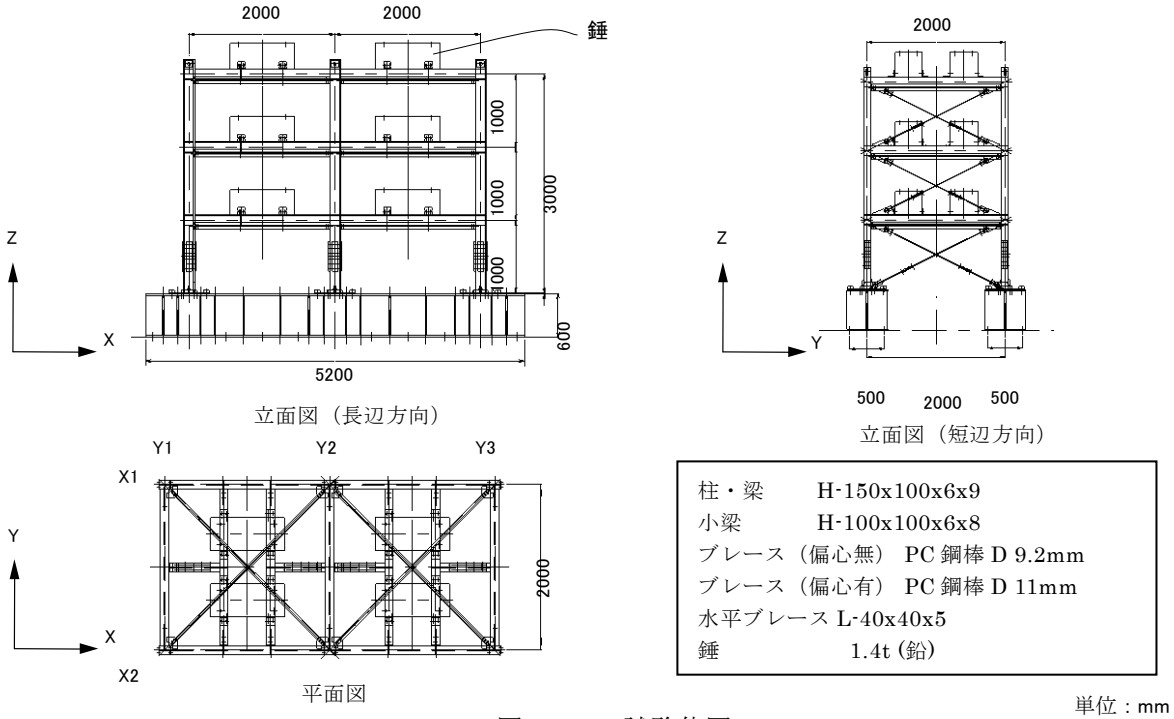
9.4.1　はじめに

地震時にロッキング振動に伴う基礎の浮き上がりが生じることで、建物への被害が低減されることがあるという知見の下、最下層柱脚部に浮き上がり降伏するベースプレート(以下 BPY)を配置する構造システムが提案されている[1),2)]。BPY は、弾塑性変形することで地震入力エネルギーを吸収し、頂部水平変位及び浮き上がり変位を抑制する働きが期待できる。

本節では、3 層鉄骨造縮小模型架構を対象とし、偏心が無い柱脚固定モデル(以下 FIX モデル)と 1 層柱脚部に BPY を組み込んだモデル(以下 BPY モデル)、及びそれらの偏心があるモデルについて 3 次元振動台による地震応答実験を行い、それらの応答性状について比較、検討する。

9.4.2　試験体と実験方法

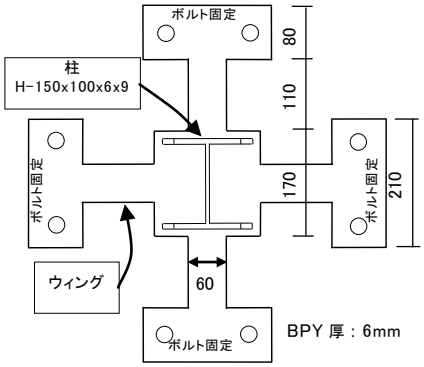
図 9.4-1 に示す高さ 3.0m，2×1 スパン，スパン長 2×2.0m 及び 2.0m の縮尺 1/3 の 3 層鉄骨架構を対象とする。鋼材には SS400 を用い、床には小梁と水平ブレースを配した。偏心無しモデルでは短辺(Y)方向 3 構面に径 9.2mm のブレースを配し、初期張力を降伏耐力の 50%(54kN)まで導入した。偏心有りモデルでは Y1 構面にブレースを取り付けず、Y2、Y3 構面に径 11mm のブレースを配した。短辺(Y)方向における偏心率は 1 層で 0.42 となる。各階床に 1.4t の錘を 4 つずつ載せた。BPY モデルの 1 層柱脚部には図 9.4-2(a)に示す 4 枚のウィングを持つ BPY を配置した。柱浮き上がり時にはウィングが面外曲げを受け両端に塑性ヒンジラインが形成される。ウィングの形状・寸法は、設計上の降伏耐力は常時軸力の 42.5%(14.0kN)であるが、実際には図 9.4-2 (b)に示すようなウィング鋼材の素材試験結果から 35%(11.3kN)となった。BPY はウィング外端部を鋼板と高力ボルトで固定し、BPY 下面の鋼製基礎梁に緊結した。



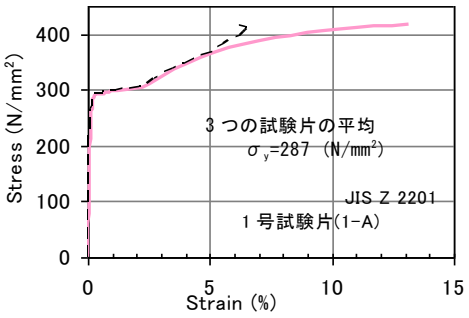
柱・梁	H-150x100x6x9
小梁	H-100x100x6x8
ブレース（偏心無）	PC 鋼棒 D 9.2mm
ブレース（偏心有）	PC 鋼棒 D 11mm
水平ブレース	L-40x40x5
錘	1.4t (鉛)

単位：mm

図 9.4-1　試験体図



(a) 平面図　単位：mm

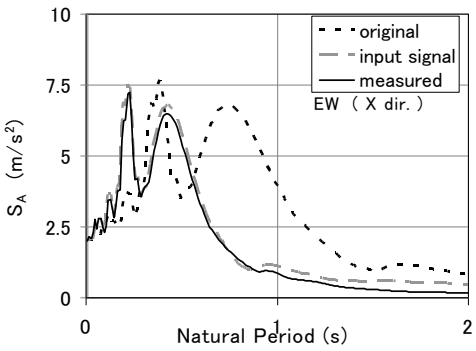


(b) 応力－ひずみ関係

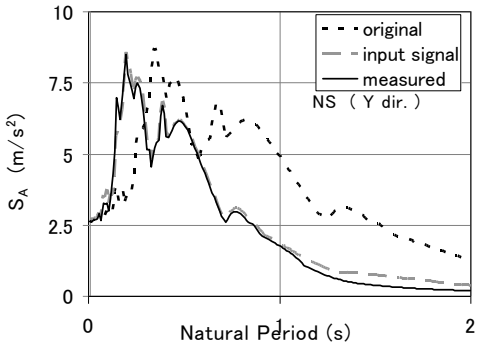
図 9.4-2　試験体柱脚

計測は、各階床に加速度計を設置し、1 層の柱とブレースには歪ゲージを貼付した。各階床水平変位及び浮き上がり変位にはレーザー変位計を用いた。

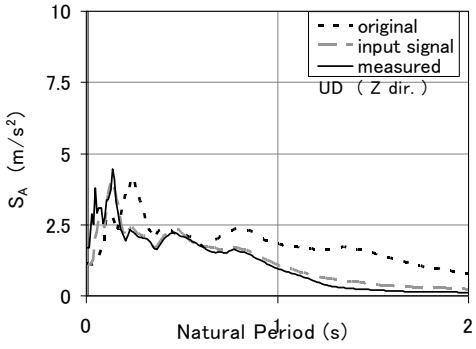
振動台実験に用いた地震動には 1995 JMA Kobe を用い、時間軸を 1/√3 倍した。入力は、水平 1 方向、水平 2 方向同時、水平鉛直 3 方向同時の 3 種類とし、長辺方向に EW 成分を、短辺方向に NS 成分を作用させた。なお、実験では水平 2 成分を合成した時の最大地動速度として 0.05～0.5(m/s)を入力した。0.2(m/s)に基準化した原記録とその時間軸を 1/√3 倍したもの、及び振動台上で観測した記録の加速度応答スペクトル S_A を図 9.4-3 に示す。



(a)　EW 方向（X dir.）



(b)　NS 方向（Y dir.）



(c)　UD 方向（Z dir.）

Seismic	Dir.	PGA(m/s²)	PGV(m/s)
Input signal	EW	2.02	0.141
	NS	2.68	0.172
	UD	1.09	0.076
measured	EW	1.86	0.138
	NS	2.54	0.177
	UD	1.15	0.059

(d)　加速度応答スペクトル一覧

図 9.4-3　加速度応答スペクトル（入力レベルは 0.2 m/s）

9.4.3　実験結果と考察

9.4.3.1　固有周期と減衰定数

打撃試験結果より対象架構の 1 次固有周期は、FIX モデル 0.192s(長辺)、0.168s(短辺)、BPY モデル 0.245s(長辺)、 0.181s(短辺)である。

1 次減衰定数は打撃試験結果からハーフパワー法により算出し、FIX モデル 1.5%(長辺)、1.2%(短辺)、BPY モデル 2.0%(長辺)、1.7%(短辺)である。

9.4.3.2　時刻歴応答

図 9.4-4 は 3 方向入力 0.2 (m/s)時の頂部水平変位(平面図心位置)の時刻歴である。短辺方向では BPY モデルの応答が大きくなる (最大値の比は、長辺 BPY/FIX=0.97、短辺 BPY/FIX=1.36)。また、BPY モデルでは浮き上がり後に応答周期が伸びていることが確認できる。

3 方向入力 0.2 (m/s)時の FIX モデルと BPY モデルの計測歪ゲージより算出したベースシア係数の時刻歴を図 9.4-5(a)、(b)に示す。長辺、短辺ともに FIX モデルより BPY モデルの方が小さく(長辺 BPY/FIX=0.56、短辺 BPY/FIX=0.79)、長辺方向でベースシア係数の差が大きい。図 9.4-5 (c)、(d)に 3 方向入力 0.2(m/s)時の短辺方向における 1 層柱と 1 層ブレースがそれぞれ負担するベースシア係数を示す。BPY モデルでは柱の負担するベースシアは減少するが、ブレースの負担するベースシアが FIX モデルより増加するため短辺方向の差が小さくなったことが分かる。

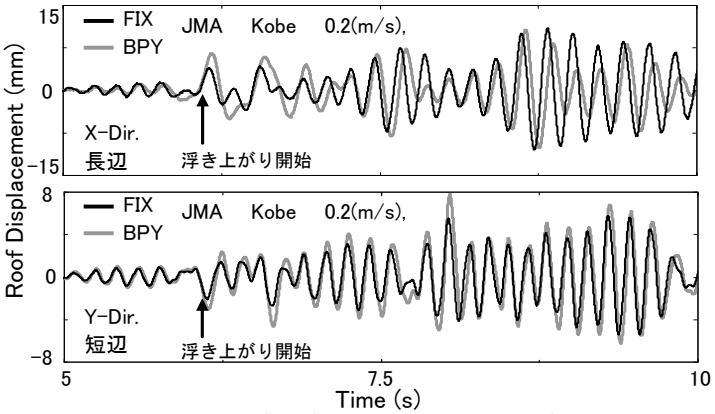


図 9.4-4　3 方向入力 0.2 (m/s)時の頂部水平変位(平面図心位置)の時刻歴

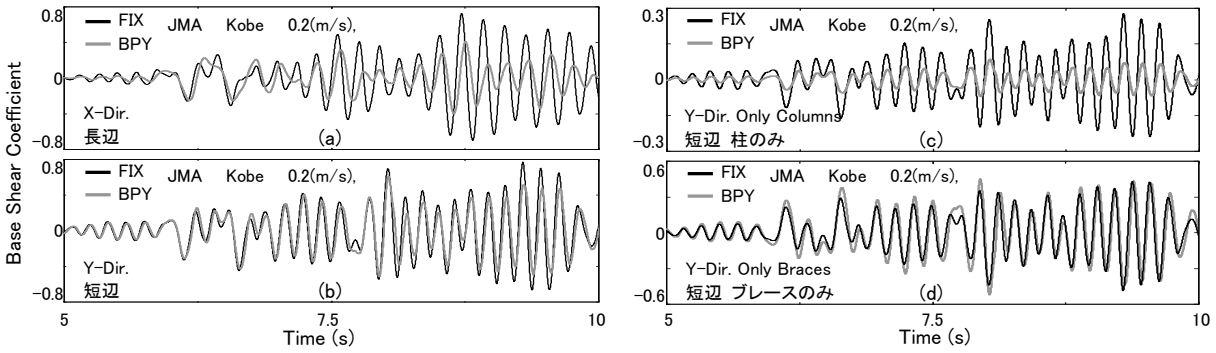


図 9.4-5　3 方向入力 0.2 (m/s)時の FIX モデルと BPY モデルの
計測歪ゲージより算出したベースシア係数の時刻歴

図 9.4-6 に 3 方向入力 0.5 (m/s)時における BPY モデルの隅柱の浮き上がり変位の時刻歴を示す。浮き上がり始めは X2Y3 位置の柱から反時計回りに順に浮き上がり、7 秒辺りからは短辺方向 (X1 構面と X2 構面)で柱が交互に浮き上がりを繰り返している。

