

## 5.3 鉄筋コンクリート造等建築物の被害

### 5.3.1 調査の目的と概要

令和6年能登半島地震による、鉄筋コンクリート造（以下、RC造）建築物、鉄骨鉄筋コンクリート造（以下、SRC造）建築物、壁式鉄筋コンクリート造（以下、壁式RC造）建築物および補強組積造建築物の被害の概要と特徴を把握するため、図5.3.1-1に示す石川県輪島市、鳳珠郡穴水町、七尾市および金沢市を対象として現地被害調査を実施した。なお、RC造基礎を有する鉄骨造建築物や鉄骨屋根のRC造体育館も調査対象に含んでいる。

調査対象建築物は、自治体からの情報提供や外部機関における被害調査報告等から比較的被害が大きいと思われるものを抽出して調査を行った。調査範囲のうち石川県輪島市、鳳珠郡穴水町は地震地域係数Zが0.9の地域に該当する。

本節では、その調査結果について建設年代ごとに整理し、RC造等建築物の被害の特徴を示す。

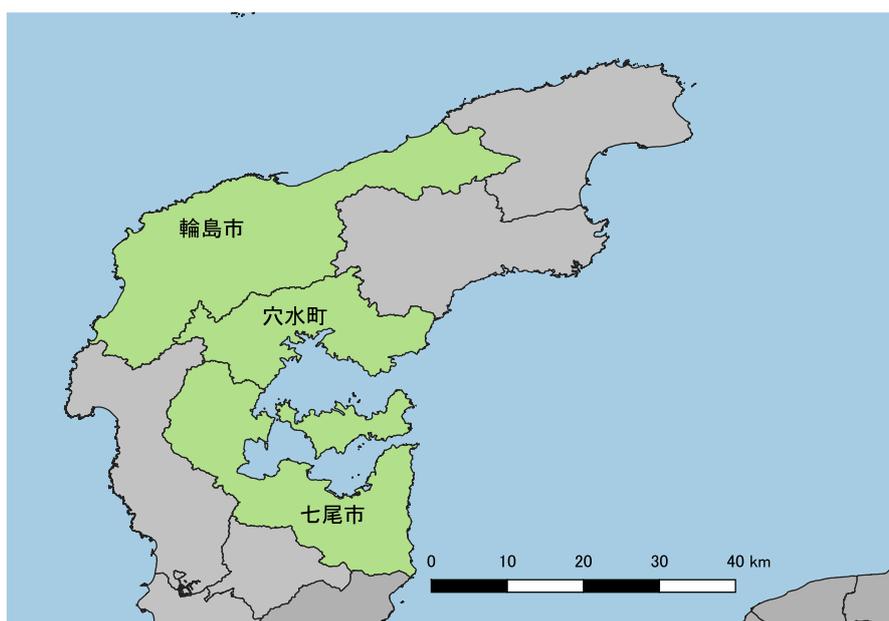


図 5.3.1-1 調査範囲

なお、本節では、建築物に使用されている杭について現地調査や設計図書等から情報収集した。しかし、この情報における杭の名称は商品名称などの統一されていない名称であった。そこで、本節では建研資料<sup>5.3-6)</sup>の7章に記載されている「表7.1.2.2」を参考に杭の名称を下記のように整理し記載する。そのため、本節における杭の名称と設計図書に記載されている名称は必ずしも一致しない。

表 5.3.1-1 杭の分類

名称	断面形状	コンクリート強度	その他の特徴
場所打ち RC 杭	中実	18N/mm <sup>2</sup> 以上	
既製 RC 杭	中実 or 中空	40N/mm <sup>2</sup> 以上	
PC 杭	中空	50N/mm <sup>2</sup> 以上	オートクレーブ養生 プレストレス導入
PHC 杭	中空	80N/mm <sup>2</sup> 以上	オートクレーブ養生 プレストレス導入
PRC 杭	中空	80N/mm <sup>2</sup> 以上	オートクレーブ養生 プレストレス導入 軸方向異形鉄筋あり
SC 杭	中空	80N/mm <sup>2</sup> 以上	オートクレーブ養生 外殻鋼管巻き

※設計図書に AC 杭と記載があったものについては、本節では PHC 杭に分類することとした。

※設計図書にクロスパイル杭と記載があったものについては、本節では既製 RC 杭に分類することとした。

## 5.3.2 調査結果

### (1) 1981年以降に施工または耐震改修された建築物

#### 建築物 A（輪島市）

建築物 A-1 は、地上 2 階建ての RC 造建築物であり、建設年は 1968 年である。2013 年に耐震改修工事が行われている。2020 年に、建築物 A-2（地上 2 階建て鉄骨造）が増築されている。基礎は杭基礎であり、建築物 A-1 には杭径  $\phi 300\text{mm}$  の既製 RC 杭が、建築物 A-2 には鋼管杭が使用されている。建築物外観を写真 5.3.2-1 に示す。

建築物 A-1 の上部構造は、エキスパンションジョイント（以下、Exp. J.）の損傷（写真 5.3.2-2～写真 5.3.2-3）や間仕切りの変形（写真 5.3.2-4）が確認されたが、構造部材に目立った被害は確認されなかった。建築物 A-2 の上部構造も同様に構造部材に目立った被害は確認されなかった。建築物の周辺は地盤変状による地割れ等が発生していた（写真 5.3.2-5）。

図 5.3.2-1 に建築物の概略平面図を示す。建築物 A-1 について南方向に 12/1000 程度の傾斜が見られた。沈下は図 5.3.2-1 の A 点で 260mm、B 点で 145mm、C 点で 390mm 生じていた。応急危険度判定の傾斜に係る評価は、「A ランク」となった。被災度区分判定基準<sup>5.3-1)</sup>における杭基礎建築物の基礎の傾斜と沈下量による被災度区分では、「大破」となった。建築物 A-2 の傾斜はわずかであった。



写真 5.3.2-1 建築物外観



写真 5.3.2-2 Exp. J.の損傷①



写真 5.3.2-3 Exp. J.の損傷②



写真 5.3.2-4 間仕切りの損傷



写真 5.3.2-5 建築物周辺の地盤変状

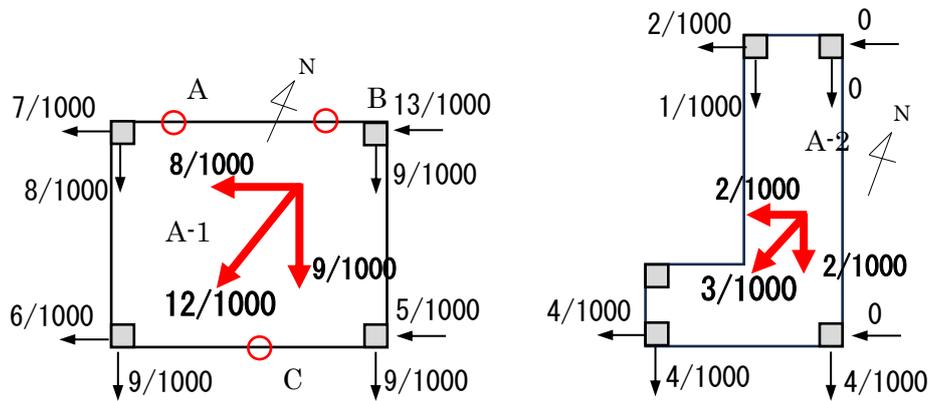


図 5.3.2-1 建築物 A-1 および A-2 の概略平面図

建築物 A-1 において杭基礎調査が行われた。建設当初、敷地内で地質調査が 3 箇所で行われている。その 1 箇所の結果は、深さ 14m 程度まで N 値は 1~3 の値であり、深さ 15m 付近において N 値が 40 以上の数値を示している。深さ 15m 付近までの土質は、深さ 2m まで盛土、深さ 2m から 15m 付近までは粘土で構成されている。深さ 15m~25m 付近は泥岩となっている。写真 5.3.2-6 に杭基礎掘削状況を、写真 5.3.2-7 に杭基礎調査の様子を示す。図 5.3.2-2 に示す No.③と No.④の杭の被害状況を写真 5.3.2-8 及び写真 5.3.2-9 に示す。両方の杭ともに杭頭部が損傷しており鋼材が露出している状況であった。

表 5.3.2-1 に掘削した杭の諸元及び杭被害状況を示す。当該表の残留水平変位及び残留傾斜角の X 及び Y 方向は、図 5.3.2-2 に示す X 方向及び Y 方向となっている。調査した全ての杭で損傷が見られた。杭径は調査した全ての杭で 300mm であり、PC 鋼棒が中空円形断面内に配置されていた。杭の肉厚は、50mm から 75mm であった。杭によっては PC 鋼棒の近傍に異形棒鋼が配筋されているものもあった。杭の損傷範囲の高さは杭直径の 1/3 の 100mm 程度のものから、最大で高さ 530mm 程度まで達していた。杭の残留水平変形角は、0.35%から 5.7%の傾斜角を示していた。

2016 年熊本地震の被害調査では、当該建築物と同様に建築物の傾斜が確認され杭基礎の被害調査を実施した事例として建築物 E が建研資料 5.3-6)に示されている。今回の杭の残留水平変形角は、その建築物 E と同様に大きい数値となっている杭があった。杭の傾斜方向は、建物の傾斜方向と一致している杭もあれば一致していないものもあった。

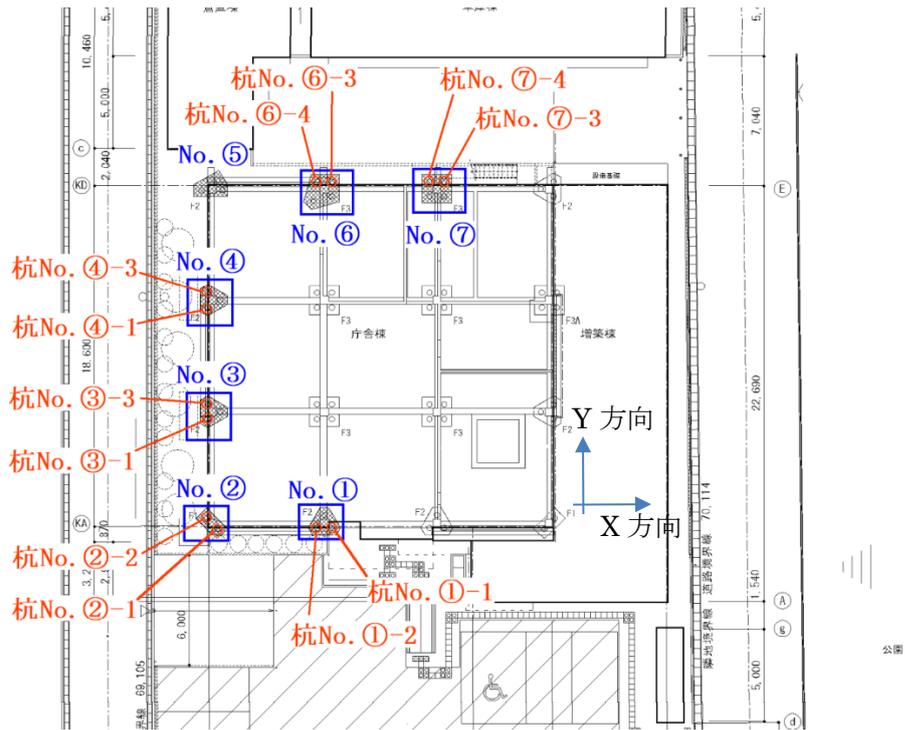


図 5.3.2-2 杭基礎掘削調査位置



写真 5.3.2-6 杭基礎掘削状況



写真 5.3.2-7 杭基礎調査状況



写真 5.3.2-8 杭 No.③の損傷状況  
(左杭：No.③-3、右杭：No.③-1)



写真 5.3.2-9 杭 No.④-1 の損傷状況

表 5.3.2-1 杭諸元及び杭被害状況の一覧

杭番号	杭径 (mm)	杭頭 圧壊 高さ (mm)	断面 中空部の 肉厚 (mm)	主筋径		主筋間隔 (mm)	補強筋径 (mm)	補強筋 間隔 (mm)	主筋破断	主筋座屈	コンク リート 剥落	フーチング 残留水平 変位		杭残留 傾斜角	
				PC鋼線 (mm)	異形鉄筋 (mm)							X方向 (mm)	Y方向 (mm)	X方向 (°)	Y方向 (°)
①-1	300	330	75	9.33	9.45	-	3.23	-	半分程度	半分程度	杭頭全周	-110	90	-1.95	-0.60
①-2	300	140	75	9.18	9.27	-	3.32	-	一部	ほぼ全部	杭頭全周	-90	-	-1.80	-1.00
②-1	300	180	60	9.22	-	-	3.36	100	半分程度	半分程度	杭頭全周	-105	40	-1.25	-0.80
②-2	300	340	60	7.24	-	-	3.34	100	ほぼ全部	一部	杭頭全周	-135	-	-0.40	-0.20
③-1	300	260	65	9.24	-	170	3.18	105	半分程度	半分程度	杭頭全周	-81	85	-2.20	0.35
③-3	300	210	-	9.17	9.24	-	3.19	100	一部	ほぼ全部	杭頭全周	-82	70	-3.24	0.95
④-1	300	530	60	9.61	9.41	-	3.30	100	一部	ほぼ全部	杭頭全周	-82	5	-2.35	1.15
④-3	300	250	65	9.73	9.17	215	3.21	-	確認されず	ほぼ全部	杭頭全周	-	-	-3.10	1.40
⑥-3	300	230	50	9.27	-	-	3.30	-	一部	ほぼ全部	杭頭全周	-70	-	-1.80	0.75
⑥-4	300	450	60	9.22	-	-	3.12	110	一部	ほぼ全部	杭頭全周	-100	-	-1.85	1.75
⑦-3	300	120	-	7.03	9.19	-	3.33	-	ほぼ全部	一部	杭頭全周	-75	-	-2.55	1.35
⑦-4	300	100	-	-	-	-	3.25	-	ほぼ全部	一部	杭頭全周	-	-	-1.65	-1.75

## 建築物 B (輪島市)

本建築物は、3階建て RC 造建築物であり、建築物 B-1～B-5 の計 5 棟および別棟が Exp. J で接続されている (写真 5.3.2-10～写真 5.3.2-15)。建設年は 1970 年である。2012 年 (第 1 期) および 2013 年 (第 2 期) に耐震改修工事が行われており、第 1 期では建築物 B-1～B-3 について、鉄骨ブレース補強、増設壁補強、袖壁補強等が施された。第 2 期は、建築物 B-4～B-5 について、鉄骨ブレース補強、柱の炭素繊維巻き立て補強、増設壁補強および開口閉塞が施されている。既存部の基礎構造は杭基礎であり、杭径 350-500mm、杭長 26m の既製 RC 杭が用いられている。

建築物の傾斜を測定したところ、建築物 B-1 は南方向に 22/1000 の傾斜が、建築物 B-5 は北方向に 26/1000 の傾斜が認められた。建築物周辺は地盤変状が激しく、地盤沈下が生じていることが確認された (写真 5.3.2-16)。建築物 B-1 内部では、傾斜・沈下に伴うと思われる 1 階床の膨れ上がりが確認された (写真 5.3.2-17)。建築物 B-1 と建築物 B-2 の間の Exp. J. は損傷が見られる (写真 5.3.2-18)。建築物 B-2 の鉄骨ブレース補強部分では、両側柱の脚部でのかぶりコンクリート剥落が認められたが、ブレース部分の損傷はなかった (写真 5.3.2-19)。建築物 B-2 と別棟の間の Exp. J. は鉛直方向と水平方向にずれが生じており、鉛直方向のずれは 430mm 程度であった (写真 5.3.2-20、写真 5.3.2-21)。建築物 B-1 と建築物 B-3 の間、建築物 B-4 と建築物 B-5 の間でも Exp. J. の損傷が見られた (写真 5.3.2-22、写真 5.3.2-23)。建築物 B-4 と別棟の間の Exp. J. では 370mm の鉛直ずれが確認された (写真 5.3.2-24、写真 5.3.2-25)。

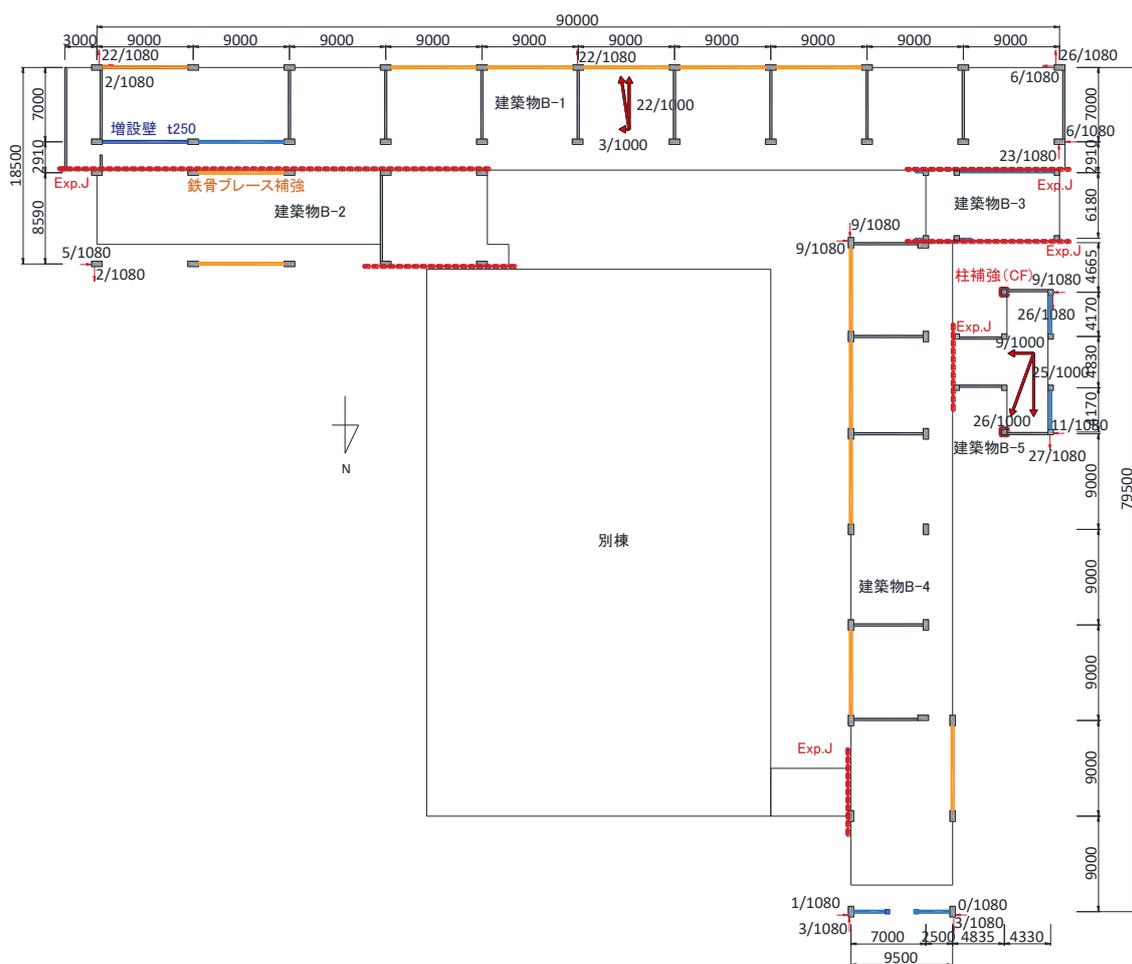


図 5.3.2-3 建築物 B-1～B-5 の概略平面図および傾斜計測結果



写真 5. 3. 2-10 建築物 B-1 南側外観



写真 5. 3. 2-11 建築物 B-2



写真 5. 3. 2-12 建築物 B-3



写真 5. 3. 2-13 建築物 B-4



写真 5. 3. 2-14 建築物 B-5



写真 5. 3. 2-15 西側外観



写真 5. 3. 2-16 建築物 B-4 周辺の地盤変状



写真 5. 3. 2-17 建築物 B-1 1階床の膨れ上がり



写真 5. 3. 2-18 建築物 B-1 と B-2 の間の Exp. J.  
の被害



写真 5. 3. 2-19 建築物 B-2 の鉄骨ブレース補強  
周辺柱の被害



写真 5. 3. 2-20 建築物 B-2 と別棟の間の Exp. J.  
の被害



写真 5. 3. 2-21 建築物 B-2 と別棟の間の Exp. J.  
の段差



写真 5.3.2-22 建築物 B-1 と B-3 の間の Exp. J.  
の被害

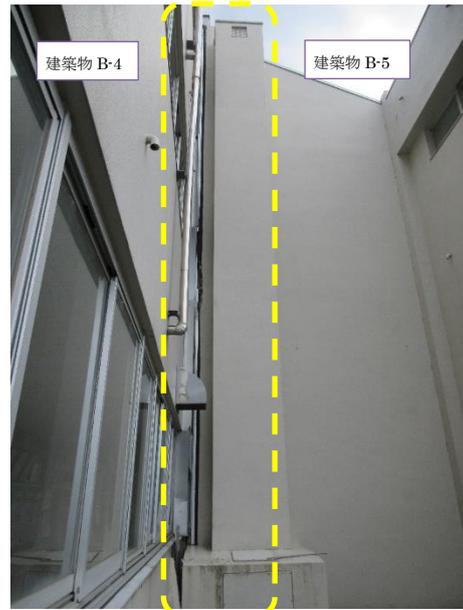


写真 5.3.2-23 建築物 B-4 と B-5 の間の Exp. J.  
の被害



写真 5.3.2-24 建築物 B-4 と別棟の間の Exp. J.  
の被害

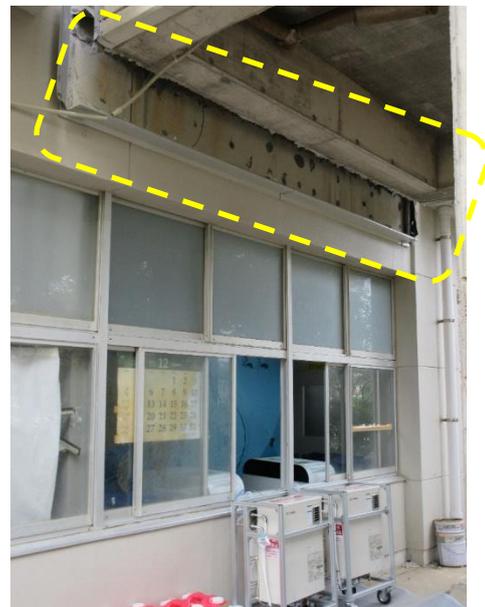


写真 5.3.2-25 建築物 B-4 と別棟の間の Exp. J.  
のずれ

「震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 2015 改訂版」<sup>5.3-1)</sup>に従って、被災度区分判定を実施した。被災度区分判定基準では、杭基礎建築物の基礎の傾斜・沈下量により基礎構造の被災度区分が定義されている。沈下量は不明であるが、写真 5.3.2-21 や写真 5.3.2-25 に示すように、別棟と比較して建築物 B-2 や建築物 B-4 は数十 cm の沈下が生じていると考えられるため、沈下量は 0.1m 以上と考える。傾斜については図 5.3.2-3 のように計測されているため、それに基づいて杭基礎構造の被災度区分を判定すると、建築物 B-1、建築物 B-5 は「大破」、その他は「中破」と判定される。

続いて、上部構造の被災度区分を判定する。層崩壊形を仮定し、部材損傷度に基づき、方向別に 1 階の耐震性能残存率  $R$  を算定した。なお、柱は建設年（1971 年以前）を考慮して“せん断柱”とした。また、鉄骨ブレース補強されている構面は両側柱付き壁（CWC）と同等と判断し、両側柱の部材損傷

