

特別シンポジウム

# 地震学と耐震工学の橋渡し

～想定地震動による建物応答～

平成24年5月28日

首都直下地震による建物応答に関する研究会

## 「首都直下地震による建物応答に関する研究会」の設置について

文部科学省が、平成19年～23年に行った「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト：サブプロジェクト①首都圏周辺でのプレート構造調査、震源断層モデル等の構築等」の研究成果を効果的に推進するため、「首都直下地震動研究成果の利用促進に関する作業部会」（以下「作業部会」という。）が平成23年4月に設置された。そこでは、首都直下地震動研究成果の利用促進に関する重要事項を検討し、関係研究機関（者）および有識者間の連携を緊密にして、その有効な推進を図ってきた。この活動は、これまであまり交流のなかった理学系の研究者と工学系の研究者および設計に携わる技術者とが直接交流する橋渡しの機会を作ることとなった。

平成24年3月で、本プロジェクトおよび作業部会は終了したが、そこで得られた知見を元に、さらなる検討と整理および考察を行うための研究会を発足させることとする。上記の作業部会での解析は、限られた条件下での基礎的なものではあったが、今後の防災対策や耐震工学を考える上で有用な資料になり得ると考えられ、この成果の利用促進を進めるための方策を検討する場として、この研究会は位置づけられる。

## 「首都直下地震による建物応答に関する研究会」の構成

東京工業大学 名誉教授	和田 章
東京大学地震研究所 教授	平田 直
東京工業大学 教授	翠川 三郎
独立行政法人建築研究所 構造研究グループ長	飯場 正紀
東京理科大学 教授	北村 春幸
東京大学大学院工学系研究科建築学専攻 教授	久保 哲夫
社団法人日本建築構造技術者協会 副会長	伊藤 優
社団法人日本免震構造協会	北村 佳久
防災科学技術研究所	吉澤 睦博
信州大学 教授	五十田 博
株式会社小堀鐸二研究所	小鹿 紀英
大成建設株式会社	篠崎 洋三
清水建設株式会社	中島 秀雄
株式会社日建設計	常木 康弘
株式会社竹中工務店	中井 政義
日本設計株式会社	人見 泰義
株式会社大林組	山中 昌之
東京大学地震研究所 准教授	酒井 慎一
東京大学地震研究所 助教	中川 茂樹

目 次

「首都直下地震による建物応答に関する研究会」の設置について

1.	大きな自然と厳しい自然災害、そして我々にできる 4つの対策	1
2.	首都直下に震源を有する地震動の検討	
2.1	首都圏における中感度地震計観測網(MeSO-net)の構築	4
2.2	東北地方太平洋沖地震等の観測結果の概要	6
2.3	首都直下地震の震源断層モデルの設定	7
2.4	震源断層モデルおよび地下構造モデルの概要	9
2.5	強震動計算における支配的パラメータの解説	10
2.6	工学的基盤における地震動とその特徴	12
3.	想定首都直下地震による建築物の挙動の検討	16
3.1	従来想定されている地震動との比較	17
3.2	検討地点の選定と表層地盤の特徴	20
3.3	表層地盤近傍における検討用地震動の作成	23
3.4	想定首都直下地震に対する建物挙動の検討の概要と考察	38
3.5	想定首都直下地震に対する建築物の応答量のまとめ	40
4.	想定首都直下地震による建築物および室内の被害状況の検討	
4.1	Eーディフェンス実験に見る建築物の被害状況に基づく検討	73
4.2	想定首都直下地震による建築物挙動検討結果と実大規模震動実験との比較考察	130
4.3	建築物等条件に応じた地震対策の提言（留意点）	137
5.	まとめ	138

## 1. はじめに

### 大きな自然と厳しい自然災害、そして我々にできる4つの対策

和田 章

東京工業大学名誉教授

46億年前にできた地球の歴史は壮大である。インドはアフリカ大陸の東から移動してアジア大陸の南にぶつかり、その造山活動によりヒマラヤ山脈を作りあげただけでなく、海底深く眠る海洋生物の亡骸をもその頂上に押し上げた。この動きは今でも泊っておらず、2008年にはチベット高原の東において四川大地震を起こした。かつて伊豆半島は大洋の孤島であったが、これが日本列島にぶつかって現在の箱根の山々ができたといわれる。

地球の始まりを元旦として今を同じ年の大晦日とすると、石炭による蒸気機関の発明によってなされた産業革命は大晦日の夜11時59分58秒から59秒になる。元旦から1年間ふりそそいだ太陽エネルギーの蓄積を大晦日の夜の最後の1-2秒で一気に使って今の文明は支えられている。これからのエネルギーは原子力か自然エネルギーかと議論されているが、今でも人類はそのほとんどのエネルギー源を化石燃料に頼っている。

縄文時代の始まりは1万3千年前であり、上記の地球の営みを1年の時計で表すと大晦日の夜の11時58分すぎになる。縄文時代は1万年続きその後の人類の歴史の方が短い、これらの年月は今の日本人の平均寿命で割り算すると162倍、30歳で子どもを産むとすると433世代になる。考古学など人類が生まれる前のことを調べる学問はあるが、人間の想像力は自然の前ではあまりにも乏しく、経験していないことへの心構えは苦手である。最後の瞬間にしか生きていない人間に、地球や自然の大きさや仕組みを計り知ることは難しい。

地震の発生原因を説明するプレートテクトニクスが世界で認められたのは、東京に霞ヶ関ビルが竣工し、1968年の十勝沖地震により真新しい鉄筋コンクリートの校舎が倒壊した頃である。地震を起こすプレートの深さは10km以上といわれ、また震源のすべり面に作用している圧力、アスペリティの大きさや強度などは具体的に触って調べることはできず、すべて人間の考えた理論上の問題である。上記の1年の物差しでは、新しい年の元旦の0時0分40秒（数千年後）には環境破壊と氷河期の到来により人類は破滅し、午前10時（数百万年後）には氷河期のピークとなり、地球は氷に覆い尽くされると言われている。宇宙の歴史のなか、一瞬の光陰に我々の人類文明は花を咲かせたと考えることもできる。

この地球上の太平洋の西の端にある日本は、周囲を海に囲まれ、また陸地の7割が森林であり、地形の変化が急で風光明媚な処が多く、南北に長く四季が息づく自然に恵まれた国である。一方で、地震、台風、豪雨、豪雪、崖崩れなど自然災害から逃げられない国でもある。この地に生まれた日本人は、自然に逆らわず生きてきたが、明治の開国以来、自然災害の少ない欧米で生まれた科学技術を追いかけ、世界に負けない強くて豊かな国を目指して走ってきた。4度の大きな戦争、関東大震災、伊勢湾台風、阪神大震災など多くの悲惨な状況にあっても方向は変えていない。

この度の東日本大震災を起こした地震は六百年、千年に一度の極めて稀な地震といわれている。この度の大地震を受け、我々日本人は何処に住み(①)、どんな構築物(②)を作って生きていけばよいのか、真摯に考えなければならない。千年に一度の巨大な津波が怖いから、これらの土地は田んぼや畑にして、津波から逃げて高台の上に生活の場を求めることも考えられる。絶対に壊れない防潮堤を作るこ

とは不可能ではないが膨大な資金が必要であり、何百年に一度のためにプリズンの塀のなかに生活するようになってしまう。津波が襲っても倒れない丈夫な高層建築は建てられる。津波避難ビルを作ることもできる。

このほか、津波の予想、警告などの仕組みを整備し、道に避難経路を書き込む、普段から防災訓練を行い予報が小さくても必ず避難を行う習慣など、人命を守るためのソフト対策（③）は取り得る。もう一つ残る大きな問題は、六百年、千年に一度とはいえ津波に襲われて海の底になる低地に建設される建築や漁港施設、港湾、プラント、海に浮かぶ船など社会資産とその機能の喪失である。これらのリスクを転嫁する方法（④）を考えなければならない。例えば、全国に2か所の工場を設ける、船や建物に保険を掛けるなどである。

建築物の耐震設計では、建物の存続中に1度か2度は遭遇すると考えられる稀な地震動に対して、小さなひび割れは許すが、継続して使用できることを求め、また数百年に一度襲われると考える極めて稀に起こる地震動に対しては、構造物の塑性変形を許容するものの、人命保護のために構造物が倒壊しないことを求めている。両者は日本国憲法第25条の生存権から意味付けられ、さらに後者においては憲法29条の財産権から意味付けられている。国民の財産は自由に使われるべきで、数百年に一度の大地震を受けたときにも、無傷で済む耐震建築を国が建主に要求するのは過剰であるという法の精神に依っている。

そこには防災だけでなく減災の考えが組込まれていると解釈することができる。ただ、こういった建築の集まりにより街や都市を形成されると、上記の耐震性で個々の建物が設計されている現在では、数百年に一度とは言え、多くの建物が傾いてしまい機能を喪失し、さらにそれは都市全体の機能喪失につながるものである。多くの人々がこの問題に気付き始め、都市に復元性（resilience）を持たせることが必要であると考え、免震構造や制振構造が多くの建物に次々に採用され、極めて稀に起こる地震動にも機能維持を求める高い耐震性能を持った建築物の比率が増加している。

東日本で被災された地域の状況は、厳しく惨状と言わざるを得ない。各地の風土や地形、産業構造は一つとして同じものはないことから、復旧・復興に向けた単純な解決策も見出せないが、上記の4対策、①何処に住むか、国土計画から安心して住めるまち作り、②防波堤・建築物などの社会資本の構造、③ソフト対策、避難訓練など防災体制の構築、そして④リスク転嫁の組み合わせで考察し、方針を定め、迅速に未来に向けた復旧・復興が望まれるところである。これら4つの対策は英語では、①Locations、②Structures、③Operations、④Risk Transfersと言われている。

本資料は、「シンポジウム開催に当たって」にあるように、「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト（先行プロジェクト）」の基礎的検討を源とし、その後の整理と考察を加えまとめたものである。すなわち、首都圏に注目して、最新の地震学に基づき、数値計算により求めた地震動に対して、我々が日本の技術に基づき構築してきた建築構造物の受ける応答量を求め、さらに建築物だけでなく地震に対する都市の安全性を総合的に評価する必要があると考えて、取り組み始めた研究に端を発している。我が国一流の地震研究者と我が国一流の建築分野の設計者が協働して、研究や議論を始めた重要な取組みでもある。

地震動の計算には多くの仮定条件およびパラメータの設定が必要であり、これらを決めれば自ずと地震動が求められるが、いつか・どこかで起こる地震動の条件やパラメータを、地震が起きる前にあらかじめ決定論的に特定することは現在の科学技術では不可能である。ここでは、2004年に中央防災会議が設定した南関東一円で発生を想定するいくつかの首都直下地震のケースのうちで、最も被害が甚大

であると想定された「東京湾北部の地震」を対象の地震として取り上げた。その断層面を利用して3通りのケース（パラメータ）を設定し、東京および近郊の5カ所の工学的基盤上の地震動を求め、結果として15種類の地震動（NS、EW、UD）を作った。この地震については、震源断層モデル構築のための参考となる過去に発生した地震がないため、中央防災会議の想定と同じ断層パラメータを採用し、アスペリティは断層の東側と西側に1つずつ配置した。破壊開始点については、首都直下地震対策専門調査会で検討された震源モデルと同じ位置の場合、東側アスペリティの東に位置する場合、西側アスペリティの西に位置する場合の3通りを考え、それぞれ、Case1、Case2、Case3とした。

これをもとに表層地盤の性質を考慮した地表面近傍の地震動を別途算定し、これらの地震動と建築物の構造体モデルにより地震応答解析計算を行った。建築構造物の種類は、鉄骨造、RC造、SRC造に加えて免震建物も対象とした。それぞれの建物について、高層、中層、低層の3通りを考え、さらに低層木造建築物も応答計算の対象としている。

この作業を上記の4つの対策に対応させると、南関東に襲うといわれる地震動を想定し、①Locations：建設地の選択と、②Structures：構造物の強さに応じて、地震時の建築物の応答を調べたことになる。さらに情報と富が集積し、また人々の生活の場が集中し、朝夕に非常に多くの人間が住宅と仕事を往復する東京の問題を扱うとき、③Operations：人々の挙動、防災教育、避難訓練、情報伝達、火災など、解決すべき問題は多い。④Risk Transfers：に関しても、物的被害、人的被害は甚大になると考えられ、倒れる建築物、倒れないまでも傾いたまま残る建築物など、これらの処理に要する費用や労力は天文学的な数値になることは想像に難くない。国難とも言える首都直下地震を克服するには国や企業が冗長性を持った仕組・体制であることが必要であり、損害を保険等により転嫁する方法が必要であるが、国や自治体があらたな税金によって、それを実現しようとするれば、南欧に見られるようにソブリンリスクが顕在化し国家の存亡に直結する問題となりかねない。

南関東においてM7クラスの地震が今後30年間に発生する確率は、70%といわれているが、この発生確率をもっと高まっているとの地震学分野内における研究レベルの情報が十分な議論の前に流布されたため、都民をはじめ国民全体がその内容に衝撃を受けた。ただし、このような数字に惑わされることなく、今後100年の間には100%の可能性で首都直下地震が我々の生活を襲ってくると考えて、日本の国土全体の利用方法やその計画、首都の位置づけ、これらの土地に構築される構造物の強さなどの性能を考えておく必要がある。土木構造物や建築物の寿命は短いものでは30年であるが、長いものは100年になり、地震発生時には様々な時代に建設された構造物が同時に大きな揺れを受ける。建築物や都市、そこでの生活は長い時間をかけて国民全員で作上げる文化そのものであることから、あるときに思いついて、急に丈夫な建物や都市を作り上げることはできない。明日からでも、十分に安全で安心な街を作ろうとした行動を始めなければならない。

この研究報告が市民に緊張感を持たせ、いつか必ず襲ってくる大地震に備えるための運動が起こることを期待する。

## 2. 首都直下に震源を有する地震動の検討

### 2.1 首都圏における中感度地震計観測網 (MeSO-net) の構築

首都圏では大地震の発生の可能性が高く、人口密度や資本の集積度が高いため、大地震が起きると大きな被害が発生することが予想されている。しかし、実際にどこでどのような地震が起きるか、その地震によってどのような揺れが発生するのかについては、よく分かっていない。そこで、高精度の地震計を使って地震を観測し、どこで、どのような地震が発生するのか、首都圏の地下構造はどのようになっているのかを明らかにすることが、本プロジェクトの目的のひとつである。そして、首都圏下で発生する大地震の地震像を明らかにして、その地震による揺れの分布を得ることも、目的のひとつである。

そのために、まず新たに稠密な地震観測網を構築し、これまでに例のない都市部での定常的な連続観測を行った。都市部は、人間活動による人工的な振動（ノイズ）が多く、地震観測には適していない地域であるため、少しでもノイズの少ない観測地点を選定することが、観測網構築には大切である。一般に人工ノイズ源は地表付近に存在するため、これまでは、地表から離れた深い（2000m～3000m）縦孔の底で観測されていた。しかし、このような深い孔は、建設費用、工事期間、用地確保交渉等の大きなコストを伴う。そこで、本プロジェクトでは、多数の観測点を集中配置することで、シグナルを際立たせ、地下の様子を探ることにした。このような地震観測網として、首都圏地震観測網 (Metropolitan Seismic Observation network: MeSO-net) を東京大学地震研究所、神奈川県温泉地学研究所、防災科学技術研究所が協力して構築した (図 2-1)。

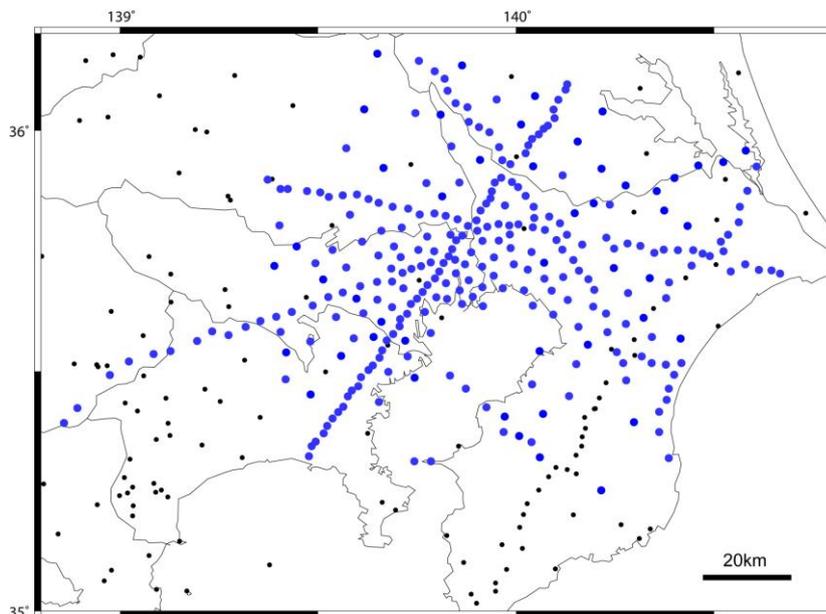


図 2-1 首都圏中感度地震観測網の観測点配置。青丸が MeSO-net 観測点 296 箇所。黒丸は、大学、気象庁、防災科学技術研究所、温泉地学研究所の観測点を示す。

首都圏には、南からフィリピン海(PHS)プレートが沈み込み、その下へ東から太平洋(PAC)プレートが沈み込んでいる。この PHS プレートの沈み込む範囲を覆うような観測網を検討した。一方で、PHS プレートが沈み込む前後での地下構造や地震活動の対比を行うために、PHS プレートが沈み込む直前の関東山地周辺も観測範囲に加えた。全体として、東京都東部を中心とした半径約 80km の範囲が研究対象領域である。

本プロジェクトでは、M7 級地震（断層サイズ約 20km）の解明を目的の一つとしているため、このサイズの地震断層より細かな分解能での観測が不可欠である。平均間隔を 5km 程度として、単純に首都圏（半径約 80km の円内）をその間隔で均一に覆うと、約 850 点の観測点が必要になる。しかし観測点を集中させるなどして、より少ない観測点数でも可能な適切な配置を考えた。その結果、5 本の直線状の観測点分布（2~3km 間隔）と半径約 80km の面状分布（4~10km 間隔、中心で密）で、最終的に 296 ヶ所の観測点を選定した。この 5 本の直線状観測点は、過去に発生した大地震の直上や現在発生している地震活動域の直上を通るように選んでいる。さらに、これまでの研究成果で指摘されていた不均質な構造が存在する地域、繰り返し小地震およびゆっくりすべりが発生する領域などの注目すべき地域の直上を通ることも考慮に入れた。さらに、他の機関（地震研究所、気象庁、防災科学技術研究所）が設置している地震観測網も取り込み、統合処理した。その結果、東京駅を中心とした半径 40km の範囲では、これまでの約 20 倍の観測点密度になった。

都市部では、人工ノイズが少ない静かな環境を選定することは困難である。そこで、地震計を縦孔の底に設置し、孔底でデジタル化してから伝送することによってノイズの軽減を図った。掘削深度は、設置に掛かる経費・日数とデータ品質の兼ね合いで決まるが、本プロジェクトの科学的な目的に必要なデータが得られる深さとして、すべての観測点を 20m とした。観測点候補地としては、道路や鉄道路線から比較的離れることが可能で、地震計を設置する縦孔を掘削することが可能な広いグラウンドを持つ学校や公園を選んだ（図 2-2）。

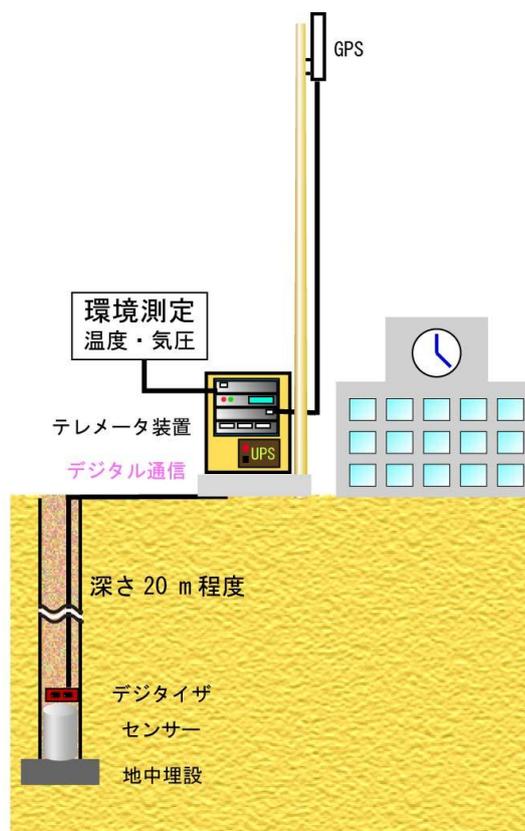


図 2-2 MeSO-net 観測点の構成。主に小中学校の校庭に 20m の観測井を掘って設置した。

大地震発生前後の観測記録には、前震、本震、余震が含まれていて、それらを漏れなく記録することは、本プロジェクトのように大地震の地震像を解明する場合、特に重要である。そのため、小地震から大地震の地震動を飽和せずに記録できる広いダイナミック・レンジの観測システムが必要である。小地震をねらいとした高感度地震計と強い地震動の観測を目的とした強震観測との中間的な地震観測という意味で、中感度地震観測装置と呼んでいる。地下のセンサ部装置は、負帰還型加速度センサ部と測定部からなり、1つのケースに収められている。センサ部は、鉛直・南北・東西の3成分を測定し、フルスケールは水平成分で±1,500 gal、鉛直成分で±500 galである。

## 2.2 東北地方太平洋沖地震等の観測結果の概要

2011年3月11日の東北地方太平洋沖地震の発生時には、首都圏でも多くの地点で停電や回線断が発生したが、本システムでは、そのような災害時においてもバッテリーでの連続収録が続けられるよう設計されていた。さらには、通信が復旧した後にデータが再送されたため、最終的に途切れることなく全地震記録を得ることができ、当初の機能を発揮することができた。本システムは、トリガ収録ではなく連続収録であるため、本震後に引き続いて発生した余震活動による地震動についてもすべて収録することができ、この地震活動全体像を知る上で重要なデータとなっている（図 2-3）。震源域に比較的近い、茨城県南部や千葉県東部の地域においては、800ガルを越える揺れを記録した観測点があるなど、大振幅においても飽和することなく揺れを測定することができた。一方で、液状化現象が見られた湾岸地域にも多数の観測点があり、そのような観測点における地下20mの地点での地震動は、液状化現象を引き起こした揺れの入力地震動を記録したものとして重要なデータになっている。

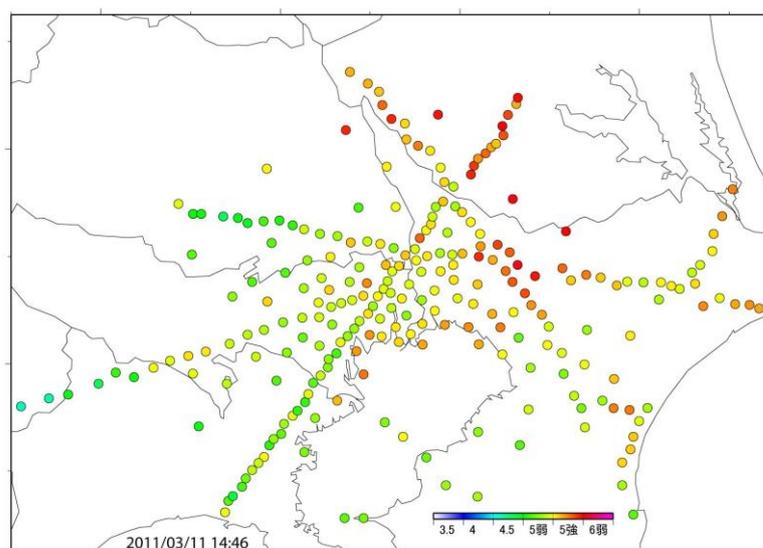


図 2-3 MeSO-net で記録された 2011 年東北地方太平洋沖地震の計測震度。都内でも震度 6 弱が測定された。

### 2.3 首都直下地震の震源断層モデルの設定

MeSO-net で取得したデータ及び既存観測点のデータを用いて地震波トモグラフィ解析を行い、首都圏下の地震波速度構造を求めた。それを基にして、首都圏下のプレート境界面の形状を推定した。首都圏下には、南からフィリピン海プレートが沈み込んでいて、その下には、東から太平洋プレートが沈み込んでいることが知られているが、既往研究でも地震活動や地下構造の不均質等を元にして、これら 2 枚のプレートの形状が得られている。しかし、今回得られた成果は、過去のいずれの研究よりも格段に高精度であるため、それから得られるプレート形状においても、高精度・高分解能なものになった。

得られた地震波速度の深さ断面図を 0.01 度ごとに作成し、その断面図にその範囲で発生している地震の震源分布を重ねた。プレート境界付近では地震波速度の不連続が存在するはずであり、そこでは、プレート運動が継続していることから、その境界面に沿った低角逆断層型の地震やくりかえし小地震が存在すると考えられる。そのため、断面図上に発震機構解やくりかえし小地震も重ね、これらの深さ断面図から、速度の不連続、低角逆断層型地震の分布、くりかえし小地震の分布が共通して存在するところをプレート境界面であるとみなした。さらに、フィリピン海プレートが海洋性地殻を伴ったまま沈み込んでいるとすると、その最上部には地殻のモホが存在するはずである。地殻の厚さが一様であると考えれば、既往の研究からその厚さは約 8 km であるため、プレート境界面の下約 8 km の部分にも速度不連続面が連続して見られるはずである。地震の並びが無くてもそのような速度の不連続があるところをモホとし、逆にその上 8 km をプレート境界面とした。

一方、隣り合う断面図の範囲では、地震波速度に極端な違いが生じることはないと考えられるため、これまでに得られた切れ切れの不連続面を基にして、速度不連続が見られないところや地震活動のないところでも、周辺と連続的につながるような滑らかに変化する面を考え、プレート境界面の等深線を推定した。この等深線は、東京湾で行われた反射法地震探査の結果、房総半島付近で行われた反射波の解析結果、茨城県南部における繰り返し小地震の分布による結果等の最近の研究とも比較し、大きな矛盾が生じないように調整した。

首都圏下には二つのプレートが沈み込んでいるため、発生する地震には様々なタイプが考えられるが、中央防災会議(2004)は 18 通りの地震を想定し、その地震による被害想定を行っている。その中で最も被害者数や経済的被害が大きい地震は、東京湾北部の地震である。この地震は、フィリピン海プレート上面の地震で、同じプレート境界型の地震である大正関東地震(M7.9)の震源域の北隣に位置する。本プロジェクトの成果であるフィリピン海プレート上面の深さ分布は、中央防災会議が想定に利用したものに比べ、地域によっては約 5~10 km 浅くなっている。その結果、この東京湾北部の地震の震源断層面も浅くなるため、その地震動も変わってくる可能性がある(図 2-4)。

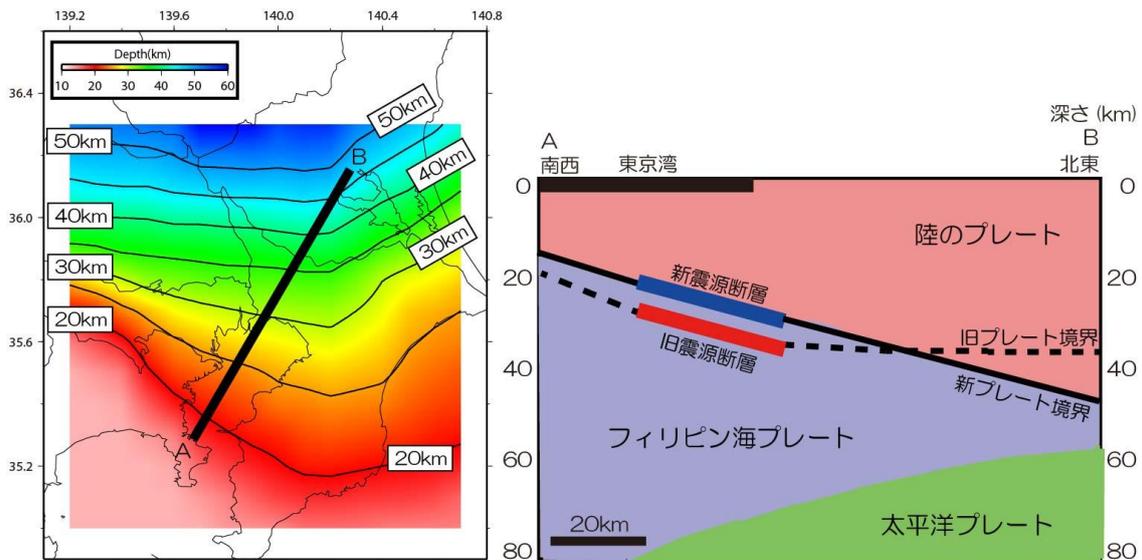


図 2-4 (左) フィリピン海プレートの上面の深さ分布図。色は深さを表わす。矩形は、想定した東京湾北部の地震の震源断層面の位置。(右) 左図のA B深さ断面図。陸のプレートの下にフィリピン海プレートが沈み込み、その下に太平洋プレートが存在する。これまでのフィリピン海プレート上面の深さ分布(破線)に比べて、本プロジェクトによるプレート境界面は東京湾地域では浅くなっている。そのため、想定した東京湾北部の地震の断層面も約 10 km 浅くなった。

この地域では、過去にゆっくり地震が発生したという報告もあるが、低角逆断層型の小地震も発生していて、大地震が発生する可能性を否定できない。なお、得られた速度構造からは、この地域の  $V_p/V_s$  は標準的な値であり、高速破壊を起こすことのできない物性であるとは言えない。従って、この地域のフィリピン海プレート上面で発生する地震に対して、地震動の計算を行うことにした。

この地震については、震源断層モデル構築のための参考となる過去に発生した地震がなく、また、中央防災会議・首都直下地震対策専門調査会の結果との比較を念頭において、中央防災会議(2004)<sup>1)</sup>の想定による「東京湾北部の地震」と同じ断層パラメータを採用し、アスペリティは断層の東側と西側に1つずつ配置した。ただし、ライズタイムは地震調査研究推進本部のレシピ(2010)<sup>2)</sup>に沿った値に変更し、すべり角や破壊伝播速度の揺らぎは入れないものとした。破壊開始点については、首都直下地震対策専門調査会で検討された震源モデルと同じ位置の場合、東側アスペリティの東に位置する場合、西側アスペリティの西に位置する場合の3通りを考え、それぞれ、Case1、Case2、Case3とした。図 2.3.1 に震源断層モデルを示す。

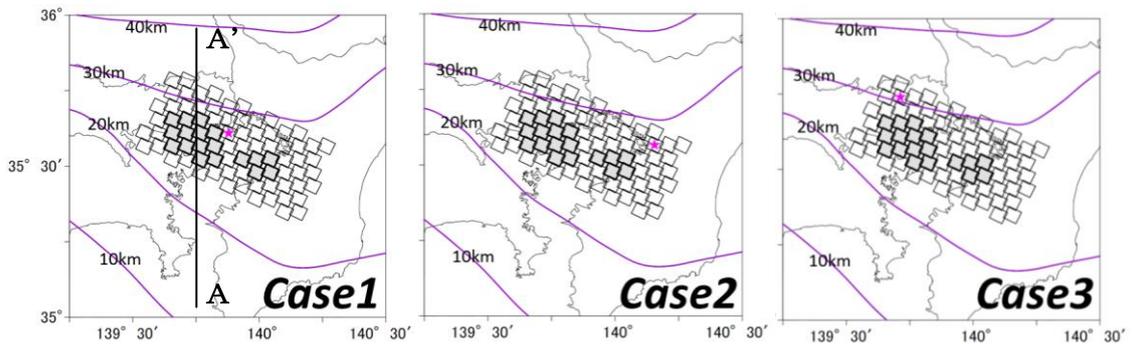


図 2.3.1(a) 震源断層モデルの平面図。灰色の四角形はアスペリティ、白色の四角形は背景領域、星印は破壊開始点を示す。紫色の曲線はフィリピン海プレート上面の深さを表す。

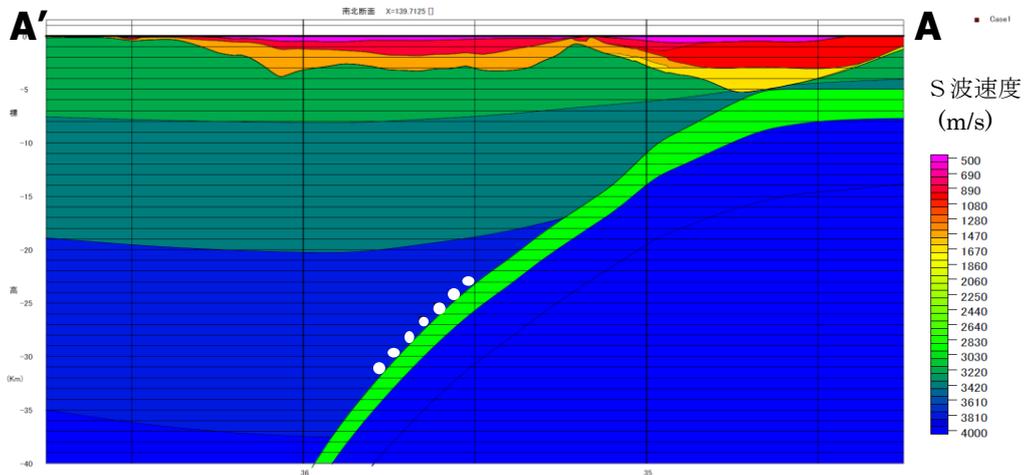


図 2.3.1(b) 震源断層モデルと地下構造モデルの断面図。震源断層モデルの位置を白丸で示す。各地層の S 波速度は図右側の凡例のとおり。

## 2.4 震源断層モデルおよび地下構造モデルの概要

設定した震源断層モデルは破壊開始点を除いて Case1、Case2、Case3 とともに共通して以下のとおりである。

### ・断層全体

地震規模	$M_w7.3$ 。
断層面積	長さ 63 km × 幅 32 km。
断層の走向	296 度。
断層の傾斜	23 度。
すべり角	138 度。
平均応力降下量	3 MPa。

fmax                    6 Hz。  
破壊伝播速度        2.5 km/s。

・アスペリティ 1

面積        325 km<sup>2</sup>。  
応力降下量        16.7 MPa。

・アスペリティ 2

面積        125 km<sup>2</sup>。  
応力降下量        16.7 MPa。

・背景領域

断層の面積        1,575 km<sup>2</sup>。  
実効応力            2.4 MPa。

強震動の計算に用いる地下構造モデルについては、工学的基盤から地震基盤までの深い地盤構造と、地震基盤以深の上部地殻・下部地殻・上部マントル、太平洋プレート及びフィリピン海プレートの構造を含む全国 1 次地下構造モデル (Koketsu *et al.*, 2008<sup>3)</sup>) を採用した。ただしフィリピン海プレートの構造のうち、首都直下地震防災・減災特別プロジェクト「地震計を用いた自然地震観測によるプレート構造調査」が対象とした領域ではその調査結果を導入した。新たなフィリピン海プレート構造モデルが構築された領域は、首都圏地域に限られているため、その周辺領域で全国 1 次地下構造モデルによるフィリピン海プレート構造モデルと滑らかに接続した。

三次元差分法による長周期帯域の地震動シミュレーションにおいては、上記の三次元地下構造モデルを用いた。また、統計的グリーン関数法による短周期帯域の強震動計算においては、評価地点直下の一次元構造を上記モデルから抽出して用いた。

工学的基盤から地震基盤までの深い地盤構造は、検討対象とした 5 地点（横浜、新宿、霞が関、浦安、幕張）においては Vs500 m/s 層、Vs900 m/s 層、Vs1,500 m/s 層からなっている。このうち、新宿、霞が関、浦安、幕張においては、これらの層の厚さが、それぞれ 390～440 m、1,200～1,420 m、1,200～1430 m 程度、横浜においては、それぞれ 155 m、1,040 m、1,877 m である。

## 2.5 強震動計算における支配的パラメータの解説

Case1、Case2、Case3 とも共通に、長周期帯域では三次元差分法、短周期帯域では統計的グリーン関数法により計算し、接続周期 2 秒でハイブリッド合成して周期 0.1 秒から 20 秒の範囲で、工学的基盤における広帯域地震動の波形を得た。

広帯域地震動の特徴を大きく支配する要因のひとつとして地震規模が挙げられる。地震

規模が特定されたときには、アスペリティに関するパラメータは主に短周期における振幅に対して支配的要因となる。地震動の振幅は地震規模やアスペリティのパラメータのほか、評価地点の震源断層からの距離、特にアスペリティからの距離に強く依存する。評価地点が特定されたときには、断層の走向と傾斜及びすべり角は地震動の振幅を左右し、また、破壊伝播速度や破壊開始点の位置は、破壊伝播効果として計算される地震動の特徴を支配する。これらは計算方法によらず地震動の特徴を左右する要因である。

長周期帯域の三次元差分法による計算では、全国 1 次地下構造モデルと新たなフィリピン海プレート構造モデルを用いた。ハイブリッド合成の接続周期を 2 秒としたことから、三次元差分法の短周期側の有効周期を 1.5 秒としてシミュレーションを行った。差分法シミュレーションコードは林・引間(2001)<sup>4)</sup>によった。震源時間関数は、中村・宮武 (2000)<sup>5)</sup>を採用し、ライズタイムは  $W/2 V_r$  とした ( $W$  は断層あるいはアスペリティの幅、 $V_r$  は破壊伝播速度)。非弾性減衰は粘弾性モデル(Robertson *et al.*, 1994<sup>6)</sup>)を用いて  $Q$  値参照周期を 4 秒として評価した。

この計算手法では、地下構造モデルが地震動の特徴に大きな影響を及ぼす。非弾性減衰に関しては、採用するモデル及び  $Q$  値の参照周期の設定が地震動に影響する。また、震源時間関数を規定するライズタイムも計算される地震動に影響を及ぼす。

短周期帯域の統計的グリーン関数法では、S 波三成分の波形を計算した。地下構造は、上部マントルと地殻からなる球殻モデルとその上部においた地震基盤から工学的基盤までの一次元成層構造モデルを仮定した。地震基盤から工学的基盤までの一次元成層構造は、三次元モデルである全国 1 次地下構造モデルから評価地点直下の構造を抽出して採用した。震源断層を  $5 \text{ km} \times 5 \text{ km}$  の要素断層に分割し各要素からの寄与を合成する方法を採用した (Irikura, 1986<sup>7)</sup>, 釜江・他, 1991<sup>8)</sup>)。各要素からの地震波は正規乱数時系列と震源スペクトルから構成される。震源スペクトルは、Brune (1970)<sup>9)</sup>による  $\omega^2$  モデルを採用し、 $f_{\max}=6\text{Hz}$  として高周波数帯域の減衰を考慮した (Hanks, 1982)<sup>10)</sup>。すべり時間関数の補正は、ライズタイムを  $W/2 V_r$  として Exponential 型関数を採用した (入倉・他, 1997<sup>11)</sup>)。地震動の計算は SH 波と SV 波のそれぞれについて、放射強度係数 (radiation pattern coefficient)、非弾性減衰項、幾何減衰項、地殻上面から地震基盤を経て工学的基盤に至る地盤の応答を考慮した。放射強度係数は、4 秒以上の長周期帯域では、震源断層の走向・傾斜・すべり角と、地震波の射出角・方位角とで決まる理論放射強度係数を用い、0.5 秒以下の短周期帯域では、SH 成分、SV 成分それぞれに対して震源球の全域での平均値を用いた (釜江・他, 1990<sup>12)</sup>)。周期 4 秒と 0.5 秒の範囲では、放射強度係数は理論値から平均値へと遷移するものとした。各要素断層から放射される地震動の射出角は、球殻構造モデルを用いて計算した (Bullen, 1953<sup>13)</sup>)。伝播経路の非弾性減衰に関しては周波数に依存する  $Q$  値を採用した。

短周期地震動の計算では、 $f_{\max}$  の設定、すべり時間関数の補正関数型とライズタイム設定、幾何減衰の表現、及び地震基盤から工学的基盤まで地盤応答を評価するとき用いる

評価地点直下の地下構造モデルが地震動の振幅に影響をもつ。さらに、統計的グリーン関数法の特徴として、上述の正規乱数時系列も地震動の特徴を支配する要因である。ここでは、正規乱数時系列の振幅スペクトルが平坦となるように調整しているが、位相は採用する正規乱数に依存しているため、各要素からの地震波を合成して得られる評価地点における地震波はその影響を受けることになる。

## 2.6 工学的基盤における地震動とその特徴

Case1、Case2、Case3 について、得られた広帯域地震動の工学的基盤における速度波形を図 2.6.1 に示す。最大速度について、断層最短距離および等価震源距離に対する距離減衰を、司・翠川(1999)<sup>14)</sup>により経験的に求められた距離減衰と比較すると、Case1、Case2、Case3 とも概ね一致している。

地震動の広域分布に関しては、震源断層の直上、特に大きな方のアスペリティの直上では揺れが大きく、Case1、Case2、Case3 で破壊開始点がそれぞれ異なることに対応して、それぞれの破壊伝播の方向にも揺れの大きな領域が伸びている。また、工学的基盤までの深部の地下構造により揺れが大きくなる場合があるとともに、地表に近い浅い地盤構造により揺れが大きくなる場合もある。これらの要因も揺れの強さに影響を与えている。

Case1、Case2、Case3 について、代表地点における地震動の速度波形、速度フーリエ振幅スペクトル、及び減衰定数 5% の速度応答スペクトルを比較すると、シナリオ地震の破壊開始点の違いが、予測地震動に及ぼす影響が確認される。

中央防災会議の検討で用いられた震源断層モデルと比較すると、震源断層の深さは新たに得られたフィリピン海プレートモデルに基づいて設定されているため、平均的におよそ 10 km 浅くなっている。このことを反映して、震源断層の直上で強い揺れが予測される領域が広がっている。また、地震動計算に用いた全国 1 次地下構造モデルは、中央防災会議の検討で用いられた地下構造モデルと異なることから、地震動の特徴には地下構造モデルによる相違が含まれる。

2.5 で述べたとおり、各評価地点において計算される地震動は、様々な要因により影響を及ぼされる。Case1、Case2、Case3 において、計算される地震動の特徴に影響を及ぼすパラメータに関して、観測記録の解析から平均として得られた値や理論的な妥当性をもつ推定値を採用している。予測地震動はこれら様々なパラメータの様々な組み合わせから計算され、ここで例示した地震動はそのごく一部である。

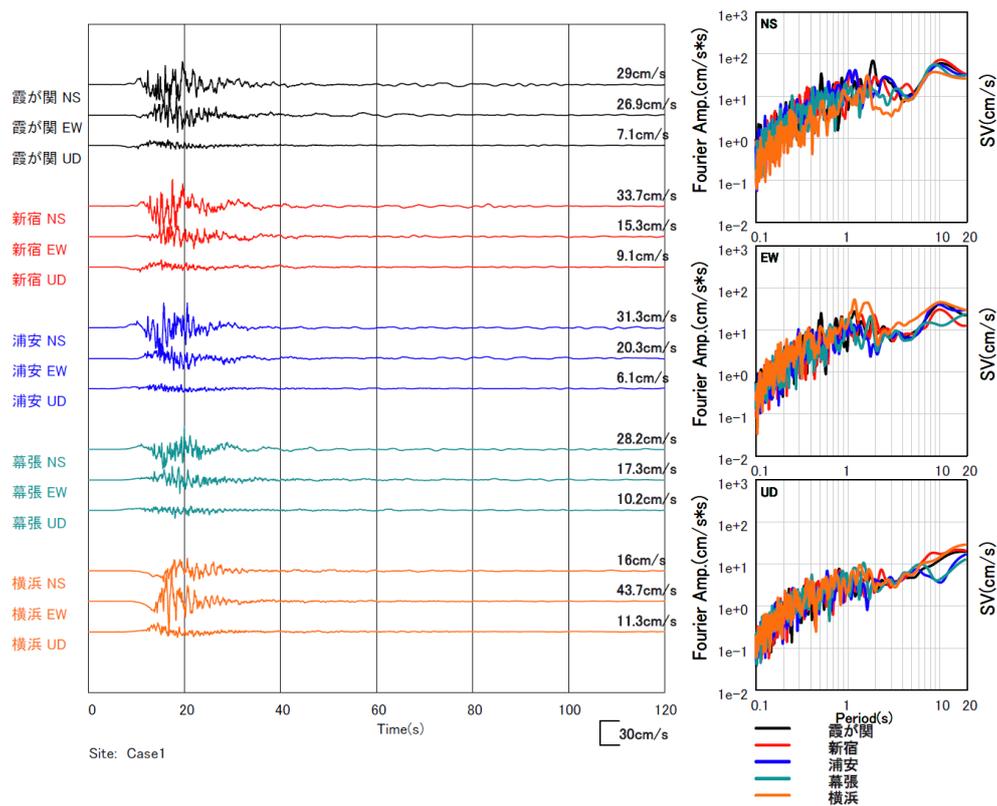


図 2.6.1(a) Case1 の地震動とフーリエスペクトル

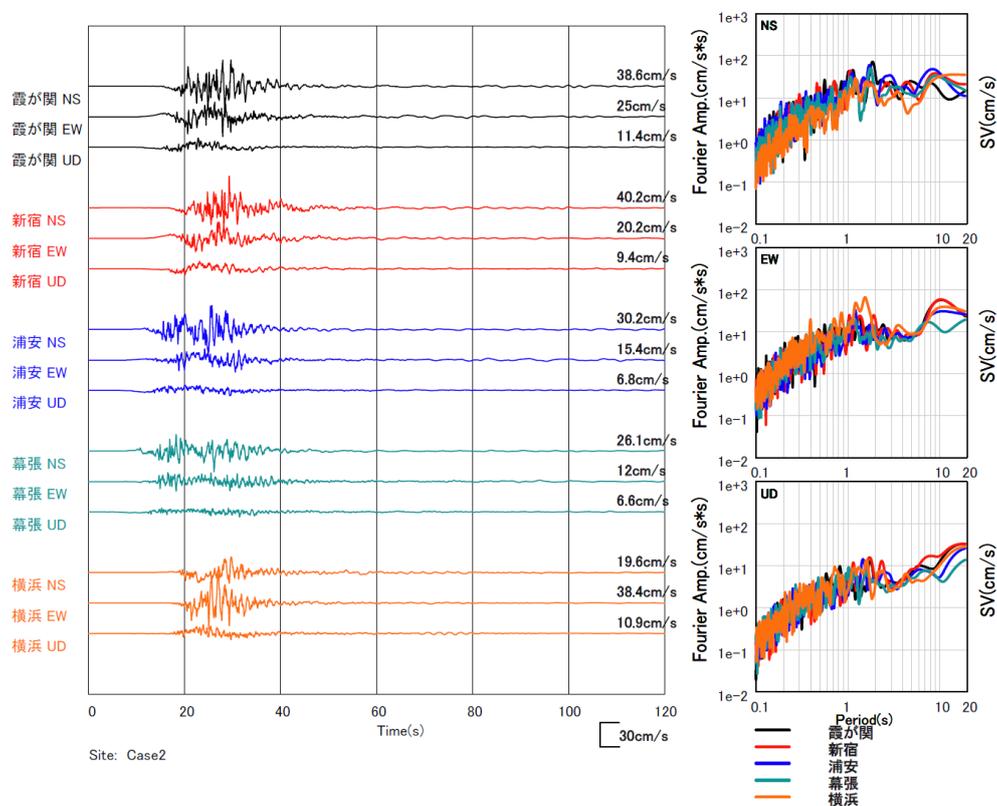


図 2.6.1(b) Case2 の地震動とフーリエスペクトル

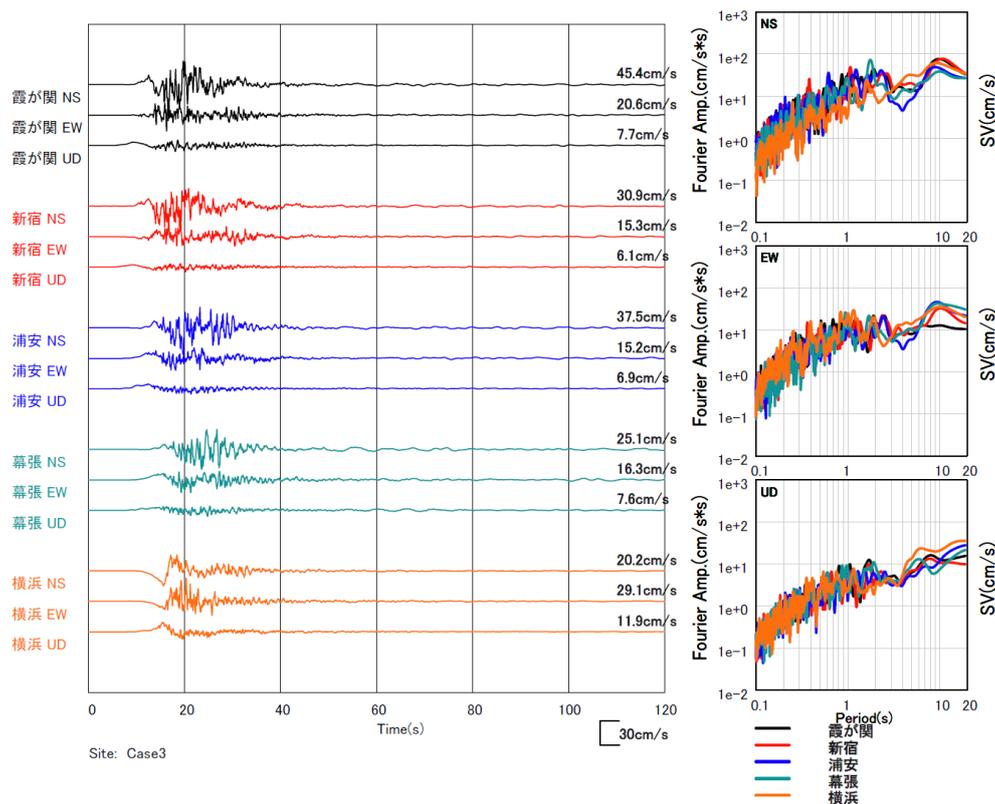


図 2.6.1(c) Case3 の地震動とフーリエスペクトル

## 引用文献

- 1) 中央防災会議，首都直下地震対策専門調査会，2004.
- 2) 地震調査研究推進本部，震源断層を特定した地震の強震動予測手法(「レシピ」)，2001.
- 3) Koketsu, K., H. Miyake, H. Fujiwara, and T. Hashimoto, Progress towards a Japan Integrated Velocity Structure Model and long-period ground motion hazard map, Proceedings of the 14<sup>th</sup> World Conference on Earthquake Engineering, Paper No. No.S10-038, 2008.
- 4) 林宏一，引間和人，差分法による三次元粘弾性波動場計算（その3）－不等間隔格子とPC クラスタによる大規模モデルの計算，日本地震学会講演予稿集，2001.
- 5) 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，53, 1-9, 2000.
- 6) Robertsson, J.O.A., Blanch, J.O., and W. W. Symes, Viscoelastic finite-difference modeling, *Geophysics*, **59**, 1444-1456, 1994.
- 7) Irikura, K., Prediction of strong acceleration motions using empirical Green's function, Proceedings of the 7<sup>th</sup> Japan Earthquake Engineering Symposium, 1986.
- 8) 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，日本建築学会構造系論文報告集，430, 1-9, 1991.

- 9) Brune, J.N., Tectonic stress and the spectra of seismic shear waves from earthquakes, Bull. Seism. Soc. Am., 77, 420-439, 1970.
- 10) Hanks, T. C.,  $f_{\max}$ , Bull. Seism. Soc. Am., 72, 1867-1879, 1982.
- 11) 入倉孝次郎・香川敬生・関口春子, 経験的グリーン関数を用いた強震動予測手法の改良, 日本地震学会講演予稿集, B25, 1997.
- 12) 釜江克宏, 入倉孝次郎, 福知保長, 地域的な震源スケーリング則を用いた大地震 (M 7 級) のための設計用地震動予測, 日本建築学会構造系論文報告集, 415, 57-70, 1990.
- 13) Bullen, K. E., "An introduction to the theory of seismology", 2d ed., Cambridge University Press, London, 1953.
- 14) 司宏俊・翠川三郎: 断層タイプ及び地震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, 第 523 号, 63-70, 1999.