図 9.4-7 に 3 方向入力 0.2、0.5 (m/s)時の短辺方向における頂部水平変位及び頂部水平変位から剛体回転成分を除いた値を示す。剛体回転成分は柱脚部の浮き上がり変位から算出した。架構の剛体回転による変位が占める割合は入力レベルが大きくなるとともに増加する。

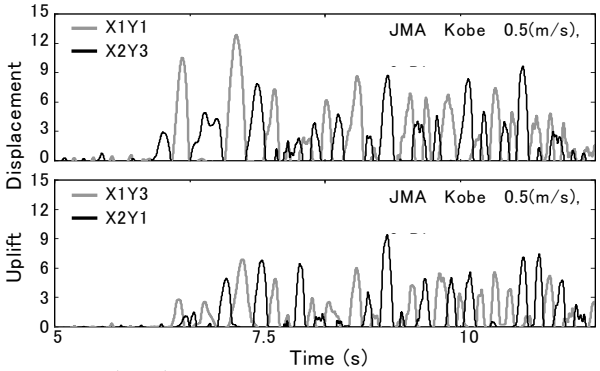


図 9.4-6　3 方向入力 0.5 (m/s)時における BPY モデルの隅柱の浮き上がり変位の時刻歴

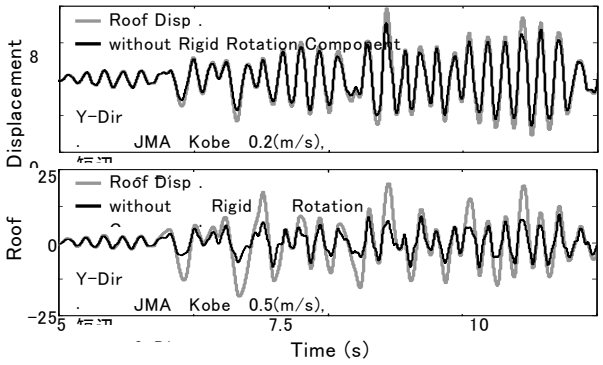


図 9.4-7　3 方向入力 0.2、0.5 (m/s)時の短辺方向における頂部水平変位及び
頂部水平変位から剛体回転成分を除いた変位の時刻歴

9.4.3.3　浮き上がり力と浮き上がり変位の関係

図 9.4-8 に、3 方向入力 0.5(m/s)時の浮き上がり力と浮き上がり変位(柱断面図心位置)の関係を示す。ここで浮き上がり力とは柱の軸力とブレースの鉛直成分からなるベースプレートにかかる鉛直方向の力である。特に、最も浮き上がり変位が大きい X1Y1 の隅柱では、既往の静加力実験 3)と同様な履歴を描いていることが分かる。X1Y2 や X2Y2 のような長辺方向の内柱では、隅柱に比べ圧縮や引張を強く受けているが、これは内柱が隅柱より常時軸力が約 2 倍大きいためと考えられる。

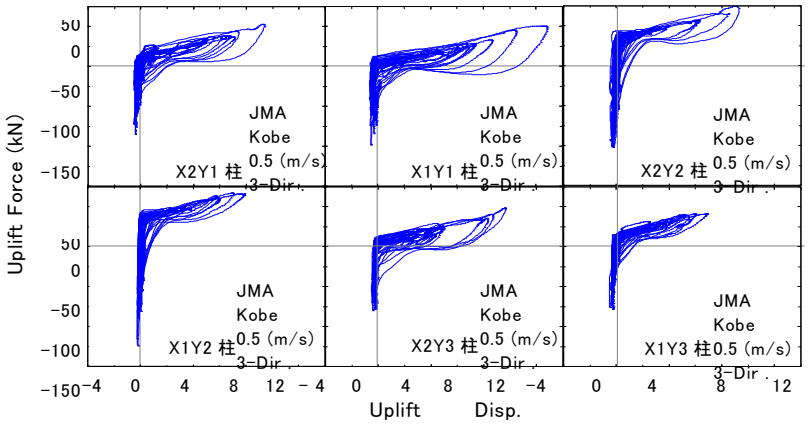


図 9.4-8　3 方向入力 0.5(m/s)時の浮き上がり力と浮き上がり変位

9.4.3.4　最大応答値の高さ方向分布

図 9.4-9(a)は、3 方向入力 0.1、0.2(m/s)時の最大層間変位角(平面図心位置)の高さ方向分布である。長辺方向では、2 層以上で BPY モデルの方が FIX モデルよりも小さくなるが、1 層では BPY モデルの方が大きくなる。短辺方向では全層で BPY モデルが大きくなっているが、図(a)中の×印で示した剛体回転成分を除いた BPY モデルの最大層間変形角を見ると、1 層で FIX モデルと同程度、2 層以上では FIX モデルよりも小さくなっていることがわかる。これは BPY モデルの 1 層柱脚部は FIX モデルに比べ回転に対する固定度が小さくなるためであり、1 層の柱強軸回りにかかる曲げモーメントを比べると BPY モデルでは柱脚部が小さくなるが、柱頭部では増加する(図 9.4-10(d)参照)。図 9.4-9 (b)は最大層せん断力の高さ方向分布である。長辺、短辺方向とも全層で BPY モデルの方が FIX モデルよりも小さくなる。また、下層ほど BPY モデルと FIX モデルの差は大きくなる。

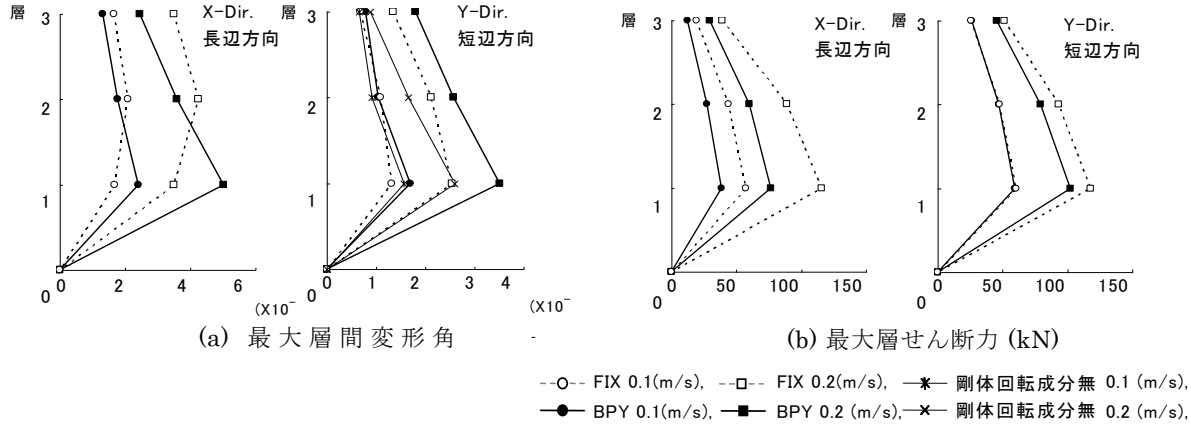
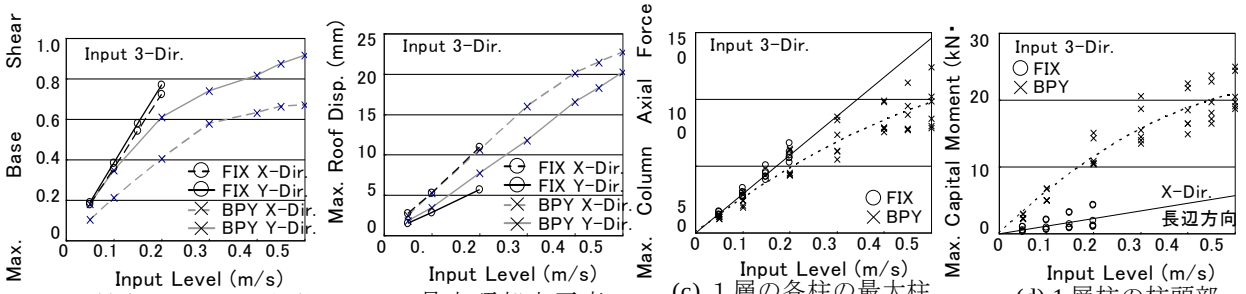


図 9.4-9　最大層間変形角及び最大層せん断力

9.4.3.5　最大応答値と入力レベルの関係

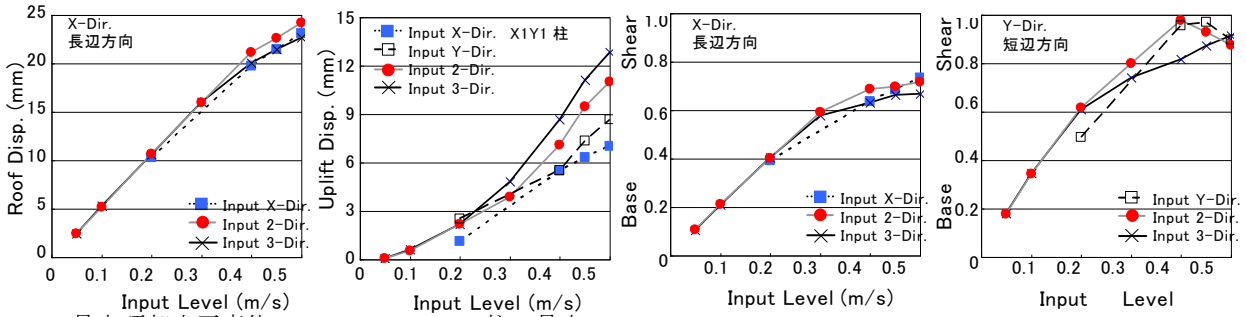
縦軸に最大応答値、横軸を地震動入力レベルとした関係を図 9.4-10 に示す。入力は全て 3 方向入力である。図 9.4-10(a)に示す最大ベースシア係数は、長辺、短辺方向ともに FIX モデルより BPY モデルの方が小さく、BPY モデルは 0.2 (m/s)を境にベースシア係数が頭打ちになる傾向がある。図 9.4-10(b)に最大頂部水平変位を示す。短辺方向は入力レベルによらず FIX モデルより BPY モデルの方が大きいが、長辺方向はほぼ同じである。図 9.4-10(c)、(d)はそれぞれ 1 層の各柱の最大柱軸方向力及び柱頭部のモーメントを示したもので、実線は FIX モデル、点線は BPY モデルの回帰線を表す。軸方向力は FIX モデルより BPY モデルの方が減少しているが、柱頭部のモーメントは BPY モデルの方が増加している。なお、最大浮き上がり変位は、入力が大きくなると内柱も隅柱と同程度となり、ベースシアが頭打ちとなり始める 0.2(m/s)付近から全ての柱に浮き上がりが生じた。

BPY モデルにおける入力方向次数毎の応答結果の比較を図 9.4-11 に示す。図 9.4-11(a)に長辺方向の最大頂部水平変位と入力レベルの関係を示す。入力方向次数による差は殆ど無いが、2 方向入力より 3 方向入力の方が頭打ちの度合いがやや強く出ている。図 9.4-11(b)は X1Y1 柱の最大浮き上がり変位と入力レベルの関係を示すが、上下動成分が入力される 3 方向入力時に浮き上がり変位は増加している。図 9.4-11(c)に最大ベースシア係数と入力レベルの関係を示す。長辺、短辺方向ともに 3 方向入力時の浮き上がり変位が増大し始める 0.2(m/s)辺りから頭打ちの傾向を示し、3 方向入力時に頭打ちの傾向が最も顕著になっている。



