



京都大学防災研究所
Disaster Prevention Research Institute
Kyoto University

一般共同研究

2023GC-08

高耐震木造住宅の開発と確率論的性能 評価手法の適用

Development of high seismic
performance wood dwellings and
application of probabilistic
performance evaluation approach

令和 7 年 3 月

March, 2025

研究代表者 長江 拓也

Coordinator Takuya Nagae

高耐震木造住宅の開発と確率論的性能評価手法の適用

1. はじめに

耐震等級 3 の高耐震木造住宅については、震度 7 の地震時に基礎―地盤間に滑りが生じ、上部構造の応答（損傷）低減されることが E-ディフェンスで行われた実大震動台実験（2019 年）により確認されている¹⁻¹⁾。震度 6 強を超える極大地震に対して、上部損傷が進行する前に基礎に滑りが生じれば、上部損傷は大幅に小さくなる。この現象を設計に取り込むことが期待されるが、合理的な性能評価に必要な数値解析の根拠となるデータが不足しており、現状は無視される。

一方、米国では、崩壊現象までを含む性能評価手法¹⁻²⁾が確立され、公的な指針類にも取り入れられている。この考え方では、地震ハザードを起点に、建物応答解析、損傷評価、損失コスト評価の 4 つの段階に分け、各過程で考えられる不確定性を、確率を用いて評価する。本研究では、このうち、地震応答解析と損傷評価に資するデータを収集する。まず、基礎滑動の実態を明らかにするため、令和 6 年能登半島地震における被害調査を実施し、特に木造住宅の基礎―地盤間における基礎滑動に焦点を当てた現地調査・分析を行った。次に、基礎滑り現象に伴う滑り出し強度とメカニズムを検証するため、大型の切り出し基礎に対して静的水平載荷試験を実施した。

2. 能登半島地震の被害調査・分析

基礎滑動の発生とそれによる上部構造の応答（損傷）低減については、過去の地震被害調査においても指摘されてきており、特定の建物を対象にその発生性状を詳細に検討した研究事例もある^{例えば 2-1)}。しかし、地震発生後に広範に建物を調査し、地震動入力と被害程度の関係に基づき基礎滑動の影響を定量的に検討した事例は見当たらない。基礎滑動を活用した設計体系の構築を目指す上で、実験的・解析的検討に加え、実際の地震発生時における性状を定量的に把握することで、実装に向けた裏付けや課題の抽出がさらに深まる。近年、上部構造の高耐震化が進んだことにより、基礎滑動の発生まで上部構造が耐える建物が増えたため、基礎滑動の痕跡を確認しやすくなっている。こうした中、基礎滑動の発生実態と、それによる上部構造の応答（損傷）低減について定量的に把握することを目的に、2024 年 1 月 1 日に発生した能登半島地震による被害調査を行った。

2.1 調査概要

(1) 調査方針・調査項目

調査・分析は、以下の 2 つに重点をおいて実施した。

- ① 基礎滑動の発生実態、すなわち、どのような建物において基礎滑動が生じたか把握すること

② 基礎滑動の発生が上部構造の応答（損傷）を低減させたことを定量的に示すこと

そのため、①に関しては、建物立地と建物形式を幅広く調査する方針とし、②に関しては、基礎滑動の発生有無と、地震動入力と建物耐力の大小関係と建物被害程度を分析するために、以下の(a)から(d)の項目を調査する方針とした。なお、下記(a)の一部の情報は現地調査のみでは把握できなかったため、インターネット上の情報なども踏まえて総合的に判断した。

(a) 建物諸元

建物の基本的な諸元として、所在地、構造種別、層数、基礎形式、建設年を調査した。

(b) 建物上部構造の被害程度

上部構造の被害程度を、外観調査のみに基づき把握し、以下の3段階に分類した。

被害程度 A：被害が見られないもの

被害程度 B：被害程度 A および C 以外（外装材等にひび割れや剥落が見られるが顕著な構造被害が見られないもの）

被害程度 C：被災度区分判定基準における大破もしくは倒壊と判断されるもの

(c) 周辺地盤状況

軟弱な地盤では、地盤が非線形化することで建物への地震動入力が高減する可能性があるため、そのような事例は検討対象から除外するべく、液状化や顕著な地盤変状の発生状況を確認した。

(d) 基礎滑動の発生性状

基礎滑動については、建物周囲四辺の地盤および基礎を確認し、図 2-1 に例示するように、相対する二辺において、一方で建物－地盤間に離隔が、もう一方で建物が地盤を押した様子が見られた場合に発生したと判断した。地震発生時に建物が基礎滑動によって往復する場合は両辺に離隔が生じると考えられるが、その離隔と、いわゆる揺すり込み沈下による離隔との区別をすることが困難であったため、上記の方針とした。また、滑動した方位と滑動残留変位についても、建物－地盤間の離隔量や立配管のずれ量などに基づき記録した。

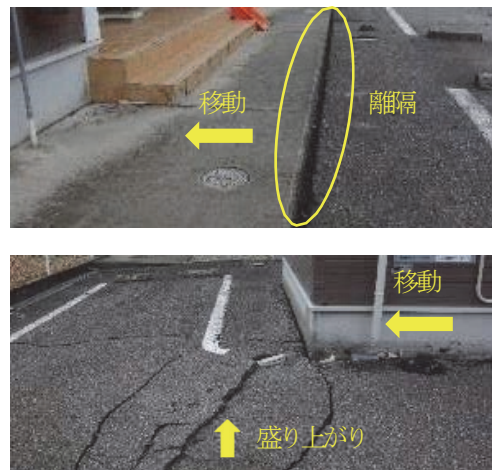


図 2-1 基礎滑動の判断根拠

(2) 調査日、調査体制、調査地域

調査は、1月20日～1月22日、2月3日～2月4日、3月23日～3月24日の計3回実施した。表 2-1 に調査参加者を示す。

調査地：2024年1月20日：輪島市の調査

2024年1月21日：珠洲市・穴水町の調査

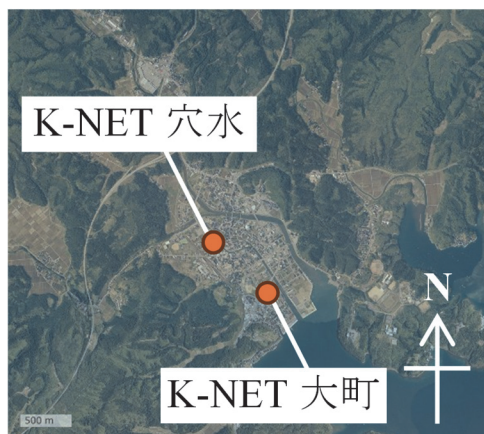
2024 年 1 月 22 日：七尾市（能登島）の調査
 2024 年 2 月 3 日：輪島市町野町・珠洲市の調査
 2024 年 2 月 4 日：穴水町・三井町の調査
 2024 年 3 月 23 日：穴水町の調査
 2024 年 3 月 24 日：輪島市の調査

表 2-1 調査参加者

氏名	所属（調査実施時）	1/20	1/21	1/22	2/3	2/4	3/23	3/24
長江 拓也	名古屋大学 減災連携研究センター	○	○	○	○	○	○	○
倉田 真宏	京都大学 防災研究所	○	○	○				○
浅井 竜也	東京大学 生産技術研究所	○	○	○	○	○	○	○
高田 典英	大同建設株式会社	○	○	○				
高谷 和樹	名古屋大学大学院環境学研究科（博士後期課程）	○			○	○	○	○
太田 和杜	名古屋大学大学院環境学研究科（博士前期課程）	○	○	○			○	○
鈴木 里佳子	名古屋大学大学院環境学研究科（博士前期課程）							○

(3) 調査対象地域

調査対象地域は、図 2-2に示す穴水町、珠洲市、輪島市の中心地である。同図には防災科学技術研究所の全国強震観測網K-NETの観測点の位置も併せて示している。次節の検討では入力地震動を用いるため、そのデータが入手可能な地域として K-NET 観測点である穴水町の穴水 (ISK005) および大町 (ISK015), 輪島市の輪島 (ISK003), 珠洲市の正院 (ISK002) の近傍、もしくはそれらからやや離れていても近傍のボーリングデータが入手可能な地域を対象とし、これら対象地域において(1)に先述した項目が確認可能な建物を調査した。