### 3. 想定首都直下地震による建築物の挙動の検討

本章では想定された地震が個々の建物へどのような影響を与え、また地震に対する建物の脆弱性等を明らかにするための検討を行う。対象建物は各種高さ、構造種別を取り混ぜた 16 棟である。本来建物の構造設計は、その地域の過去の歴史地震や活断層との関係、敷地の地盤条件などを熟慮して設計地震力・設計目標・安全余裕度などを決定する。ここでは、敷地条件とは関係なく関東地区の平均的な条件でモデル建物を設定し、3.1 に示す 5 か所の想定地点に 16 棟が位置したとしてその挙動を検討している。モデル建物の一覧を表 3.1 に示す。

関東平野のような堆積層の上に建物が位置する場合、地震時の建物の挙動を実情に近く解析する場合、建物と地盤との相互作用を無視することはできない。そこで、本検討では建物-地盤の逸散減衰を SR モデルにより評価しているが、地表面の地震動をそのまま SR モデルに入力しており、いわゆる入力損失等の影響は考慮していない。

表 3.1 モデル建物一覧

		建物規模(階)			軒高さ (GL+ m)	平面長さ(m)		検討結果 記載箇所
		地下	地上	塔屋		長辺	短辺	
高層 建物	鉄骨造①	4	35	3	163.0	61.6	51.6	3.5.1
	鉄骨造②	3	31	1	139.9	70.5	45.7	3.5.2
	RC 造	—	30	—	93.1	31.8	27.6	3.5.3
	免震	1	42	2	144.1	39.5	39.5	3.5.4
中層 建物	鉄骨造①	—	10	1	40.3	32.6	20.2	3.5.5
	鉄骨造②	1	14	1	58.0	32.0	18.6	3.5.6
	RC 造	—	15	—	43.9	45.0	14.0	3.5.7
	SRC 造	1	9	2	30.5	31.5	23.5	3.5.8
	免震	1	8	1	29.9	72.3	29.9	3.5.9
低層 建物	鉄骨造	—	5	1	20.5	33.6	20.2	3.5.10
	RC 造①	1	6	1	20.2	18.4	13.5	3.5.11
	RC 造②	1	2	—	10.3	18.8	13.8	3.5.12
	SRC 造	1	5	1	19.9	36.0	27.0	3.5.13
	免震①	—	4	1	12.3	24.8	14.0	3.5.14
	免震②	2	3	—	9.5	32.9	30.8	3.5.15
	木造	—	2	—	5.8	7.28	7.28	3.5.16

### 3.1 従来想定されている地震動との比較

ここでは、今回作成された想定首都直下地震のうち首都圏に最大被害をもたらすとされる東京湾北部地震を対象に、1) 新たな断層モデルに従来の断層パラメーター値を採用して作成された CASE1 地震動、2) 2004 年に中央防災会議が評価した東京湾北部地震の地震動(中央防災会議、首都直下地震対策専門調査会(第12回)、2004 より引用：以下「従来地震動」と略記する)の2種類について、工学的基盤レベルでの擬似速度応答スペクトルを比較した。対象地点は、比較的硬い地盤の代表地点として新宿、霞が関、神奈川県代表地点として横浜、湾岸地域の軟弱地盤の代表地点として浦安、幕張の計5地点である。

図 3.1-1～3.1-5 に各地点での擬似速度応答スペクトルを示す。なお参考までに、各図には H12 建設省告示 1461 号に示される極稀地震動の工学的基盤での応答スペクトルを併記している。

各地点でのスペクトル特性の傾向は以下のとおりである。

#### (1) 新宿における特性と傾向

CASE 1 地震動と従来地震動を比較すると、NS 方向ではスペクトルレベルはあまり変わらないが、ピーク周期が 1 秒強と 0.3～0.4 秒の短周期側に移動しており、断層面深さが浅くなった影響が表れているように見える。一方 EW 方向では、CASE 1 地震動のスペクトルレベルが従来地震動に比べて半分程度になっておりピーク周期の変動も明確ではない。

#### (2) 霞が関における特性と傾向

CASE 1 地震動は NS 方向の 1 秒以下で従来地震動を 2 倍程度上回り、0.5 秒付近に明確なピークが見えるが、1 秒以上は従来地震動と大きな差はない。一方 EW 方向では、0.5 秒付近のピークが従来地震動より若干短周期側に移動している。また、2 秒以上では CASE 1 が従来地震動よりかなり小さくなっているが、CASE 1 の長周期側が差分法で評価されていることを考えると、今回の評価結果が実態に近いのではないと思われる。

#### (3) 横浜における特性と傾向

NS 方向は CASE 1 地震動が従来地震動の 1/2 程度、EW 方向では CASE1 の 1 秒強のピーク周期とレベルは従来地震動と大きな差はないが、1 秒以下の短周期側で従来地震動の 2 倍程度になっており、方向によって傾向が異なっている。

#### (4) 浦安における特性と傾向

NS 方向で CASE 1 地震動の 1 秒強のピーク周期が従来地震動と若干異なっているが、その他は従来地震動とさほど大きな差はない。一方 EW 方向では、CASE 1 は従来地震動に比べて全体に短周期側に移動し、レベルも半分程度になっている。

#### (5) 幕張における特性と傾向

NS 方向の CASE 1 地震動は 1 秒付近では従来地震動と同様の傾向を示しているが、1 秒以上の長周期側では従来地震動よりかなり小さい。これは、長周期側の地震動の評価手法の違いに起因するものと考えられる。EW 方向では、0.8 秒以下では大きな差はないが、1 秒付近のピーク値は従来地震動の半分程度である。

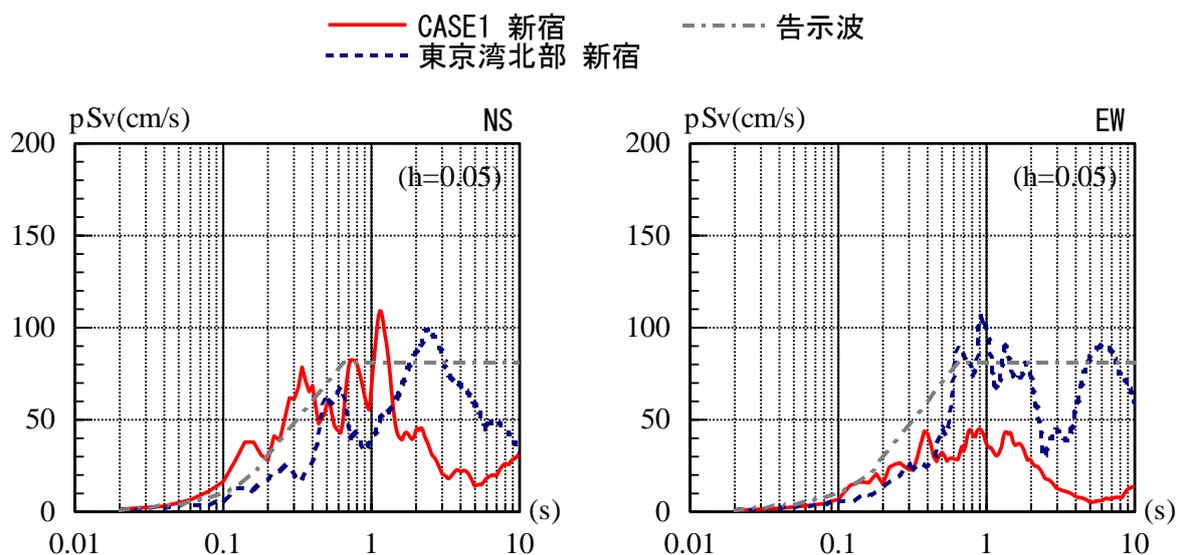


図 3.1-1 各地震動の擬似速度応答スペクトルの比較（新宿）

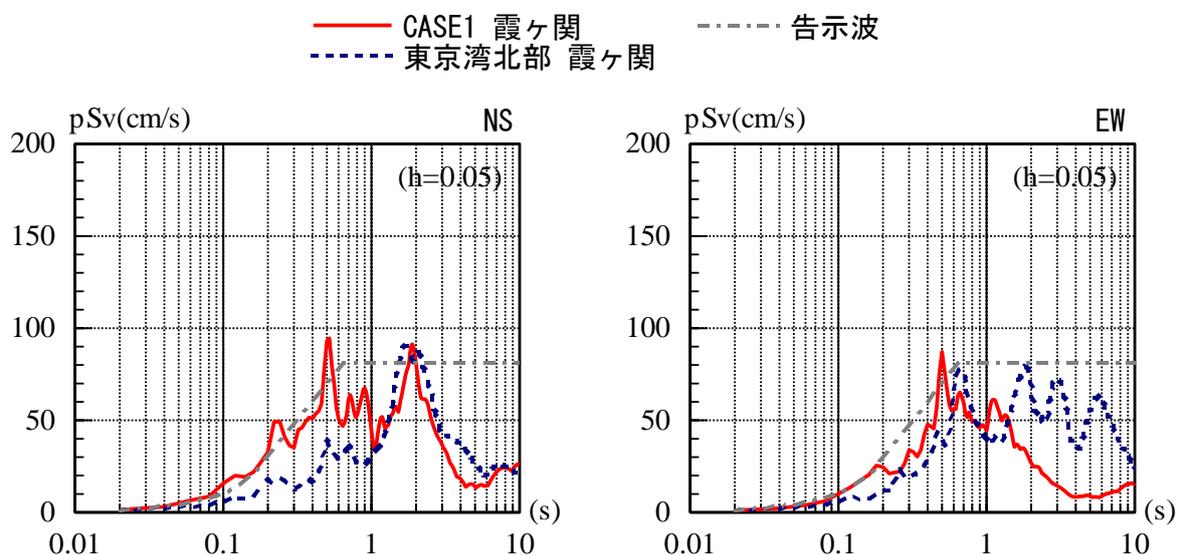


図 3.1-2 各地震動の擬似速度応答スペクトルの比較（震ヶ関）

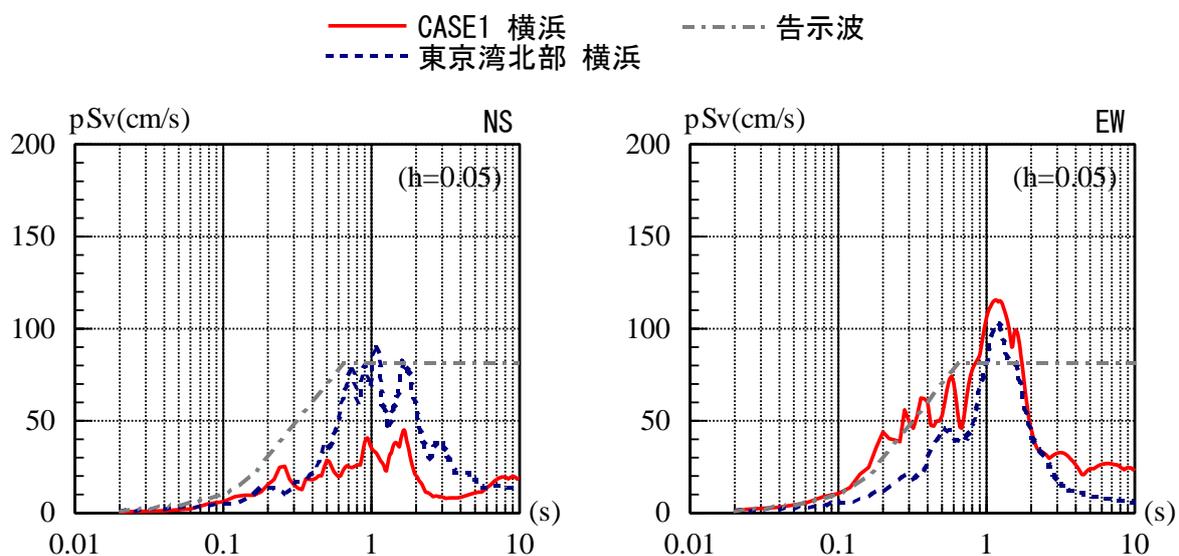


図 3.1-3 各地震動の擬似速度応答スペクトルの比較（横浜）

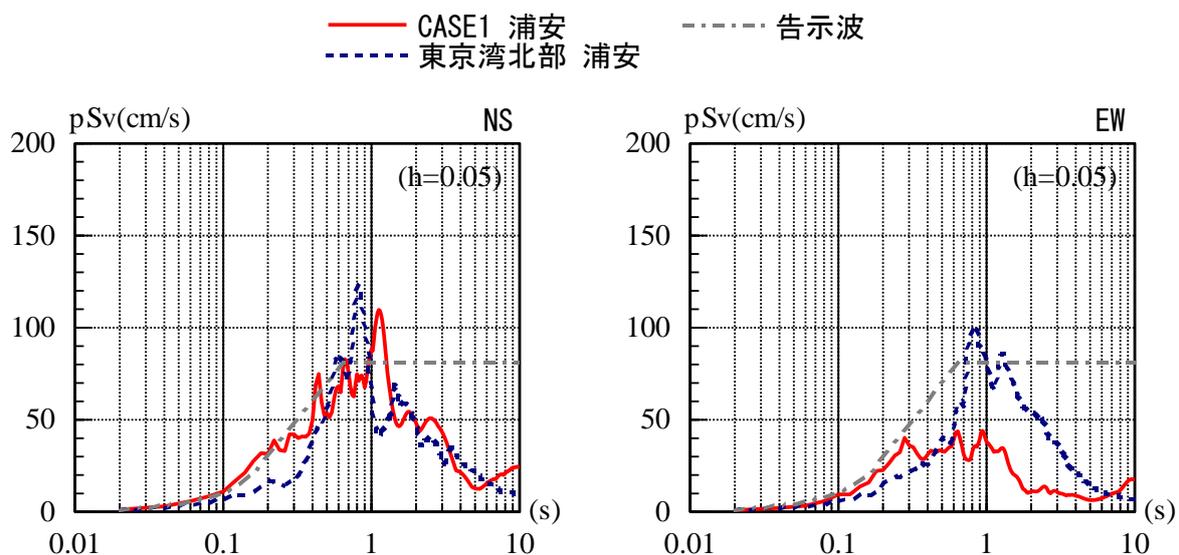


図 3.1-4 各地震動の擬似速度応答スペクトルの比較（浦安）

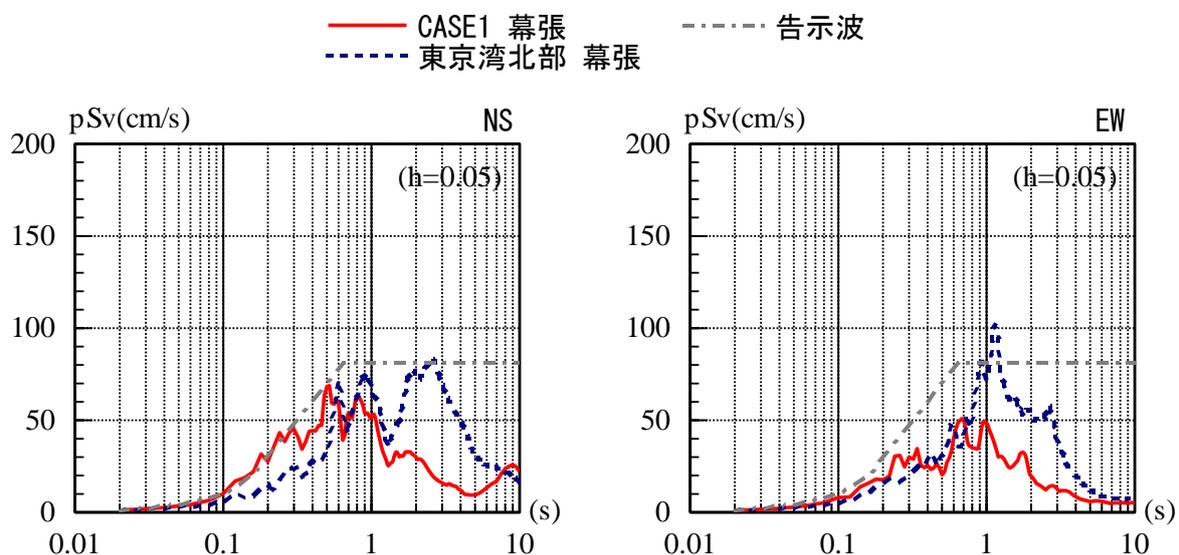


図 3.1-5 各地震動の擬似速度応答スペクトルの比較（幕張）

### 3.2 検討地点の選定と表層地盤の特徴

想定されている東京湾北部断層の位置及び地震規模を踏まえて、5か所の各地点において次のとおりの表層地盤（工学的基盤より上部範囲）を想定した。それぞれの地域でも硬い地盤から柔らかい地盤、支持層が深い場所から浅い場所まで多様なパターンが想定されるが、本検討では多くの建物規模や構造種別の応答を検討することを主目的としていることから、地盤種別は各地点を代表する1種類としている。横浜は、断層の南西に位置し、横浜以外の検討地点は、想定断層の直上となる。また、破壊開始点と横浜との水平距離は約30kmであり、1995年阪神・淡路大震災の神戸市三宮地区と大阪市中心部との距離に相当する。表3.2.1～5に検討地点の地盤概要を、図3.2.1に想定断層モデルと検討地点の位置関係を示す。

表 3.2.1 新宿サイトの地盤概要

土質名	N 値	深度 (m)	層厚 (m)	Vp (km/s)	Vs (km/s)	ポアソン比	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	せん断 G(Mpa)	動的特性
ローム・凝灰質粘土	—	5.0	5.0	0.55	0.15	0.460	1.61	36.23	1
細砂	—	7.0	2.0	0.55	0.27	0.341	1.79	130.49	2
粘土混じり細砂・シルト質粘土	—	9.0	2.0	1.50	0.27	0.483	1.79	130.49	3
粘土質シルト	—	12.0	3.0	1.50	0.27	0.483	1.46	106.43	3
砂礫	—	—	—	1.50	0.43	0.455	2.00	369.80	弾性

GL-12m の Vs=430m/sec の砂礫層を工学的基盤とする。GL-0~5m は Vs=150m/sec の相対的に柔らかい土層、GL-5~12m は Vs=270m/sec の相対的に硬い土層となっており、この境界面で地震動が増幅されることが予想される。

表 3.2.2 霞が関サイトの地盤概要

土質名	N 値	深度 (m)	層厚 (m)	Vp (km/s)	Vs (km/s)	ポアソン比	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	せん断 G(Mpa)	動的特性
A	—	5.0	5.0	0.50	0.15	0.45	1.50	33.75	2
B	—	15.0	10.0	1.16	0.35	0.45	1.80	220.50	1
C	—	—	—	2.16	0.65	0.45	2.00	845.00	弾性

GL-15m の Vs=650m/sec の砂礫層を工学的基盤とする。新宿サイトと同様、GL-5m を境界に、上部は Vs=150m/sec 下部は Vs=350m/sec の2層となっており、この境界面で地震動が増幅されることが予想される。

表 3.2.3 横浜サイトの地盤概要

土質名	N 値	深度 (m)	層厚 (m)	Vp (km/s)	Vs (km/s)	ポアソン比	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	せん断 G(Mpa)	動的特性
盛土	7~12	2.5	2.5	1.47	0.18	0.492	1.80	58.30	4
盛土	2	3.8	1.3	1.45	0.13	0.496	1.70	28.70	4
砂質粘土	3~4	6.2	2.4	1.47	0.16	0.494	1.65	42.20	4
シルト混じり細砂	10	7.0	0.8	1.47	0.17	0.493	1.70	49.10	5
砂混じり泥岩	9	8.2	1.2	1.47	0.18	0.492	1.70	55.10	5
シルト混じり細砂	3~6	10.8	2.6	1.52	0.17	0.494	1.85	53.50	5
シルト	2~3	22.8	12.0	1.42	0.10	0.498	1.65	16.50	1
粘土質シルト	1~2	28.8	6.0	1.41	0.11	0.497	1.55	18.80	2
砂混じり泥岩シルト	1~3	34.7	5.9	1.40	0.12	0.496	1.60	23.00	2
シルト混じり細砂	7	37.3	2.6	1.46	0.18	0.492	1.80	58.30	3
粘土質シルト	7~8	38.7	1.4	1.52	0.20	0.491	1.90	76.00	3
砂質シルト	5~6	41.3	2.6	1.56	0.20	0.492	1.80	72.00	3
細砂	6~25	44.1	2.8	1.67	0.31	0.482	1.95	187.40	3
土丹	60以上	—	—	1.72	0.40	0.471	2.00	320.00	弾性

GL-44.1m の Vs=400m/sec の土丹を工学的基盤とする。GL-10.8~34.7m 付近に Vs=100m/sec のやわらかい土層があり、GL-0~10.8m、GL-34.7m 以深には相対的に硬い土層がある。

表 3.2.4 浦安サイトの地盤概要

土質名	N 値	深度 (m)	層厚 (m)	Vp (km/s)	Vs (km/s)	ポアソン 比	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	せん断 G(Mpa)	動的 特性
シルト	—	0.5	0.5	1.36	0.12	0.497	1.43	20.56	1
細砂	—	2.1	1.6	1.50	0.19	0.496	1.94	69.94	2
シルト質細砂	—	4.4	2.3	1.50	0.14	0.498	1.84	35.98	3
細砂	—	9.1	4.7	1.50	0.24	0.493	1.94	111.60	4
シルト質細砂	—	12.0	2.9	1.56	0.18	0.493	1.84	59.47	5
微細砂	—	14.3	2.3	1.56	0.18	0.493	1.89	61.12	5
シルト	—	27.5	13.2	1.48	0.14	0.495	1.63	32.98	6
細砂	—	29.2	1.7	1.59	0.25	0.487	1.94	121.09	7
シルト	—	32.0	2.8	1.55	0.17	0.494	1.63	47.15	8
シルト質細砂	—	37.7	5.7	1.62	0.23	0.490	1.84	97.10	9
細砂	—	52.3	14.6	1.65	0.34	0.478	1.94	223.97	弾性
微細砂	—	53.9	1.6	1.65	0.34	0.478	1.89	218.08	弾性
細砂	—	56.6	2.7	1.70	0.38	0.474	1.94	279.77	弾性
貝殻混細砂	—	60.0	3.4	1.72	0.38	0.474	1.94	279.77	弾性
中砂	—	63.6	3.6	1.67	0.35	0.477	1.99	243.58	弾性
細砂	—	96.5	32.9	1.67	0.35	0.477	1.94	237.34	弾性
下総層群相当	—	—	—	2.48	0.52	0.477	2.04	551.46	弾性

GL-96.5m の Vs=520m/sec の下総層群に相当する土層を工学的基盤とする。GL-27.5m より上部に Vs=120m/sec~140m/sec のやわらかい土層あり、GL-52.3m 以深では Vs=340m/sec 程度の土層となる典型的な湾岸地域の土層構成である。

表 3.2.5 幕張サイトの地盤概要

土質名	N 値	深度 (m)	層厚 (m)	Vp (km/s)	Vs (km/s)	ポアソン 比	密度 (g/cm <sup>3</sup> )	せん断 G(Mpa)	動的 特性
細砂	—	5.0	5.0	1.54	0.11	0.497	1.67	20.21	2
細砂	—	12.0	7.0	1.56	0.14	0.496	1.69	30.80	2
細砂	—	21.0	9.0	1.62	0.21	0.491	1.73	76.29	2
粘土	—	25.0	4.0	1.62	0.21	0.491	1.73	76.29	1
細砂	—	27.0	2.0	1.62	0.21	0.491	1.73	76.29	2
細砂	—	34.0	7.0	1.75	0.36	0.478	1.74	225.50	2
細砂	—	40.0	6.0	1.89	0.51	0.461	1.82	473.38	2
細砂	—	50.0	10.0	1.77	0.38	0.476	1.75	252.70	2
細砂	—	58.0	8.0	1.84	0.45	0.468	1.79	362.48	2
細砂	—	100.0	42.0	1.72	0.32	0.482	1.79	183.30	2
下総層	—	—	—	1.96	0.58	0.452	1.85	622.34	弾性

GL-100m の Vs=580m/sec の下総層に相当する土層を工学的基盤とする。GL-27m 以深で Vs=320~510m/sec となる、浦安サイトと同様の土層となっている。

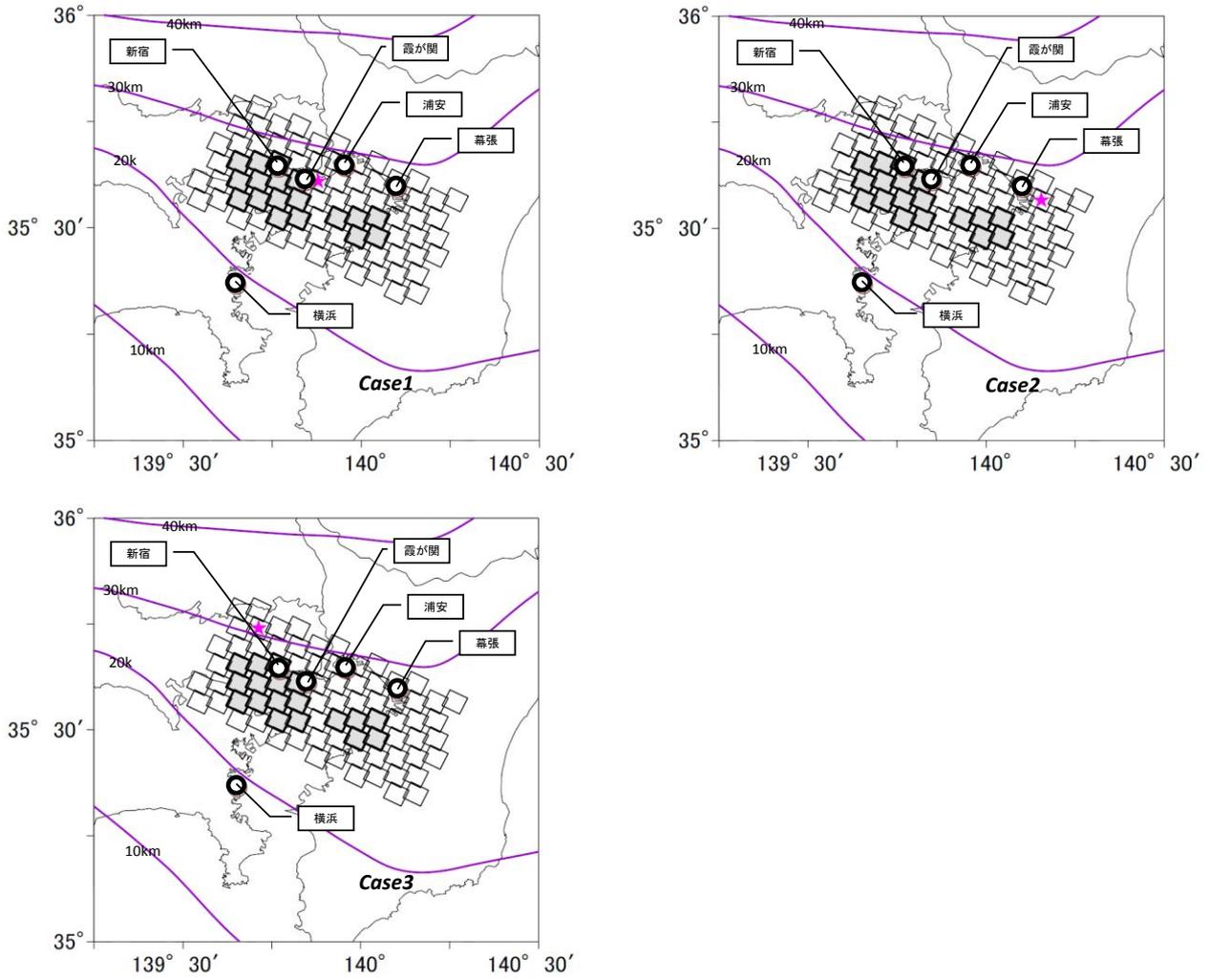


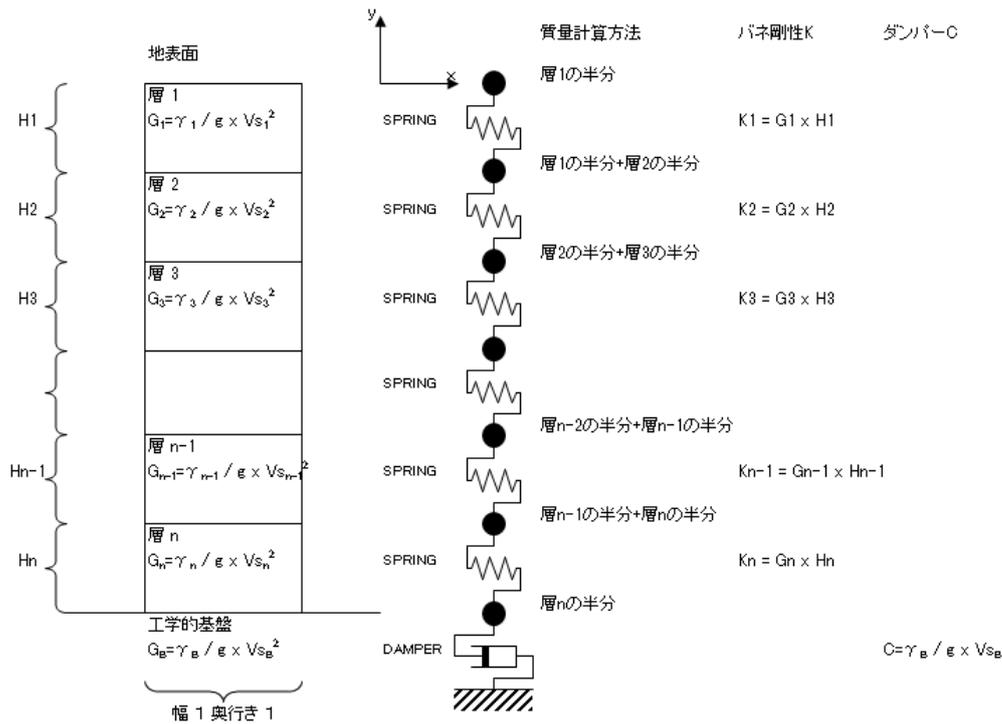
図 3.2.1 想定断層モデルと検討地点の位置関係  
 (図中のコンタは断層面の深さを示す。☆印は破壊開始点を示す。)

### 3.3 表層地盤近傍における検討用地震動の作成

工学的基盤を自由解放面として与えられた地震動を、以下の方法により表層近傍の建物設計用入力地震動として算定している。

- 建物モデルへの入力は、建物基礎位置とする
- 工学的基盤より地表までの増幅は、地盤の非線形性特性を **Ramberg-Osgood** モデルで近似した 1 次元時刻歴解析により評価し、建物基礎底位置での複合波(上昇波+下降波)の加速度時刻歴を入力地震動としている。

解析モデルを図 3.3.1 に示す。



各想定地点地盤の  $G/G_0$ - $\gamma$ 、 $h$ - $\gamma$  特性と解析で用いた R-O モデルを図 3.3.2~3.3.6 に示す。

事前解析で行った表層地盤の歪レベルから入力地震動の算定では R-O モデルを採用することとした。各想定地点地盤の特性と完全なフィッティングはできていないことに留意されたい。

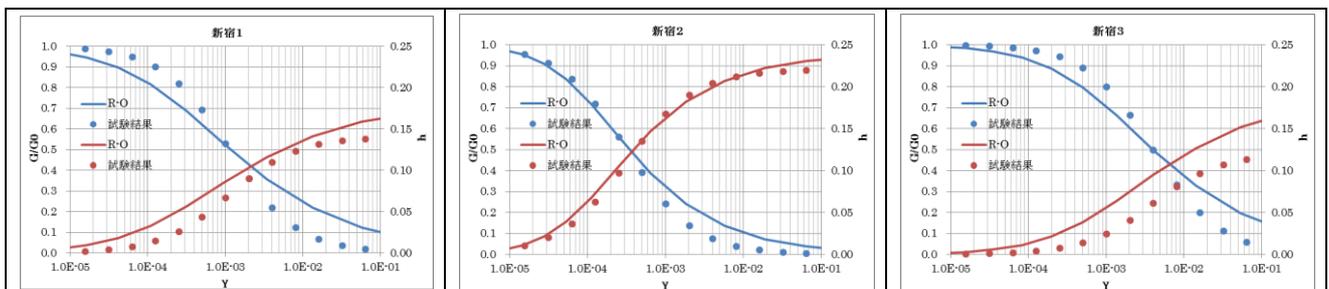


図 3.3.2 新宿サイトの  $G$ - $\gamma$ 、 $h$ - $\gamma$  関係と R-O モデルフィッティング結果

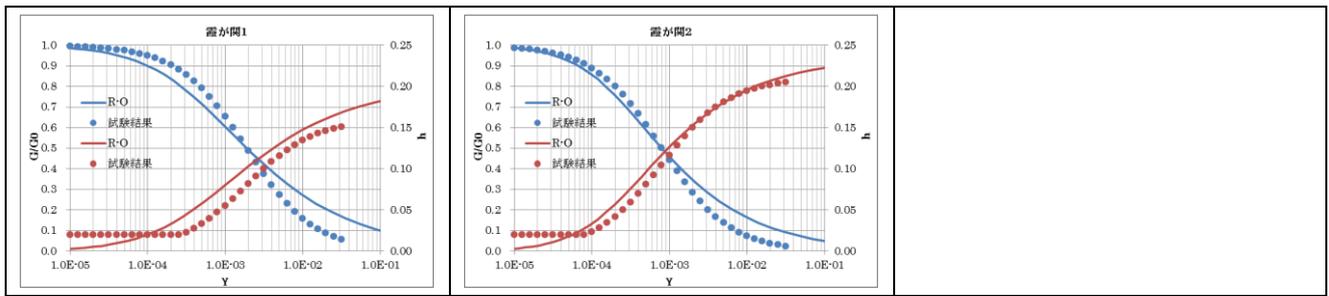


図 3.3.3 震が岡サイトの  $G-\gamma$ ,  $h-\gamma$  関係と R-O モデルフィッティング結果

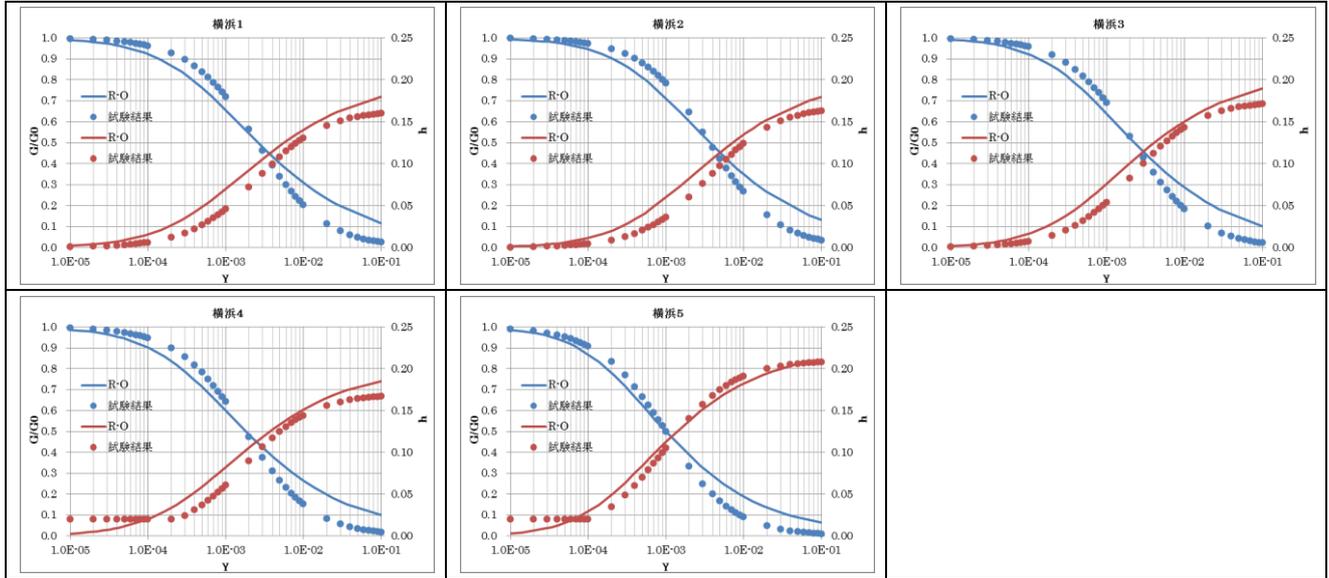


図 3.3.4 横浜サイトの  $G-\gamma$ ,  $h-\gamma$  関係と R-O モデルフィッティング結果

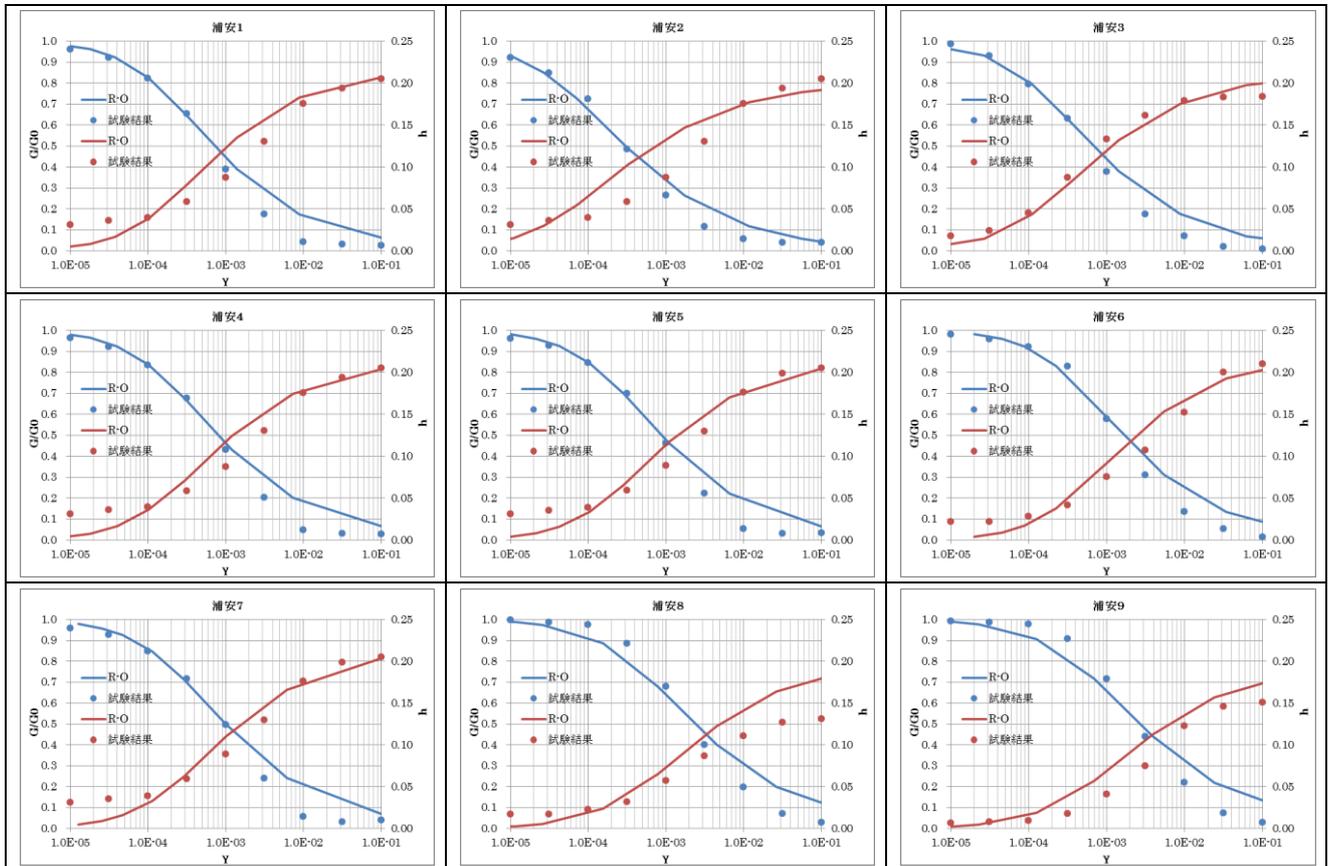


図 3.3.5 浦安サイトの  $G-\gamma$ ,  $h-\gamma$  関係と R-O モデルフィッティング結果

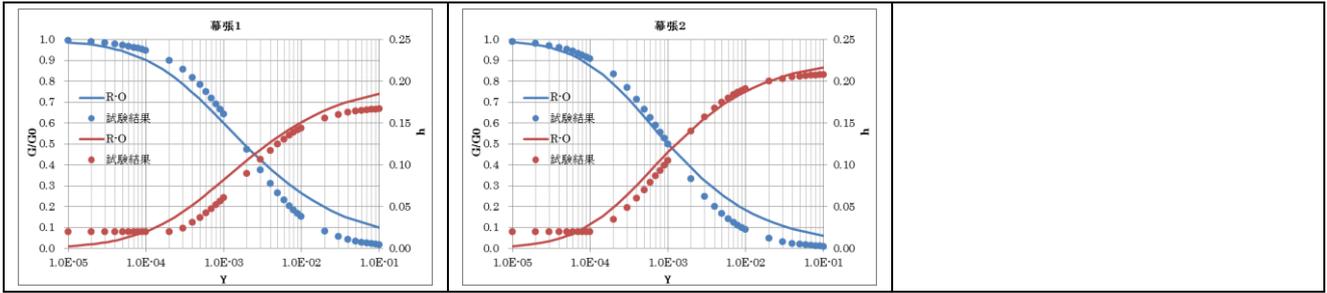
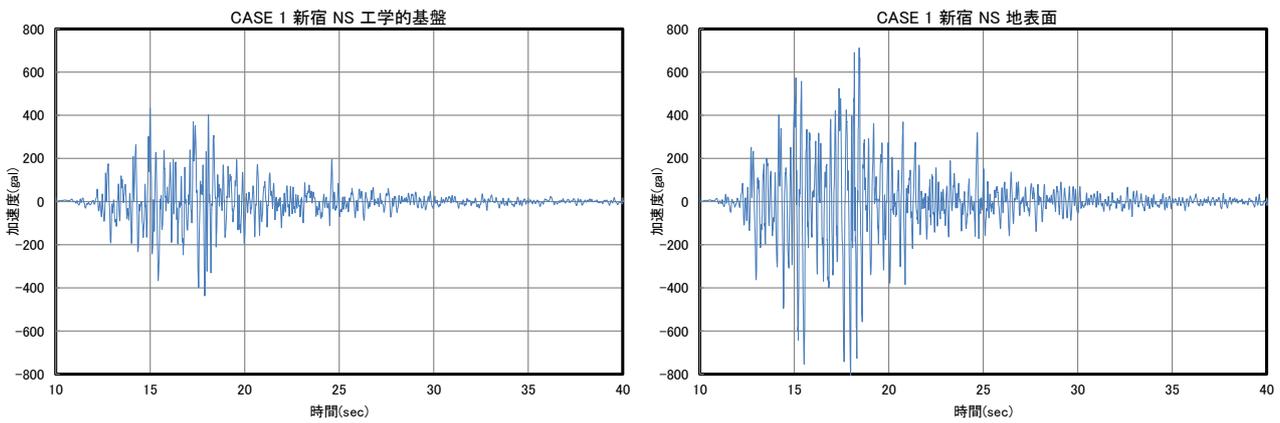


図 3.3.6 幕張サイトの  $G-\gamma$ ,  $h-\gamma$  関係と R-O モデルフィッティング結果

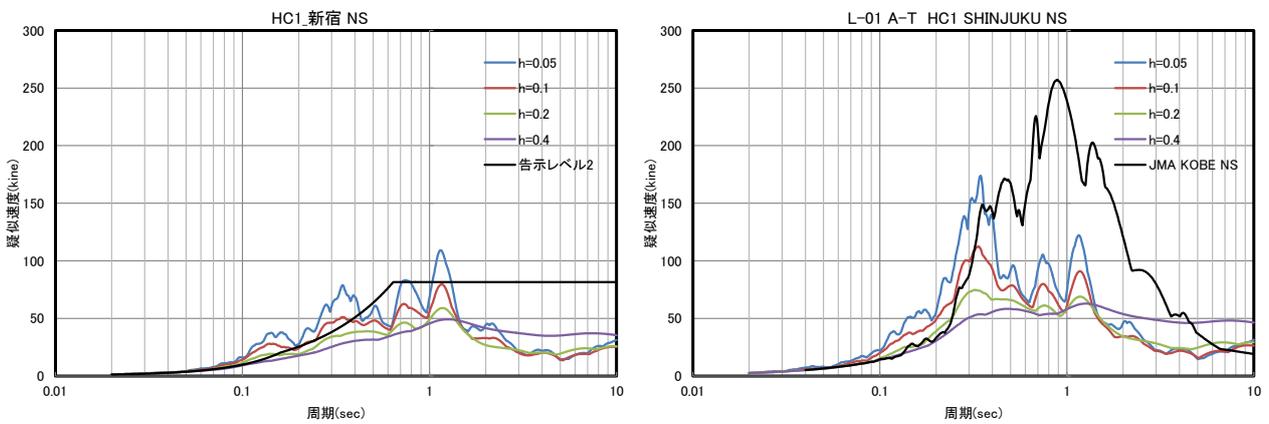
時刻歴解析より求まる時刻歴のうち、新宿の工学的基盤と表層での加速度波形の一部を図 3.3.7 に示す。また、同様の比較を(擬似)速度応答スペクトルで比較したものが図 3.3.8 である。図中には、現行の構造設計で使われているレベル 2(極めて稀に発生する地震)設計用スペクトル及び阪神・淡路大震災時の神戸海洋気象台での観測記録のスペクトルも参考に示している。図中には減衰を 5% から 40% まで 4 種類の応答を示しているが、卓越周期に建物周期が近接している場合でも、十分な減衰があれば応答がかなり低減される可能性があることがわかる。



工学的基盤位置

地表面位置

図 3.3.7 加速度時刻歴波形の例 (CASE1 新宿 NS 方向)



工学的基盤位置

地表面位置

図 3.3.8 擬似速度応答スペクトルの例 (CASE1 新宿 NS 方向)

同様の応答スペクトルの比較を各想定地点別に、図 3.3.9～3.3.13 に示す。横浜や浦安、幕張のような表層地盤が軟弱なケースでは、工学的基盤での卓越周期が長周期側に延びていることがわかる。また、震源に対して西側または東側に位置する新宿や幕張では、震源から同心円状に伝播する実体波の進行方向に対して NS 成分の地震動が、一方震源の南寄りに位置する横浜ではその直角方向の EW 成分の地震動が大きくなっていることがわかる。今回の想定地震では、東日本大震災の時に見られた関東平野における、周期 4～5 秒、8～10 秒という長周期地震動のピークは明瞭には見られない。

同一観測点でスペクトルを比較すると、震源の設定によって地震動の大きさが大きく異なることがわかる。

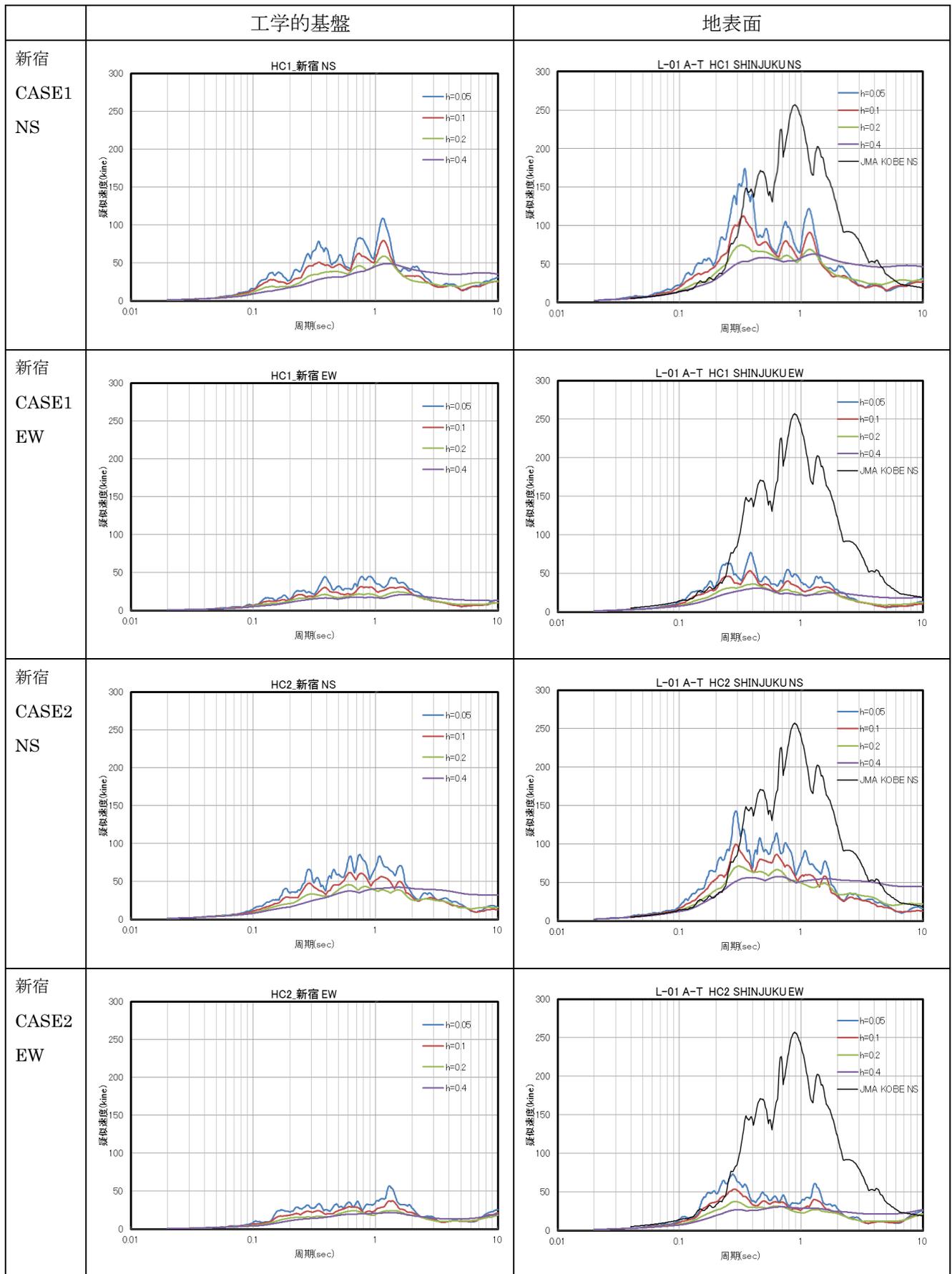


図 3.3.9 新宿サイトにおける擬似速度応答スペクトル(1)

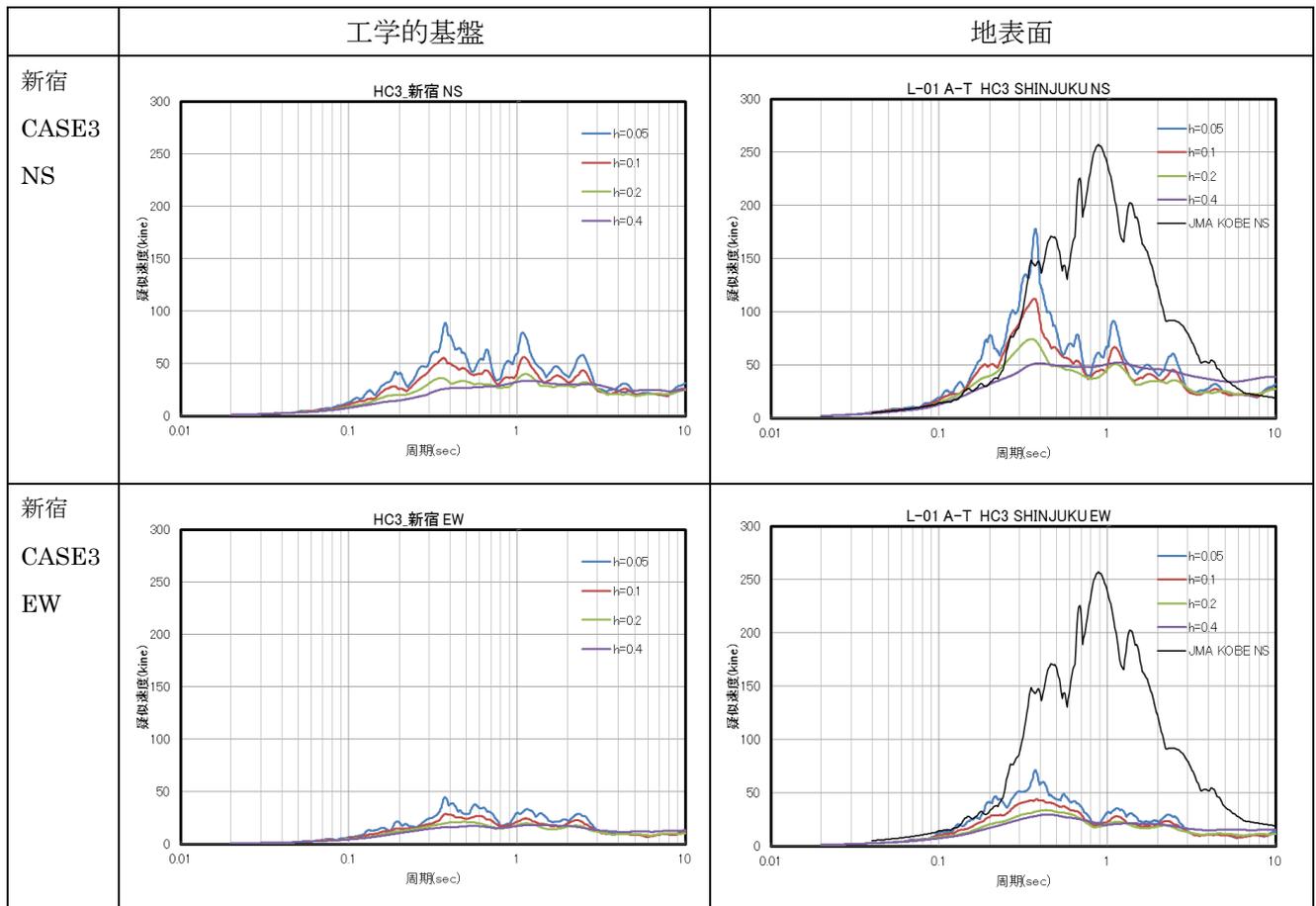


図 3.3.9 新宿サイトにおける擬似速度応答スペクトル(2)

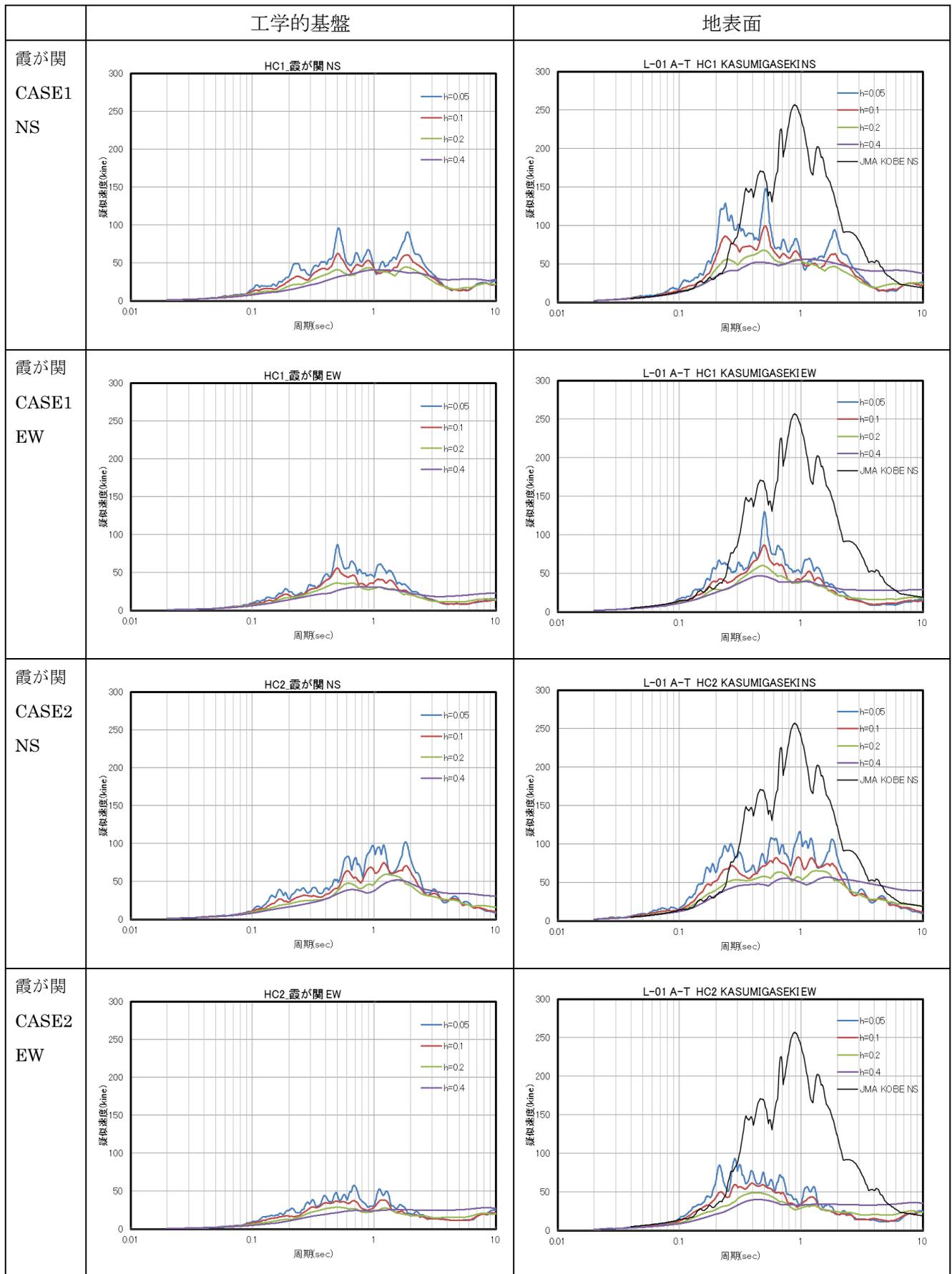


図 3.3.10 震が関サイトにおける擬似速度応答スペクトル(1)

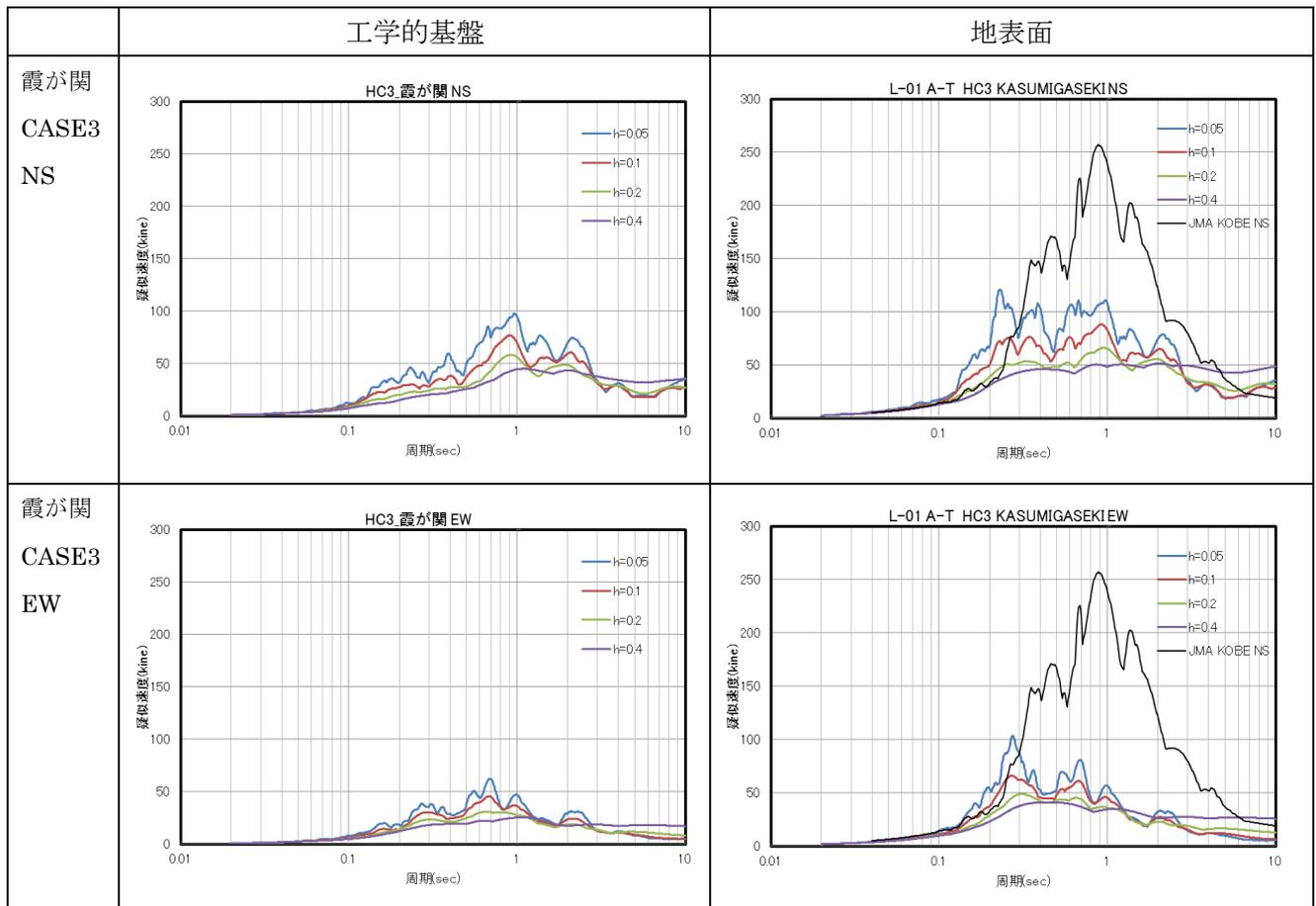


図 3.3.10 震が関サイトにおける擬似速度応答スペクトル(2)

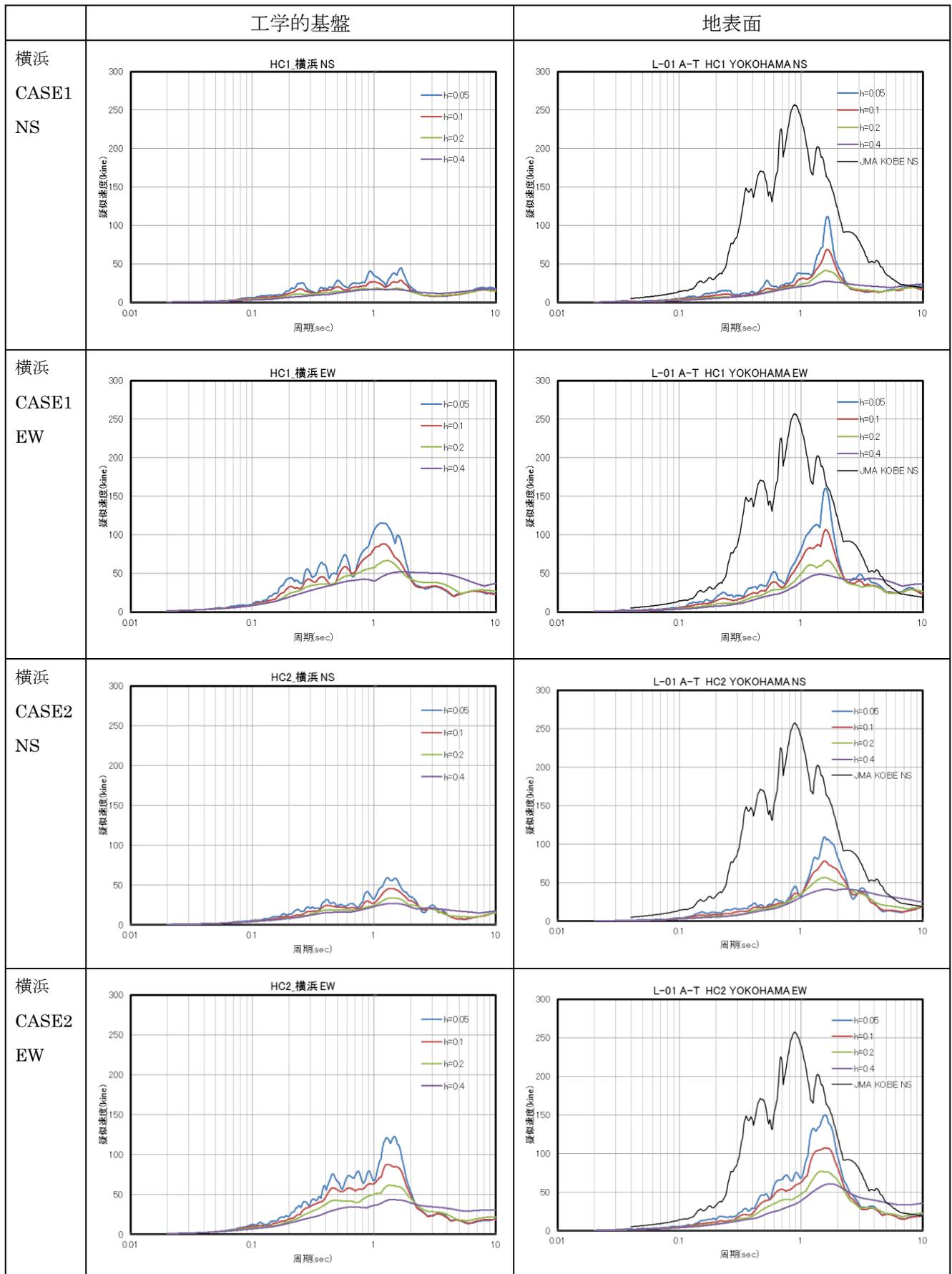


図 3.3.11 横浜サイトにおける擬似速度応答スペクトル(1)