(a) 最大ベースシア係数　(b)最大頂部水平変　(c) 1 層の各柱の最大柱軸方向力　(d) 1 層柱の柱頭部モーメント

図 9.4-10　各最大応答値と地震動入力レベルの関係

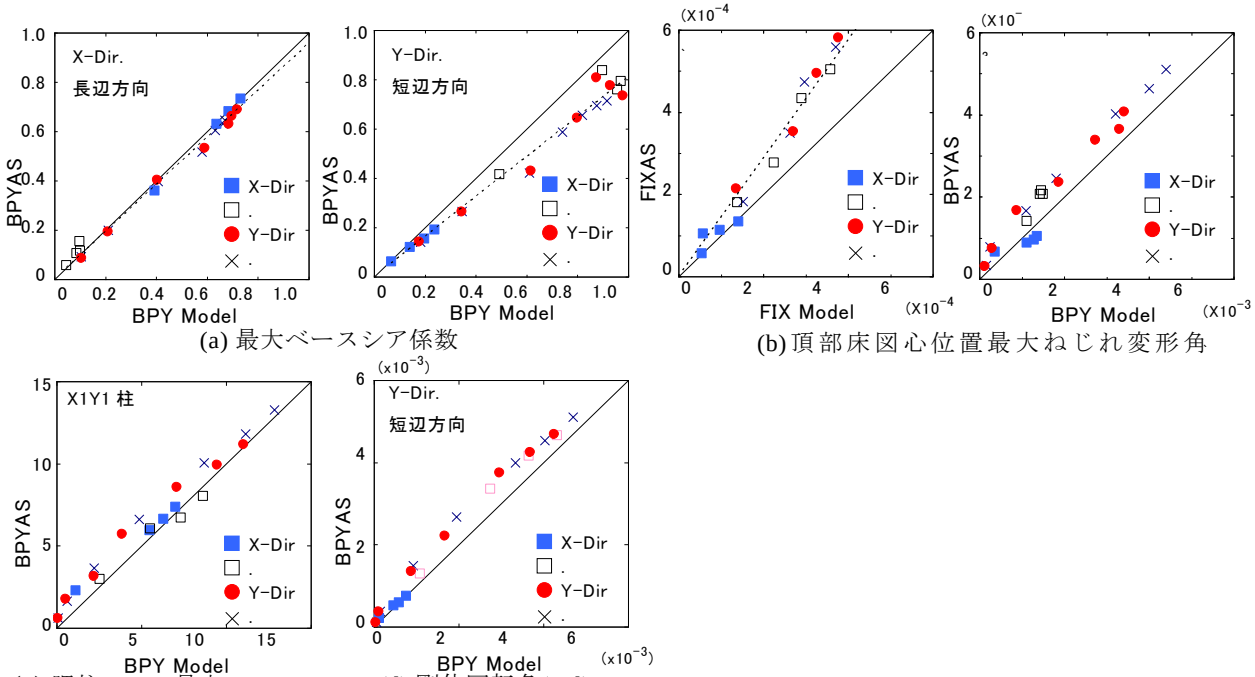


(a) 最大頂部水平変位（長辺方向）　(b) X1Y1 柱の最大浮き上がり変位　(c) 最大ベースシア係数

図 9.4-11　BPY モデルにおける入力方向次数毎の応答結果の比較

9.4.3.6　偏心の有無による比較

横軸に偏心無しモデル、縦軸に偏心有りモデルの、入力方向毎の最大応答値を図 9.4-12 に示す。FIX モデルと BPY モデルで偏心が有るものをそれぞれ FIXAS モデル、BPYAS モデルで表す。図中の実線は偏心無しと偏心有りの比が 1 の場合を示し、点線は両モデルの相関関係を表す直線である。図 9.4-12(a)に BPY モデルの最大ベースシア係数を示す。長辺方向では偏心の有無による差は殆ど無いが、短辺方向では偏心有りの方が小さくなる（長辺平均 BPYAS / BPY =0.96、短辺平均 BPYAS / BPY =0.81)。図 9.4-12(b)に頂部床図心位置最大捩れ変形角の比較を示す。BPY モデル、FIX モデルともに偏心無しより偏心有りの方が大きくなるが（FIXAS / FIX =1.44、BPYAS / BPY =1.20)、BPY モデルでは捩れ変形角が増加しても両者の差が広がらない傾向が見られる。図 9.4-12(c)に隅柱 X1Y1 の最大浮き上がり変位を示す。偏心無しより偏心有りの方がやや大きく、他の柱でも同様の傾向であった(X1Y1 の BPYAS / BPY =1.07)。図 9.4-12(d)に剛体回転角による頂部水平変位の比較を示す。全柱の浮き上がり変位が偏心有りの方が大きくなるため、偏心有りの方が大きくなっている(BPYAS / BPY =1.15)。



(a) 最大ベースシア係数　(b) 頂部床図心位置最大ねじれ変形角

(c) 隅柱 X1Y1 最大浮き上がり変位(mm)　(d) 剛体回転角(rad)

図 9.4-12　偏心無しモデル及び偏心有りモデルの入力方向毎の最大応答値

9.4.4　まとめ

3 層鉄骨造模型架構を対象とした 3 次元振動台による実験の結果，以下の知見を得た。

1) 剛体回転成分を除くと BPY モデルの各層の層間変形角は FIX モデル以下になる。BPY モデルの 1 層の層間変形角が FIX モデルより大きくなるのは回転に対する柱脚固定度が小さいためである。

2) 柱脚部に浮き上がり降伏ベースプレートを組み込むことで、入力レベルが上がってもベースシアは頭打ちとなる傾向を示す。

3) BPY モデルの頂部水平変位は、長辺方向では FIX モデルとほぼ同じで、短辺方向では FIX モデルより増加する。

4) 入力レベルが増加するに従って、BPY モデルの 1 層柱軸方向力は FIX モデルより減少するが、BPY モデルの柱頭部でのモーメントは増加する。また、入力レベルが増加すると柱軸方向力と柱頭部モーメントともに頭打ちの傾向が見られる。

5) BPY モデルにおける入力方向次数の影響は、入力レベルが 0.2(m/s)以上になると浮き上がり変位は 3 方向入力が最も大きく、次に 2 方向、1 方向の順になる。頂部水平変位やベースシア係数などは入力方向次数による違いは殆ど見られない。

6) BPY モデルでは、頂部床の捩れ変形角、最大浮き上がり変位、剛体回転成分において偏心無しより偏心有りの方が 1～2 割程度増加し、ベースシア係数は短辺方向で約 2 割減少する。FIX モデルでは、頂部の捩れ変形角が偏心無しより偏心有りの方が 4 割程大きくなり、BPY モデルより偏心の影響が大きい。

参考文献

1) 緑川光正，小豆畑達哉，石原直，和田章：地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構の動的挙動，日本建築学会構造系論文集，第 572 号，pp.97-104，2003.10

2) 小豆畑達哉，緑川光正，石原直：地震応答低減のためベースプレートを浮き上がり降伏させた鉄骨架構のエネルギー吸収機構と最大応答変位予測，日本建築学会構造系論文集，第 583 号，pp.61-68，2004.9

9.5　浮き上がりを許容した建築物の地震時室内挙動に関する振動台実験

本節では、浮き上がりを許容した建築物室内での什器の転倒・滑動の様相を推定し、地震時室内安全性を評価するための判断材料の一つとして、浮き上がりに伴う床面の傾きの影響を検討した振動台実験の結果を示す。

9.5.1　はじめに

浮き上がりを許容した建築物では、地震時に床が傾きつつ浮き上がる。こうした床の応答を多自由度振動台を用いて再現し、建築物に浮き上がりを許容することが、地震時での建築物室内での什器の挙動にどのように影響するか、検討する。

9.5.2　実験方法

実験は東急建設技術研究所の 6 自由度振動台を用いて行った。写真 9.5-1 に示すように、台上に床を作成し、その上にタンス、本棚、イス及びゴルフボールを積載した。床仕上げ材はオフィス用タイルカーペットである。加振の様相を図 9.5-1 に、加振パターンを図 9.5-2 に示す。水平、ロッキング及び鉛直成分ともサイン波に単純化している。文献 1)によると、10 階建て 1 スパンのフレーム(H:37.8m, W:7.5m)にベースプレート降伏により浮き上がりを許容した場合、BCJ L2 入力時において、応答周期は約 2.0s、頂部水平変位角 0.01 及びロッキング(剛体)回転角約 0.004 となる。この結果をある程度参考に、水平とロッキングの周期を 2.0s として固定し、ロッキング角は 0.0～0.02 の範囲で 0.005 刻みに 5 通りに設定した。最大鉛直変位はこのロッキング角に 3.75m を乗じた値とした。このように、最大ロッキング角と最大鉛直変位を設定した上で、さらに最大水平変位を 0.0～0.3m の範囲で 5 通りに設定し組み合わせた。なお、柱脚着地時に生じる衝撃力の影響は考慮していない。

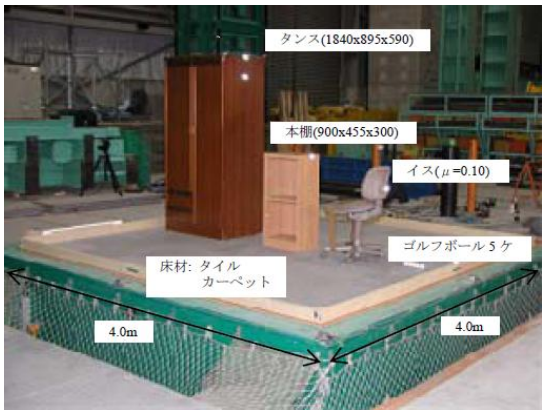


写真 9.5-1 家具の積載状況等

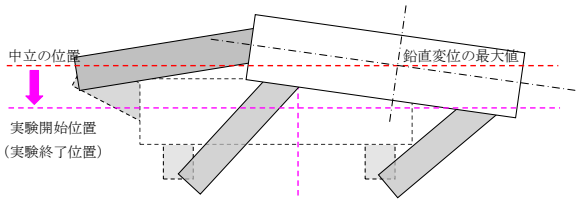


図 9.5-1　加振の様相(振動台の挙動の模式図)

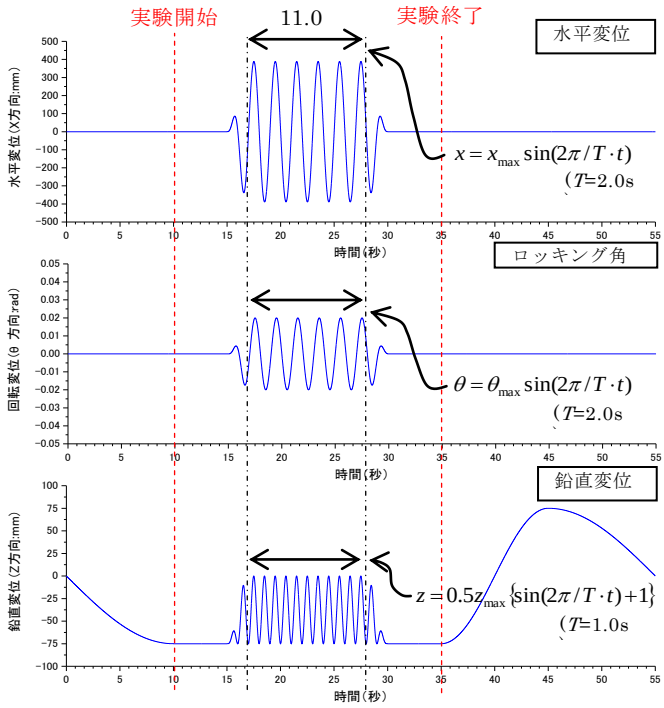


図 9.5-2　加振のパターン

9.5.3　実験結果について

前節に設定した最大ロッキング角と最大水平変位の組み合わせに対する家具の転倒状況等に関する実験結果を図 9.5-3 に示す。図によると、ロッキング角が大きくなると、より少ない水平加速度に対してタンスがロッキング又は転倒する。

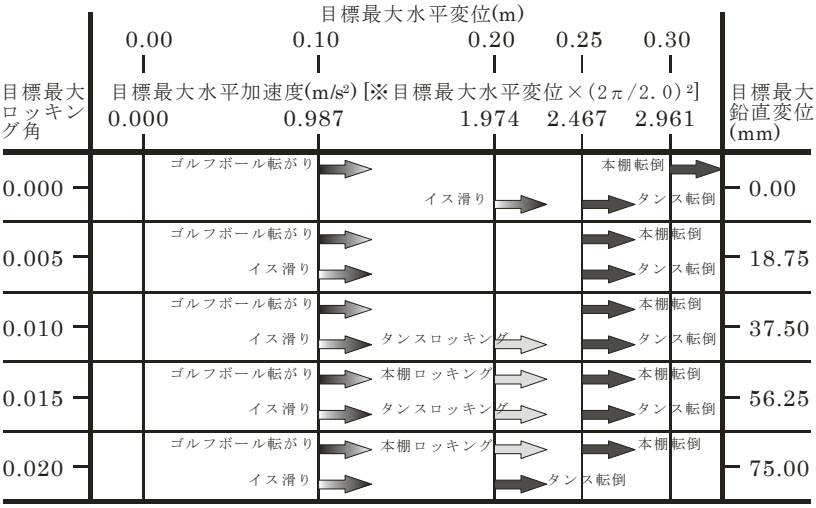


図 9.5-3　実験結果概要

図 9.5-4 はタンスの自由振動実験結果である。自由振動実験ではタンスを手で傾けて離した時の頂部水平加速度、浮き上がり変位等を計測している。図 9.5-4 によると、タンス背面の浮き上がり直前において水平加速度は約 2.3m/s² となる。すなわち床がロッキングしない場合、水平加速度が 2.3m/s² に達すると、タンスはロッキングを開始すると考えられる。図 9.5-5 は床がロッキングする

場合にタンスに作用する力を模式的にロッキングが無い場合と比較して示したものである。図の支点▲回りでの転倒モーメント M_{OVT}の釣合いを考えると、(1)式となる。

$$M_{OVT}/h = M(\ddot{x}+\alpha) - b/hMg,\ \alpha = h\ddot{\theta} + b/h\ddot{z} \qquad (1)$$

床のロッキング時には式中の α の分、付加的な水平加速度が作用すると見なせる。

さらに(1)式より、タンスのロッキング開始時の水平加速度 $\ddot{x}_r$ は、床応答を図 9.5-2 のようにサイン波で単純化した場合には以下のように表わせる。

$$\ddot{x}_r \approx 2.3 - \alpha = 2.3 - \pi^2\left(h\theta_{\max} + 2b/hz_{\max}\right) \qquad (2)$$

図 9.5-6 は(2)式と実験結果との対応を示している。ロッキング開始時水平加速度は(2)式で予測でき、また、これより床水平加速度が大きく上回ると、タンスは転倒すると言える。

図 9.5-7 はイスの最大滑り量(モーションキャプチャーにより計測)と文献 2)の予測式による滑り量とを比較して示している。滑り量に対するロッキング角の影響はあまり顕著には現れていない。