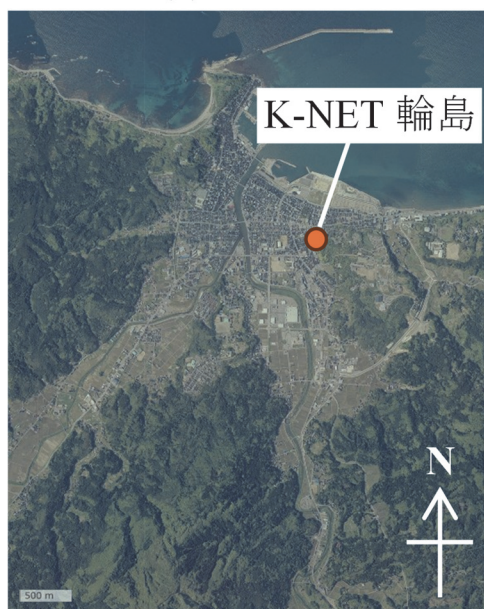
国土地理院 地理院地図 (電子国土Web)

(a) 穴水町



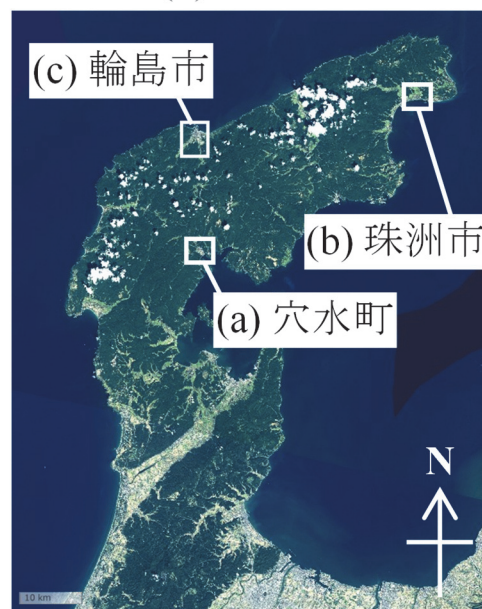
国土地理院 地理院地図 (電子国土Web)

(b) 珠洲市



国土地理院 地理院地図 (電子国土Web)

(c) 輪島市



国土地理院 地理院地図 (電子国土Web)

(d) 能登半島

図 2-2 調査対象地域と K-NET 観測点

図2-2で示した観測点における地震動の加速度応答スペクトル（減衰定数5%）を図2-3に示す。
K-NET大町, K-NET輪島は第1種地盤に相当する堅い地盤に設置されており, K-NET穴水, K-NET
正院に比べ, 短周期成分が卓越している。

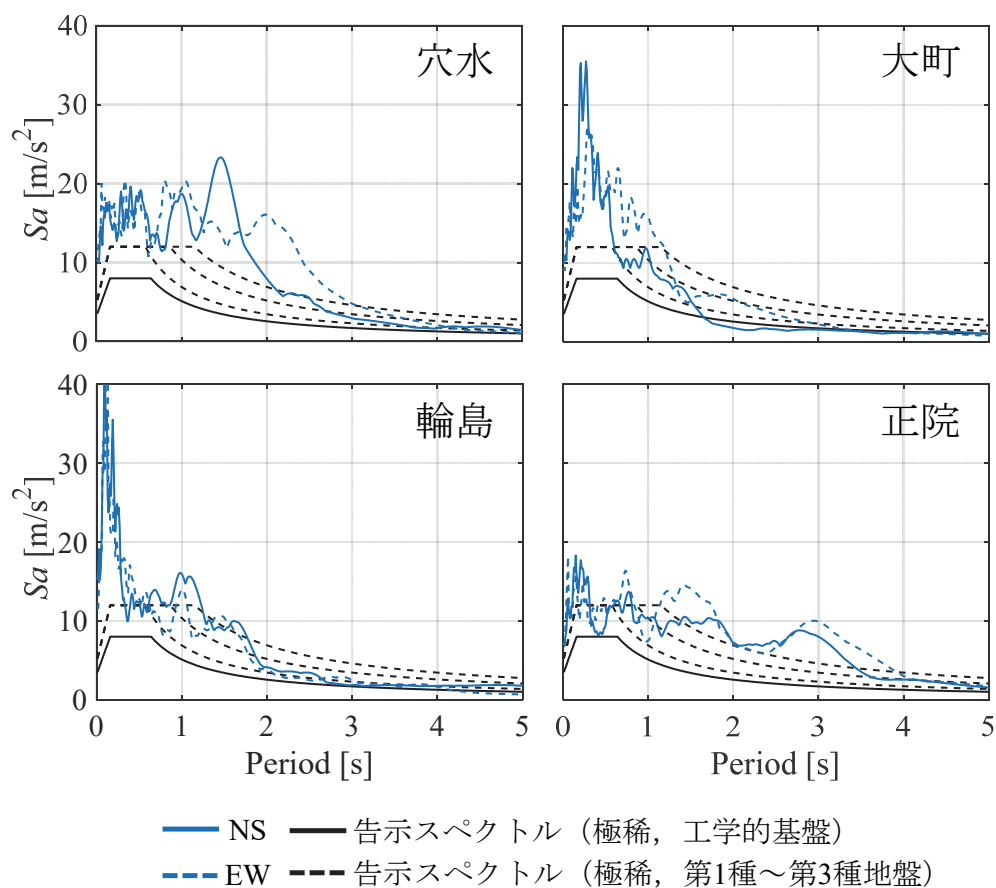


図 2-3 K-NET 観測点の地震動応答スペクトル

2.2 基礎滑動状況と建物被害程度

以上に基づき調査を行った建物のうち、基礎滑動発生有無が明瞭には確認できなかった建物、および、次節の検討に必要なデータを取得できなかった建物は検討対象から除外した。また、周囲で液状化や、顕著な地盤変状が確認された建物、地盤情報緊急公開サイトNGiCで公開されているボーリングデータに基づき第三種地盤と判断される地点の近傍の建物は、地盤の非線形性による地震動入力損失が生じた可能性が考えられるため、同様に除外した。

以上より、次節において検討対象とする木造建物は、水町28棟、珠洲市 16棟、輪島市27棟の計 71 棟である。表 2-2に基礎滑動痕跡の有無別に被害程度の内訳を示すと、基礎滑動が確認された建物の被害程度は比較的小さく、そのほとんどが現行基準に則って設計され、高い耐震性を有すると想定される建物である。なお、倒壊にいたった建物の一部(9棟)では、がれき等により基礎滑動痕跡を確認できていない。以上の基礎滑動発生有無と被害程度の内訳から、基礎滑動による応答低減効果により、被害程度が抑えられたと推察される。

表 2-2 検討対象建物の基礎滑動発生有無と被害程度

基礎滑動 被害程度	痕跡有り			痕跡無し			確認不可
	A	B	C	A	B	C	
総数*	16 (16)	1 (0)	0 (0)	24 (14)	15 (2)	6 (0)	9 (0)

*() は 現行基準に則って設計されたと想定される建物数

2.3 木造住宅の基礎滑動と建物被害の分析

(1) 分析方針

本節では、調査対象建物において木造建物に対象を絞り、建物耐力と弾性応答加速度 Sa に基づき、2.2節で整理した被害調査時の基礎滑動の発生有無と建物被害程度との関係を分析する。なお、調査対象とした木造建物71棟は、すべて2層以下の住宅である。建物の最大耐力時の等価周期 T_{eq} から計算される弾性応答加速度を $Sa(T_{eq})$ とすると、基礎滑動が生じない条件では、 $Sa(T_{eq})g$ が最大耐力時ベースシア係数 C_B を超えた場合、上部構造せん断力が最大耐力に達し顕著な損傷が生じると想定される。一方、基礎滑動が発生する条件では、 $C_B < Sa(T_{eq})$ を満たす場合であっても、基礎滑動による応答低減効果の影響で上部構造への損傷を免れる可能性がある。そのため、建物耐力と弾性応答加速度 Sa の大小と建物被害程度、基礎滑動発生有無の関係を分析することで、基礎滑動による応答（損傷）低減を定量的に示し得る。同分析には C_B と $Sa(T_{eq})$ が必要となるが、調査では詳細な計測は行っていないため、便宜的に以下のとおり推定する。