度のうち大きい方を採用する。部材損傷度および層崩壊を仮定した耐震性能残存率  $R$  を計算した結果を図 5.3.2-4 に、被災度区分判定結果を表 5.3.2-2 に示す。上部構造の被災度区分は「軽微」～「中破」と判定されるが基礎構造の被災度区分と比較しても被災程度は小さい。

表 5.3.2-2 被災度区分判定結果

被災度区分	基礎構造	上部構造	
		EW 方向	NS 方向
建築物 B-1	大破	軽微	中破
建築物 B-2	中破	小破	小破
建築物 B-3	中破	軽微	軽微
建築物 B-4	中破	中破	小破
建築物 B-5	大破	軽微	軽微

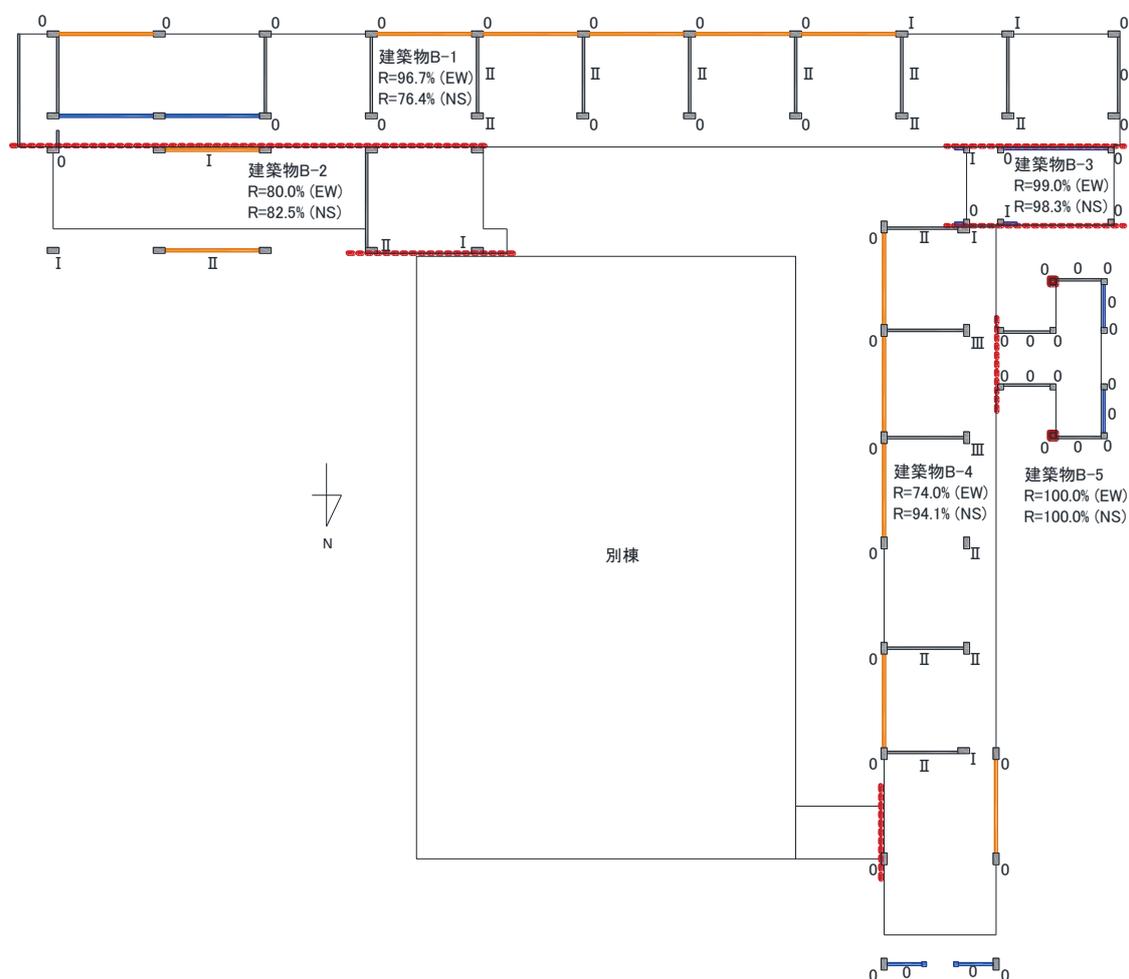


図 5.3.2-4 上部構造の被災度区分判定結果

## 建築物 C（輪島市）

本建築物は学校校舎であり、Exp. J. によって分離された建築物 C-1～C-5 の 5 棟からなる。建築物 C-1 は 3 階建て RC 造、建築物 C-2～C-4 は 2 階建て RC 造、建築物 C-5 は 1 階建て鉄骨造である。建築物 C-1～C-4 の建設年は 1973 年であり、1980 年に建築物 C-5 が増築され、2013 年に建築物 C-1、C-2 および C-5 の耐震改修工事が行われた。耐震改修は、RC 造の建築物 C-1、C-2 は枠付き鉄骨ブレース設置、増設耐震壁の設置、RC 柱の増し打ちがなされており、建築物 C-5 は鉄骨ブレースが両妻構面および桁行 1 構面に設置された。既存部の杭基礎は、建築物 C-1～C-5 で杭径 300-400mm、杭長 17m の PC 杭が用いられている。

概略平面図を図 5.3.2-5 に示す。傾斜を計測したところ、建築物 C-1 は北西方向に 18/1000、建築物 C-2 は西方向に 12/1000、建築物 C-3 は西方向に 13/1000 の傾斜が確認された。建築物 C-1 北側は 1 階床面の顕著な起伏がみられ（写真 5.3.2-28、写真 5.3.2-29）、建築物 C-1 北側の沈下は 330mm 程度確認されたため、傾斜との関係から平均沈下量は 100mm 以上であったと推察される。建築物 C-1 と隣接棟（建築物 C-2、建築物 C-3、別棟）との間の Exp. J. では顕著な損傷がみられる（写真 5.3.2-30～写真 5.3.2-33）。建築物 C-3 は一部の壁にひび割れが確認された（写真 5.3.2-34）。また、建築物 C-4 では 1 階床面の起伏がみられ（写真 5.3.2-35）、建築物 C-4 と隣接棟（建築物 C-2、C-3、C-5）との間の Exp. J. では損傷と 65mm 程度の段差が確認された（写真 5.3.2-36）ことから、100mm 程度の沈下が生じているものと推察される。

RC 造の建築物 C-1～C-4 について、部材損傷度を判定した結果を図 5.3.2-5 に、層崩壊を仮定して被災度区分判定を実施した結果を表 5.3.2-3 に示す。なお、柱は建設年を考慮して”曲げせん断柱”とした。また、鉄骨ブレース補強されている構面は両側柱付き壁（CWC）と同等と判断し、両側柱の部材損傷度のうち大きい方を採用する。上部構造の被災度としては、建築物 C-2、C-3 の EW 方向および建築物 C-3、C-4 の NS 方向は「中破」と判定され、その他については「小破」と判定される。一方で、杭基礎構造の被災度区分判定としては、建築物 C-1 は「大破」、建築物 C-2～C-4 は「中破」と判定される。全体的には、基礎構造の被災度のほうが上部構造の被災度よりも大きい傾向がみられる。

表 5.3.2-3 被災度区分判定結果

被災度区分	基礎構造	上部構造	
		EW 方向	NS 方向
建築物 C-1	大破	小破	小破
建築物 C-2	中破	中破	小破
建築物 C-3	中破	中破	中破
建築物 C-4	中破	小破	中破

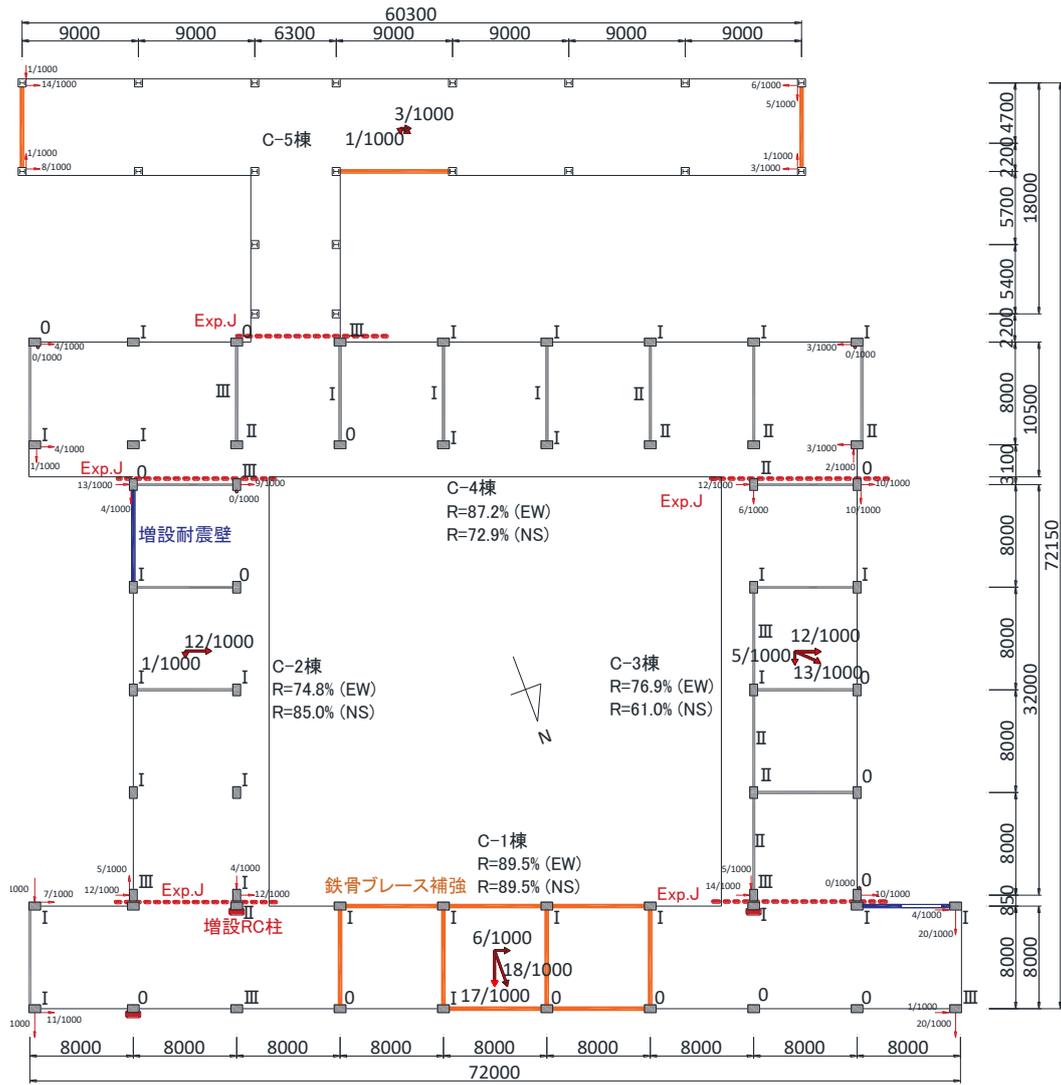


図 5.3.2-5 概略平面図、傾斜、被災度区分判定



写真 5.3.2-26 建築物 C-1 北面外観



写真 5.3.2-27 建築物 C-1 梁間方向耐震補強



写真 5.3.2-28 建築物 C-1 1 階床面の起伏



写真 5.3.2-29 建築物 C-1 1 階床面の起伏



写真 5.3.2-30 建築物 C-1 と C-2 の間の Exp. J.  
の被害

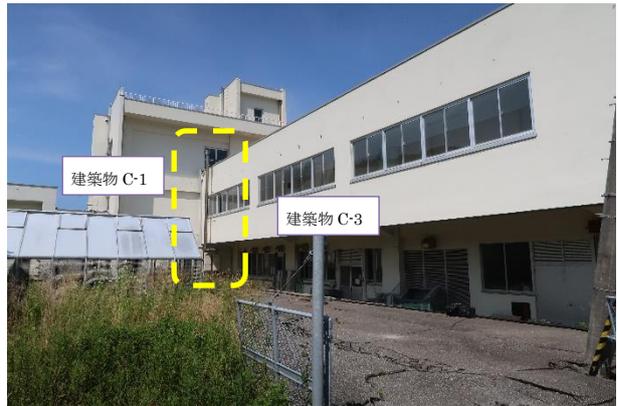


写真 5.3.2-31 建築物 C-1 と C-3 の間の Exp.J.  
の被害



写真 5.3.2-32 建築物 C-1 と別棟の間の Exp.J.  
の被害

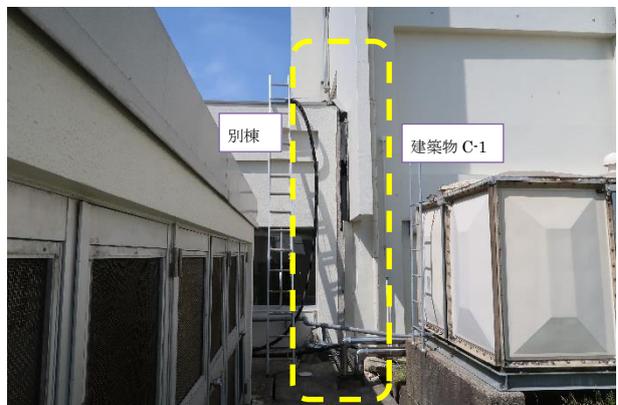


写真 5.3.2-33 建築物 C-1 と別棟の間の Exp.J  
の被害



写真 5.3.2-34 建築物 C-3 耐力壁のひび割れ



写真 5.3.2-35 建築物 C-4 床面の盛り上がり



写真 5.3.2-36 建築物 C-3 と C-4 の間の Exp.J.  
の被害

#### 建築物 D (輪島市)

本建築物は、建築物 D-1 (地上 4 階建ての RC 造建築物、写真 5.3.2-37)、建築物 D-2 (地上 2 階建ての RC 造建築物、写真 5.3.2-38)、建築物 D-3 (地上 2 階建ての SRC 造建築物、写真 5.3.2-39) が Exp. J.によって連結された学校施設であり、建設年は 1985 年である。建築物の基礎は、PHC 杭 (上杭が B 種、中杭及び下杭は A 種) による杭基礎で、杭径が  $\phi 450\text{mm}$ 、杭長は 37~38m である。建築物の管理者が実施した被災度区分判定によると、上部構造は 3 棟全て小破、基礎構造は 3 棟全て大破の判定となった。この被災度区分判定によると、建築物 D-1~D-3 における基礎の相対沈下量はそれぞれ 0.11m、0.18m、0.33m であり、傾斜はそれぞれ北に 0.75%、西に 1.33%、北西に 1.31%であった。また、建築物の管理者が実施した杭の掘り出し調査 (図 5.3.2-6 における赤い四角 6 箇所の杭頭部) によると、建築物 D-2①以外の 5 箇所において杭の損傷が見られた。本建築物の地盤では地下水位が高く、この杭の掘り出し調査中掘り出した箇所に周辺から地下水による侵入が見られた。そのため、写真 5.3.2-43 のように掘り出した場所を数日放置すると地下水位がパイルキャップの上端近くまで上昇していた。

担当者へのヒアリングによると、1 月 1 日に停電が発生したため、1 月 6 日に電気が復旧するまでの間は、電源車によって電源の供給が行われた。この施設ではプロパンガスを使用していたがガスの配管に被害が出たため、調査日時点においても使用することができない。水道は発災から 4 月上旬に市内の配管が復旧するまで使用することができなかった。本建築物は、発災以降 8 月ごろまで避難所として使用されていた。



写真 5. 3. 2-37 建築物 D-1 南側全景



写真 5. 3. 2-38 建築物 D-2 南東側全景



写真 5. 3. 2-39 建築物 D-3 北東側全景



写真 5. 3. 2-40 杭頭部の状況 (D-2①)



写真 5. 3. 2-41 杭頭部の損傷 (D-1①)



写真 5. 3. 2-42 杭頭部の損傷 (D-3②)

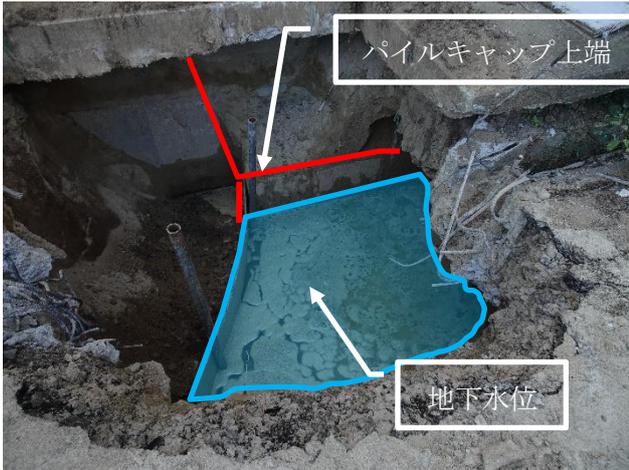


写真 5.3.2-43 掘り出し箇所地下水位 (D-2②)

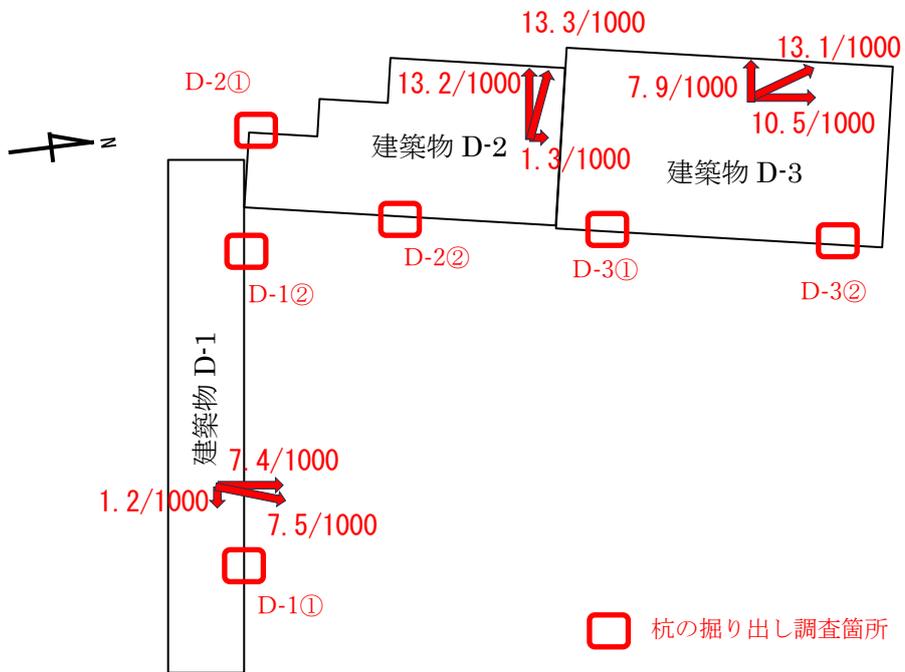


図 5.3.2-6 建築物平面図

## 建築物 E（輪島市）

建築物 E は、地上 5 階建ての RC 造庁舎であり、建設年は 1973 年である（写真 5.3.2-44）。建築物はコの字形をした不整形な建築物であり、2021 年にコの字の内側部分に外付けフレームや RC 造耐力壁の増打ち補強により耐震補強工事が施された（写真 5.3.2-45）。補強設計の構造計算書によると、用途係数  $U=1.25$  および地震地域係数  $Z=1.0$  で第 2 次診断による補強設計が行われている。表 5.3.2-4 に上部構造における補強後の診断結果を示す。設計図面によると、既存部の基礎は  $\phi 300$  または  $\phi 350$  の PHC 杭（杭長 28m）を用いた杭基礎であり、この既存部に対しての補強は実施されていないが、補強設計において長期軸力に対する支持力の確認は行われている。また、補強部の外付けフレームの基礎は、 $\phi 267.4$  で厚さ 12.7mm の先端羽付鋼管杭（ハネ径 700mm、杭長 19m）の周囲に地盤改良体（直径 1000mm）を施した摩擦杭を用いた杭基礎（図 5.3.2-8）である。補強設計では、短期荷重による変動軸力に対して、圧縮方向の支持力と引き抜き方向の抵抗力の確認が行われている。

建築物の外周部は写真 5.3.2-46 に示すように地盤変状により周囲の地盤の沈下が見られた。建築物の傾斜を確認することを目的に、建築物の外周部の柱を対象として下げ振りによる傾斜の測定を行った。図 5.3.2-7 には、それぞれの柱における計測結果と併せて、既存部の傾斜の平均値と補強部の傾斜の平均値をそれぞれ計算した。ただし、平均値は小数点以下を四捨五入して示している。その結果、既存部は南に約 3/1000 の傾斜、補強部は南に 1/1000 の傾斜が見られた。いずれも 1/300 以下となったため、被災度区分判定基準<sup>5.3-1)</sup>における杭基礎構造の被災度区分は「無被害」と判定された。一方で、建築物の管理者が実施した杭頭部の掘り出し調査によると、写真 5.3.2-47 に示すように、地震による損傷かどうかは不明であるが北西部の杭の杭頭部に損傷が確認できた。

表 5.3.2-4 建築物 E の補強後の診断結果

方向	階	$E_0$	$S_D$	T	$C_{TUD}$	$I_S$	判定	$I_{S0}$
X	5(東)	2.087	0.617	0.984	1.289	<b>1.268</b>	OK	0.75
	5(西)	1.349	0.617	0.984	0.833	<b>0.820</b>	OK	0.75
	4	1.207	0.813	0.984	0.983	<b>0.967</b>	OK	0.75
	3	0.829	0.926	0.984	0.768	<b>0.756</b>	OK	0.75
	2	0.847	0.926	0.984	0.784	<b>0.772</b>	OK	0.75
	1	0.895	0.926	0.984	0.829	<b>0.816</b>	OK	0.75
Y	5(東)	1.315	0.877	0.984	1.153	<b>1.135</b>	OK	0.75
	5(西)	1.217	0.628	0.984	0.765	<b>0.753</b>	OK	0.75
	4	0.856	0.894	0.984	0.855	<b>0.841</b>	OK	0.75
	3	0.838	0.926	0.984	0.776	<b>0.763</b>	OK	0.75
	2	0.845	0.926	0.984	0.783	<b>0.771</b>	OK	0.75
	1	0.892	0.926	0.984	0.826	<b>0.813</b>	OK	0.75