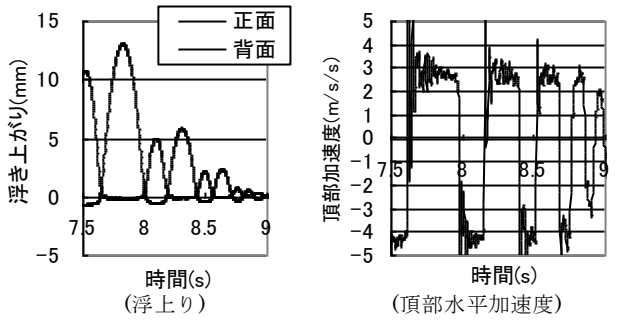


図 9.5-4　タンスの自由振動実験結果

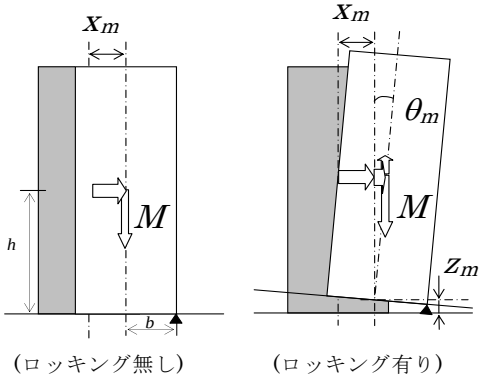


図 9.5-5 床上の家具に作用する力

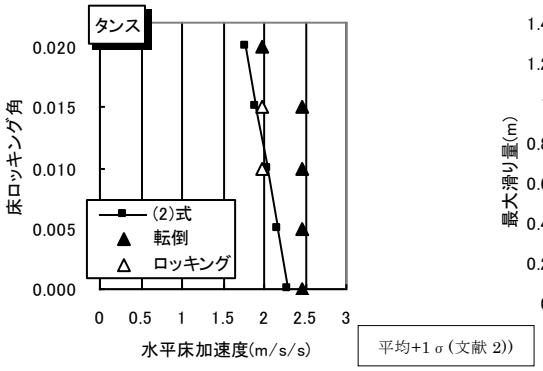


図 9.5-6　実験結果と(2)式の対応

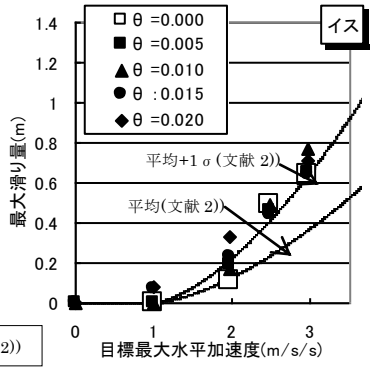


図 9.5-7 イスの滑り

9.5.4　まとめ

・本実験条件では、家具の転倒又は滑りに与える床のロッキング(θ_{max}=0.02)の影響はあまり大きくなく、床の水平挙動の影響が支配的である(図 9.5-3 より)。

・床のロッキングがタンス等の転倒物に与える影響を式(1)(2)により評価した。ランダム加振に対する場合の(2)式の補正及び修正を今後の課題とする。

参考文献

1) 緑川光正ほか：柱浮き上がり制振 10 層鉄骨架構の 3 次元地震応答解析、鋼構造年次論文報告集 第 14 巻、pp.321-326、2006.11.

2) 金子美香ほか：地震時における家具滑り量の簡易評価 -新しい滑り量の推定式を用いて- 、日本建築学会学術講演梗概集、pp.537-538、1999.9.

9.6　ロッキングシステムによる既存建築物の耐震改修

本節では、既存建築物の耐震改修方法としての浮き上がり許容構造の可能性を検討する。

9.6.1　はじめに

市街地には、塔状比の大きないわゆるペンシルビルが数多く存在するが、このような建築物に、浮き上がりを許容するためのデバイスを最下層の柱に挿入することで、これらの耐震性の向上を図る。浮き上がり許容のためのデバイスを挿入するためには、建築物全体のジャッキアップを行う必要があると考えられるが、2 階以上の階には改修工事は要しない。また、ブレースによる耐震補強と異なり、開口部を塞ぐようなこともない。

以下においては、旧耐震基準により設計された建築物モデルを取り上げ、これに浮き上がり許容構造による耐震改修方法を導入した場合と、しない場合の時刻歴応答とを比較することにより、本改修方法の効果を検証する。

9.6.2　建築物モデル

建築物モデルは旧耐震基準により設計された 8 層 1×3 スパンの鉄骨造建築物である。代表階の平面を図 9.6-1 に示す。検討方向は Y 方向であり、この方向の立面図を図 9.6-2 に示す。スパン幅は 7.5m であり、高さは 30.4mである。

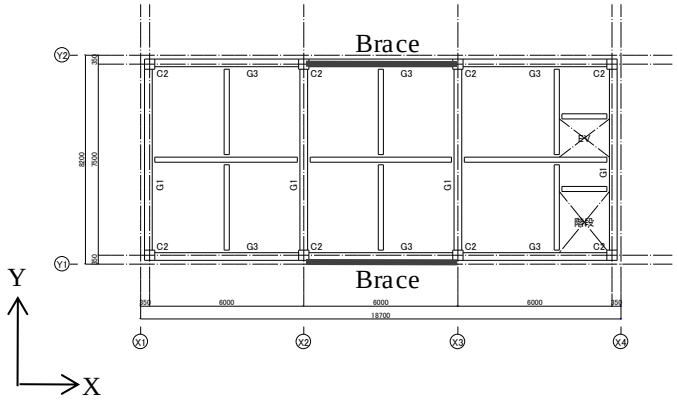


図 9.6-1 代表階平面

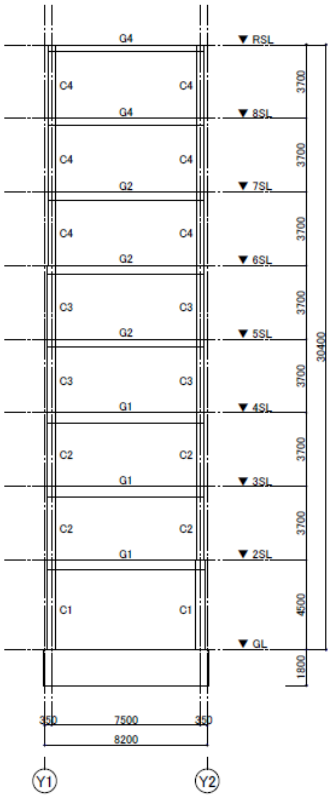


図 9.6-2　立面

本建築物モデルでは、地震時設計用層せん断力が旧耐震基準に基づき設定されているため、新耐震基準による場合と比較し、中間階以上の階で保有水平耐力が不足するものとなる。兵庫県南部地震(1995 年)では、旧耐震基準による建築物において中間階破壊が生じた事例が多数見られたが、本モデルの場合も、こうした中間階破壊が生じることが予想される。

9.6.3　ロッキングシステムの概要

図 9.6-3 は、本モデルに適用した浮き上がり機構の概念図である。1 階柱の中間を切断し、そこに摩擦ダンパーを含むデバイスを挿入する。摩擦ダンパーは浮き上がり耐力を調整するのと地震エネルギーを吸収する役割を担う。また、デバイスはせん断力を負担する。デバイスには曲げモーメントを伝達することは期待できず、ピンローラーとして扱うことが妥当と考えられる。したがって、これを柱の最下部に挿入すると、水平力作用時において 1 階柱頭及び 2 階梁端でのモーメントが過大になることが予想されるため、図 9.6-3 に示すように柱中間部に挿入している。

図 9.6-4 は、9.6-3 の概念図を、より具体化したデバイスの様相を示している。

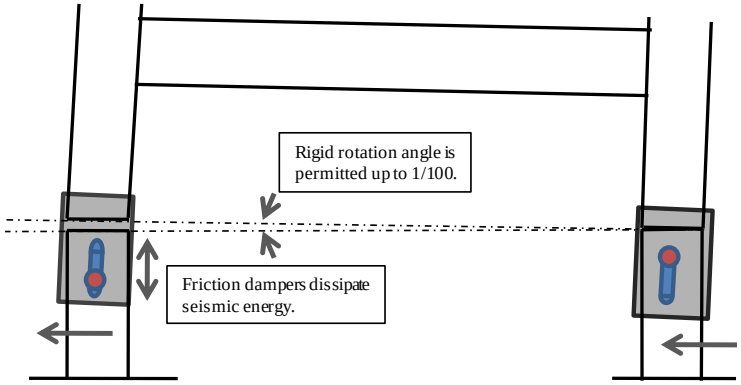


図 9.6-3 浮き上がり機構の概念図

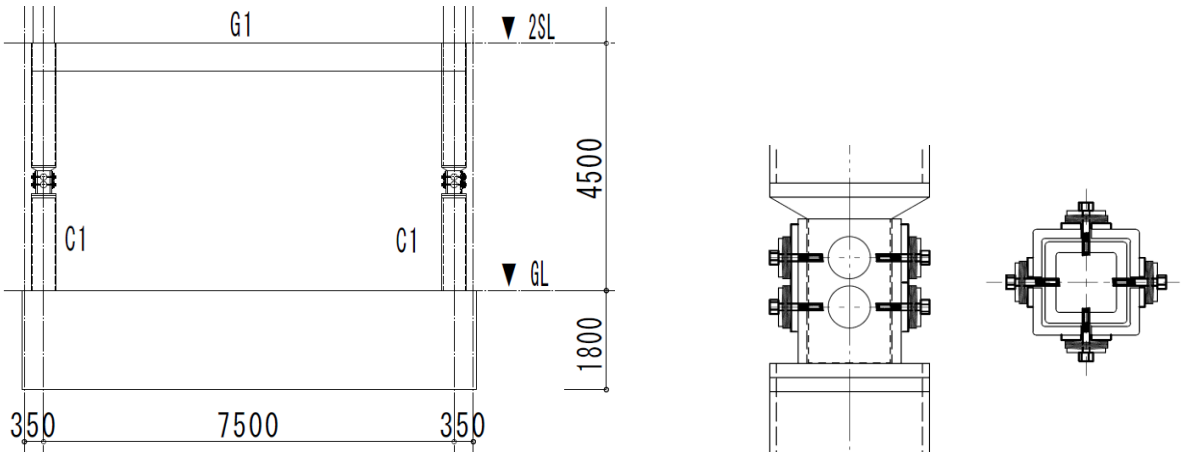


図 9.6-4 浮き上がり許容デバイス

9.6.4　地震応答解析

地震応答解析での入力地震動は、1995 JMA Kobe NS 及び 1940 El-Centro NS とする。なお、両者とも最大速度が 50cm/s となるように入力レベルを調整する。これらの応答スペクトルを図 9.6-5 に示す。地震応答解析には SAP 2000 を用いる。浮き上がり許容デバイスの数値モデルを図 9.6-6 に、柱端部及び梁端部の数値モデルを図 9.6-7 に示す。

表 9.6-1 に、耐震改修前のモデル(E-Model)と浮き上がり許容構造による耐震改修後のモデル(R-Model)の固有周期を比較して示す。耐震改修後の固有周期は、改修前と比較し、浮き上がり許容デバイスを挿入することにより若干長くなるが、両者の場合でほとんど違いはない。

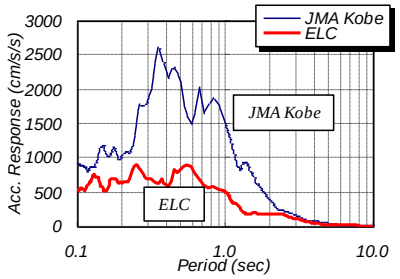


図 9.6-5　応答加速度スペクトル

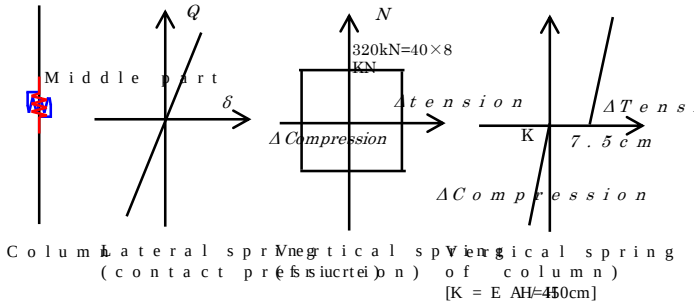


図 9.6-6　浮き上がり許容デバイスの数値モデル

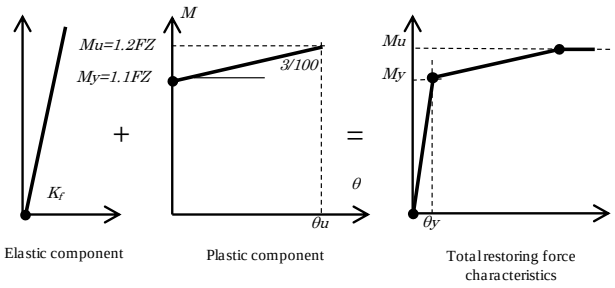


図 9.6-7 柱端部とはり端部の数値モデル

表 9.6-1　固有周期の比較

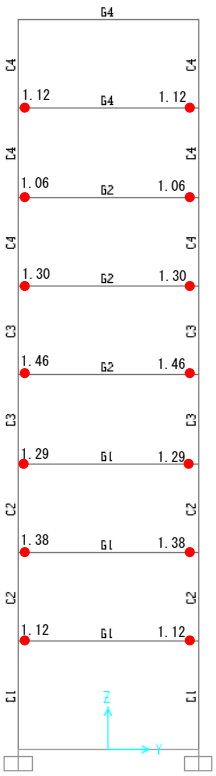
	E-Model	R-Model
1 次	1.605	1.693
2 次	0.598	0.637
3 次	0.343	0.365

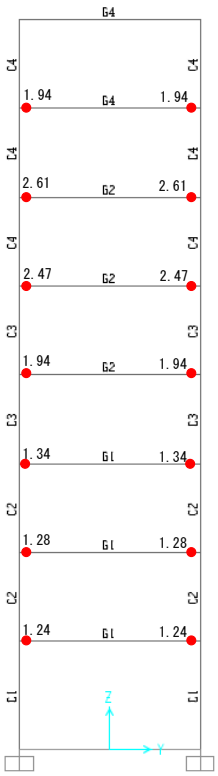
9.6.5　地震応答解析結果

図 9.6-8 は、耐震改修前のモデルに対する地震応答解析により得られた塑性ヒンジの発生状況である。El-Centro 及び JMA Kobe の場合とも、最上階を除く全部の階で、梁端に塑性ヒンジが生じている。特に、JMA Kobe の場合には、中間階の 7 階及び 8 階で塑性率が大きくなっており、兵庫県南部地震で旧基準による建築物に中間階破壊が多数生じた事実に対応している。これに対し、浮き上がり許容構造を適用したモデルにおいては、塑性ヒンジは全ての部材で発生しなかった。そのために、浮き上がり許容モデルについては図 9.6-8 に対応する図は示していない。