① 建物耐力 C_B の推定

中川の研究²⁻²⁾では、文献調査に基づき、多数の実大木質構造実験の最大耐力時ベースシア係数 C_B および対応する1層の層間変形角 δ_B が整理されている。この中から、本調査で対象とする住宅試験体を用いた振動台実験のみを参照し、伝統構法住宅5棟、2000年以前の旧耐震基準に則って設計された住宅3棟、および、現行基準に則って設計された住宅5棟（以降、それぞれ伝統木造、旧耐震木造、現行木造と称する）のそれぞれにおける平均値を求めて用いることとする（表2-3）。

② 弾性応答加速度 $Sa(T_{eq})$ の推定

$Sa(T_{eq})$ の推定にあたり、最大耐力時の等価周期 T_{eq} は、上記文献²⁻²⁾から抽出した試験体ごとに、階高2.8 mを仮定し、 C_B と δ_B に基づき求めた。求めた T_{eq} と、各調査地域の地震動波形を用いて試験体ごとに $Sa(T_{eq})$ を求めてその平均値を算定し、そのNS、EW方向のうち大きい方の値を採用した。表2-4に求めた $Sa(T_{eq})$ の最大値／最小値と平均値（採用値）を示す。

分類	C_{Bmin}	$\overline{C_B}$	C_{Bmax}	δ_{Bmin}	$\overline{\delta_B}$	δ_{Bmax}
伝統木造	0.47	0.58	0.85	0.020	0.035	0.060
旧耐震木造	0.48	0.83	1.04	0.009	0.031	0.050
現行木造	0.86	1.73	2.75	0.006	0.019	0.038

分類	K-NET 穴水			K-NET 大町		
	Sa_{min}	$\overline{Sa}$	Sa_{max}	Sa_{min}	$\overline{Sa}$	Sa_{max}
伝統木造	12.4	17.2	20.2	13.9	16.7	21.9
旧耐震木造	14.5	18.1	20.4	13.1	18.5	26.1
現行木造	13.1	15.9	20.4	14.9	22.5	31.3

分類	K-NET 正院			K-NET 輪島		
	Sa_{min}	$\overline{Sa}$	Sa_{max}	Sa_{min}	$\overline{Sa}$	Sa_{max}
伝統木造	9.6	10.9	14.5	11.5	13.6	15.8
旧耐震木造	10.2	12.7	16.2	11.8	12.5	17.8
現行木造	10.0	13.1	16.8	11.4	19.2	35.6

(2) 調査対象建物の基礎滑動状況と建物被害程度の関係

図2-4 に、検討対象建物計 71 棟に対し、上記で推定したベースシア係数 C_B と弾性応答加速度 $Sa(T_{eq})$ の関係について、基礎滑動の発生有無（同図(a)）もしくは上部構造被害程度（同図(b)）を併せて示す。同図では、各建物に対応する K-NET 観測点 4 か所と、先述の木造3分類の組み合わせとしてプロットがなされている（そのため同じプロット位置に複数の建物が含まれる場合がある）。

同図より、比較的耐力および剛性が高い現行木造では、 $Sa(T_{eq})$ によらず（本検討の範囲では $13.1 \sim 22.5 \text{ m/s}^2$ ）基礎滑動が確認され（同図(a), $C_B < Sa(T_{eq})$ を満たすケースがあるものの、大半が被害程度A（32 棟中30棟）もしくはB（32 棟中2棟）にとどまった（同図(b)）。後者の2棟は共に基礎滑動が確認されなかった事例である。一方、旧耐震木造では基礎滑動は $Sa(T_{eq})$ が比較的大きい場合（ 18.5 m/s^2 ）の1 棟においてのみ確認されその被害程度はBにとどまり、比較的耐力が低い伝統木造では基礎滑動は確認されなかった。両構造形式においてはすべての建物が $C_B < Sa(T_{eq})$ を満たしており、現行木造と比べて大きな被害が見られた（被害程度BおよびCがそれぞれ39棟中14 棟および15棟）。

以上、現行木造では比較的多く基礎滑動が確認されたものの、基礎滑動の発生有無や C_B と $Sa(T_{eq})$ の大小関係に関わらず、被害は限定的であった。一方、旧耐震木造および伝統木造では、1 棟を除いて基礎滑動が確認されず、その被害は全体的に顕著であった。基礎滑動が確認された建物に被害程度Cが確認されなかったという点で基礎滑動の発生により被害が軽減された可能性はあるものの、本調査データのみではそれを統計的に有意に示すことは難しい。よって、次節では、より広くパラメータを設定して数値解析を行うことで被害調査結果と比較すると共に、被害調査で得られていない条件について考察する。

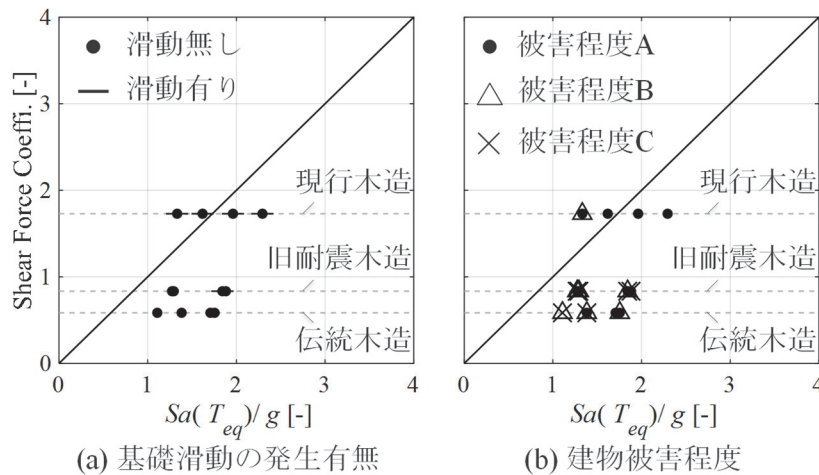


図 2-4 被害調査に基づく基礎滑動と建物被害

(3) 数値解析による基礎滑動と建物被害の分析

ここでは、想定し得るベースシア係数 C_B と対応する 1 層の層間変形角 δ_B の範囲内で、基礎滑動を含む質点系の数値解析モデルによる時刻歴応答解析を網羅的に行うことで、想定される種々の木造住宅における基礎滑動状況と建物被害程度の関係性を分析した。なお、本数値解析モデルは木造住宅の基礎滑動検証のためのシステマティックなモデルであり、今後、実情を反映する詳細モデルを検討する。

図2-5に数値解析モデルの概要を示す。基礎滑動を含む質点系の数値解析モデルは上部構造と基礎構造からなる等価2質点モデルとした。上部構造にはピンチングと最大耐力後の強度劣化を含むトリリニアせん断要素，基礎と地盤の間には摩擦耐力で降伏する剛塑性滑り要素を用いた。上部構造の骨格曲線は，過去の実大木造住宅振動台実験の数値解析モデルで採用した履歴形状を， C_B と δ_B が一致するようスケールリングして用いた。本モデルでは暫定的に滑り要素の摩擦係数を0.5，上部構造等価質量を30t，基礎質量を50t，上部構造の減衰定数を5%とした。解析は2.1節の調査対象地域および木造分類の組み合わせごとに行った。上部構造の C_B と δ_B は表2で示される最大値と最小値を含む等間隔の5点をそれぞれ取り，両者の組み合わせ25パターンを想定した。図2-6 に，数値解析によって得られた C_B と $Sa(T_{eq})$ の関係について，図 2-5と同様の形式により示す。本解析結果において，基礎滑動は滑り量 5 mmおよび20 mmを境界値として三段階で示し，上部構造の被害程度は応答層間変形角 1/200 rad と最大耐力時変形角を境界に A, B, C を設定した。図 2-6(a)と(b)を比較することで，基礎滑動 5 mm以下の領域と被害程度が大きい領域が共に図の左下の方に集中している点において調査結果（図2-4）と同様の傾向が得られている。一方， C_B が大きくなるにつれて必ずしも被害が小さいわけではなく，この要因としては，本解析条件では， C_B が高い建物モデルは T_{eq} が比較的長く設定されるため，変形が生じやすかったためと考えられる。