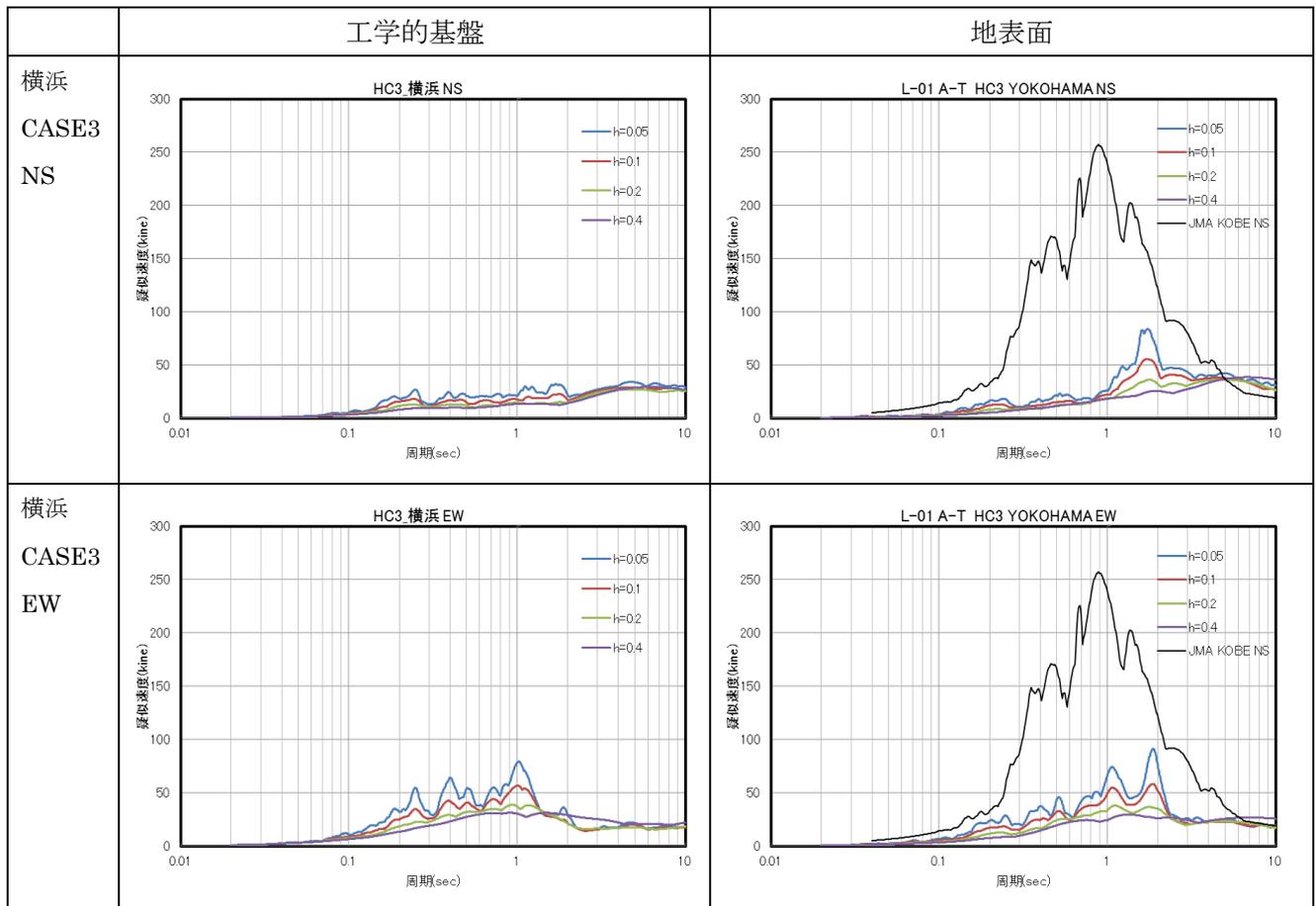


図 3.3.11 横浜サイトにおける擬似速度応答スペクトル(2)

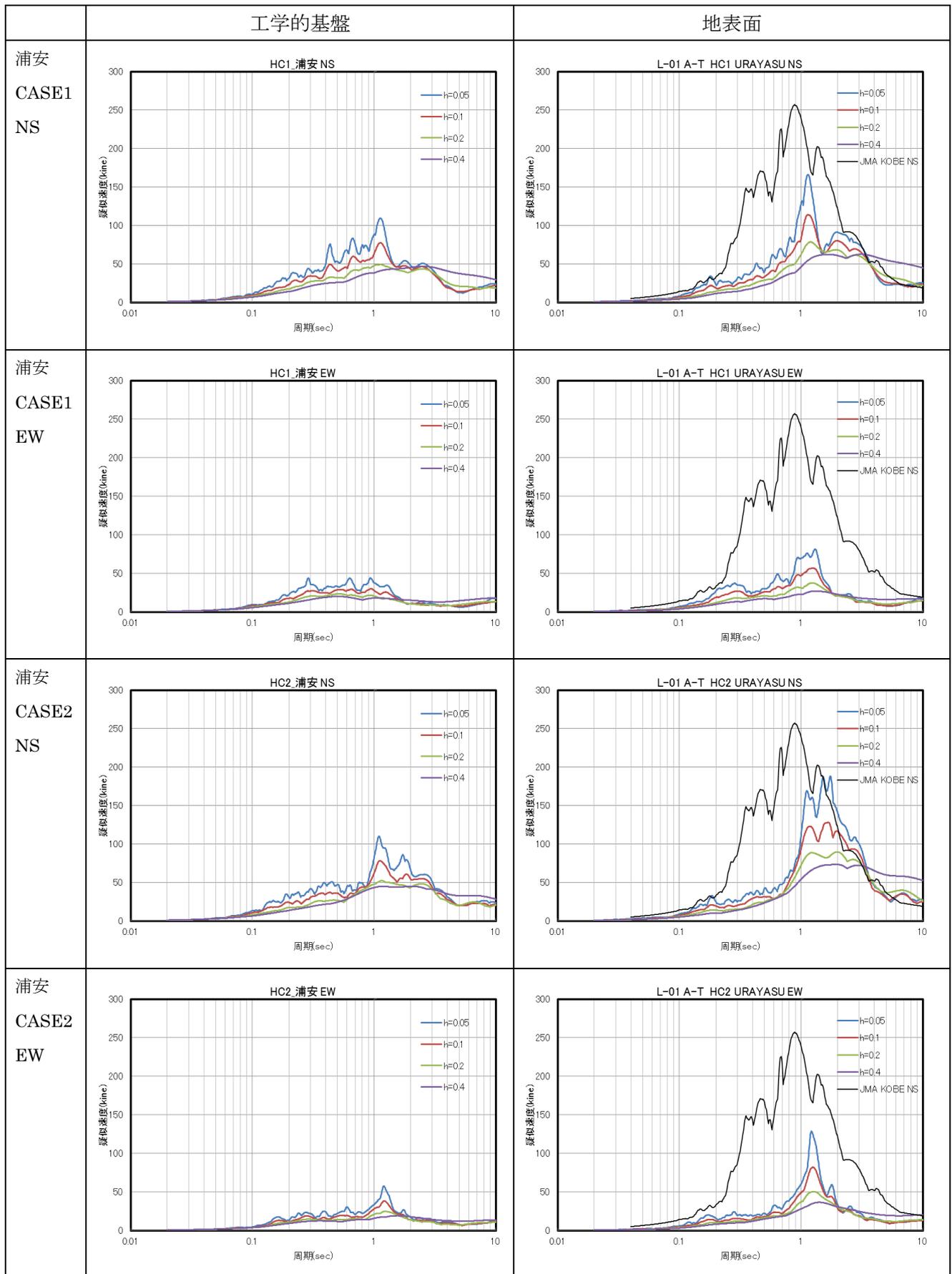


図 3.3.12 浦安サイトにおける擬似速度応答スペクトル(1)

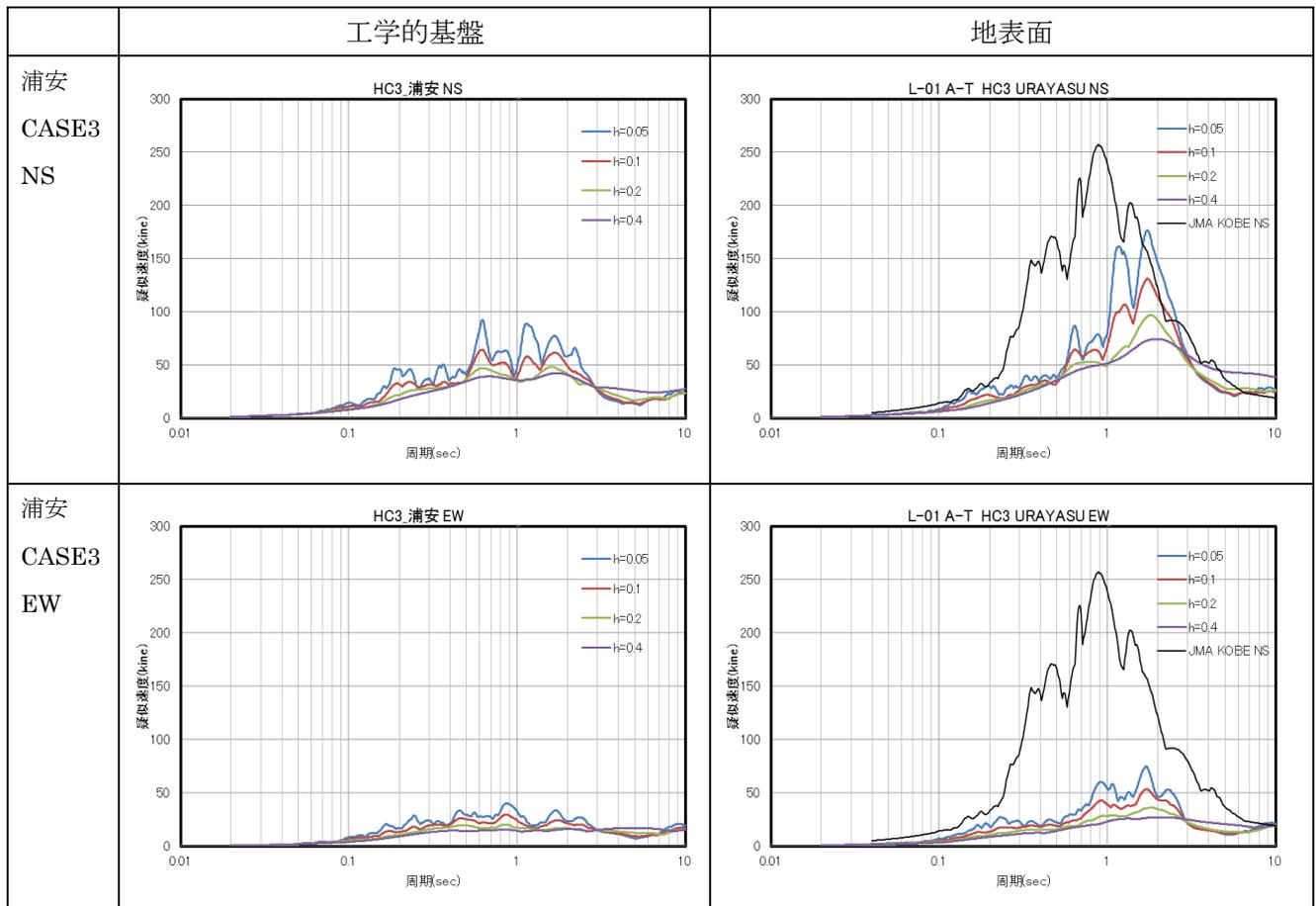


図 3.3.12 浦安サイトにおける擬似速度応答スペクトル(2)

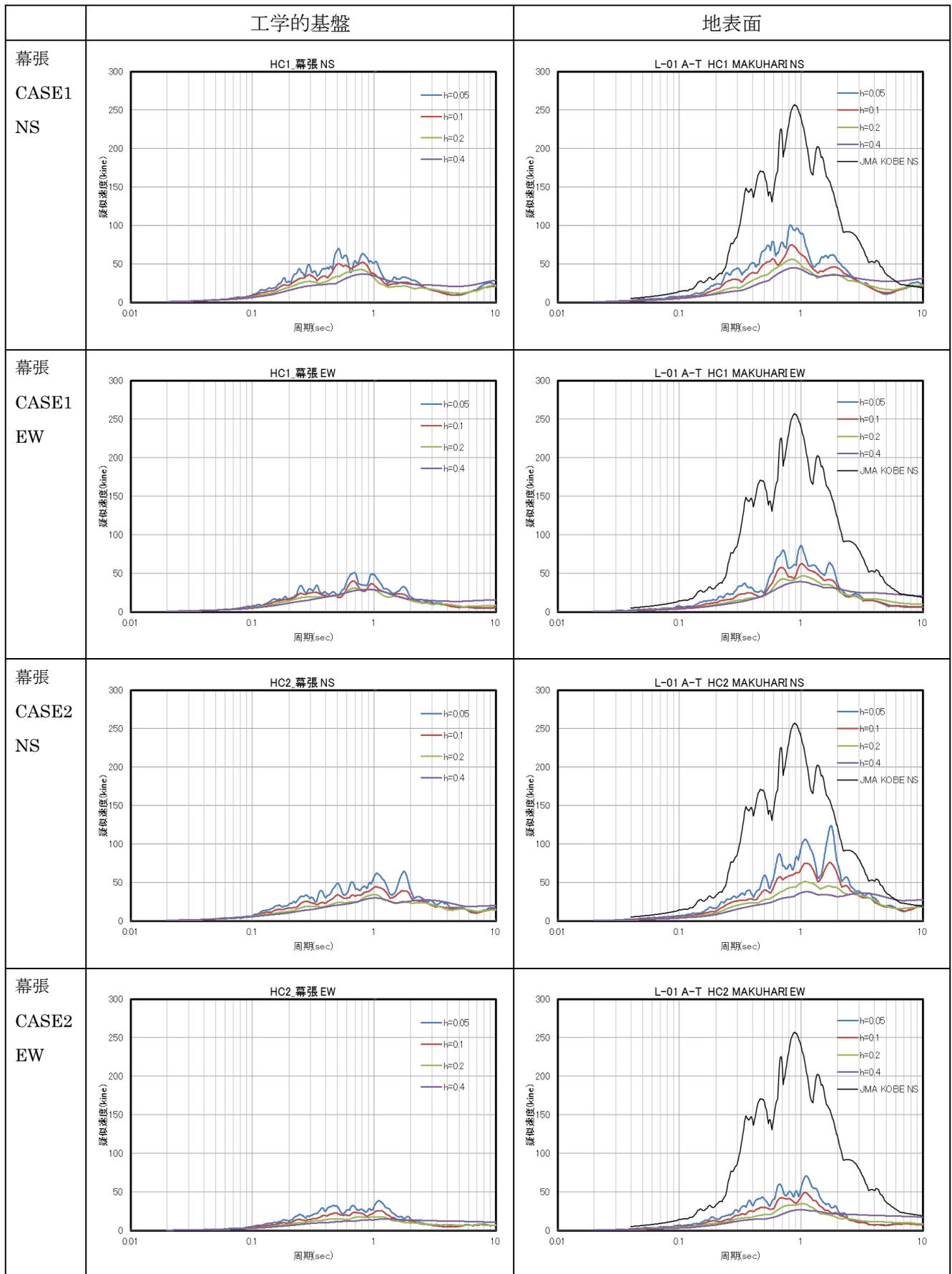


図 3.3.13 幕張サイトにおける擬似速度応答スペクトル(1)

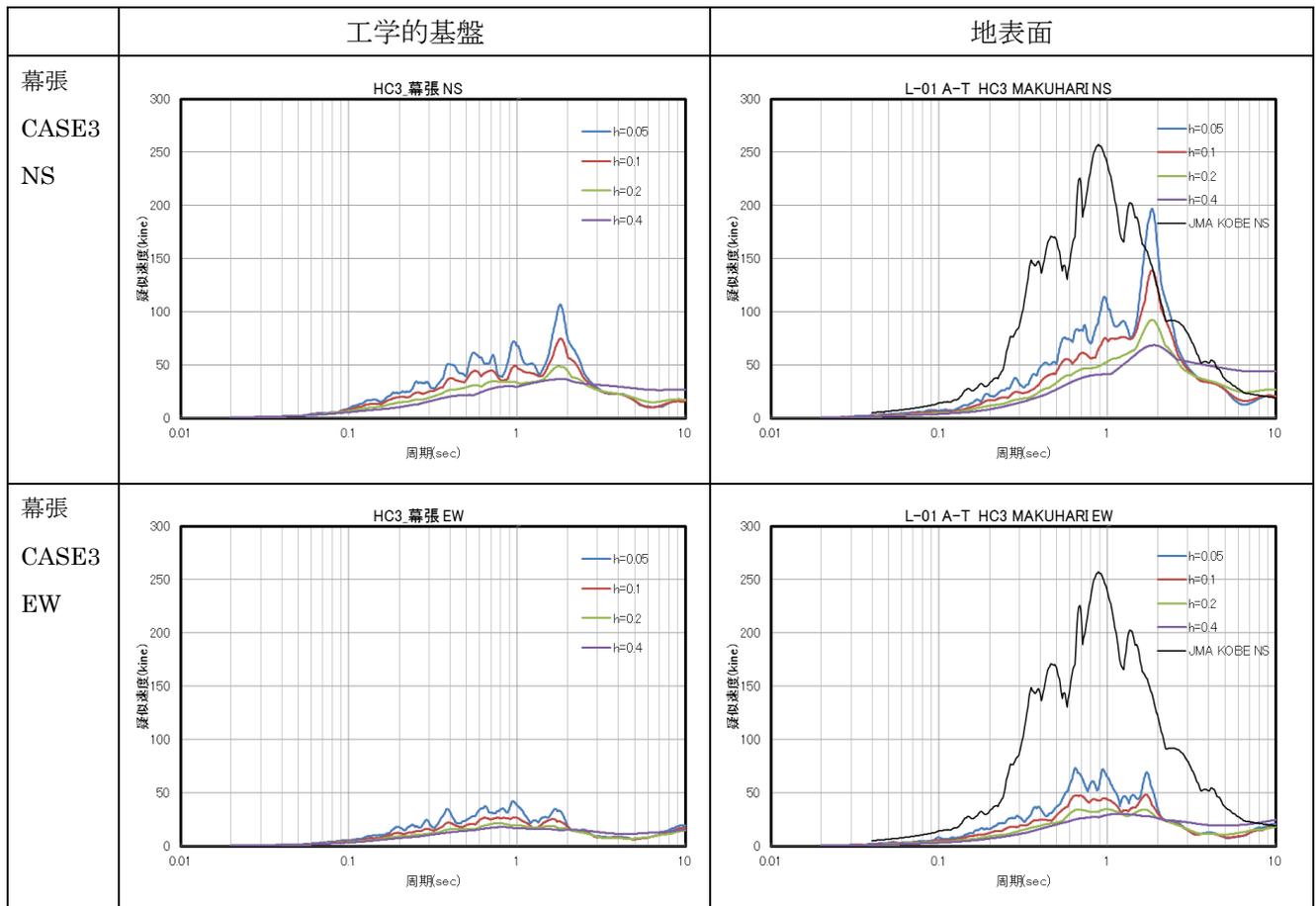


図 3.3.13 幕張サイトにおける擬似速度応答スペクトル(2)

表 3.3.1 に各サイトにおける基盤位置・地表面位置での地震動の最大値を示す。破壊開始点等により、地震動の大きさなどのその特性は、敏感に変化することが示されている。

表 3.3.1 各サイトにおける基盤位置・地表面位置での地震動の最大値

サイト	ケース	方向	工学的基盤			地表面		
			最大加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大速度 (cm/sec)	最大変位 (cm)	最大加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大速度 (cm/sec)	最大変位 (cm)
新宿	CASE1	EW	260.6	15.2	50.2	469.5	24.5	61.2
		NS	436.7	33.4	74.7	803.8	47.3	94.1
	CASE2	EW	246.8	20.2	51.4	444.4	29.7	57.4
		NS	481.3	39.7	69.2	771.9	54.7	77.9
	CASE3	EW	253.1	15.4	44.1	428.6	21.3	46.5
		NS	378.2	31.1	68.9	685.3	44.9	102.2
霞が関	CASE1	EW	327.9	27.0	56.1	654.6	34.8	24.2
		NS	437.7	28.8	66.6	769.8	40.0	54.2
	CASE2	EW	272.9	24.8	54.9	531.4	34.6	77.4
		NS	456.8	38.7	69.5	754.9	48.8	36.8
	CASE3	EW	278.4	20.7	53.5	588.9	31.1	57.9
		NS	375.8	45.5	64.4	775.7	61.4	35.8
横浜	CASE1	EW	476.9	43.6	39.4	211.7	34.2	33.6
		NS	160.1	15.7	85.8	151.4	21.7	88.5
	CASE2	EW	364.9	38.3	34.0	240.8	46.7	32.1
		NS	230.9	19.3	70.6	158.8	28.4	68.9
	CASE3	EW	349.5	28.9	36.9	198.2	25.6	34.0
		NS	177.3	19.9	85.8	148.8	29.7	87.3
浦安	CASE1	EW	284.8	20.5	96.8	214.2	22.8	82.4
		NS	375.3	31.1	51.2	296.0	46.3	100.3
	CASE2	EW	212.5	15.1	87.5	200.8	22.4	90.8
		NS	368.4	30.0	60.5	283.0	57.7	92.1
	CASE3	EW	215.3	14.9	94.7	203.1	21.8	51.2
		NS	451.6	37.5	49.3	399.1	51.2	89.5
幕張	CASE1	EW	304.7	17.2	90.4	249.5	28.1	82.7
		NS	356.8	27.9	44.4	305.6	39.1	53.4
	CASE2	EW	154.4	11.8	75.9	179.4	20.0	88.3
		NS	303.6	26.2	45.9	247.0	34.7	56.1
	CASE3	EW	185.4	15.9	90.2	209.0	27.6	104.8
		NS	266.7	25.0	36.4	258.5	45.3	31.9

### 3.4 想定首都直下地震に対する建物挙動の検討の概要と考察

ここでは、表 3.1 に示す高層建物 4 棟（鉄骨造 2 棟、RC 造 1 棟、免震 1 棟）、中層建物 5 棟（鉄骨造 2 棟、RC 造 1 棟、SRC 造 1 棟、免震 1 棟）、低層建物 5 棟（鉄骨造 1 棟、RC 造 2 棟、SRC 造 1 棟、免震 2 棟）および低層木造建物を対象に、CASE1～3 の地震動を用いて行った建物応答に関するケーススタディ結果の概要を述べる。3.5 章では建物モデルごとの諸元や応答量などをまとめている。

検討に使用したそれぞれの建物は、その地域性を考慮されて設計された実在建物でなく、ケーススタディ用として設定した同一の建物が、それぞれの地域にあるものとして検討している。なお、CASE 1～3 の地震動の作成法や条件、位置づけについては 2 章に詳述されているが、CASE 1 が標準モデル、CASE 2、3 は破壊開始点を変えたものである。本検討は、強震動計算における設定条件と各建物の応答量の比較考察を行うことを目的としていることから、あくまでも限られた条件下でのケーススタディの紹介に留まるものであり、首都直下地震に対する建物のすべての被害状況を表すものではないことに注意が必要である。ケーススタディから得られた知見を以下に示す。

#### (1) 高層建物

対象とする高層建物は、鉄骨造 31 階建て、鉄骨造 35 階建て、鉄筋コンクリート造 30 階建ての計 3 棟である。

- ・ 1 次固有周期が 4 秒程度の鉄骨造高層建物では、構造体への被害はほとんどない結果となっている。
- ・ 一方、RC 造高層建物は、ほぼ同じ階数でも 1 次固有周期が 2 秒以下と短く、鉄骨造建物に比べて多少大きな応答値を示している。特に震源に近く表層地盤が比較的軟弱な浦安においては、CASE 2 において最大層間変形角は設計時の目標値である 1/100 を大きく上回っており、構造体に損傷が発生すると想定されるが、十分な靱性設計がなされていれば倒壊などには至らないと考えられる。ただし、内外装などの仕上げ材には大きな損傷が予想される。
- ・ 構造体に大きな損傷が生じないと想定される場合でも、地震時の揺れは激しく家具・備品などは固定していなければ転倒や移動が生じる可能性があり、歩行も困難となる可能性がある。

#### (2) 中層建物

対象とする中層建物は、鉄骨造 10 階建て、鉄骨造 14 階建て、RC 造 15 階建て、SRC 造 9 階建ての計 4 棟である。

- ・ 各地震動に対する鉄骨造の最大層間変形角は、建設地によっては 10 階建てが 1/100 を超えているため、内外装材の損傷、部分的な脱落等の可能性がある。新宿、霞が関、幕張では、両建物ともほぼ 1/100 以下の層間変形角で、小規模な損傷に留まる。
- ・ 一方、各地震動に対して、RC 造中層建物では建設地によっては大きく変形したり、耐震壁が大きく塑性化してせん断破壊する可能性を示している。
- ・ 周期 1 秒以下のこれらの建物では、いわゆる入力損失効果で建物に入力される地震動が低減されたり、解析でモデル化されない雑壁などの余力のために、実際の建物の応答や損傷は解析結果よりもかなり低減される可能性がある。

#### (3) 低層建物

対象とする低層建物は、鉄骨造 5 階建て、RC 造 6 階建て、RC 造 2 階建て、SRC 造 5 階建ての計 4

棟である。

- ・各地震動に対して、周期 1 秒程度の鉄骨造は、建設地によっては 1/100 を大きく超えているため、内外装材の損傷、部分的な脱落等の可能性があるが、構造部材の接合部等の耐力的な余裕があるなど、骨組としての塑性変形能力が十分にあれば、倒壊、崩壊にはいたらないと考えられる。

- ・一方、耐震壁付ラーメン構造の 6 階建て RC 造建物では、1/100 程度の層間変形角となり、また純ラーメンの 5 階建て SRC 建物では 1/50 を超える大きな値を示した。特に RC 造建物では耐震壁のせん断破壊が生じる可能性もある結果となったが、中層 RC 系と同様に、いわゆる入力損失効果で建物に入力される地震動が低減されたり、解析でモデル化されない雑壁などの余力のために、実際の応答や損傷は解析結果よりもかなり低減される可能性がある。RC 造 2 階建てでは、壁の耐力が高く、どの地域でも極めて小さな変形に収まっている。

- ・なお、中低層建物では、解析で地震時の建物損傷をシミュレートすることは難しく、阪神大震災でも中低層の建物で、見かけの耐力を 2 倍程度にしないと、解析結果と建物の損傷状況が対応しない等の検討結果もある<sup>参考文献 1)</sup>。これは、建物の被害状況をシミュレーション解析するとき、仮に耐力のみで説明しようとする 2 倍の耐力が必要ということになり、実際は入力損失や逸散減衰、雑壁の影響など、様々な要因が複合的に作用した結果であると思われる。

従って、中低層建物の地震応答解析を実施してその結果を判断する際には、上述のようなことを念頭に十分な注意を払う必要がある。

#### (4) 免震建物

検討した免震建物は、4 階建ての低層免震 2 棟、8 階建ての中層免震、42 階建ての高層免震の 4 棟であり、4 棟とも RC 造基礎免震建物である。

- ・低層免震の免震層の変形が 35cm (浦安)、上部構造のベースシア係数は低層免震で 0.21 (浦安) となっている。免震層の最大変形を見ると、浦安以外の最大変形は 25cm 以下であった。また、建物による違いでは、免震周期の短い低層免震の変形が他に比べて大きい傾向を示した。

- ・地震動や建物の構造により多少の差は生じるものの、免震層や上部構造はほぼ極めて稀に発生する地震動の判定に用いられるクライテリアに納まっており、躯体だけでなく内外装を含めほぼ損傷を生じないレベルと予想される。

- ・いずれのケースも設計クライテリア以下ではあるが、ケースによっては免震層に大きな変形が生じることもあるので注意が必要である。

#### (5) 木造低層建物

検討した建物は、2 階建ての木造低層建物で、建築基準法を満足する標準的な強度を持つものと、強度を 7 割に落とした低強度、強度が 1.5 倍高い高耐震の 3 種類を対象とした。

- ・各地震動に対しては、1 階の層間変位に着目すると、標準と高耐震はおおむね 50mm (層間変形角約 1/60) 程度で倒壊の危険性は低いが、低強度では地域によって 100mm (層間変形角約 1/30) と 2 倍程度の層間変位となる場合があり、やや倒壊の危険性が高まる。

#### <参考文献>

1) 鈴木芳隆、小鹿紀英、岡野創：低層 RC 造建物の強度－被災度関係から推定される耐力余裕度について、日本建築学会大会学術講演梗概集(九州)、21154、2007 年 8 月

### 3.5 想定首都直下地震に対する建築物の応答量のまとめ

ここでは、表 3.1 に示した 16 棟の建物に、今回作成された CASE1～CASE 3 の東京湾北部地震を入力して得られた応答解析結果のうち、以下の各項目について建物ごとに示す

- (1) 建築物概要
- (2) 固有値解析結果
- (3) 地震応答解析結果例 (4 種類の地点のうち最大応答を示した地点の結果のみ掲載)
- (4) 応答解析結果

### 3.5.1 高層建物 鉄骨造①

#### (1) 建築物概要

表 3.5.1-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X 方向	Y 方向
35	4	3	177	163	-34	約 120,000	61.6	51.6

表 3.5.1-2 構造概要

構造種別		上部構造		基礎種別	備考
		X 方向	Y 方向		
鉄骨造	制振	ラーメン構造	ラーメン構造	直接基礎※	制振部材： 座屈補剛制振 ブレース

※ 横浜、浦安サイトでは、杭基礎として地盤ばねを評価する。

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.1-3 固有値解析結果概要 (建物 X 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1 次	2 次	3 次
固定	4.40	1.62	0.984
地盤ばね	4.44	1.63	0.996

※地盤ばねを考慮した固有周期は、浦安：CASE3 における固有周期を示す。

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：浦安)

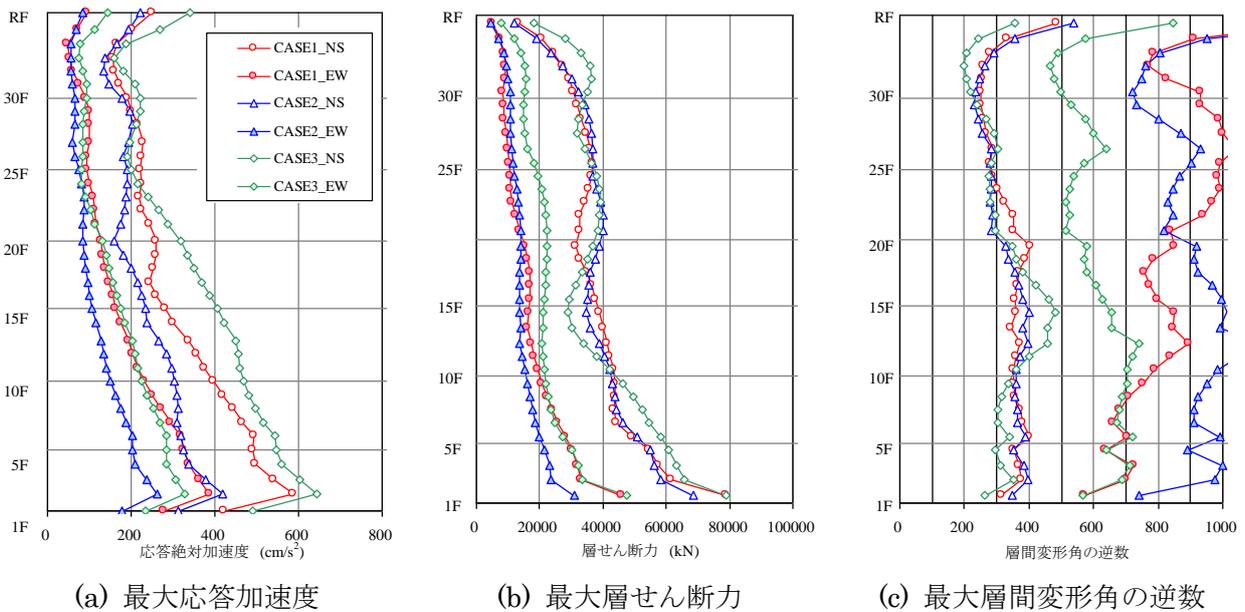


図 3.5.1-1 建物 X 方向応答解析結果 (浦安) ※ 凡例は各図共通

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.1-4 に示す。

表 3.5.1-4 建物 X 方向最大応答値

地点	case	最大応答	最大応答	最大応答	1階最大	1階最大	最大層間	主架構		ブレース	
		相対変位 (cm)	相対速度 (cm/sec)	絶対加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	層せん断力 (kN)	層せん断 力係数		変形角 (rad)	最大層 塑性率	累積塑性変 形倍率	最大層 塑性率
新宿	1	25.8	56.9	404	40503	0.039	1/344	0.44	0.0	0.84	0.0
	2	35.8	79.2	427	53443	0.051	1/192	0.82	0.0	1.17	0.2
	3	33.6	59.6	325	53022	0.051	1/295	0.54	0.0	0.93	0.0
霞が関	1	21.8	68.1	397	43299	0.042	1/256	0.63	0.0	0.93	0.0
	2	33.8	94.7	433	67448	0.065	1/217	0.70	0.0	1.27	0.8
	3	31.1	63.9	337	54376	0.052	1/309	0.53	0.0	0.95	0.0
横浜	1	26.3	83.5	566	87574	0.084	1/171	0.92	0.0	1.39	0.7
	2	22.7	70.3	440	84304	0.081	1/199	0.80	0.0	1.51	0.8
	3	38.4	60.1	449	72944	0.070	1/251	0.54	0.0	1.16	0.2
浦安	1	18.5	64.0	587	78842	0.076	1/251	0.64	0.0	1.20	0.2
	2	36.8	79.7	418	68634	0.066	1/232	0.69	0.0	1.14	0.2
	3	17.8	74.1	643	78760	0.075	1/200	0.82	0.0	1.41	0.4
幕張	1	12.9	40.8	208	38441	0.037	1/469	0.35	0.0	0.66	0.0
	2	23.3	56.9	186	45620	0.044	1/255	0.63	0.0	0.93	0.0
	3	38.6	95.9	256	71478	0.069	1/189	0.85	0.0	1.46	2.1
最大値		38.6	95.9	643	87574	0.084	1/171	0.92	0.0	1.51	2.1

### 3.5.2 高層建物 鉄骨造②

#### (1) 建築物概要

表 3.5.2-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X 方向	Y 方向
31	3	1	139.90	139.90	-26.8	114000	70.5	45.7

表 3.5.2-2 構造概要

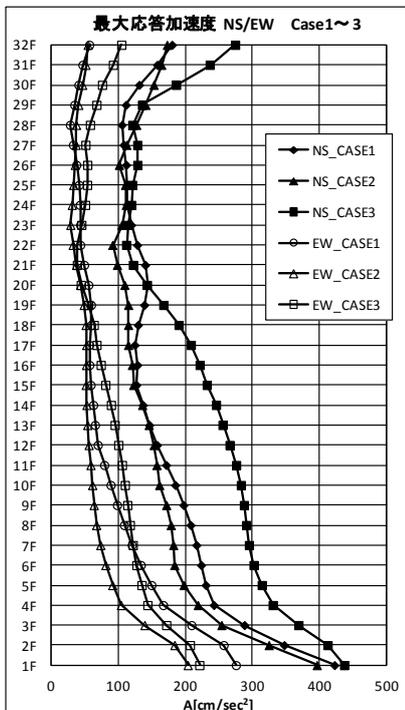
構造種別	免震層	上部構造		基礎種別	備考
		X 方向	Y 方向		
S 造	なし	制震間柱付 ラーメン構造	アンボンドブレース付 ラーメン構造	直接基礎	—

#### (2) 固有値解析結果

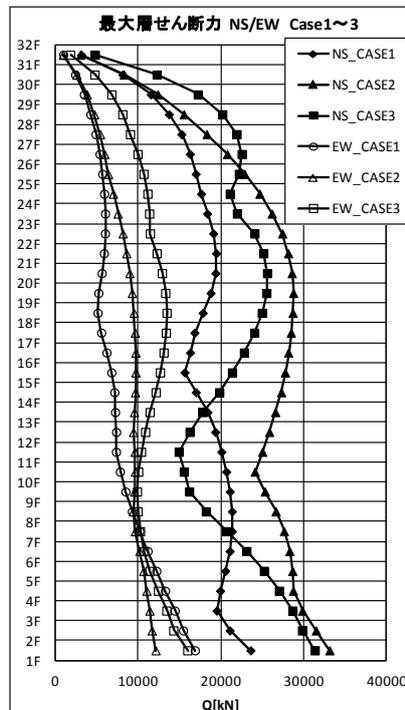
表 3.5.2-3 固有値解析結果概要 (建物 Y 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1 次	2 次	3 次
固定	4.387	1.598	0.956
地盤ばね	4.426	1.613	0.965

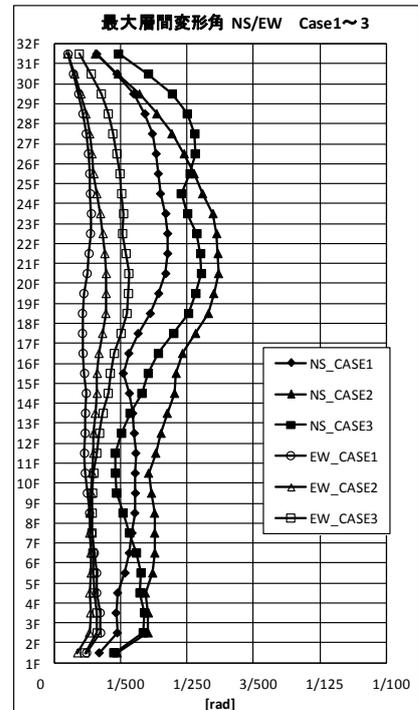
#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：浦安)



(a) 最大応答加速度



(b) 最大層せん断力



(c) 最大層間変形角

図 3.5.2-1 建物 Y 方向応答解析結果 (浦安)

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.2-4 に示す。

表 3.5.2-4 最大応答値(Y 方向)

地点	case	最大応答 変位 (cm)	最大応答 速度 (cm/sec)	最大応答 加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大層 せん断力 (kN)	最大層 せん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 塑性率	累積塑性 変形倍率
新宿	HC1	24.2	47.5	331	23335	0.13	1/304	0.55	—
	HC2	30.9	65.3	397	29898	0.22	1/222	0.71	—
	HC3	31.6	54.1	273	29932	0.13	1/280	0.62	—
霞が関	HC1	19.2	55.4	382	25117	0.16	1/271	0.58	—
	HC2	30.2	76.9	386	37535	0.21	1/210	0.75	—
	HC3	30.6	58.5	369	32047	0.16	1/249	0.63	—
横浜	HC1	24.3	75.9	379	34374	0.20	1/245	0.69	—
	HC2	21.1	61.5	322	28933	0.19	1/289	0.62	—
	HC3	37.0	64.4	310	38676	0.14	1/249	0.81	—
浦安	HC1	19.4	59.1	423	23634	0.18	1/293	0.53	—
	HC2	36.5	74.8	397	33167	0.18	1/202	0.77	—
	HC3	17.3	75.0	438	31388	0.28	1/226	0.69	—
幕張	HC1	14.2	40.8	293	23182	0.11	1/421	0.46	—
	HC2	23.0	52.4	282	27021	0.16	1/272	0.57	—
	HC3	37.7	95.2	252	47149	0.22	1/171	0.93	—
最大値		37.7	95.2	438	47149	0.28	1/171	0.93	—

### 3.5.3 高層建物 RC造

#### (1) 建築物概要

表 3.5.3-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X方向	Y方向
30	0	0	93.1	93.1	-3.0	26330	31.8	27.6

表 3.5.3-2 構造概要

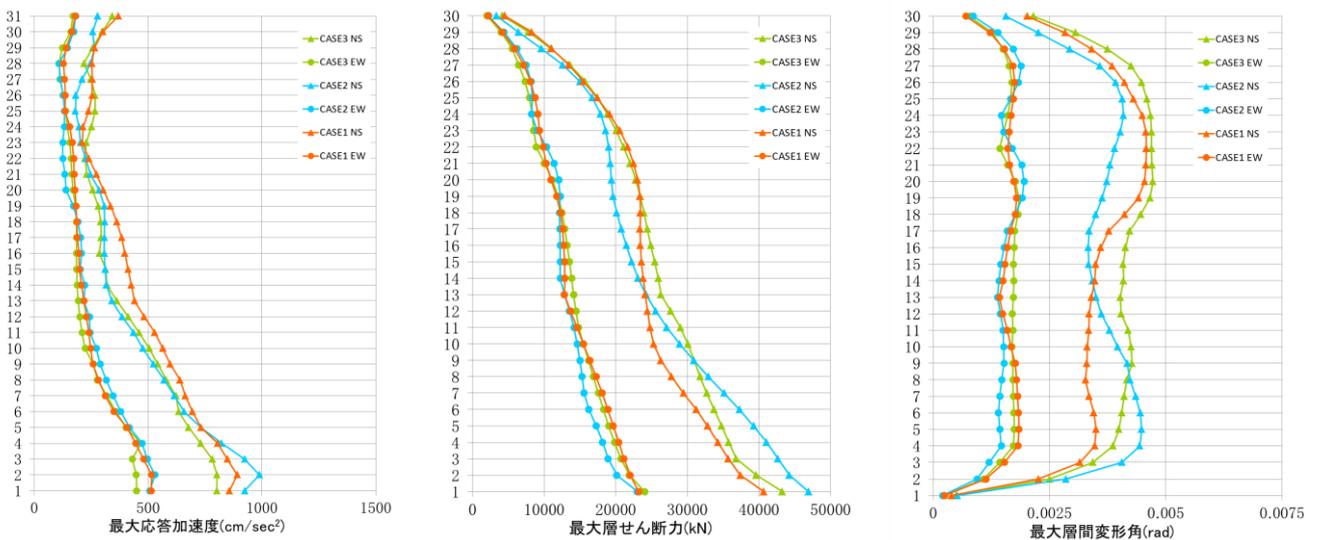
構造種別	上部構造		基礎種別
	X方向	Y方向	
RC造	ラーメン構造	ラーメン構造	杭基礎

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.3-3 固有値解析結果概要 (建物 Y 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1次	2次	3次
固定	1.859	0.633	0.362
地盤ばね	1.988	0.651	0.374

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：新宿)



(a) 最大応答加速度

(b) 最大層せん断力

(c) 最大層間変形角

図 3.5.3-1 建物 Y 方向応答解析結果 (新宿)

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.3-4 に示す。

表 3.5.3-4 最大応答値

地点	case	最大応答 変位 (cm)	最大応答 速度 (cm/sec)	最大応答 加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大層せ ん断力 (kN)	最大層せ ん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 塑性率
新宿	HC1	183.0	86.2	893.7	40889	0.371	1/185	0.791
	HC2	202.3	84.0	988.9	46939	0.276	1/204	0.695
	HC3	284.7	86.4	803.0	43284	0.344	1/208	2.117
霞が関	HC1	267.3	80.8	776.4	36689	0.351	1/217	0.638
	HC2	259.8	82.6	869.2	45773	0.350	1/185	0.753
	HC3	314.9	101.4	752.5	49178	0.396	1/182	0.947
横浜	HC1	330.0	96.9	262.1	30186	0.296	1/161	0.793
	HC2	289.9	107.9	268.7	30192	0.282	1/169	0.763
	HC3	280.3	68.5	190.0	26258	0.206	1/244	0.463
浦安	HC1	503.4	163.5	409.2	53066	0.448	1/88	1.537
	HC2	705.7	185.1	450.8	61340	0.489	1/56	2.510
	HC3	514.0	147.6	428.9	41209	0.481	1/100	1.539
幕張	HC1	213.6	59.9	302.7	30916	0.343	1/233	0.685
	HC2	239.7	99.2	297.6	36876	0.323	1/185	0.793
	HC3	355.2	109.3	306.0	35547	0.336	1/167	0.816
最大値		705.7	185.1	988.9	61340	0.489	1/56	2.510

### 3.5.4 高層建物 免震

#### (1) 建築物概要

表 3.5.4-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X 方向	Y 方向
42	1	2	149.7	144.1	-13.0	48,905	39.5	39.5

表 3.5.4-2 構造概要

構造種別	免震層	上部構造		基礎種別	備考
		X 方向	Y 方向		
RC 造	基礎	ラーメン構造	ラーメン構造	直接基礎	免震層オイルダンパー付加

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.4-3 固有値解析結果概要 (建物 Y 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1 次	2 次	3 次
固定	6.57	1.87	0.82
地盤ばね	6.63	1.91	0.82

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：浦安)

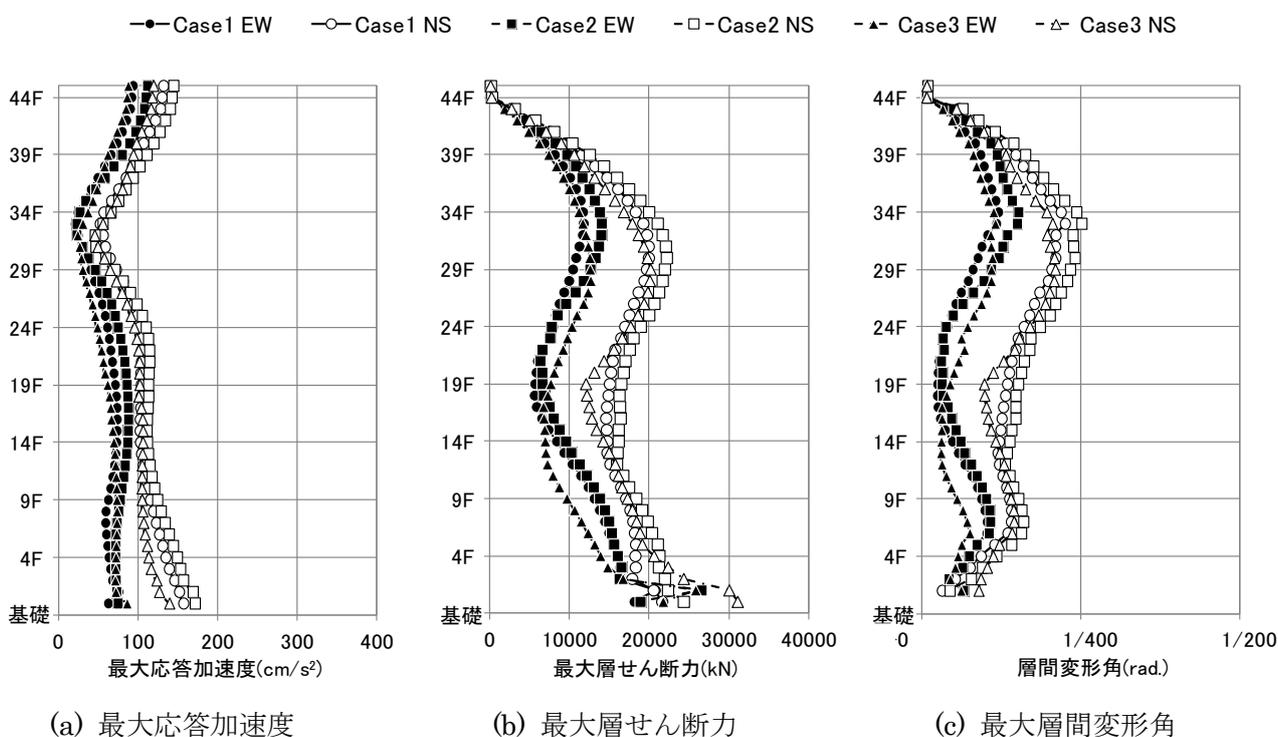


図 3.5.4-1 建物 Y 方向応答解析結果 (浦安)

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.4-4 に示す。

表 3.5.4-4 最大応答値

地点	case	免震層			上部構造				
		最大応答変位 (cm)	最大層せん断力 (kN)	最大層せん断力係数	最大応答速度 (cm/s)	最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	最大層せん断力 (kN)	最大層せん断力係数	最大層間変形角 (rad.)
新宿	HC1	5.2	23420	0.0271	25.8	162.5	21620	0.0265	1/835
	HC2	6.3	23050	0.0267	29.2	152.3	22340	0.0274	1/890
	HC3	4.9	19120	0.0222	18.2	121.8	21130	0.0259	1/1052
霞が関	HC1	7.3	22870	0.0265	30.4	183.0	20830	0.0256	1/1066
	HC2	5.8	24350	0.0282	29.6	143.6	24630	0.0302	1/1030
	HC3	9.6	23510	0.0272	26.6	172.4	22820	0.0280	1/1153
横浜	HC1	15.3	27070	0.0314	28.1	109.2	24540	0.0301	1/884
	HC2	10.5	23680	0.0274	33.3	114.5	27380	0.0336	1/637
	HC3	12.2	24520	0.0284	23.8	84.9	22720	0.0279	1/879
浦安	HC1	7.5	21640	0.0251	23.7	150.5	20840	0.0256	1/831
	HC2	12.3	24350	0.0282	33.4	167.7	26570	0.0326	1/658
	HC3	18.5	31360	0.0363	54.6	125.8	30060	0.0369	1/858
幕張	HC1	3.6	18810	0.0218	14.7	89.7	22710	0.0279	1/1042
	HC2	6.4	20650	0.0239	17.0	105.0	23630	0.0290	1/1237
	HC3	11.0	24660	0.0286	35.3	106.1	20870	0.0256	1/1070
最大値		18.5	31360	0.0363	54.6	183.0	30060	0.0369	1/637

### 3.5.5 中層建物 鉄骨造①

#### (1) 建築物概要

表 3.5.5-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X 方向	Y 方向
10	0	1	45.55	40.25	-3.0	6787	33.6	20.2

表 3.5.5-2 構造概要

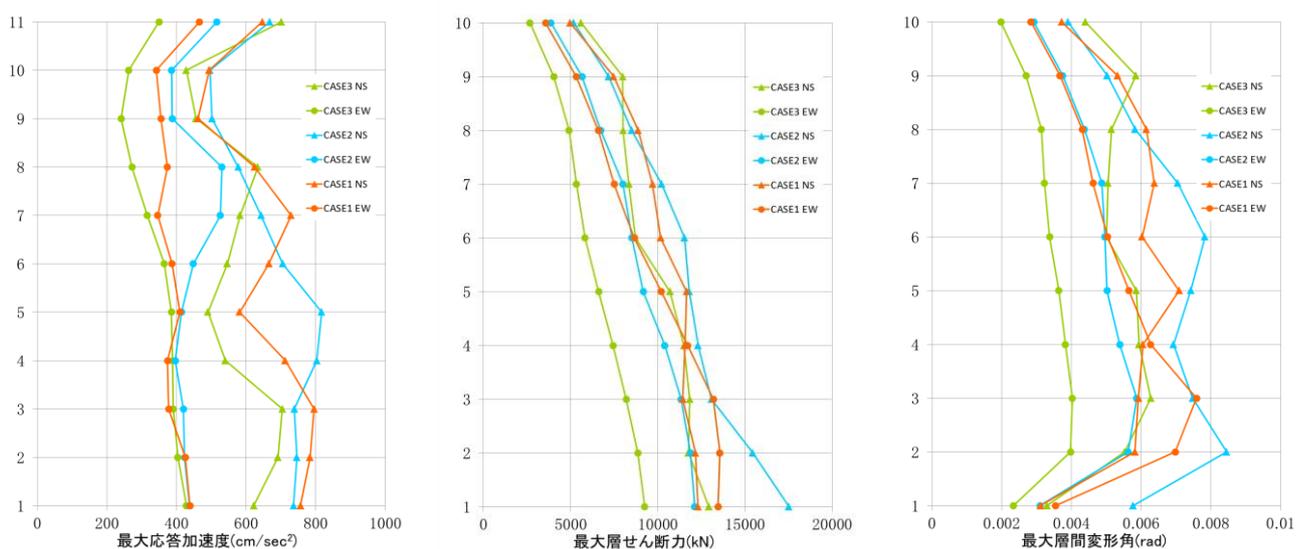
構造種別	上部構造		基礎種別
	X 方向	Y 方向	
鉄骨造	ラーメン構造	ラーメン構造	杭基礎

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.5-3 固有値解析結果概要 (建物 Y 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1 次	2 次	3 次
固定	1.444	0.500	0.302
地盤ばね	1.470	0.504	0.305

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：新宿)



(a) 最大応答加速度

(b) 最大層せん断力

(c) 最大層間変形角

図 3.5.5-1 建物 Y 方向応答解析結果 (新宿)

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.5-4 に示す。

表 3.5.5-4 最大応答値

地点	case	最大応答 変位 (cm)	最大応答 速度 (cm/sec)	最大応答 加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大層せ ん断力 (kN)	最大層せ ん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 塑性率	累積塑性 変形倍率
新宿	HC1	191.7	130.8	858.5	16080	1.127	1/132	1.442	0.35
	HC2	242.7	129.3	940.3	19093	1.236	1/118	1.763	0.55
	HC3	169.0	107.8	772.2	13302	1.258	1/159	1.459	0.58
霞が関	HC1	215.4	126.4	853.5	19077	1.344	1/94	2.278	1.67
	HC2	215.8	109.8	765.4	16288	0.980	1/123	1.543	0.85
	HC3	267.0	131.3	735.4	18596	1.040	1/97	1.630	1.44
横浜	HC1	330.9	135.3	630.3	19234	0.708	1/72	2.654	9.86
	HC2	374.9	142.9	670.8	19186	0.823	1/65	2.831	12.59
	HC3	211.6	89.6	466.4	13241	0.514	1/145	1.289	0.57
浦安	HC1	224.6	119.6	543.7	16021	0.614	1/133	1.409	2.25
	HC2	419.3	165.9	678.0	19336	0.824	1/53	3.001	15.82
	HC3	326.3	144.6	596.7	19471	0.755	1/87	3.197	7.53
幕張	HC1	194.7	100.0	512.8	12788	0.647	1/141	1.347	0.48
	HC2	220.4	100.9	440.6	15612	0.500	1/128	1.493	1.26
	HC3	304.3	139.4	612.3	18434	0.680	1/88	2.071	6.02
最大値		419.3	165.9	940.3	19471	1.344	1/53	3.197	15.82

### 3.5.6 中層建物 鉄骨造②

#### (1) 建築物概要

表 3.5.6-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X 方向	Y 方向
14	1	1	63.3	58.0	-7.8	10,258	32.0	18.6

表 3.5.6-2 構造概要

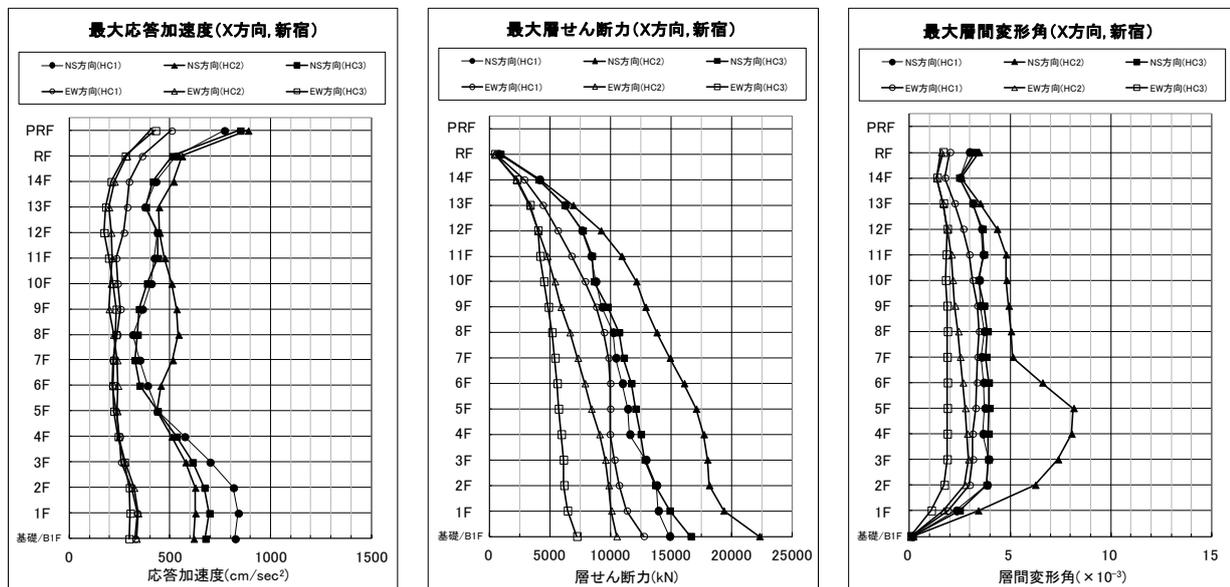
構造種別	免震層	上部構造		基礎種別	備考
		X 方向	Y 方向		
S 造	—	ラーメン構造	ラーメン構造	杭基礎	—

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.6-3 固有値解析結果概要 (建物 X 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1 次	2 次	3 次
固定	1.564	0.565	0.392
地盤ばね	1.576	0.566	0.349

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：新宿)



(a) 最大応答加速度

(b) 最大層せん断力

(c) 最大層間変形角

図 3.5.6-1 建物 X 方向応答解析結果 (新宿)