図 9.6-9～9.6-12 では、層せん断力及び層間変形角を、改修前と改修後で比較している。図 9.6-9 及び図 9.6-10 は、El-Centro に対する結果であり、図 9.6-11 及び図 9.6-12 は、JMA Kobe に対する結果である。それぞれの図に置いて改修前のモデル(E-Model)の応答結果を点線で、改修後のモデル(R-Model)の応答結果を実線で示している。El-Centro 及び JMA Kobe の場合とも、層せん断力は、浮き上がり許容構造の適用により改修前よりも低減されていることが分かる。このことが、浮き上がり許容構造において塑性ヒンジが生じなかったことにつながったものと考えられる。層間変形角については、El-Centro の場合には、改修前と改修後で大きな差は見られないが、JMA Kobe の場合には改修前に塑性率が大きくなった中間階部分で、改修後の方が、明らかに層間変形角が小さくなっている。

図 9.6-13 及び図 9.6-14 では、改修前と改修後で、1 階柱における軸方向力を比較している。細い実線が改修前の、太い実線が改修後のモデルの応答結果である。El-Centro 及び JMA Kobe の双方で、引張り側(正側)及び圧縮側(負側)とも、浮き上がり許容構造の適用により、軸方向力は低減されている。圧縮側において、El-Centro の場合には 5 秒少し前に、JMA Kobe の場合には 5 秒少し後に、明らかなパルス状の応答が見られる。これは浮き上がり後に着地した時の衝突の影響と考えられる。着地時においては、このような衝撃力の発生が懸念されるところであるが、このような衝撃効果が生じても、本解析の場合においては、軸方向力は、浮き上がりを許容することにより圧縮側でも低減される結果となっている。





(El-Centro NS)　　(JMA Kobe NS)

図 9.6-8　改修を行わない場合の塑性ヒンジの発生状況と塑性率

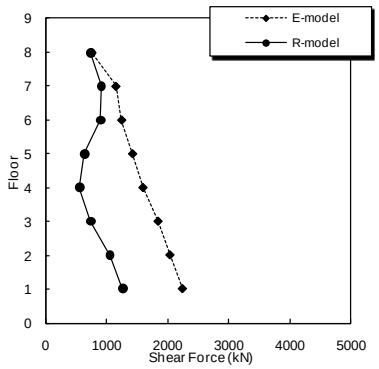


図 9.6-9　層せん断力の比較(El-Centro NS)

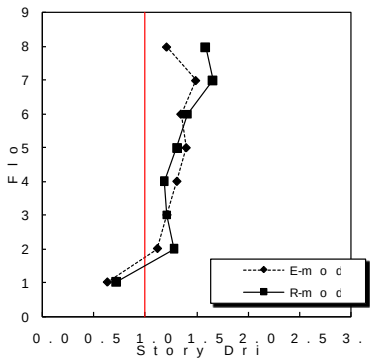


図 9.6-10　層間変形の比較(El-Centro NS)

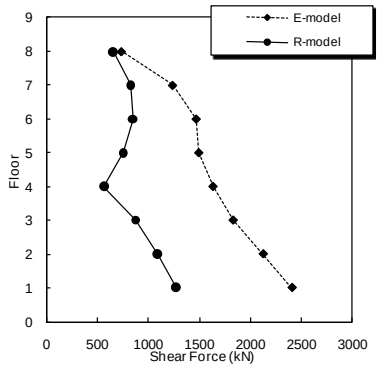


図 9.6-11　層せん断力の比較(JMA Kobe NS)

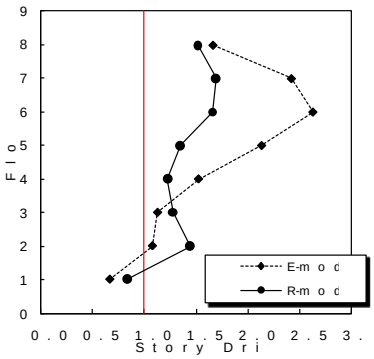


図 9.6-12　層間変形の比較(JMA Kobe NS)

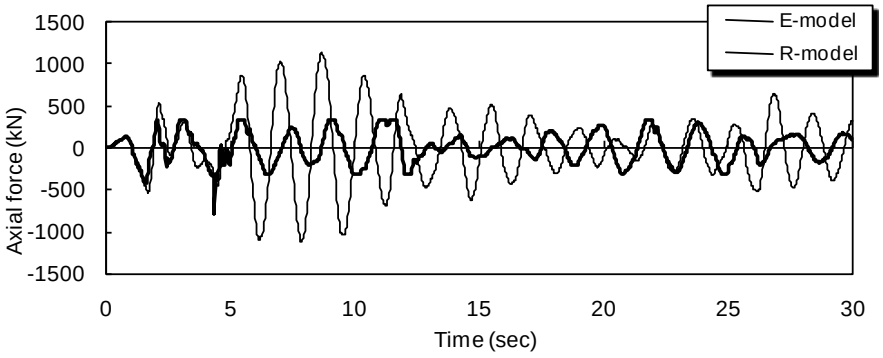


図 9.6-13　柱軸方向力の時刻歴(El-Centro NS)

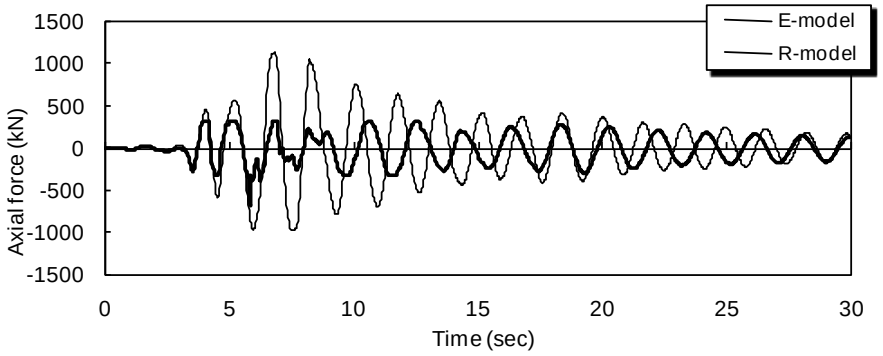


図 9.6-14　柱軸方向力の時刻歴(JMA Kobe NS)

9.6.6　まとめ

本節では、事例解析を通し、浮き上がり許容構造は、耐震改修方法としても有効な手段となり得ることを示した。旧耐震基準による既存建築物に浮き上がり許容構造を適用する利点は、中間階破壊を起こす危険性のある場合においても、耐震改修工事を行うのは最下階のみに限定されることである。ただし、浮き上がり許容デバイスの詳細やこれを既存の柱に取り付ける方法、また、そのせん断抵抗機構についてはさらなる検討を要する。

本事例に示したように、浮き上がり許容デバイスを柱中間部に設置することで、1階柱頭及び2階梁端の曲げモーメントをベースプレート降伏型の場合と比較して小さくできるが、このようなデバイスの配置方法は、新築の建築物にも有効であると考えられる。

付-4　天井付帯設備の地震被害例と対策検討のための実験

1　はじめに

多くの天井にはスプリンクラーなどの天井付帯設備が設置されており、天井付帯設備と天井の相互作用により、天井落下が促進される場合または天井付帯設備が損傷する場合が予想される。このような天井落下や天井付帯設備の損傷は地震時に人的被害を生むだけでなく、地震発生直後の消火活動など、建物保全のための重要なインフラに支障をきたす恐れがあり、この損傷抑制は地震防災上重要な課題である。

2　天井付帯設備の地震被害例

平成 20 年（2008 年）7 月 24 日に発生した岩手県沿岸北部地震における天井付帯設備の地震被害例を写真 1～3 に示す。

写真 1 は、天井に付設された制気口が天井パネルと衝突して、天井パネルの一部が損傷・落下している状況である。

写真 2（天井面）と写真 2-3（天井内）は、スプリンクラーヘッドが天井パネルと衝突し、損傷している状況である。

写真 3 は、スプリンクラー配管が断裂した状況である。この場合は、スプリンクラーヘッド付近が強固に固定されており、配水管の振動によって、巻き出し配管分岐ねじ込み部に応力が集中したため、配管が断裂したものと考えられる。

これらの被害例においては、いずれも、建物構造には損傷がなかったが、天井パネルの損傷・脱落や設備の損傷・放水によって、建物の機能維持が困難となり、建物の利用再開まで時間を要している。

このような設備の被害は、建物の利用に支障が生じるだけでなく、防災設備に損傷が発生した場合には、地震後に発生する二次災害に対する防災が困難となる。

特に、スプリンクラーヘッドは精密部品で構成されているため、衝撃を受けると、漏水や散水障害を引き起こす可能性があり、地震直後に火災が発生した場合に消火ができず、重大な被害をもたらす可能性がある。

写真 1　天井制気口の地震被害例

写真 2　スプリンクラーヘッドの
地震被害例

写真 3　スプリンクラーヘッドの
天井内固定状況

写真 4　スプリンクラー配管の
地震被害例

３　スプリンクラーヘッドの天井への固定状況

スプリンクラーヘッドが天井と衝突して損傷するメカニズムを考えるに当たり、スプリンクラーヘッドの天井への固定状況を検討する。図１に配水管とスプリンクラーヘッドを鋼管接続する場合のスプリンクラーヘッド固定方法を、図２に配水管とスプリンクラーヘッドをフレキ管接続する場合のスプリンクラーヘッド固定方法を示す。

鋼管で接続した場合、配水管の揺れと天井の揺れが異なる場合に、巻き出し配管に大きな力が加わり、スプリンクラーヘッド固定金物にすべりが生じて、天井とスプリンクラーヘッドの位置関係が変化し、衝突が生じると考えられる。この場合、ヘッドの固定を強固にして衝突を防ごうとすると、配管分岐部に応力が集中して配管が断裂したり、天井下地に変形を生じるなどの問題が生じる。

フレキ管接続の場合は、フレキ管が配水管と天井との揺れの違いを吸収する。しかし、スプリンクラーヘッドは天井下地の野縁受けに固定されるため、野縁と野縁受けの間のクリップにすべりが生じると、天井ボードとスプリンクラーヘッドの位置関係が変化し、衝突が生じる場合もある。

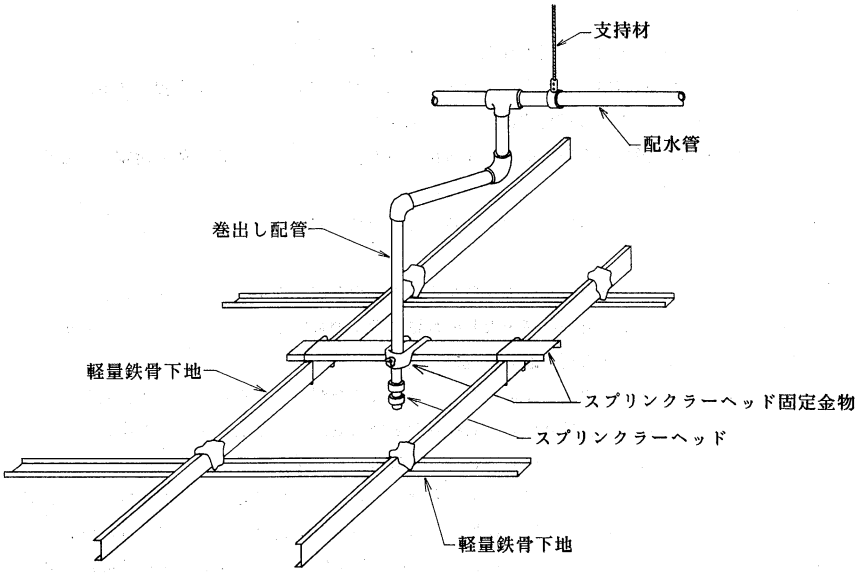


図１　スプリンクラーヘッドの固定方法（鋼管接続）

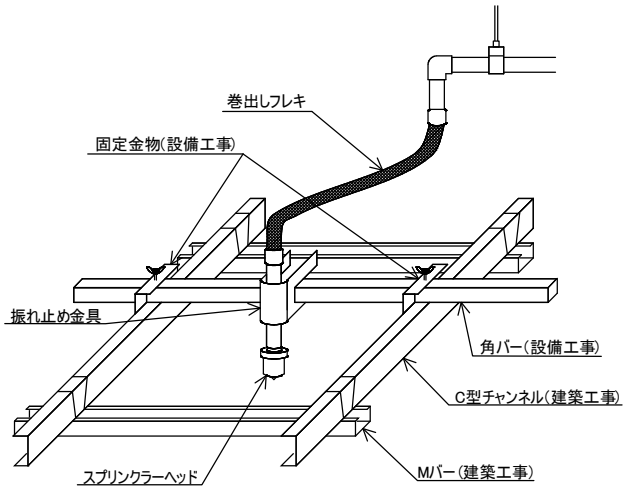


図２　スプリンクラーヘッドの固定方法（フレキ管接続）

４　起振器を用いた動的実験

４．１　実験装置

天井とスプリンクラー設備から成る試験体に対して、起振器を用いた動的実験を行い、スプリンクラー設備に生じる損傷パターンを洗い出す。図３及び写真５は実験に用いた実験装置である。

実験装置は、フレームについたチャンネル(-150×75×6.5×10×3000)　に天井およびスプリンクラー鋼管を固定したものを起振器にて加振する。加振に用いる起振器はフレームから吊ったＦree Body Mode とし、試験体の上部(フレームに取り付いたチャンネルから 1000ｍｍ下の空間)はブレース等で出来る限り剛体にすることで、それ以下の領域で天井懐 500ｍｍを想定している。