写真 5.3.2-44 建築物外観（北側）



写真 5.3.2-45 建築物外観（南側）



写真 5.3.2-46 建築物外周部の地盤変状



写真 5.3.2-47 北西部の杭



写真 5.3.2-48 南東部の杭

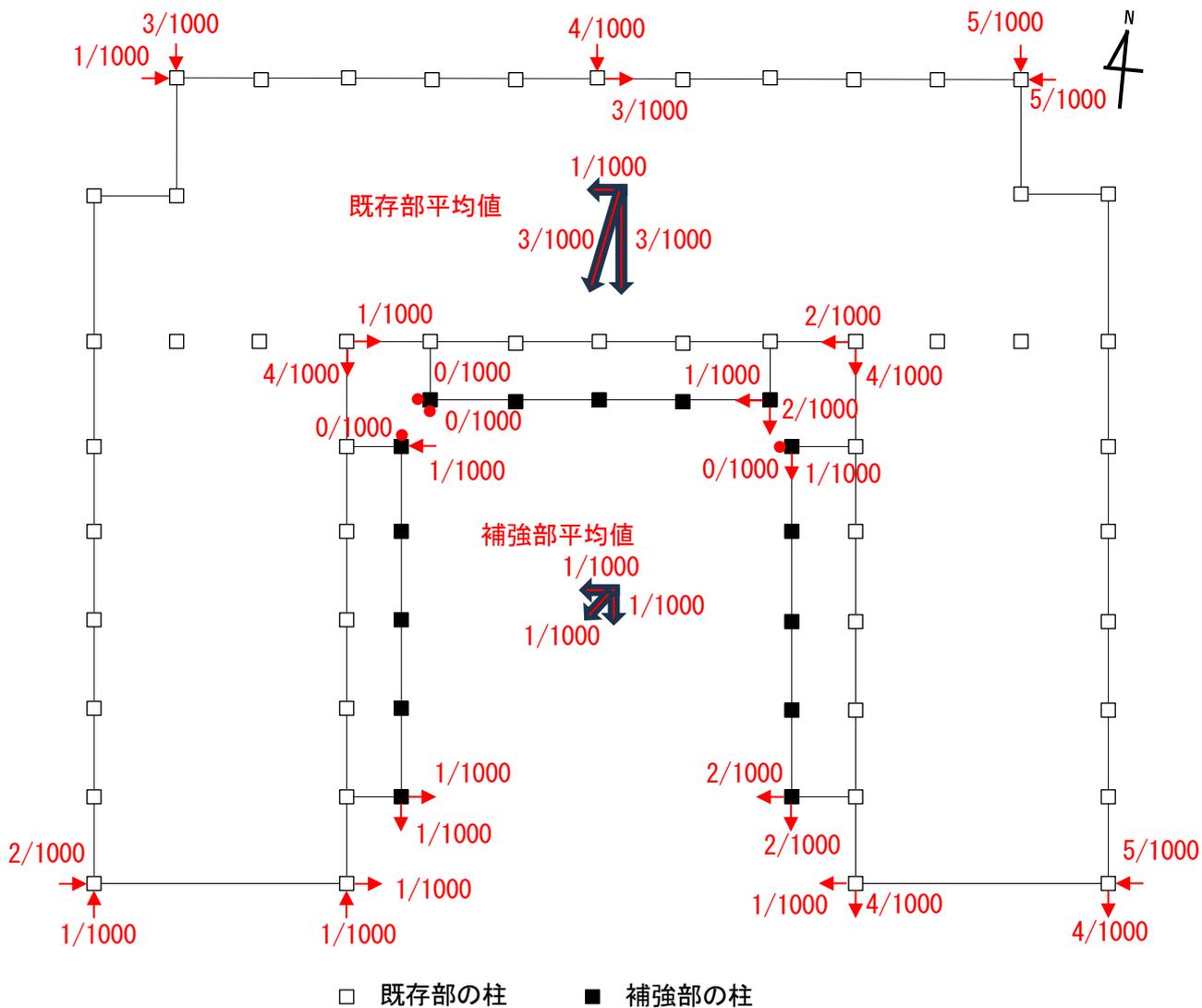


図 5.3.2-7 建築物 E の概略平面図

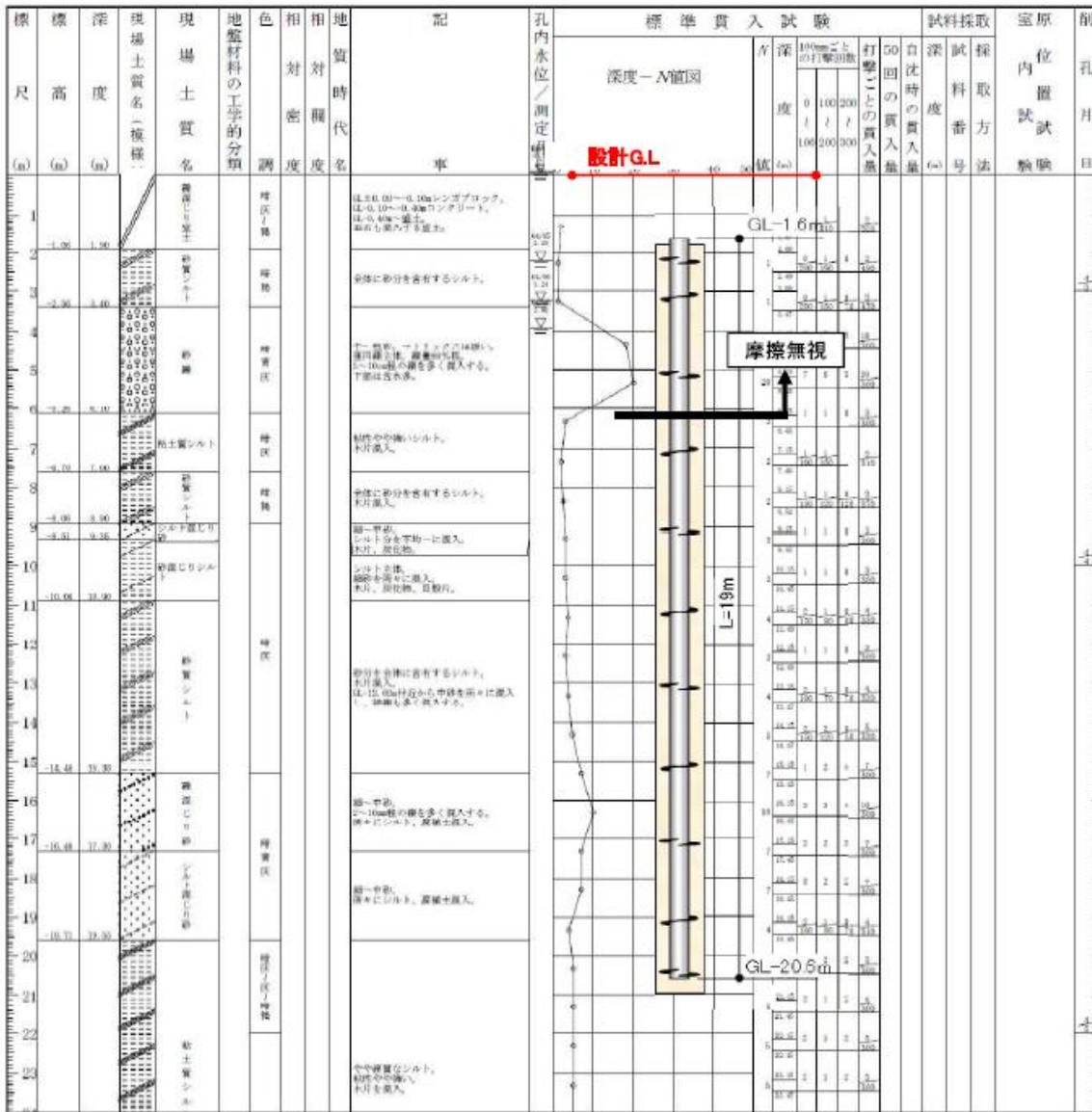


図 5.3.2-8 土質ボーリング柱状図

## 建築物 F (輪島市)

建築物 F は、地上 1 階地下 2 階建ての RC 造建築物であり、建設年は 2001 年である (写真 5.3.2-49)。構造計算書によると建築物の基礎は杭基礎であり、杭径 600mm・杭長 19m の既製杭であり、上杭が SC 杭、下杭が PHC 杭 (A 種) である。構造計算書によると、本建築物は用途係数 1.25 を採用し、かつ、基礎構造は大地震時に上部構造から作用する水平力と鉛直力に対して杭体の終局強度と極限支持力・引き抜き抵抗力の検討を実施していた。建築物の外周部は写真 5.3.2-50 に示すように地盤変状により周囲の地盤の沈下が見られた。建築物の地上 1 階と地下 1 階の外観調査を行ったところ、建築物の躯体に損傷は見られなかった。

建築物の傾斜を確認することを目的として、建築物の外周部の柱を対象として下げ振りによる傾斜の測定を行った (図 5.3.2-9、図 5.3.2-10)。図には、それぞれの柱における計測結果と併せて、各階ごとの計測値の平均値を示した。ただし、平均値は小数点以下を四捨五入して示している。その結果、地上 1 階は南東に約 2/1000 の傾斜、地下 1 階は北西に 2/1000 の傾斜が見られた。いずれも 1/300 以下となったため、被災度区分判定基準 5.3-1)における杭基礎構造の被災度区分は「無被害」と判定された。図 5.3.2-11 および図 5.3.2-12 に土質ボーリング柱状図を示す。



写真 5.3.2-49 建築物外観 (北側)



写真 5.3.2-50 建築物外周部の地盤変状

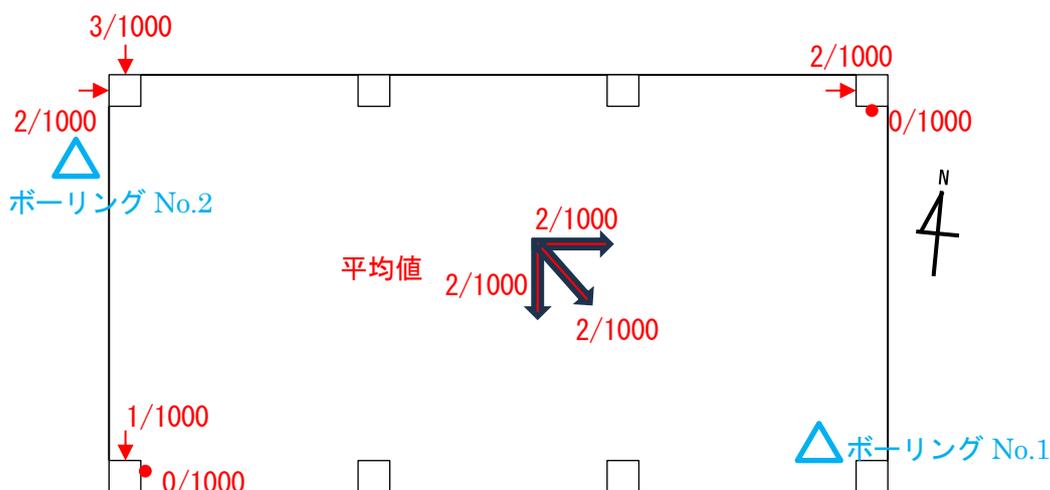


図 5.3.2-9 建築物 F の地上 1 階概略平面図

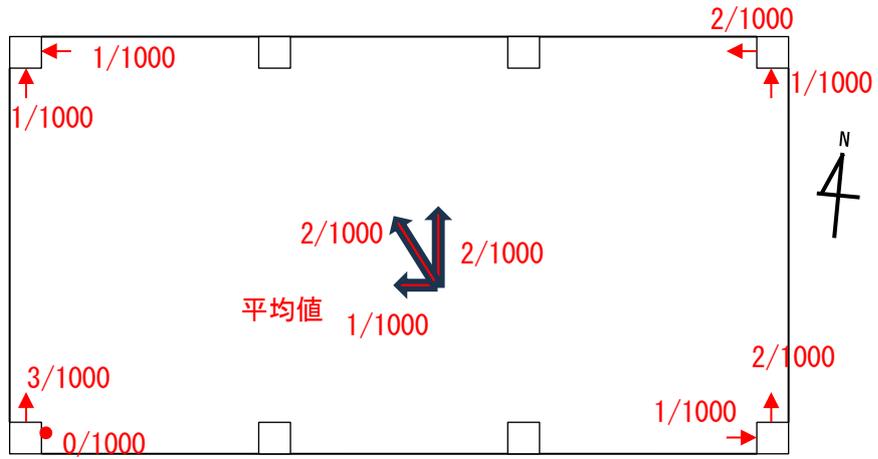
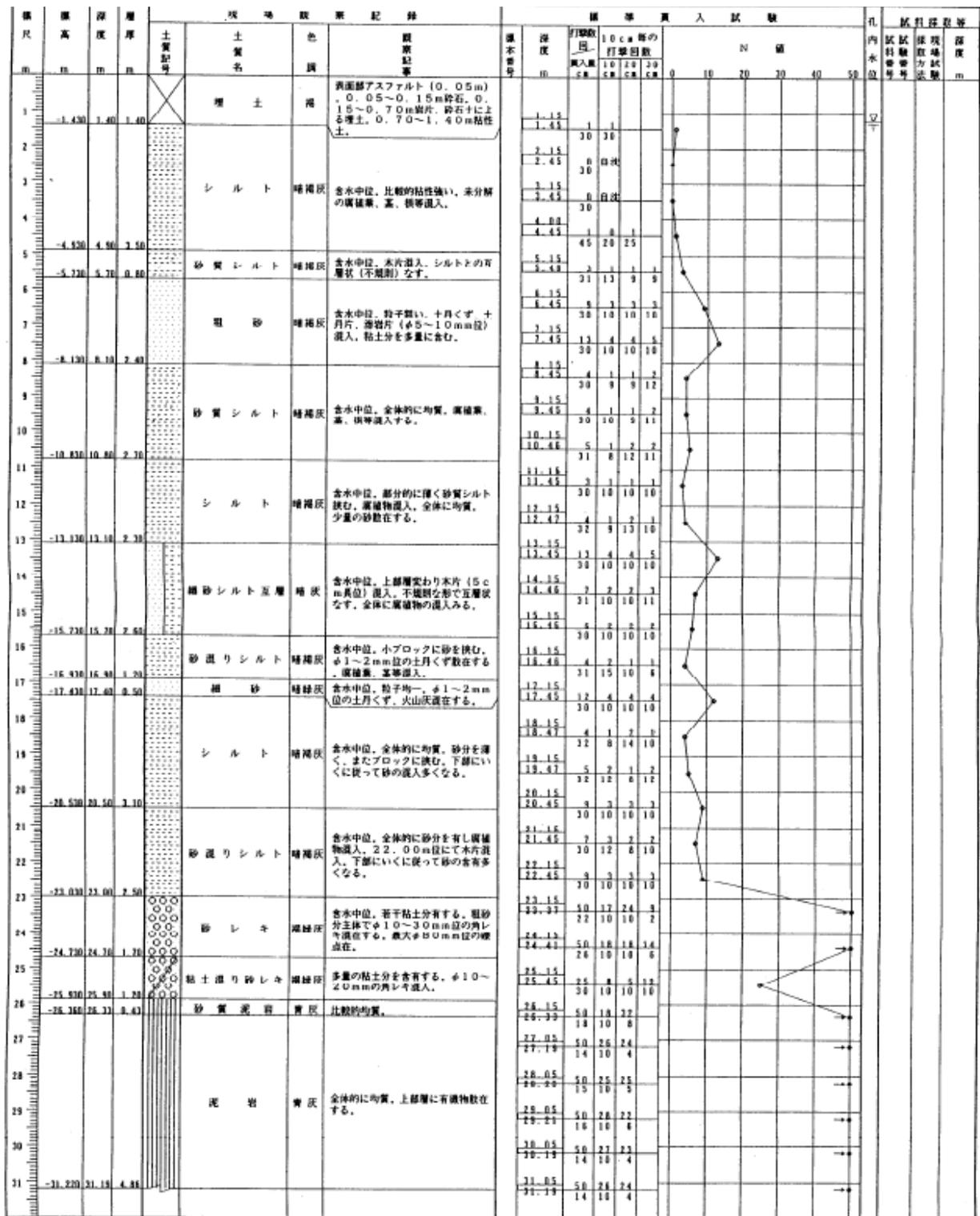


図 5.3.2-10 建築物 F の地下 1 階概略平面図



N J S

16

採取方法 T:シンワールサンプリング D:デニンサンプリング S:サンドサンプリング P:貫入試験機  
 現場試験 K:横方向内蔵試験機 F:現場用試験機 W:現場用圧縮機

図 5.3.2-11 建築物 F の土質ボーリング柱状図 No.1



## 建築物 G (輪島市)

本団地は 2～3 階建て壁式 RC 造共同住宅であり、団地内に計 13 棟存在する。建設は 1994 年から 2000 年にかけて順次行われている。建物周辺の複数個所で地すべりが生じている (図 5.3.2-13)。団地内の建築物の被害は軽微であるが、建築物 G (3 階建て壁式 RC 造、建設年 1999 年) のみ顕著な被害が見られる (写真 5.3.2-51)。



図 5.3.2-13 配置図



写真 5.3.2-51 建築物 G 外観

建築物 G の概略平面図を図 5.3.2-14 に示す。建築物 G は 3 階建て壁式 RC 造であり、1 階あたり 7 住戸 (階段室 4 か所) の横長の平面形状となっている。東側斜面は大規模地すべり (写真 5.3.2-52) が生じている。また、西側でも西方向に顕著な地盤変状が生じている (写真 5.3.2-53)。1 通り B 構面 (南西角) のフーチングから杭頭部が外れている様子が確認された (写真 5.3.2-54、写真 5.3.2-55)。フーチングの杭頭接合面からのずれ量は、西方向に約 600mm および北方向に約 600mm である。設計図書によると、建築物 G の杭は PHC 杭 (A 種) であり、杭径  $\phi 400$ 、杭長 9.0m である (写真 5.3.2-56、写真 5.3.2-57)。また、管理者による調査によると、1 通り C 構面においてもフーチングから杭頭部が外れていることが確認されている。

西側の 7～9 通りの階段室上部の梁にひび割れ (ひび割れ幅 0.3mm 程度) が確認された (写真 5.3.2-58、写真 5.3.2-59)。また、7～9 通りの南側通路には地盤変状により 600mm 程度の段差が生じている (写真 5.3.2-60、写真 5.3.2-61)。梁のひび割れが確認された 7～9 通り (図 5.3.2-14 中の赤線) を境目にして西側と東側の上部構造の傾斜を確認したところ、西側では北西方向に傾斜が 7/1000 程度生じている一方で、東側は傾斜が北西方向に 2/1000 と比較的小さいことが確認された。

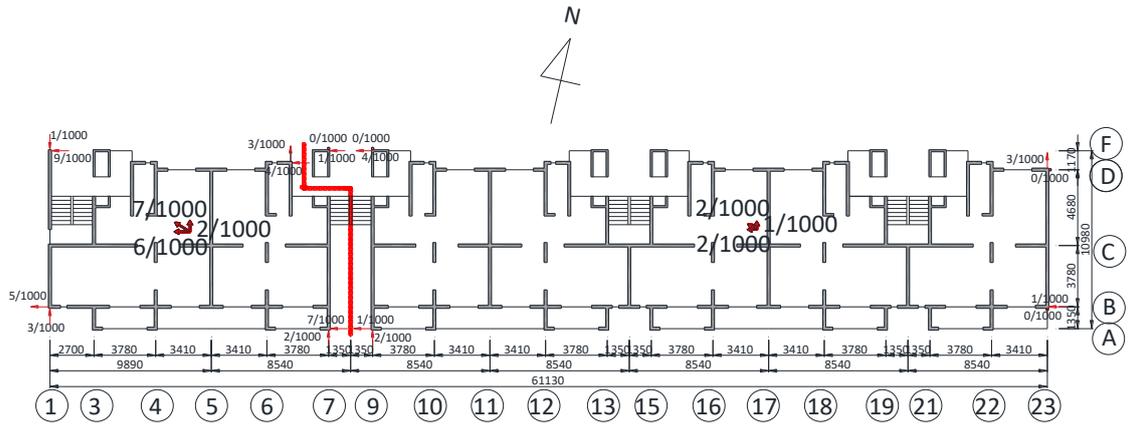


図 5.3.2-14 概略平面図



写真 5.3.2-52 東側の地すべり



写真 5.3.2-53 西側の地盤変状



写真 5.3.2-54 南西端部の杭頭部露出



写真 5.3.2-55 露出した杭頭部断面

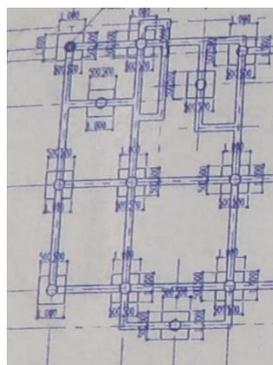


写真 5.3.2-56 西側 3 構面の杭伏図

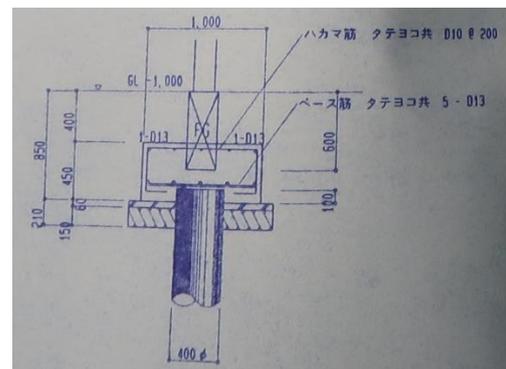


写真 5.3.2-57 基礎フーチング配筋図



写真 5. 3. 2-58 西側階段室上部のひび割れ



写真 5. 3. 2-59 西側階段室上部のひび割れ



写真 5. 3. 2-60 7~9 通り階段室南側通路の地盤  
変状



写真 5. 3. 2-61 7~9 通り階段室南側通路の地盤  
変状

### 建築物 H (輪島市)

建築物 H は、3階建て壁式 RC 造共同住宅であり、建設年は 1992 年である (図 5.3.2-15、写真 5.3.2-62)。基礎構造は杭基礎であり、PHC 杭 (A 種)、杭径  $\phi 350\text{mm}$ 、杭長 9m が用いられている。

上部構造の構造部材には目立った被害は確認されなかったが、周辺地盤の沈下および建築物の傾斜が認められた (写真 5.3.2-63)。傾斜は南方向に 12/1000 である。応急危険度判定の③傾斜は「A ランク」と判定され、被災度区分判定基準 5.3-1)における杭基礎建築物の基礎の傾斜と沈下量による被災度区分は「中破」と判定される。

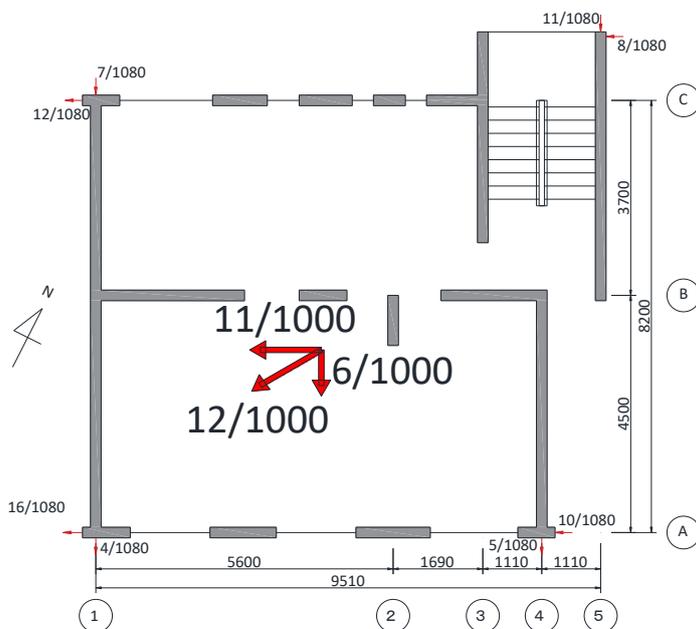


図 5.3.2-15 概略平面図



写真 5.3.2-62 東側外観



写真 5.3.2-63 周辺の地盤変状

## 建築物Ⅰ（穴水町）

本建築物は3階建てSRC造（一部RC造）庁舎であり、建設年は1973年である。2021年に耐震改修工事が行われており、PCアウトフレーム工法が建物外周部に使用されている。また、増設耐力壁も設置されている。耐震改修設計においては、強度抵抗型で設計されている。

写真5.3.2-64に建物外観を示す。写真5.3.2-65～写真5.3.2-70に建物の被害状況を示す。写真5.3.2-65では床面のひび割れや変形が発生しており床の一部が沈下している状況が確認された。建物周辺では写真5.3.2-66のような地盤変状が生じていた。写真5.3.2-67に柱の損傷状況を示す。柱ではひび割れやコンクリートの剥落が発生していた。写真5.3.2-68に壁の縦ひび割れ及び写真5.3.2-69に天井材の被害状況を示す。天井材は面外方向に変形しており、施設管理者によると落下の危険性があるため、天井の一部を剥がしたとのことであった。図には示していないが、一部の小梁の主筋が破断した被害が確認されている。