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.6-4 に示す。

表 3.5.6-4 最大応答値

地点	case	最大応答 変位 (cm)	最大応答 速度 (cm/sec)	最大応答 加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大層 せん断力 (kN)	最大層 せん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 塑性率	累積塑性 変形倍率
新宿	HC1	21.2	100.4	845	15,861	0.78	1/221	0.94	—
	HC2	30.5	150.9	1149	22,303	1.16	1/123	1.60	1.32
	HC3	22.6	121.9	849	16,647	0.86	1/201	0.94	—
霞が関	HC1	29.0	104.9	856	20,151	0.87	1/150	1.47	0.41
	HC2	39.7	138.5	797	21,107	0.81	1/112	1.81	2.07
	HC3	24.0	119.5	858	19,453	0.87	1/154	1.33	0.38
横浜	HC1	38.9	161.3	745	20,537	0.76	1/96	2.05	8.28
	HC2	48.6	176.9	710	21,531	0.72	1/75	2.62	6.76
	HC3	35.2	129.2	588	19,159	0.60	1/129	1.51	5.54
浦安	HC1	34.0	140.6	729	19,308	0.74	1/122	1.61	2.07
	HC2	49.1	167.1	804	22,173	0.82	1/87	2.59	15.22
	HC3	56.4	183.2	754	22,216	0.77	1/73	2.70	8.12
幕張	HC1	29.5	118.9	570	18,671	0.58	1/176	1.12	0.27
	HC2	36.6	135.2	652	19,883	0.66	1/115	1.75	3.40
	HC3	48.0	170.1	700	22,376	0.71	1/81	2.73	9.21
最大値		56.4	183.2	1149	22,376	1.16	1/73	2.73	15.22

### 3.5.7 中層建物 RC造

#### (1) 建築物概要

表 3.5.7-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X方向	Y方向
15	0	0	44.9	43.9	-3.0	9040	45.0	14.0

表 3.5.7-2 構造概要

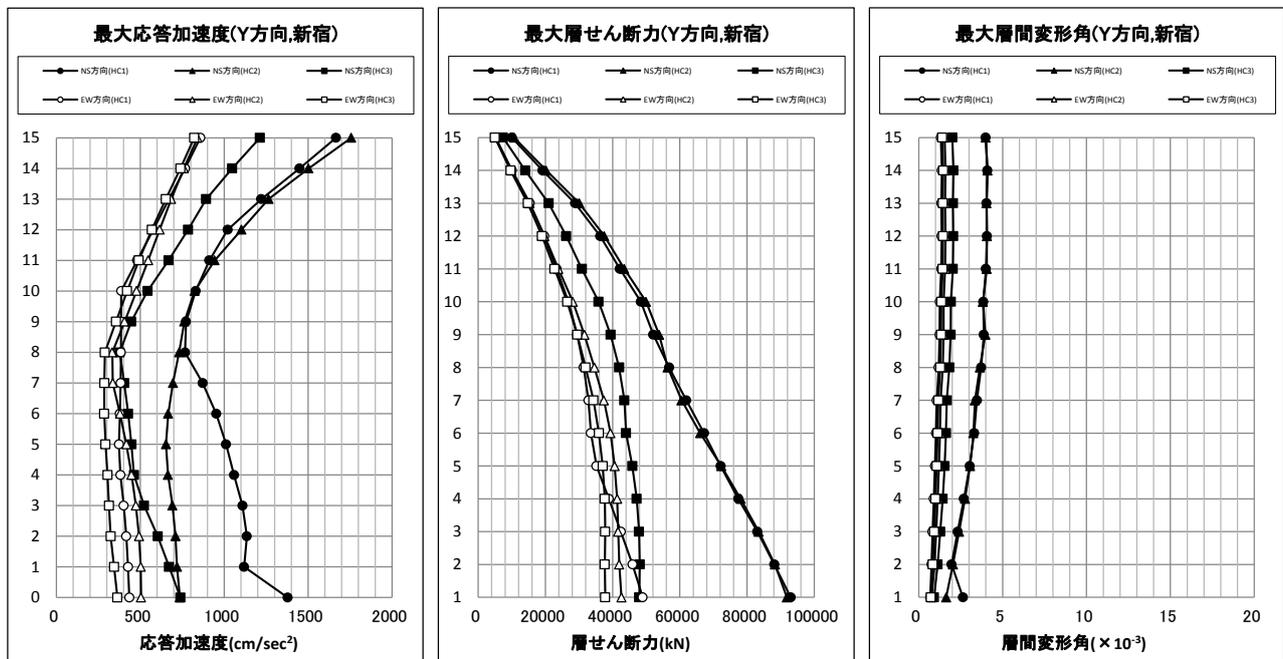
構造種別	免震層	上部構造		基礎種別	備考
		X方向	Y方向		
RC造	—	ラーメン構造	耐震壁付き ラーメン構造	杭基礎	—

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.7-3 固有値解析結果概要 (建物 Y 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1次	2次	3次
固定	0.40	0.11	0.06
地盤ばね	1.02	0.32	0.09

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：新宿)



(a) 最大応答加速度

(b) 最大層せん断力

(c) 最大層間変形角

図 3.5.7-1 建物 Y 方向応答解析結果 (新宿)

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.7-4 に示す。

表 3.5.7-4 最大応答値

地点	case	最大応答 変位 (cm)	最大応答 速度 (cm/sec)	最大応答 加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大層 せん断力 (kN)	最大層 せん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 塑性率
新宿	HC1	19.6	173	1666	92983	1.68	1/126	0.94
	HC2	19.2	176	1757	91841	1.80	1/180	0.60
	HC3	16.7	114	1213	48071	1.24	1/134	0.88
霞が関	HC1	20.3	101	758	50813	0.77	1/176	0.61
	HC2	27.2	112	779	68745	0.79	1/136	0.74
	HC3	21.4	106	796	68542	0.81	1/167	0.61
横浜	HC1	47.8	165	753	44695	0.78	1/70	1.48
	HC2	42.5	169	673	44595	0.67	1/71	1.46
	HC3	13.8	64	489	37241	0.50	1/248	0.41
浦安	HC1	24.2	118	658	53640	0.67	1/141	0.72
	HC2	51.5	174	789	53721	0.79	1/53	1.92
	HC3	37.6	149	853	54366	0.86	1/68	1.53
幕張	HC1	14.9	83	395	36709	0.40	1/248	0.41
	HC2	24.2	108	531	47978	0.54	1/142	0.73
	HC3	45.5	179	653	48770	0.65	1/56	2.01
最大値		51.5	179	1757	92983	1.80	1/53	2.01

### 3.5.8 中層建物 SRC造

#### (1) 建築物概要

表 3.5.8-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X方向	Y方向
9	1	2	40.3	30.5	-6.0	7260	31.5	23.5

表 3.5.8-2 構造概要

構造種別	上部構造		備考
	X方向	Y方向	
SRC造	耐震壁付 ラーメン構造	耐震壁付 ラーメン構造	各柱直下に φ1000杭

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.8-3 固有値解析結果概要 (建物 X 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1次	2次	3次
固定	0.519	0.204	0.131
地盤ばね	0.571	0.211	0.137

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：新宿)

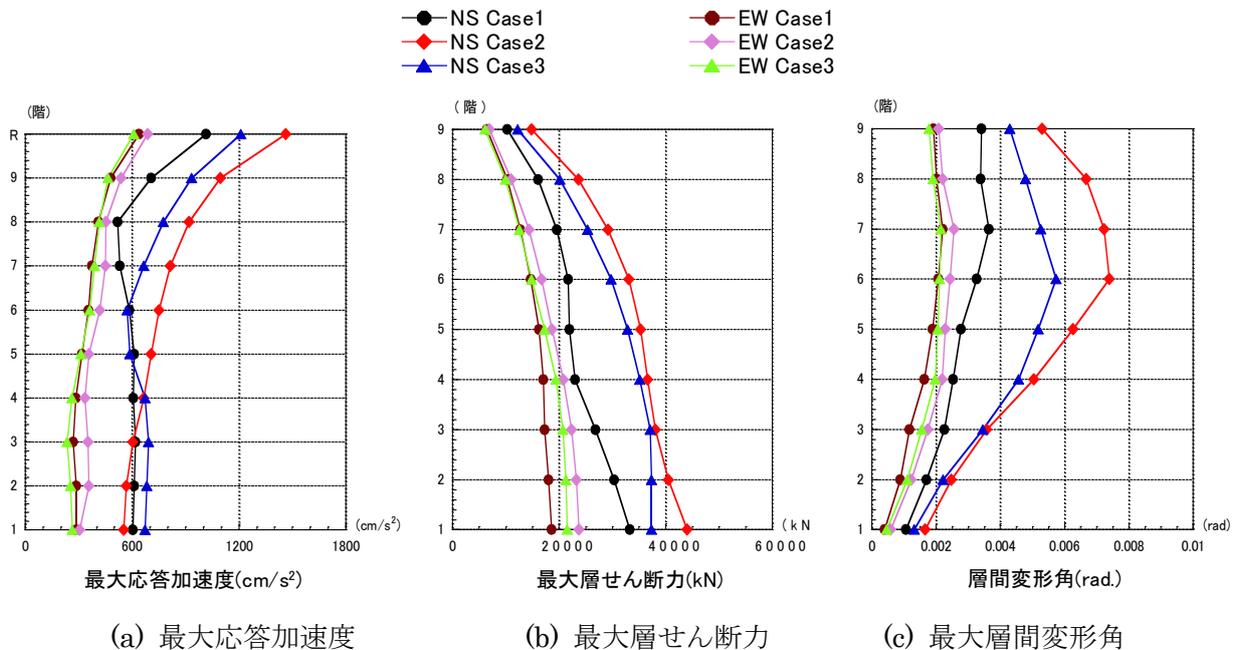


図 3.5.8-1 建物 Y 方向応答解析結果 (新宿)

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.8-4 に示す。

表 3.5.8-4 最大応答値

地点	case	最大応答 変位 (cm)	最大応答 速度 (cm/sec)	最大応答 加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大層 せん断力 (kN)	最大層 せん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 塑性率
新宿	1	8.2	96	1160	37380	1.17	1/248	2.0
	2	15.2	138	1464	44010	1.48	1/135	1.8
	3	12.7	113	1210	37370	1.23	1/174	1.8
霞ヶ関	1	11.9	126	1073	40230	1.09	1/182	2.1
	2	14.1	127	1268	45710	1.29	1/142	1.7
	3	14.2	127	1161	43080	1.18	1/142	1.7
横浜	1	6.5	51	458	22640	0.47	1/457	0.5
	2	9.2	66	556	28320	0.57	1/338	0.6
	3	5.8	41	413	19720	0.42	1/503	0.4
浦安	1	7.2	56	577	29120	0.59	1/377	0.6
	2	4.5	36	434	23630	0.44	1/644	0.5
	3	10.0	77	740	37370	0.75	1/277	0.9
幕張	1	7.4	60	589	29400	0.60	1/394	0.7
	2	8.3	64	630	31500	0.64	1/346	0.7
	3	8.1	64	626	29230	0.64	1/347	0.7
最大値		15.2	138	1464	45710	1.48	1/135	2.1

### 3.5.9 中層建物 免震

#### (1) 建築物概要

表 3.5.9-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X 方向	Y 方向
8	1	1	30.94	29.94	-6.95	20,379	72.3	29.9

表 3.5.9-2 構造概要

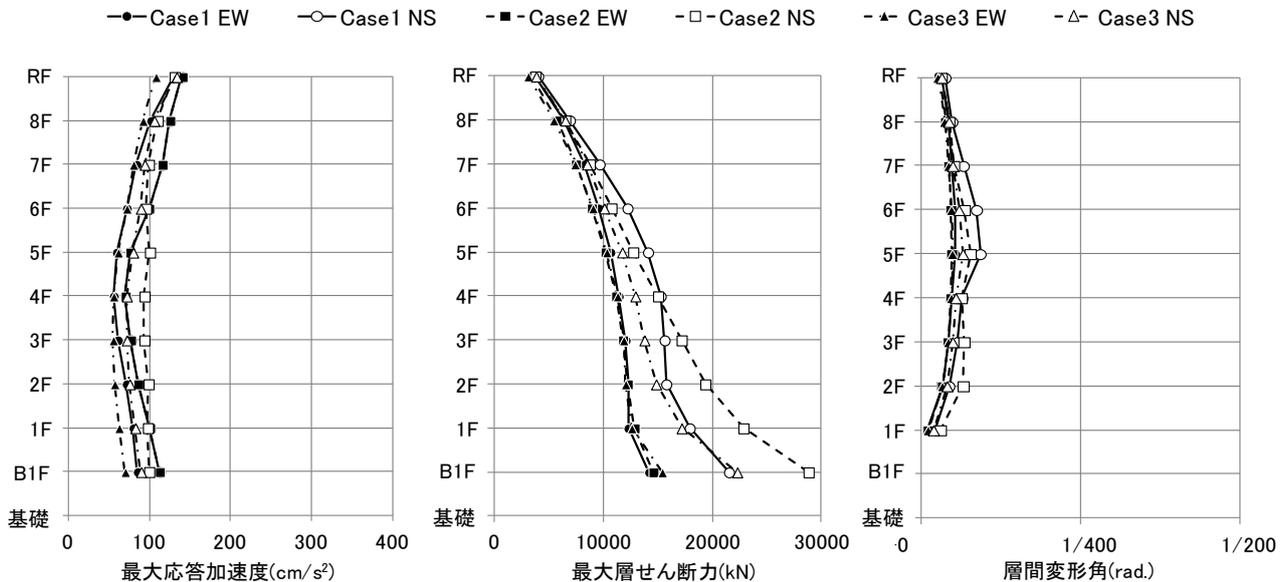
構造種別	免震層	上部構造		基礎種別	備考
		X 方向	Y 方向		
RC 造	基礎	ラーメン構造	耐震壁付き ラーメン構造	直接基礎	—

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.9-3 固有値解析結果概要 (建物 Y 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1 次	2 次	3 次
固定	3.78	0.61	0.25
地盤ばね	3.80	0.63	0.25

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：浦安)



(a) 最大応答加速度

(b) 最大層せん断力

(c) 最大層間変形角

図 3.5.9-1 建物 Y 方向応答解析結果 (浦安)

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.9-4 に示す。

表 3.5.9-4 最大応答値

地点	case	免震層				上部構造			
		最大応答変位 (cm)	最大層せん断力 (kN)	最大層せん断力係数	最大応答速度 (cm/s)	最大応答加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	最大層せん断力 (kN)	最大層せん断力係数	最大層間変形角 (rad.)
新宿	HC1	7.6	15930	0.0499	45.7	193.5	18250	0.0675	1/1639
	HC2	10.6	17750	0.0556	45.7	262.0	18430	0.0705	1/1279
	HC3	9.1	17200	0.0538	44.7	208.4	18180	0.0688	1/1051
霞が関	HC1	13.2	19390	0.0607	45.5	209.8	18860	0.0688	1/927
	HC2	13.6	19390	0.0607	47.4	219.5	18210	0.0672	1/1003
	HC3	18.4	22010	0.0689	52.1	264.6	20910	0.0773	1/939
横浜	HC1	14.4	19460	0.0609	41.3	139.5	17060	0.0680	1/2213
	HC2	14.8	19820	0.0620	46.6	97.2	16790	0.0669	1/2274
	HC3	11.9	17690	0.0554	30.2	123.8	15340	0.0611	1/2295
浦安	HC1	18.7	21850	0.0684	60.5	140.4	17930	0.0714	1/1874
	HC2	31.8	29020	0.0908	78.7	140.4	23330	0.0930	1/2052
	HC3	19.9	22280	0.0697	54.6	133.1	17620	0.0702	1/2021
幕張	HC1	9.5	16490	0.0516	32.9	114.0	13940	0.0555	1/2209
	HC2	10.0	16620	0.0520	33.7	118.6	13740	0.0548	1/2312
	HC3	18.3	21280	0.0666	50.8	104.5	16740	0.0667	1/2280
最大値		31.8	29020	0.0908	78.7	264.6	23330	0.0930	1/927

### 3.5.10 低層建物 鉄骨造①

#### (1) 建築物概要

表 3.5.10-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X 方向	Y 方向
5	0	1	25	20.5	-3.0	3394	33.6	20.2

表 3.5.10-2 構造概要

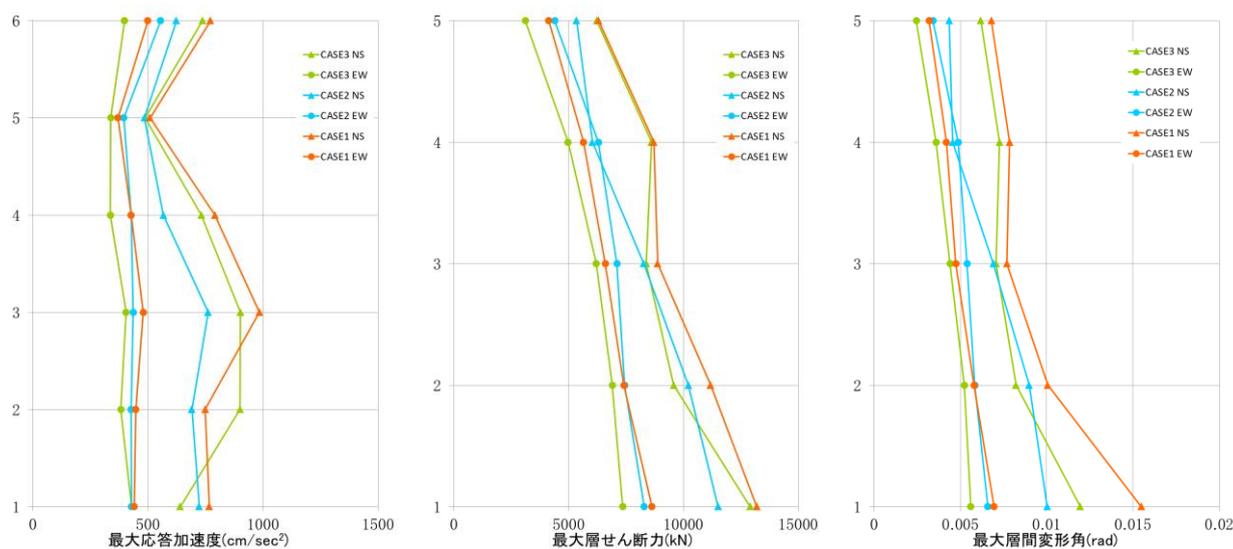
構造種別	上部構造		基礎種別
	X 方向	Y 方向	
鉄骨造	ラーメン構造	ラーメン構造	杭基礎

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.10-3 固有値解析結果概要 (建物 Y 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1 次	2 次	3 次
固定	0.984	0.337	0.234
地盤ばね	0.997	0.340	0.235

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：新宿)



(a) 最大応答加速度

(b) 最大層せん断力

(c) 最大層間変形角

図 3.5.10-1 建物 Y 方向応答解析結果 (新宿)

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.10-4 に示す。

表 3.5.10-4 最大応答値

地点	case	最大応答 変位 (cm)	最大応答 速度 (cm/sec)	最大応答 加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大層せ ん断力 (kN)	最大層せ ん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 塑性率	累積塑性 変形倍率
新宿	HC1	180.1	128.0	984.8	13199	1.622	1/56	1.351	3.04
	HC2	172.4	105.0	761.5	11512	1.564	1/79	1.491	0.42
	HC3	149.9	103.3	902.0	12908	1.520	1/75	1.448	3.06
霞が関	HC1	138.0	101.2	701.6	10851	1.147	1/100	1.741	1.20
	HC2	184.1	129.1	755.0	12938	1.083	1/77	2.605	11.00
	HC3	178.5	113.9	740.5	12251	1.508	1/86	2.641	8.42
横浜	HC1	190.9	102.6	554.5	13017	0.739	1/62	2.827	6.39
	HC2	182.5	93.6	535.8	11456	0.708	1/69	2.524	3.29
	HC3	169.8	93.6	519.2	11705	0.672	1/85	2.062	2.32
浦安	HC1	232.4	116.7	677.3	13684	0.914	1/47	4.328	18.60
	HC2	238.6	121.8	708.1	13717	1.021	1/46	4.411	16.58
	HC3	205.2	108.6	663.1	13072	0.903	1/68	2.854	14.50
幕張	HC1	171.7	99.3	580.3	12094	0.724	1/93	2.288	4.20
	HC2	191.1	106.5	637.1	12939	0.877	1/81	2.499	9.46
	HC3	198.8	114.8	615.2	13039	0.798	1//74	2.750	7.48
最大値		238.6	128.0	984.8	13717	1.622	1/46	4.411	18.60

### 3.5.11 低層建物 RC造①

#### (1) 建築物概要

表 3.5.11-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X方向	Y方向
6	1	1	26.3	20.2	-6.0	2098	13.5	18.4

表 3.5.11-2 構造概要

構造種別	上部構造		備考
	X方向	Y方向	
RC造	耐震壁付 ラーメン構造	耐震壁付 ラーメン構造	各柱直下に φ800杭

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.11-3 固有値解析結果概要 (建物 X 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1次	2次	3次
固定	0.288	0.105	0.065
地盤ばね	0.404	0.131	0.082

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：霞が関)

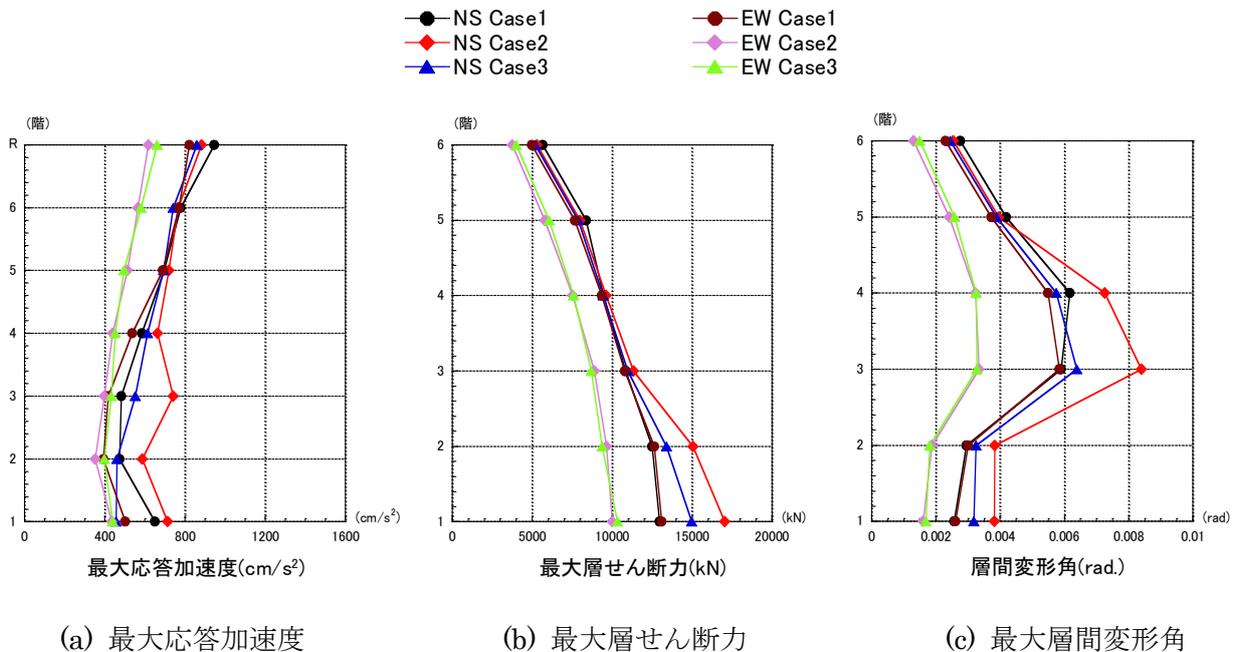


図 3.5.11-1 建物 Y 方向応答解析結果 (霞が関)

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.11-4 に示す。

表 3.5.11-4 最大応答値

地点	case	最大応答 変位 (cm)	最大応答 速度 (cm/sec)	最大応答 加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大層 せん断力 (kN)	最大層 せん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 塑性率
新宿	1	7.2	85	765	12100	0.77	1/207	1.2
	2	10.9	110	875	14910	0.87	1/100	2.6
	3	9.0	83	823	12550	0.83	1/141	1.7
霞ヶ関	1	8.3	91	946	13100	0.94	1/160	1.5
	2	10.2	97	884	17040	0.89	1/110	2.3
	3	9.4	87	858	14970	0.86	1/110	2.2
横浜	1	4.5	37	399	6989	0.41	1/426	0.5
	2	5.9	43	494	8785	0.46	1/334	0.6
	3	3.6	29	400	6733	0.35	1/523	0.4
浦安	1	4.8	47	502	8979	0.51	1/336	0.7
	2	3.5	32	412	7906	0.42	1/513	0.5
	3	5.2	51	527	9342	0.53	1/323	0.7
幕張	1	6.0	43	533	10430	0.54	1/295	0.8
	2	4.5	37	406	8362	0.41	1/421	0.5
	3	6.4	51	545	9220	0.56	1/284	0.8
最大値		10.9	110	946	17040	0.94	1/100	2.6

### 3.5.12 低層建物 RC造②

#### (1) 建築物概要

表 3.5.12-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X 方向	Y 方向
2	1	0	11.3	10.3	-6.0	795	18.8	13.8

表 3.5.12-2 構造概要

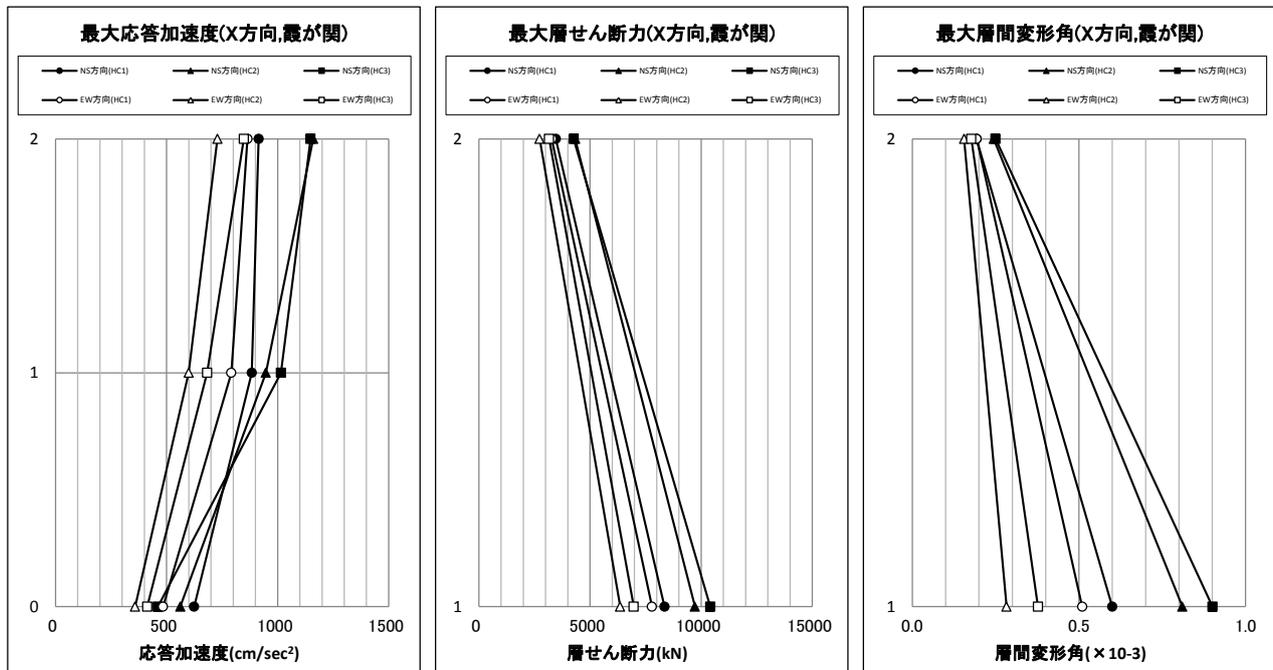
構造種別	免震層	上部構造		基礎種別	備考
		X 方向	Y 方向		
RC 造	なし	耐震壁付き ラーメン構造	耐震壁付き ラーメン構造	直接基礎	—

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.12-3 固有値解析結果概要 (建物 X 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1 次	2 次	3 次
固定	0.09	0.03	-
地盤ばね	0.18~0.29	0.07~0.12	-

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：霞が関)



(a) 最大応答加速度

(b) 最大層せん断力

(c) 最大層間変形角

図 3.5.12-1 建物 X 方向応答解析結果 (霞が関)

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.12-4 に示す。

表 3.5.12-4 最大応答値

地点	case	最大応答 変位 (cm)	最大応答 速度 (cm/sec)	最大応答 加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大層せ ん断力 (kN)	最大層せ ん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 塑性率
新宿	HC1	0.9	26	961	8129	0.98	1/1381	0.24
	HC2	0.8	20	769	7297	0.78	1/1848	0.21
	HC3	0.6	23	873	7457	0.89	1/2006	0.25
霞が関	HC1	0.5	21	970	8864	0.97	1/1667	0.27
	HC2	0.7	24	1160	9718	1.18	1/1234	0.38
	HC3	0.8	28	1148	10411	1.16	1/1110	0.42
横浜	HC1	0.5	7	218	2220	0.22	1/6039	0.06
	HC2	0.6	6	248	2551	0.25	1/5114	0.07
	HC3	0.4	6	201	2066	0.20	1/6584	0.06
浦安	HC1	0.5	7	274	2774	0.28	1/5330	0.08
	HC2	0.5	6	284	2792	0.29	1/5313	0.08
	HC3	0.9	6	393	4008	0.40	1/3260	0.12
幕張	HC1	2.0	18	338	3299	0.34	1/1245	0.10
	HC2	0.9	9	252	2490	0.26	1/2550	0.07
	HC3	1.3	12	300	2942	0.31	1/1804	0.09
最大値		2.0	28	1160	10411	1.18	1/1110	0.42

### 3.5.13 低層建物 SRC 造

#### (1) 建築物概要

表 3.5.13-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X 方向	Y 方向
5	1	1	23.4	19.9	-6.5	5,832	36.0	27.0

表 3.5.13-2 構造概要

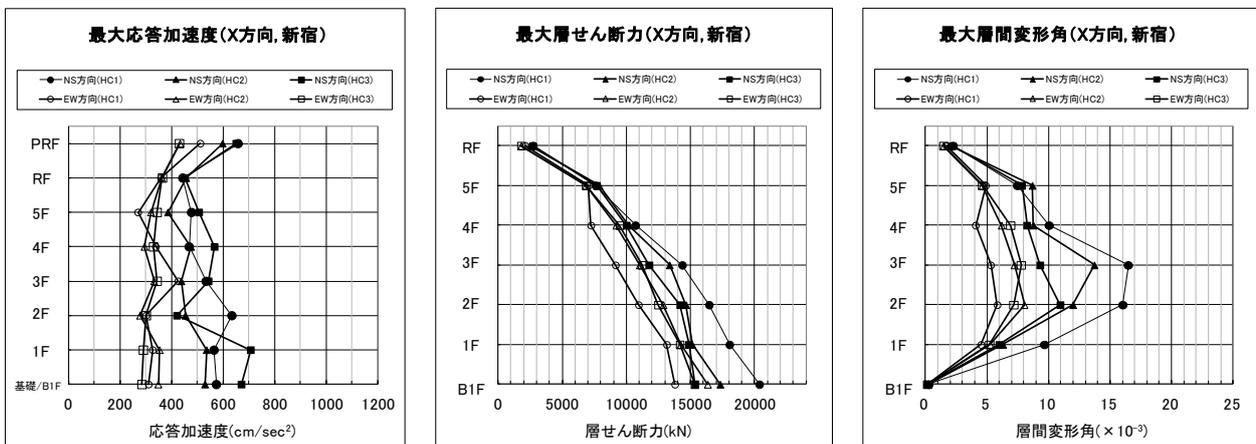
構造種別	免震層	上部構造		基礎種別	備考
		X 方向	Y 方向		
SRC 造	なし	ラーメン構造	ラーメン構造	杭基礎	—

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.13-3 固有値解析結果概要 (建物 Y 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1 次	2 次	3 次
固定	1.216	0.411	0.260
地盤ばね	1.221	0.412	0.261

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：新宿)



(a) 最大応答加速度

(b) 最大層せん断力

(c) 最大層間変形角

図 3.5.13-1 建物 Y 方向応答解析結果 (新宿)

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.13-4 に示す。

表 3.5.13-4 最大応答値

地点	case	最大応答 変位 (cm)	最大応答 速度 (cm/sec)	最大応答 加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大層せ ん断力 (kN)	最大層せ ん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大層 塑性率	累積塑性 変形倍率
新宿	HC1	18.78	106.4	658.3	20,367	0.66	1/61	2.78	8.32
	HC2	18.77	81.5	598.2	17,310	0.61	1/73	2.46	7.82
	HC3	14.68	85.3	707.5	15,356	0.66	1/91	2.78	10.69
霞が関	HC1	15.08	95.5	577.9	17,483	0.55	1/84	2.65	7.54
	HC2	21.91	99.2	581.1	20,037	0.55	1/54	2.98	10.45
	HC3	16.32	95.1	588.2	20,065	0.60	1/78	2.66	10.51
横浜	HC1	22.62	98.6	389.4	18,166	0.40	1/58	2.70	10.52
	HC2	28.99	110.6	467.6	20,364	0.48	1/48	3.44	11.93
	HC3	14.51	77.0	384.9	15,470	0.39	1/105	1.53	5.99
浦安	HC1	23.41	102.4	536.3	17,978	0.54	1/58	2.88	12.62
	HC2	32.06	126.6	517.1	20,198	0.53	1/43	3.93	19.84
	HC3	18.38	108.1	495.1	20,306	0.50	1/68	2.28	15.05
幕張	HC1	16.99	88.1	459.4	15,036	0.47	1/85	2.13	1.82
	HC2	15.99	90.5	448.7	16,941	0.46	1/86	1.89	6.14
	HC3	21.62	102.3	500.0	17,772	0.51	1/67	2.39	5.37
最大値		32.06	126.6	707.5	20,367	0.66	1/43	3.93	19.84

### 3.5.14 低層建物 免震①

#### (1) 建築物概要

表 3.5.14-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X 方向	Y 方向
4	—	1	12.3	12.3	-2.0	約 1,250	24.8	14.0

表 3.5.14-2 構造概要

構造種別		上部構造		基礎種別	備考
		X 方向	Y 方向		
RC 造	免震	耐震壁付 ラーメン構造	耐震壁付 ラーメン構造	直接基礎 <sup>※</sup>	

※ 横浜、浦安、幕張サイトでは、杭基礎として地盤ばねを評価する。

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.14-3 固有値解析結果概要 (建物 X 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1 次	2 次	3 次
固定	0.844	0.116	0.062
地盤ばね	1.07	0.151	0.116

※地盤ばねを考慮した固有周期は、浦安：CASE3 における固有周期を示す。

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：浦安)

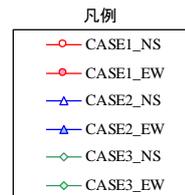
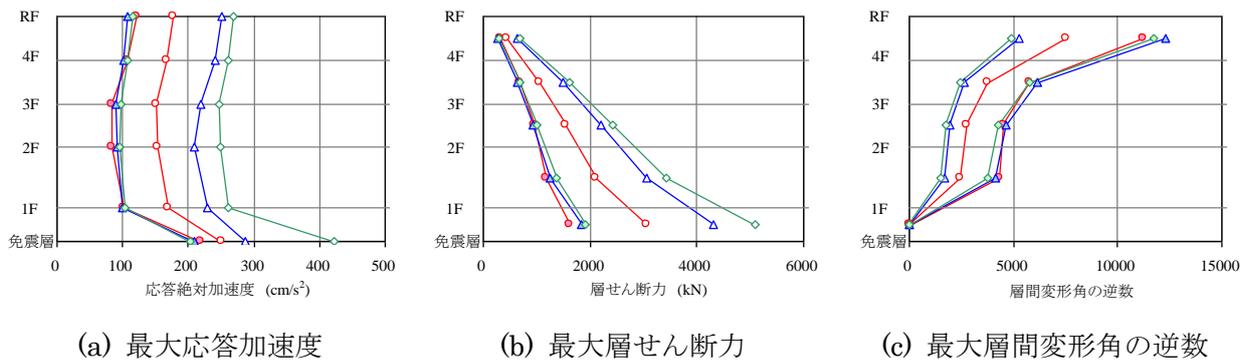


図 3.5.14-1 建物 X 方向応答解析結果 (浦安) ※ 凡例は各図共通

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.14-4 に示す。

表 3.5.14-4 建物 X 方向最大応答値

地点	case	上部構造				免震層					
		最大応答 絶対加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大 層せん断力 (kN)	最大 層せん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)	最大 層間変位 (cm)	最大 層せん断力 (kN)	最大 層せん断力 係数	最大 最大相対速 度(1F) (cm/sec)	最大 塑性率	累積塑性 変形倍率
新宿	1	136	1520	0.094	1/ 5400	9.50	2057	0.088	64.7	11.21	108.0
	2	136	1626	0.100	1/ 5400	11.67	2343	0.100	54.9	13.93	130.1
	3	129	1284	0.079	1/ 8438	8.44	1920	0.082	56.6	9.89	109.9
霞が関	1	132	1590	0.098	1/ 3553	12.70	2390	0.102	62.5	14.38	124.1
	2	146	1389	0.086	1/ 4500	10.17	2091	0.089	58.6	11.54	159.8
	3	140	1586	0.098	1/ 3803	11.03	2199	0.094	60.9	12.56	122.6
横浜	1	148	1903	0.117	1/ 7297	16.72	2890	0.124	59.4	19.15	200.6
	2	147	1919	0.118	1/ 7297	16.66	2874	0.123	70.3	19.00	213.9
	3	98	1225	0.076	1/ 11250	7.89	1826	0.078	30.9	9.00	120.3
浦安	1	152	2008	0.124	1/ 5745	17.80	3048	0.130	77.4	20.65	201.5
	2	227	2904	0.179	1/ 4909	28.20	4319	0.185	100.8	32.77	400.1
	3	247	3343	0.206	1/ 4355	34.64	5093	0.218	105.6	40.16	430.3
幕張	1	115	1374	0.085	1/ 10000	9.40	1972	0.084	36.2	10.40	78.6
	2	119	1478	0.091	1/ 9643	10.88	2189	0.094	36.5	12.47	225.5
	3	193	2550	0.157	1/ 5625	24.77	3850	0.165	91.3	28.31	270.6
最大値		247	3343	0.206	1/ 3553	34.64	5093	0.218	105.6	40.16	430.3

### 3.5.15 低層建物 免震②

#### (1) 建築物概要

表 3.5.15-1 建物形状

階数			建物高さ・深さ (GL m)			延床面積 (m <sup>2</sup> )	基準階平面形状 (m)	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X 方向	Y 方向
3	2	—	9.99	9.49	-10.27	4561	30.8	32.9

表 3.5.15-2 構造概要

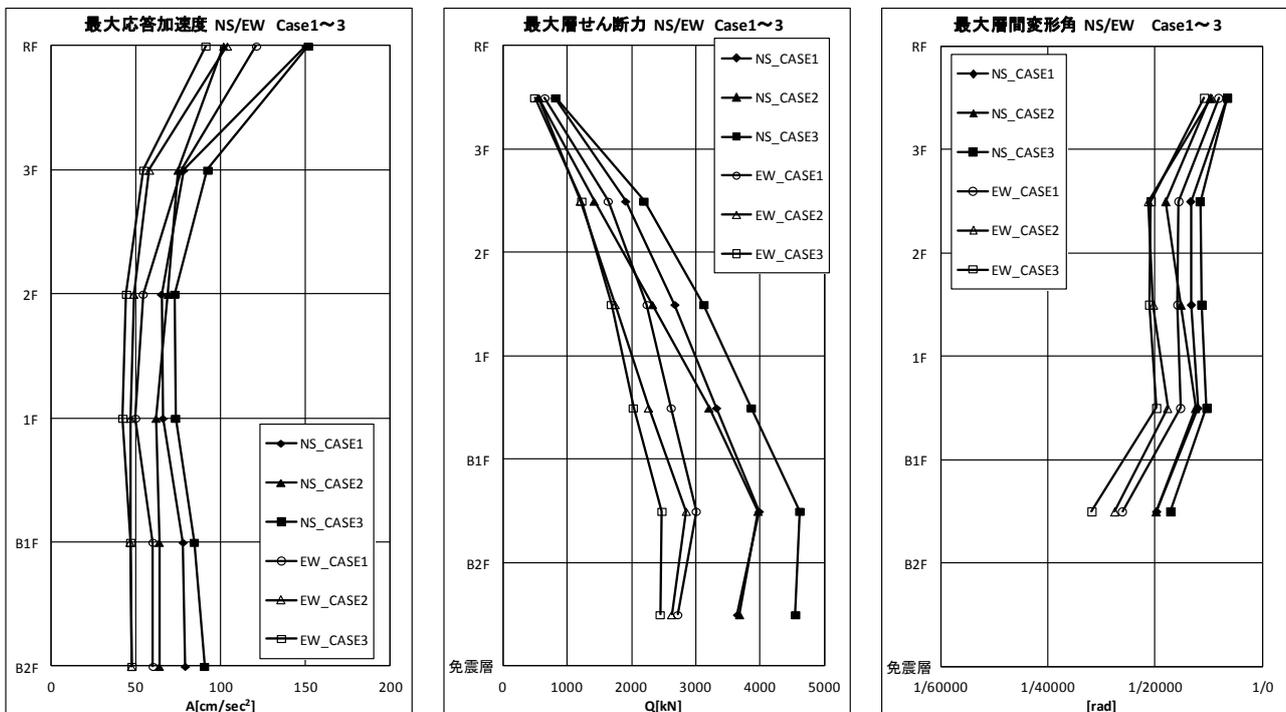
構造種別	免震層	上部構造		基礎種別	備考
		X 方向	Y 方向		
RC 造	基礎	耐震壁付 ラーメン構造	耐震壁付 ラーメン構造	杭基礎	免震層オイル ダンパー付加

#### (2) 固有値解析結果

表 3.5.15-3 固有値解析結果概要 (建物 Y 方向)

基礎条件	固有周期 (秒)		
	1 次	2 次	3 次
固定	3.702	0.166	0.110
地盤ばね	3.704	0.166	0.110

#### (3) 地震応答解析結果例 (想定地：霞が関)



(a) 最大応答加速度

(b) 最大層せん断力

(c) 最大層間変形角

図 3.5.15-1 建物 Y 方向応答解析結果 (霞が関)

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果の最大値を表 3.5.15-4 に示す。

表 3.5.15-4 最大応答値(Y 方向)

地点	case	免震層				上部構造			
		最大応答 変位 (cm)	最大応答 速度 (cm/sec)	最大層せ ん断力 (kN)	最大層せ ん断力 係数	最大応答 加速度 (cm/sec <sup>2</sup> )	最大層せ ん断力 (kN)	最大層せ ん断力 係数	最大層間 変形角 (rad)
新宿	HC1	6.3	44.9	3039	0.04	111	3793	0.11	1/8932
	HC2	8.7	40.9	3584	0.04	107	4192	0.11	1/9237
	HC3	7.4	34.4	3293	0.04	129	3542	0.13	1/7629
霞が関	HC1	9.0	42.0	3649	0.05	150	3988	0.15	1/6600
	HC2	9.1	44.1	3681	0.05	104	3967	0.11	1/9465
	HC3	13.4	43.9	4553	0.06	<u>152</u>	4617	<u>0.16</u>	<u>1/6488</u>
横浜	HC1	11.4	38.6	4027	0.05	102	3994	0.10	1/9725
	HC2	12.4	44.0	4193	0.05	95	4356	0.10	1/10431
	HC3	10.8	27.1	3962	0.05	97	3355	0.10	1/10155
浦安	HC1	16.2	52.0	5007	0.06	112	5541	0.11	1/8779
	HC2	<u>22.6</u>	62.5	<u>6132</u>	<u>0.08</u>	107	<u>6475</u>	0.11	1/8023
	HC3	17.9	<u>63.2</u>	5295	0.07	108	5453	0.11	1/9109
幕張	HC1	6.3	25.8	2998	0.04	69	3034	0.07	1/14375
	HC2	6.9	25.1	3149	0.04	78	3212	0.08	1/12534
	HC3	15.3	43.4	4871	0.06	87	4933	0.09	1/10380
最大値		22.6	63.2	6132	0.08	152	6475	0.16	1/6488

### 3.5.16 低層建物 木造

#### (1) 建築物概要

本検討では特定の建物形状はせず、構造性能や規模・建物重量を一般化した条件にて検討を行った。

表 3.5.16-1 建物形状（解析の前提条件から導出される建物例）

階数			建物高さ・深さ（GL m）			延床面積 （m <sup>2</sup> ）	基準階平面形状（m）	
地上	地下	塔屋	最高高さ	軒高さ	基礎底		X方向	Y方向
2	—	—	7.6	5.78	—0.5	105.98	7.28	7.28

注）モデルを作成した標準的な建物についての形状

表 3.5.16-2 構造概要

構造種別	免震層	上部構造		基礎種別	備考
		X方向	Y方向		
木造	なし	壁式構造	壁式構造	布基礎	—

#### (2) 応答解析モデルの概要

図 3.5.16-1 に質点系モデルの概要、図 3.5.16-2 に地震による水平力(荷重 F)と変形  $\delta$  の関係図を示す。また、木造建物には、現行耐震基準を満足しないものも多く見られるため、建築基準法を満足する耐震性能評点を 1.0 とし、耐震性不足 0.7、高耐震性 1.5 のケースもあわせて検討した。

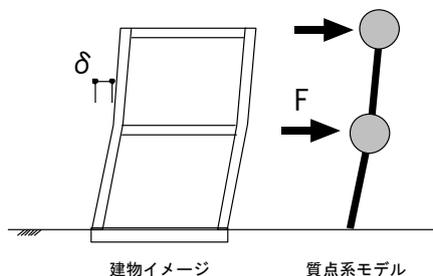


図 3.5.16-1 2 質点系モデル概要

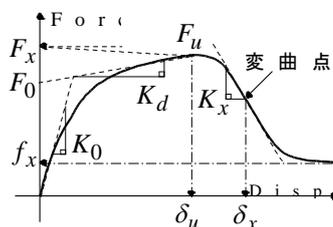


図 3.5.16-2 荷重 F—変形  $\delta$  関係

#### (3) 固有値解析結果

低層木造建物は比較的軽量で地盤ばねの影響が小さいため、本検討において境界条件は基礎固定とした。

表 3.5.16-3 固有値解析結果概要（建物両方向共）

評点	固有周期（秒）	
	1次	2次
0.7	0.42	0.17
1.0	0.35	0.14
1.5	0.29	0.12

(4) 応答解析結果

本建物を対象とした各ケース・地点の応答解析結果を図 3.5.16-3 に示す。変形量は 1 階の層間変位を示す。また、新宿合成波に対する各階の最大応答変位の分布を図 3.5.16-4 に示す。

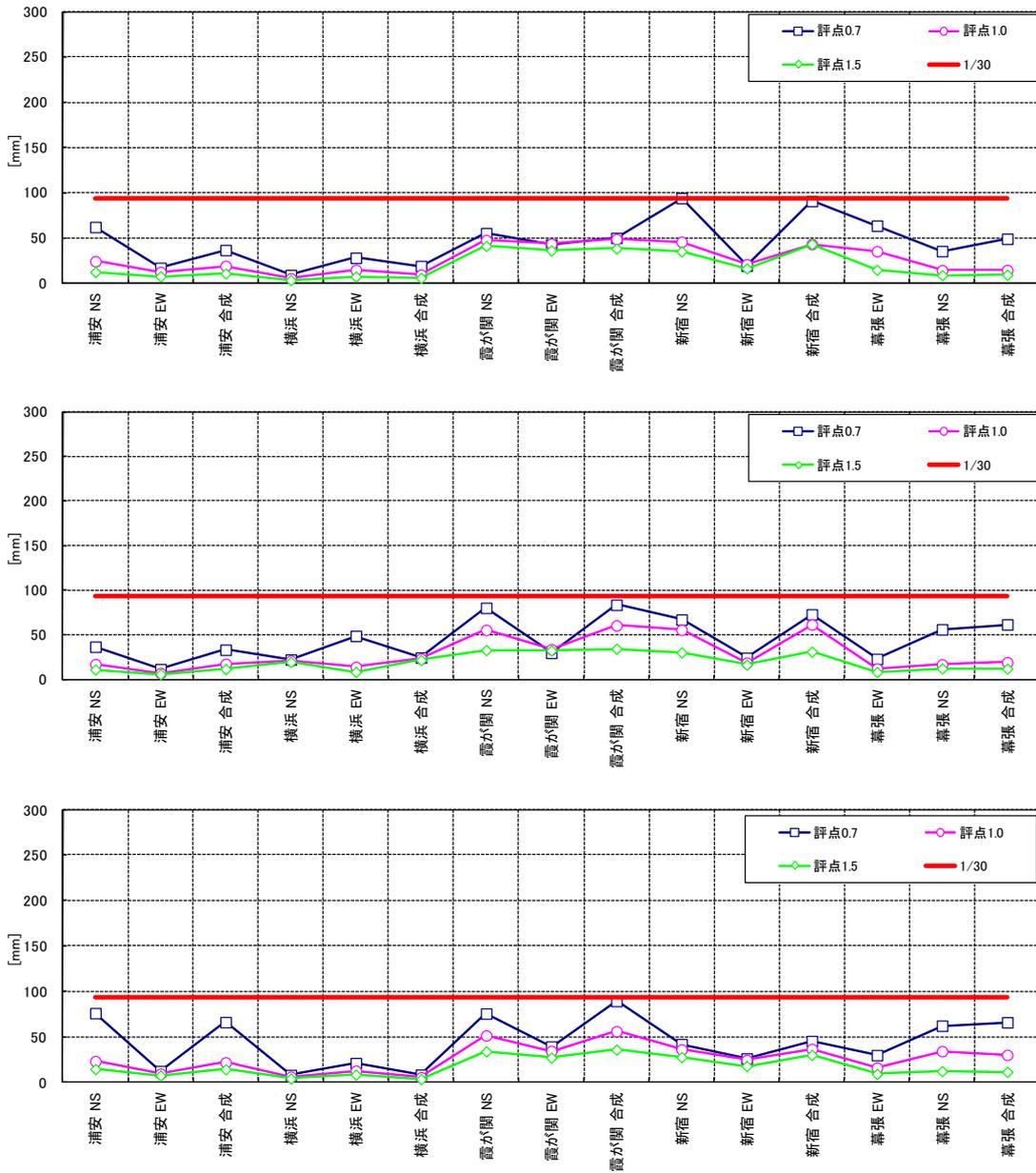


図 3.5.16-3 応答解析結果（上から HC1、HC2、HC3）

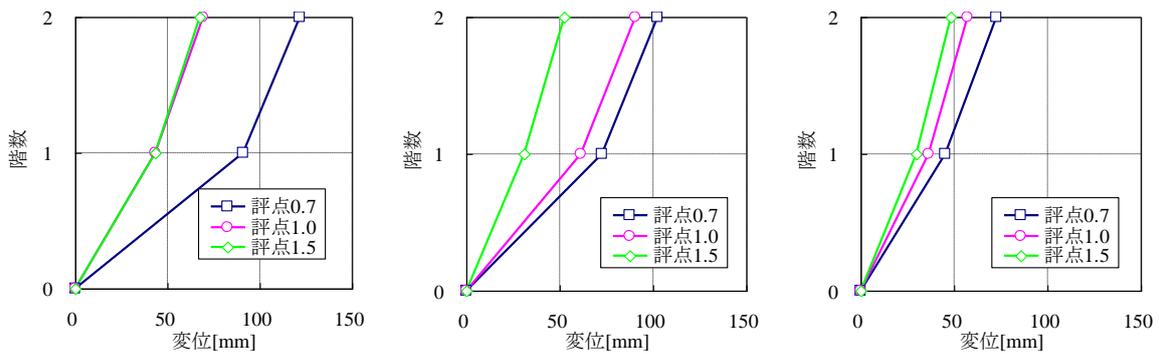


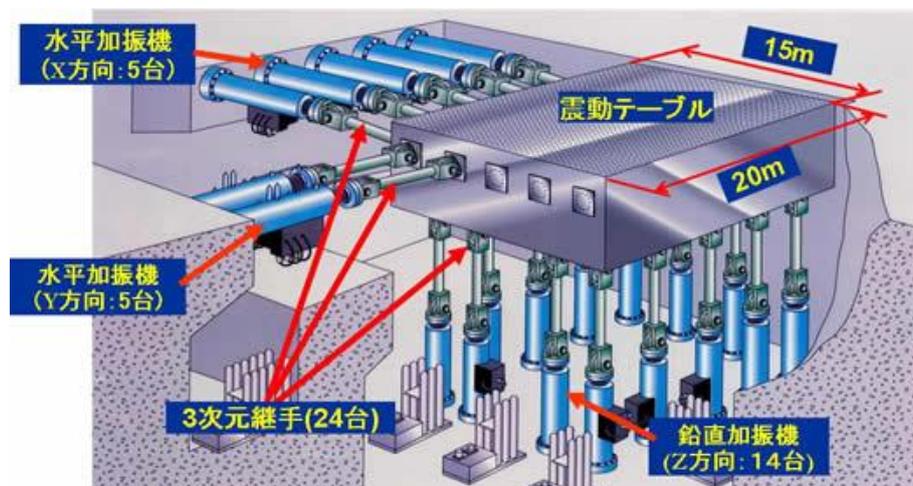
図 3.5.16-4 各階の最大応答変位（左から HC1、HC2、HC3）

#### 4. 想定首都直下地震による建築物および室内の被害状況の検討

##### 4. 1 Eーディフェンス実験に見る建築物の被害状況に基づく検討

##### 4.1.1 はじめに

実大三次元震動破壊実験施設「Eーディフェンス」は、平面 15 m×20 m の振動台上に 1200 ton の構造物を載せた状態で 1995 年兵庫県南部地震で観測された地震動を再現できる大型実験施設であり、文部科学省の管轄のもと防災科学技術研究所兵庫耐震工学研究センターにおいて 2005 年より運用を開始している。



(1) 三次元震動台加振機概念図



(2) 振動台テーブル

図 4.1-1 Eーディフェンスの概要

Eーディフェンスでは、2005 年度～2011 年度の間に 53 シリーズの実験が実施され、そのうち建築物を対象とした実験の数は 30 シリーズにのぼる。これらの実験により、実物大規模の建築物の地震時挙動に関する各要素の詳細な応答データが取得され、建物の地震時安全性、継続使用性等に関する技術資料として蓄積されている。その内訳は、木造建物が 15 件、RC 造建物が 6 件、鉄骨造建物が 9 件である。4 章では、これらの中から代表的な実験を抽出して地震時の被害様相を紹介する。

本章は、Eーディフェンスにおいて実施された実験における構造体の被害、非構造部材である外壁や間仕切り壁の被害、および室内空間の被害と、それらの被害の程度に関係すると考えられる応答工学量（応答加速度、応答速度、層間変形角など）との対比を大局的にまとめることで、3章で実施された応答解析の結果が、実際の建物としてどのような被害を意味するのか考える機会を提供するものである。

しかしながら、建物の構造躯体の損傷について、例えば、鉄骨造建物の梁端における破断等の重度の損傷は、現場溶接接合、工場溶接接合、ウェブボルト混用溶接等として分類される柱梁接合部の溶接接合詳細によるところが大きい。一方、鉄骨造建物の崩壊は柱の局部座屈に起因する軸力保持能力の喪失と密接に関係しているが、この局部座屈の進展は、柱自身の変形能力の差異もさることながら、骨組内において先行して進展する柱梁接合部の破壊が影響を及ぼしていると考えられる。鉄筋コンクリート造骨組についていえば、柱のせん断破壊が当該層の水平耐力の低下とそれに伴う応答変形の増大を引き起こすが、直ちに軸力保持能力が喪失する場合とそうでない場合があり、軸方向の柱主筋の配筋条件によっても大きく異なるといわれている。新耐震設計法に従い、柱のせん断破壊を防ぐせん断補強配筋がなされていても、曲げ降伏後のせん断破壊に伴う耐力劣化を同定することは容易でなく、したがって、強度劣化開始以降の応答変形量の評価も困難である。また、近年の構造スリットによって骨組から雑壁を分離する処理は、雑壁のせん断破壊の予防になると考えられるが、その結果危惧される柱梁接合部に対する設計法が示されたのは比較的近年になってからであるし、この破壊条件に大きな影響を与えると認められる柱梁強度比に基づく設計法は導入されていない。

非構造部材については、個々の建物で設置方法が異なる場合が多い。骨組の層間変形が強制変形となって与えられるカーテンウォール等の外壁や軽鉄下地による石膏ボード内壁の損傷の開始時点と進展の度合いは、骨組とのクリアランスによって大きく異なる。天井内の設備機器等と床との相対変位に対して、斜材の有無が大きな影響を及ぼす。また、室内被害は、家具や什器の設置状況、対策の有無によって大きく異なるが、対策として固定した先が、天井につながるパーティションウォールの場合などの不適切な対応が天井の被害を引き起こすとの指摘もある。したがって、建物全体としての被害様相とその程度については、解析において陽に設定しえない条件にも大きく左右されるものであり、解析上応答工学量が同一だと言っても、都市における一般建物群の被害様相は大きくばらつく。以降で述べるEーディフェンスを用いた各実験についても、実験対象は非常に限られており、実際の被害はもっと大きくなる場合が考えられる。またその逆で、実験ほど被害が生じない場合も考えられる。実際の建物がどのような損傷状況に至るのかを評価するためには、解析結果と実験結果を対比するだけでなく、さらに、その奥に潜む上記の内容等を認識し想像を膨らます必要がある。なお、いずれの実験についても、関連する報告書や文献において詳細条件が示されており、それらの内容を参考にされたい。

#### 4.1.2 実験概要

本章において対象とする実験は、実験条件に基づき以下の5つのグループに分類することができる。

- ①旧耐震中層鉄筋コンクリート造建物実験
- ②新耐震中層鉄筋コンクリート造建物実験
- ③新耐震低層鉄骨造実験
- ④超高層鉄骨造建物実験
- ⑤木造建物実験

これらのうち、超高層鉄骨造建物実験については、超高層建物から切り出した部分骨組および居室空間を実験対象物として用意し、骨組の構造耐震性能、居室空間の被害様相と対策の効果等を検証したものである。その他の鉄筋コンクリート造建物、鉄骨造建物、木造建物については、実建物を対象として振動台実験を実施したものである。表 4.1-1 に本章で報告する実験一覧を、全景写真を図 4.1-2 に示す。

4.1.3 では、構造被害について上述した①～⑤の順に説明する。試験体の設計条件を参考文献等から抜粋し、構造被害は主に構造体に発生する層間変形角の値と試験体の損傷状況で整理している。

4.1.4 では、室内被害について、主に超高層建物から切り出した部分骨組みモデル、および免震建物モデルの結果から説明する。非構造部材の被害については試験体で発生する層間変形と損傷状況について、家具什器等の転倒の被害については試験体で発生する最大加速度、最大速度と損傷状況について整理している。