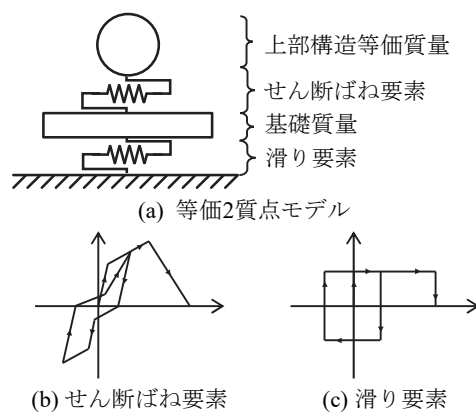


図 2-5 解析モデル概要

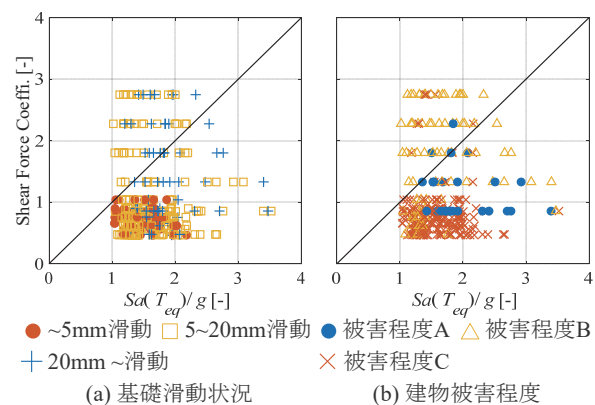


図 2-6 数値解析に元づく基礎滑動と建物被害

3. 木造戸建て住宅の直接基礎における水平滑動の静的載荷実験

3.1 実験概要

本実験では木造戸建住宅直接基礎の実際の施工手順に従い作成した試験体の静的水平載荷試験を行うことで、滑り出し強度や局所破壊箇所を確認し、基礎滑動のメカニズムを検証する。これにより、木造戸建て住宅の基礎滑動メカニズムの定量的評価に向けた知見を蓄積する。

(1) 試験体概要

図 3-1 に試験体図面を示す。試験体は実際の戸建て木造住宅直接基礎（べた基礎）の施工手順を忠実に再現するため、転圧した地盤上に砕石、防湿シート、捨てコンクリート（以下、捨てコン）、基礎部の順で施工した。基礎部の寸法は長辺方向 2000 mm、短辺方向 1500 mm、高さ 730 mm であり、2019 年 E-ディフェンス実験¹⁻¹⁾の枠組工法試験体（B 棟）の基礎面圧と同等となるように設計した。砕石は 3 号砕石を使用し、防湿シートは厚さ 0.15 mm のポリエチレンシート製を採用した。また、基礎滑動時の崩壊箇所を観察するため、基礎部中央に対応する地盤上面から 200 mm まで掘り、基礎には同サイズの貫通孔を設け、貫通孔内にカメラを設置することで基礎部下部を 4 方向から観察した。

載荷方法は正負交番の 1 往復とした。図 2 に示すオイルジャッキ 2 台と H 鋼 1 本を、反対側の RC 支柱と試験体の間に移動させることで、正負方向に載荷を行った。さらに、載荷点は基礎部の短辺側面中央とし、ロッキングを回避するため、可能な限り下部に設置した。また、載荷速度を調整するために、手動ポンプ式のオイルジャッキを用いた。また、各ジャッキの荷重は試験体が扱えないよう、概ね同程度となるよう載荷した。

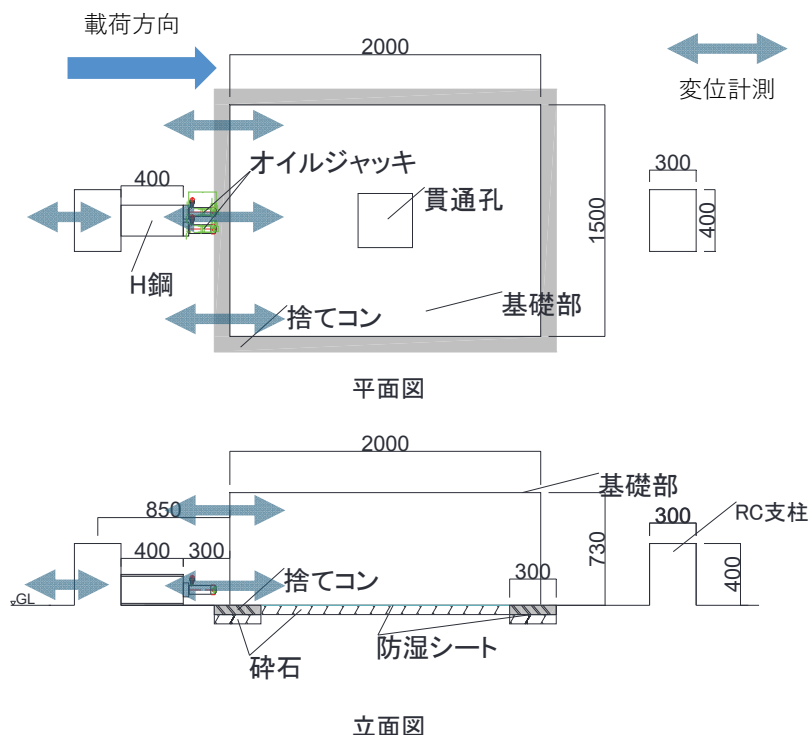


図 3-1 試験体図面

(2) 試験体施工状況

図 3-2 に、試験体の施工状況を同図①～⑥に従って示す。施行手順は実際の住宅べた基礎と同様の施行手順とした。ただし、⑤砕石塗装に関しては試験前後での砕石移動観測用のため塗装している点に留意されたい。また、コンクリートの養生期間は標準養生としている。



① 位置出し



② 床付け



③ 砕石敷



④ 転圧



⑤ 砕石塗装



⑥ 防湿シート



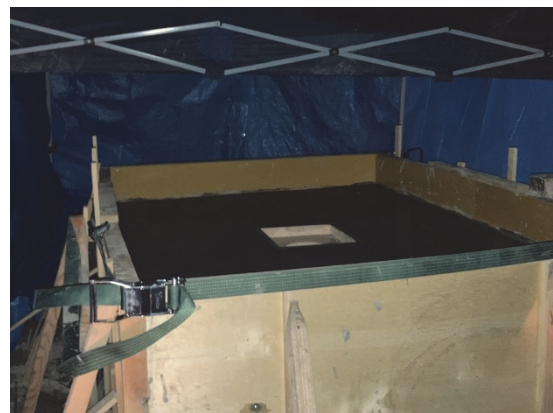
⑦ 捨てコン



⑧ 型枠・配筋



⑨ コンクリート打設



⑩ 養生 (26 日)



⑪ 脱型

図 3-2 試験体施工状況

(3) 地盤調査結果

地盤の評価法として、造成宅地の盛土地盤で仕上がりの評価として簡易的に用いられる簡易支持力測定器（キャスポル（図3-3））を用いたキャスポル試験を行った。試験方法はランマー（重錘4.5 kg：加速度計内蔵）を一定の高さ（45 cm）から地盤に自由落下させたときに衝撃加速度の最大値からインパクト値（Ia）を計測する。このインパクト値からせん断抵抗角（ ϕ ）が求め、粘着力（ $c=0$ ）、土被り（ $D_f=0$ ）として、長期許容支持力度を求める。

$$q_a = \frac{1}{3}(\alpha \cdot C \cdot N_c + \beta \cdot \gamma_1 \cdot B \cdot N_\gamma + \gamma_2 \cdot D_f \cdot N_q)$$

以上の試験結果より、許容支持力は 271.1 kN/m² となり、戸建て住宅に必要な 30 kN/m² 以上の地盤であり十分固い地盤であることを確認した。



図 3-3 キャスポル試験（上図：対象地盤、下図：試験状況）

(4) 計測計画

荷重計測には圧縮式ロードセル2基を用い、その合計値を全体の水平荷重として評価した。変形計測は、巻込み式変位計により試験体上部を十分に離れた位置から、また接触式変位計により試験体下部近傍からそれぞれ実施した。RC反力杭の変形についても同様の手法により計測を行った。図3-4および表3-2に示すとおり、基礎内部に設置した貫通孔にカメラを配置することで、基礎滑動発生時の局所破壊箇所の可視化を可能とした。