写真5.3.2-70にはアウトフレームの柱の損傷状況を示しており、顕著な被害は無かったがせん断ひび割れが発生していた。



写真 5.3.2-64 建物外観

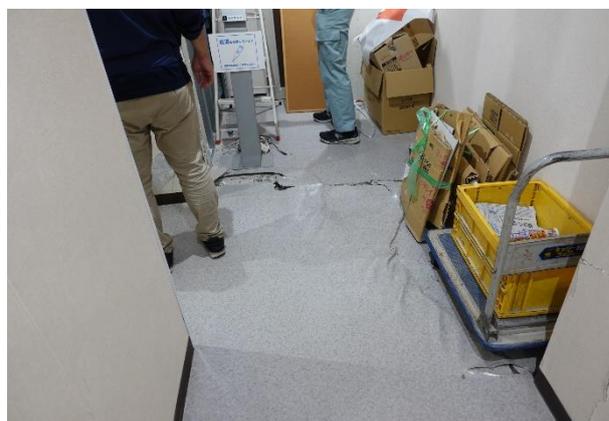


写真 5.3.2-65 1階床のひび割れ及び変形



写真 5.3.2-66 建物周辺の地盤変状



写真 5.3.2-67 柱のひび割れ



写真 5.3.2-68 壁の縦ひび割れ



写真 5.3.2-69 天井材の変形

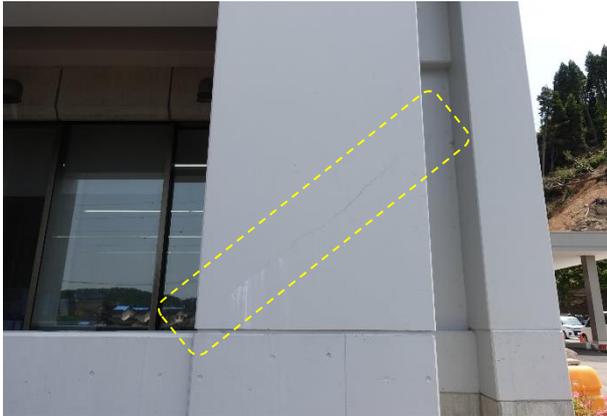


写真 5.3.2-70 アウトフレーム柱のせん断ひび割れ

図 5.3.2-16 に建物平面の概要と建物一部の傾斜を計測した結果を示す。傾斜計測の結果、北東方向に 5/1000 程度の傾斜が確認された。補強されたアウトフレーム直下の杭は、杭先端に羽を設けた直径 318.5mm の鋼管杭が用いられており、杭頭部には D22 の定着筋が 8 本用いられていることが構造図に示されている。また、鋼管内は座屈に抵抗するため全てコンクリートが充填されていることが記載されている。

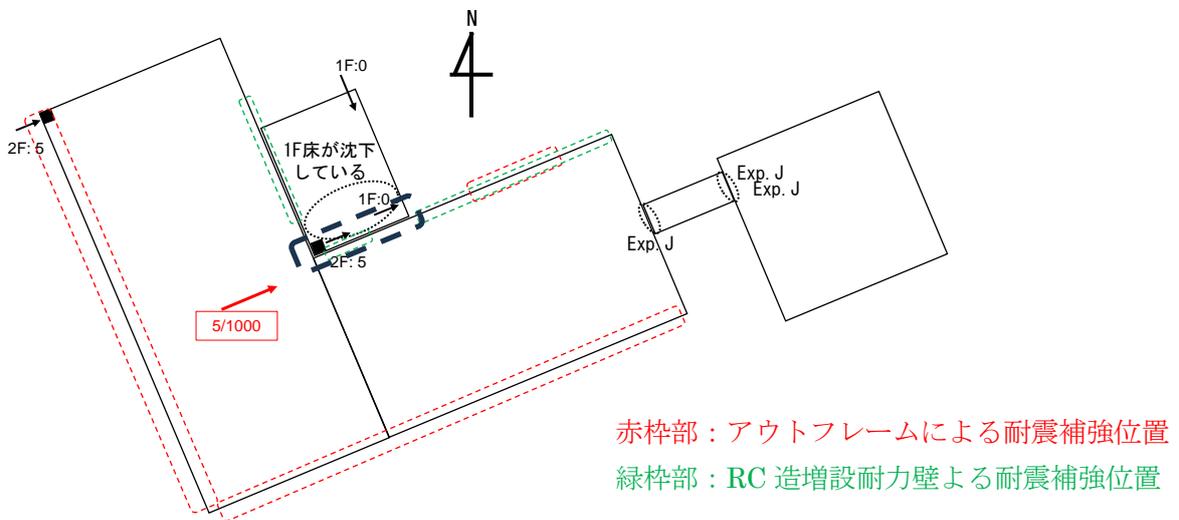


図 5.3.2-16 建物平面概要図

## 建築物 J (輪島市)

本建築物は地下 1 階・地上 2 階建ての RC 造（一部 SRC 造）であり、建設年は 1994 年である。建物は J-1 棟から J-4 棟の 4 棟で構成されている。図 5.3.2-17 に建物平面の概略図及び J-2 棟、J-3 棟の傾斜角を示す。写真 5.3.2-71 及び写真 5.3.2-72 に J-1 棟北側外観及び J-2 棟東側外観を示す。

管理者による被災度区分判定が行われ、J-2 棟では主に柱及び梁に損傷度 I～II のひび割れが見られ、J-3 棟では主に柱及び壁に損傷度 I～III のひび割れが見られたことから J-2 棟、J-3 棟ともに上部構造の被災度は「中破」となっている。一方で、建築物の傾斜を計測したところ、J-2 棟では南西方向に 9.5/1000 の傾斜が確認された。杭基礎の被災度区分判定において、「中破」となる。施設関係者によると J-2 棟では地震後 15cm 程度沈下しており給排水管の破断が生じていたとのことである。なお、J-2 棟は 3 月末に施設の一部を再開している。

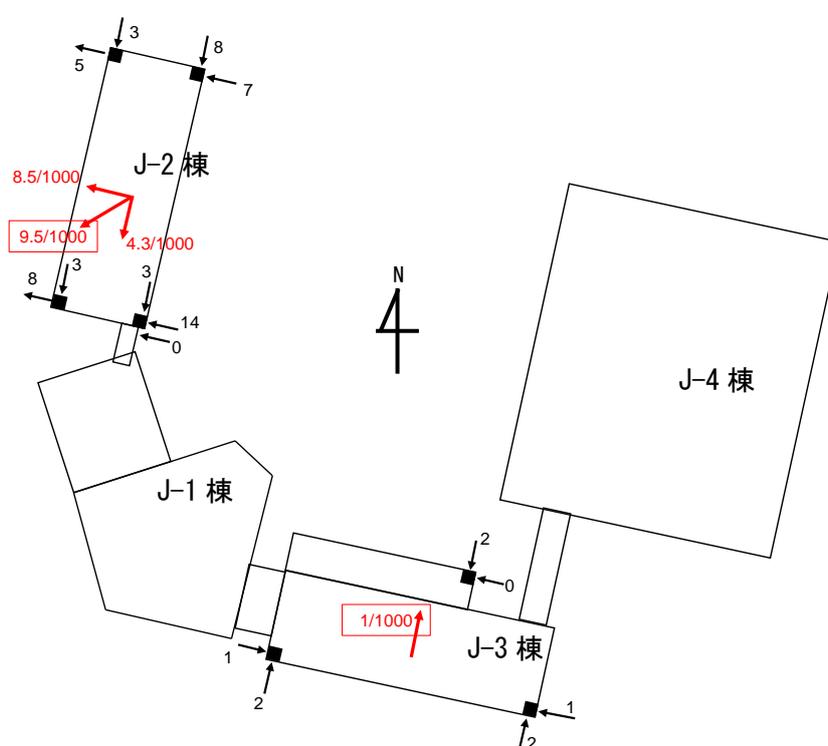


図 5.3.2-17 建物平面概略図



写真 5.3.2-71 J-1 棟北側外観



写真 5.3.2-72 J-2 棟東側外観

写真 5.3.2-73 に J-1 棟-J-2 棟間のエキスパンションジョイント（以下、Exp. J.）部の損傷状況を示す。写真は J-1 棟側から撮影したものであり、J-2 棟が写真左側に傾斜している様子が分かる。写真 5.3.2-74、写真 5.3.2-75 に 1 階柱脚の損傷及び J-1 棟周辺の地盤被害の状況を示す。



写真 5.3.2-73 J-1 棟-J-2 棟間の Exp. J.部の損傷状況



写真 5.3.2-74 1 階柱脚の被害 (J-1 棟)



写真 5.3.2-75 J-1 棟周辺の地盤被害

写真 5.3.2-76 に J-3 棟の外観を示す。J-3 棟の北側に外階段が付随しており、写真 5.3.2-77 に示す柱の曲げによる被害が確認された。写真 5.3.2-78 では外階段直下の柱との接合部の損傷が生じていた。また、外階段は北側に 50cm ほど移動しており、主架構との分離が見られた（写真 5.3.2-79）。写真 5.3.2-80 及び写真 5.3.2-81 に柱及び梁の曲げによる損傷状況を示す。



写真 5.3.2-76 J-3 棟北側外観



写真 5.3.2-77 柱頭部の曲げひび割れ



写真 5.3.2-78 外階段-柱接合部の損傷



写真 5.3.2-79 外階段と J-3 棟主架構の分離



写真 5.3.2-80 2階柱の曲げによる損傷



写真 5.3.2-81 梁端部の曲げひび割れ

写真 5.3.2-82 に J-4 棟の内観を示す。J-4 棟では一部内装材の落下被害が発生していた (写真 5.3.2-83、写真 5.3.2-84)。また、J-4 棟周辺では地盤変状が生じていた (写真 5.3.2-85)。



写真 5.3.2-82 J-4 棟内観



写真 5.3.2-83 内装材の落下

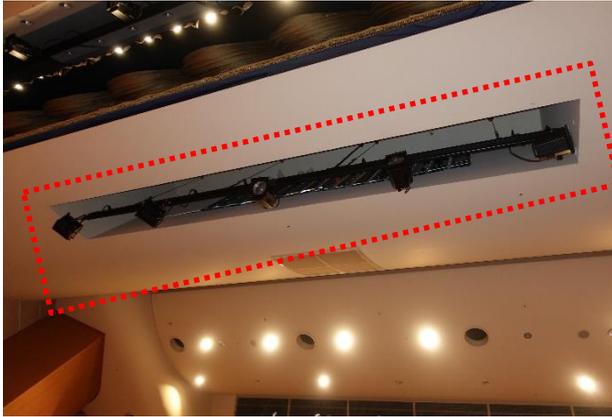


写真 5. 3. 2-84 落下した内装材が設置されていた箇所



写真 5. 3. 2-85 J-4 棟周辺の地盤変状

建築物 K (輪島市)

建築物 K は、3階建て（一部4階建て）RC造建築物であり、建設年は1987年である（図 5.3.2-18）。

上部構造の構造部材には目立った被害は確認されなかったが、周辺地盤の沈下が認められ、上部構造は南方向に 8/1000 程度傾斜していることが確認された（写真 5.3.2-88）。応急危険度判定の③傾斜は「A ランク」と判定される。3階床スラブ上面には、今回の地震との関連性は不明であるが、東西方向に複数のひび割れが生じていた（写真 5.3.2-89）。

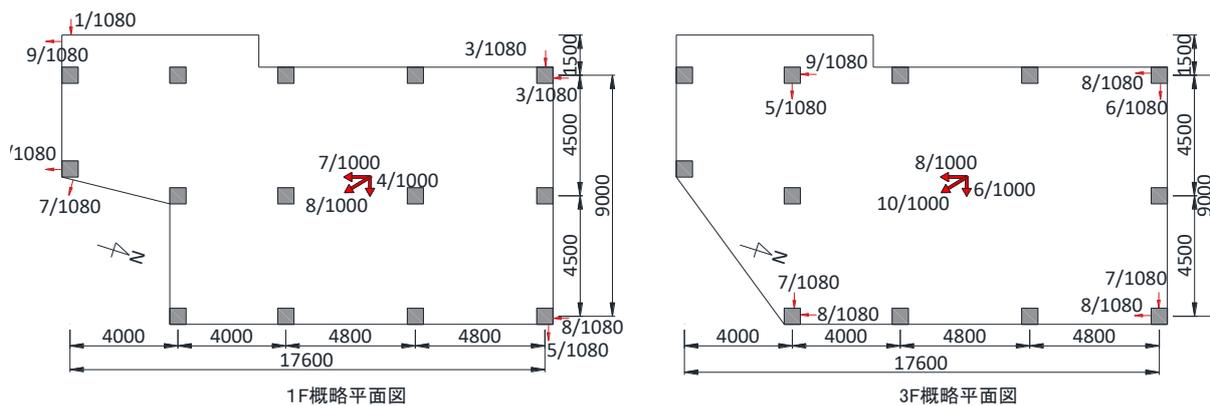


図 5.3.2-18 概略平面図



写真 5.3.2-86 西面外観



写真 5.3.2-87 東面外観



写真 5.3.2-88 周辺の地盤変状

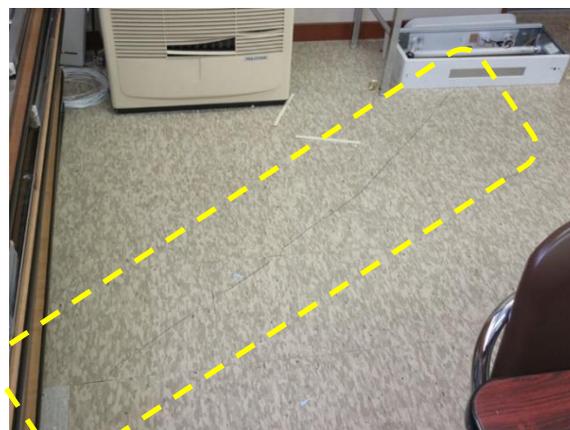


写真 5.3.2-89 3階講堂床スラブのひび割れ

### 建築物 L (輪島市)

建築物 L-1 は、2階建て RC 造建築物であり、建設年は 1985 年である。南東部には、建築物 L-2 (1階建て補強組積造) が付随している (図 5.3.2-19、写真 5.3.2-90)。

建築物 L-1 では、地震により内部収蔵物が散乱した (写真 5.3.2-91) もの、柱や壁などの構造部材には損傷は認められず、傾斜もほとんど生じていない。一方で、南東部の建築物 L-2 では、南東方向に 28/1000 程度の傾斜が生じていることが確認された (写真 5.3.2-92)。コンクリートブロックは 9 段積みとなっており、鉄筋探査により縦筋が 400mm ピッチ、横筋が 600mm ピッチで配筋されていることは確認されたが、基礎部には水平方向の亀裂が生じており、亀裂よりも下の部分には縦筋が定着されていないようであった (写真 5.3.2-93)。

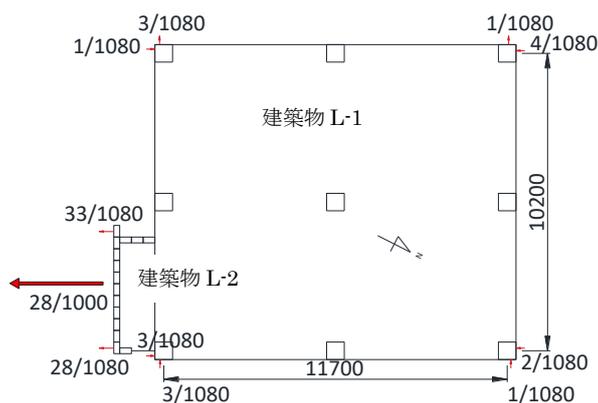


図 5.3.2-19 建築物 L-1 および L-2 の概略平面図



写真 5.3.2-90 北東面外観



写真 5.3.2-91 内部収蔵物の散乱



写真 5.3.2-92 建築物 L-2 の傾斜

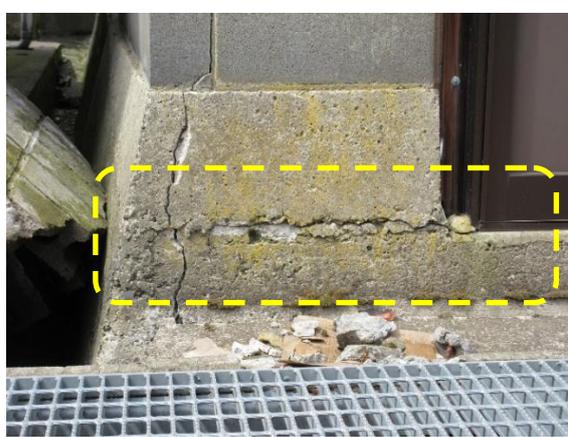


写真 5.3.2-93 建築物 L-2 基礎部の亀裂

## 建築物 M (輪島市)

建築物 M-1 は、2 階建ての建築物で、建設年は 2001 年であり、用途は体育館である。隣接している建築物 M-2 は一部 3 階建ての建築物で、建設年は 1995 年である。建築物 M-1 の主架構の構造形式は RC 造であり、屋根部はシステムトラス構造が用いられている。基礎構造は、建築物 M-1 及び M-2 とともに杭基礎であり杭径  $\phi$  300mm~500mm 程度の PHC 杭が用いられている。

建築物 M-1 の主な被害では、写真 5.3.2-95 に示すような内装材の落下が見られた。妻構面及び平構面の全ての構面で RC 造壁の面外破壊が生じていた (写真 5.3.2-96~写真 5.3.2-98)。写真 5.3.2-99~写真 5.3.2-101 に屋根支承部の損傷状況を示す。屋根支承部のアンカーボルトの伸びや接合部の損傷によるコンクリートの剥落、敷きモルタルの圧壊が確認された。なお、屋根支承部のアンカーボルト孔はルーズホールとされていた。写真 5.3.2-102 及び写真 5.3.2-103 にシステムトラス屋根の被害を示す。システムトラス屋根の主部材の座屈及び破断等が見られ、ポールジョイント部側での主部材の破断も確認された。その他では、受水槽が建築物周辺に設置されており、受水槽の下部に亀裂が発生していた (写真 5.3.2-104)。



写真 5.3.2-94 建築物 M-1 の外観

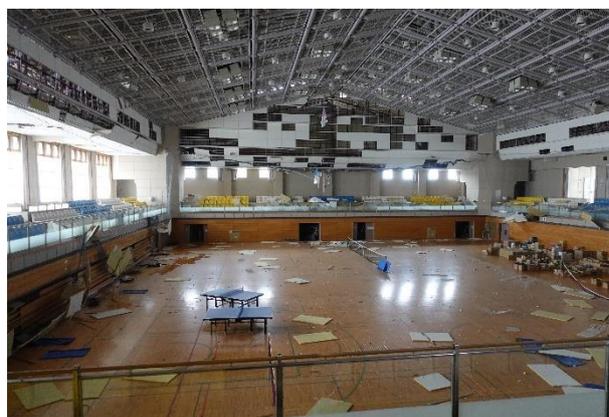


写真 5.3.2-95 内装材の落下被害



写真 5.3.2-96 妻構面の RC 造壁の面外破壊①



写真 5.3.2-97 妻構面の RC 造壁の面外破壊②



写真 5.3.2-98 平構面の RC 造壁の面外破壊



写真 5.3.2-99 屋根支承部のアンカーボルトの伸び



写真 5.3.2-100 屋根支承部のモルタルの損傷



写真 5.3.2-101 屋根支承部の接合部損傷



写真 5.3.2-102 システムトラス屋根のポールジョイント部での破断



写真 5.3.2-103 システムトラス屋根の主部材の座屈及び破断



写真 5.3.2-104 受水槽の亀裂

建築物 M-2 では、ドア部のガラスの割れが発生していた（写真 5.3.2-105）。地震後にプールの水が抜けていたことから排水設備等が損傷している可能性が考えられる（写真 5.3.2-106）。



写真 5.3.2-105 建築物 M-2 のドアのガラスの割れ



写真 5.3.2-106 建築物 M-2 内部の状況

## 建築物 N (金沢市)

建築物 N は、地上 2 階～3 階建ての RC 造の渡り廊下であり、建設年は 1996 年である。写真 5.3.2-107 に示す地盤の崩落が大規模に発生していることが特徴的である。写真 5.3.2-108 に杭頭が露出した状況を示す。地盤崩落部分の周辺に渡り廊下が存在するが、上部構造には写真 5.3.2-109 に示すように Exp. J. や壁に若干の損傷があるものの、目立った傾斜および沈下は発生していないと思われる。被災度区分判定基準<sup>5.3-1)</sup>における支持地盤の変状による被災度区分では「大破」と判定される。



写真 5.3.2-107 地盤崩落の状況



写真 5.3.2-108 杭頭の露出



写真 5.3.2-109 Exp. J. の損傷

## 建築物 O (輪島市)

本建築物は、建築物 O-1 (3階建て RC 造校舎)、建築物 O-2 (2階建て鉄骨造体育館)、建築物 O-3 (1階建て鉄骨造武道場) および建築物 O-4 (2階建て RC 造体育館) からなる (図 5.3.2-20)。建築物 O-1~O-3 の建設年は 2014 年であり、建築物 O-4 は 1966 年に建設された既存の RC 造体育館を 2014 年に改修している。建築物 O-2 および O-3 は避難所として利用され、建築物 O-1 は輪島市内の複数の学校の生徒も受け入れて利用されている。

建築物 O-3 の西側は著しい地盤変状が生じており、建築物 O-3 の南西角の杭体 (PHC 杭) が露出している。(写真 5.3.2-110、写真 5.3.2-111)。露出した杭体および周辺の基礎部材 (フーチング、基礎梁) には目立った損傷は確認されなかった。また、建築物 O-4 の南側の地盤にも顕著な地盤変状が生じている (写真 5.3.2-112)。建築物 O-4 の東側妻壁の内蔵 RC 梁の損傷が確認された (写真 5.3.2-113)。なお、同建物の西側妻壁には損傷は生じていない。建築物 O-2 は、西面および北面の外装パネルの大きな脱落が見られる (写真 5.3.2-114)。建築物 O-2 北側の地盤には顕著な地盤変状がみられる (写真 5.3.2-115)。建築物 O-1 は目立った損傷は確認されないが、壁のひび割れが複数見られた (写真 5.3.2-117)。また、被災時校舎の鉄骨階段の各階接合部のアンカーの抜け出しが見られたとのことだが、調査時点ですでに修復されていた (写真 5.3.2-118)。それぞれの建物の傾斜を測定したが、有意な傾斜は確認されなかった。

設計図書等より、建築物 O-1~O-3 はいずれも上部構造は保有水平耐力計算 (耐震計算ルート 3) により設計されており、杭基礎部は一次設計がなされている。建築物 O-1 は上杭が PRC 杭 (杭径  $\phi$  500~600mm、杭長 5m)、下杭は節つき PHC 杭 (杭径  $\phi$  550~650mm、杭長 7~11m) であり、土質柱状図との関係は図 5.3.2-21 のようになっている。建築物 O-2 は上杭が PHC 杭 (B 種および C 種、杭径  $\phi$  500~600mm、杭長 5m)、下杭は節つき PHC 杭 (A 種、杭径  $\phi$  550~650mm、杭長 4~8m) である。建築物 O-3 は、上杭が PHC 杭 (B 種、杭径  $\phi$  500mm、杭長 5~9m)、下杭は節つき PHC 杭 (A 種、杭径  $\phi$  550mm、杭長 7m) であり、土質柱状図との関係は図 5.3.2-22 のようになっている。