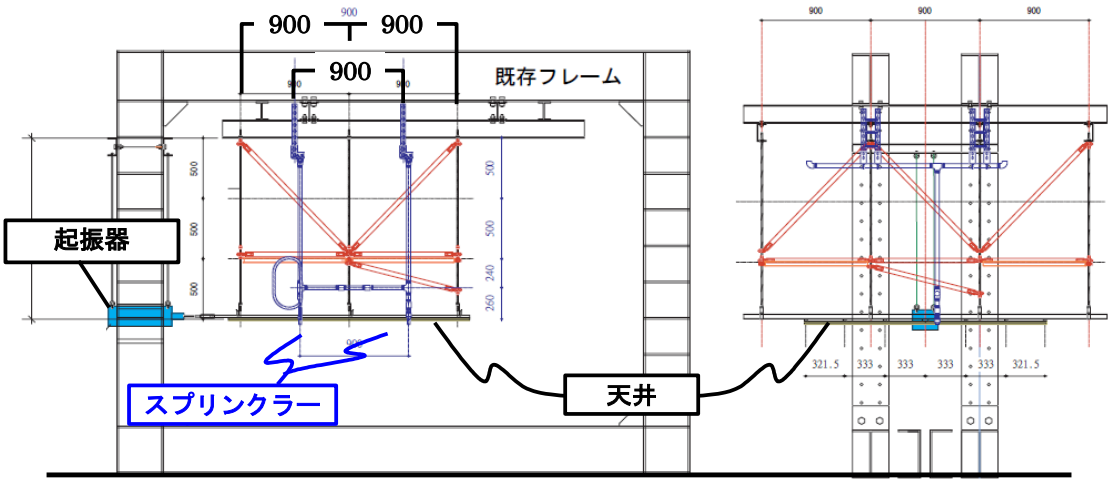


図３　起振器を用いた動的実験装置

写真５　起振器を用いた動的実験装置

４．２　起振器を用いた動的実験結果

実験結果を写真 6～9 に示す。実験の結果、鋼管接続において、スプリンクラーヘッドを固定する固定金物が大きくすべり、スプリンクラーヘッドが天井パネルに衝突することが確認された。そこで、スプリンクラーヘッドの固定を強固にして振動した結果、天井のクリップがすべり、天井が部分的に落下した。

これは、スプリンクラーを設置した場合の方が、天井のみの場合より、固定金物付近のＣチャンネルの変形が大きくなり、クリップが滑りやすくなったためではないかと考えられる。

写真 6　加振前の天井とスプリンクラー配管（鋼管）

写真 7　スプリンクラーヘッド固定金物のすべり（鋼管）

写真 8　加振後の天井とスプリンクラー配管（鋼管）

写真 9　加振後の天井下地の損傷

５　振動台を用いた動的実験

５．１　実験装置

天井とスプリンクラー設備から成る試験体に対して、振動台を用いた動的実験を行い、スプリンクラー設備に生じる損傷パターンを洗い出す。実験装置を図 4、5 及び写真 10、11 に示す。

フレーム(3250×6250)に天井およびスプリンクラー鋼管を固定したもの加振する。フレームを振動台上に設置してフレーム全体を加振するものとし、試験体は天井懐 1500ｍｍを想定している。

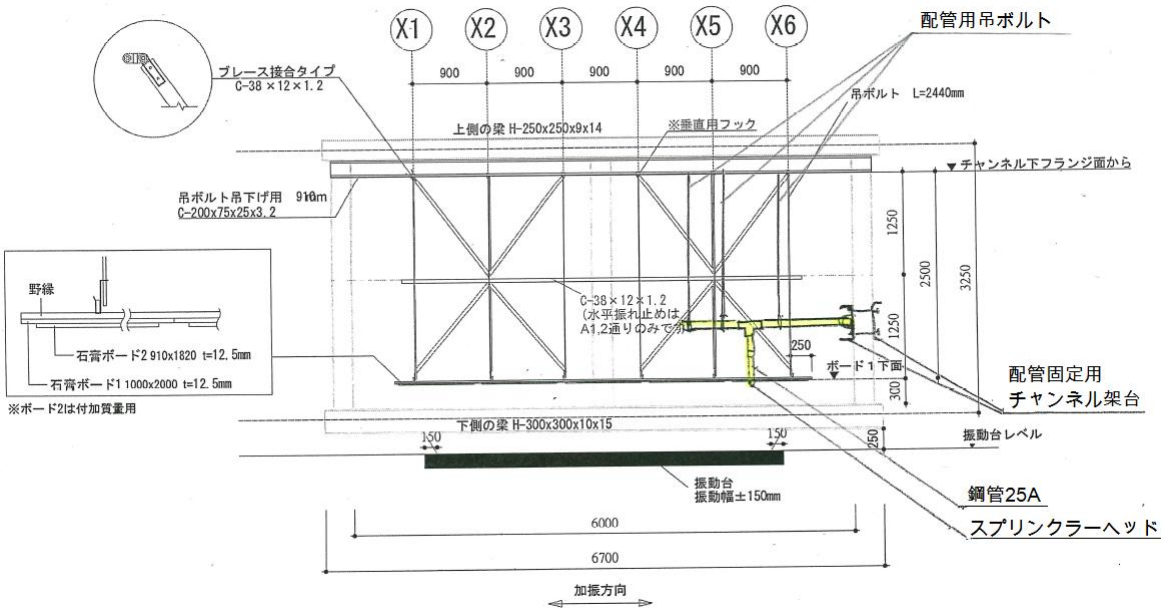


図 4　振動台を用いた動的実験装置断面図

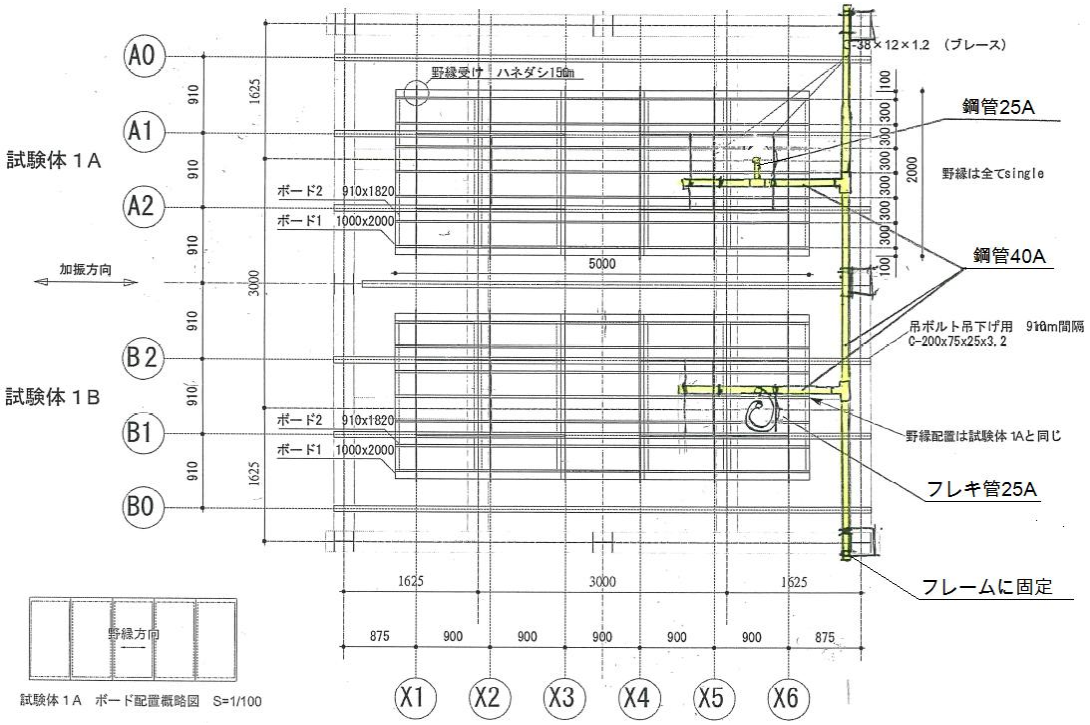


図 5　振動台を用いた動的実験装置平面図

写真 10　振動台を用いた動的実験装置（全体）

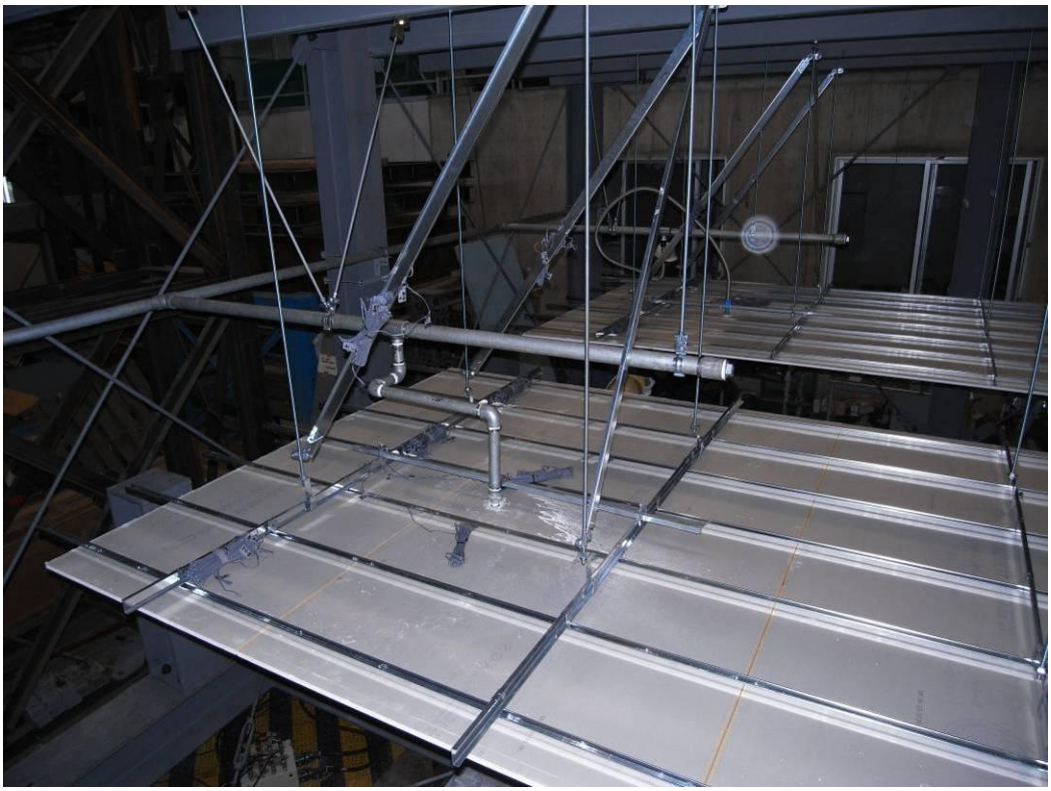


写真 11　スプリンクラーヘッド固定状況（手前が鋼管接続、奥がフレキ管接続）

５．２　実験結果の概要

加振は El-centro1940 波 30%、100%、200%、300%、400%の順で行った。加振前の状況を写真 12 に、El-centro1940 波 300%及び 400%加振後の状況を写真 13、14 に示す。

El-centro1940 波 300%加振において、鋼管接続のスプリンクラーヘッドは天井ボードと激しく衝突し、スプリンクラーヘッド固定金物の一部が外れて、スプリンクラーヘッドが天井面より上に浮き上がる結果となった。

フレキ接続の場合は、スプリンクラーヘッド固定金物は外れず、天井との衝突は大きくないが、最終的に、天井のクリップが部分的に外れたため、天井が下がり、スプリンクラーヘッドが天井面の相対的な位置関係が、上下に多少ずれている。

El-centro1940 波 400%の加振は、El-centro1940 波 300%加振の後、天井クリップ及びスプリンクラーヘッド固定金物を復旧してから実施した。その結果、スプリンクラーヘッドが鋼管接続された天井はクリップがすべて外れて天井全体が落下し､落下防止用のひもで吊られている状態となった。

スプリンクラーヘッドがフレキ接続された天井は､全面的な天井落下には至らなかった｡しかし､スプリンクラーヘッド固定金物が外れ､スプリンクラーヘッドは､天井面の開口から大きく外れて､天井裏に浮遊する状況となった。

以上の結果から、スプリンクラー巻き出し配管の違い（鋼管接続かフレキ管接続か）によって、天井とスプリンクラーヘッドの衝突状況が異なるだけでなく、天井の落下にも影響を与えることが確認された。また、フレキ管接続であっても、スプリンクラーヘッド固定金物が外れると、ヘッドの位置が固定されなくなり、散水消火に支障を来す場合があることが明らかとなった。