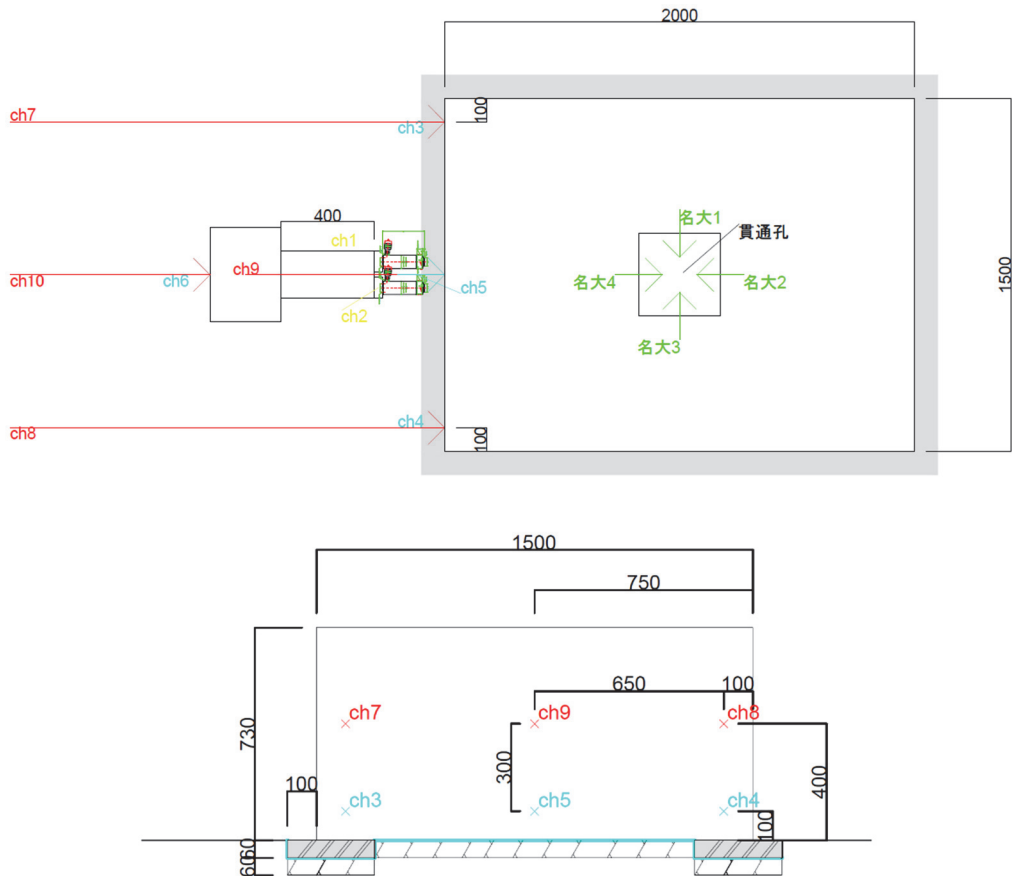


図 3-4 計測図面（上图：平面図、下图：立面図）

表 3-1 チャンネル番号

ch番号		計測箇所	機器名称
ch1	ロードセル	計測荷重	LCK-A-100kN
ch2	ロードセル	計測荷重	LCK-A-100kN
ch3	接触式変位計	絶対変位	CDP-100
ch4	接触式変位計	絶対変位	CDP-100
ch5	接触式変位計	絶対変位	CDP-100
ch6	接触式変位計	支柱絶対変位	CDP-50
ch7	ワイヤー変位計	絶対変位	DP-1000G
ch8	ワイヤー変位計	絶対変位	DP-1000G
ch9	ワイヤー変位計	相対変位	DP-1000G
ch10	ワイヤー変位計	支柱絶対変位	DP-1000G

表 3-2 カメラ番号と計測箇所

カメラ番号	計測箇所
1	図面下面
2	図面左面
3	図面上面
4	図面右面

3.2 実験結果

(1) 重量計測

試験体の重量については、試験終了後のクレーン吊り上げ時にあらかじめ取り付けしておいたクレーンスケールにより計測し（図 3-5 右）、5660 kgf と評価した。なお、その重量は基礎部と捨てコンを含む重量である。

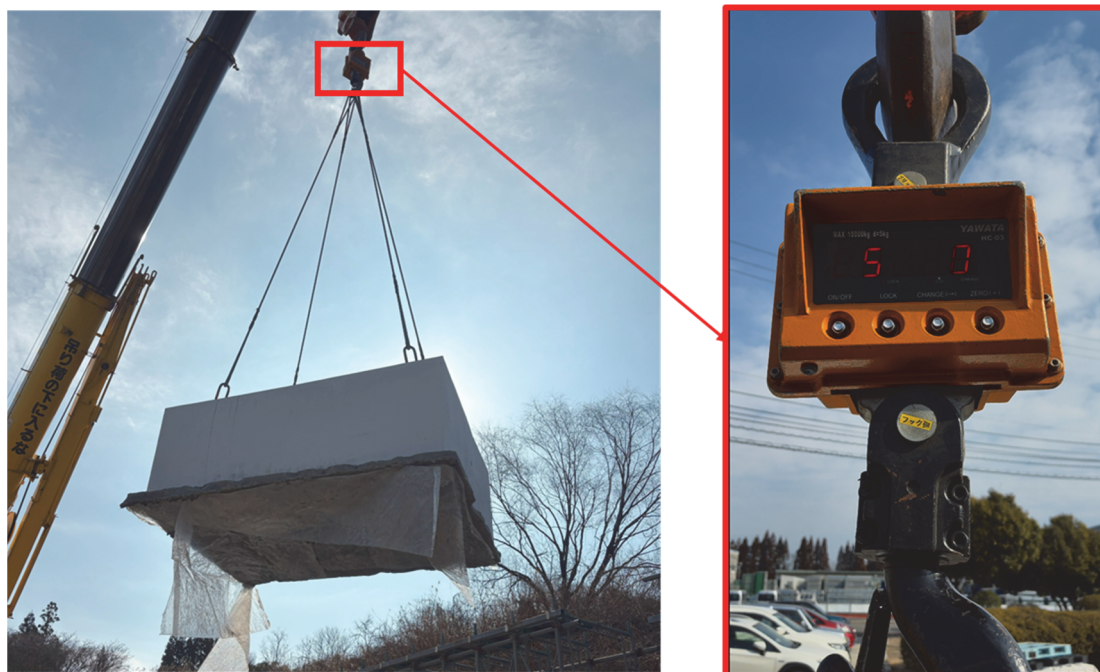


図 3-5 試験体吊り上げとクレーンスケール

(2) 各チャンネル時刻歴結果

図 3-6 左図に各チャンネルの荷重と時刻歴の関係と、同図右図に変形と時刻歴の結果を示す。左図より約 2800 s 以降では载荷速度を変えたためそれぞれのチャンネルの値がずれていることが確認できる。右図より、高さ方向や水平方向の回転等は起きていない。RC 支柱の変形も生じていない。