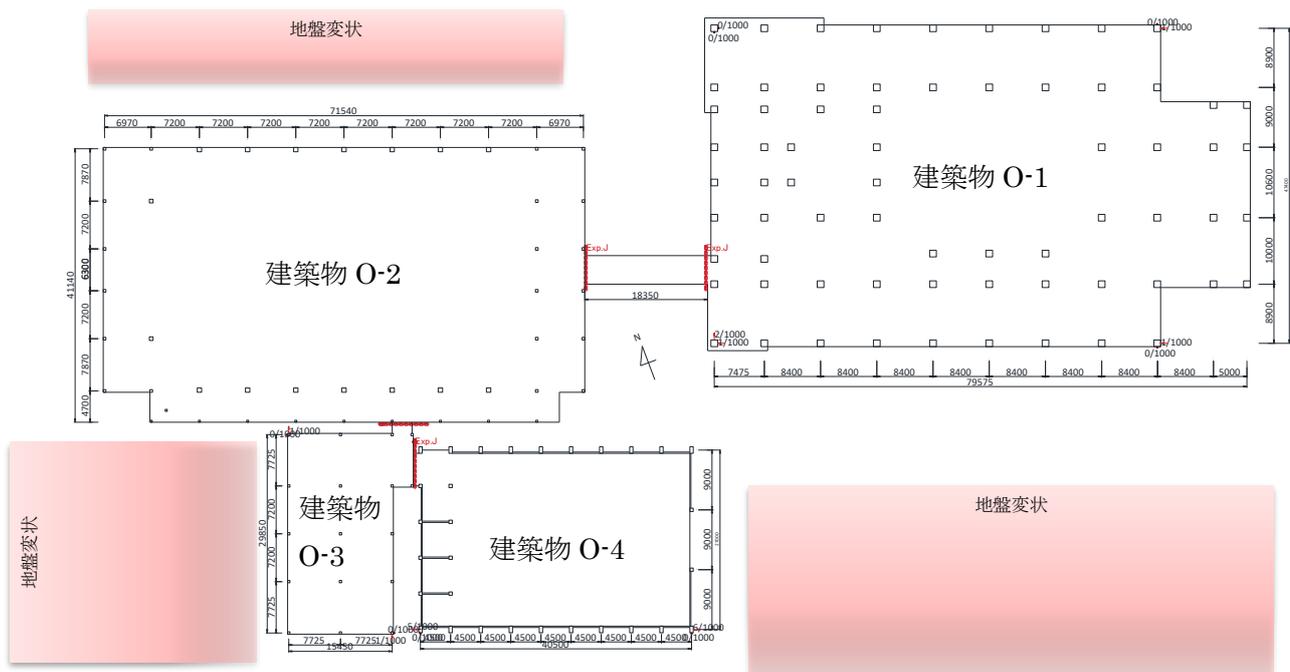


図 5.3.2-20 概略平面図



写真 5.3.2-110 建築物 O-3 南西部の地盤変状



写真 5.3.2-111 建築物 O-3 南西角の基礎露出



写真 5.3.2-112 建築物 O-4 南側の地盤変状



写真 5.3.2-113 建築物 O-4 東妻面の損傷



写真 5.3.2-114 建築物 O-2 の西面の外装損傷



写真 5.3.2-115 建築物 O-2 北側の地盤変状



写真 5.3.2-116 建築物 O-1 外観



写真 5.3.2-117 建築物 O-1 壁のひび割れ



写真 5.3.2-118 建築物 O-1 鉄骨階段の接合部

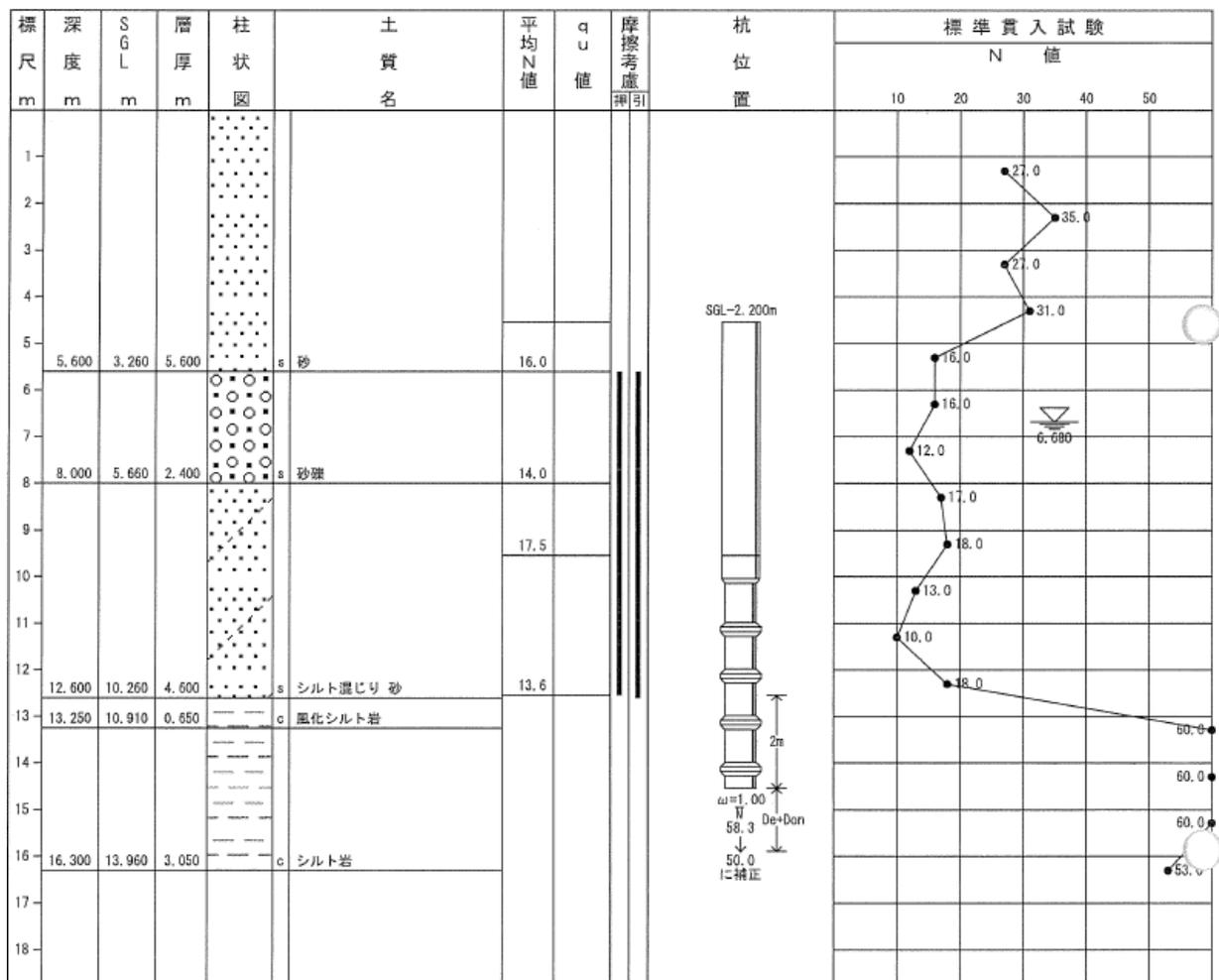


図 5.3.2-21 土質柱状図および杭位置図 (建築物 O-1)

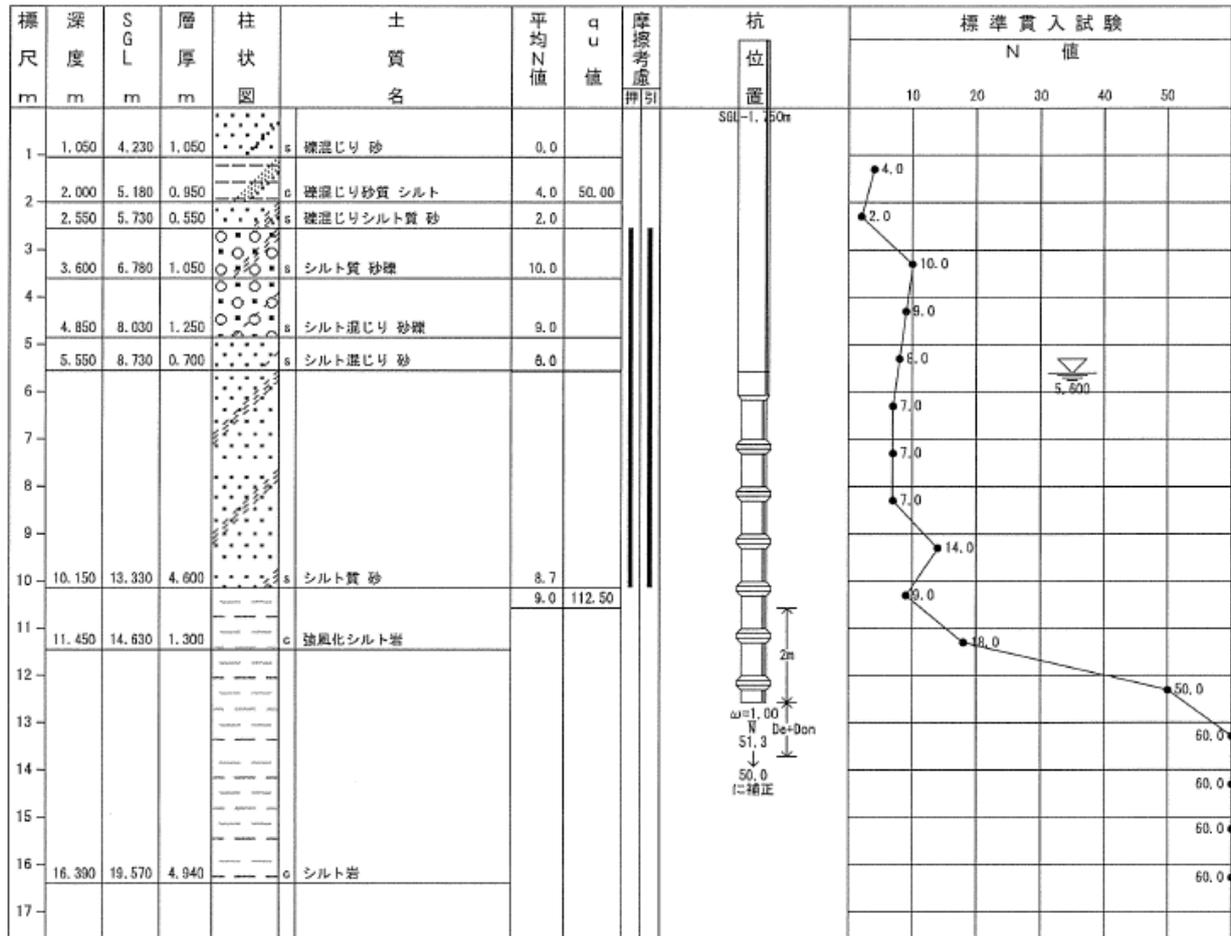


図 5.3.2-22 土質柱状図および杭位置図 (建築物 O-3)

### 建築物 P (穴水町)

本建築物は2階建ての建築物であり、P-1 棟は1階がRC造、2階が鉄骨造の混構造、P-2～P-4 棟はRC造である。建設年は1989年である。概略平面図を図5.3.2-23に示す。基礎構造は杭基礎であり、杭径φ400～φ450、杭長9～14mのPHC杭（A種）が用いられている。

上部構造においては、P-2 棟で天井材の落下が見られたほか、エキスパンションジョイントでの損傷が確認されている（写真5.3.2-119、写真5.3.2-120）。管理者により実施された被災度区分判定では、P-1 棟について、柱部材に損傷度 I～II 程度のひび割れが確認され、層崩壊形を仮定した上部構造の被災度区分は「中破」である。一方で、P-1 棟において基礎の傾斜が4/1000程度、基礎の沈下が0.09m程度確認され、杭基礎の被災度区分は「中破」とされている。

P-1 棟において、図5.3.2-23中に示す位置の杭の掘り出し調査が行われた。杭体にはひび割れが生じていることが確認された（写真5.3.2-122、写真5.3.2-123）。

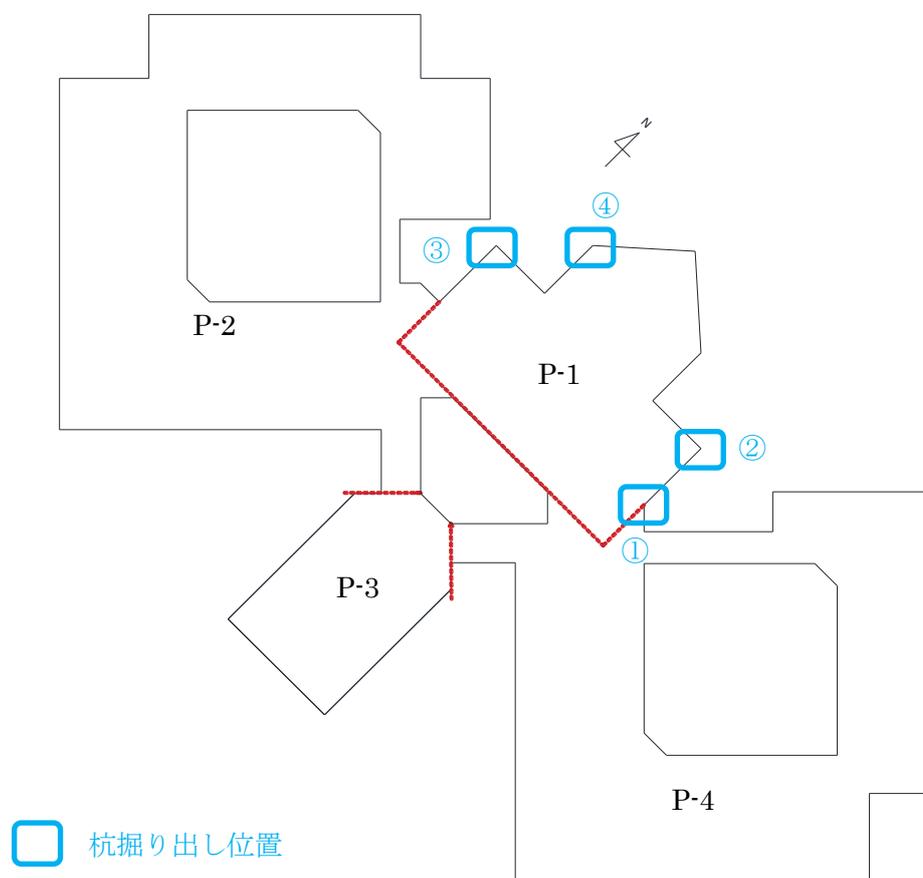


図 5.3.2-23 概略平面図



写真 5.3.2-119 P-2 棟の天井材落下



写真 5.3.2-120 Exp. J.の損傷



写真 5.3.2-121 2階S柱—RC梁接合部の被害



写真 5.3.2-122 杭の損傷状況 (③)



写真 5.3.2-123 杭の損傷状況 (④)

## (2) 1981年以前に施工された建築物

### 建築物 AA (輪島市)

建築物 AA は、地上 7 階建ての RC 造建築物であり、建設年は 1972 年である (写真 5.3.2-124)。建築物が東側に大きく沈下し、転倒の被害が発生している建築物である。4 月 19 日の調査では、小型ドローンを用いて転倒した建築物の損傷状況を確認した。転倒した上面 (建築物西側) では、2 階と 3 階の境界付近で大きな損傷が発生しているのを確認した (写真 5.3.2-125)。写真 5.3.2-126 及び写真 5.3.2-127 に西側壁面の詳細を示す。西側壁面の損傷付近では、柱外周部の主筋とシングル配筋の壁縦筋を確認できた。写真 5.3.2-128 に西側壁面基部の状況を示す。西側壁下端の南側が建築物の内側に凹むような損傷が確認された。



写真 5.3.2-124 建築物外観 (南側)



写真 5.3.2-125 建築物外観 (西側)



写真 5.3.2-126 西側壁面の損傷



写真 5.3.2-127 西側壁面の損傷 (拡大図)

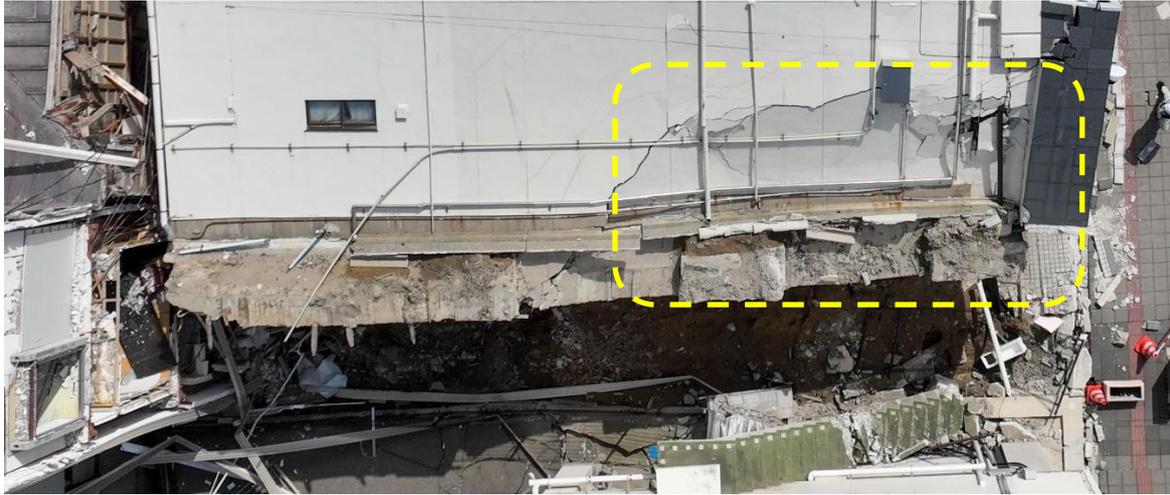


写真 5.3.2-128 西側壁面基部の損傷

#### 建築物 AB（輪島市）

建築物 AB は、地上 7 階建て RC 造（一部 SRC 造）建築物であり、建設年は 1977 年である。1 階、4 階の概略平面図および傾斜計測結果を図 5.3.2-24 に示す。図中の太線赤矢印は建築物における傾斜の代表値として、各部の傾斜実測値を平均して求めた数値である。なお、後述する写真 5.3.2-131～写真 5.3.2-134 の箇所も図 5.3.2-24(a)中に示している。建築物の著しい沈下および傾斜が認められる（写真 5.3.2-129～写真 5.3.2-131）。2024 年 6 月 5 日の調査で建築物の傾斜を計測したところ、1 階部分では北東方向に 76/1000 の傾斜が、4 階部分では 75/1000 の傾斜が確認された。沈下量については、1 階 X4-Y3 柱（図 5.3.2-24(a)参照）の東側面において、1390mm と測定された。応急危険度判定における③傾斜は「C ランク」と判定され、被災度区分判定基準<sup>5.3-1)</sup>における杭基礎構造の被災度区分は「大破」と判定される。

1 階部分の柱（X4-Y4 柱、X4-Y3 柱、X4-Y2 柱）には 0.3mm 程度のひび割れが確認され、X4 構面 Y2～Y3 間の袖壁や、X2 構面 Y3～Y4 間の方立壁には 1.0～1.5mm 程度のひび割れが認められたが、沈下や傾斜の程度と比べると損傷程度は小さい（写真 5.3.2-132）。沈下に伴い 1 階床の土間コンが膨れ上がるような状況が 1 階の広い範囲で確認された（写真 5.3.2-133、写真 5.3.2-134）。

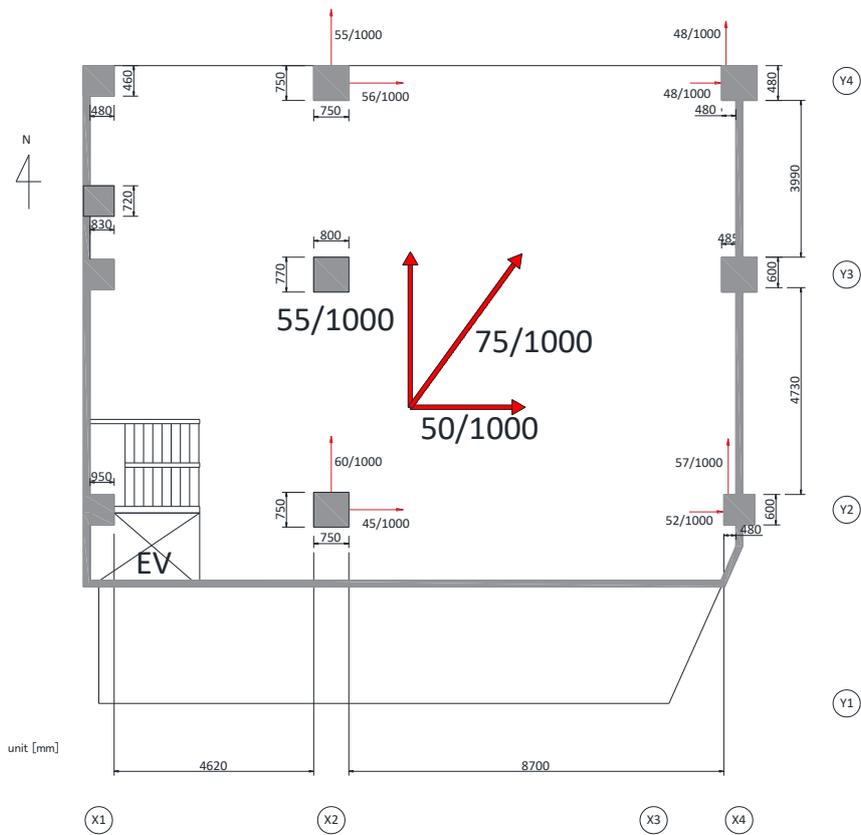
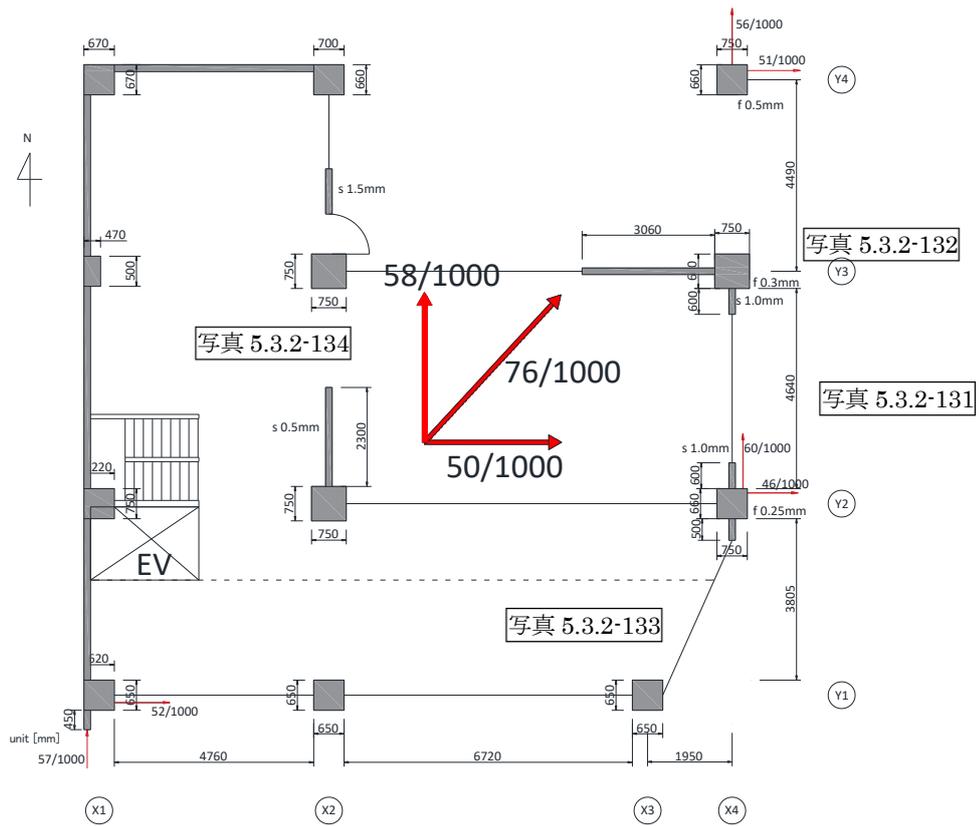