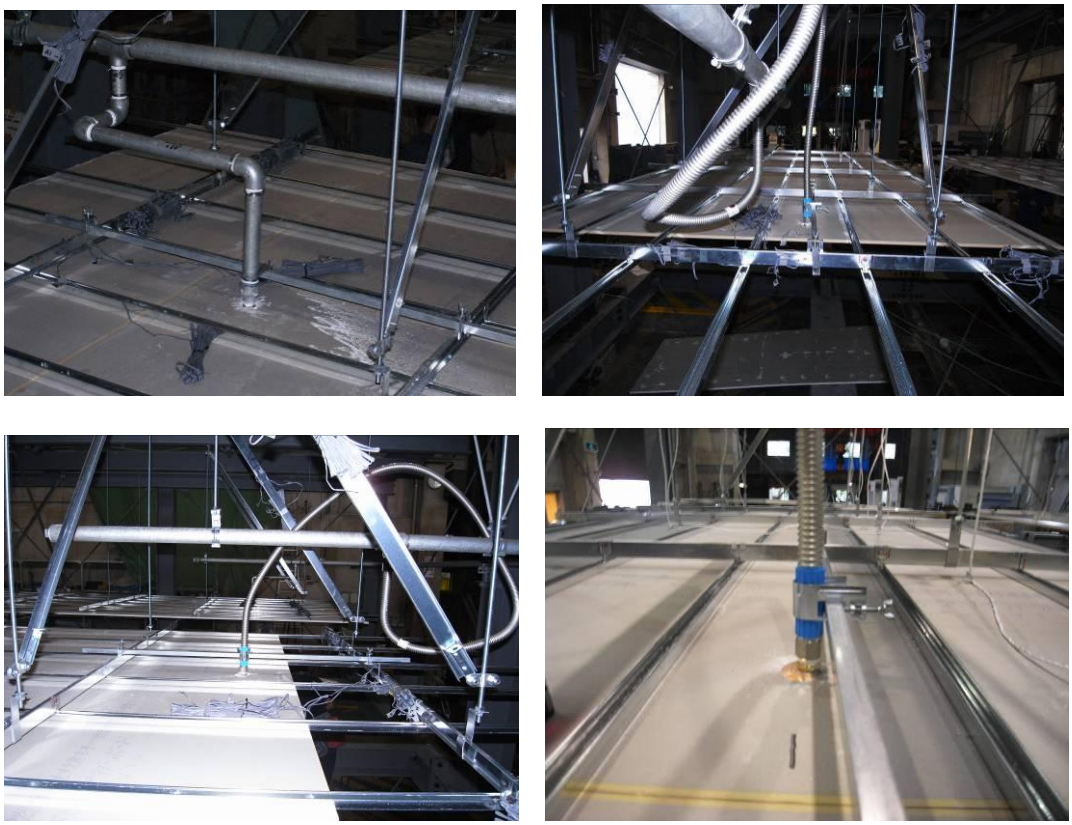


写真 12　加振前

写真 13　El-centro1940 波 300%加振後

写真 14　El-centro1940 波 400%加振後

５．３　スプリンクラーヘッドと天井の衝突の状況

(1) El-centro1940 波 200%加振時

変位計で計測した加振方向の天井の変位と、画像追跡による天井とスプリンクラーヘッドの変位及びスプリンクラーヘッドと天井の相対変位を図 6 に示す。スプリンクラーヘッドは、天井の変位にほぼ追従しているが、変位が極大となるときは、両者の変位に差が生じている。スプリンクラーヘッドと天井の変位差（相対変位）は±10mm の範囲で推移しており、これは、スプリンクラーヘッドが天井開口に衝突して移動が制限されている現象を示している。

スプリンクラーヘッドと天井開口の衝突の状況を写真 15 に示す。

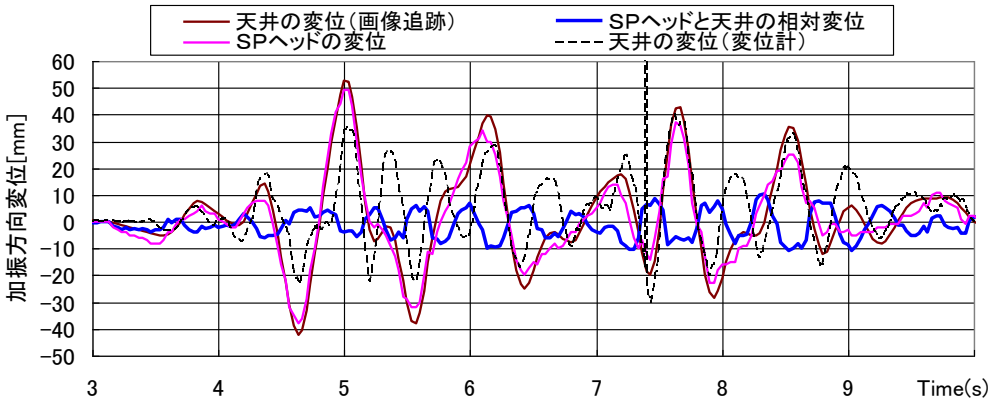


図 6　天井とスプリンクラーヘッドの変位（El-centro1940 波 200%加振時）

(1)加振前

(2)加振 4.63 秒後

(3)加振 5.03 秒後

(4)加振 8.57 秒後

写真 15　スプリンクラーヘッドと天井の衝突の状況（El-centro1940 波 200%加振時）

(2) El-centro1940 波 300%加振時

変位計で計測した加振方向の天井の変位と、画像追跡による天井とスプリンクラーヘッドの変位及びスプリンクラーヘッドと天井の相対変位を図7に示す。El-centro1940波200%加振時と同様に、スプリンクラーヘッドと天井の相対変位は±10mmの範囲で制限され、スプリンクラーヘッドが天井開口に衝突している。

スプリンクラーヘッドと天井開口の衝突の状況を写真16に示す。加振開始5.08秒後にはスプリンクラーヘッド先端部が破損し、その後は、スプリンクラーヘッドの位置が天井裏になって、開口部からは見えなくなる。

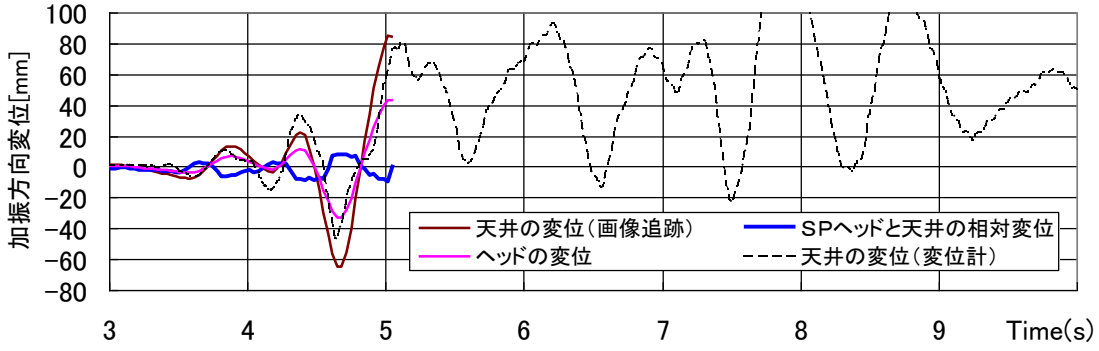


図7　天井とスプリンクラーヘッドの変位（El-centro1940 波 300%加振時）

(1)加振前

(2)加振 4.68 秒後

(3)加振 5.02 秒後

(4)加振 5.08 秒後
（スプリンクラーヘッド先端部破損）

写真16　スプリンクラーヘッドと天井の衝突の様子（El-centro1940 波 300%加振時）

５．４　加振後のスプリンクラーヘッドの損傷状況

実験後のスプリンクラーヘッド 3 個について損傷状況の試験行った。

・ヘッド 1.鋼管巻きだし①：El-centro1940 波 300%の加振後

・ヘッド 2.鋼管巻きだし②：El-centro1940 波 400%の加振後

・ヘッド 3.フレキ巻きだし：El-centro1940 波 400%の加振後

試験内容を、以下に示す。

①外観（写真）

部品の破損等、外観に異常がない場合を合格とする。

②漏水試験

スプリンクラーヘッドのノズル内部を 2.5MPa で空気加圧し、5 分間漏れが無い場合を合格とする（閉鎖型スプリンクラーヘッドの技術上の規格を定める省令第 5 条の耐漏水試験）。

③感度試験

風洞（気流温度 135 度、流速 1.8m/s）の中にスプリンクラーヘッド（ノズル内は 0.1MPa で空気加圧）を投入し、作動した時間を元に感度（時定数 τ）を求める。1 種感度（時定数 τ＜50）を満たす場合を合格とする（閉鎖型スプリンクラーヘッドの技術上の規格を定める省令第 12 条の感度試験）。

また、今回はスプリンクラーヘッド投入後 3 分が経過しても作動しない場合は不作動とみなす。

試験結果を表 1、写真 17 に示す。

表１　加振後のスプリンクラーヘッド損傷状況

ヘッド	巻出し配管（加振条件）	判定基準		
		外　観	漏水試験	感度試験
		異常がないこと	2.5MPa で 5 分間漏れのないこと	τ＜５０
1	鋼管巻出し①（El-centro1940 波 300%）	× 部品に破損、変形有り	× 0.1MPa で漏水	×（不作動）※
2	鋼管巻出し②（El-centro1940 波 400%）	× 部品に破損、変形有り	× 0.1MPa で漏水	×（τ=87.85）
3	フレキ巻出し（El-centro1940 波 400%）	× 部品に破損、変形有り	○	○（τ=34.86）

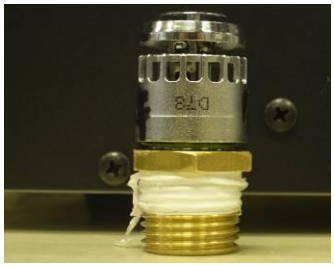
※3 分経過したがリンク部が分解しなかった。半田は溶けており風洞からの取出し時にリンク部は分解した。

◆鋼管巻きだし①・②のスプリンクラーヘッドには、白い付着物（天井材）が見られ、感熱板およびカバーは変形・破損しており、特に鋼管巻きだし②のヘッドはリンク部が傾斜している。実験中に天井とスプリンクラーヘッドが水平方向に衝突していたためと考えられる。

◆鋼管巻きだし②のスプリンクラーヘッドのリンク部は漏水試験前には傾斜していたが、試験中に傾斜が元に戻り（完全ではない）、その影響でリンク部が作動しかけている。原因として、漏水試験前にスプリンクラーヘッドの付着物を除去したこと、漏水試験中にノズル内部が加圧されリンク部の作動力が増したことが考えられる。

◆フレキ巻きだしのスプリンクラーヘッドには白い付着物は無く、リンク部も傾斜していない。感熱板が鉛直方向につぶれているのは、実験中にはスプリンクラーヘッドが天井裏に入り込み、天井とは鉛直方向に衝突したためと考えられる。

◆フレキ巻きだしの感度試験の評価は○となっているが、正常品（τ＝30 程度）よりは若干低下している。低下の程度は小さいため、感熱板の変形の影響と思われる。



損傷していないヘッド

(1)ヘッド 1：鋼管巻出し①(El-centro1940 波 300%加振後)

(2)ヘッド 2：鋼管巻出し②(El-centro1940 波 400%加振後)

(3)ヘッド 3：フレキ巻出し(El-centro1940 波 400%加振後)

写真 17　加振後のスプリンクラーヘッド損傷状況

付-5　在来工法天井における簡易的落下防止手法に関する実験

1　はじめに

本章では在来工法天井において鋼製下地の交点を拘束する落下防止型の２種類の簡易で安価な落下防止手法について、実大振動実験により得られた力学的特性を報告する。

鋼製下地の交点（縦横@900）を全て結束線で拘束したタイプと主要な交点を拘束（数量 1/2）したタイプの条件で実大天井を加振し、いずれも落下防止効果が認められた。その検証実験結果と効果を報告する。

2　対策の概要

クリップの脆弱性を補う天井落下防止手法として、野縁と野縁受けの交点を緊結させる方法が有効であると考え、**図 1** に示すⅢ型・Ⅳ型を用いた落下防止策を考案した。Ⅲ型は結束線で野縁と野縁受け交点（縦横@900）を縛る方法であり、Ⅳ型はユニークな折曲げ金物で縛る方法である。Ⅲ型は径 0.9mm，SUS304 製の結束線を 2 重巻したもので、Ⅳ型は幅 18mm、厚さ 0.4mm の薄肉折曲げ鋼板を野縁に巻き付け、野縁受け側面にビス止めしたものである。これらは、天井の耐震対策の中で、人的被害の回避の為に多少の損傷は許容し、天井の落下防止を目的としたフェールセイフ的な対策と位置づけられる。

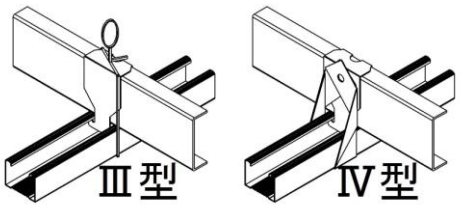


図 1　落下防止対策

3　試験体

本実験における構造諸元を**表 1**、試験体を**図 2** に示す。試験体は実大の 19 型鋼製天井下地材で組立てた 4.5m 四方の在来工法天井で、1.5m の天井ふところを有し、天井ボード（16kg/m^2）、振れ止めブレース （天井負担面積 12～20m^2）を均等に配置した天井を基本とした。**T0** は一般的な天井を模擬した試験体で、**T3** および **T4** は **T0** に対し、Ⅲ型を 25 箇所、Ⅳ型を 13 箇所に用いて天井落下防止を図った試験体である。

表 1　実験の構造諸元

No.	目標	使用器具	用数[箇所]	天井材 2)		振止材	野縁受け 3)	野縁19型 3)		天井板材 4)	
				ｻｲｽﾞ[m]	[kg]	(両方向2対)	(@900)	ﾀﾞﾌﾞﾙ	ｼﾝｸﾞﾙ	[枚]	[kg/m^2]
T0	再現	—	—	4.5X4.5	382.2	C-38X12X1.2	C-38X12X1.2	@1820	@364	2枚張	16.59
T3	落下防止	Ⅲ型	25ヶ所	4.3X4.5	364.8	C-38X12X0.9	C-38X12X0.9	@910	@303	2枚張	16.60
T4		Ⅳ型	13ヶ所	4.5X4.55	384.2	C-40X20X1.6	C-38X12X1.2	@1820	@364	2枚張	16.47

注1)特記なき場合は単位はmm、注2)天井材質量は鋼製下地を含む、注3)野縁受け材,野縁材はJIS品使用,但しT3のみ一般材[ダブル19X50X0.35,シングル19X25X0.35]、注4)板材はプラスター[石膏]ボード厚さ12.5mm、注5)Ⅲ型はφ 0.9mm,SUS製の結束線2重巻、注6)Ⅳ型はt=0.4mm,W=18mm,STKMRK400,振止材脚部と対材の中間に配置、注7)Ⅳ型は特許出願済