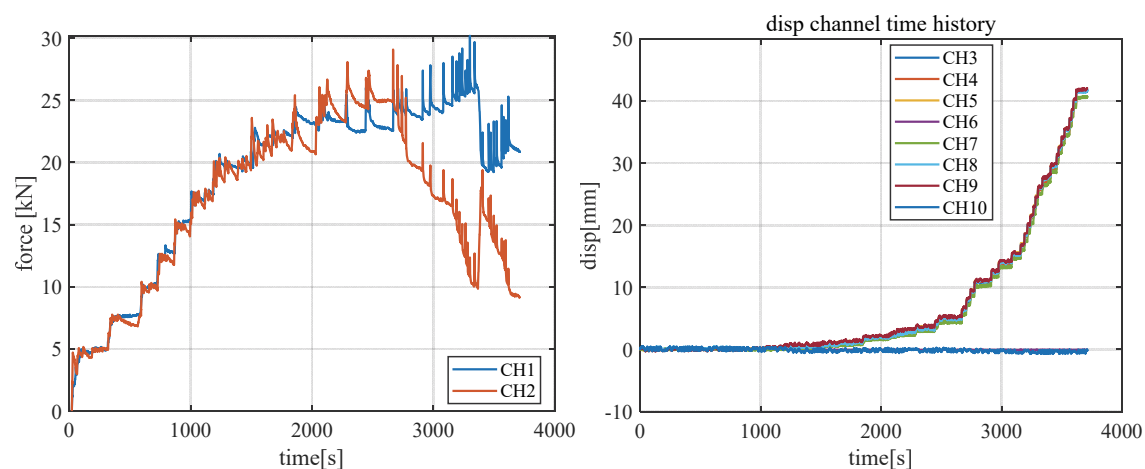


図 3-6 各チャンネル時刻歴（左図：荷重、右図：変形）

(3) 荷重変形関係

本稿では崩壊箇所や滑り出し開始時に着目したため、正方向載荷の結果を報告する。図 3-7 に静的載荷試験における基礎の水平変形—基礎面せん断力係数の関係を示す。横軸は基礎部の絶対変位であり、載荷点下部側の接触式変位計の測定値を用いた。縦軸は基礎面せん断力係数とし、ロードセル 2 台で計測した荷重の合計値である水平せん断力を試験体の吊り上げによって求めた全重量（基礎部＋捨てコン）で除した値を用いた。同下図は、同上图の 0 mm から 4 mm の範囲を拡大したものである。この図より、基礎面せん断力係数が約 0.6 に達した時点で剛性低下し、基礎滑動による非線形変形が緩やかに進行したことが確認できる。したがって、この時点を滑り開始時と定義する。同上图に示すように、その後、変形が 4.8 mm で最大基礎面せん断力係数 0.96 に達し、剛性は負勾配となった。この負勾配領域では、載荷時に基礎面せん断力係数が 0.1 程度上昇すると変形が 1 mm 程度急激に進行した。その後基礎面せん断力係数が 0.1 程度低下した。この挙動がオイルジャッキの 1 ストローク分に対応するものと考えられる。基礎部の変位は、除荷前に 41.1 mm であったが、除荷後 33.7 mm まで減少した。

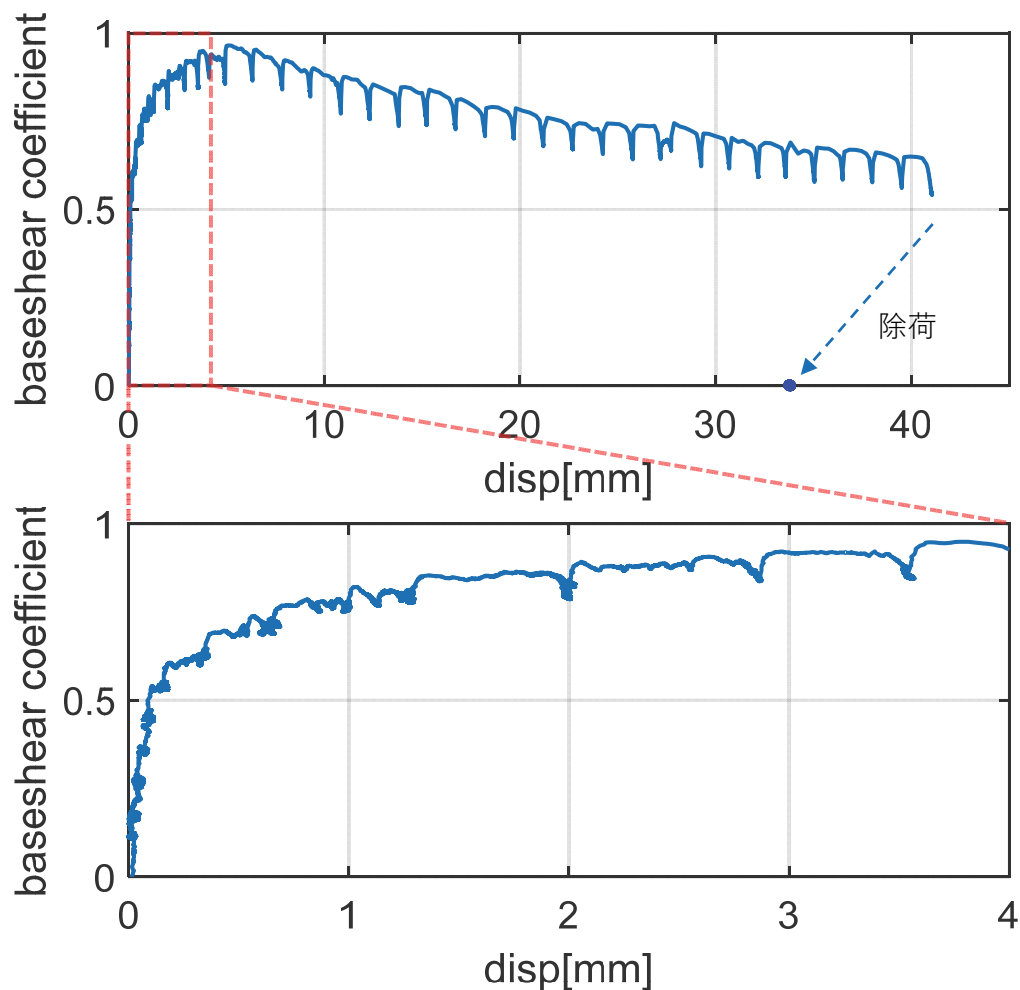


図 3-7 荷重変形関係（上图：全体、下图：0-4 mm の範囲を拡大）

(4) 貫通孔カメラ写真

図 3-8 に載荷方向直交面の載荷前後の基礎部下部の状態を示す。上図は載荷前、下図は載荷後を示している。カメラは基礎部に取り付けられているため基礎部の動きと同じ動きを伴う。貫通孔周囲の砕石において、一部の砕石が穴内部に落下する様子が確認された。また、赤点線で示した砕石に着目すると、防湿シートと砕石の間に滑りが発生していることが分かる。さらに、基礎部側から 1 層目の砕石と 2 層目の砕石の間にも相対的な移動が生じていた。一方で、最下層の砕石と地盤の間、および地盤内での顕著なせん断変形は目視で確認されなかった。

基礎部と捨てコンの界面は、施工時の砕石の不均一性やコンクリート打設時の影響により、完全に平滑ではなく凹凸を有する。このような凹凸は、初期の荷重伝達においてかみ合わせによる影響で滑り開始時の抵抗力を増大させる要因となり得る。その結果、滑り出しに必要なせん断力が高まり、基礎面せん断力係数が約 0.6 に達するまで滑動が抑制されたと考えられる。また、滑りが進行するにつれ、凹凸のかみ合わせが解消され、基礎部と捨てコンの接触状態が変化することで、剛性が低下したと考えられる。