図 5.3.2-24 建築物 AB の概略平面図



写真 5. 3. 2-129 南東面外観



写真 5. 3. 2-130 北面外観



写真 5. 3. 2-131 X4 構面 1 階部分の沈下



写真 5. 3. 2-132 X4-Y3 柱の損傷



写真 5. 3. 2-133 Y1~Y2 構面 1 階床の膨れ上がり



写真 5. 3. 2-134 Y2~Y3 構面 1 階床の膨れ上がり



写真 5. 3. 2-135 西面外観

## 建築物 AC (輪島市)

本建築物は、川沿いに建設された、構造形式が類似の3棟の5階建てRC造共同住宅であり、建設年は建築物 AC-1 が1975年、建築物 AC-2 が1976年、建築物 AC-3 が1977年である(図 5.3.2-25)。図 5.3.2-26 に建築物 AC-1~AC-3 の概略平面図および傾斜計測結果を示す。写真 5.3.2-136、写真 5.3.2-139 および写真 5.3.2-141 に建築物外観を示す。上部構造の平面形状は長方形であり、南北方向が桁行方向である。基礎構造は杭基礎である。建設当初、敷地内で地質調査が実施されており、深さ3mの地点(深さ2m付近まで盛土、2m~5.5m付近は砂質土)でN値は33、4mの地点でN値は44であったが、深さ5mから19m付近までN値は10未満(深さ5.5m~19.5m付近はシルト・砂質土・砂質シルト)となっている。深さ20m~30mはN値が30以上となっている(深さ20m~30mの土質は礫まじりの砂または砂となっている。)。建築物 AC-3 の杭の仕様は設計図書より直径400mm及び450mmのPHC杭となっている。

建築物の傾斜は、建築物 AC-1 では西方向に22/1000の傾斜が確認された。建築物 AC-2 では南方向に8/1000傾斜しており、建築物 AC-3 では東方向に8/1000の傾斜が確認された。建築物 AC-1~建築物 AC-3 の周辺では地盤変状が見られた(写真 5.3.2-138、写真 5.3.2-140、写真 5.3.2-142)。建築物 AC-3 の東側で建築物の沈下状況を確認し、図 5.3.2-26 の建築物 AC-3 概略平面図のA、B、Cの箇所で、周辺地盤と比べて228mm、170mm、290mm程度の沈下が生じていた。

応急危険度判定の傾斜に係る評価は、建築物 AC-1 では「Bランク」、建築物 AC-2 および建築物 AC-3 では「Aランク」となった。被災度区分判定基準<sup>5.3-1)</sup>における杭基礎建築物の基礎の傾斜と沈下量による被災度区分では、建築物 AC-1 および建築物 AC-3 では「大破」、建築物 AC-2 では「中破」となった。

上部構造では、建築物 AC-1 および建築物 AC-3 の塔屋が傾斜しており、建築物 AC-1 の基礎立ち上がり部のコンクリートが一部剥落していたが、その他の顕著な構造被害は確認できなかった(写真 5.3.2-137)。

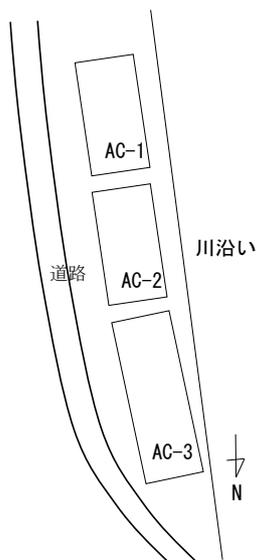


図 5.3.2-25 建築物 AC-1~建築物 AC-3 の位置関係

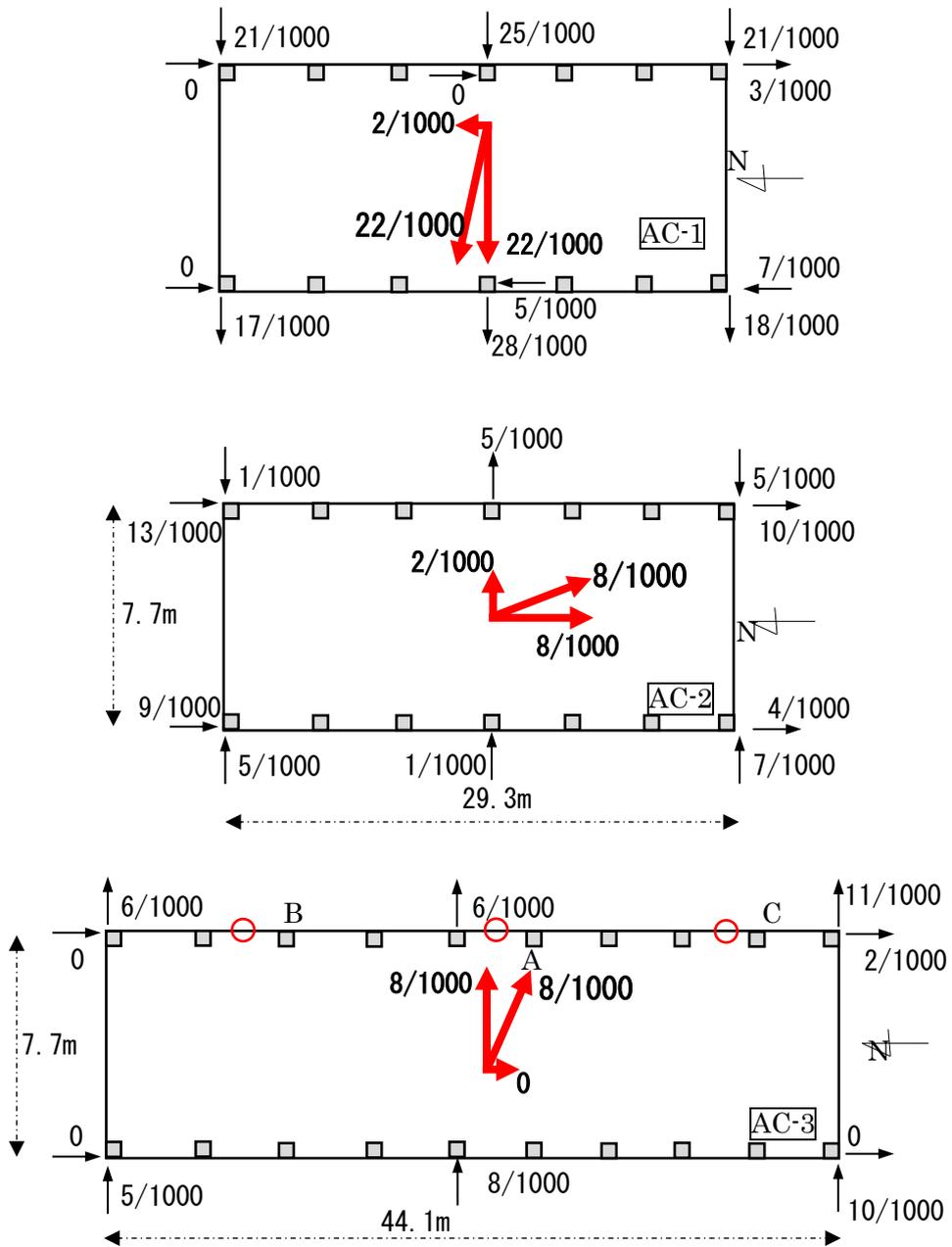


図 5.3.2-26 建築物 AC-1～AC-3 の概略平面図および傾斜計測結果



写真 5.3.2-136 建築物 AC-1 外観および塔屋の傾斜



写真 5.3.2-137 上部構造基部のコンクリートの剥落（建築物 AC-1）



写真 5.3.2-138 建築物 AC-1 東側の地盤変状



写真 5.3.2-139 建築物 AC-2 外観



写真 5.3.2-140 建築物 AC-2 東側の地盤変状

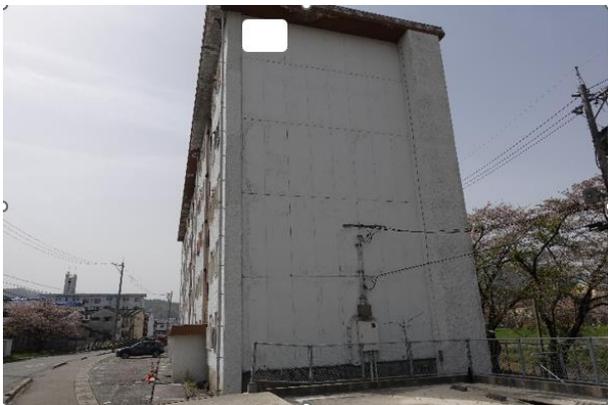


写真 5.3.2-141 建築物 AC-3 外観



写真 5.3.2-142 建築物 AC-3 北側の地盤変状

### 建築物 AD (輪島市)

建築物 AD は、地上 5 階建ての RC 造建築物であり、建設年は 1978 年である (写真 5.3.2-143)。図 5.3.2-27 に建築物平面の概略を示す。建築物の平面形状は 7m×30.3m の長方形である。基礎構造は、杭基礎であり杭径φ500mm の PC 杭が使用されている。上部構造では主な被害は確認されなかったが、建築物が北西側に 28/1000 傾斜していた。沈下量については、図 5.3.2-27 の A 点で 467mm、B 点で 403mm、C 点で 330mm、D 点で 380mm 生じていた。また、建築物周辺の地盤には変状が見られた (写真 5.3.2-144)。

応急危険度判定の傾斜に係る評価は、「B ランク」となった。被災度区分判定基準 5.3.1)における杭基礎建築物の基礎の傾斜と沈下量による被災度区分では、「大破」となった。

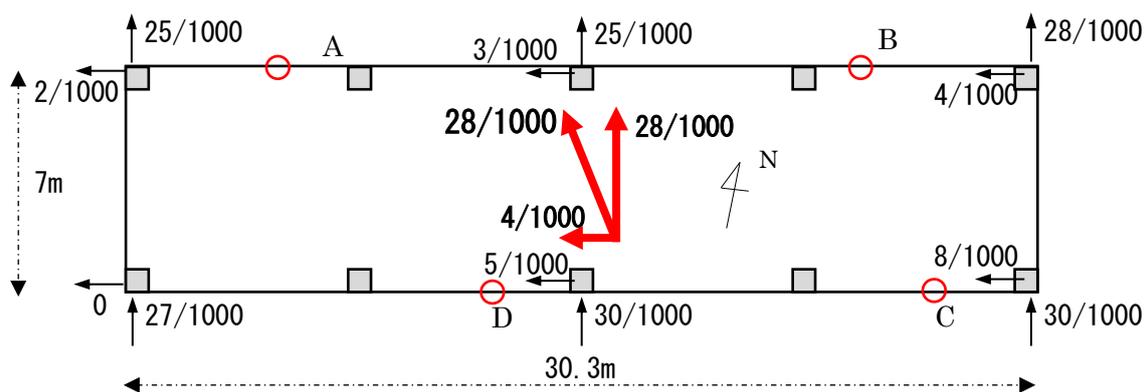


図 5.3.2-27 建築物 AD の概略平面図



写真 5.3.2-143 建築物外観



写真 5.3.2-144 建築物周辺の地盤変状

## 建築物 AE (輪島市)

建築物 AE-1 は、3階建て RC 造事務所であり、入口部分の1階建て鉄骨造構造とはエキスパンションジョイント (以下、Exp. J.) で接続されている (図 5.3.2-28)。また、裏手側に木造平屋建て建築物が同じく Exp. J. で接続されている。基礎構造は杭基礎である。建設年は不明である。

RC 造部分の建築物の傾斜が認められた。建築物の傾斜は、西方向に 35/1000 であった。応急危険度判定における③傾斜は「C ランク」と判定され、被災度区分判定基準 5.3-1)における杭基礎構造の被災度区分は「大破」と判定される。

建築物 AE-2 は建築物 AE-1 と同敷地内に建つ3階建て RC 造共同住宅であり、建設年は 1968 年である (図 5.3.2-29)。基礎構造は杭基礎との情報があるが詳細は不明である。2017 年に耐震診断が行われ、長辺方向の1階で  $I_s=0.45$ 、2階で  $I_s=0.52$  であり、その他長辺方向3階および短辺方向では  $I_s$  (0.6) 以上であったため、耐震改修として、1階 A 構面に開口閉塞および増設袖壁の設置、2階 A 構面に増設袖壁および構造スリットの設置、3階 A 構面は構造スリットの設置が計画されており、耐震改修工事中に被災したため工事は中断されている (写真 5.3.2-149)。

建築物には傾斜が認められ、傾斜は北東方向に 17/1000 であった。応急危険度判定における③傾斜は「B ランク」と判定され、被災度区分判定基準 5.3-1)における杭基礎構造の被災度区分は「大破」と判定される。なお、隣接する3階建て鉄骨造共同住宅は、1階部分に損傷が集中し、東方向に著しく傾斜し、東側の別建築物に寄り掛かった状態となっていた (写真 5.3.2-150)。

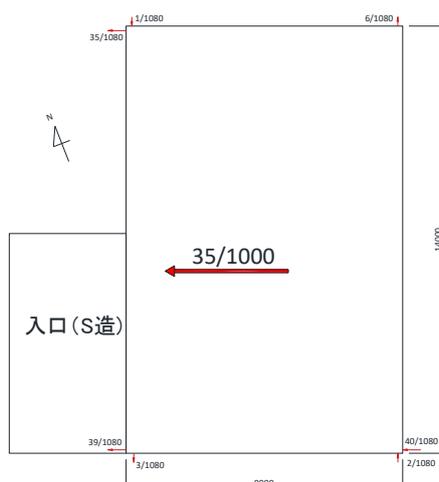


図 5.3.2-28 建築物 AE-1 の概略平面図



写真 5.3.2-145 西面外観



写真 5.3.2-146 入口部と本棟の接合部



### 建築物 AF (輪島市)

建築物 AF は、地上 3 階建ての RC 造建築物であり、建設年は 1971 年である(写真 5.3.2-151)。図 5.3.2-30 に建築物平面の概略を示す。基礎構造は、杭基礎であり杭径  $\phi 400\text{mm}$  の既製 RC 杭が使用されている。上部構造では主な被害は確認されなかったが、建築物が南西方向に傾斜しており、 $10/1000$  傾斜していた。沈下量については、図 5.3.2-30 の A 点で  $220\text{mm}$ 、B 点で  $270\text{mm}$ 、C 点で  $35\sim 50\text{mm}$  生じていた。

応急危険度判定の傾斜に係る評価は、「B ランク」となった。被災度区分判定基準 5.3-1)における杭基礎建築物の基礎の傾斜と沈下量による被災度区分では「大破」となった。



写真 5.3.2-151 建築物外観

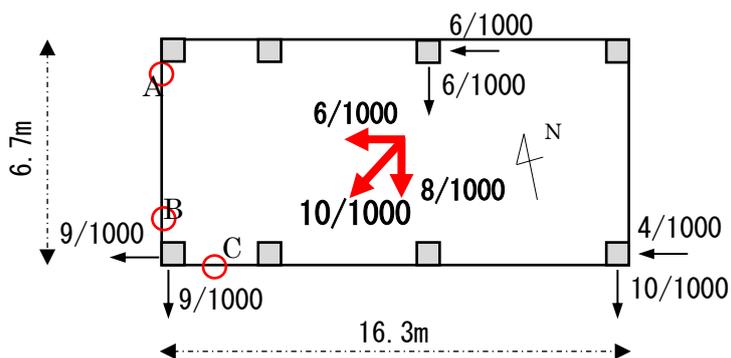


図 5.3.2-30 建築物 AF の概略平面図

### 建築物 AG (穴水町)

本建物は2階建てRC造事務所であり、建設年は1979年(定礎)である。応急危険度判定は赤判定(一見して危険)であった。当該建物は現在使用されておらず、仮設建物にて営業を継続しているところである。杭は直径φ400mmのPHC杭が使用されている。写真5.3.2-152に建物外観を示す。構造部材に顕著な被害は見られず、壁のせん断ひび割れが発生している程度であった(写真5.3.2-153)。建物周辺の地盤は写真5.3.2-154のように変状していた。

図5.3.2-31に建物平面概要図および傾斜計測結果を示す。当該建築物は西方向に23/1000程度の傾斜が発生していた。同図中の黒丸部分で14.4cmの沈下が確認された。杭基礎の被災度区分判定において、「大破」となる。



写真 5. 3. 2-152 建物外観

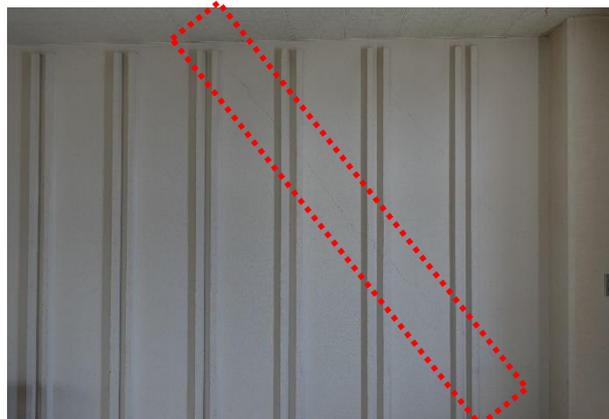


写真 5. 3. 2-153 壁のせん断ひび割れ



写真 5. 3. 2-154 建物周辺地盤の変状

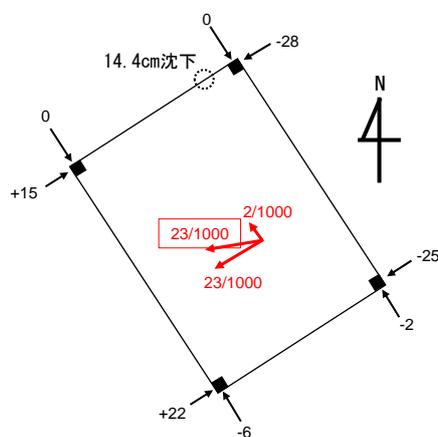


図 5. 3. 2-31 建物平面概要図

### 建築物 AH (輪島市)

本建物は2階建てRC造建築物であり、建設年は1982年である。施設管理者によると、1月1日の地震以降、避難所として使用していたが、その数日後の地震で上部構造の傾斜が進行したため使用を取り止めたとのことであった。また、2～3月の地震で建築物の傾斜が小さくなったことについて言及されていた。

写真 5.3.2-155 に建物外観を示す。構造部材に目立った被害はなく、建物周辺地盤の変状及び建物入口ポーチ部の鉄骨造柱の傾斜が確認された(写真 5.3.2-156、写真 5.3.2-157)。杭の仕様は、設計図書より直径 350mm の PHC 杭となっている。図 5.3.2-32 に建物平面概要図を示す。建物の傾斜は北西方向で 5/1000 程度の傾きが確認された。



写真 5.3.2-155 建物外観



写真 5.3.2-156 周辺地盤の変状



写真 5.3.2-157 建物入口ポーチ部の柱の傾斜

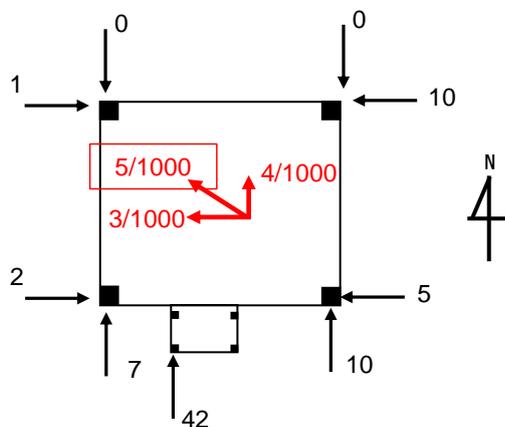


図 5.3.2-32 建物平面概要図

### 建築物 AI（七尾市）

本建築物は AI-1 棟が 6 階建て RC 造、AI-2 棟が 10 階建て SRC 造建築物である。図 5.3.2-33 に建築物の平面概要を示す。建築竣工年は AI-1 棟が 1972 年であり、AI-2 棟が 1982 年である。

本調査では被害の大きさ等に着目し、その 1 階部分を中心に調査を実施した。図 5.3.2-33 の赤枠内に傾斜角を示す。南側に位置する建築物 AI-1 は西方向 1.4% 傾斜していた。北側に位置する建築物 AI-2 は北方向に 0.4% 傾斜していた。杭の仕様は設計図書より AI-1 棟は十字形の断面である既製 RC 杭が用いられている。AI-2 棟は直径 450mm 及び 500mm の PC 杭が使用されている。

施設管理者へのヒアリングによると、受水槽及び防火水槽が壊れており、4 月上旬まで水を使用できなかった。また、スプリンクラー配管が破断し一部の床が水浸しになったとのことである。ガスも停止したが、しばらくした後使用可能となった。電機については地震後から使用可能であった。エレベーターは停止したが、メーカーが確認した後に使用可能となった。

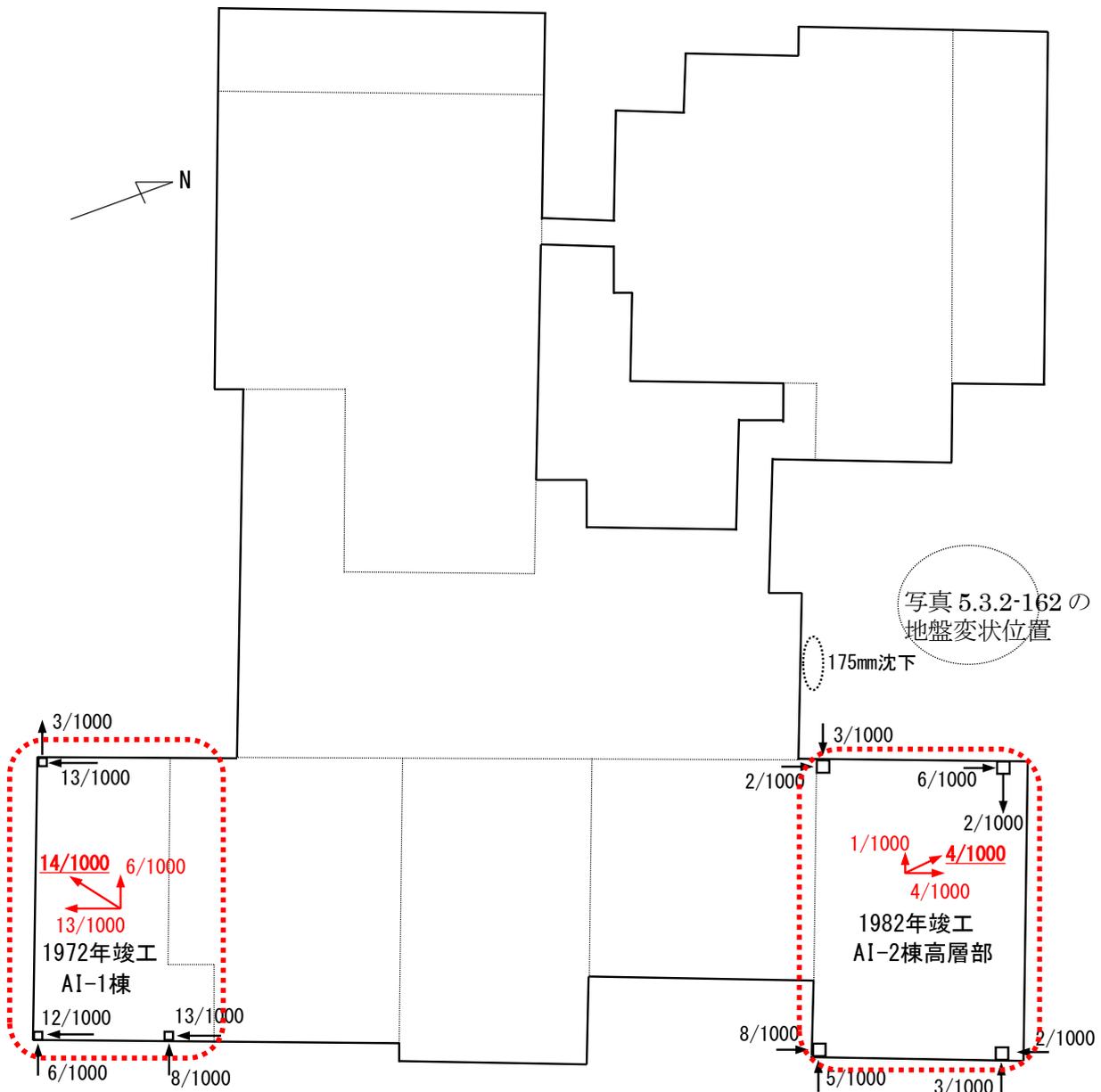


図 5.3.2-33 建物平面概略図



写真 5.3.2-158 南東側外観

写真 5.3.2-159 に AI-1 棟南側の地盤変状の状況を示す。写真 5.3.2-160 に AI-1 棟および別棟間の 1 階床の損傷状況を示す。AI-1 棟南側では地盤変状により地面の盛り上がりが発生し、AI-1 棟と別棟の間で 1 階床に 200mm 程度の段差が生じていた。