実験に用いた入力地震動の一覧を表 4.1-2 に示す。入力地震動は、いずれの実験においても各プロジェクトの研究背景に基づき設定されており、中低層建物についての実験では、1995年兵庫県南部地震において観測された実地震動が主に用いられている。E-ディフェンスの建設計画は1995年兵庫県南部地震による被害を受けて策定されたものであり、こうした背景も各研究内容に反映されている。

一方、超高層建物についての実験は、近年改めてその地震リスクの危険性が指摘された海溝型地震によって都市部に伝わる長周期地震動の問題を背景に実施されており、入力地震動として、主に南海トラフにおける海溝型地震を想定して計算された予測地震動が用いられている。また、P4実験の企画中に平成23年東北地方太平洋沖地震が発生し、防災科学技術研究所のK-NETやサブプロ①で設置が推進された首都圏地震観測網MeSO-net等で貴重な地震記録が膨大に観測された。P4実験ではMeSO-netの観測記録をもとに首都圏での長周期地震動特性を考慮した入力地震動を設定した。

表 4.1- 1 実験一覧

(a) 実建物実験

実験 番号	建築年代	構造 種別	建物階数	軒高 (m)	固有周期(sec)		平面長さ(m)	
					X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
F1	1970 年代	RC 造	6	16	0.315*	0.250*	17	12
F2	1970 年代	RC 造	3	8.7	0.147*	0.184*	8	12
		RC 造, 補強	3	8.7	0.141*	0.140*	8	12
F3	新耐震	RC 造	4	16.3	0.45*	0.34*	8	10
		PC 造	4	12	0.45*	0.29*	14.4	7.2
F4	新耐震	鉄骨造	4	14.4	0.82	0.74	6	10
F5	新耐震	RC 造	4	16.3	0.24*	0.24*	8	10
		RC 造, 免震	4	16.3	2.56	2.56	8	10
F6	1970 年代	木造	2	7.147	0.145	0.238	5.94	5.82
		木造, 補強	2	7.147	0.139	0.213	5.94	5.82

\*RC 造建物の固有周期は、各試験体の実験シリーズで最小レベルの加振から求めた値

(b) 部分架構切り出しモデル実験

実験 番号	建築年代	想定構造 種別	想定階数	想定 軒高 (m)	固有周期(sec)		平面長さ(m)	
					X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
P1	新耐震	鉄骨造	30	100	2.8	2.8	8.6	10.6
P2	新耐震	鉄骨造	30	100	2.8	2.8	8.6	10.6
P3	1970 年代	鉄骨造	21	80	2.24	2.13	8	12
P4	新耐震	鉄骨造	30	120	3.13	3.57	10.4	20.6
			4	16	0.74	0.83	10.4	20.6



F1



F2



F3



F4



F5



F6

(a) 実建物実験



P1



P2



P3



P4

(b) 部分架構切り出しモデル実験

図 4.1-2 実験建物の全景

表 4.1-2 入力地震動一覧

実験 番号	本章対象被害		入力地震動	
	構造躯体	非構造部材	名称	入力レベル
F1	○	—	JMA 神戸・観測波	50 %, 100 %
F2	○	—	JMA 神戸・観測波	50 %, 100 %
F3	○	—	JMA 神戸・観測波	50 %, 100 %
F4	○	—	JR 鷹取・観測波	60 %, 100 %
F5	○	—	名古屋三の丸・模擬波 (東海—東南海地震) JMA 神戸・観測波	100 % 80 %
F6	—	○	JR 鷹取・観測波	100%, 60%
P1	—	○	逆解析同定波 東遊園地波・模擬波 (南海地震) JR 鷹取・観測波	—
P2	—	○	逆解析同定波 東遊園地波・模擬波 (南海地震)	—
P3	○	○	PGV50kine エルセントロ波 名古屋三の丸・模擬波 (東海—東南海地震)	100 % 100 %
P4	—	○	MeSO-net 西新宿本震・観測波 MeSO-net 西新宿余震・観測波 JMA 神戸・観測波	100 % 330 % 50 %, 75 %

図 4.1-3 に表 4.1-2 に示した入力地震動の速度応答スペクトルを示す。JMA 神戸、JR 鷹取は 1995 年兵庫県南部地震の観測波であり、三の丸波は東海—東南海地震を想定した名古屋市三の丸地区での模擬地震動である。本震・余震は、2011 年東北地方太平洋沖地震で MeSO-net の西新宿観測点において観測された記録である。余震記録はその大きさを 330% に調整している。地震動の入力レベルを判断するために、建設省告示第 1461 号で定義されている解放工学的基盤における加速度応答スペクトル（稀に発生する地震動、極めて稀に発生する地震動）の疑似速度応答スペクトルを併記した。JMA 神戸は 0.5~1.0 秒が、JR 鷹取は 1.0~2.0 秒の短周期成分が卓越している。一方、三の丸波は 2.0~4.0 秒が、余震 330% は 3.0~5.0 秒の長周期成分が卓越している。なお本震記録は幅広い周期帯で平坦なパワーを持っており、告示スペクトルと比較すると稀に発生する地震動の 2 倍くらいのパワーを持っている。

図 4.1-4 は地震動の最大加速度、最大速度について、これまでの地震で速度または加速度が大きなものを記録についてまとめた図<sup>1)</sup>に、表 4.1-2 の入力地震動を追記したものである。図 4.1-4 中のピンクで示した領域は PGV が 100cm/s 以上かつ PGA が 800gal 以上の領域で、構造物に対し大きな被害がでる目安である。また点線は地震動の等価卓越周波数を  $PGA/PGV/2\pi$  で記したものである。JMA 神戸は⑪、JR 鷹取は⑫である。E-ディフェンス実験では、JMA 神戸 50% 入力の場合に最大速度が 50cm/s レベルとなるため、現行の建築基準法の極稀地震動相当として用いることが多い。三の丸波や MeSO-net の余震記録は長周期成分が卓越している地震動のため、図 4.1-4 中では比較的小さいレベルに表示されている。

1) 青井真 (2007) : 最大加速度・最大速度・計測震度について, 防災科学技術研究所 強震観測網ホームページ,  
<http://www.kyoshin.bosai.go.jp/kyoshin/topics/chuetsuoki20070716/pgav5v20070716.html>

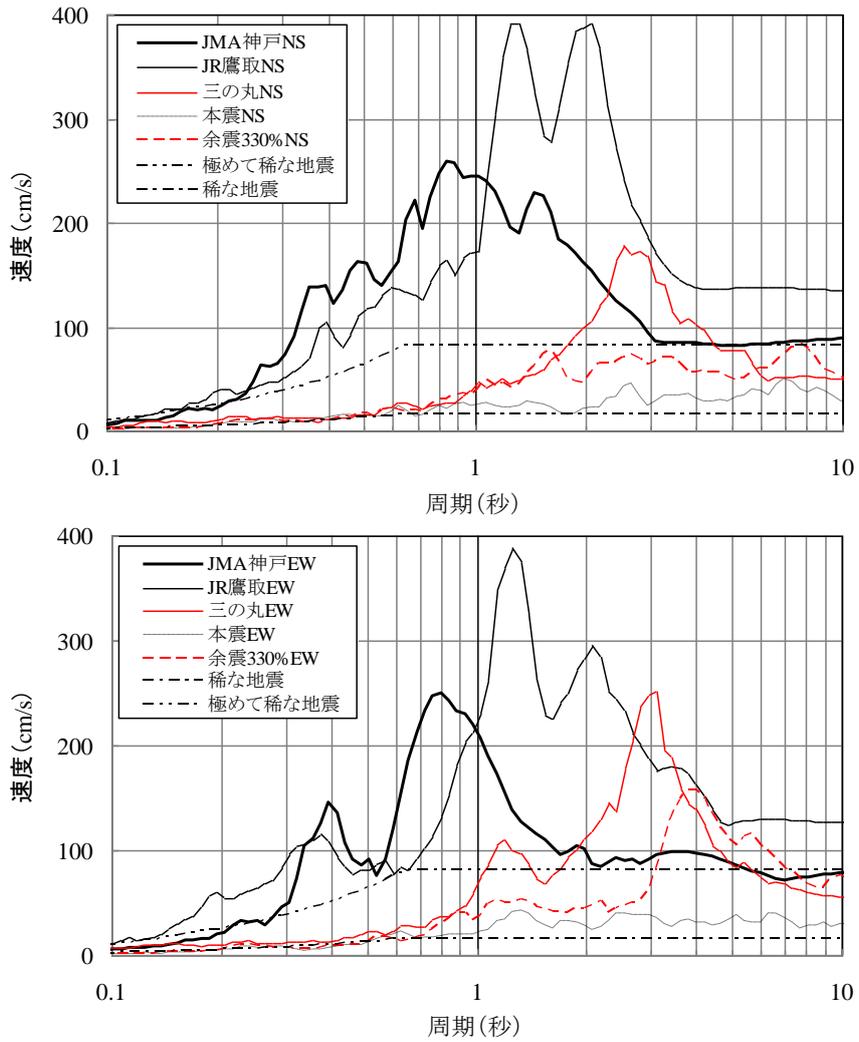


図 4.1-3 入力地震動の速度応答スペクトル (h=0.05)

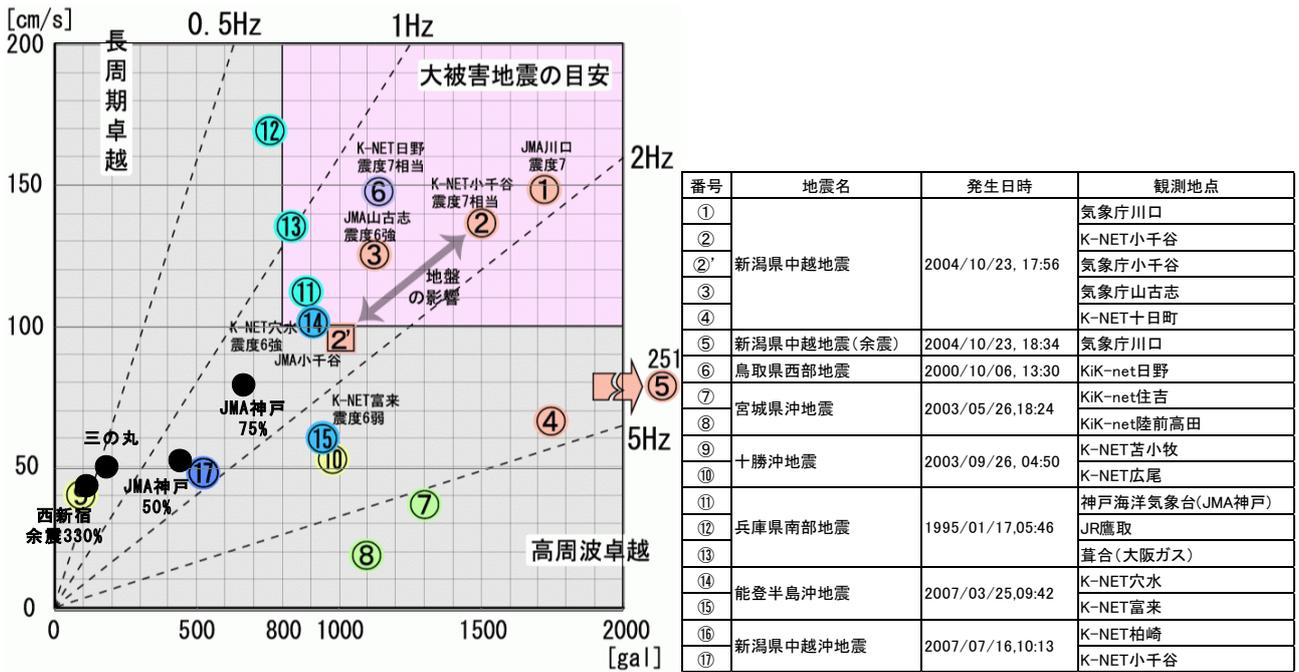


図 4.1-4 入力地震動の最大加速度と最大速度の関係

### 4.1.3 構造躯体の被害

#### 4.1.3.1 1970年代に設計されたRC造建物（F1実験）

##### (1) 試験体概要

試験体は1970年代当時の一般的な構造設計手法により設計されたRC造建物を想定している<sup>2)</sup>。6層構造で長手方向（Y方向）は3スパン、その直交方向（X方向）は2スパンである。試験体の基準階伏図および軸組図を図4.1-5に示す。試験体中央部には長手方向に1層から最上階まで境界梁を介した連層耐震壁を配置した。また、長手方向の構面のうちの1構面の梁に腰壁を設置することで、柱の内法高さを短くした。直交方向には外端構面の中央に1層から最上階まで連層の袖壁、スパン中間には袖壁の側柱として間柱を配置している。

試験体の構造設計は1975年版のRC規準および1970年代当時の建築基準法・同施行令に準じて実施した。各部材の断面算定は許容応力度設計に基づき行い、次のように仮定した。(a)基礎は固定。(b)Y1、Y4通り袖壁は構造部材として考慮。(c)X1通り腰壁は自重のみを考慮し、剛性および耐力への寄与は無視。(d)荷重はRC躯体と鉄骨計測治具類の重量を考慮し、仕上げ荷重および積載荷重は考慮しない。主要部材の諸元を表4.1-3に示す。各部材の断面リスト等の詳細は、参考文献<sup>3)</sup>を参照されたい。

試験体は崩壊形を把握するため、2次設計相当の検討が行われている。1層の保有水平耐力および部材のせん断余裕度の算定結果を表4.1-5に示す。計算時の材料強度は、(i)鉄筋は短期許容応力度の1.1倍、コンクリートは設計基準強度 $F_c$ を用いた場合、および(ii)材料試験結果（表4.1-4）を用いた場合の2ケースとし、それぞれ、X1構面を腰壁のない純フレームとして扱った場合と、X1大梁を腰壁付き梁として降伏モーメントを算定し、柱の内法高さを腰壁高さ分減じて扱った場合の2通りとした。これらの検討によれば、梁端の曲げ降伏と連層耐震壁脚部の曲げ降伏が先行する全体降伏形が予想され、連層耐震壁1層のせん断余裕度も1.3を上回る。腰壁を考慮した場合でも、2階以上は梁曲げ降伏先行型であり、1層短柱のせん断余裕度は1.25である。

<sup>2)</sup> 松森泰造，壁谷澤寿海，白井和貴，五十嵐克哉（2008）：平成17年度大都市大震災軽減化特別プロジェクト実大6層RC建物実験報告書，防災科学技術研究所研究資料第321号，1-68.

<sup>3)</sup> 壁谷澤寿海，松森泰造，陳少華，白井和貴，五十嵐克哉（2006）：3.2鉄筋コンクリート建物実験，「大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ震動台活用による構造物の耐震性向上研究」平成17年度成果報告書，313-360.

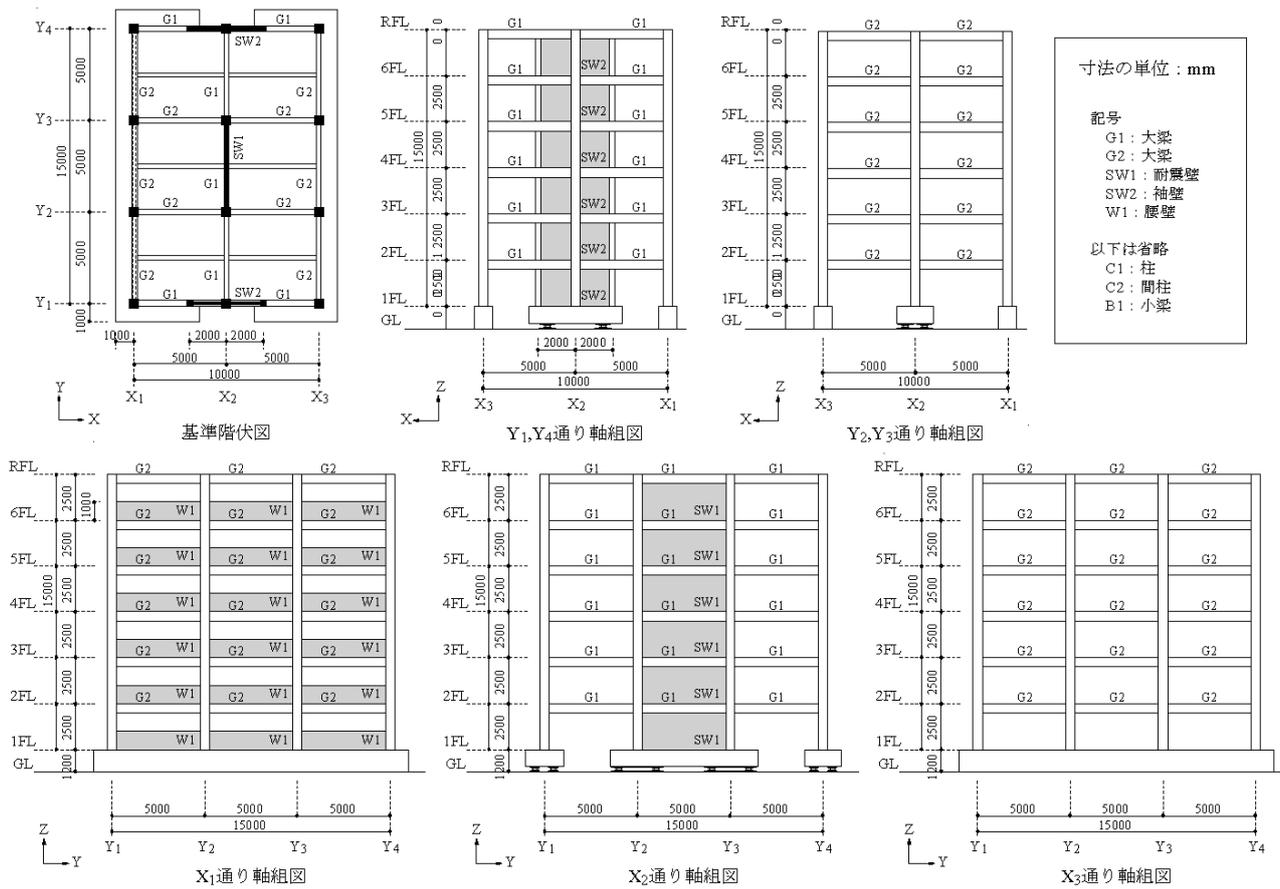


図 4.1-5 試験体の基準階伏図および軸組図

表 4.1-3 主要な部材の諸元

部位	断面寸法	配筋 (大梁 G2 の 5 階以上を除く)	部位	断面寸法	配筋 (大梁 G2 の 5 階以上を除く)
柱	500×500mm	主筋: 8-D19 ( $p_g = 0.92\%$ ) 帯筋: 2-D10@100 ( $p_w = 0.29\%$ )	腰壁	厚さ 120mm	縦横共 D10@200 シングル ( $p_s = 0.30\%$ )
大梁	幅 300mm せい 500mm	上端主筋: 3-D19 ( $p_g = 0.96\%$ ) 下端主筋: 2-D19 あばら筋: 2-D10@200 ( $p_w = 0.24\%$ )	スラブ	厚さ 150mm R 階は 190mm	両辺共 D10@200 ダブル 片持ち部四隅: 両辺共 D10@100 ダブル
			小梁	幅 200mm せい 400mm	上下端主筋: 2-D19 あばら筋: 2-D10@200
耐震壁	厚さ 150mm	縦横共 D10@300 ダブル ( $p_s = 0.32\%$ )	間柱	300×300mm	主筋: 4-D19 ( $p_g = 1.3\%$ ) 帯筋: 2-D10@100
袖壁	厚さ 150mm	縦横共 D10@300 ダブル ( $p_s = 0.32\%$ )			

表 4.1-4 主な使用材料の強度

異形鉄筋	D19 (SD345)	$\sigma_y = 398 \text{ N/mm}^2$
	D10 (SD295)	$\sigma_y = (\text{柱、梁}) 342、(\text{壁}) 369 \text{ N/mm}^2$
コンクリート ( $F_c = 18 \text{ N/mm}^2$ )	実験日圧縮強度 (1 層)	$\sigma_B = 31.7 \text{ N/mm}^2$
	実験日圧縮強度 (6 層)	$\sigma_B = 22.8 \text{ N/mm}^2$

表 4.1-5 1 層の保有水平耐力および部材のせん断余裕度の算定結果

保有水平耐力 (ベースシア係数を表示)	材料強度のケース	(i)	(ii)	
		Y 方向	腰壁を無視	0.40
せん断余裕度 (Y 方向)	Y 方向	腰壁を考慮	0.45	0.48
		X 方向	0.38	0.39
	1 層短柱	腰壁を無視	2.47	2.82
		X <sub>1</sub> Y <sub>2</sub>	腰壁を考慮	1.09
耐震壁 1 層	X <sub>2</sub> Y <sub>2-3</sub>	1.19	1.37	

(2) 実験結果

実験ケースを表 4.1-6 に、各ケースでの最大応答値を表 4.1-7 に示す。図 4.1-6 は各加振における最大応答層間変位の高さ方向の分布である。加振 3 以前では、X 方向は上層部でなだらかに小さくなる分布形状であるのに対し、連層耐震壁が存在する Y 方向は、全層ほぼ均等な分布形状である。X、Y、Z 方向とも、1 層が大破した加振 5 では 1 層集中型の分布形状に変化している。2 層以上の Y 方向変位は、X3Y1 の方が X1Y1 より大きい。

図 4.1-7 は加振 5 終了時の、1 層部分の損傷状況である。1 層腰壁付き短柱の内柱 2 本が短柱部分で Y 方向にせん断破壊した。1 層耐震壁では斜めのせん断ひび割れが進展し、壁脚部ではせん断すべり破壊に至った。加振後も試験体は自立し、全体的な鉛直支持能力は保持していた。

表 4.1-6 実験ケース

加振番号	地震波名称	振幅倍率	目標最大加速度 $m/s^2$			目標応答レベル (または想定)	加振実験実施日
			X	Y	Z		
1	気象庁 神戸海洋気象台 観測波 (1995)	5%	0.307	0.469	0.191	弾性	2006年1月7日
2		10%	0.785	0.916	0.391	ほぼ弾性	2006年1月7日
3		25%	1.97	2.99	0.946	ひび割れ	2006年1月10日
4		50%	3.43	4.74	1.86	降伏	2006年1月11日
5		100%	6.30	11.40	3.45	安全限界	2006年1月13日
6		60%	3.11	5.40	1.93	余震	2006年1月16日

表 4.1-7 実験結果

加振番号	「被災度区分判定結果」 損傷概要	2階最大変位 (層間変形角)		R階最大加速度 (応答倍率)	
		X方向	Y方向	X方向	Y方向
1	「無被害」	0.69 mm (1/3600)	0.46 mm (1/5400)	1.22 $m/s^2$ (4.0)	1.32 $m/s^2$ (2.8)
2	「軽微」 1層柱脚曲げひび割れ。	2.44 mm (1/1000)	1.32 mm (1/1900)	3.29 $m/s^2$ (4.2)	3.19 $m/s^2$ (3.5)
3	「軽微」 各階梁端曲げひび割れ。	5.19 mm (1/480)	3.96 mm (1/630)	6.51 $m/s^2$ (3.3)	6.45 $m/s^2$ (2.2)
4	「小破」 1層耐震壁せん断ひび割れ。	11.15 mm (1/220)	9.22 mm (1/270)	8.33 $m/s^2$ (2.4)	10.22 $m/s^2$ (2.2)
5	「大破」 1層崩壊型。1層短柱せん断破壊、 1層耐震壁脚部せん断すべり破壊。	48.00 mm (1/52)	98.33 mm (1/25)	12.51 $m/s^2$ (2.0)	14.33 $m/s^2$ (1.3)
6	「倒壊」 1層長柱曲げ圧縮破壊、崩壊寸前。	44.03 mm (1/57)	150.06 mm (1/17)	6.24 $m/s^2$ (2.0)	6.66 $m/s^2$ (1.2)

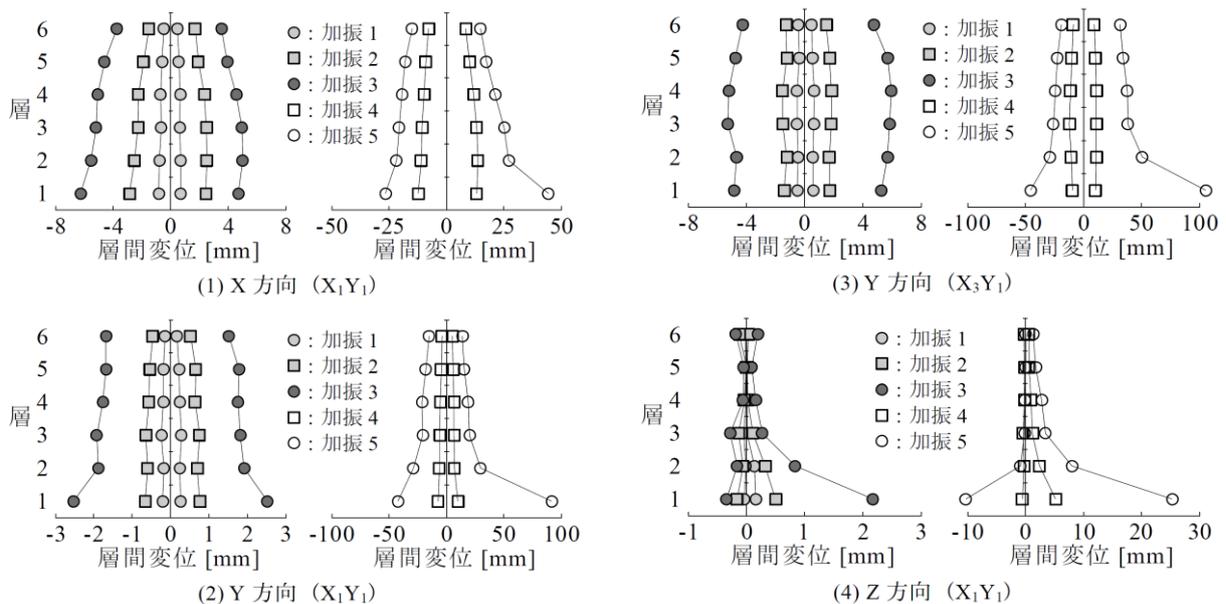
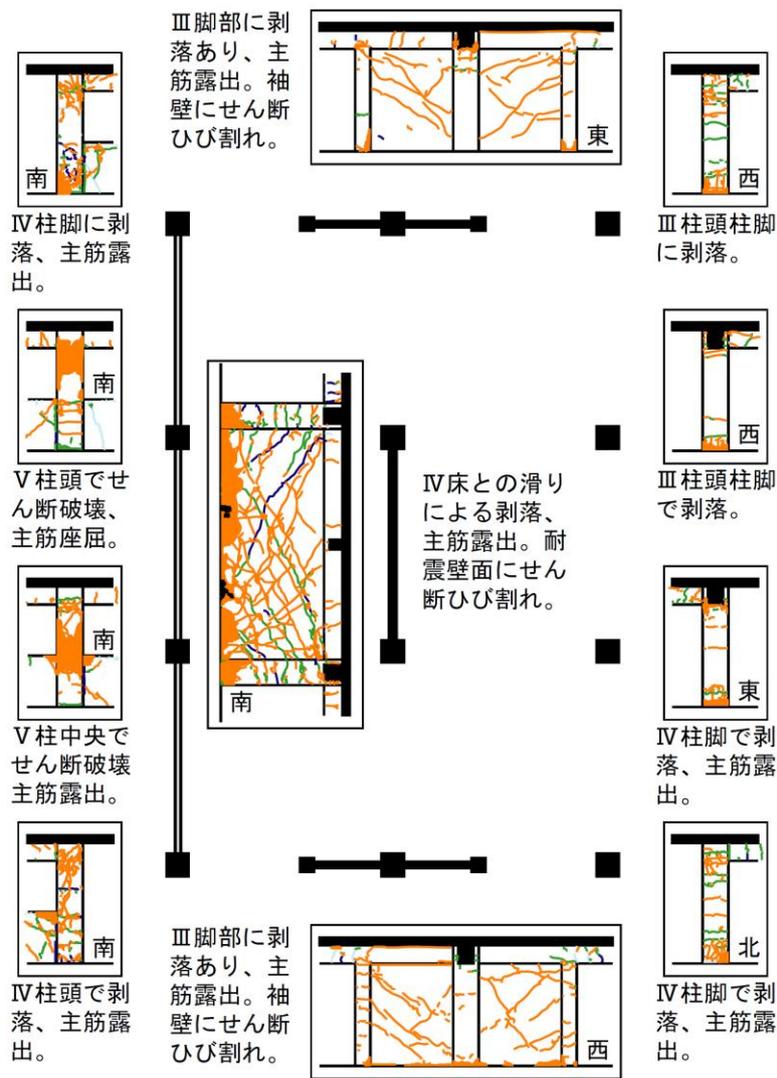


図 4.1-6 最大応答層間変位の分布



耐震壁 (北側)                      柱 (X<sub>1</sub>Y<sub>1</sub>)                      柱 (X<sub>1</sub>Y<sub>2</sub>)  
 図 4.1-7 損傷状況 (JMA 神戸 100%加振後 1層部分)

加振 5 において、試験体は 1 層の腰壁付き短柱と耐震壁のせん断破壊による層崩壊に至った。当初計算では、柱や耐震壁のせん断終局強度計算値はメカニズム時負担せん断力の計算値を上回っており、曲げ降伏先行の全体降伏機構の形成が予想されたが、最終的な実験結果は 1 層の層崩壊型であった。破壊した長手方向では、1 層の最大応答せん断力はベースシア係数で 0.99 に達し、保有水平耐力算定値 0.48 を大きく上回る結果となった。保有水平耐力算定時における仮定や評価式の精度、材料の歪み速度、上下動による軸力変動などの影響が要因として推察される。1 層せん断力の増大により、部材のせん断破壊ならびに 1 層の層崩壊に至ったと考えられる。

#### 4.1.3.2 1970年代に設計されたRC造建物（F2実験）

##### (1) 試験体概要

試験体は実大3層鉄筋コンクリート建物2体であり、平面は12×8m（2×3スパン）、総高さ8.7m、総重量360tonf程度の学校校舎の1区画を模擬し、1970年代建設を想定した設計とした。同一形状の試験体2体のうち1体に外付け鉄骨ブレース補強を施し、応答性状を比較した<sup>4)</sup>。試験体の全景写真を図4.1-8 試験体の全景写真 図4.1-8に示す。

試験体の平面図と軸組図を図4.1-9に示す。平面計画はB型片廊下形式で校舎端に計画されることが多い特別教室部分2×3スパンを模擬している。この部分では平面的に柱が不規則に抜けることが多く、地震被害もよくみられる。試験体も一部で柱が抜けて大スパンになっている梁がある。また、廊下側の柱（X1）が腰壁によって極短柱（H/D=2.0）になっている。2体の試験体は同一の設計であり、試験体重量に対して震度0.2の地震力で短期許容応力度設計を行った。断面詳細を図4.1-10に示す。

試験体の1体目は既存の古い設計のままであり（旧基準試験体）、もう1体は全く同様に設計施工した後で、あと施工により外付けブレースの耐震補強を施した（補強試験体）。補強試験体の補強構面の立面図を図4.1-10に示す。試験体は桁行き方向（Y方向）を外付け鉄骨ブレースによって補強し、全ての柱際腰壁に一面せん断型（幅30mm、せん断破壊面50mm）の構造スリットを設けた。スリット位置の腰壁横筋は切断していない。鉄骨ブレースは座屈止めを設けないK型ブレースとした。X1構面のブレースは外側改修マニュアルに基づいた既往の外付け接合部詳細、X3構面のブレースはより躯体と一体性を持った新型の補強詳細を採用した。X1構面の鉄骨柱梁はRC柱梁の外側にアンカー、スタッド、スパイラル筋と圧入モルタルを介して接合した。X3構面の鉄骨柱はRC柱の内側に入れ、鉄骨梁はプレストレス貫通ボルトによりRC梁に固定している。計算される引張耐力および座屈耐力からブレース材の水平耐力はX1構面、X3構面の合計で1階層せん断力係数（増分）が0.8に相当する。

既存RC試験体について耐震診断基準によるY方向（桁行き方向）1階の耐震指標は、IS=0.51（F=0.8, CTSD=0.63）程度であり、大地震では極短柱が曲げ降伏後のせん断破壊による進行性軸崩壊が想定され、耐震改修が必要であると判断される。また、いずれの試験体も基礎ボルト等で振動台に直接固定することはせず、直接基礎の底面摩擦および近傍側面土圧を模擬した箱型の容器上に打継ぐことにより基礎における非線形入力逸散メカニズムを模擬した。実験では、基礎を固定しない場合は、基礎の底面摩擦と短柱のせん断破壊が計算上同程度のレベルになるように設計した。

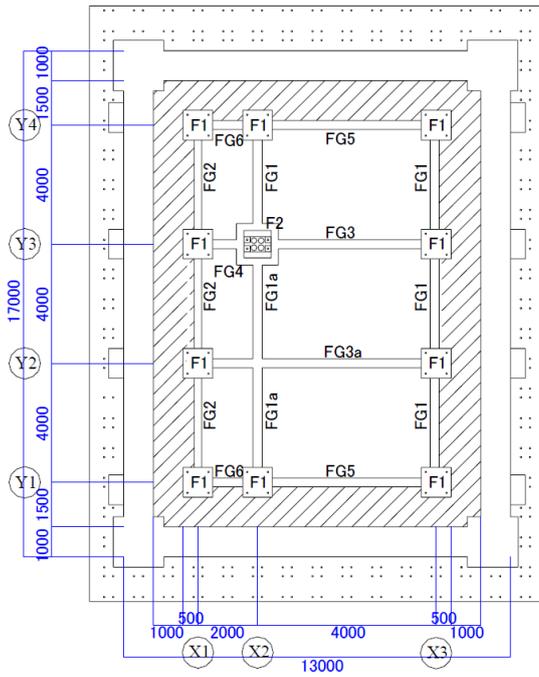


(a)旧基準試験体

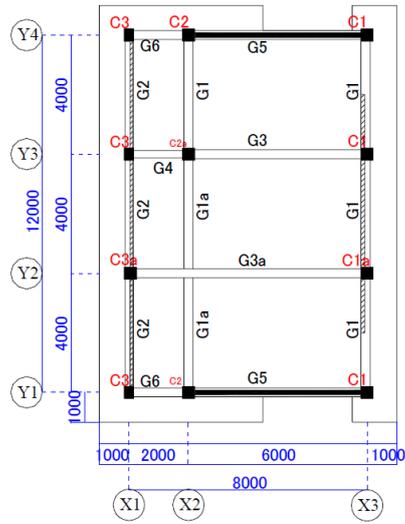
(b)補強試験体

図4.1-8 試験体の全景写真

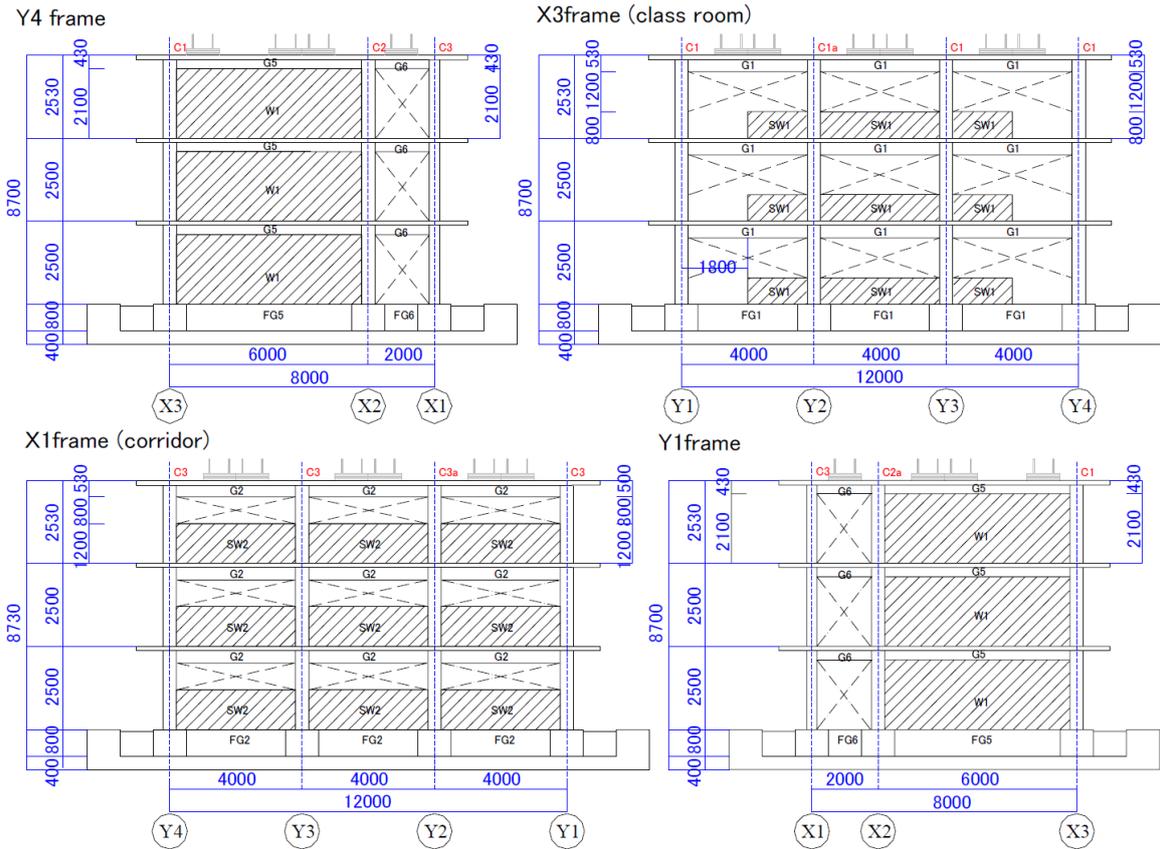
<sup>4)</sup> 壁谷澤寿海，松森泰造，壁谷澤寿一，壁谷澤寿成，陳少華，白井和貴，金裕錫（2007）：3.2 鉄筋コンクリート建物実験，「大都市大震災軽減化特別プロジェクトⅡ 震動台活用による構造物の耐震性向上研究」平成18年度 成果報告書，273-324.



(a) 基礎周辺平面図



(b) 基準階平面図



(c) 軸組図

図 4.1-9 試験体平面図と軸組図

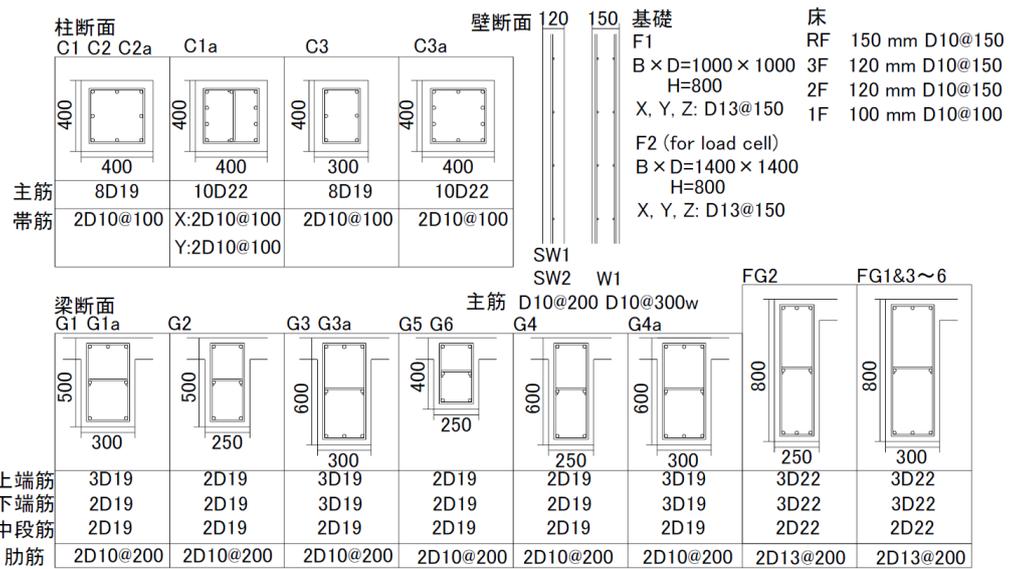
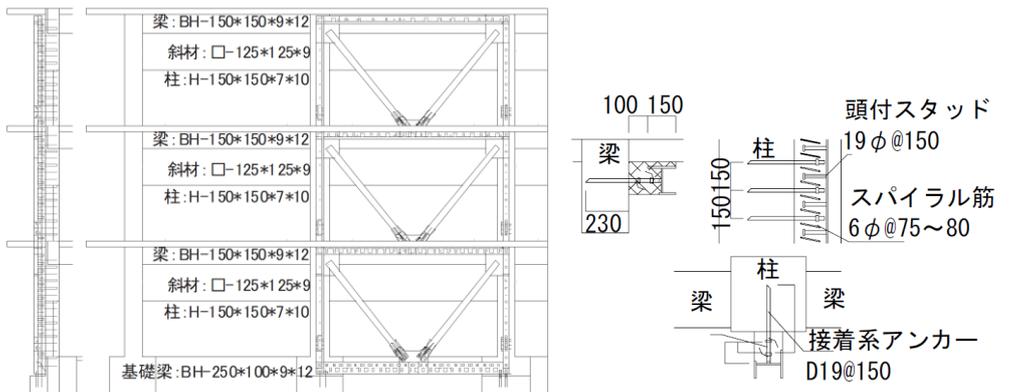
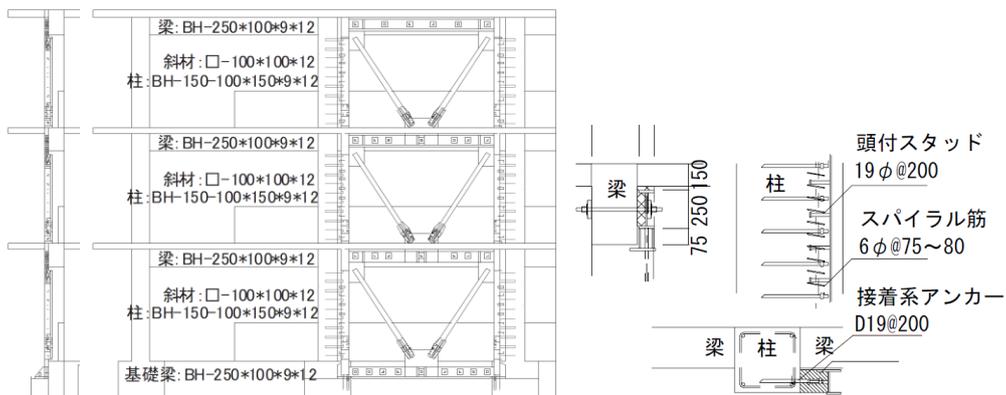


図 4.1- 10 標準配筋断面



(a) X1 構面



(b) X3 構面

図 4.1- 11 補強構面の立面図と接合部詳細図

## (2) 実験結果

実験ケースを表 4.1- 8 に示す。地震動は JMA 神戸（1995 年兵庫県南部地震）であり、入力方向は NS 方向から 45 度回転させて、最大応答が Y 方向で生じる方向（N45W）とした。なお、50%入力が概ね現行建築基準法の極稀な地震動（レベル 2、最大 50kine）に相当する。補強試験体の場合は JMA 神戸 130%の入力でも倒壊に至らなかったため、JR 鷹取観測波などによる加振を追加した。

表 4.1- 9 に各モデルによる 1 層の最大層間変形角と層せん断力係数を、表 4.1- 10 に実験後の損傷観察結果を示す<sup>5)</sup>。旧基準試験体と補強試験体とで、ほぼ同レベルの入力と考えられる Run4 の JMA 神戸 100%入力を比較すると、旧基準試験体では最大層間変形角 1/250、X1 構面の短柱に最大 0.2mm のせん断ひび割れが発生し、被災度は小破にとどまった。一方、補強試験体では応答変形も小さく（1/666）、被災度は軽微に近い小破であった。図 4.1- 12 に実験後の X1 構面の写真を示す。なお、試験体基礎と震動台との間では両試験体ともに滑りが発生し、建物への入力が低減した。

旧基準試験体では、Run6 の JMA 神戸 100%（震動台に基礎固定）の実験で倒壊した。建物は廊下側（X1 構面）短柱のせん断破壊、教室側柱の付着破壊、中央独立柱（X2Y3）の曲げ圧縮破壊の順に、柱の脆性的な破壊が連続的に生じ、両側耐震壁と残存軸耐力で鉛直軸力を支持しうる状態に達し、ほぼ倒壊状態となった。廊下側短柱が脆性破壊は Y 方向の層間変形角 1/200、層せん断力係数 1.5 前後から始まった。以降剛性がやや低下したものの層せん断力は変形角 1/100 までやや増加し続けた。Y 方向の上部構造の最大応答層せん断力係数は耐震診断による計算値を大きく上回り、変形角 1/100 付近で 1.3 に達した。耐震診断の計算値がもつ余裕度については別途詳細な検討が必要である。

補強試験体では、試験体が活動した Run4 および基礎固定した Run5 を比較すると、JMA 神戸 100% の同レベル入力に対して、Y 方向の層せん断力係数を比較すると Run4 は Run5 の 75%程度に低減する結果となった。また旧基準試験体では JMA 神戸 100%（Run6）で倒壊に至ったが、補強試験体の復元力特性は弾性的な挙動を示した。Run6 以降、Run13 までは最大変形が漸増しながらも耐力は 1.6 程度で変化しなかった。Run15 の Y 方向の応答は、応答変形とせん断力の最大応答以降、3 回目の繰り返し振動を経て水平耐力を喪失した。層せん断力係数は変形角 1/50 の時に最大 2.0 を記録した。

表 4.1- 8 実験ケース

旧基準試験体			補強試験体		
Run	入力波形	基礎	Run	入力波形	基礎
1	JMA Kobe 10%	非固定	1	JMA Kobe 10%	非固定
2	JMA Kobe 25%	非固定	2	JMA Kobe 25%	非固定
3	JMA Kobe 50%	非固定	3	JMA Kobe 50%	非固定
4	JMA Kobe 100%	非固定	4	JMA Kobe 100%	非固定
5	JMA Kobe 75% <sup>*1</sup>	Bolt 固定	5	JMA Kobe 100%	反力固定 Minor
6	JMA Kobe 100% <sup>*2</sup>	反力固定	6	JMA Kobe 130%	反力固定
			7	JR Takatori 120%	反力固定
			8	JR Takatori 100%	反力固定
			9	JR Takatori 120%	反力固定
			10	JR Takatori 120%	反力固定
			11	BCJL2 180%	反力固定
			12	BCJL2 180% 7Hz-	反力固定
			13	BCJL2 210% 7Hz-	反力固定
			14	JR Takatori 120%	反力固定
			15	Sine (5~1 Hz)	反力固定

<sup>5)</sup> 壁谷澤寿海，松森泰造，壁谷澤寿一，五十嵐克哉（2010）：平成 18 年度 大都市大震災軽減化特別プロジェクト 実大 3 層 RC 建物実験報告書，防災科学技術研究所研究資料 第 348 号，1-21.

表 4.1-9 各加振における 1 層の最大応答値

(a)旧基準試験体

Run	1 層層間変形角 (rad)		1 層せん断力係数	
	X 方向	Y 方向	X 方向	Y 方向
1	$8.40 \times 10^{-5}$	$1.88 \times 10^{-4}$	0.122	0.128
2	$2.55 \times 10^{-4}$	$5.06 \times 10^{-4}$	0.272	0.283
3	$5.00 \times 10^{-4}$	$1.71 \times 10^{-3}$	0.500	0.600
4	$8.30 \times 10^{-4}$	$4.20 \times 10^{-3}$	0.825	0.956
5	$9.30 \times 10^{-4}$	$5.95 \times 10^{-3}$	0.710	1.078
6	$8.23 \times 10^{-3}$	$4.70 \times 10^{-2}$	1.290	1.298

(b)補強試験体

Run	層間変形角 (rad)		層せん断力係数		Run	層間変形角 (rad)		層せん断力係数	
	X	Y	X	Y		X	Y	X	Y
1	7.0e-05	1.2e-04	0.095	0.103	9	1.7e-03	5.3e-03	1.300	1.638
2	2.0e-04	3.6e-04	0.316	0.306	10	1.7e-03	5.5e-03	1.174	1.535
3	3.4e-04	6.7e-04	0.563	0.493	11	6.3e-04	5.6e-03	0.237	1.600
4	8.1e-04	1.3e-03	0.707	0.866	12	6.2e-04	5.9e-03	0.241	1.544
5	6.7e-04	1.9e-03	1.033	1.140	13	1.4e-03	7.8e-03	0.312	1.691
6	1.0e-03	3.1e-03	1.242	1.331	14	1.9e-03	9.5e-03	1.379	1.764
7	9.9e-04	3.0e-03	1.088	1.356	15	2.3e-02	3.3e-02	1.180	2.005
8	1.4e-03	4.5e-03	1.318	1.561					

表 4.1-10 実験後の損傷観察結果

(a)1 階鉛直支持部材の損傷度

旧基準試験体			
Run	X1 構面	X3 構面	耐震壁
1	無損傷	無損傷	無損傷
2	微細ひび割れ	微細ひび割れ	無損傷
3	曲げひび割れ	曲げひび割れ	無損傷
4	剪断ひび割れ	剪断ひび割れ	剪断ひび割れ
5	剪断ひび割れ	曲げ剪断ひび割れ	壁脚ひび割れ
6	柱剪断破壊	柱付着破壊	壁脚圧壊
	X2Y3 長柱は柱脚せん断破壊		

補強試験体			
Run	X1 構面	X3 構面	耐震壁
1	無損傷	無損傷	無損傷
2	無損傷	無損傷	無損傷
3	接合部ひび割れ	接合部ひび割れ	無損傷
4	柱曲げひび割れ	柱微細ひび割れ	無損傷
5	接合部ひび割れ	柱曲げひび割れ	剪断ひび割れ
6	接合部ひび割れ	柱梁曲げひび割れ	剪断ひび割れ
10	曲げ剪断ひび割れ	柱梁曲げひび割れ	剪断ひび割れ
15	柱剪断破壊	柱脚曲げ圧壊	壁脚圧壊
	X2Y3 長柱は柱脚圧壊・主筋座屈		

(b)被災度判定結果

旧基準試験体			補強試験体		
Run	JMA	被災度	Run	JMA	被災度
1	JMA 10%	無被害	1	JMA 10%	無被害
2	JMA 25%	軽微	2	JMA 25%	軽微
3	JMA 50%	小破	3	JMA 50%	軽微
4	JMA 100%	小破	4	JMA 100%	小破
5	JMA 75%	中破	5	JMA 100%	小破
6	JMA 100%	倒壊	6	JMA 130%	小破
			10	TAK 120%	中破
			15	Sin wave	倒壊



(a) 旧基準試験体



(b) 補強試験体

図 4.1-12 JMA 神戸 100% (Run4) 入力後の X1 構面の状況



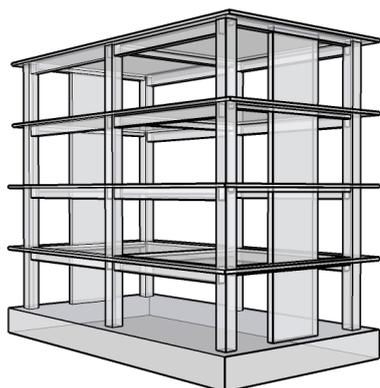
図 4.1-13 JMA 神戸 100%・基礎固定 (Run6) 入力後の旧基準試験体の X1 構面の状況

#### 4.1.3.3 新耐震に従って設計された RC 造、PC 造建物 (F3 実験)

##### (1) 試験体概要

大地震を受ける建物の耐震性には、安全性が確保されていることを大前提であるが、その後の建物の継続使用性、修復性も求められている。大地震後の使用性や修復性を考えるとき、非構造部材まで含めた建物全体としての損傷を総合的に考えて最大応答変形に対する限界値が設定する必要がある。そこで本実験では鉄筋コンクリート造建物と、損傷抑制型構造物として新たな展開が期待されているプレストレストコンクリート (PC) 建物を対象として、新耐震設計法に従って変形性能に期待して設計された建物された建物の、骨組の耐震性能と評価を検証できるようにした。そこで梁と柱の降伏状況が骨組の応答変形分布と損傷分布に及ぼす影響、連層耐震壁の骨組に対する応答変形抑制と損傷抑制の効果等を検証できるように RC 建物と PC 建物を作成し、同時に震動台で加振した。

試験体は図 4.1-14 に示すほぼ同形状の RC 建物<sup>6)</sup>と PC 建物<sup>7)</sup>である。試験体は整形な 4 階建て建物で、各層の階高は 3 m、軒高は 12 m である。平面寸法は長辺方向が長さ 14.4 m、短辺方向が長さ 7.2 m である。RC 試験体の柱は 500 mm 角、PC 試験体の柱は 450 mm 角である。長辺方向は 2 スパンの純フレーム構造で、RC 試験体の梁せいは 600 mm、PC 試験体の梁せいは 500 mm である。短辺方向は外構面の中央に 250 mm×250 mm の連層耐震壁を有する。短辺方向の梁のせいは 300-400 mm で、壁に対して直交方向にとりつく梁は無い。スラブ厚は 130 mm である。



(a)基本形状



(b)全景写真

図 4.1-14 試験体の概要

RC 造試験体は X 方向の構造形式を純フレーム構造、Y 方向の構造形式を外構面の中央に連層耐震壁を有する連層耐震壁フレーム構造とした。主な設計手順は次の通りである。①長期荷重と短期荷重を用いた許容応力度設計を実施する。②全ての柱と梁における部材種別を FA ランクとする。③X 方向の梁の曲げ強度に対する柱の曲げ強度比 (柱梁強度比) を 1 程度とする。④保有水平耐力時の 1 階層せん断力係数を 0.3~0.4 程度とする。なお柱梁接合部の現行の検定は 2007 年版の構造関係技術基準から導入されたもので、それ以前の建物が多く存在することから、同検定を満たさない柱梁接合部を一部で許容した。一方、2010 年版の鉄筋コンクリート構造計算技術基準には柱型の無い耐震壁の設計の考え方が

<sup>6)</sup> 長江拓也, 田原健一, 福山國夫, 松森泰造, 塩原等, 壁谷澤寿海, 河野進, 西山峰広, 西山功 (2011) : 4 階建て鉄筋コンクリート造建物を対象とした大型振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 76 巻, 第 669 号, 1961-1970.

<sup>7)</sup> 長江拓也, 田原健一, 福山國夫, 松森泰造, 塩原等, 壁谷澤寿海, 河野進, 西山峰広, 西山功 (2012) : プレストレストコンクリート造建物の耐震性能評価と向上に関する E-ディフェンス振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, 第 77 巻, 第 671 号, 75-84.