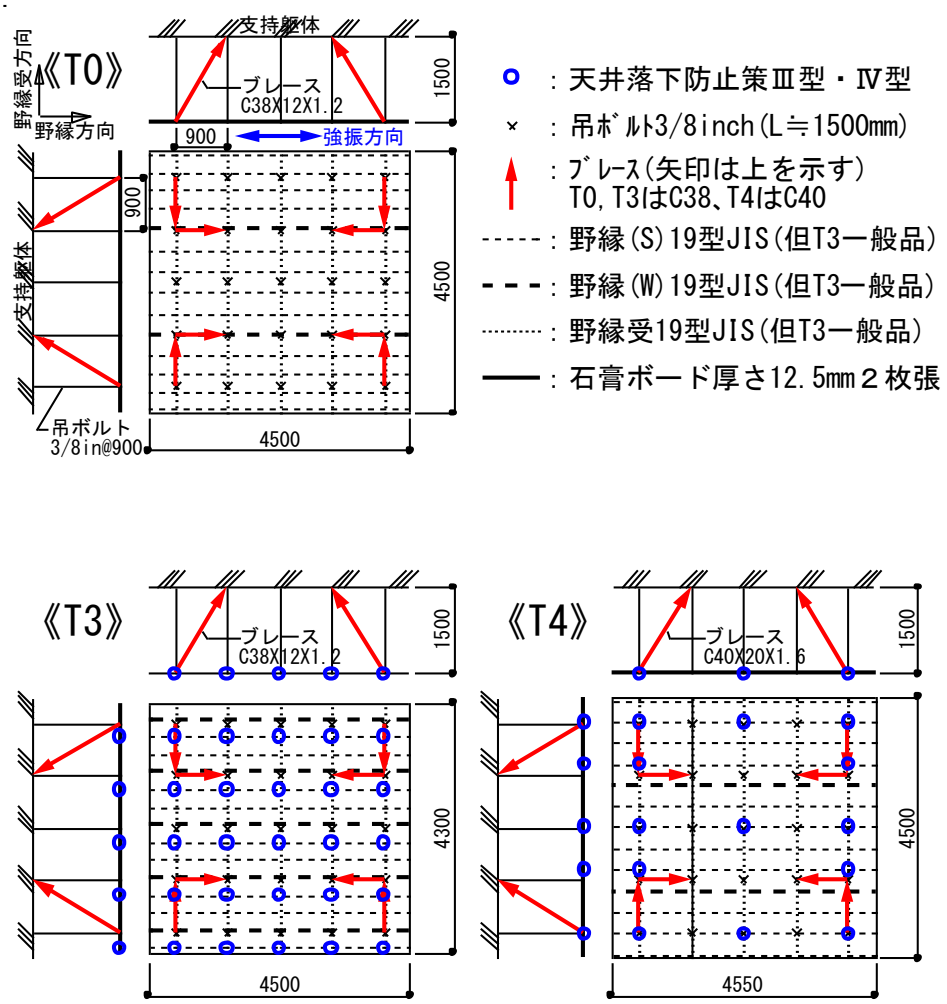


図２　実大天井試験体概要

４．　実験方法

振動台に剛な鉄骨フレーム（**写真１**参照、以下架台）を組み、その中に天井試験体をセットし 1～3 次元加振を行うことにより、動的挙動を比較検討するものとした。

入力波はエルセントロ波を最大 300%（架台上部中央にて 1G 相当）とした 3 次元加振波を用いた。強振方向の NS 成分は野縁方向とした。架台の固有振動数は野縁方向（以下、X 方向と呼ぶ） 17.9Hz、野縁受け方向（以下、Y 方向と呼ぶ）18.4Hz であり、振動台と架台上部中央の最大加速度は両者ともよく対応する。

写真１　加力装置　試験体と鉄骨フレーム(架台)

5　測定方法

測定方法を**図 3** に示す。レーザー変位計により架台と天井の相対変位を計測し、更にリール式変位計を 4 台配置し、補正による大変形時の変位及びねじれ回転を求めた。加速度計は天井面、架台、振動台に配置した。振れ止めブレースにはひずみゲージを貼り、負担軸力も計測した。

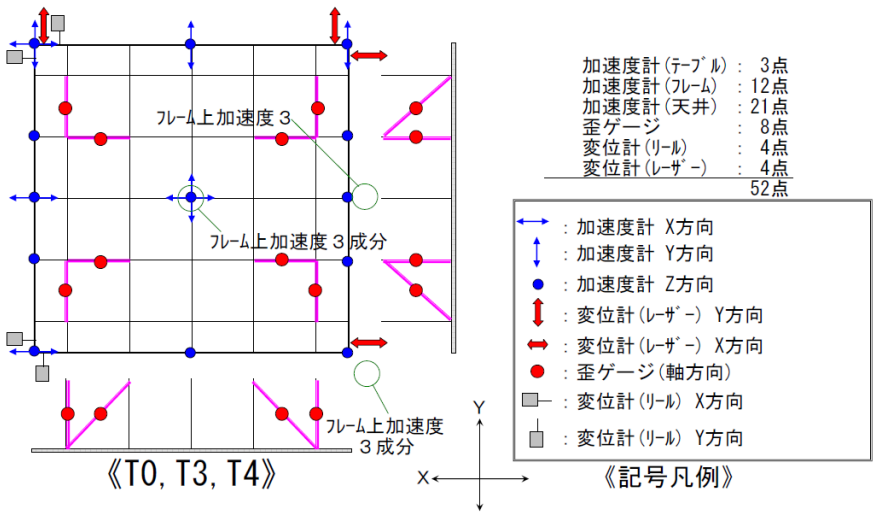


図３　計測点配置ー試験体天井と架台，振動台

6　結果概要

実験結果を**表 2** に示す。表中にはエルセントロ（以下、E と記す）波 60%2D（XZ）加振と 300%3D（XYZ）加振時の天井面中央における、加速度最大値，慣性力最大値，ゆれ　（以下、変位と呼ぶ）　最大値を示す。X 方向は野縁方向を意味し強振方向である。Y 方向は野縁受け方向であり、Z 方向は上下方向を意味する。表中の天井質量は天井下地材を含み、慣性力はその質量と加速度の乗算値とした。E 波 60%加振は架台（鉄骨フレーム）上面にて 200gal を目標とし弾性的挙動を把握し、同 300%加振は 1026gal（1G 相当）を目標とした。

表２　実験結果一覧

No	天井質量 (kg)	エルセントロ60%XZ(0.2G) 加速度 X(gal)	慣性力 X(N)	変位X (mm)	エルセントロ300%3D(1G相当) 加速度 X(gal)	慣性力 X(N)	変位X (mm)	加速度 Y(gal)	慣性力 Y(N)	変位Y (mm)	天井試験体対策
T0	382	436	1667	43.1	574	2192	330.1	747	2853	277.1	通常天井・落下
T3	365	413	1507	28.8	800	2918	347.6	646	2356	331.4	落下防止策Ⅲ型
T4	384	371	1425	26.8	1501	5767	226.4	1126	4324	108.6	落下防止策Ⅳ型

注1)天井質量は下地含む、注2)慣性力は天井質量と加速度の乗算値、注3)加速度および変位は天井ボード面の計測値、注4){}内は通常質量天井への換算にて架台上1G相当、注5)X方向は野縁(強振)方向をY方向は野縁受方向を示す、注6)Ⅳ型は特許出願済

7　慣性力と変形の関係（弾性レベル）

図 4 に E 波 60%2D（XZ）加振の X 方向における天井面の慣性力と変位の関係を示す。一般的な天井を模擬した試験体 T0 において、慣性力 1667N、変位 43.1mm であったのに対し、天井落下防止を図った試験体 T3、T4 は、T4 にて若干の変位抑制効果が認められるが、T0 の挙動と大きな差異は認められない。

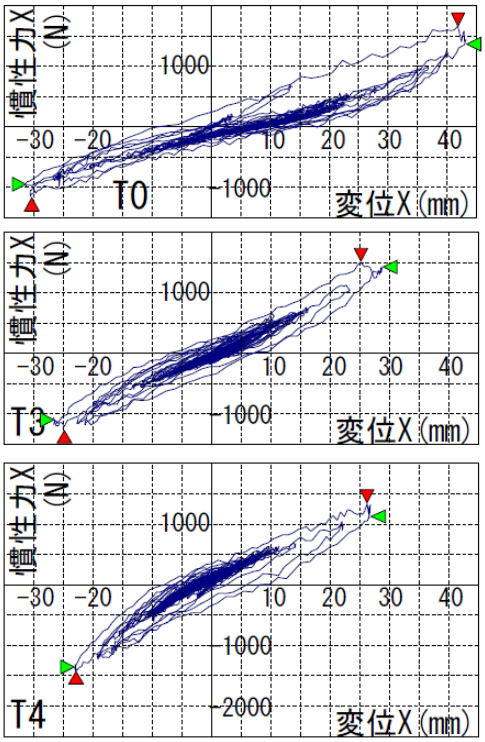


図４　慣性力と変位の関係
（架台上で 0.2G を目標）

８　慣性力と変形の関係（1G レベル）

図 5 に架台面にて 1G を想定し E 波 300%3D 加振した場合の天井面における慣性力と変位を示す。**T0** はこの加振で天井が落下した。

天井落下防止を図った試験体 **T3**、**T4** では、天井落下に至らずⅢ型，Ⅳ型の落下防止効果が確認された。X 方向の慣性力は、**T3** では 2918N となり、**T0** の落下前に記録された 2192N と同程度であったが、**T4** は 5767N と大きくなった。変位は **T0** の 330.1mm に対し、**T3** は 347.6mm と同程度であったが、**T4** は，226.4mm と小さくなった。**T3**、**T4** の慣性力は **T0** より大きく、その履歴性状においても天井全体の剛性が向上している。特にⅣ型を使用した **T4** ではその傾向が大であった。Y 方向の慣性力は、**T3** では 2356N となり、**T0** の落下前に記録された 2853N と同程度であったが、**T4** は 4324N と大きくなった。変位は **T0** の 277.1mm に対し、**T3** では 331.4mm と 2 割程度大きく、**T4** は 108.6m と 1/3 程度となった。**T3** の挙動（履歴曲線）からクリップ外れ限界を超えた後も結束線（Ⅲ型）により野縁への接合が保たれ、（1）クリップが野縁受け上を滑る、（2）　野縁受けがハンガー内を滑ることが変位を増大させていると思われる。**T4** においては、野縁受けへビス止めするため前述（1）の現象が見られず変位を抑制し、天井全体の剛性を向上させたと思われる。

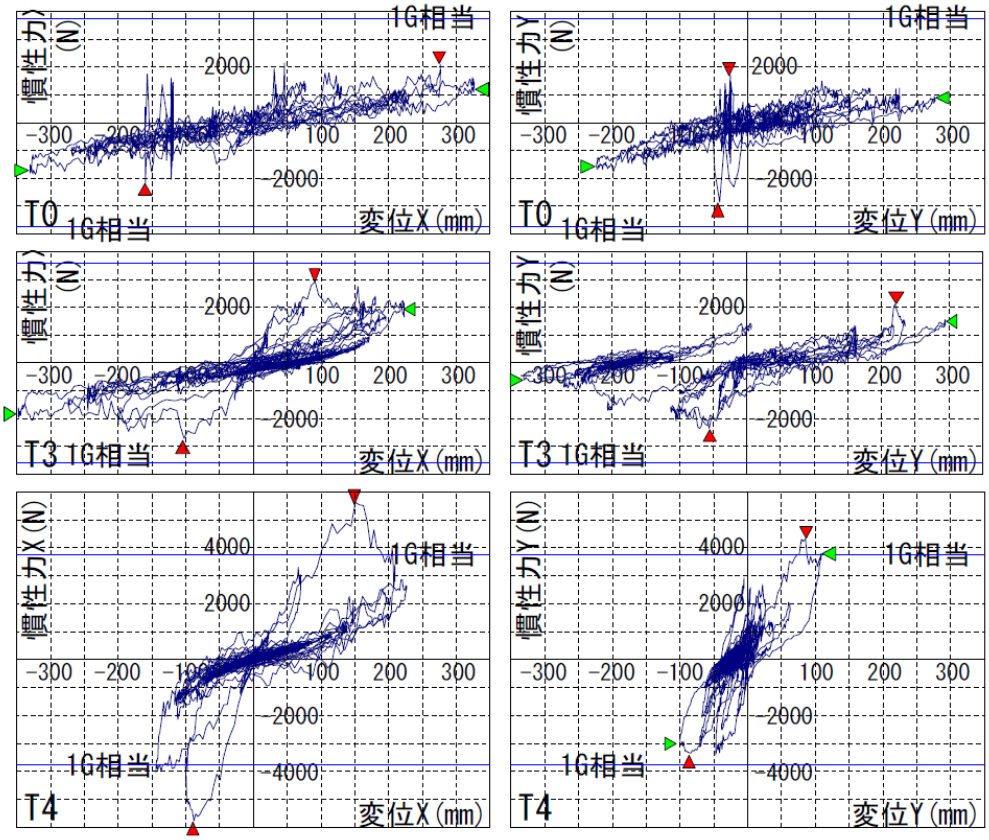


図５　慣性力と変位の関係
（天井面で１Ｇを想定）

９　まとめ

鋼製下地在来工法天井における天井落下防止策について、対策案を示しその効果を確認した。

クリップの脆弱性を補う為に野縁と野縁受けの交点を緊結させる落下防止法の有効性が確認された。

国土技術政策総合研究所プロジェクト研究報告
PROJECT RESEARCH REPORT of ＮＩＬＩＭ
Ｎｏ．３２　　February, 2010

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

本資料の転載・複写の問い合わせは
〒305-0804　茨城県つくば市旭1番地
企画部研究評価・推進課　TEL.029-864-2675