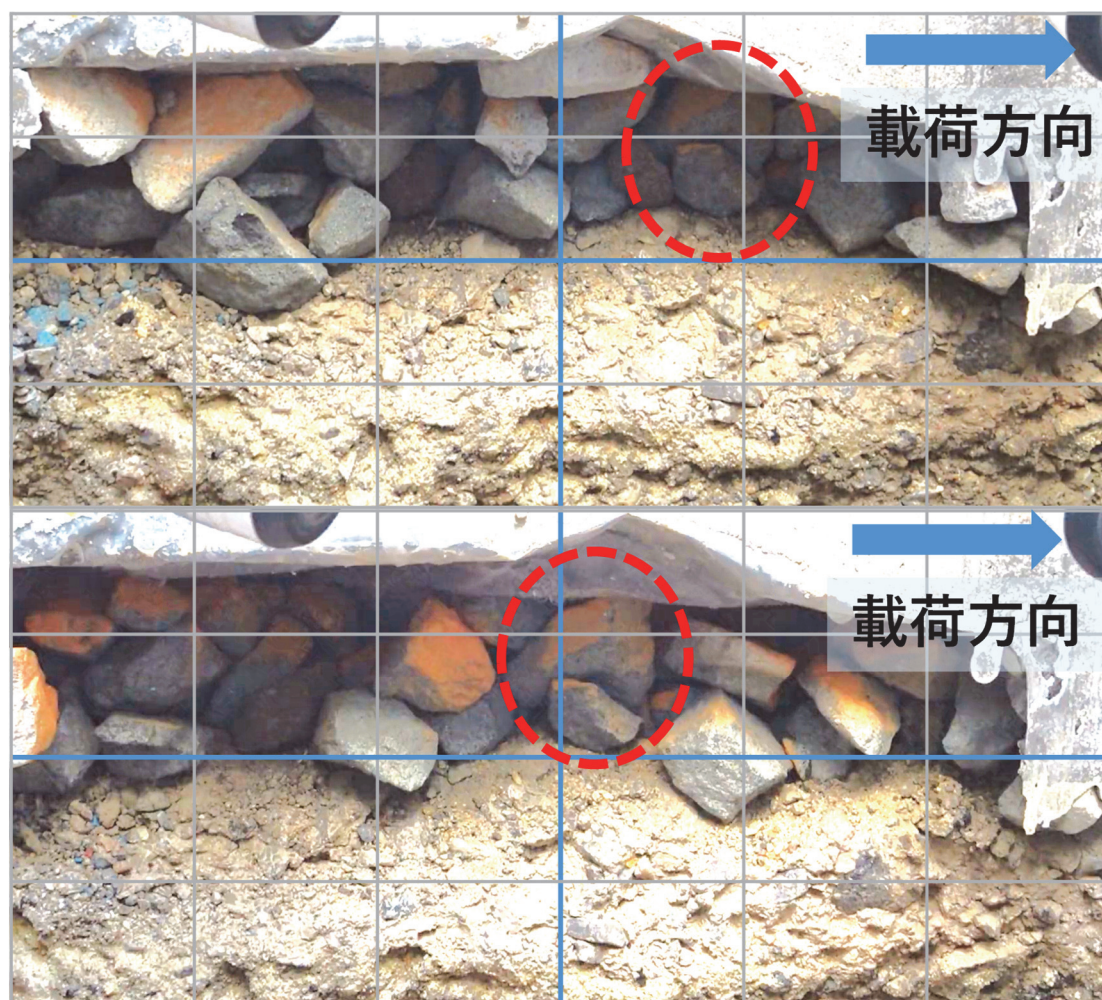


図 3-8 貫通孔カメラ写真（上図：載荷前，下図：載荷後）

4. まとめ

能登半島地震の被害調査・分析

能登半島地震の被害調査および数値解析に基づき、基礎滑動状況と建物被害程度の関係性を考察した。本調査データには限りがあるため明確に基礎滑動の影響を示すには至っていないものの、基礎滑動により上部構造の応答が低減されている条件を評価できた。今後、詳細な耐力評価、非構造被害の考慮、数値解析モデルの高度化などにより、基礎滑動を考慮した設計に向けた知見をさらに蓄積する必要がある。

木造戸建て住宅の直接基礎における水平滑動の静的載荷実験

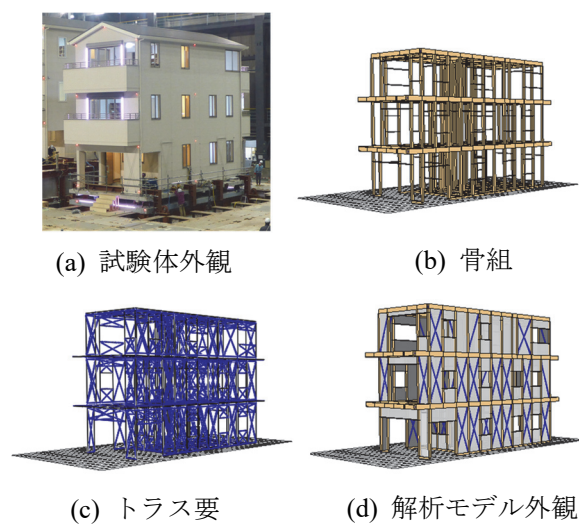
木造戸建て住宅の直接基礎を再現した静的水平載荷試験により、基礎滑動時の局所破壊箇所や滑り出し強度について明らかとなった。しかし、砕石や施工時の不均一性による影響は分析できていない。今後は、さらに基礎滑動のメカニズムについての分析および基礎滑動を考慮した詳細数値解析に取り組む。

【参考文献】

- 1-1) Takaya K, Ota K, Yenidogan C, Takahashi T, Yamada S, Kashiwa H, Kawamata Y, Hayashi K, Nagae T: Comprehensive wood dwelling tests for Post-and-Beam and Shear-Wall structures reflecting foundation boundaries, EARTHQUAKE ENGINEERING AND RESILIENCE, 3(1), 2024.3
- 1-2) H. Krawinkler: Van Nuys Hotel Building Testbed Report: Exercising Seismic Performance Assessment PEER 2005
- 2-1) 壁谷澤寿一：鉄筋コンクリート建物の基礎すべり入力逸散に関する研究，博士論文，東京大学2007.3
- 2-2) 2022 年日本建築学会大会（北海道）構造部門研究協議会資料「性能規定化から 20 年・その現状と未来」 pp.41-47, 2022.9.
- 5-1) 中川貴文：「大地震動時における木造軸組構法住宅の倒壊解析手法の開発」建築研究資料，第 128 号（2010 年 11 月）
- 5-2) 国立研究開発法人防災科学技術研究所：首都圏を中心としたレジリエンス総合力向上プロジェクト 総括成果報告書，2022.3
- 5-3) 日本住宅・木材技術センター：木造軸組工法住宅の許容応力度設計(2017 年版)，丸善出版，2018

5. 付録：軸組構法木造住宅の3次元振動台実験の解析

上部構造の数値解析精度の検証として、2019年に行われたEーディフェンス実験¹⁻¹⁾の軸組工法試験体における基礎固定条件でのJMA神戸波3次元加振を対象に、地震時挙動のモデル化を行い、振動台実験との比較検討を行った。解析モデルの概要を図5.1に示す。解析ソフトは個別要素法を基本理論とした木造軸組工法用解析ソフトであるwallstat⁵⁻¹⁾を用いた。軸組の配置、壁の位置については、文献¹⁻¹⁾の試験体の平面プランを忠実に反映した。構造要素のモデル化に関しては、既往の文献⁵⁻¹⁾を参考にした。また、一部の耐力壁や接合部の骨格曲線は、要素実験結果や性能評価試験を参考に設定した。



要素数：2104
バネ数：5537

図 5.1 解析モデルの概要

5.1 軸組構法木造住宅のせん断耐力

表 5.1 に設計における地震力と短期せん断耐力を示す。各階の短期許容せん断耐力は長辺方向（X 方向）と短辺方向（Y 方向）が同等の耐力を保持するように設計されている。また、各階の地震力 eQi に対する各階の短期許容せん断耐力 aQi を余裕度とした場合、各階の余裕度が 1.00～1.05 倍であり、耐震等級 3 の強度を忠実に満している。

図 5.2 に本実験の軸組工法試験体で損傷が見られた 1 層におけるせん断耐力の算出方法を示す。本実験より得られた 1 層の水平せん断力—層間変形角の関係から包絡線を作成した。この包絡線から、耐力要素の短期基準せん断耐力 P_0 を求める方法⁵⁻³⁾を用いて実大振動台実験の短期基準せん断耐力相当のせん断耐力 P_{ae} を算出した。実験せん断耐力には低減係数 1.0 を用い、実大振動台実験の短期許容せん断耐力に相当するせん断耐力 P_{ae} とした。ただし、実大振動台実験では変形角 1/15 rad まで至らず、十分な強度低減が見られなかったため、X 方向、Y 方向ともに終局耐力 $P_u \times (0.2/D_s)$ を考慮しなかった。表 5.2 に P_{ae} を決定するための指標をしめす。軸組工法試験体 1 層の P_{ae} は X 方向で 426 kN、Y 方向で 315 kN となり、X 方向は P_y 、Y 方向は P_{max} の 2/3 の値で決定された。この結果は、短期許容せん断耐力（X 方向、Y 方向ともに 115.76 kN）に対して、X 方向で 3.7 倍、X 方向で 2.7 倍となり、設計想定を大きく上回る耐力を発揮していることが確認された。そこで、設計と実験の強度差が生じる要因として、外装材（サイディングボード）、内装材（石膏ボード）、垂れ壁・腰壁等の非構造部材による影響、内外装材による筋交いの座屈拘束効果、立体効果による影響について評価を行った。