示されたため、連層耐震壁には柱型の無い長方形断面を採用した。

PC 試験体は X 方向の構造形式を純フレーム構造、Y 方向の構造形式を外構面の中央に PC 造連層耐震壁を有する耐震壁フレーム構造とし、試験体の施工はプレキャストコンクリート部材を PC 鋼材によって圧着するプレキャスト・PC 圧着工法で作成した。X 方向の設計では、PC 造技術基準を参照し一次設計と二次設計を行った。一次設計では組合せ応力  $G+X+1.5K$  ( $G$ : 固定荷重による応力、 $X$ : プレストレスによる不静定応力、 $K$ : 地震による応力) を終局強度が下回らないことを確認した。二次設計では静的増分解析において最大層間変形角が  $0.02\text{rad}$  に達した時点の骨組み応力から部材種別および  $D_s$  の判定を行った。その結果、すべての柱と梁は FA 部材となり  $D_s$  は全ての階で  $0.3$  となった。Y 方向の設計では、最大層間変形角  $0.01\text{rad}$  時の保有水平耐力を X 方向の保有水平耐力と同程度とすることを意図した。壁の設計には PC 造連層耐震壁に関する技術資料 ITG-5.2-09 を参照した。

図 4.1-15 に RC 試験体と PC 試験体の平面図と軸組図を示す。各試験体の部材リストや PC 部材の断面詳細は参考文献 6、7 を参照されたい。

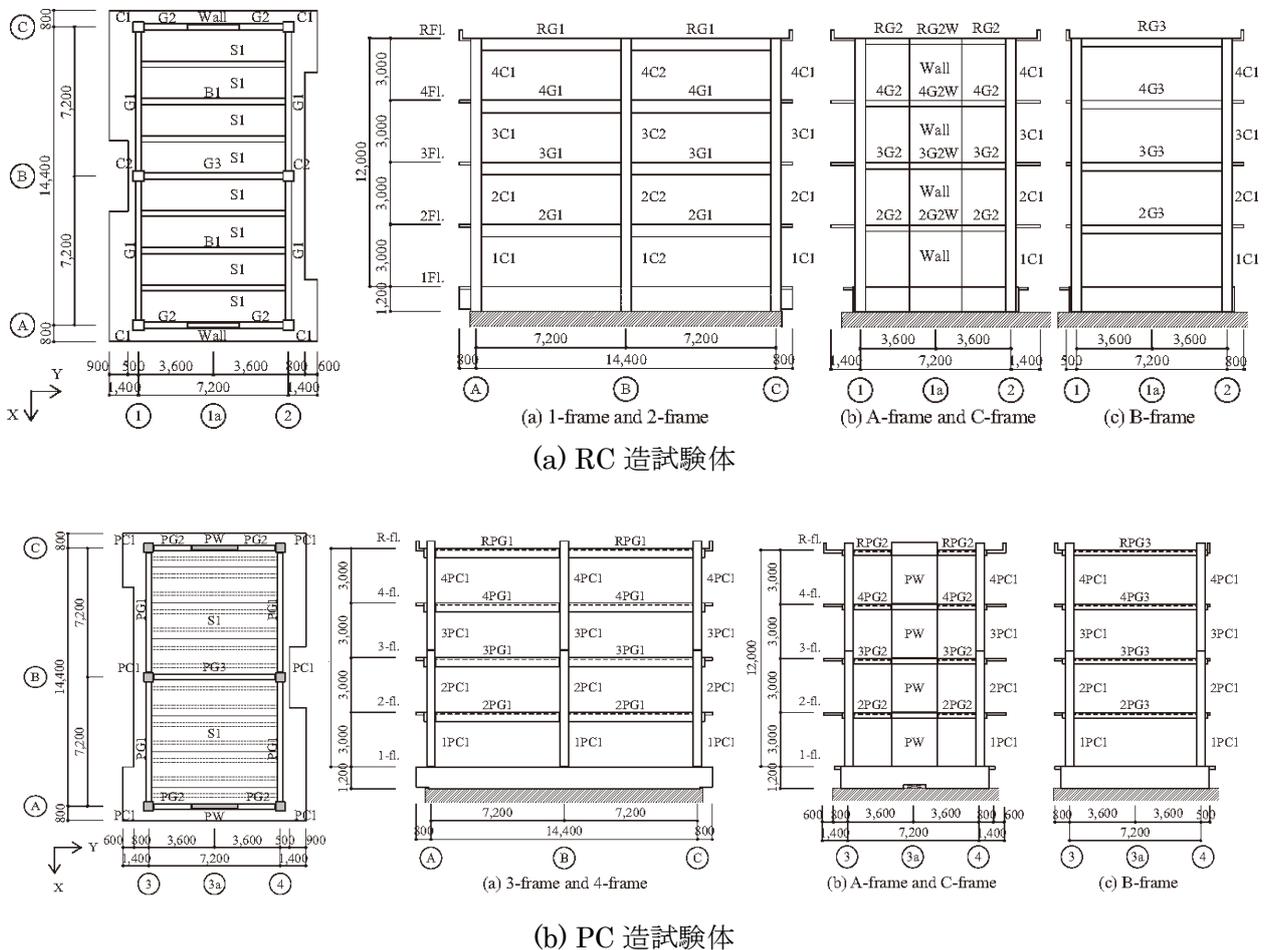


図 4.1-15 試験体の平面図と軸組図

図 4.1- 16 に静的増分解析による層せん断力と層間変形角の関係を、図 4.1- 17 に最大層間変形角 0.02rad 時のヒンジの発生状況を示す。RC 試験体では最大層間変形角 0.02rad 時の 1 階層せん断力係数は X 方向で 0.42、Y 方向で 0.52 となった。X 方向では 2 階の柱頭が降伏し、1、2 階の層降伏機構となった。Y 方向では最上階の 1 ヶ所を除きすべての梁が降伏する全体降伏機構となった。PC 試験体では最大層間変形角 0.02rad 時の 1 階層せん断力係数は X 方向で 0.70、Y 方向で 0.72 となった。X 方向では 1,2 階の層間変形角が相対的に大きくなる傾向がみられるが、柱に関しては 1 階の柱脚にのみヒンジが生じており、2~4 階では全ての梁端にヒンジが生じた。Y 方向の連層耐震壁フレーム構造では全ての階の梁端と、1 階の壁脚でヒンジが生じた。

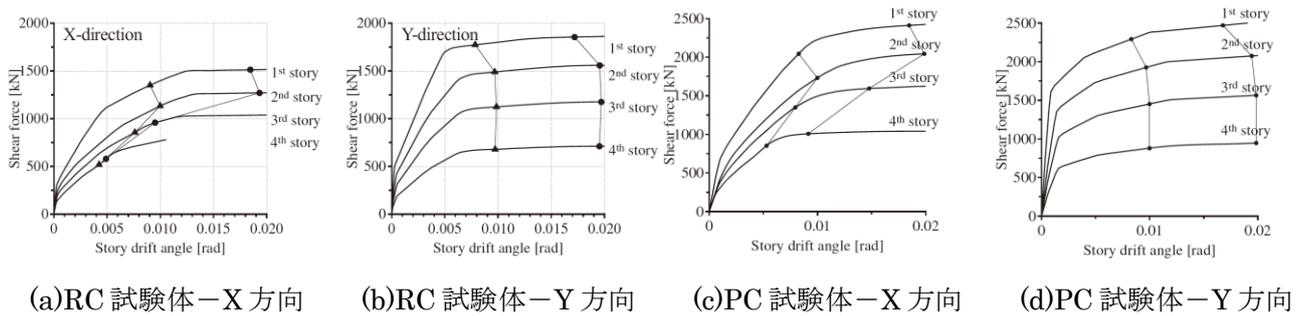


図 4.1- 16 静的増分解析結果

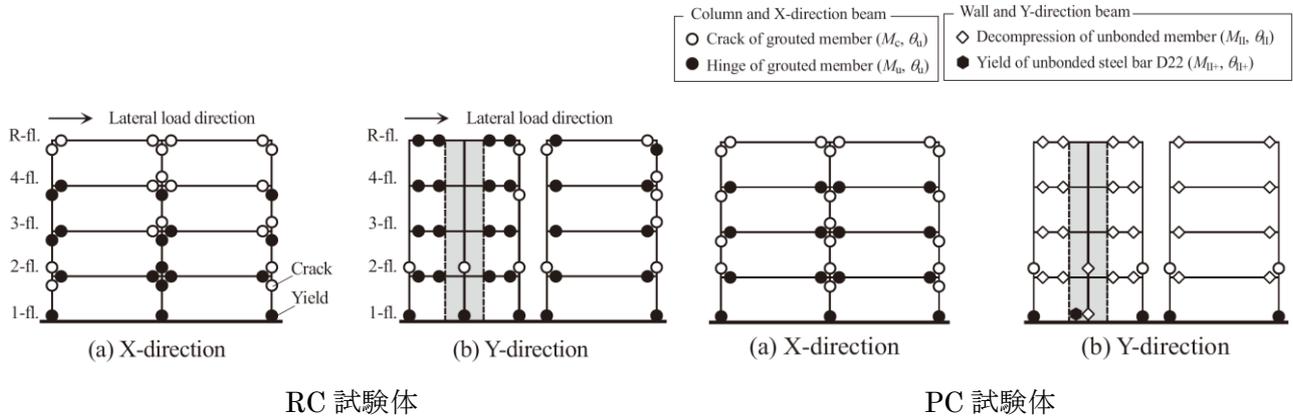


図 4.1- 17 静的増分解析によるヒンジ分布 (層間変形角 0.02rad.時)

## (2) 実験結果

本実験では1995年の兵庫県南部地震で記録されたJMA-Kobe波およびJR-Takatori波を入力地震動に用い、水平2方向、鉛直方向の3方向同時加振とした。試験体の損傷を段階的に大きくするために、JMA-Kobe波の振幅倍率を原波に対して10%、25%、50%、100%と段階的に上げた。その後、大変形を繰り返し受ける状況を確認する目的で、JR-Takatori波の振幅倍率を40%、60%の加振を行った。表4.1-11に実験ケースの一覧を示す。

表 4.1- 11 実験ケース

No.	Input wave	Maximum acceleration [m/s <sup>2</sup> ]		
		X-direction	Y-direction	Z-direction
1	JMA-Kobe-10%	0.69	0.98	0.35
2	JMA-Kobe-25%	1.66	2.69	0.96
3	JMA-Kobe-50%	3.49	4.66	1.98
4	JMA-Kobe-100%	7.88	10.67	4.15
5	JR-Takatori-40%	3.05	3.34	1.15
6	JR-Takatori-60%	4.54	5.46	1.69

表 4.1- 12 に最大層間変形角と、各加振後に実施されたホワイトノイズ加振で得られた一次固有周期を、各階の最大層間変形角を図 4.1- 18 に示す。

表 4.1- 12 最大層間変形角と一次固有周期

### (a)RC 試験体

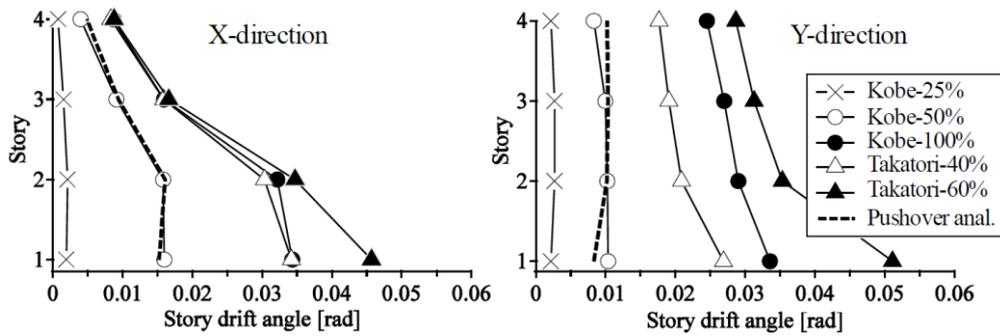
No.	Input wave	Maximum story drift [rad]		First mode period [sec]	
		X-direction	Y-direction	X-direction	Y-direction
1	JMA-Kobe-10%	0.0005	0.0006	0.45	0.34
2	JMA-Kobe-25%	0.002	0.003	0.47	0.37
3	JMA-Kobe-50%	0.016	0.010	0.66	0.57
4	JMA-Kobe-100%	0.034	0.034	0.99	0.88
5	JR-Takatori-40%	0.034	0.027	1.13	1.02
6	JR-Takatori-60%	0.046	0.051	1.25	1.25

### (b)PC 試験体

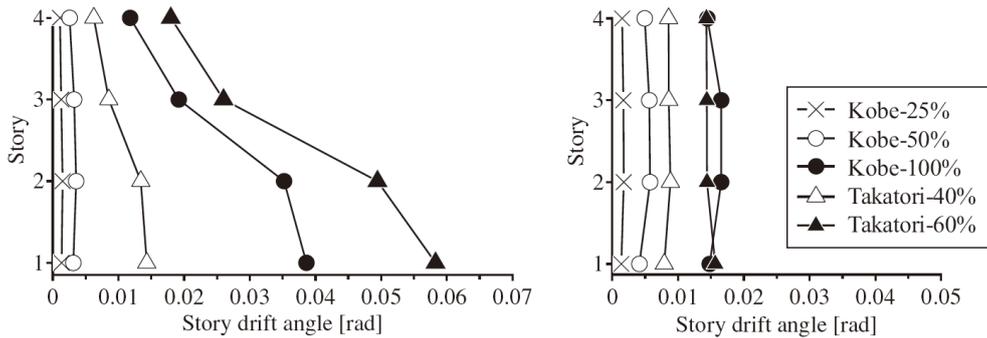
No.	Input wave	Maximum story drift angle [rad]		First mode period (after test) [sec]	
		X-direction	Y-direction	X-direction	Y-direction
1	JMA-Kobe-10%	-	-	0.45	0.29
2	JMA-Kobe-25%	0.002	0.002	0.45	0.31
3	JMA-Kobe-50%	0.004	0.006	0.44	0.37
4	JMA-Kobe-100%	0.039	0.017	0.69	0.52
5	JR-Takatori-40%	0.014	0.009	0.68	0.51
6	JR-Takatori-60%	0.058	0.016	0.84	0.55

RC 試験体では、JMA-Kobe 波 50%加振において、最大層間変形角は X 方向で 0.016rad、Y 方向で 0.010rad となった。X 方向では 3 階の値に対して 1、2 階の値が約 2 倍となる、1、2 階の層降伏機構を、Y 方向では各階の値が一樣となる全体降伏機構の様相を示した。図 4.1- 18(a)には静的増分解析結果の層間変形角分布の中から、JMA-Kobe 波 50%加振時の 2 階の層間変形角の値と同じとなるステップでの結果を併記した。実験結果と静的増分解析結果とは分布形状がよく対応した。

PC 試験体の層間変形角分布も RC 試験体と同様であり、X 方向では 1、2 階の層降伏機構を、Y 方向では各階の値が一樣となる全体降伏機構の傾向を示した。JR-Takatori 波の 60%加振では、X 方向ではさらに層間変形が増大し 0.058rad に至ったが、Y 方向では高さ方向の分布形状に変化はなく最大 0.016rad となった。



(a)RC 試験体



(b)PC 試験体

図 4.1- 18 最大層間変形角分布

#### 4.1.3.4 新耐震に従って設計された鉄骨造建物 (F3 実験)

##### (1) 試験体概要

本実験は現行の耐震設計基準に従って設計・施工された鉄骨造建物の鋼構造建物が、設計で想定するレベルの地震動を受けたときの構造性能や機能性に対する損傷を確認すること、さらに大きなレベルの地震動を受けて完全な崩壊に至るまでの余裕度とその過程を捉えることを目的として行われた。

試験体は新耐震設計法に基づいて設計された一般的な中低層鉄骨造建物を想定した X 方向 6m の 1 スパン、Y 方向 5m の 2 スパン、高さ約 15m の純鉄骨造ラーメンである<sup>8)</sup>。柱は角形鋼管、梁は H 形鋼、柱梁接合部は通しダイアフラム形式、柱脚は露出形式とした。1 次設計用地震力に対しては層間変形角 1/200 以下かつ、部材応力度は短期許容応力度以下とした。2 次設計はルート 3 で保有水平耐力を確認しており、「冷間成形角形鋼管設計施工マニュアル (日本建築センター)」の部材耐力比の規定を満足して全体崩壊形とした。

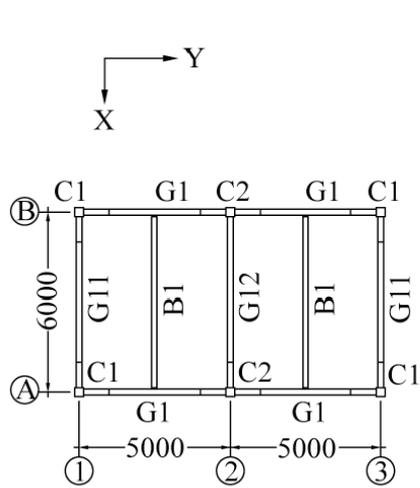
柱は比較的塑性変形能力が低く局部座屈が生じやすい FB ランクとし、梁は FA ランクの部材とした。また柱梁接合部近傍での早期の梁破断を防止するために、エンドタブをフラックスタブとしたノンスカラップ工法を採用した。柱梁接合部パネルは柱と同じ板厚とし、許容応力度設計の条件を満足することを確認した。柱脚は RC 基礎の代わりに高さ 1.5m の鋼製基礎を震動台状に固定し、その上に充填モルタルを介して柱脚ベースプレートを設置し、アンカーボルトで緊結している。柱脚部はアンカーボルトの降伏より柱自体の損傷が先行するように、柱脚耐力を柱耐力より十分大きいものとした。試験体を図 4.1-19 に、表 4.1-13 部材リストを、静的増分解析によって得られた試験体各層の耐力を表 4.1-14 に示す。公称値の 1.1 倍の耐力に基づく解析結果では保有水平耐力  $Q_u$  は必要保有水平耐力  $Q_{un}$  を満足した。Y 方向は鋼材の素材引張試験の実測値を用いた結果も併せて示す。

試験体には図 4.1-20 に示す外装、内装、建具などの非構造部材を設置した<sup>9)10)</sup>。外装材は ALC 版 (厚 125mm、幅 600mm) を、試験体建物の 1~4 階の 3 面に縦壁ロッキング構法で取り付けられた。2~4 階の内装材は、軽量鉄骨下地の石膏ボード (内 12.5mm、外 9.5mm の 2 枚) 貼りによる間仕切り壁、内壁、天井、ならびに鋼製扉、アルミサッシ窓の建具である。ALC 版と間仕切り壁、および間仕切り壁同士が交差する取合い部分には、壁同士が直に接する一般的な工法の標準仕様と、15mm のクリアランスを設けた耐震仕様の 2 種類とした。また扉および窓をそれぞれ間仕切り壁、内壁に取り付ける方法は、扉枠や窓枠が周囲の壁面の石膏ボードとの取合いで直に接する標準仕様と、石膏ボードとの取合いに 25mm の「のみこみ」と称するクリアランスを設けた耐震仕様の 2 種類とした。扉枠については、躯体に接合するために縦方向に配置された山形鋼の開口補強材の上端を、水平方向にスライドできるようにして、上階の床スラブ下面に取り付けている。

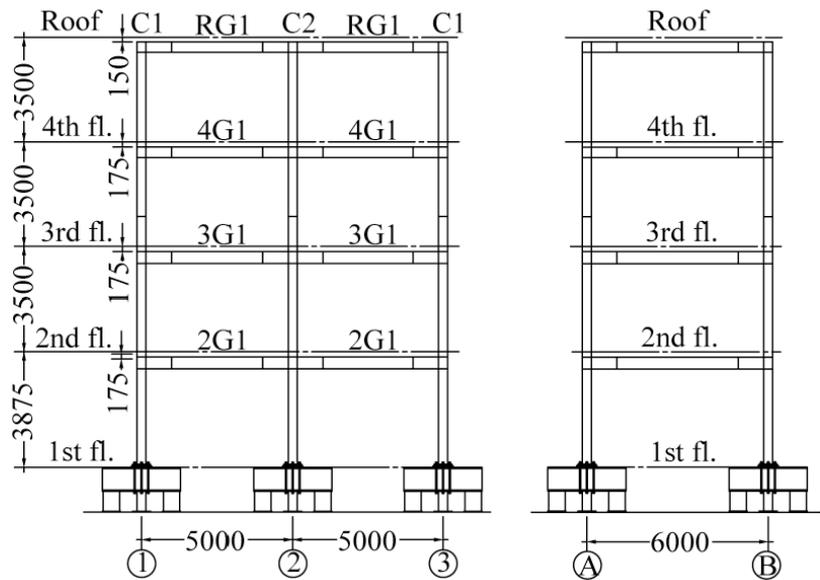
<sup>8)</sup> 吹田啓一郎, 松岡祐一, 山田哲, 島田侑子, 赤澤資貴, 多田元英, 大崎純, 笠井和彦 (2008) : 実大 4 層建物完全崩壊実験の概要 (E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 21), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 構造Ⅲ, 833-834.

<sup>9)</sup> 松岡祐一, 吹田啓一郎, 山田哲, 赤澤資貴, 島田侑子 (2008) : 実大 4 層建物完全崩壊実験における外装材の挙動 (E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 25), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 構造Ⅲ, 841-842.

<sup>10)</sup> 赤澤資貴, 松岡祐一, 吹田啓一郎, 山田哲, 島田侑子 (2008) : 実大 4 層建物完全崩壊実験における内装材の挙動 (E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 26), 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 構造Ⅲ, 843-844.



(a)梁伏図



(b)軸組図

図 4.1- 19 試験体骨組

表 4.1- 13 部材リスト

階	G1 (SN400B)	G11 (SN400B)	G12 (SN400B)	B1 (SS400)	層	C1,C2 (BCR295)
R	H-346×174×6×9	H-346×174×6×9	H-346×174×6×9	H-346×174×6×9	4	□-300×300×9
4	H-350×175×7×11	H-350×175×7×11	H-340×175×9×14	H-350×175×7×11	3	□-300×300×9
3	H-396×199×7×11	H-400×200×8×13	H-400×200×8×13	H-350×175×7×11	2	□-300×300×9
2	H-400×200×8×13	H-400×200×8×13	H-390×200×10×16	H-350×175×7×11	1	□-300×300×9

注) 4G12はH-340×250×9×14から、2G12はH-390×300×10×16から切り出し

表 4.1- 14 各層の総重量と保有水平耐力

層	総重量	X方向					Y方向						
		Ds	Qud	Qun	1.1倍公称値		Ds	Qud	Qun	1.1倍公称値		実測値	
					Qu	Qu/Qun				Qu	Qu/Qun	Qu	Qu/Qun
4	631.5	0.30	928	278	350	1.26	0.30	928	278	412	1.48	461	1.66
3	476.5	0.25	1397	349	527	1.51	0.30	1397	419	621	1.48	677	1.62
2	473.0	0.25	1758	440	663	1.51	0.30	1758	527	781	1.48	841	1.59
1	474.5	0.30	2019	606	761	1.26	0.30	2019	606	897	1.48	960	1.58

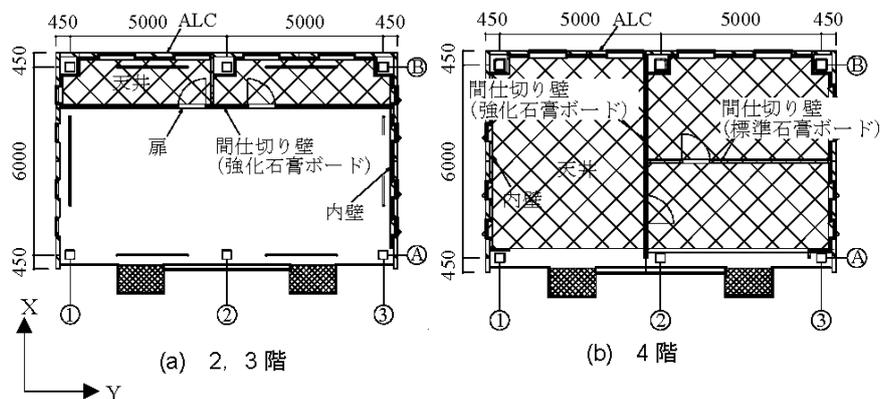


図 4.1- 20 試験体の内装

## (2) 実験結果

表 4.1- 15 に実験ケースを示す。観測波の NS 成分を Y 方向に、EW 成分を X 方向に入力した。鷹取波の 40%としたときに最大速度が 50cm/s であるので、これをレベル 2 相当の入力とした。

図 4.1- 21 に最大層間変形角を、図 4.1- 22 に層せん断力-層間変形関係を示す。40%加振時で 1、2 層の層間変形角は X、Y 方向で共に 0.01rad を越えており、Y 方向では各層の履歴に非線形性が見られた。40%加振に引き続き行った 60%加振では 1、2 層の層間変形角は 0.02rad に至った。この段階では X 方向にも弾塑性挙動が顕著に見られ、Y 方向の非線形性が 40%加振時より大きくなった。この非線形性は下層部の部材の塑性化に起因するものであり、60%加振後に行った目視による損傷観察で 1 層柱の柱脚側に局部座屈を確認した。

図 4.1- 22 に試験体 1 層の柱における部材端曲げモーメント-部材端回転角関係 (Y 方向・A 構面) を示す。鷹取 40%加振において柱脚部は非線形性を示し、ほぼ全ての柱で降伏曲げモーメント  $M_y$  に達した。一方柱頭部は概ね線形の履歴を示していた。鷹取 60%加振後は柱部材 Y 方向の全ての柱脚部は塑性化し、中柱 A2 の柱頭部でも塑性化が生じた。また外壁付きの B 構面の方も A 構面と同様に塑性化し、柱 B2 はこの加振で若干の耐力劣化が履歴に見られた。

図 4.1- 23 は 2・3 階床位置における柱梁接合部パネルのモーメント-せん断変形角関係である。鷹取 40%加振では中柱のパネルが 2・3 階ともに塑性化し、2 階床位置では側柱のパネルモーメントも全塑性モーメント  $M_p$  をわずかに下回る程度で、側柱パネルは降伏して全塑性に至る直前であった。鷹取 60%加振時では中柱のパネルは更に塑性化が進行し、モーメントは  $M_p$  の 1.5 倍程度まで至った。2 階床位置において側柱のパネルも塑性化し、3 階床位置の側柱のパネルは塑性化し始めた状態と推測された。梁部材は鷹取 40%加振ではほぼ線形であったが、鷹取 60%加振で Y 方向構面の側柱に取り付く一部の梁端で  $M_p$  (鉄骨のみの値) に至っていた。これらにより鷹取 40~60%加振においてパネル降伏型の全体崩壊メカニズムが形成されたと判断される<sup>11)</sup>。

表 4.1- 15 実験ケース

加振日	加振方向	入力波名	入力レベル	制御
2007年9月20日	XYZ方向	JR鷹取	5%	基本
2007年9月24日			10%	基本
			12.5%	基本
			20%	入力補償
2007年9月25日			12.5%	入力補償
			40%	入力補償
			60%	入力補償
2007年9月27日			100%	入力補償

11) 山田哲, 吹田啓一郎, 松岡祐一, 島田侑子, 齋藤裕一郎, 赤澤資貴, 多田元英, 大崎純, 笠井和彦 (2008) : 実大 4 層建物完全崩壊実験における弾塑性加振結果 (E-ディフェンス鋼構造建物実験研究 その 23) , 日本建築学会大会学術講演梗概集 C-1, 構造Ⅲ, 837-838.

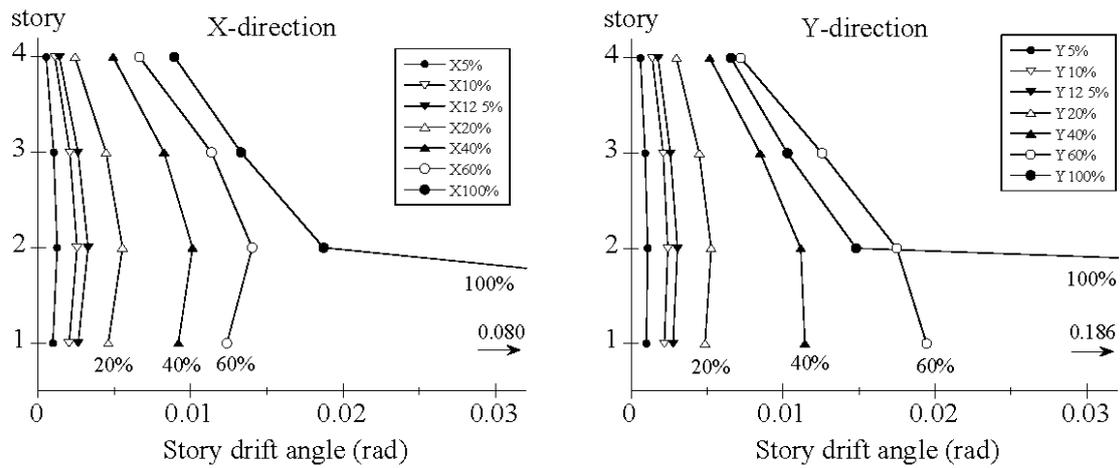


図 4.1- 21 最大層間変形角

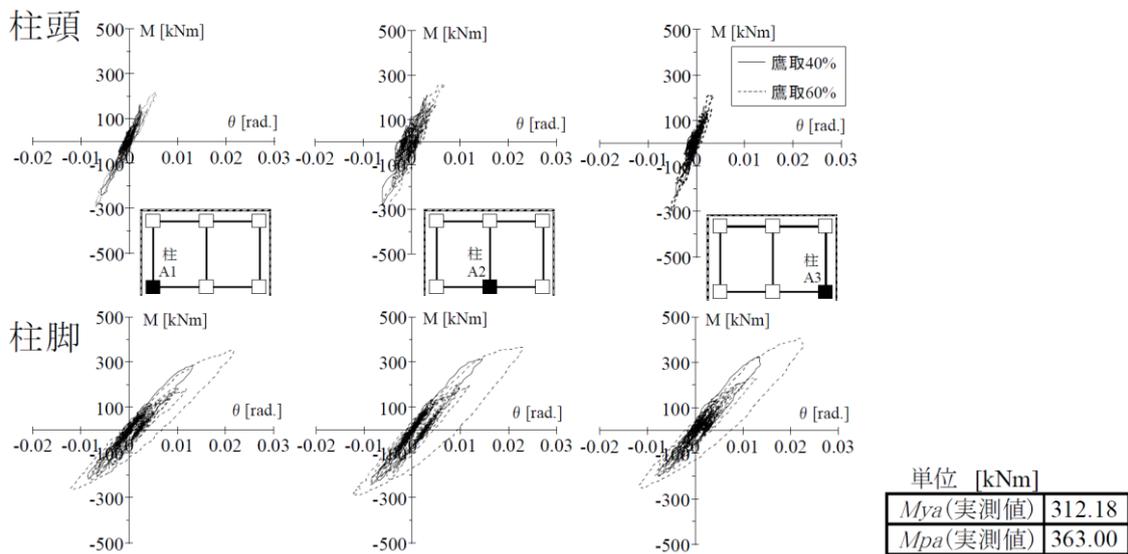


図 4.1- 22 柱端部の曲げモーメントー回転角関係（鷹取 40%、60%）

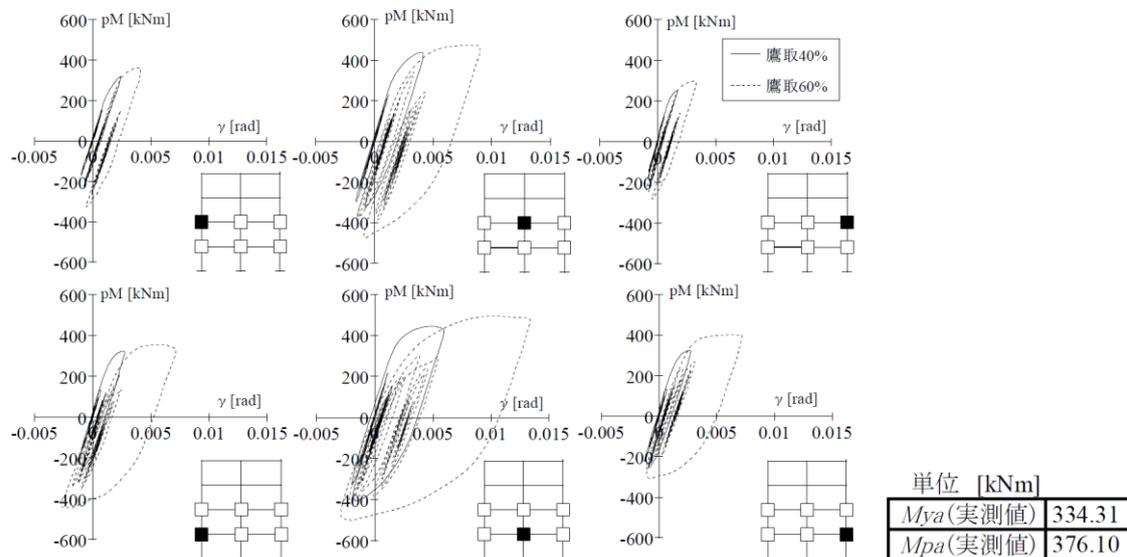


図 4.1- 23 パネルモーメントーせん断変形角関係（鷹取 40%、60%）

外壁の損傷については、20%加振（2層の最大層間変形角 X 方向 0.0055rad、Y 方向 0.0053rad）では、いずれの構面にも損傷はなかった。60%加振（1層の最大層間変形角 X 方向 0.012rad、Y 方向 0.019rad）では、1層のコーナー部や2層と3層の境界部などで、パネルの角部数カ所に10cm程度のひび割れが生じたが、防水性・透湿性・防風性・断熱性・遮音性などの外壁としての機能を損なわれることはなかった。100%加振（1層の最大層間変形角 X 方向 0.12rad、Y 方向 0.19rad）では1層に著しい損傷が生じ、図 4.1-24 の網掛けで示す位置で ALC 版が脱落したり宙吊りとなったりした。

間仕切り壁、内壁の損傷状況を表 4.1-16 に示す。間仕切り壁の標準仕様では早期に扉枠と周囲の石膏ボードが接触して、石膏ボードに膨れが見られた。耐震仕様では、層間変形角 0.01rad まで開口補強鉛直材の上部が水平にスライドし、扉枠は石膏ボードとの間に設けた「のみこみ」の効果で接触することがなく、損傷の低減につながった。

図 4.1-25 に 100%加振後の損傷状況の写真を示す。

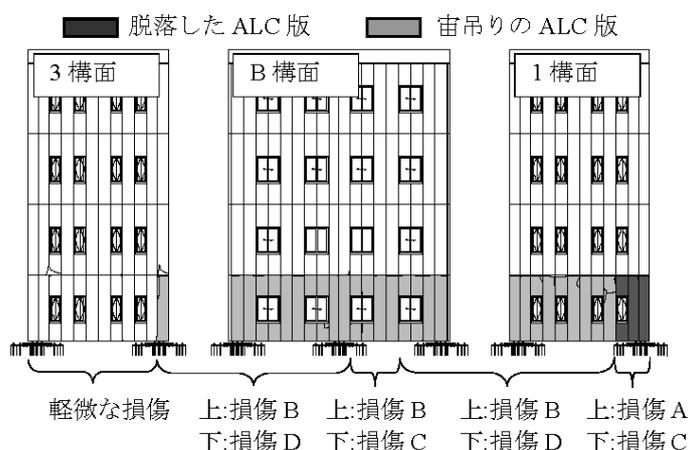


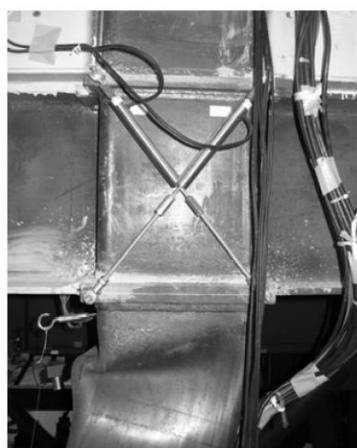
図 4.1-24 100%加振後の外壁の損傷状況

表 4.1-16 間仕切り壁、内壁の損傷状況

加振レベル		20%	60%	100%
最大層間変形角(rad)		2階 X:0.0054, Y:0.0052	2階 X:0.012, Y:0.017	2階 X:0.024, Y:0.023
間仕切り壁 同士	標準	損傷なし	4階 Y 方向コーナー上部に顕著な膨れ. 2, 3階損傷なし	4階 Y 方向コーナー上部に顕著な 膨れが進展. 2, 3階損傷なし
	耐震	〃	損傷なし	損傷なし
ALC 版 取合い	標準	損傷なし	上部にわずかな膨れ	上部にわずかな膨れ
	耐震	〃	損傷なし	損傷なし
扉枠 取合い	標準	2, 3階でボードの軽微な膨らみ. 1mm の隙間	2, 3階の扉枠が下から 100mm の範囲で 曲げ変形し, ボードの膨れが顕著に進展	60%加振時の損傷が進展
	耐震	上紙めくれ. ボード損傷なし	扉枠上部コーナー部に 300mm の亀裂, のみこみの効果で角部以外の損傷なし	ボードのみこみが進展
扉	標準	損傷なし	損傷なし	損傷なし
	耐震	〃	〃	〃
内壁	標準	2mm の隙間, 窓枠コー ナー部に 10mm の亀裂	顕著な亀裂や膨れ, ボードと下地鉄骨を 留めるビスの緩み	60%加振時の損傷が進展
	耐震	取り付け不良部にわずかな膨れ, 他は損傷なし	のみこみの効果で損傷なし	のみこみの効果で損傷なし



1層の損傷



中柱柱頭とパネル



中柱柱脚



B 構面外壁損傷

図 4.1- 25 100%加振後の損傷状況の写真

#### 4.1.3.5 1970年代に設計された超高層建物（P3 実験）

##### (1) 試験体概要

試験体は、既存の超高層建物群の平均像として設定された固有周期 2.4 秒の 21 層モデルの地震応答を、サブストラクチャ実験手法により模擬した<sup>12)</sup>。図 4.1- 26 に試験体図面を示す。下部 4 層を鋼構造骨組とし、その上にコンクリート錘と積層ゴムと鋼製ダンパーを重ねる縮約層を配した。

鋼構造骨組について、1970 年代の超高層建物における鉄骨工事の設計と施工をできるだけ再現した。柱は溶接組立箱形断面とし、内ダイアフラムを付けた柱貫通形式の柱梁接合部を採用した。架構の断面は、設計用ベースシヤ係数 0.125 に対する許容応力度設計から算定した。設計用ベースシヤ係数 0.125 は、標準せん断力係数を 0.3 とし、建物の 1 次固有周期 2.4 秒に反比例させて設定した。表 4.1- 17 に部材リストを示す。骨組の水平耐力は梁 G2 によって調整し、長辺方向の梁 G1 と短辺方向の梁 G3 に初期の超高層建物を代表させる断面を採用した。梁 G1 には梁せい 600 mm の溶接組立 H 形鋼、梁 G3 には梁せい 800 mm のハニカム梁を用いており、いずれの梁も梁せいは、柱スパンの 0.1 倍となる。

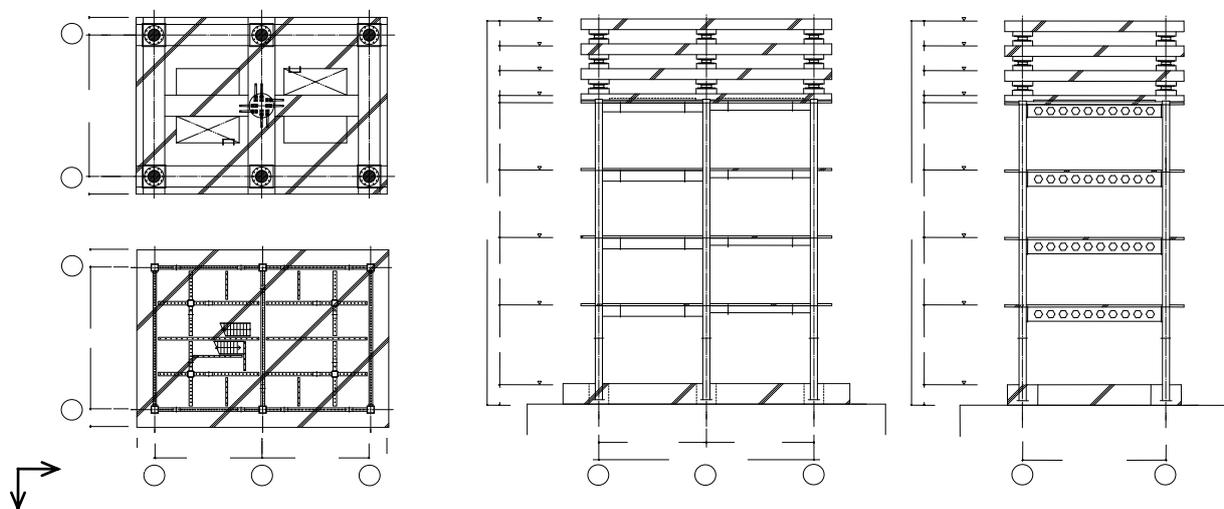


図 4.1- 26 試験体骨組

表 4.1- 17 部材リスト

部位	記号	部材	降伏強度(N/mm <sup>2</sup> )	引張強度(N/mm <sup>2</sup> )
柱 (SM490A)		□-400×400×25	343	515
梁(SM490A)	G1	H-600×200×8×19	357	532
	G2	H-400×200×8×13	426	576
	G3	H-500×200×9×16	366	532
	G4	H-800×199×10×15	373	526
	G5	H-650×199×9×14	344	514

図 4.1- 27 に柱梁接合部の詳細図面を示す。長辺方向の梁 G1 の梁端接合部は、工場において梁ウェブ、梁フランジを柱に溶接する工場接合とした。工場接合部は現在も中低層建物で多用される工場接合に似た形式だが、柱に通しダイアフラムが付かず、梁フランジが柱面に直接溶接される点が異なる。またスラップ底にアールを設けていない。短辺方向の梁 G3 の梁端接合部は、梁ウェブを高力ボルトで

<sup>12)</sup> 長江拓也, 鐘育霖, 島田侑, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 斎藤大樹, 北村春幸, 福和伸夫, 日高桃子 (2009) : 高層建物の耐震性能を検証する大規模実験システムの構築—E-ディフェンス震動台実験—, 日本建築学会構造系論文集, No. 640, pp. 1163-1171.

接合したのち梁フランジを現場で溶接する現場接合とした。現場接合部では、スカラップの形状と大きさ、開先の向きなどが、梁上、梁下フランジ接合部で異なる状況を模擬した。2、4層床レベル梁のウェブ接合部には、主にせん断力の負担を目的とする当時の設計を反映し、9本の高力ボルトを1列配置した。3層床レベル梁のウェブ接合部は、ウェブの全塑性モーメントを伝達できる本数の高力ボルトを用いた。詳細は参考文献<sup>13)</sup>を参照されたい。

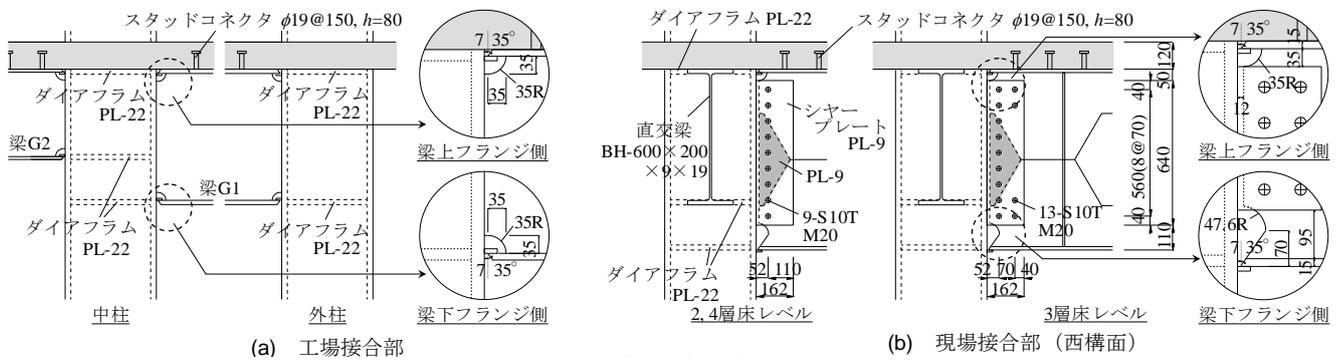


図 4.1-27 柱梁接合部詳細 (単位 mm)

また、縮約層は6基の単体ゴムに加えて、鋼製U型ダンパーと積層ゴムを直列に結合した塑性化装置により剛性とエネルギー吸収能力を組み込んだ。図 4.1-28 に縮約層の概要を示す。

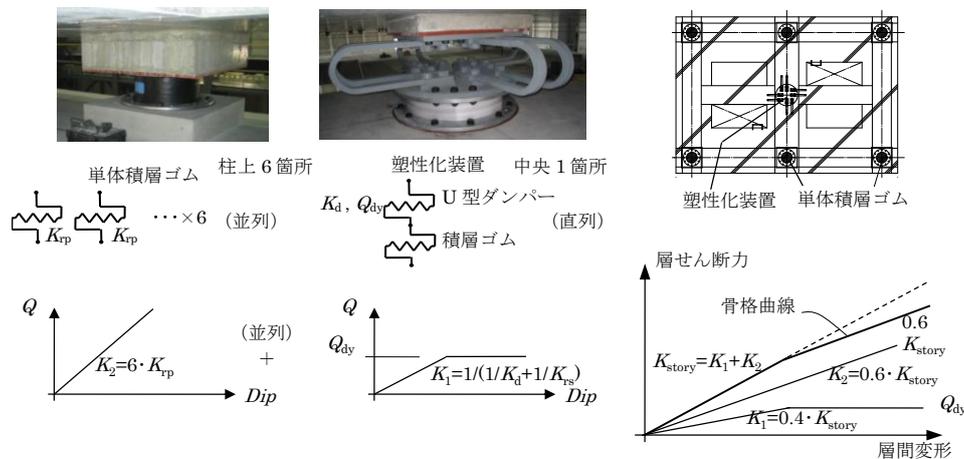


図 4.1-28 縮約層の概要

<sup>13)</sup> 松宮智央, 長江拓也, 鍾育霖, 岡崎太一郎, 福山 國夫, 中島 正愛 (2012) : 超高層鋼構造建物の柱梁接合部に関する4層骨組振動台実験, 日本建築学会構造系論文集, No. 671, pp. 85-94.

(2) 実験結果

実験は水平 2 方向加振を基本とした。想定地震動は、関東地震を想定した首都圏地震動（気象庁波）、東海地震を想定した首都圏地震動（東扇島波）、東海・東南海地震を想定した名古屋の地震動（三の丸波）である。また、最大速度を基準化する El Centro 波（最大速度 25kine：レベル 1、最大速度 50kine：レベル 2）を設計用地震動として用いる。地震動による加振は、弾性応答加振シリーズと、弾塑性応答加振シリーズに分けられる。弾性レベルのシリーズにおいては、桁行方向の速度応答スペクトルの試験体 1 次固有周期付近の応答値が、El Centro 波レベル 1 と等しくなるように倍率を与えた。躯体の塑性化を予定するシリーズは、桁行き方向において 1 次固有周期付近の応答レベルが小さい地震動から入力する順序とした。実験においては、三の丸波 100% の 2 方向加振までに梁端破断が確認されなかった桁行方向に対して、三の丸 EW 波の一方方向加振を 2 回くりかえし、工場溶接における梁端を破断に至らしめた。

表 4.1- 18 実験ケース

弾性応答加振シリーズ

加振方向	入力波名	入力レベル	備考
XY方向	El Centro波	25cm/s	レベル1
	東扇島波	50%	
	三の丸波	35%	
	気象庁波	100%	

X：張間方向 Y：桁行方向

弾塑性応答加振シリーズ

加振方向	入力波名	入力レベル	備考
XY方向	El Centro波	50cm/s	レベル2, El2
	東扇島波	100%	Hog
	三の丸波	100%	San-1
Y方向	三の丸波EW成分	100%	San-2
	三の丸波EW成分	100%	San-3

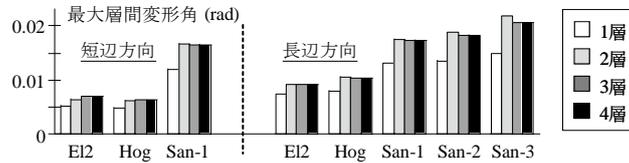


図 4.1- 29 最大層間変形角

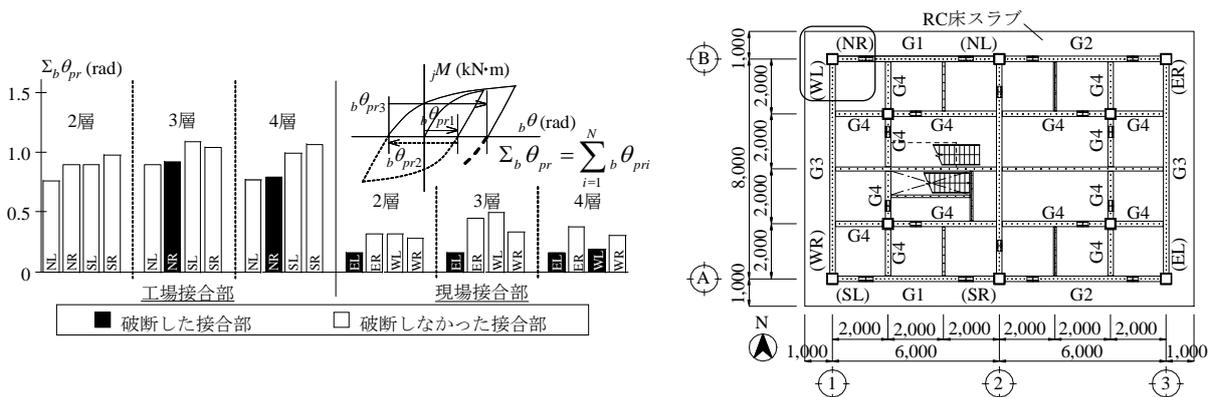
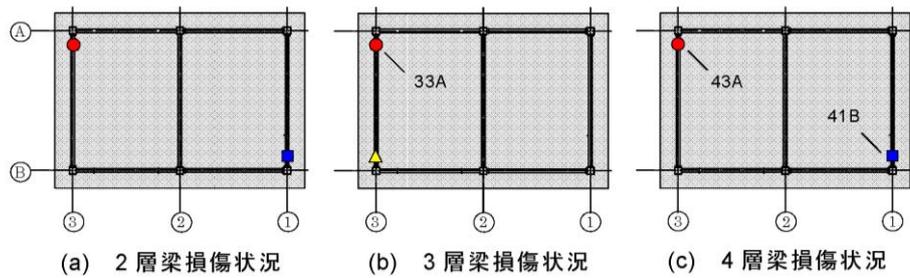
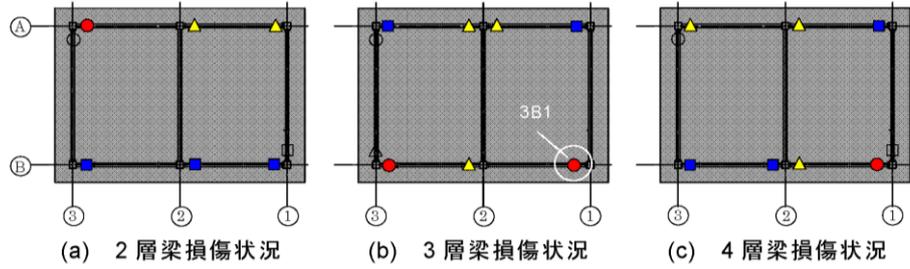


図 4.1- 30 累積塑性変形角



(a)三の丸波2方向加振



- 破断：下フランジが完全に破断した状態
  - ▲ 変形：目視によるフランジとウェブの局部変形
  - 亀裂：スカラップ周辺に生じる亀裂，完全破断に至らない
- 注) 目視により無損傷を確認した場所は無標示となっている

(b)三の丸波1方向加振 2回目

図 4.1-31 実験後の梁端損傷状況

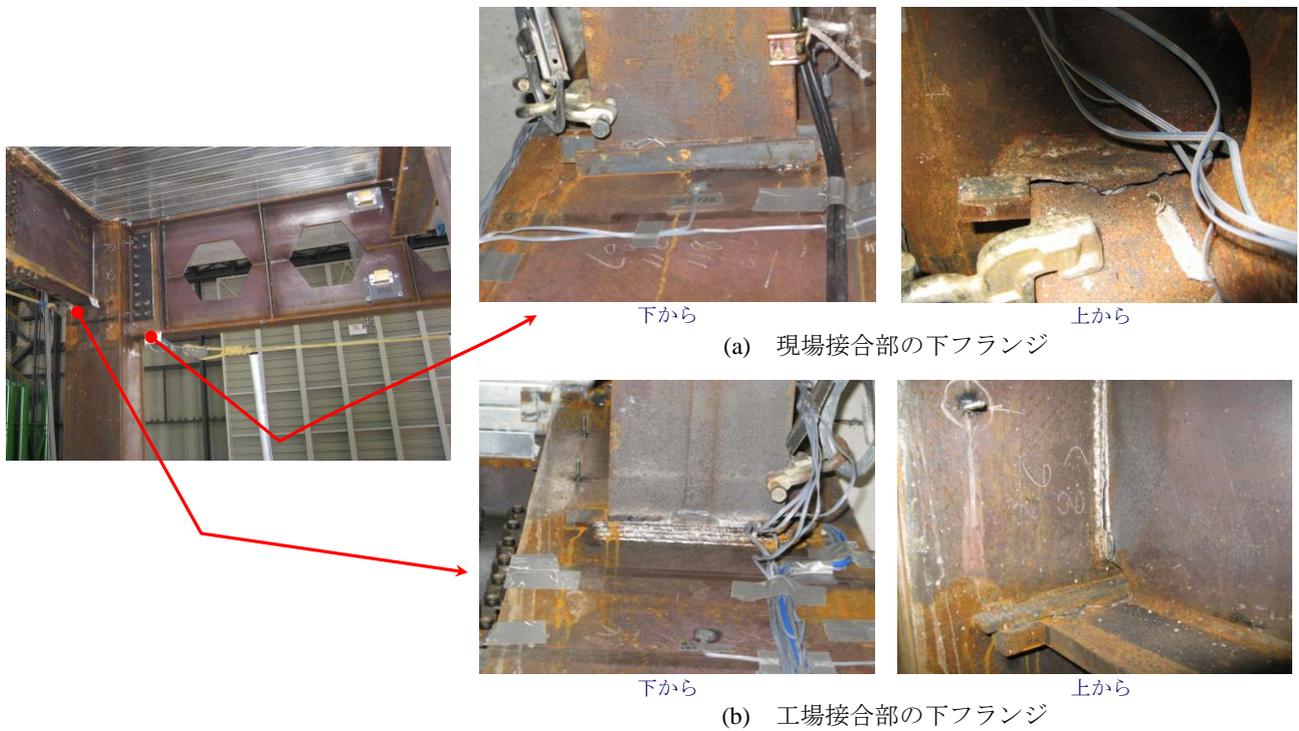


図 4.1-32 三の丸波1方向 加振2回目 (San 3rd) 後の溶接部の状況

#### 4.1.3.6 1970年代に建てられた木造建物 (F4 実験)

##### (1) 試験体概要

新耐震基準以前の1970年代に建てられた既存の木造家屋の耐震性に関するデータ、および耐震補強工事の有無による耐震性に関するデータを得ることを目的として、耐震補強の有無による木造家屋の震動実験を行った。試験体はほぼ同様な間取りを持つ築31年の木造軸組構法2階建て建物であり、明石市内の既存の木造住宅を震動台に移築した。試験体の立面図を図4.1-33に、試験体の概要を表4.1-19に示す。移築した試験体の耐震診断を行った結果、1階のY方向ではA棟が0.50、B棟で0.48であったことから、B棟に対して耐震補強を行った。耐震補強は、建築基準法施行令で想定する極めて稀におこる地震を上回る、兵庫県南部地震の激震(震度7)に対しても倒壊に至らないことを目標として、精密診断法による評点が1.50以上となるようにした。試験体の平面図を図4.1-34に示す。試験体の耐震診断過程、耐震補強方法の詳細は参考文献<sup>14)</sup>を参照されたい。

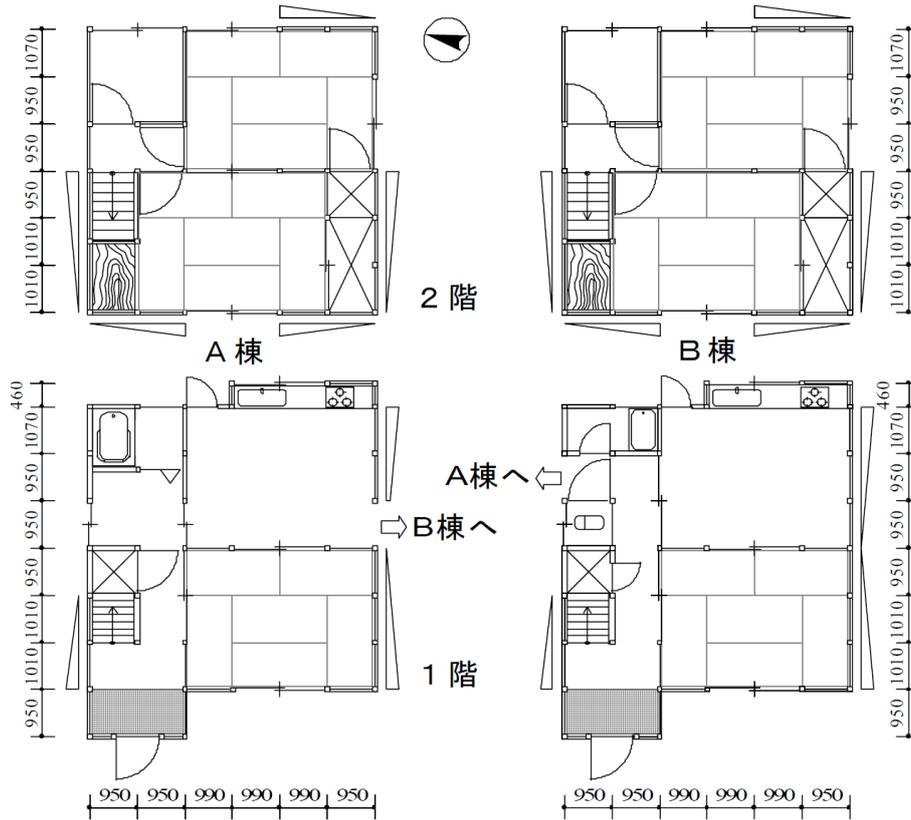


図 4.1- 33 試験体の立面図

表 4.1- 19 試験体の概要

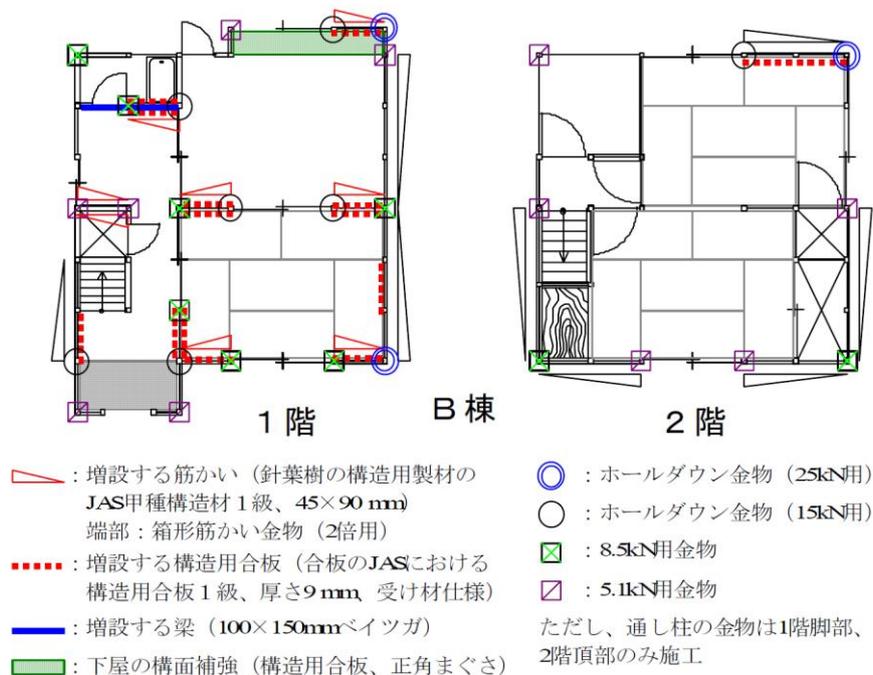
建設地	兵庫県明石市	耐震診断結果			
		建物名称	方向	階	評点
建築年	昭和49年(築31年)	A棟 無補強試験体	Y	2	0.85
建物形式	在来軸組構法 地上2階建て			1	0.5
規模	建築面積35m <sup>2</sup> 、延床面積69m <sup>2</sup>		X	2	1.23
屋根	土葺き瓦屋根			1	1.17
外壁	ラスモルタル、木ずり下地	B棟 補強試験体	Y	2	2.01
内壁	土壁			1	1.84
筋かい端部	釘打ち		X	2	1.94
柱頭・柱脚接合部	ほぞ差し+釘打ち			1	1.97
床	火打ち、荒板				

14) 清水秀丸, 中村いずみ, 箕輪親宏, 坂本功, 鈴木祥之, 槌本敬大, 五十田博, 平野茂, 河合直人, 杉本健一, 三宅辰哉, 須田達, 小笠原昌敏, 佐藤友彦 (2008) : 平成17年度大都市大震災軽減化特別プロジェクトII 木造建物実験, 防災科学技術研究所研究資料 第320号, pp83-141.