写真 5.3.2-159 AI-1 棟南側の地盤変状



写真 5.3.2-160 AI-1 棟と別棟間の 1 階床損傷

写真 5.3.2-161 に方立壁の損傷を示す。AI-2 棟では方立壁のせん断破壊が生じていた。写真 5.3.2-162 に地盤変状の状況を示す。



写真 5.3.2-161 AI-2 棟 方立壁のせん断破壊



写真 5.3.2-162 AI-2 棟北西部の地盤変状

### 建築物 AJ (七尾市)

本建築物は RC 造 (一部 SRC 造) 建築物である。写真 5.3.2-163 に建築物の南側外観を示す。建築物の北西側に 7 階建ての棟 (以下、西側棟) が存在しており、西側棟の建設年は 1961 年である。

西側棟においては 1 階床の盛り上がり等の影響で傾斜を計測できない箇所があり、1 階の一部のエリアでのみ傾斜を計測した (図 5.3.2-34)。その結果、傾斜は 7.6% であった。上部構造の構造部材では顕著な被害は確認されていない。

施設管理者へのヒアリングによると、地震後において、当該建物の電気は使用できる状態であり、ガス系統は現在使えない状況とのことであった。水については建物を使用していないため未確認とのことであった。

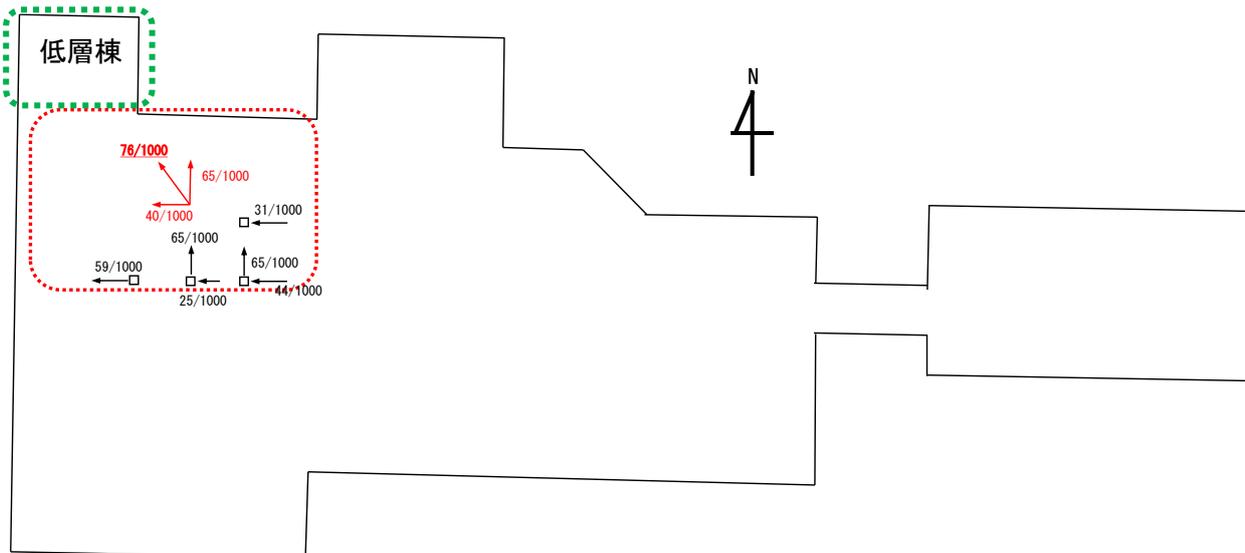


図 5.3.2-34 建物平面概要図



写真 5.3.2-163 建築物南側外観



写真 5.3.2-164 西側棟の傾斜による Exp.J.の被害



写真 5.3.2-165 西側棟の傾斜



写真 5.3.2-166 西側棟の傾斜による北側 2 階建て建築物の被害



写真 5.3.2-167 西側棟 1 階室内の状況

### 建築物 AK（七尾市）

本建物は SRC 造（一部 RC 造）建築物である。写真 5.3.2-168 に建物の外観を示す。建物の西側と東側の棟の間の Exp.J.部の被害が確認された。西側の棟は建設年が 1973 年以前であり、階数は 8 階建てである。

写真 5.3.2-169 に西側と東側の 7 階での離間距離を示す。7 階床上面での離間距離は 170mm 程度であった。写真 5.3.2-170 に西側棟の方立壁の損傷状況を示す。方立壁頂部に曲げひび割れが確認された。

施設管理者によると、地震後において、水は 4 月まで使用できず 5 月中旬に水道管を修理し通水したとのことであった。電機は使用可能な状態であった。エレベーターは地震後停止したが、1 月下旬に荷物運搬等のため稼働させたとのことであった。また、プロパンガスは使用可能であったが使用を止めたとのことであった。

図 5.3.2-35 に建物平面概要図を示す。西側棟の 1 階柱の傾斜は 0.5% であった。



写真 5.3.2-168 建物外観



写真 5.3.2-169 7 階の西側棟及び東側棟の離間



写真 5.3.2-170 西側棟方立壁の曲げひび割れ

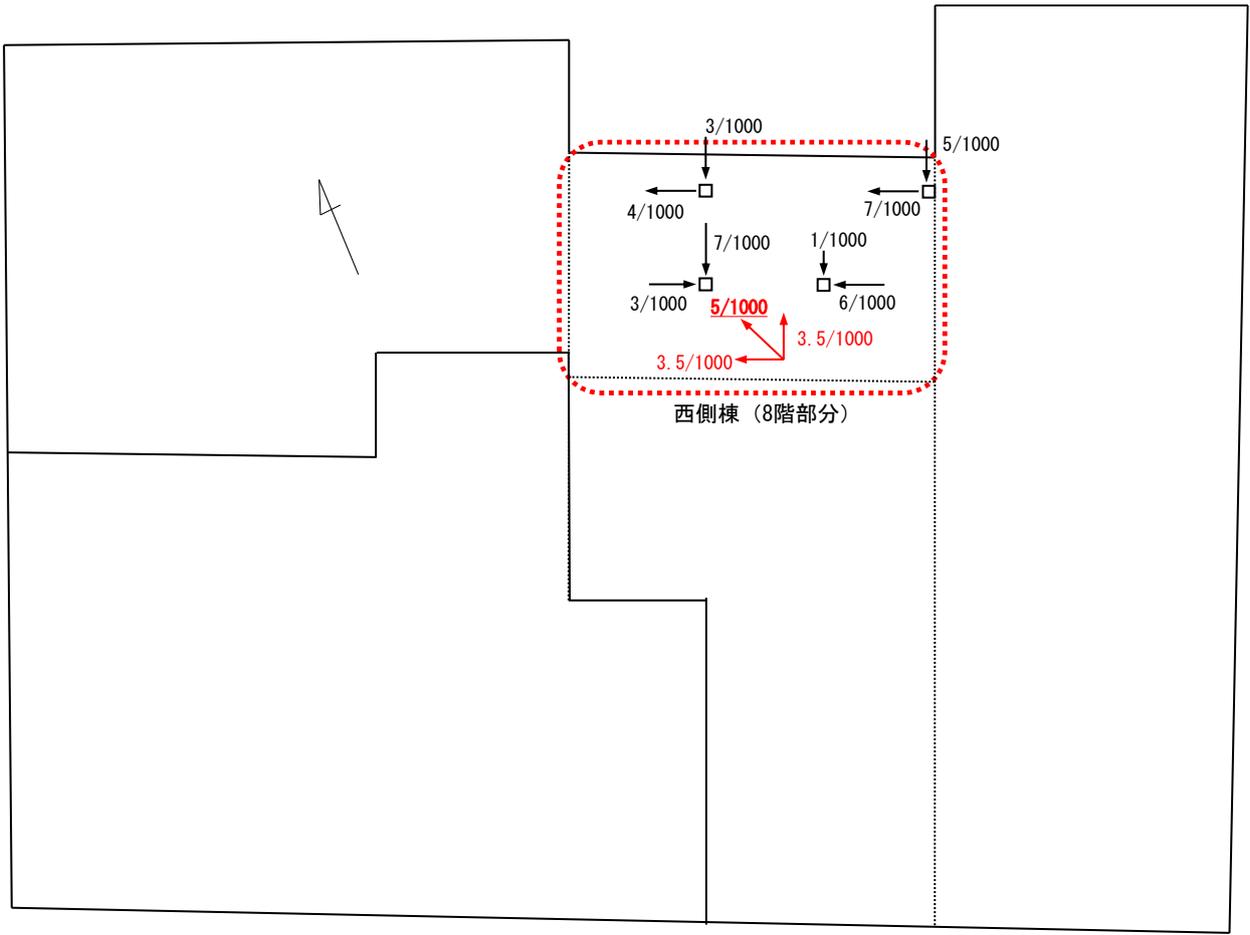


图 5.3.2-35 建物平面概要図

## 建築物 AL (輪島市)

本建築物は、AL-1 棟 (地上 4 階建ての RC 造建築物、写真 5.3.2-171)、AL-2 棟 (地上 4 階建ての RC 造建築物、写真 5.3.2-172) がエキスパンションジョイントによって連結した建築物であり、建設年は 1978 年である。建築物の基礎は、PHC 杭による杭基礎で、杭径が  $\phi 500\text{mm}$  または  $\phi 600\text{mm}$ 、杭長は 35~39m である。本建築物は傾斜地に建設されているため、AL-1 棟 1 階部分の一部は GL よりも下に位置している。そのため、AL-1 棟の東側は 2 階に正面玄関がある。建築物の 1 階平面図と 2 階平面図を図 5.3.2-36 に示す。建築物の傾斜を確認することを目的に、建築物の柱を対象として下げ振りによる傾斜の測定を行った。AL-1 棟は 2 階で、AL-2 棟は 1 階で計測した柱の傾斜計測結果および平均値を図 5.3.2-36 に示す。その結果、AL-1 棟は南に 6/1000 の傾斜、AL-2 棟は南に 9/1000 の傾斜が見られた。また、建築物の管理者が実施した杭の掘り出し調査 (図 5.3.2-36 における青い四角 3 箇所の杭頭部) によると、5G の箇所のみ杭頭部に損傷が見られた (写真 5.3.2-173、写真 5.3.2-174)。

担当者へのヒアリングによると、1 月 1 日の停電発生後、1 月 10 日に電気が復旧するまでの間は、自家発電装置によって電源の供給が行った。本建築物では、発災時に外構の給水管及び排水管が損傷したため水道が使用できなくなった。その後、給水管及び排水管の一部の応急補修工事を 3 月 20 日に実施し水道が使用できるようになった (写真 5.3.2-175)。



写真 5.3.2-171 AL-1 棟東側全景



写真 5.3.2-172 AL-2 棟北側全景



写真 5.3.2-173 杭頭部の損傷 (5G の箇所)



写真 5.3.2-174 未損傷の杭頭部  
(13A の箇所)



写真 5.3.2-175 応急復旧した排水管

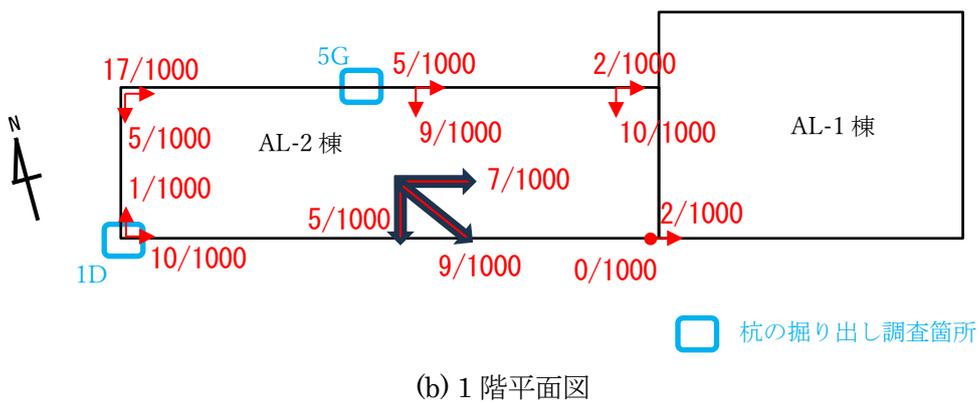
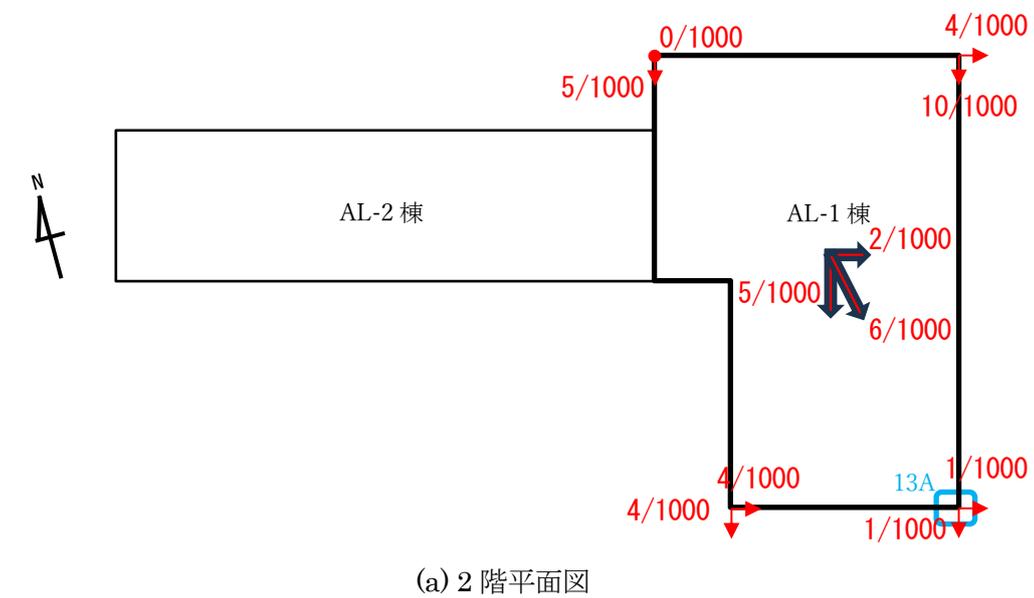


図 5.3.2-36 建築物平面図

### 建築物 AM (穴水町)

本建築物は 2 階建ての RC 造建築物であり、建設年は 1974 年である。写真 5.3.2-176 に建物南東側の外観を示す。写真 5.3.2-177、写真 5.3.2-178 に東柱（1 階梁下に存在する柱）の被害状況を示す。当該建物の東柱では、脚部近傍の損傷が発生していた。写真 5.3.2-179 にポーチ屋根付け根部の仕上げ材の剥落状況を示す。

上部構造の傾斜を確認したが有意な傾斜は生じていなかった。管理者による被災度区分判定によると、上部構造の被災度は「中破」である。



写真 5.3.2-176 建物南東側外観



写真 5.3.2-177 東柱の損傷



写真 5.3.2-178 東柱のせん断破壊



写真 5.3.2-179 外壁等の仕上げ材の剥落

### 建築物 AN (輪島市)

本建築物は、建築物 AN-1 (2階建て RC 造)、建築物 AN-2 (3階建て RC 造) および渡り廊下からなる建築物であり、建設年は 1981 年である。概略平面図を図 5.3.2-37 に、建築物 AN-1 の外観を写真 5.3.2-180 に示す。

管理者による被災度区分判定によると、建築物 AN-1 は上部構造の被災度は「小破」であるのに対し、基礎の沈下が 0.076m、基礎の傾斜が 6/1000 程度生じていることが確認され、基礎の被災度は「中破」となった。また、建築物 AN-2 は上部構造の被災度は「中破」であるのに対し、基礎の沈下が 0.13m、基礎の傾斜が 20/1000 程度生じていることが確認され、基礎の被災度は「大破」となった。

建築物 AN-1 や建築物 AN-2 では、上部構造の柱や壁は損傷度 I~III 程度であり、柱や壁のひび割れが確認されている (写真 5.3.2-182、写真 5.3.2-183)。

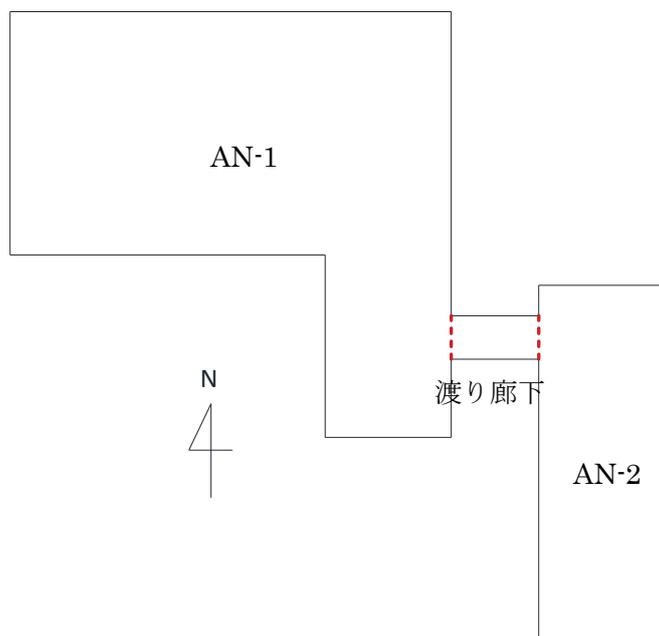


図 5.3.2-37 概略平面図



写真 5.3.2-180 建築物 AN-1 外観



写真 5.3.2-181 周辺地盤の変状



写真 5. 3. 2-182 壁のひび割れ (AN-1)



写真 5. 3. 2-183 柱のひび割れ (AN-2)

### 建築物 A0 (輪島市)

本建築物は2階建てRC造建築物であり、建設年は1973年である。施設管理者によると、平成20年ごろまでは事務所として建物の一部を使用していたが、それ以降は建物の老朽化のため使用していなかったとのことであった。写真 5.3.2-184 に建物外観を示す。写真 5.3.2-185 に柱の損傷状況を示す。ほとんどの柱には共通して縦ひび割れが発生していた。図 5.3.2-38 に建物平面の概要を示す。いずれの柱も損傷度はI～IIであった。上部構造の耐震性能残存率は  $R=83.3\%$  となり被災度区分は「小破」であった。上部構造の傾斜は北東方向に  $2/1000$  程度であった。



写真 5.3.2-184 建物外観

写真 5.3.2-185 柱の縦ひび割れ

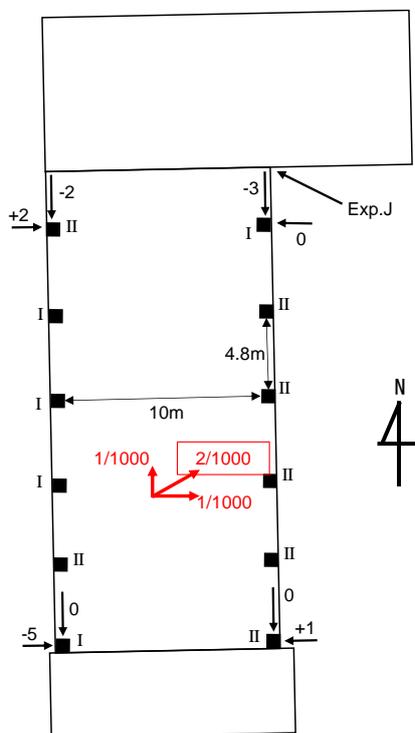


図 5.3.2-38 建物平面概要

### (3) その他

#### 顕著な被害の報告

石川県輪島市において、2006年に建設され杭基礎の一次設計がなされた7階建てRC造建築物において17/1000程度の傾斜被害が確認され、杭頭部の損傷も確認されている（杭種はPRC杭）。また、同市において2019年に建設された杭基礎の一次設計がなされた7階建てRC造建築物においては、傾斜被害は確認されていない（杭種はSC杭）。いずれも上部構造の被災度は軽微と判定される。

#### 他機関報告

日本建築学会災害委員会の報告<sup>5.3-9)</sup>によると、日本建築学会学術委員会文教施設小委員会に設置された能登半島地震学校建築被災度判定WGにより現地調査（被災度区分判定）が実施されている。

基礎構造で大破と判定された建築物は18棟あり、うち3棟は新耐震基準によるものである。上部構造で倒壊と判定されたのは床面積の小さいコンクリートブロック造建築物1棟、大破と判定された建築物は3棟であり、いずれも1981年以前の旧耐震建築物であり、新耐震建築物では上部構造で大破以上の被害は確認されていない。

1981年以前の旧耐震建築物において、柱のせん断破壊や柱梁接合部の破壊、耐力壁の破壊などの上部構造の被害が確認されている。

#### (4) 航空レーザ計測による建築物の崩壊評価

##### a) 評価概要・評価結果

輪島市役所を中心に半径 2km 圏内を対象に「航空レーザを用いた崩壊建築物の分布把握に資する計測および評価手法ガイドライン（案）」（以下、ガイドライン）<sup>5.3-2)</sup>に基づいた崩壊評価を実施した。

<使用したデータ>

- ・地震後：2024/1/14、17 国際航業計測（1 図郭における点密度 41.3 点/m<sup>2</sup>）
- ・地震前：2020/9～10 石川県計測「令和 2 年度森林情報整備業務」成果（国土地理院より提供、1 図郭における点密度 8.3 点/m<sup>2</sup>）

地盤変位の計算について、ガイドライン 3.3.2 敷地地盤変位量計測に基づいて算出した（図 5.3.2-39）。対象エリア内で地盤変位の大きな地域が 3 か所（図 5.3.2-39 中の①～③）確認されるため、それらの地域について被害調査を実施した。