表 5.1 設計における地震力と短期せん断耐力

	総重量 Σwi (kN)	地震力 eQi (kN)	短期許容せん断耐力 aQi (kN)		余裕度 aQi/eQi	
3階	79.57	38.25	X:39.65	Y:38.58	X:1.04	Y:1.01
2階	230.8	83.63	X:87.97	Y:86.00	X:1.05	Y:1.03
1階	382.22	114.67	X:115.76	Y:115.76	X:1.01	Y:1.01

	P_y (kN)	$P_u \times (0.2/D_s)$ (kN)	P_{max} の 2/3 (kN)	1/150rad時 (kN)
X方向	426	-	457	467
Y方向	383	-	315	358

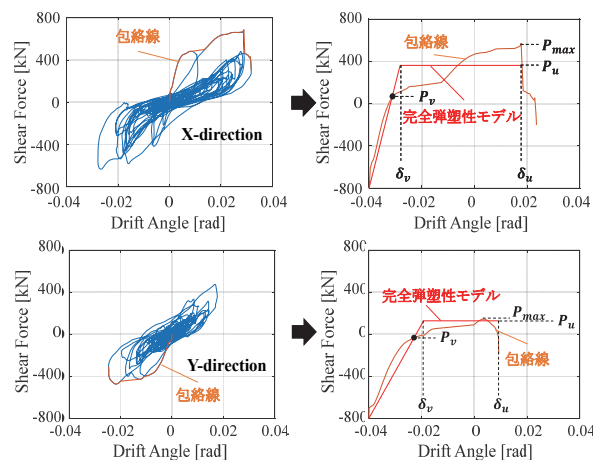


図 5.2 実大振動台実験のせん断耐力の算出

5.2 設計数値解析のシミュレーション

表 5.3 に示す条件の異なる A～F の 6 つの解析モデルについてケーススタディを実施した。モデル A は本節で検討するすべての項目を考慮したモデルである。他の 5 つのモデルはそれぞれ、モデル B は外装材と座屈拘束効果、モデル C は内装材と座屈拘束効果、モデル D は垂れ壁・腰壁と座屈拘束効果、モデル E は座屈拘束効果が考慮されていないモデルである。モデル F は立体効果以外が考慮されていないモデルとなっている。それぞれのモデルのプッシュオーバー解析の結果より算出した P_{ae} の差を求めることにより各要因の負担耐力量を算定した (図 5.3)。プッシュオーバー解析は、解析モデルに設定した各階の重量とその階の高さ情報から各階の A_i を計算し、 A_i 分布に基づき、荷重増分を行った。加力方向は X, Y とともに + 方向とし、加力速度を 10 kN/s, 静止時間を 1 秒とした。

プッシュオーバー解析結果より得られた代表的な抵抗機構の寄与率を図 5.4 に示す。外装材のサイディングボードの影響は、短辺方向である Y 方向に比べ、長辺方向である X 方向が約 2.5 倍大きいことが示された。一方、内装材の石膏ボードの影響は X 方向, Y 方向とも同程度であった。これらは、1 階で使用されているサイディングボードと石膏ボードの総壁量との比較と概ね一致する結果となった。設計許容せん断耐力に対するそれぞれの影響度について見てみると、外装材の影響は X 方向で 23%, Y 方向で 9%, 内装材の影響は X 方向で 46%, Y 方向で 47% であった。垂壁・腰壁の影響は X 方向で 55%, Y 方向で 41% であった。座屈拘束効果の影響は両方向ともに 10% 未満となり、ほとんど影響しないことが確認できた。立体効果による影響は X 方向で 62%, Y 方向で 10% 未満となり大きな差が生じ、耐力要素や骨組みの配置に大きく依存することが確認できた。

表 5.3 解析モデル概要

モデル	外装材	内装材	垂壁・腰壁	座屈拘束効果	立体効果
A	○	○	○	○	○
B	-	○	○	-	○
C	○	-	○	-	○
D	○	○	-	-	○
E	○	○	○	-	○
F	-	-	-	-	○

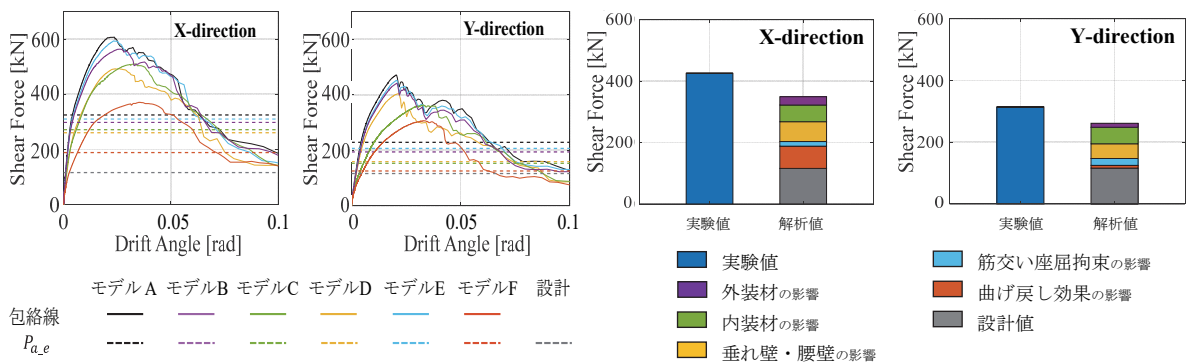


図 5.3 プッシュオーバー解析結果とせん断耐力

図 5.4 代表的な抵抗機構の寄与率

5.3 振動台実験の3次元入力に関する再現解析

前節で示した解析モデル A を用いて、地震応答解析を実施し、本解析モデルにおける実験の再現性の確認を行った。入力地震動は3次元で入力し、JMA-神戸波 25 %、50 %、100 %と実験と同様の加振方向、加振順序で解析を行った。ただし、動的解析で用いた入力地震動は実験の試験体基礎部で計測された波形の0秒～30秒を切り取ったものである。解析の際、実験の連続加振による強度の劣化の影響を考慮するため、前回に計算終了した解析モデルの状態（損傷状態等を維持した状態）から次の地震の入力を行った。

1 層の層せん断力と層間変形角の関係における、実験結果と解析モデル A を用いた動的解析の結果を比較したものを図 5.4 に示す。弾性挙動を示す JMA-神戸波 25 %、50 %では、初期剛性と最大強度が精度良く評価されていることが確認できた。一方、JMA-神戸波 100 %では、解析結果が最大耐力を 10 %程度下回る結果となった。終局状態における実験結果と解析結果との間には若干の誤差があるものの、許容応力度設計では考慮されないせん断耐力を増加させる因子を解析モデルに適用することにより、層せん断破壊を含む弾塑性応答履歴を適切に表現することができた。

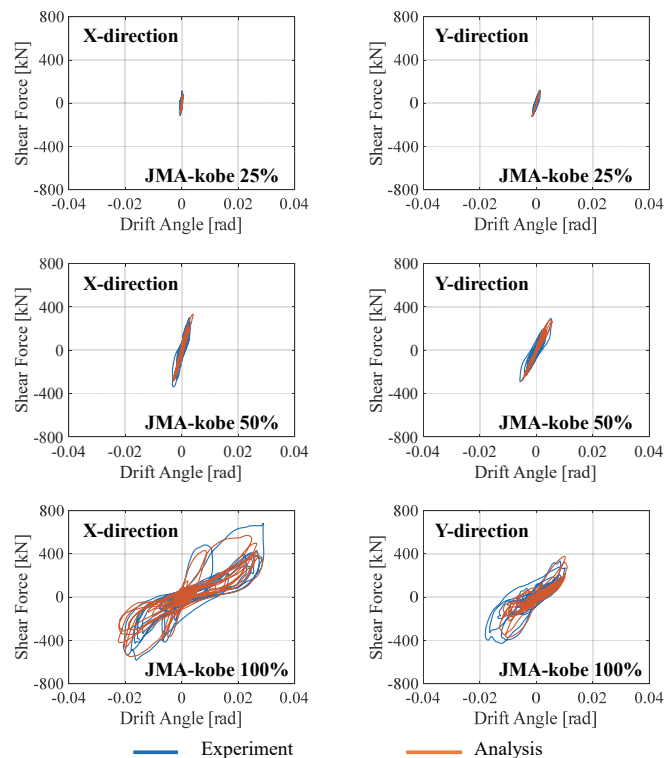


図 5.4 実験結果と解析結果の比較