ただし、 は実際に確認された筋かいの配置

(a) 移築直後の試験体平面図 (A棟およびB棟)



(b) 補強後の平面図 (B棟)

図 4.1-34 試験体の平面図

## (2) 実験結果

表 4.1- 20 に実験ケースを示す。入力地震動は、1995 年兵庫県南部地震時に震度 7 地域である JR 鷹取駅で観測された波（以下 JR 鷹取波）を 100% で入力した。方向は、建物 Y 方向（桁行方向）が、原波の NS 方向となるように入力した。無補強試験体 A は実験番号 13 で倒壊したため実験後に撤去し、補強試験体には、その後余震を想定した JR 鷹取波の 60% 入力、および補強試験体の倒壊を目的とて JR 鷹取波の 100% 入力を実施した。図 4.1- 35 に実験番号 13 の加振前と加振後の全景写真を示す。

表 4.1- 20 実験ケース

Date	No.*2	Test name*1	Input wave	Input motion	Direction	X	Y	Z
2005. 11.21	8	Model A collapse test	White noise	300%	2	0.1-50Hz 45Gal		-
	9		Sweep	100%	1	30Gal	-	-
	10		Sweep	100%	1	-	30Gal	-
	11		White noise	750%	2	0.1-50Hz 113Gal		-
	12		Sweep	100%	1		30Gal	
	13		JR Takatori	100%	3	642Gal(EW)	636Gal(NS)	261Gal(UD)
Collapsed building removal (Model A)								
2005. 11.24	14	Model B collapse test	White noise	300%	2	0.1-50Hz 45Gal		-
	15		JR Takatori	60%	3	385Gal(EW)	382Gal(NS)	157Gal(UD)
	16		JR Takatori	100%	3	642Gal(EW)	636Gal(NS)	261Gal(UD)



(a) 加振前



(b) 加振後

図 4.1- 35 加振前後の写真映像

実験結果より応答変位と層間変形の最大値と最小値を、無補強試験体（A 棟）の結果を表 4.1- 21 に、補強試験体（B 棟）の結果を表 4.1- 22 に示す。A 棟では加振開始 16.435 秒以降、変位が戻らずに倒壊したため、表 4.1- 21 は 16.435 秒までの結果である。また B 棟では余震を想定した JR 鷹取 60% 入力の結果も示した。

層間変形角で見ると、表 4.1- 21 および表 4.1- 22 とも 1 階の応答が 2 階よりも大きい結果となっている。A 棟の 1 階では 383mm (1/7.2rad) まで変形したが倒壊せず、その後逆方向に 657mm (1/4.2rad) 変形して倒壊した。B 棟では Y 方向に最大 180mm (1/15rad) 程度まで変形したが、倒壊は発生しなかった。B 棟では余震相当として JR 鷹取の 60% 加振を行ったが、JR 鷹取 100% 加振でモルタル外壁や補強材が大きく損傷を受け、耐力要素を大幅に失っていたため、変形も 200~260mm (最大 1/10rad) と大きく発生したが、倒壊には至らなかった。しかし 60% 加振後に実施した 100% 加振では、B 棟も 220mm (1/12.5rad) 変形後に、逆方向に 890mm (1/3rad) 変形し、倒壊に至った。

表 4.1- 21 無補強試験体の最大層間変形 (JR 鷹取 100%)

(a) Y 方向

Maximum story drift angle (rad)						Minimum story drift angle (rad)				
Floor	Time (s)	Displacement $\delta$ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Displacement $\delta$ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)
2nd floor	14.965	16.73	1/158	46.85	2.80	14.455	-21.98	- 3/361	-66.59	3.03
1st floor	15.015	162.20	1/17	72.33	0.45	16.045	-383.47	- 81/583	-39.52	0.10

(b) X 方向

Maximum story drift angle (rad)						Minimum story drift angle (rad)				
Floor	Time (s)	Displacement $\delta$ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Displacement $\delta$ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)
2nd floor	13.28	9.73	1/272	126.83	13.04	16.265	-18.95	- 7/977	-49.75	2.63
1st floor	15.415	43.15	1/64	102.79	2.38	16.29	-64.17	- 1/43	-107.66	1.68

表 4.1- 22 補強試験体の最大層間変形

(a) Y 方向 JR 鷹取 100%

Maximum story drift angle (rad)						Minimum story drift angle (rad)				
Floor	Time (s)	Displacement $\delta$ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Displacement $\delta$ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)
2nd floor	23.96	59.12	19/850	85.79	1.45	24.72	-77.54	- 9/307	-52.38	0.68
1st floor	24.03	179.64	11/169	122.87	0.68	19.24	-179.33	- 23/354	-156.65	0.87

(b) X 方向 JR 鷹取 100%

Maximum story drift angle (rad)						Minimum story drift angle (rad)				
Floor	Time (s)	Displacement $\delta$ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Displacement $\delta$ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)
2nd floor	24.14	23.88	4/443	26.58	1.11	14.685	-16.73	- 1/158	-46.70	2.79
1st floor	17.665	51.12	1/54	158.82	3.11	16.235	-46.38	- 2/119	-59.40	1.28

(c) Y 方向 JR 鷹取 60%

Maximum story drift angle (rad)						Minimum story drift angle (rad)				
Floor	Time (s)	Displacement $\delta$ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Displacement $\delta$ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)
2nd floor	16.5	50.26	8/421	61.22	1.22	17.38	-68.65	- 17/655	-56.79	0.83
1st floor	16.61	279.25	43/425	61.49	0.22	17.395	-213.48	- 14/181	-113.94	0.53

(d) X 方向 JR 鷹取 60%

Maximum story drift angle (rad)						Minimum story drift angle (rad)				
Floor	Time (s)	Displacement $\delta$ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)	Time (s)	Displacement $\delta$ (mm)	Story drift angle R (rad)	Story shear force P (kN)	Stiffness K (kN/mm)
2nd floor	16.675	54.00	1/49	64.79	1.20	16.265	-17.12	- 2/309	-49.16	2.87
1st floor	17.66	39.93	8/553	55.02	1.38	16.38	-46.72	- 14/827	-61.73	1.32

#### 4.1.4 室内および非構造部材の被害

##### 4.1.4.1 高層階の室内被害（P2 実験、P3 実験）

###### (1) 試験体概要

P2 実験の試験体は、長周期地震動による超高層建物の床応答を再現する震動台実験（P1 実験）で用いられた増幅システムよりも更なる大振幅応答を可能にしながら、長時間の加振を実現する実験システムの構築を目指して実施された。この改良により想定された長周期地震動に対する超高層建物の揺れをより忠実に再現し、長周期地震動による超高層建物の室内の安全性に関するデータを入手した<sup>15)</sup>。

P2 実験の試験体は 5 層の鋼構造架構<sup>16)</sup>である上部構造物の間に積層ゴムで構成される増幅システムを組み込む。図 4.1- 36 に試験体の概要を示す。増幅システムは（図 4.1- 36 の斜線部）、径 1.0 m の積層ゴム支承 4 基で支える層を 2 段重ねとすることによって、積層ゴム支承単体の変形性能の 2 倍の変形性能を得る。積層ゴムの 1 層目に G045 の天然ゴム（せん断剛性公称値  $G=0.45 \text{ N/mm}^2$ ）を用いた積層ゴム支承 4 基（積層ゴム外形  $\phi = 1000 \text{ mm}$ 、ゴム総厚  $H=285 \text{ mm}$ ）を、2 層目に G030 の天然ゴム（せん断剛性公称値  $G=0.3 \text{ N/mm}^2$ ）を用いた積層ゴム支承 4 基（積層ゴム外形  $\phi = 1000 \text{ mm}$ 、ゴム総厚  $H=285 \text{ mm}$ ）を採用した。静的実験結果および設計値、試験体吊り上げ時測定値に基づく本試験体の諸元を表 4.1- 23 に示す。

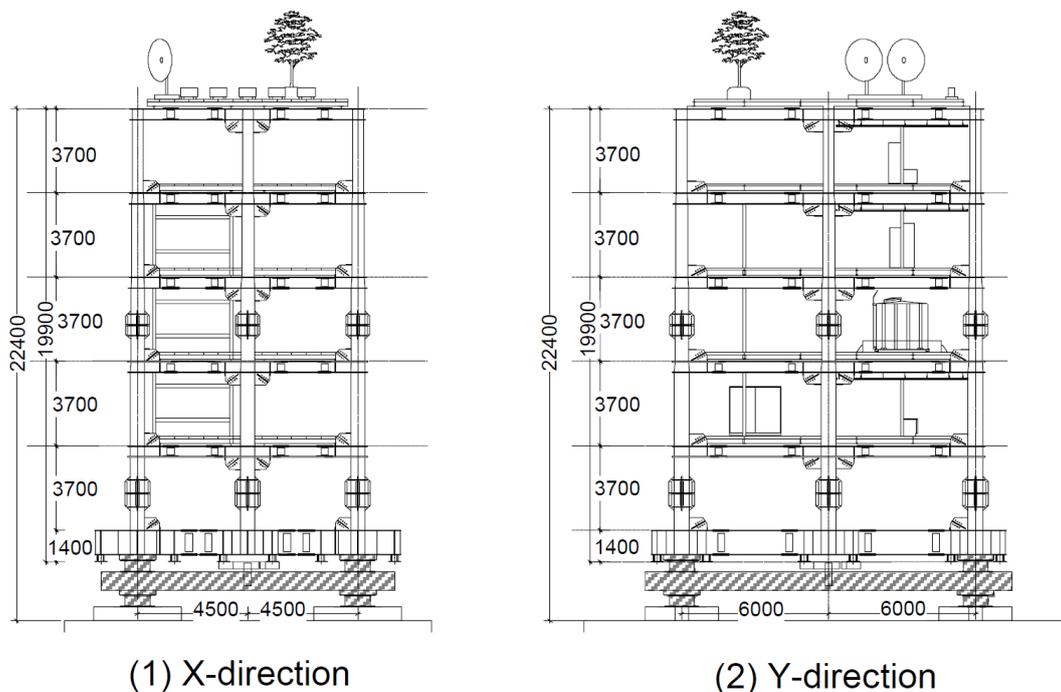


図 4.1- 36 試験体の概要（P2 実験）

表 4.1- 23 試験体の質量と剛性（P2 実験）

層	1	2	3	4	5	6	7
質量 (ton)	360.0	125.0	68.2	61.4	54.6	46.8	39.0
剛性 (kN/mm)	4.8	3.1	1423.6	1042.1	842.6	650.4	521.1

<sup>15)</sup> 榎田竜太，長江拓也，梶原浩一，紀暁東，中島正愛（2009）：大振幅応答を実現する震動台実験手法の構築と超高層建物の室内安全性，日本建築学会構造系論文集 No.637, 467-476.

<sup>16)</sup> 山田哲，前澤将男，森利弘，島田侑子，佐藤英児，秋山宏（2007）：エネルギー入力に着目した実大震動台破壊実験施設性能確認試験の評価，日本建築学会構造系論文集，No.612, 207-214.

P3 実験の試験体では試験体の屋上階にペントハウスを設け、固有周期 2.4 秒の 21 層モデルの揺れ相当における室内被害を再現した。図 4.1- 37 にペントハウス内の家具の配置を示す。2 つの居室に対して揺れに対する対策がある場合と無い場合とを再現し、対策効果を検証している。試験体には 4.1.3.5 の P3 実験試験体の低層階の骨組みにオイルダンパーを組み込んだ場合、オイルダンパーを撤去した場合が実施されている。鉄骨構造骨組みの制振補強に関する詳細、および居室内の家具の移動・転倒対策の詳細については、参考文献<sup>17)</sup>を参照されたい。

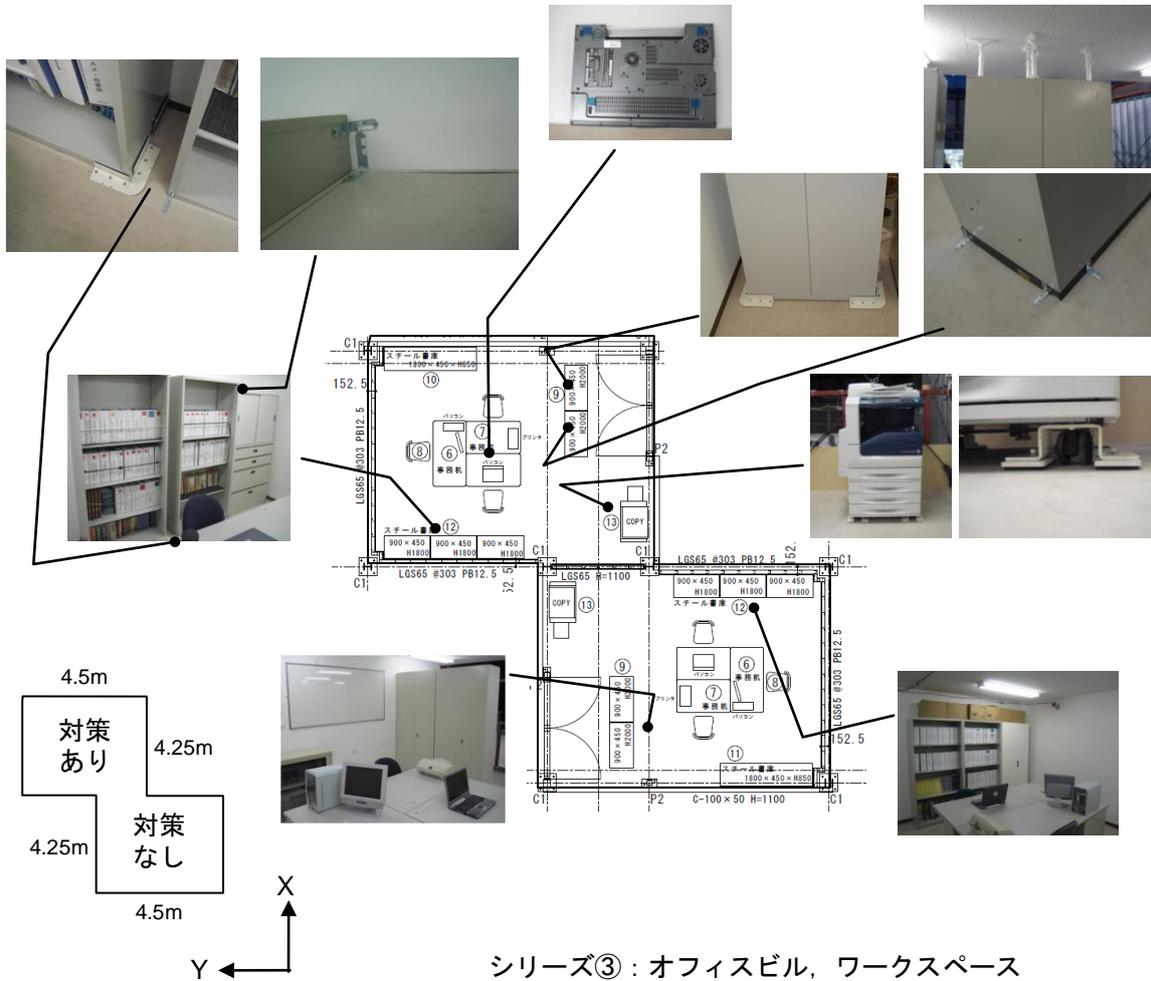


図 4.1- 37 試験体屋上ペントハウス内の配置 (P3 実験)

17) 長江拓也, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛 (2010) : 3.2 長周期地震動による被害軽減対策の研究開発, 「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト ②都市施設の耐震性評価・機能確保に関する研究」平成 21 年度 成果報告書, 103-122.

(2)実験結果

P2 実験の最大応答値を表 4.1- 24 に示す。入力地震動は東遊園地波の逆解析同定波である。家具に転倒防止対策を施した居室と施さない居室の実験後の状況を図 4.1- 38 に示す。長周期地震動による超高層建物の揺れであるため、最大加速度が  $5.43(m/s^2)$  と比較的小さかったため、簡易な転倒防止対策を施した家具でも転倒防止効果が発揮された。一方、オフィス階に設置した約 100 kg のコピー機はおよそ  $2.5 m/s$  で室内を動き回り、室内の間仕切壁 (LGS) に大きな穴を開けた。実験時のコピー機の軌跡および損傷状況を図 4.1- 39 に示す。コピー機が動き回ることによって、コピー機が周辺のデスクや椅子などを倒す光景が見られた。

表 4.1- 24 最大応答値と再現性 (P2 実験)

B2	変位(m)		速度(m/s)		加速度( $m/s^2$ )		再現誤差(%)	
	X	Y	X	Y	X	Y	X	Y
目標	0.93	1.50	1.54	2.60	3.31	5.43		
実験結果	0.79	1.33	1.44	2.26	3.02	4.56	19.61	13.79



(1) 転倒防止対策がある居室の状況



(2) 転倒防止対策が無い居室の状況

図 4.1- 38 室内家具の転倒状況 (P2 実験)

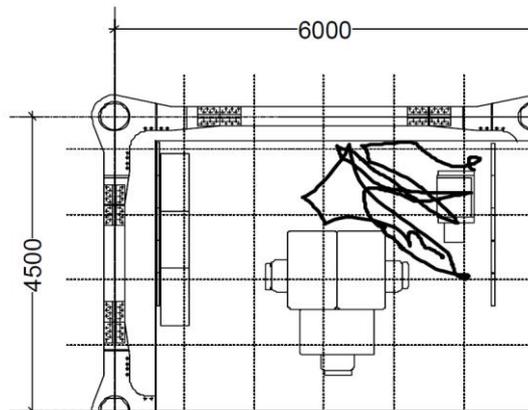


図 4.1- 39 実験によるコピー機の軌跡と実験後の状況

P3 実験結果より、三の丸波入力の場合の結果を示す。図 4.1- 40 は屋上階における加速度・速度の Y 方向の時刻歴波形と、水平変位の軌跡である。建物ケースは、オイルダンパーを低層部の骨組みに設置した場合である。図 4.1- 40 の床応答に対して、揺れ始めから 80 秒後の室内の状況を図 4.1- 41 に示す。

オフィスのワークスペースを模擬した室内の状況は、対策のない部屋では仕切り・目隠し用の書庫は、揺れ始めから 10 秒後に転倒し、書庫背後の空間をつぶした。キャスター付きのいす、コピー機は長時間部屋中を走り回り、別の設置物や壁に衝突繰り返した。特に重さ約 200kg のコピー機は、周りに多くの損傷を与え、揺れ始めから 80 秒後に衝撃力で折れて 2 つに分解した。壁に沿う書棚も転倒し、事務机の上に衝突した。棚の上の段ボールの内容物、書棚内の書類が散乱した。一方で対策された部屋では、全ての書庫に移動や転倒は生じなかった。書類が落下、飛散することは無かった。机の上の機器も移動しなかった。ダイニングキッチンスペースを模擬した室内の実験状況もオフィスビルと同様の状況となり、対策の無い部屋では食器棚や書棚の転倒、キャスター付きのテレビ台が室内を走り回り、冷蔵庫は前後左右に走り回り、ドアの開閉が揺れとともに繰り返され、内容物が散乱し転倒した。一方で対策を施した部屋では、家具の移動転倒はほとんど発生しなかった。

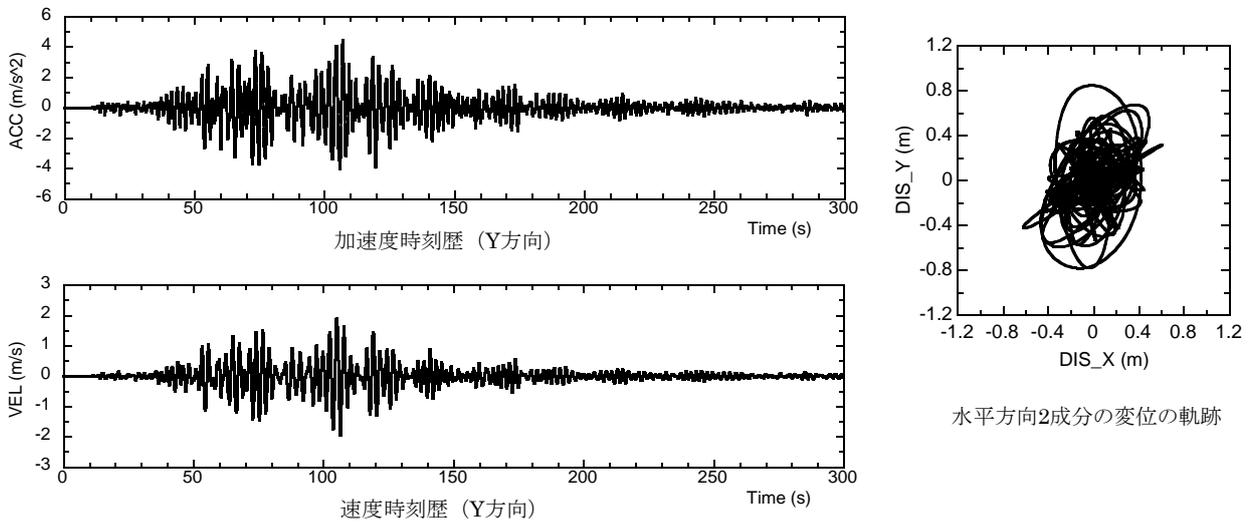


図 4.1- 40 屋上階での応答 (オイルダンパーを組み込んだ場合)



図 4.1- 41 揺れ始めから 80 秒後の室内の様子

#### 4.1.4.2 外壁の被害 (P1 実験)

##### (1) 試験体概要

試験体は大地震を受ける超高層建物の非構造部材である外壁の挙動を再現することを主な目的として作成した。外壁はカーテンウォール、ALC 版外壁を対象とし、試験体の構造体は超高層建物の高層階を実大寸法で切り出した鋼構造架構で、構造架構の下部には超高層建物の振動特性を模擬するために積層ゴムと大重量のコンクリートスラブを持つ。試験体で再現する揺れは 30 階建ての超高層建物の最上層での揺れを想定した。30 階の超高層建物の地震応答解析を事前に行い、解析結果の最上層での応答を試験体の中間階で再現できるように、振動台の入力地震動を設定した。入力レベルは、試験体で発生する層間変形角が事前の地震応答解析結果で計算される最大値レベル (0.017~0.02rad) となる想定応答変形レベルと、想定応答変形レベルの 2 倍の層間変形角 (0.04rad) が発生する超大変形レベルとした。

構造体の平面と立面とを図 4.1- 42 に示す。平面 8.6 m×10.6 m、階高 3.4 m で 2 層の鋼構造架構を試験部分とした。超高層建物の揺れを模擬するために振動台に固定した 4 基の積層ゴム支承(図 4.1- 42、RB) の上にコンクリート垂スラブと架構を設置した。総重量は 612t で積層ゴム支承を外径 1000 mm、ゴム総厚 285mm (せん断剛性公称値 0.3 N/mm<sup>2</sup> の天然ゴム) とすることで、全体の 1 次固有周期を約 2.8 秒とした。架構に水平慣性力が加わるように屋上床の重量を約 160t とし、架構は実験で想定する最大層間変形角を外壁に与える「試験装置」の観点から設計した。想定応答変形実験では最大層間変形角で 0.017~0.02rad でも架構が弾性にとどまるように架構の部材を選定した。部材リストを表 4.1- 25 に示す。超大変形実験は、想定を超える大変形として最大層間変形角で 0.04rad を架構に与えることを目的とし、中央部分でボルト接合していた間柱 C3 の接合を解除し、1 層目の柱 C1、C2 を 2 点ヒンジメカニズムにして 1 層目の層間変形角を増大させた。

試験体の外壁は、Y1 通り (X2~X3) と X3 通り (Y1~Y2) を連層カーテンウォールシステムとし<sup>18)</sup>、2 層にわたり取り付けられた方立てにガラスをはめ込む標準的のックダウン方式とした。X1 通りと Y1・Y3 通り (X1~X2) を ALC 外壁システムとし<sup>19)</sup>、ロッキング工法を採用し、各層の ALC パネルはベランダと張り出しスラブ間に挟まれる形式とした。外壁の割り付け図を図 4.1- 43 に示す。カーテンウォールと ALC 外壁の取付詳細は、参考文献 18 および 19 を参照されたい。

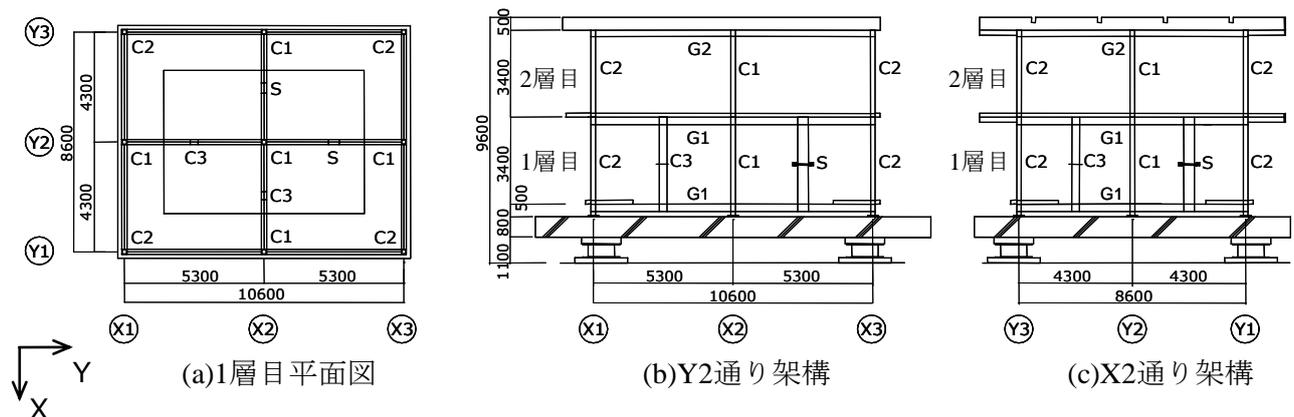
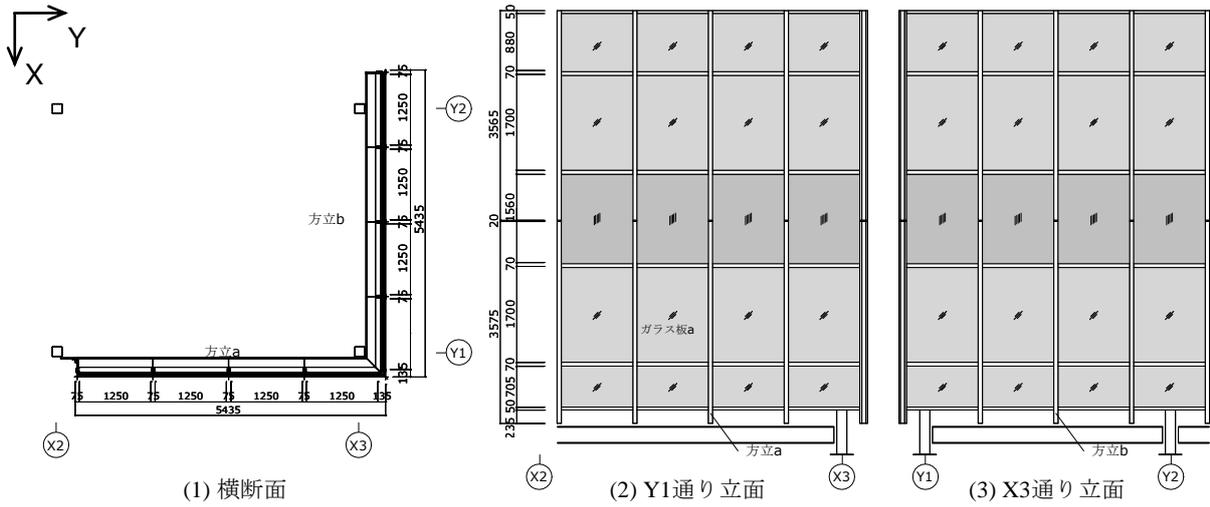


図 4.1- 42 平面図および立面図

18) 長江拓也, 藤谷秀雄, 福山國夫, 城戸史郎 (2010) : 超高層建物の地震応答を受けるカーテンウォールの耐震性能 -E-ディフェンス振動台実験-, 日本建築学会技術報告集 16(33), 535-540.  
 19) 長江拓也, 藤谷秀雄, 福山國夫, 梶原浩一, 城戸史郎 (2009) : 超高層建物の地震応答を受ける ALC 版外壁の耐震性能 -E-ディフェンス振動台実験-, 日本建築学会技術報告集 15(31), 667-672.

表 4.1- 25 部材リスト

記号	鋼材種別	記号	鋼材種別
C1	□-175×175×12	S	H-400×200×8×13
C2	□-175×175×9	G1	H-294×200×8×12
C3	H-294×200×8×12	G2	H-244×175×7×11

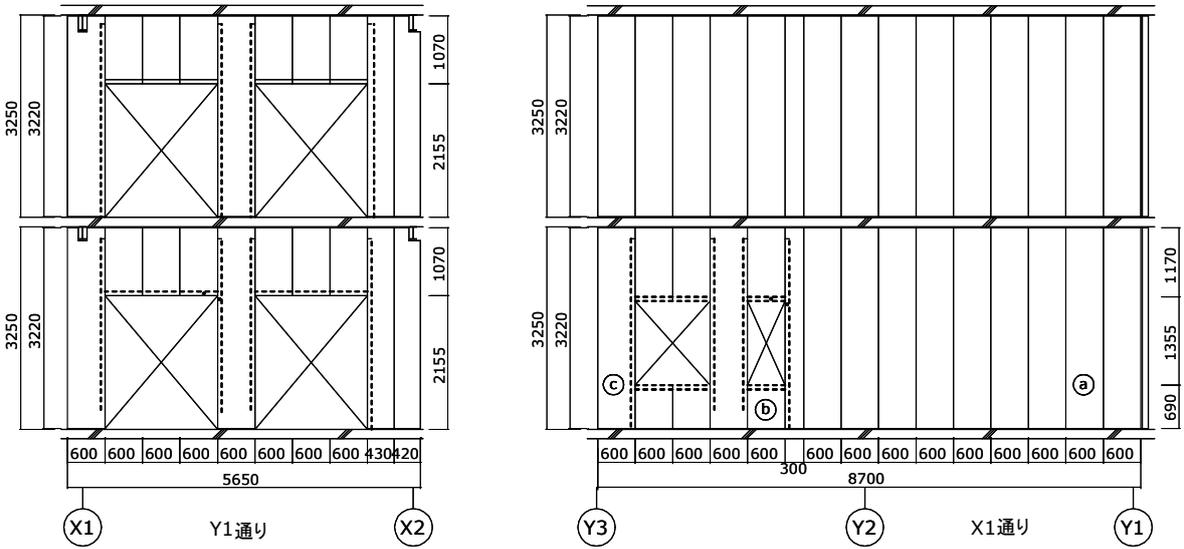


(1) 横断面

(2) Y1通り立面

(3) X3通り立面

(a) カーテンウォール



(b) ALC版

図 4.1- 43 外壁の割り付け図

(2) 実験結果

表 4.1- 26 に実験ケースを、表 4.1- 27 に試験体の構造体の最大応答値を示す。最大層間変形角で見ると、想定応答変形実験の場合は 0.02、超大変形実験では 0.043 となり、実験目標である最大レベルを実現した。

想定応答変形実験の JR 鷹取波入力における構造体の層間変形とカーテンウォールの方立の部材角の時刻歴の比較を図 4.1- 44 に、ALC 版の面内回転角の時刻歴の比較を図 4.1- 45 に示す。部材角と層間変形、面内回転角と層間変形とはほぼ一致している。実験後の観察では、カーテンウォールのサッシやその取り付け部に損傷はなかったが、ALC 版外壁では下端角部で幅 0.3mm 程度の軽微なひび割れが一部で生じた。図 4.1- 46 に損傷状況を示す。

表 4.1- 26 実験ケース

加振日	加振レベル	想定地震	入力方向	最大加速度(cm/s <sup>2</sup> )	
				X	Y
2007年3月29日	想定応答変形	想定南海地震(東遊園地波)	水平2方向	202.4	303.2
2007年4月3日		JR鷹取観測波		369.6	441.9
		超大変形		JR鷹取観測波	798.4

表 4.1- 27 実験結果

実験		1層目最大変形角(rad)		2層目最大変形角(rad)		最大加速度(m/s <sup>2</sup> )		最大速度(m/s)		最大変位(m)	
		X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向	X方向	Y方向
想定応答変形	東遊園地波	0.015	0.013	0.013	0.012	4.3	3.5	1.6	1.3	0.79	0.61
	鷹取波	0.020	0.018	0.018	0.020	3.0	3.6	1.0	1.2	0.52	0.52
超大変形	-	0.043	0.037	0.020	0.016	4.9	4.4	1.7	1.3	0.84	0.64

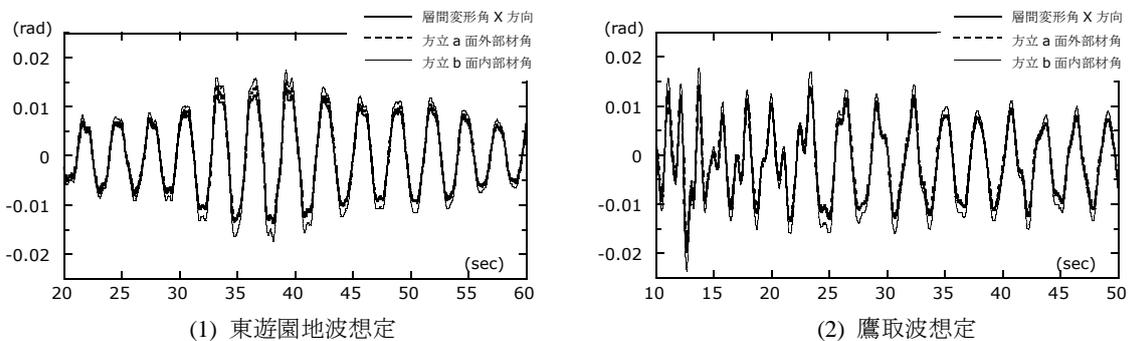


図 4.1- 44 カーテンウォールの方立中央における部材角と層間変形角

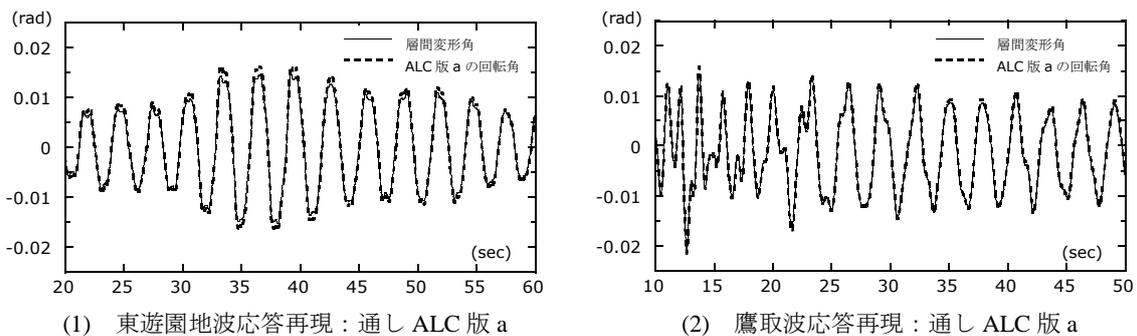


図 4.1- 45 ALC 版の回転角と層間変形角

図 4.1- 46(1)に示すような下端角部の軽微なひび割れが、通し ALC 版全 58 枚のうち 3 枚に観察された。それらとは別に(2)に示すような、開口部下の ALC 版 3 枚のうち 1 枚に開口補強の拘束によるひび割れが生じた。なお開口部上の ALC 版 21 枚に損傷は無かった。

最大層間変形角 0.04 rad が発生した超大変形実験後の損傷状況を図 4.1- 47 および図 4.1- 48 に示す。

図 4.1- 47 はカーテンウォールのガラス板とサッシ間のシーリング目地の状況である。幅が 6 mm と 8 mm の水平目地に亀裂が生じた。鉛直目地には亀裂が生じなかった。また方立と無目の接合部では L 型材を留めていたビスが完全に抜け出て、無目に 2 mm 程度の浮き上がり変形が残留した。

図 4.1- 48 は ALC 版外壁の実験後における取り付け金具付近の状況である。超大変形を被った 1 層目の ALC 版下端角部に亀裂と剥離が生じた。ALC 版の回転角が 0.04 rad に達すれば、ALC 版には面内方向に角部を中心とする回転が生じ、ALC 版中心位置は上昇しようとする。このとき、ボルトが下向きにせん断力を与える可能性があり、これに起因すると判断されるボルト付近のひび割れ（図中の矢印）が、1 層目通し ALC 版 33 枚のうち 2 枚に確認された。ただしボルトに緩みはなく、ひび割れの幅は 0.4 mm 程度と、ボルトは十分固定されており、ALC 版の脱落に結びつくような損傷は確認されなかった。

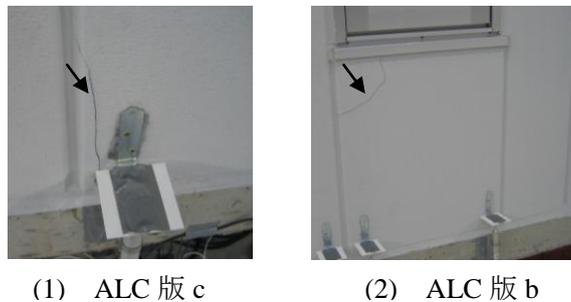


図 4.1- 46 ALC 版外壁の想定応答変形実験後の損傷状況

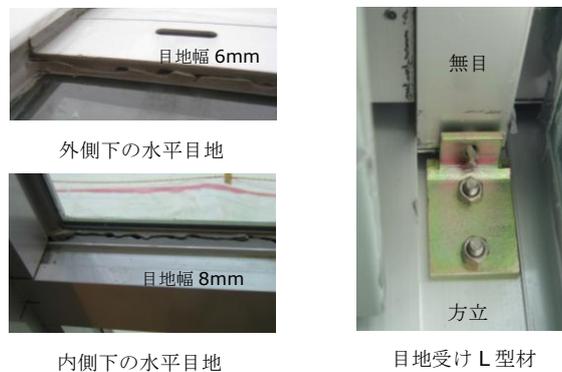


図 4.1- 47 カーテンウォールの想定応答変形実験後の損傷状況

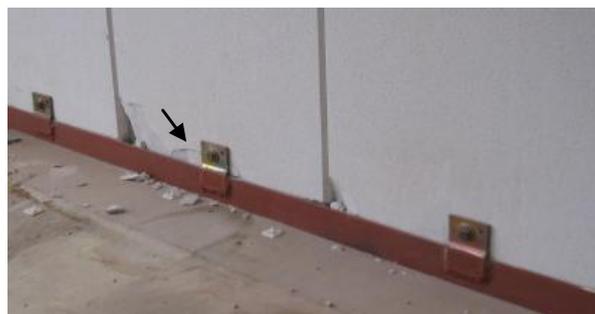


図 4.1- 48 ALC 版外壁の想定応答変形実験後の損傷状況

#### 4.1.4.3 内壁の被害 (P3 実験)

##### (1) 試験体概要

試験体の構造概要は 4.1.3.5 の通りである。図 4.1- 49 に、軽鉄下地間仕切壁の取り付け方を示す<sup>20)</sup>。軽鉄下地は、H 型鋼梁にビスで固定された上部ランナー (WS-65、67×40×0.8) と、床スラブにコンクリートピンで固定された下部ランナー (同上) の間に、縦材スタッド (WR-65、65×45×0.8、455mm 間隔を基本) がはめ込まれ、これが骨格となる。壁は、軽鉄下地の両面に石膏ボードを 2 重に貼り付けることで形成される。下貼りは石膏ボードの厚さ 12.5 mm、上貼りは強化石膏ボードで厚さ 9.5 mm である (1 時間耐火)。柱とのクリアランスは、10 mm である。ドアフレーム基部は前述同様に、床スラブに固定される。周りの開口補強縦材 (C-65×30×10×2.3) においては、下部とともに上部もランナーにビス留めされる

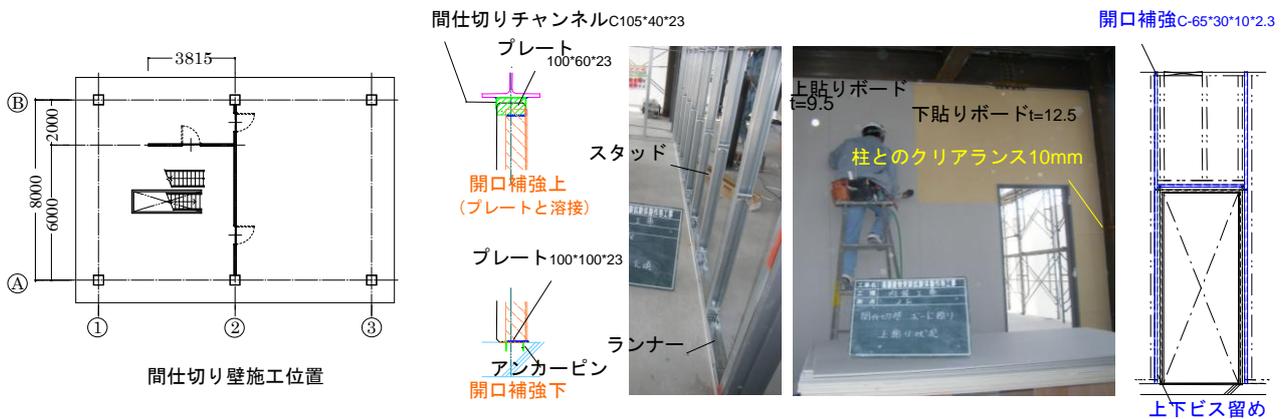


図 4.1- 49 軽量下地間仕切りの概要

<sup>20)</sup> 関松太郎, 長江拓也, 鍾育霖, 福山國夫, 梶原浩一, 井上貴仁, 中島正愛, 齊藤大樹 (2008) : 非構造間仕切り壁の損傷過程 高層建物の耐震性評価に関する E-ディフェンス実験—その 7, 日本建築学会学術講演梗概集 C-1, 構造Ⅲ, 875-876.

## (2) 実験結果

軽鉄下地間仕切壁の損傷状況を図 4.1- 50 に示す。El Centro 波レベル 1（最大層間変形角 0.004 rad）において、ドアフレームの上部の角からボードに斜め亀裂が生じた。ドアフレーム基部周りの床スラブにひび割れが生じた。ドアフレーム自体が変形してドアと接触し、たてつけが悪くなった。ドアフレーム下部において隣り合うボードとの間に 10mm 程度の間隙が生じた。

El Centro 波レベル 2（最大層間変形角 0.007 rad）において、壁の上隅角部（柱と梁接合部付近）のボードに浮きが生じた。ドアフレームとボードの間隙は 20mm に達し、ボードの圧縮損傷が進行した。ドア表面のスチール面材が面外に変形し始め、たてつけはさらに悪くなった。

三の丸波（最大層間変形角 0.015 rad）においては、壁の上隅角部のボードが脱落し、ボードが浮き上がる範囲が壁の内側へ広がった。ボードにおけるドアフレームの上部の角からの斜め亀裂はさらに進展した。ドアフレームは大きく変形し、ドアは開閉不可となる障害が生じた。

軽鉄下地間仕切壁においては、El Centro 波レベル 1 の最大層間変位 16mm に対して、ボード（特にドア周り）の損傷、ドアの開閉障害が生じた。開口補強が上部のランナーに固定されており層間変位を直接被ったこと、壁上隅角部が柱に押されて（柱と壁のクリアランスは 10mm）壁の斜めストラットからドアフレーム下部に力が集中したことが原因として挙げられる。層間変位が大きくなると、この種の損傷が著しくなり、壁上隅角部付近のボードにもふくれや脱落が生じる。柱と壁のクリアランスの 2 倍以上となる層間変位 59mm を与えた三の丸波入力において、損傷はさらに進行した。



図 4.1- 50 軽量下地間仕切りの損傷状況（試験体 2 階）

#### 4.1.4.4 免震建物の機能損失 (F5 実験)

##### (1) 試験体概要

大地震時における救急救命、被災後の生命維持の拠点となる医療施設では、地震直後からも施設の機能維持が求められる。そのため、1995年兵庫県南部地震以降、免震による医療施設の建設は増えている。そこで免震建物の医療施設の大地震時の機能維持を検証する震動実験<sup>21)</sup>を行った。

試験体は、一般的な医療施設を模した用途構成とし、実大のスパン、階高を有する RC 造 4 階建とした。また構造形式として、上部構造と震動台をボルトで緊結した場合の耐震構造、およびそれらの間に免震装置を介在させた場合の免震構造の 2 種類の試験体を採用した。繰り返しの振動実験に耐えられること、および地震直後においても機能保持が求められる病院建築であることを考慮し、試験体は現行の耐震基準における標準せん断力係数 0.2 を 1.5 倍した 0.3 として設計した。試験体の軸組図および床伏図を図 4.1-51 に、部材断面リストを表 4.1-28 に示す。スパンは長辺方向 5m×2 スパン、短辺方向 8m×1 スパン、階高は 1、3 階を 3.90m、2、4 階を 3.40m とした。3 階の階高が大きいのは、この階に設ける手術室に必要な天井高を確保するためである。

柱については、建物の四隅に 600mm×600mm の角柱、各隅柱の間には 2100mm×300mm の壁柱を配置した構造としており、この壁柱により局所階の崩壊を防ぎ耐震性能を高めることを意図している。基礎梁が成 1250mm、幅 2000mm と大きいのは、本試験体を震動台へ設置するため実験施設内の天井クレーン 2 基で揚重する際に試験体のひび割れによる RC 架構の剛性低下を極力生じさせないためである。

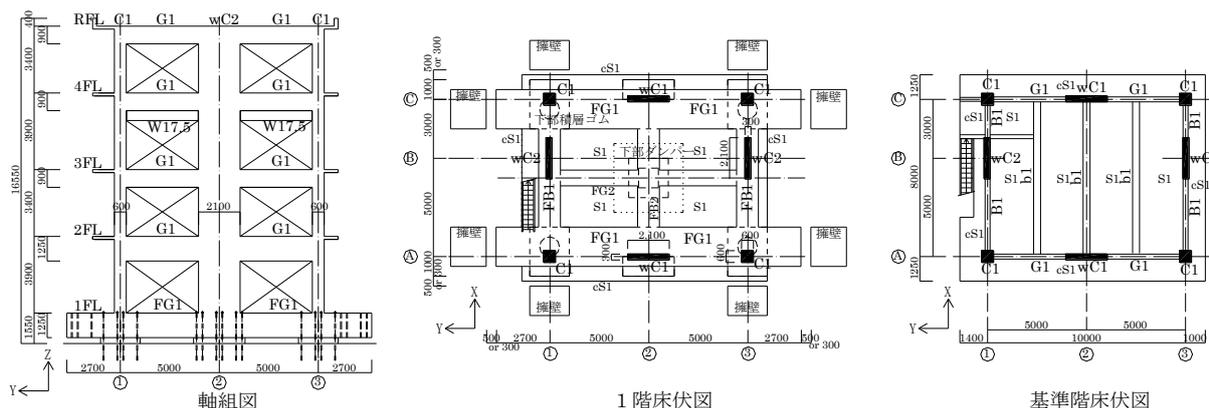


図 4.1-51 試験体の軸組図、梁伏図

表 4.1-28 部材断面リスト

部材	寸法 [mm]
C1	600×600
wC1	2100×300
wC2	300×2100
G1,B1	(2F)250×1250,(3~RF)250×900
FG1,FB1,FB2	2000×1250
FG2	1250×1250
b1	300×750
S1,cS1	150

21) 佐藤栄児, 福山國夫, 井上貴仁, 酒井久伸, 梶原浩一, 寛淳夫, 小林健一, 鎌田崇義 (2008) : 3.1 震災時における建物機能維持に関する研究開発, 「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト ②都市施設の耐震性評価・機能確保に関する研究」平成 20 年度 成果報告書, 121-137.

免震構造の場合には、天然ゴム系積層ゴムと鋼製ダンパーを組み合わせた免震システム（以降では免震1と記す）、高減衰積層ゴムによる免震システム（以降では免震2と記す）の2種類を採用した<sup>22)</sup>。

免震1で採用した天然ゴム系積層ゴムは、免震支承として最も普及率が高く約30%強を占めている。減衰装置としては履歴型ダンパーが最も用いられており、ここでは代表例として鋼製ダンパーを採用した。天然ゴム系積層ゴムを隅柱直下の位置に4基、鋼製ダンパーを試験体中央部に1基設置した。

免震2の高減衰積層ゴムはダンパー機能が積層ゴムと一体となっており、省スペース化が図られる。ダンパー一体型の積層ゴムとして鉛プラグ入りがあり、普及率は、鉛プラグ入りが30%程度、高減衰が20%程度である。本実験では高減衰積層ゴムを採用し、免震1の積層ゴムと同じ位置に4基とした。各システムに用いた免震装置の仕様を表4.1-29に示す。なお、変位量30cmでの免震周期は、免震1で2.56秒、免震2で2.41秒である。これは、免震構造が建設された初期の免震周期が約2秒で、現状での免震周期が約3~5秒であるため、既存の免震構造の周期と同程度となっている。

表 4.1- 29 免震装置仕様

項目	仕様		
免震1	天然 ゴム系 積層ゴム	呼称（形式）	R30-1000
		ゴム外径[mm]	1,000
		ゴム総厚[mm]	285
		水平バネ定数[kN/m]	810
		鉛直バネ定数[kN/m]	$2200 \times 10^3$
	鋼製 ダンパー	呼称（形式）	NSUD50×6
		ダンパー本数	6
		ダンパー板厚[mm]	40
降伏せん断力[kN]		348	
初期剛性[kN/m]		12,500	
	2次剛性[kN/m]	216	
免震2	高減衰 積層ゴム	呼称（形式）	HH075X6
		ゴム外径[mm]	750
		ゴム総厚[mm]	200
		等価水平剛性*[kN/m]	1,370
		等価減衰定数*	0.24
		鉛直剛性[kN/m]	$3090 \times 10^3$

<sup>22)</sup> 佐藤栄児，中島正愛，井上貴仁，酒井久伸，梶原浩一，寛淳夫，小林健一，渡部美根（2010）： 3.1 震災時における建物機能維持に関する研究開発，「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト ②都市施設の耐震性評価・機能確保に関する研究」平成22年度 成果報告書，7-45.

試験体内の各階の部屋の配置を図 4.1- 52 に、主な部屋の状況および機器・設備等の設置状況を図 4.1- 53 に示す。一般の医療施設では重量がある医療機器を低層階に配置し、また滅菌の関係から手術室や ICU 室を中層階に配置することが多い。そのため、本試験体の縦方向の部屋の配置は、通常の医療施設と同様にしている。実験は平成 20 年度と 22 年度に同条件（試験体、入力地震動）で実施されており、平成 20 年度は試験体内の医療機器や家具に、地震の揺れに対する移動・転倒対策を施さない場合を行い、平成 22 年度にはそれらの対策を施した場合を行われている。

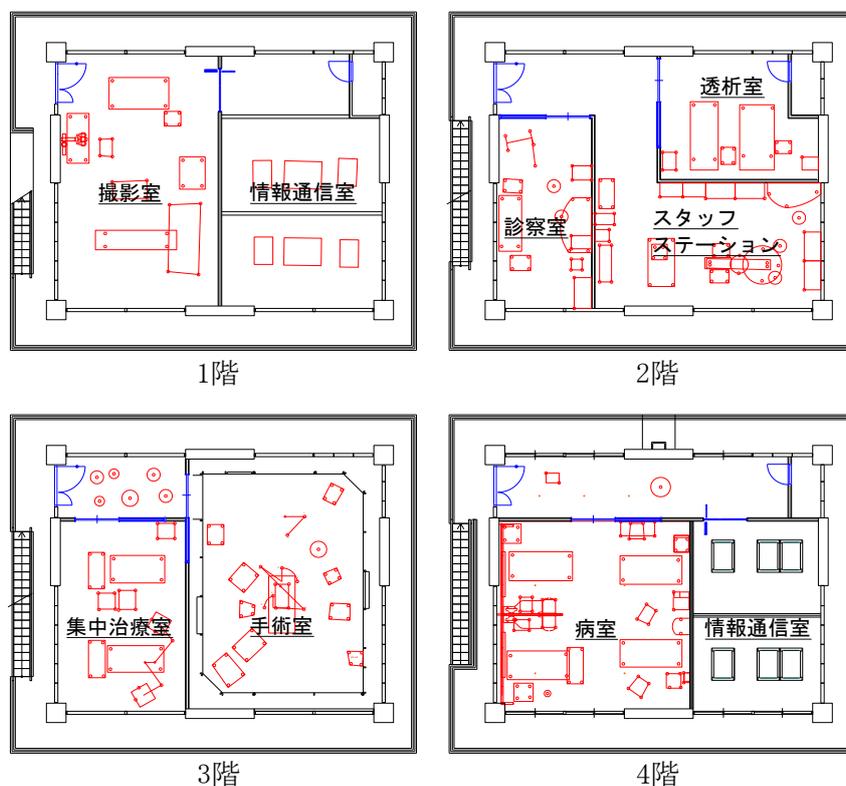
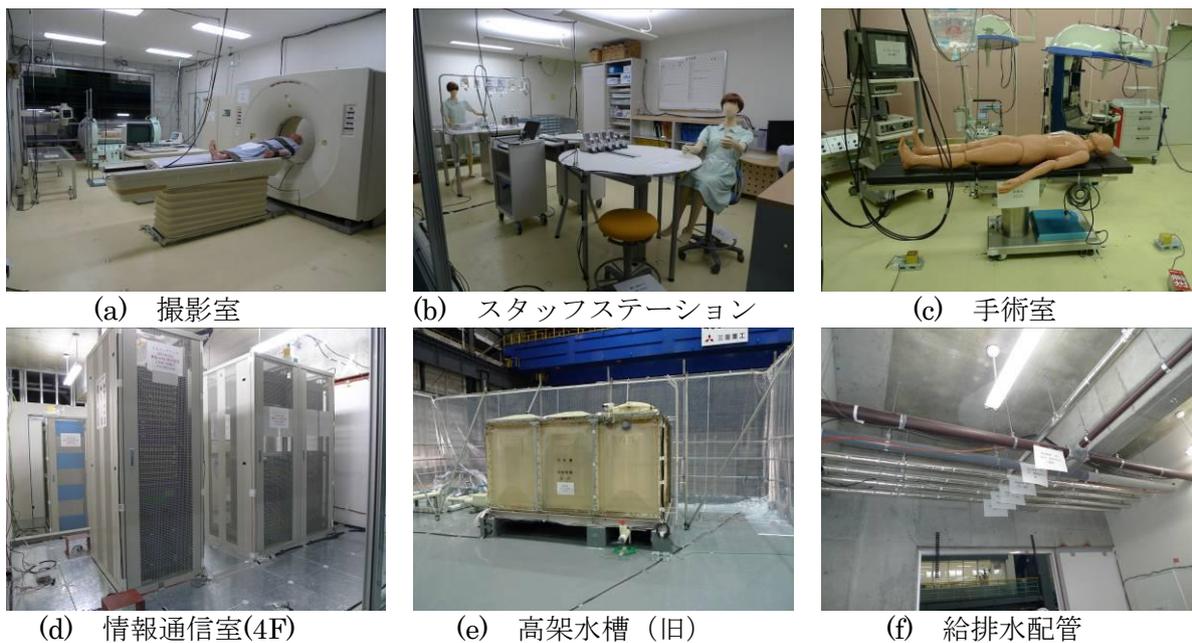


図 4.1- 52 部屋配置図



(d) 情報通信室(4F)

(e) 高架水槽 (旧)

(f) 給排水配管

図 4.1- 53 配置状況

(2) 実験結果

表 4.1- 30 に実験ケースを、表 4.1- 31 に実験結果の最大値を示す。免震構造についてみると、短周期地震動の場合は概ね 200cm/s<sup>2</sup> 以下に低減しており、最大変位量での等価周期と等価粘性減衰定数を求めると、免震 1 で 2.26 秒、17.1%、免震 2 で 2.1 秒、25.4% となり、減衰定数としてはほぼ一般的であり、免震 1、2 とも十分に免震効果が発揮されている。一方、長周期地震動の場合には、免震 1 および 2 では、最上階の最大床応答加速度は耐震構造に比べ小さいが、免震の周期と地震動の卓越周期が近接しているため共振現象により、応答加速度が入力加速度より免震 1 および免震 2 ともに約 1.2~1.3 倍（ただし免震 2 では衝突していない方向）に増幅されている。免震層の変位も入力波の変位より免震 1 で約 2 倍、免震 2 で約 1.7 倍と大きくなっている。共振現象により応答の増幅が発生し免震効果があまり発揮されない結果となった。

表 4.1- 30 実験ケース

構造	入力地震波	方向	レベル	加振順序
耐震	三の丸波	X, Y	100%	8
	横浜波	X, Y	100%	9
	エルセントロ波	X, Y	50cm/s	10
	JMA神戸	X, Y, Z	80%	11
免震 1	エルセントロ波	X, Y	50cm/s	1
	JMA神戸	X, Y, Z	80%	2
	三の丸波	X, Y	100%	3
免震 2	エルセントロ波	X, Y	50cm/s	4
	JMA神戸	X, Y	80%	5
	JMA神戸	X, Y, Z	80%	6
	三の丸波	X, Y	100%	7

表 4.1- 31 実験結果

(1) 短周期地震動の場合

地震波	軸	免震構造										耐震構造						
		(免震1) 天然ゴム系積層ゴム+U型ダンパー					(免震2) 高減衰ゴム系積層ゴム					横浜波		エルセントロ波 0.5m/s		JMA神戸波 80%		
		エルセントロ波 0.5m/s		JMA神戸波 80%			エルセントロ波 0.5m/s		JMA神戸波 80% (3軸)			X	Y	X	Y	X	Y	Z
最大加速度 (m/s <sup>2</sup> )	R	1.87	1.64	2.49	2.82	5.37	2.12	1.82	2.24	2.69	6.21	18.33	15.49	12.59	15.76	17.22	22.10	9.31
	4	1.70	1.61	2.00	2.45	5.95	1.76	1.60	1.86	2.24	6.31	12.27	10.88	9.47	11.82	13.43	13.81	10.56
	3	1.62	1.56	1.27	1.79	5.26	1.51	1.59	1.46	1.84	5.86	9.16	10.40	7.70	8.92	15.37	21.49	9.08
	2	1.63	1.57	1.50	1.98	5.12	1.50	1.61	1.40	1.94	5.65	7.12	7.26	5.45	6.14	13.04	20.32	5.99
	1	1.70	1.62	1.70	2.15	4.93	1.50	1.60	1.49	1.99	5.44	7.35	6.54	3.92	4.83	11.05	17.99	5.28
最大層間変形角 (×10 <sup>-3</sup> rad)	T	4.25	5.18	5.88	6.80	3.61	3.73	5.53	6.00	6.96	3.61	6.66	6.50	3.51	4.38	7.50	11.25	4.07
	4	0.068	0.058	0.068	0.098		0.084	0.074	0.078	0.097		0.591	0.556	0.721	0.892	1.069	1.740	
	3	0.088	0.082	0.105	0.134		0.102	0.092	0.102	0.132		1.102	1.089	1.192	1.466	1.647	2.320	
	2	0.125	0.119	0.130	0.190		0.130	0.126	0.119	0.169		1.502	1.335	1.408	1.903	2.065	2.845	
	1	0.087	0.089	0.119	0.153		0.097	0.115	0.091	0.161		2.016	1.484	1.598	2.047	2.830	2.889	

(2) 三の丸波 (長周期地震動) の場合

構造	軸	耐震		免震 1		免震 2	
		X軸	Y軸	X軸	Y軸	X軸	Y軸
最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	R	273	266	256	213	879	207
	4	217	220	250	211	525	205
	3	188	165	248	208	507	205
	2	183	151	246	204	541	203
	1	198	143	244	203	603	203
	Table	193	143	209	161	200	162
最大速度 (cm/s)	Table	49.4	47.8	48.6	46.9	48.5	47.1
最大変位 (cm)	Table	20.1	15.8	20.2	15.8	20.2	15.8
最大相対速度 (cm/s)	R	48	45	111	86	93	75
	4	47	45	110	86	89	75
	3	46	45	109	86	86	75
	2	45	44	108	85	87	74
	1	45	44	107	85	89	74
最大層間変形 (cm)	R	0.03	0.03	0.03	0.03	0.07	0.03
	4	0.05	0.04	0.06	0.04	0.13	0.04
	3	0.05	0.05	0.07	0.06	0.12	0.05
	2	0.07	0.07	0.06	0.07	0.13	0.06
	1	0.01	0.01	40.88	32.15	28.40	26.45

(「免震 2」の X 軸方向は、擁壁と衝突あり)

表 4.1- 32 に入力地震動のタイプ別に、室内の医療機器の損傷状況を示す。また図 4.1- 54 に免震構の場合の室内状況を示す。キャスター付のベッドの移動により気密性を要する手術室の壁の損傷や、高架水槽の被害は免震構造に長周期地震動入力の場合が最も大きく、免震建物で発生しうる機能損失が確認された。

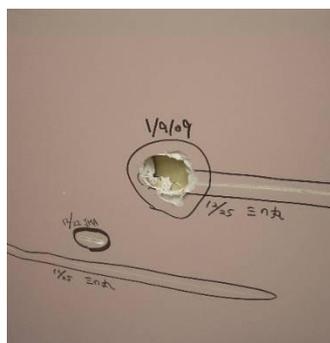
表 4.1- 32 室内の医療機器の損傷状況

(1)短周期地震動の場合

構造	耐震構造	免震構造
キャスター機器 (フリー)	70cm 程度の移動	60cm 程度の移動
キャスター機器 (固定)	50cm 以上の移動あり 衝突による転倒	移動なし
置き型機器	モニターの落下	移動なし
重量物の移動	CT 等の数 cm の移動	なし
ベッド (フリー)	1m 程度移動	1m 程度移動
ベッド (固定)	ロックはずれる	移動なし
手術台	移動あり 患者転落しかかる	移動なし 患者問題なし
手術室壁パネル	ダクトパネルの脱落	キャスター機器の衝突
壁ボード	被害なし	被害なし
引き出し	全開、落下なし	多少の開き
棚	物品の散乱	物品の散乱なし
吸引ビン	脱落あり	被害なし
スライド式扉等	扉の脱落	扉の開閉
高架水槽	蓋より溢水	蓋より溢水

(2)長周期地震動の場合

構造	耐震構造	免震構造
キャスター機器 (フリー)	50cm 程度の移動	最大 3m の移動 多数の衝突
キャスター機器 (固定)	移動なし	移動なし
置き型機器	移動なし	移動なし
重量物の移動	なし	なし
ベッド (フリー)	80cm 程度移動	1.5m 程度移動
ベッド (固定)	移動なし	移動なし
手術台	移動なし 患者問題なし	移動なし 患者問題なし
手術室壁パネル	被害なし	機器衝突により損傷
壁ボード	被害なし	機器衝突により損傷
引き出し	多少の開き	全開、落下なし
棚	物品の散乱なし	物品の散乱なし
吸引ビン	被害なし	被害なし
スライド式扉等	扉の開閉	激しい開閉と破損
高架水槽	蓋より溢水	蓋の損傷及び溢水



手術室壁パネル



病室壁



高架水槽

図 4.1- 54 長周期地震動加振後の室内状況 (免震構造)

#### 4.1.4.5 超高層建物および低層建物の室内被害（P5 実験）

##### (1) 試験体概要

平成 23 年東日本大震災では、構造被害は小さいものの非構造部材の損傷や家具什器の転倒などの室内被害に起因する建物機能損失が広範囲に発生し、地震時の建物機能維持の重要性が再認識された。そこで建物の地震時の建物機能維持（空調設備、消防設備）、地震時の人の安全確保（天井、壁、家具什器）に関する知見を入手するために、より実大規模に近い室内空間をもつ試験体による実験を行った<sup>23)</sup>。

実験のモデル化は都市社会の中核機能を担う超高層建物の機能維持を対象とし、超高層建物の揺れを再現するサブストラクチャ実験手法により試験体が作成された。さらに室内被害に関する包括的なデータの取得を目的として、試験体は低層建物の揺れも再現できる工夫がなされ、長周期成分と短周期成分がそれぞれ卓越する入力地震動に対して、振動実験が行われた。

試験体は、高層建物の揺れを再現する場合には、高さ 100~120m の 1 次固有周期で 3~4 秒の 30 層モデルの地震応答を、サブストラクチャ実験手法により模擬した。図 4.1-55 に試験体の概要を、図 4.1-56 に試験体立面図を示す。振動台上の積層ゴムを用いた下層用の応答増幅層を設け、鋼構造架構（実験室 1）を載せる。構造架構には 6 階相当の揺れが生じる。さらにその上に積層ゴムを 4 段重ねる中層高層用の応答増幅層を配す。そして、試験体上部には 27~28 階相当の揺れが生じる 2 層の鋼構造架構（実験室 2 および 3）を載せる。また応答増幅層の縮約層に非線形特性を擬似的に与えるために鋼製 U 型ダンパーと積層ゴムを直列につないだ塑性化装置を設けた。架構の断面は、設計用ベースシヤ係数 0.082 に対する許容応力度設計から算定した。設計用ベースシヤ係数 0.082 は、標準せん断力係数を 0.3 とし、建物の 1 次固有周期を 3.5 秒として反比例させて設定した。

低層建物の揺れを再現する場合には、応答増幅層に設けたせん断柱を鋼材プレートで連結する。これにより 1 次固有周期で約 0.5~0.6 秒を再現できる。図 3-2 に低層建物の試験体の概要を示す。架構の断面は設計用ベース下係数を 0.2 に対する許容応力度設計から算定した。超高層建物モデルとはせん断柱分の断面が増えるだけであり、断面は低層建物で決定される。部材リストなどは参考文献 23 を参照されたい。縮約層部分の詳細を図 4.1-57 に示す。

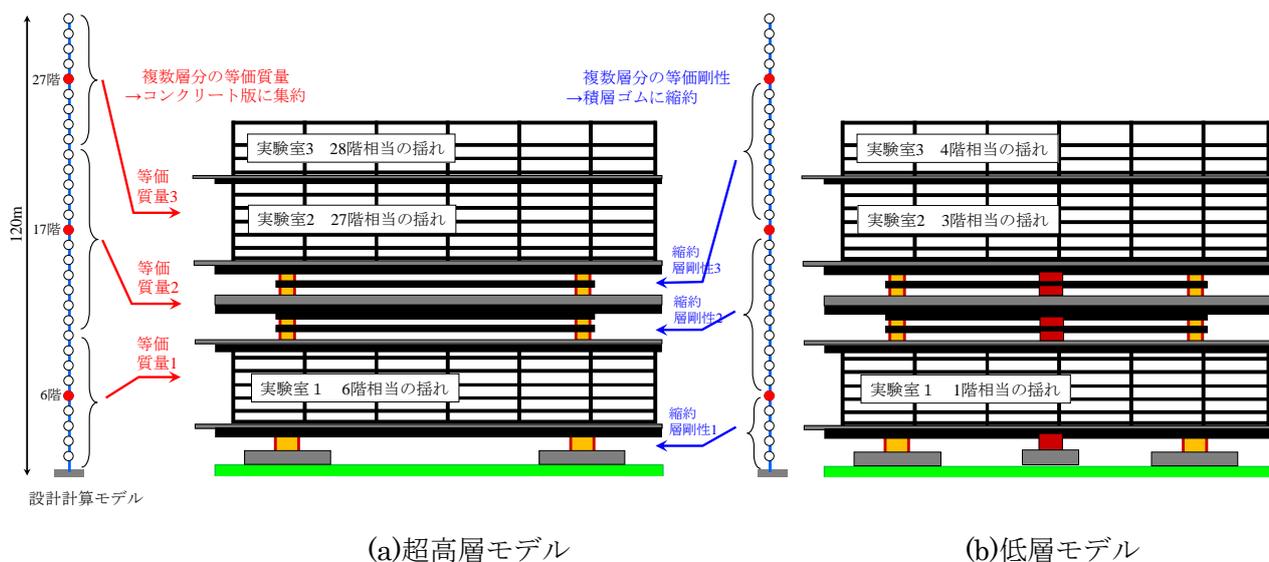
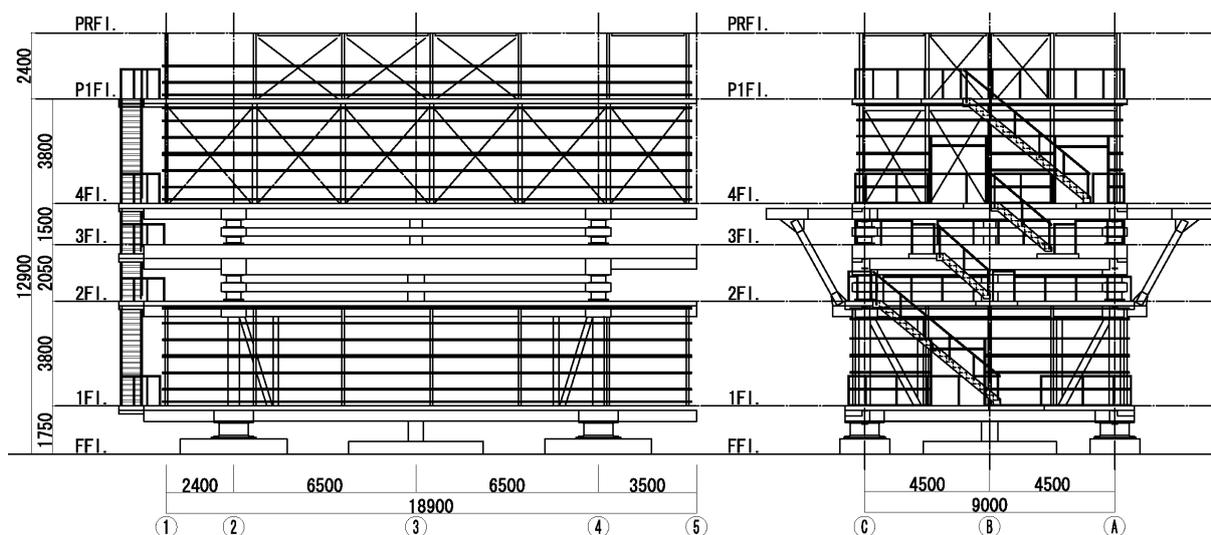


図 4.1-55 試験体のモデル化の概要

<sup>23)</sup> 吉澤睦博，長江拓也，福山國夫，梶原浩一，井上貴仁，北村春幸，齊藤大樹，福和伸夫（2012）：3.2 長周期地震動による被害軽減対策の研究開発，「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト ②都市施設の耐震性評価・機能確保に関する研究」平成 23 年度 成果報告書，67-168。



(a) 北側立面図

(b) 東側立面図

図 4.1- 56 試験体の立面図

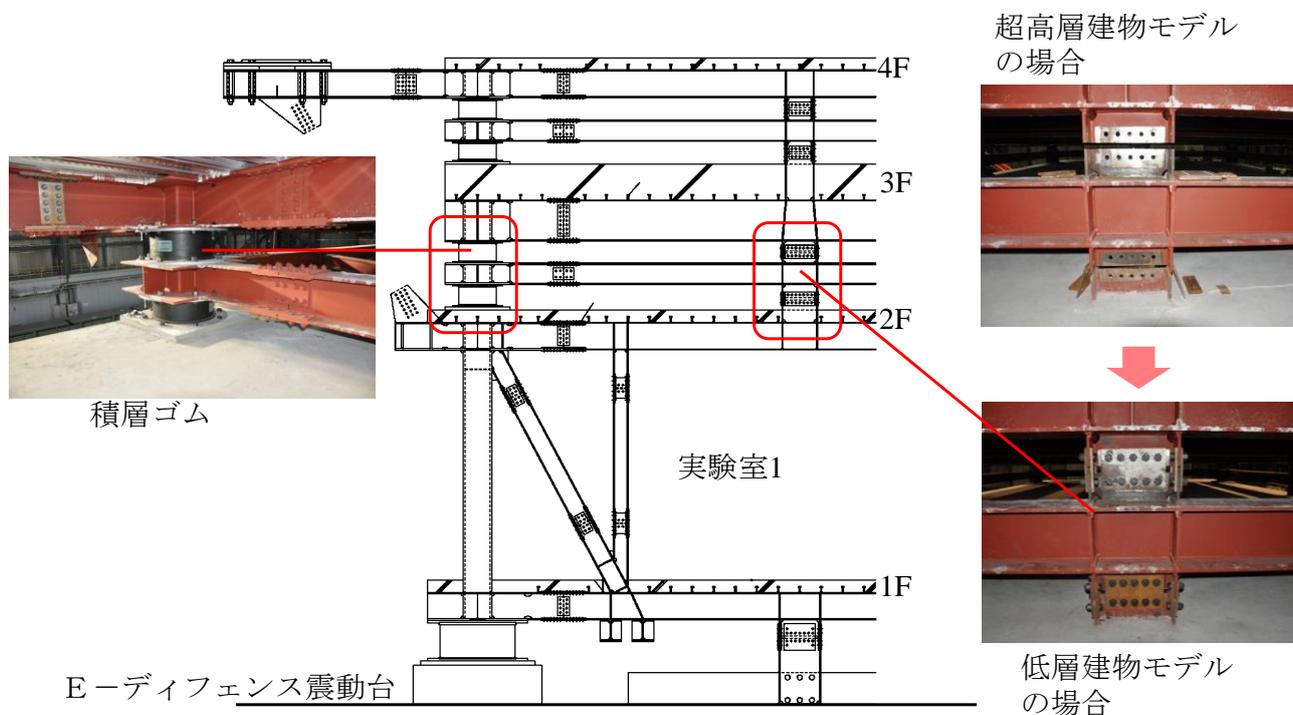


図 4.1- 57 縮約層部分（1F～4F）部分の詳細

試験体には平面積  $20\text{m} \times 10\text{m}$ 、階高  $3.8\text{m}$ 、天井高  $2.4\text{m}$  の広い室内空間を作成した。高層のオフィス建物ではシステム天井が多いため、試験体にはシステム天井を採用した。システム天井の地震時の被害は、壁・柱際での天井の破損や落下、間仕切り壁、天井カセット式空調機などの周辺での天井の破損や落下の発生が多いことが報告されている。そこで間仕切り壁や空調機などが天井の被害に及ぼす影響に着目して室内空間を設計した。図 4.1- 58 に実験室 2 の室内プランを、図 4.1- 59 に試験体の作成状況の写真を示す。

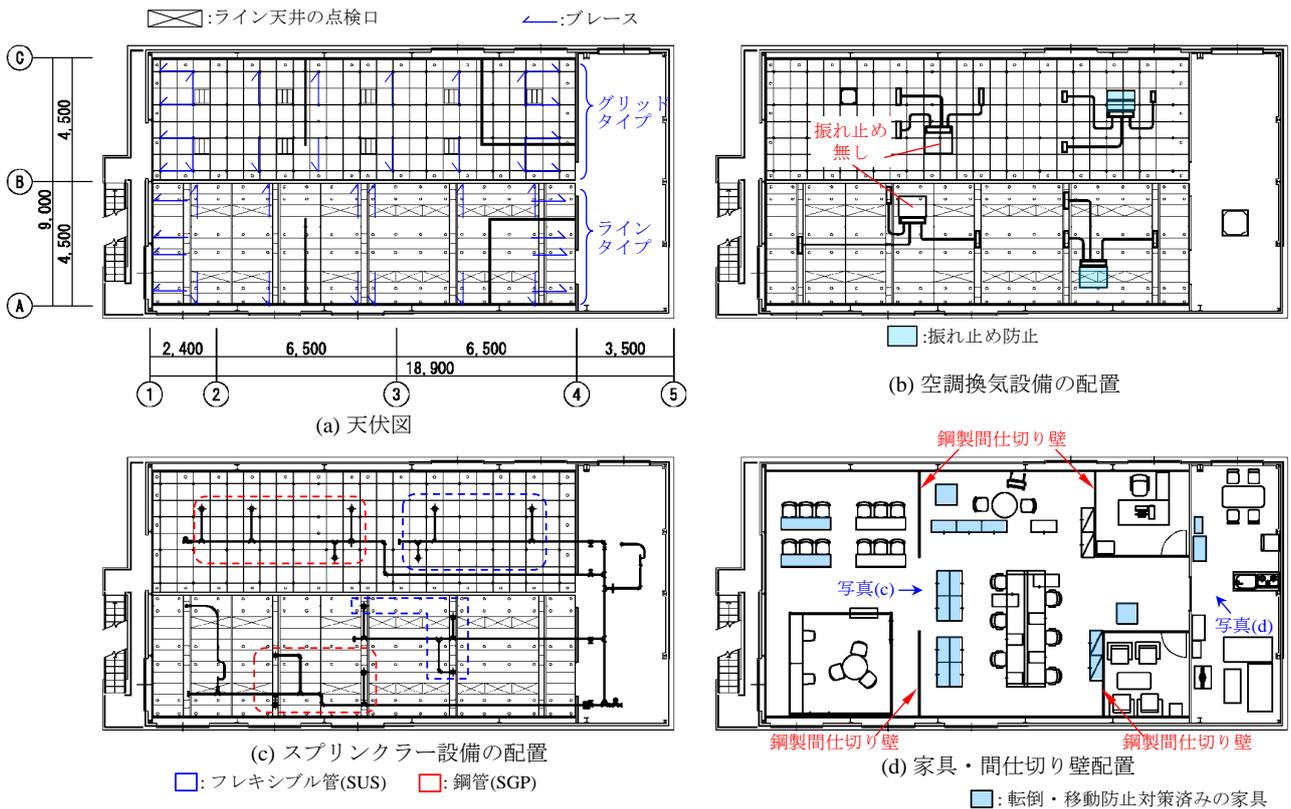


図 4.1- 58 実験室 2 の室内プラン

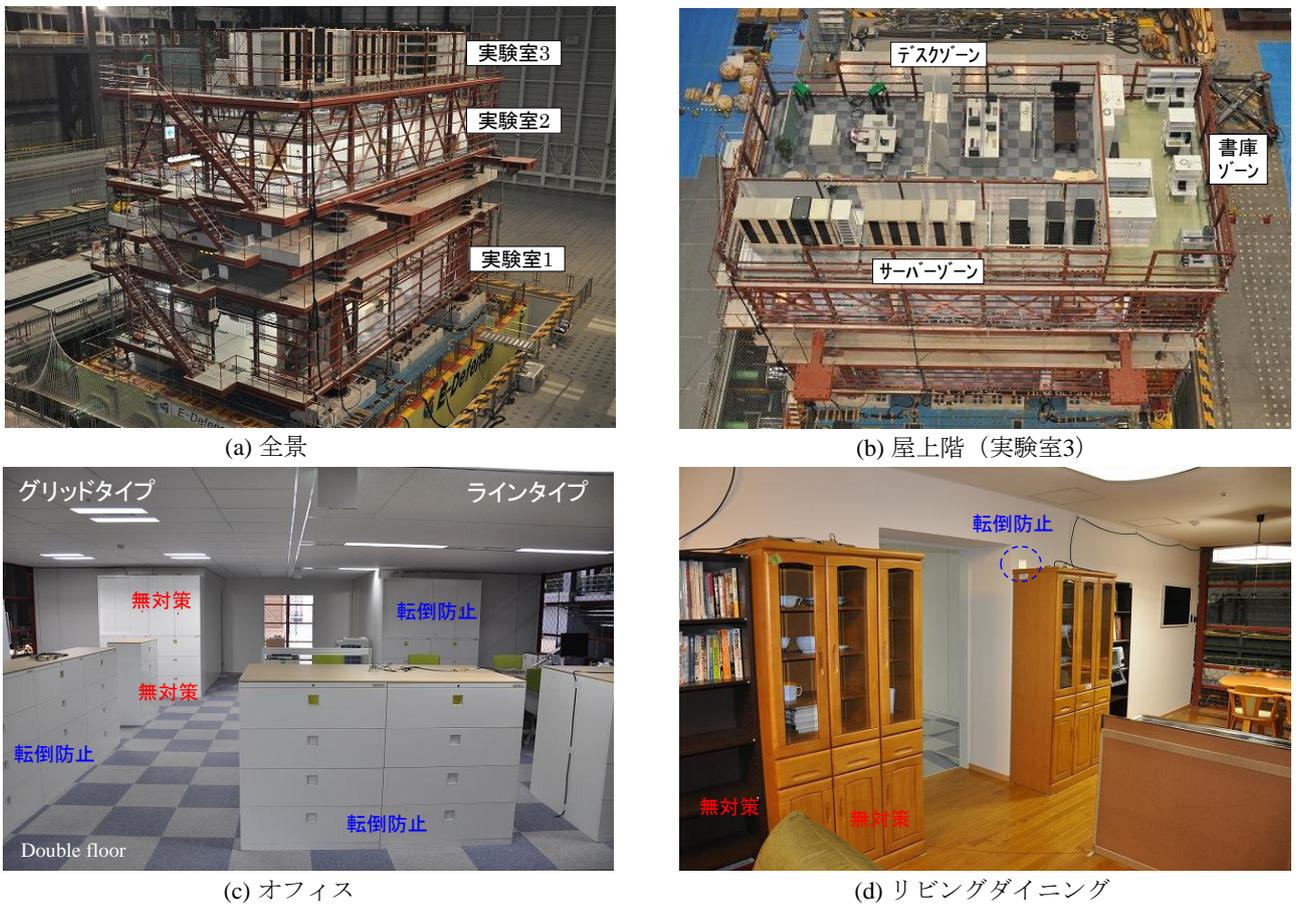


図 4.1- 59 試験体の作成状況

(2) 実験結果

表 4.1- 33 に実験ケースを示す。入力地震動は、首都圏での長周期地震動特性を考慮した入力地震動を用いるために、首都圏地震観測網 (MeSO-net) の西新宿観測点で観測された 2011 年東日本大震災に関する記録から設定した。東北地方太平洋沖地震の本震は、巨大津波を発生させた地震としては長周期成分が大きく励起しなかったと言われており、そこで実験では、本震記録に加えて本震の約 30 分後に茨城県沖で発生した M7.7 の最大余震の観測記録を入力地震動として用いた。余震記録は最大速度レベルが小さいため、想定東京湾北部地震で西新宿観測点付近で想定される最大速度レベルを参考に、増幅させて入力した。E-ディフェンス振動台での試験体 (約 650ton) の加振性能と合わせて検討し、余震は 330%に増幅して入力した (以降では西新宿余震 330%と記す)。また室内被害の包括的なデータを入手するために、短周期成分が卓越している地震動として JMA 神戸も採用した。

表 4.1- 33 実験ケース

モデル	加振日	地震名	最大加速度	最大速度
高層	2011年10月4日	JMA神戸25%	223	26
		西新宿本震50%	49	8
		西新宿本震100%	98	17
	2011年10月7日	西新宿余震150%	52	20
		西新宿余震75%	26	10
低層	2011年10月12日	西新宿余震330%	114	44
		JMA神戸25%	223	26
		JMA神戸50%	445	53
		JMA神戸75%	668	79

(cm/s<sup>2</sup>)      (cm/s)

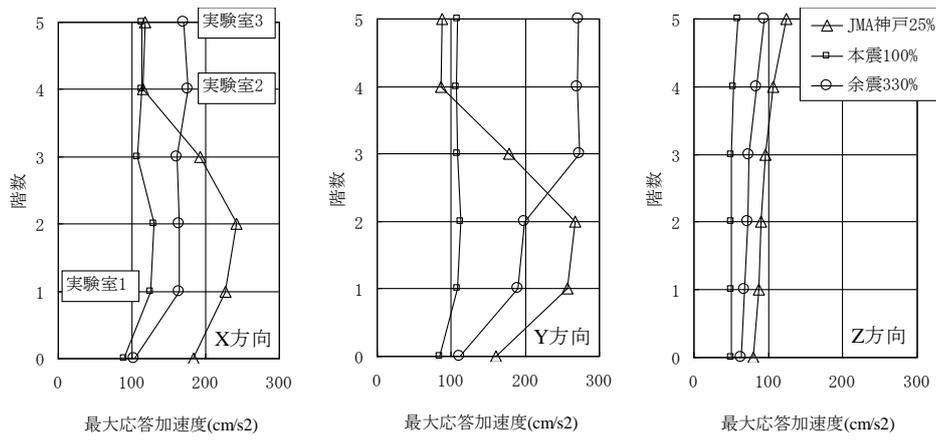
加振実験での再現された試験体の固有周期を表 4.1- 34 に、最大応答加速度分布を図 4.1- 60 に示す。超高層モデルは余震 330%入力時の Y 方向で 3.50 秒となり、設計で想定した固有周期をほぼ再現した。図 4.1- 60 の最大応答加速度分布、最大速度分布では、超高層モデルでは JMA 神戸 25%入力や西新宿本震 100%では上層階に加速度や速度が大きく増幅して伝達していないが、西新宿余震 330%入力では上層階に向けて大きく増幅しており、超高層建物の揺れの特徴を再現している。一方、低層建物の場合には余震 330%では上層階に向けての増幅は無く、JMA 神戸 75%入力時には上層階で大きく増幅した。

図 4.1- 61 に超高層モデルの西新宿余震 330%入力時の室内状況と、低層モデルの JMA 神戸 75%入力時の室内状況の違いを比較して示す。実験室 2 を比較すると高層モデルではキャスター付家具が動き回ったが、バンド固定などの対策で十分に移動を防止していることが確認された。一方、低層モデルでは激しい揺れによる家具の転倒やシステム天井の天井ボードの落下が確認された。住宅部分を見ると、高層モデルでは書棚や食器棚に施した接着シート系の転倒防止対策が有効に働いていることが解る。一方、低層モデルでは転倒防止対策ごと壁から剥がれており、転倒防止効果が低下した。建物の応答特性に応じた適切な対策が、建物の機能維持のためには必要である。

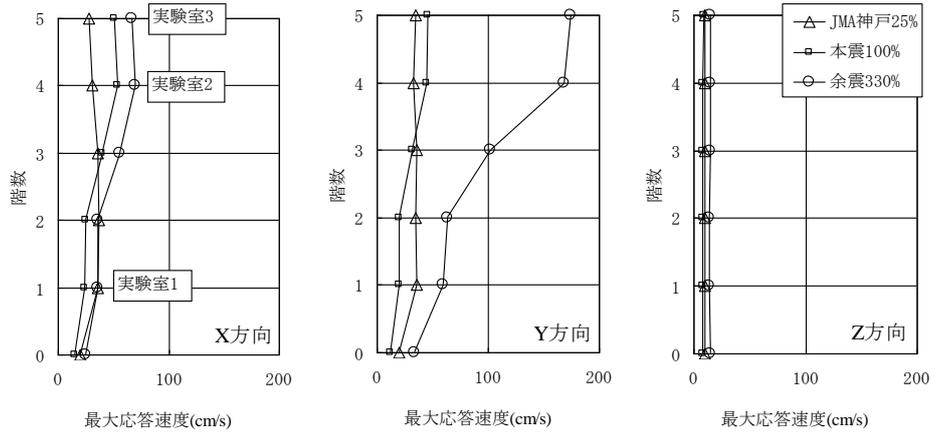
表 4.1- 34 実験で再現された固有周期

		長辺方向 (Y方向)			短辺方向 (X方向)					長辺方向 (Y方向)			短辺方向 (X方向)		
		設計時	本震100%	余震330%	設計時	本震100%	余震330%			設計時	神戸25%	神戸75%	設計時	神戸25%	神戸75%
超高層 モデル	1次	3.50	3.13	3.57	3.47	3.13	3.13	低層 モデル	1次	0.65	0.62	0.83	0.52	0.52	0.74
	2次	1.40	1.20	1.28	1.40	1.22	1.23		2次	0.21	0.17		0.28	0.19	
	3次	0.88	0.78	0.77	0.88	0.77	0.78		3次	0.11			0.13		

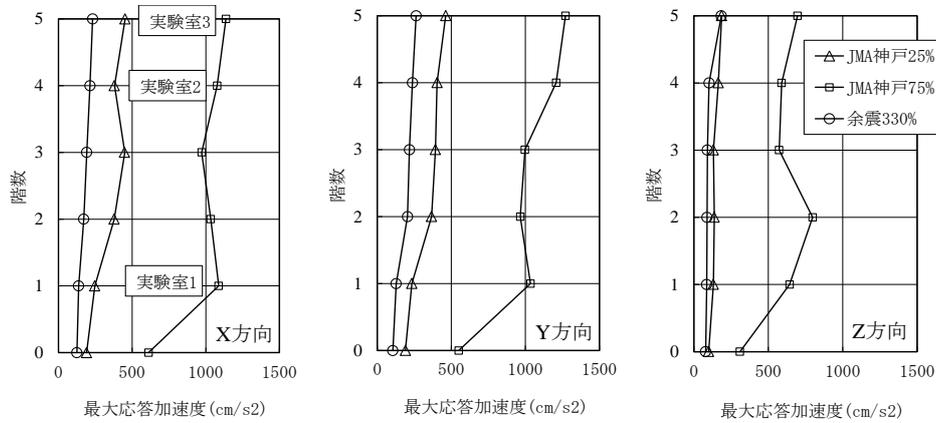
単位：秒



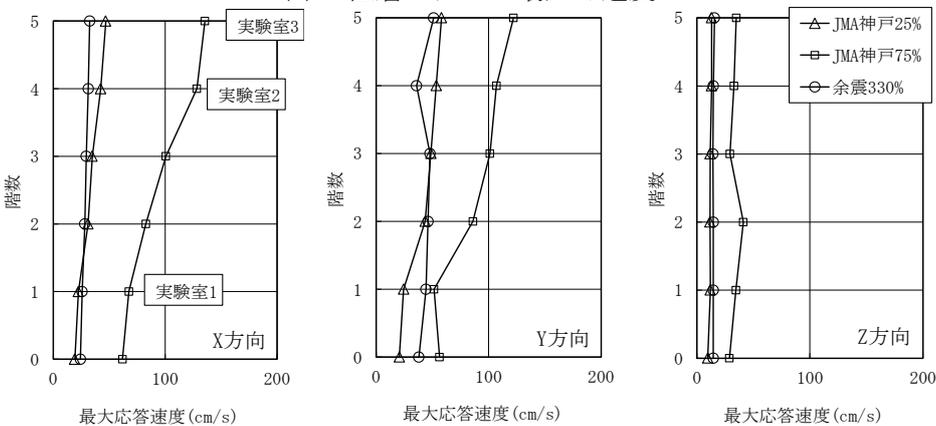
(a) 超高層モデル 最大加速度



(b) 超高層モデル 最大速度



(c) 低層モデル 最大加速度



(d) 低層モデル 最大速度

図 4.1- 60 最大応答加速度分布



(a) 実験室2 オフィス部



(b) 実験室2 住宅部



(c) 実験室3 オフィス部



(d) 実験室3 真上から

(1) 超高層モデル 西新宿余震330%入力

(2) 低層モデル JMA神戸75%入力

図 4.1- 61 高層モデルと低層モデルの室内被害状況の差

## 4.2 想定首都直下地震による建築物挙動検討結果と実大規模震動実験との比較考察

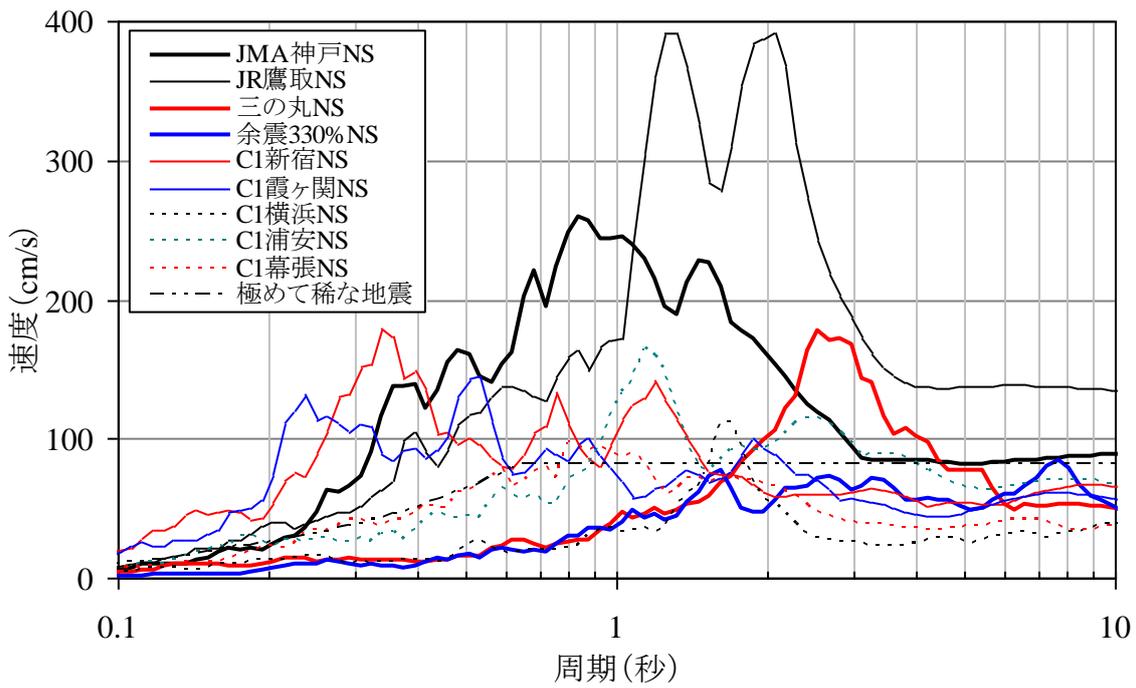
図 4.2-1 に想定首都直下地震の CASE1 の地表面における応答加速度と、実験で用いた震動台の入力加速度の速度応答スペクトルを示す。CASE1 では 1 秒までの短周期が卓越している傾向があるが、実験では対象となる試験体の振動特性を考慮して、地震動の周期特性や継続時間が採用されている。また構造設計の面からは、建築物挙動検討結果は基本的に新耐震の建物を想定しているが、実験の方は旧耐震・新耐震が、実験目的に応じて採用されている。そのため想定首都直下地震に対する建築物挙動検討結果と実大規模震動実験の実験結果とを一对一に比較することはできない。

しかし、建物の室内被害は、建築物挙動検討結果から大破・倒壊を免れると予想された場合でも、床応答加速度や階の層間変形が実験と同等レベルで構造に発生すれば、実験と同じように室内被害が発生すると考えられる。また人の安全確保さらには建物機能の復旧にも重要である。そこで図 4.2-2 に実験結果と解析結果による最大応答加速度と家具の転倒限界加速度の関係を、図 4.2-3 に最大層間変形と間仕切り壁の損傷の状況を、それぞれ検討結果で発生した応答加速度、層間変形のレベルと併せて示した。

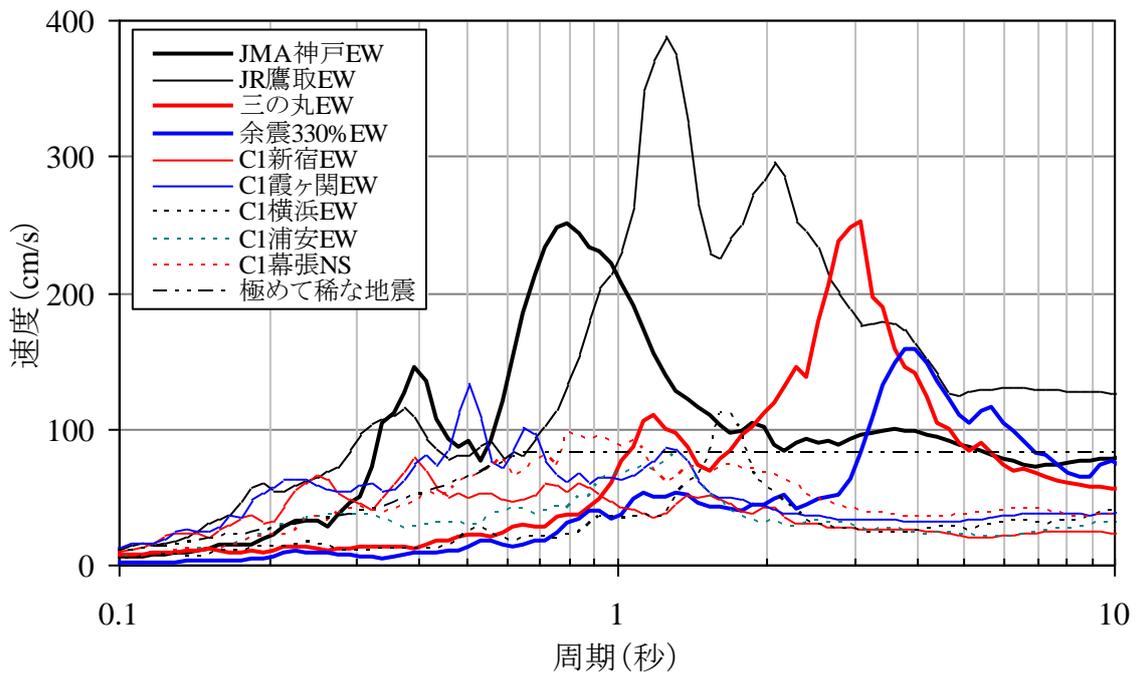
図 4.2-2 の横軸は床応答の卓越振動数であり、最大応答加速度を最大速度で割った値が卓越する角振動数 $\omega$ になるとして求めるが、今回は各建物の一次固有周期で設定した。中低層建物では最大応答加速度が 500(cm/s<sup>2</sup>)を超える結果が多く、これらの建物では躯体の構造被害が免れた場合であっても、激甚な室内被害が発生していると予測される。高層建物の場合には床応答加速度が中低層建物よりも小さいため、縦横比の大きい背の高い書棚や食器棚などの転倒可能性が高いと予測される。ただし、Eーディフェンス実験の入力で用いたような長時間継続する長周期地震動を受ける場合には、低層建物よりも大きな室内被害になる可能性がある。特に床との摩擦係数が小さいキャスター付きの椅子やコピー機は大きく移動することが実験より明らかになっている。ただしこれらの家具は移動防止対策を行うだけでもその移動量を軽減できることも明らかになっている。

図 4.2-3 は鉄骨造建物の層間変形と間仕切り壁の損傷状況である。実験では層間変形が 0.005 レベルから開口部からのボードの亀裂や、ボードの浮きが見られた。層間変形が 0.01 を超えたレベルでは扉の開閉も不能になった。ただしこれらの損傷は間仕切り壁の設計で改善できる可能性が高い。

最後に構造被害の事例として、新耐震設計法による RC 造の例を図 4.2-4、図 4.2-5 に、旧耐震の場合を図 4.2-6 に示した。実際の建物と試験体とは制約条件が異なるものの、それぞれの時代の設計基準に準拠して設計し、損傷させた実験である。大地震後の建物の使用性や修復性を考えた設計のための一助にされたい。今回の建築物挙動検討結果は新耐震のものをベースに実施されているが、実際の首都圏の建築物には旧耐震の建築物も数多くある。図 4.2-6 は旧耐震の RC 造建物の最大層間変形角と耐震壁、短柱の損傷状況を示しているが、試験体の設計時には曲げ降伏先行の全体降伏機構を予想したが、実験ではせん断による 1 層目の層降伏となった。設計せん断力の算定方法の改良の余地があったと考えられており、旧耐震の実験であっても重要な知見を含んでいると考えられる。



(1) NS 成分



(2) EW 成分

図 4.2-1 CASE1 と E-ディフェンス実験の入力地震動の速度応答スペクトルの比較 (h=0.05)

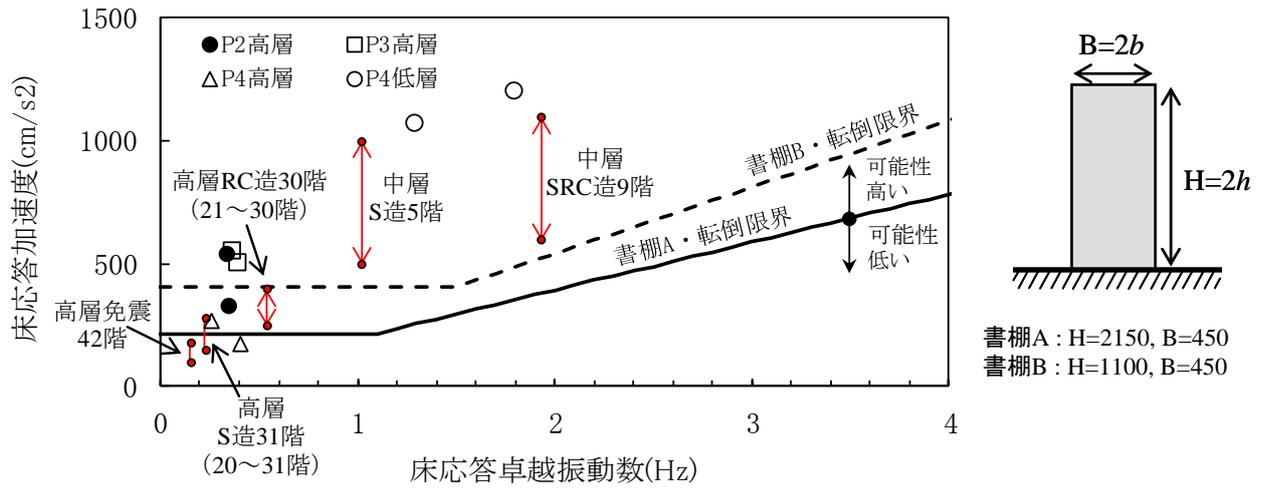


図 4.2- 2 実験結果と解析結果による最大応答加速度と家具の転倒限界加速度<sup>24</sup>

<sup>24</sup> 金子美香, 林康裕 (2000) : 剛体の転倒率曲線の提案, 日本建築学会構造系論文集, No.536, 55-62.



①仕上げボードの脱落  
②ドアフレームの変形

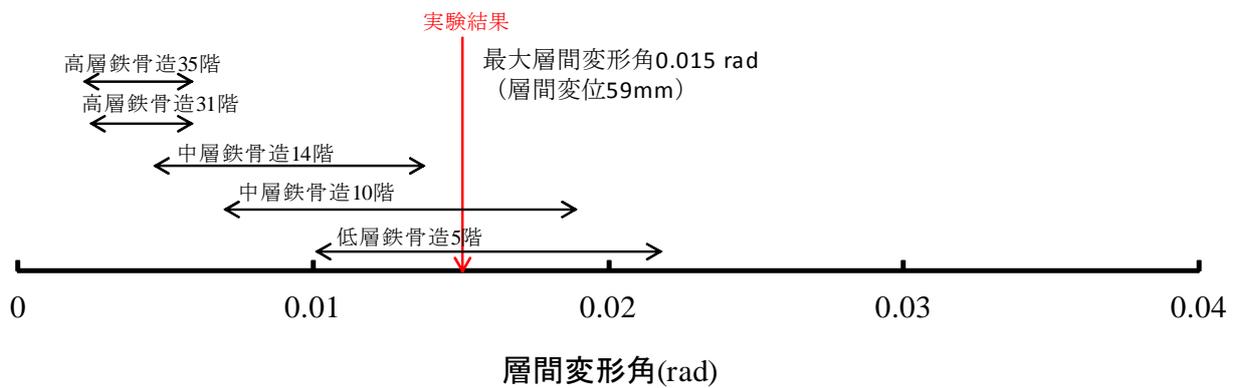


図 4.2-3 最大層間変形と間仕切り壁の損傷の状況

F3 RC造試験体Y方向

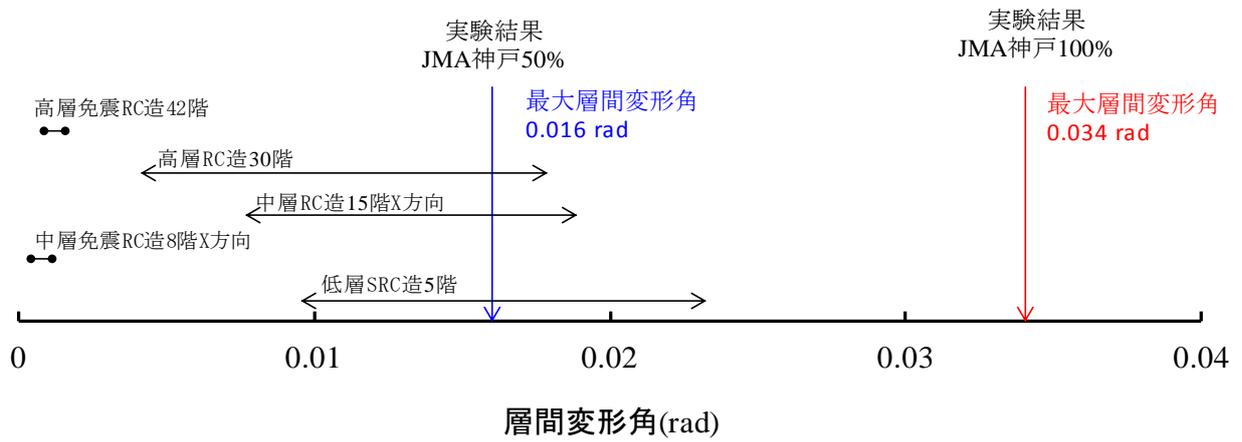
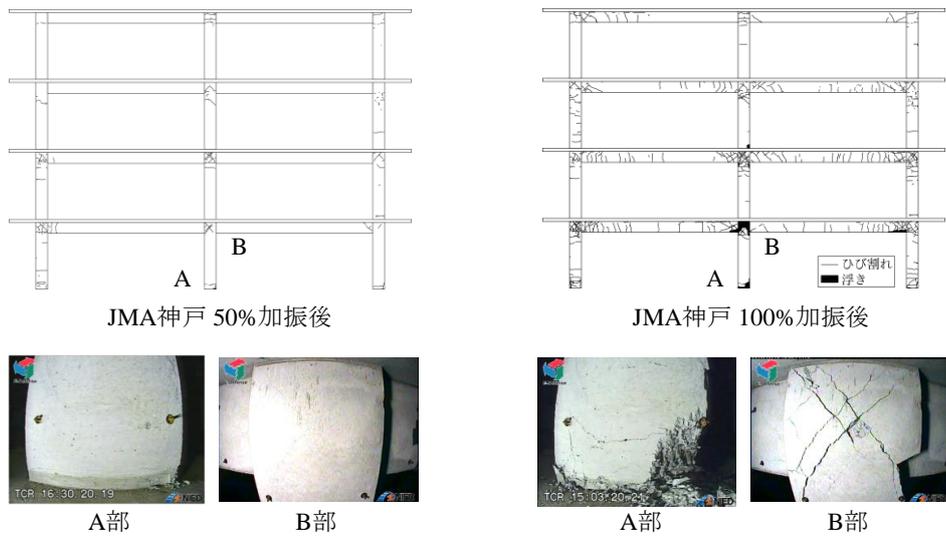
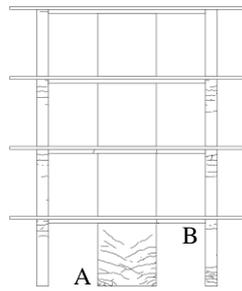
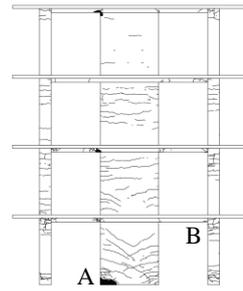


図 4.2-4 最大層間変形角と柱脚部・柱梁接合部の状況（新耐震 RC・ラーメン）

F3 RC造試験体X方向



JMA神戸 50%加振後



JMA神戸 100%加振後



A部

B部



A部

B部

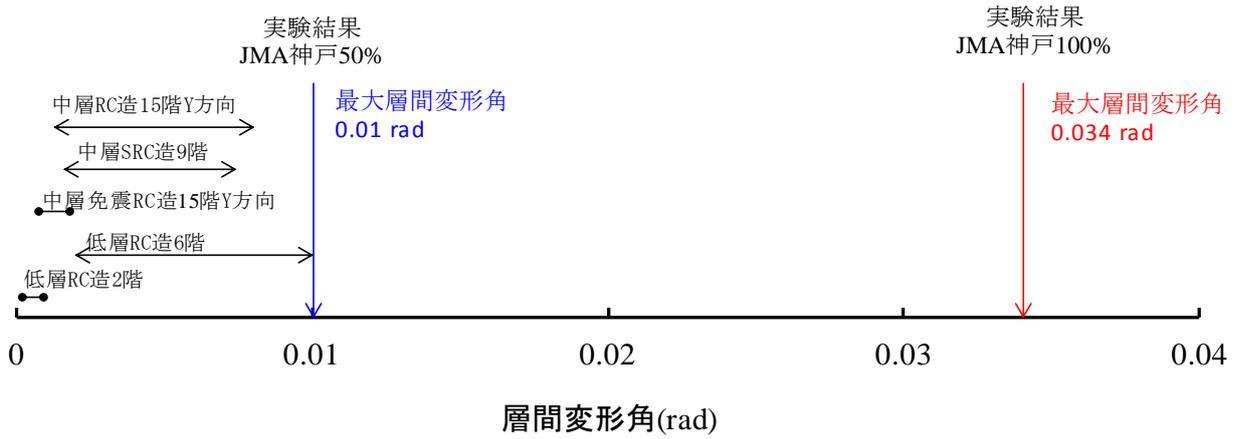
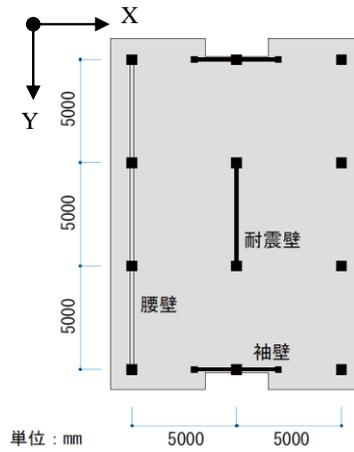


図 4.2-5 最大層間変形角と柱脚部・柱梁接合部の状況（新耐震 RC・耐震壁付きラーメン）

F1 RC造試験体



1層の腰壁付き短柱



平面図



1層耐震壁

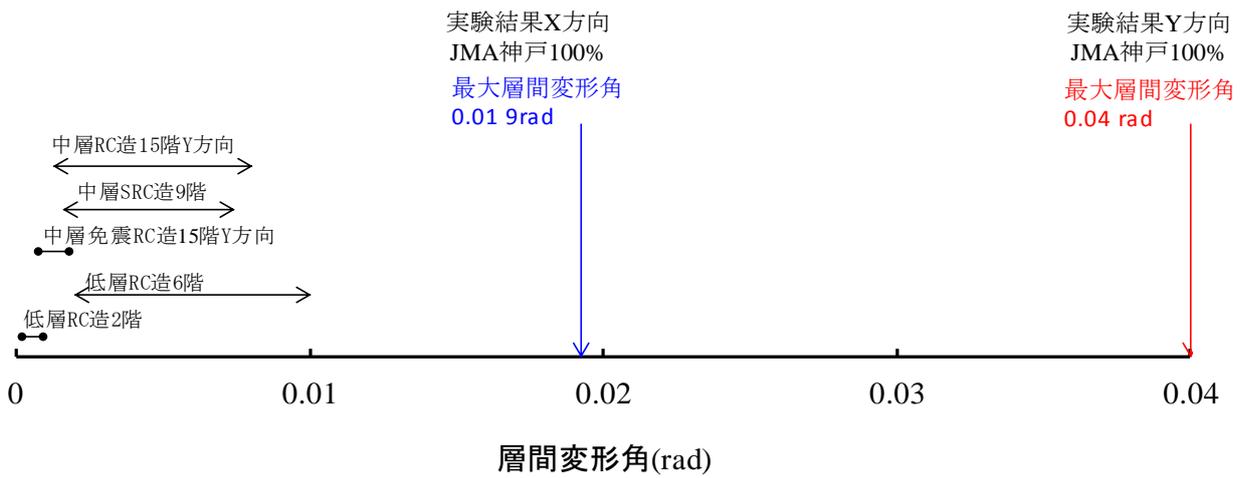


図 4.2-6 最大層間変形角と耐震壁、短柱の損傷状況 (旧耐震 RC 造)

### 4.3 建築物等条件に応じた地震対策の提言（留意点）

防災機関から各種の想定地震が提示され被害想定が行われている。今回の研究会はその最先端であるが、想定地震に対して大破・倒壊が予測される建物については、耐震補強などの構造体の補強を進めることが、まず必要である。Eーディフェンス実験では、旧耐震 RC 造のブレース補強による耐震性能向上や、長周期地震動による長時間の揺れに対する超高層建物の揺れを低減する制振ダンパー補強効果などの実験を進めてきた。本報告ではそれらの実験をまとめた論文等を引用しているが、防災科研では引き続き設計技術者が利用できる技術資料としての情報発信を進めていく予定である。

今回の首都直下地震に対する建築物の検討により大破・倒壊が免れた場合であっても、室内被害を想定した地震対策は重要である。固有周期の短い中低層建物では、応答加速度が  $500(\text{cm/s}^2)$  を上回る結果も多く、家具などの転倒防止対策などは人の安全確保のためには必要条件であると言える。これまでの Eーディフェンス実験では、床応答加速度が  $1.0G$  ( $980\text{cm/s}^2$ ) レベルになると家具の転倒防止対策を施した場合でも、家具の傾きや内容物の飛び出し等の被害が発生した。地震外力はどこまで大きくなり、建物がどこまで大きく揺れるかを断言することは、現時点では難しい。家具の転倒防止をしたことに過信せずに、身の回りに潜在する地震リスクを想像し、リスクを避ける行動をとることが建物利用者にも求められる。

今回の検討事例では免震建物であれば、室内被害も大幅に低減されることが予想された。しかし、入力地震動は特定できるものではない。例えば東海ー東南海ー南海地震により長周期成分が卓越して伝播して伝わってくる可能性が高い地震の場合には、ゆっくりと揺れる免震建物や高層建物では、その室内被害は低層建物を上回る場合があることを報告した。中低層建物に比べて耐震性が高いとされる高層建物や免震建物でも、万全ではない。しかしゆっくりと揺れる場合には建物内での応答加速度が比較的小さいため、書棚であれば L 字金物の簡単な転倒防止や、キャスター付きの家具であればキャスターのロックだけでも、被害軽減効果が実験で確認されている。またコピー機の移動も摩擦係数の大きいタイルカーペットでは、ビニルタイル等に比べて移動量が軽減することも解ってきている。万全な対策ではないものの、建物の使用性を考慮しながら、地震時の機能維持を高めていくことも必要である。

今回の検討は理学の最新の地盤情報・地震情報を用いて、大臣認定の超高層建物や免震建物の設計計算で行われる工学の設計用計算モデルを用いて、建物の地震時の機能維持を検討した最先端の取り組みである。建物の地震時の機能維持が、ゆくゆくは都市社会の大地震からの復興の第一歩であるという立場から考えれば、建物の応答解析で構造性能を検証するだけでなく、床応答加速度や層間変形から予測される室内被害を建物利用者に示唆することも、これからの防災・減災の技術者には求められるであろう。

## 5. まとめ

首都を含む南関東はこれまでに繰り返し大きな地震災害にみまわれてきた。日本では震災を教訓として様々な対策が講じられ、その中でも建物の耐震化は、地震災害を軽減化するために基本的に重要であるので、震災の後に新しい建築基準が整備されてきた。社会が地震災害に立ち向かうために、どのような地震が発生して、どのような揺れにみまわれるかを予め把握することが効果的である。「首都直下地震防災・減災特別プロジェクト（先行プロジェクト）」では、首都圏で発生する地震の姿を明らかにする研究を進め、その一環として、首都圏で想定される地震によって発生する地震動の予測を行った。2005年に国の中央防災会議が行った首都直下地震の被害想定のうち、首都機能に最も影響を及ぼす東京湾北部の下で発生するとされる想定では、最悪の条件で、死者 11,000 人、経済損失 112 兆円とされた。この想定では、当時の地震学的知見を元に地震像を描いたが、プレートの構造については、近年の新しい研究成果による更新が必要である。先行プロジェクトの研究の成果によると、想定された震源断層が位置するフィリピン海プレートの上面の深さが、これまでの研究結果より浅いことから、地表での揺れも従来の想定より大きくなる。この成果をとり入れて、様々な建物の揺れについて考察した結果が本資料にまとめられた。

この過程では、地震学の研究者が震源断層モデルを構築して地震動を計算し、工学の研究者や建築物の設計者がそれによる建物の応答を計算するという共同作業を行った。理学的な研究の成果が、直接地震防災に役立てられることは少なく、工学的な研究によって初めて社会に役に立つ研究となる。その後の活動でも、理学的な研究成果に含まれる任意性や誤差が最終的な建物の揺れの評価にどのように影響するか、そもそも想定した地震の起きる可能性がどのくらいあるのかという議論から出発して、これまではあまり交流のなかった研究者・技術者の共同作業が行われ、その議論は大変有意義であった。特に、理学的な計算で仮定しなければならない断層のいろいろなパラメータの決め方については、工学系の研究者にはあまりなじみのないことであった。また、複数の断層モデルの仮定によって地震動の大きさにもばらつきがでるなど、設計に用いる地震動の任意性についても理解が深まったと感じられた。

先行プロジェクトによって、東京湾北部地震が起きる可能性についての新しい知見が得られたわけではなく、もしこの地震が発生したらと仮定して研究を進めたことも、明記しておく必要がある。つまり、想定した東京湾北部地震の発生確率が 30 年以内に 70% となったわけではない。しかし、こうした新しい研究成果に基づいて、首都圏の建物の揺れに対する応答解析を進めたことは、現実的な防災・減災対策を講じる上で重要な第一歩である。2011 年東北地方太平洋沖地震では、本震や余震によって首都圏でも大きな揺れを感じ、その大きな揺れがこれまでになく長い時間続いた。こうした揺れに対して、既存建物がどのように応答するかを知ることは、今後の建築設計に有益なデータとなろう。

本資料をまとめるにあたって大変なご尽力をいただいた関係各位に感謝するとともに、この研究の成果を有効に活用していただけるように、切に希望するものである。

平成 25 年 5 月 28 日

平田 直