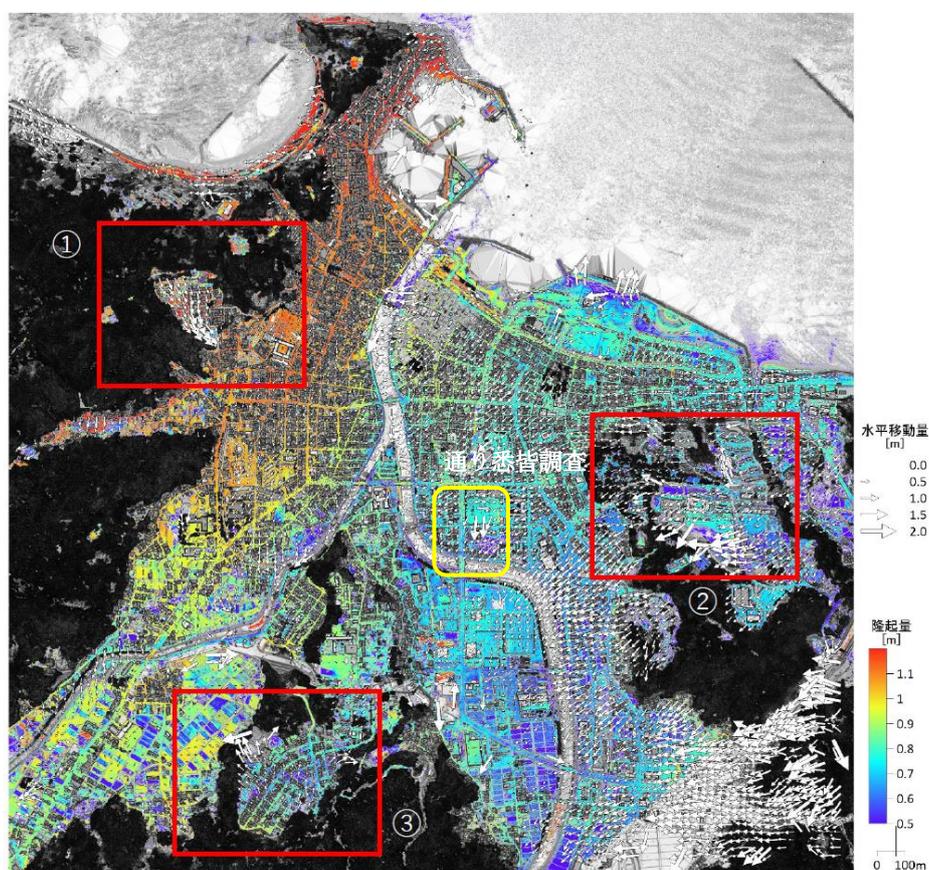


図 5.3.2-39 地盤変位

続いて、ガイドライン 3.3.4 節 差分解析による建築物の崩壊評価に基づき、建築物の屋根面内の被災前後の沈下量・傾き変化を用いて崩壊評価を行った。建築物の崩壊評価基準を表 5.3.2-5 に示す。ガイドラインでは、沈下量、傾き変化、地盤変位量のそれぞれによる評価のうち最も悪い評価を総合評価とすることとされてるが、今回の地震において対象エリアでは図 5.3.2-39 に示すように大きな地盤変位が確認されており、総合評価が地盤変位に大きく依存することとなるため、地盤変位による評価は行わないこととした。

なお、航空レーザ計測による沈下量や傾斜の量は以下の定義で算定している。

- ・沈下量：同一屋根面内の格子点における鉛直方向の差分を集計し、0.1m 間隔のヒストグラムを作成し、その最頻値を代表値とした。ただし、最頻値と当該屋根面データの平均値に 50cm 以上の差が生じる場合にはその平均値を代表値とした。
- ・傾斜：屋根面内の格子点の鉛直方向の差分と水平方向の距離から東西方向および南北方向の傾きを算出し、それぞれの値を合成した値を代表値とした。

沈下量および傾き変化に基づく評価結果を図 5.3.2-40 および図 5.3.2-41 に示す。

表 5.3.2-5 建築物の崩壊評価<sup>5.3-2)</sup>

評価結果 (着色)	沈下量	傾き変化	地盤変位量
C (赤)：崩壊の危険性が高い	0.6m 以上	6.0%超	危険あり (1.0m 以上)
B (黄)：崩壊の危険性がある	0.25～0.6m	2.5%～6.0%	不明確 (0.5～1.0m)
A (無)：崩壊の危険性は少ない	0.25m 未満	2.5%未満	危険なし (0.5m 未満)
新築 (青)	(-5.0m 以上)： 被災前建築物無	—	—
撤去 (緑)	(5.0m 以下)： 被災後建築物無	—	—

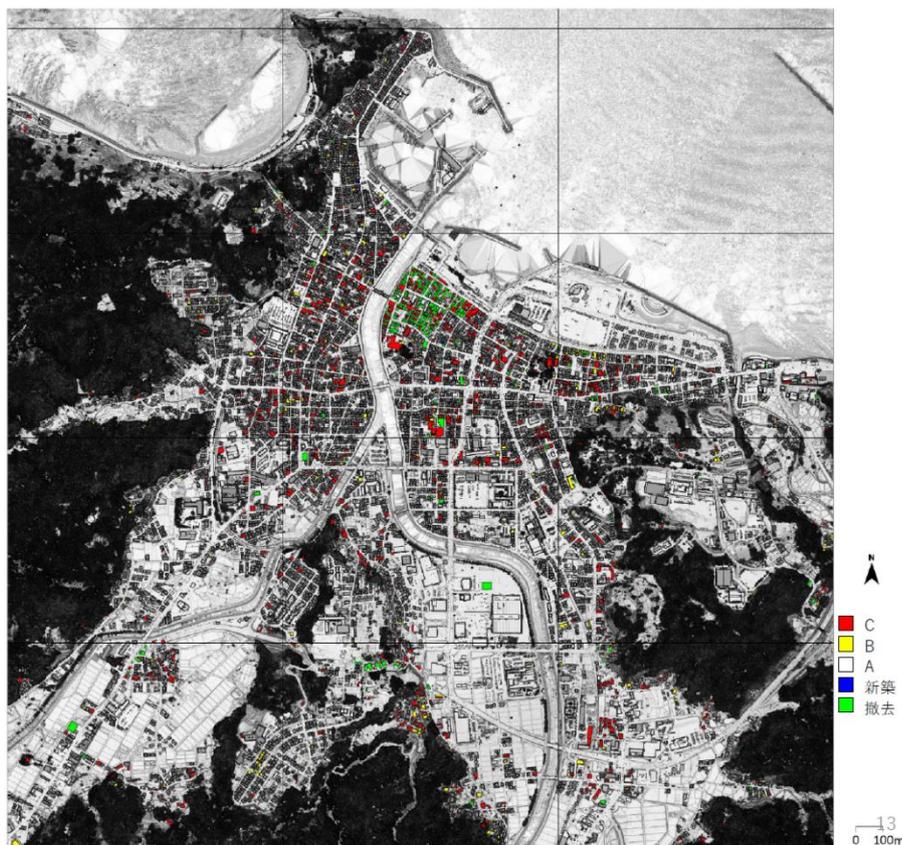


図 5.3.2-40 評価結果：沈下量

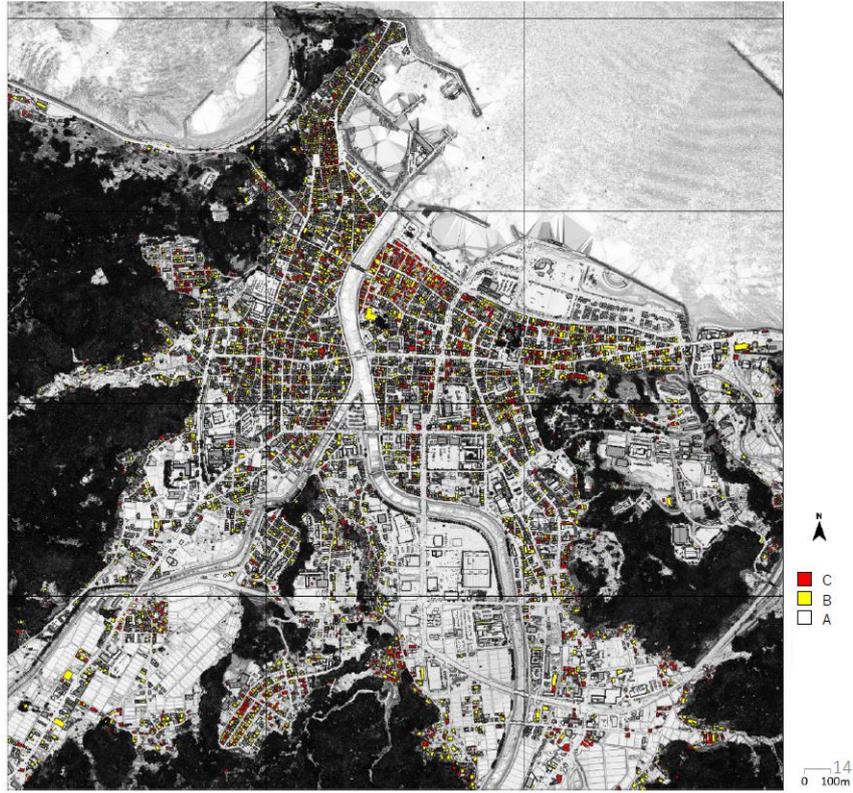


図 5.3.2-41 評価結果：傾き変化

b) 地盤変状の大きい地域の調査

エリア①

図 5.3.2-42 に航空レーザ計測による地盤変位の評価結果（エリア①）を示す。航空レーザ計測結果によると南に向かうほど水平移動量大きい結果となっている。写真 5.3.2-186 に西から東に撮影した地盤の状況を示す。手前の西側では地盤変状が見られ、写真奥側の東側では地盤変状は小さく、航空レーザ計測結果と一致している。写真 5.3.2-187 に図 5.3.2-42 の北側の通りを示す。写真 5.3.2-187 に示す道路では、顕著な地盤変状は見られず、航空レーザ計測の水平移動量の結果と一致している。当該エリアでは写真 5.3.2-188 に示す地盤の変位量のモニタリングが為されていた。同エリアに県営住宅（写真 5.3.2-189）が建設されていたが、目視では建築物に目立った被害は確認されなかった。

写真 5.3.2-190 及び写真 5.3.2-191 に土間等の変状や地割れの状況を示す。写真 5.3.2-190 は南側から北側に撮影しており、土間や庭の土が北側から南側に押し上げるような変状が発生していた。このことは、図 5.3.2-42 に示す地盤の水平移動の方向と一致している。

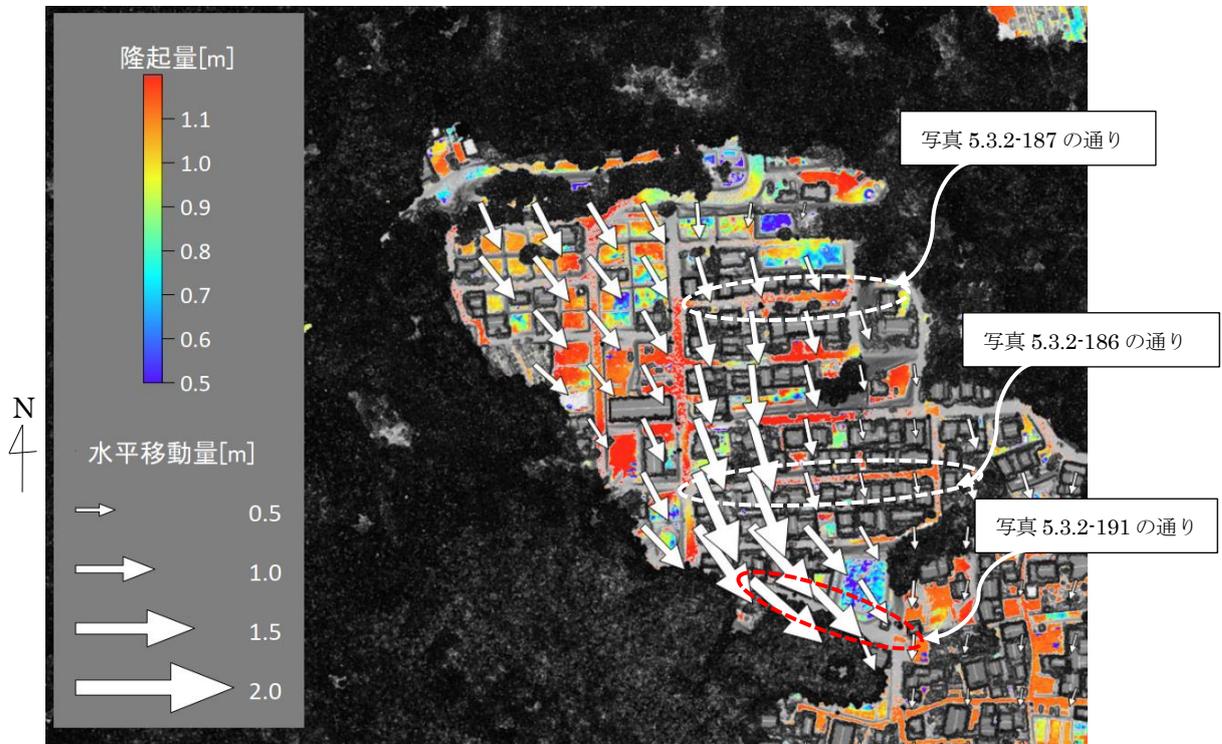


図 5.3.2-42 航空レーザ計測による地盤変状が大きいエリア①の算定結果



写真 5.3.2-186 地割れの状況①



写真 5.3.2-187 地盤状況



写真 5. 3. 2-188 地盤変位のモニタリング



写真 5. 3. 2-189 県営住宅の外観



写真 5. 3. 2-190 土間等の変状



写真 5. 3. 2-191 地割れの状況②

## エリア②

図 5.3.2-43 に航空レーザ計測による地盤変位の評価結果（エリア②）を示す。当該エリアは、航空レーザ計測によると地盤変状が大きいエリアの一つであり、当該エリアに該当する建築物 O の南側グラウンドにおいては、写真 5.3.2-192 に示すように地割れ等が確認され、航空レーザ計測結果と一致していた。図 5.3.2-43 のエリアから南に 300m ほど離れた建築物 M の周辺では写真 5.3.2-193 に示す地盤変状が生じていた。

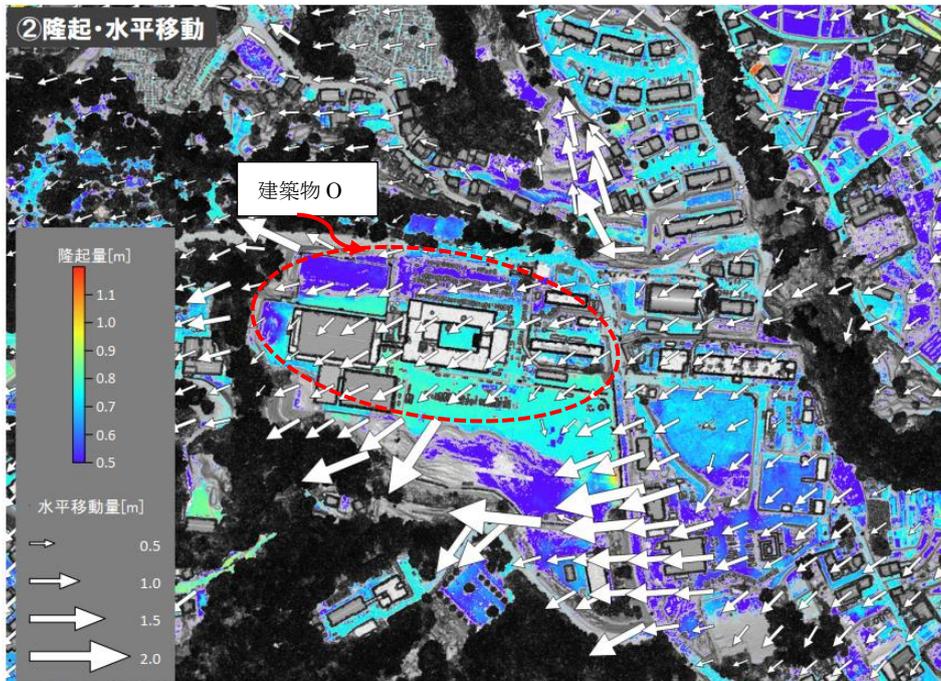


図 5.3.2-43 航空レーザ計測によると地盤変状が大きいエリア②



写真 5.3.2-192 建築物 O 敷地周辺地盤の変状



写真 5.3.2-193 建築物 M-1、M-2 周辺の地盤変状

### エリア③

図 5.3.2-44 に航空レーザ計測による地盤変位の評価結果（エリア③）を示す。対象エリアの北東部に地盤変位が特に大きいエリアが見られるが、そこに位置する建築物 BA について被害調査を実施した。

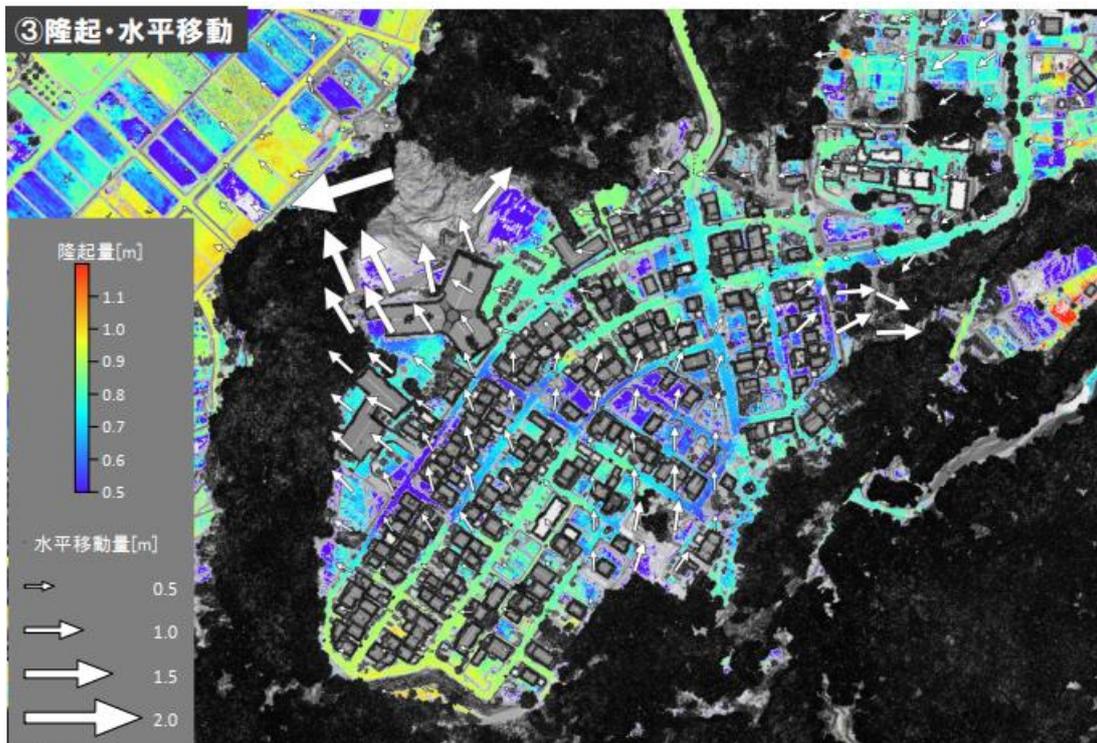


図 5.3.2-44 航空レーザ計測による地盤変状が大きいエリア③の算定結果

建築物 BA は 2 階建ての鉄骨造建築物であり、施設管理者によると竣工年は 1992 年である。建築物の平面概略を図 5.3.2-45 に、建築物外観を写真 5.3.2-194 に示す。地盤の一部が崩落しており、杭頭及びパイルキャップが露出している状況を確認できた（写真 5.3.2-195、写真 5.3.2-196）。1 階床

の一部で顕著な沈下及び床のたわみが生じており、その周辺では地盤変状及び杭頭部の露出が確認された（写真 5.3.2-197 及び写真 5.3.2-198）。写真 5.3.2-199 にパイルキャップ及び基礎梁の被害を示す。パイルキャップでは、杭頭にひび割れが発生していた。また、パイルキャップ中央に斜めひび割れが確認された。基礎梁では梁端コンクリートの剥落が確認された。被災度区分判定基準<sup>5.3-1)</sup>における支持地盤の変状による被災度区分では「大破」と判定される。

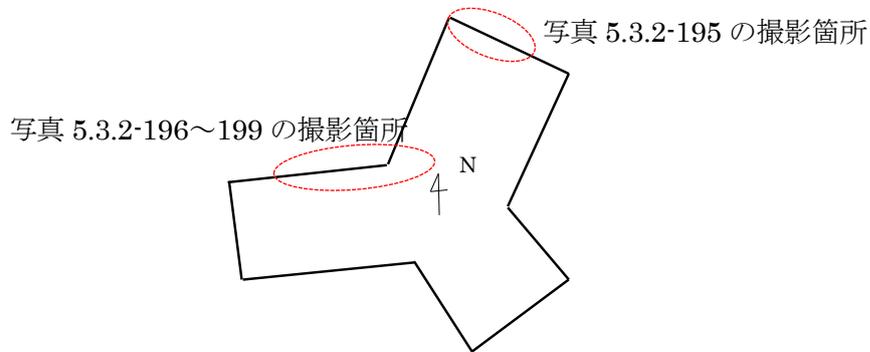


図 5.3.2-45 建築物 BA の概略平面図



写真 5.3.2-194 建築物外観



写真 5.3.2-195 地盤状況



写真 5.3.2-196 杭頭及びパイルキャップの露出



写真 5.3.2-197 床の傾斜



写真 5.3.2-198 地盤変状



写真 5.3.2-199 パイルキャップの杭頭近傍位置及びパイルキャップ中央位置でのひび割れ

c) 実測結果と航空レーザ計測による算定結果の比較

輪島市河井町・鳳至町で調査した建築物の傾斜・沈下量の実測結果と、航空レーザ計測による算定結果との比較を示す。

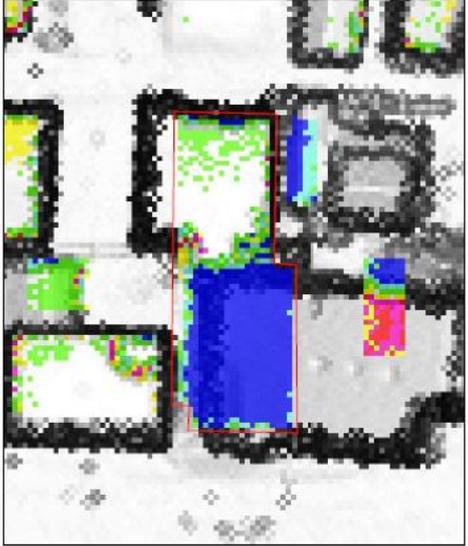
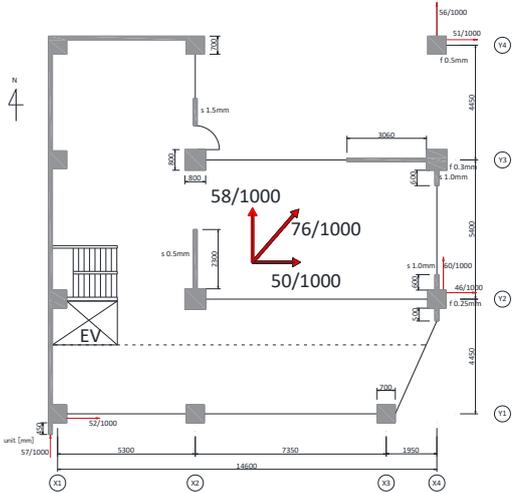
<p>建築物 AA</p>		 <p>傾斜不明 沈下 5.3m</p>
<p>建築物 AB</p>	 <p>傾斜 7.6% 沈下 1.39m</p>	 <p>傾斜 7.18% 沈下 1.4m</p>
<p>名称</p>	<p>(a) 実測結果</p>	<p>(b) 航空レーザ計測による算定結果</p>

図 5. 3. 2-46 実測結果と航空レーザ計測による算定結果の比較

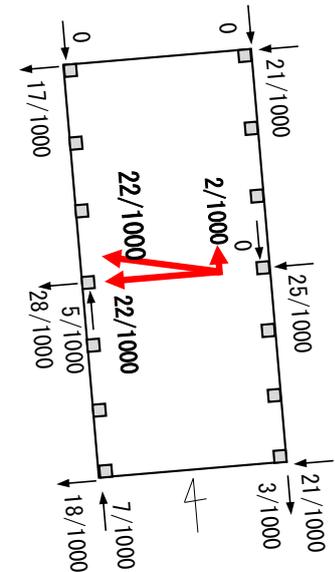
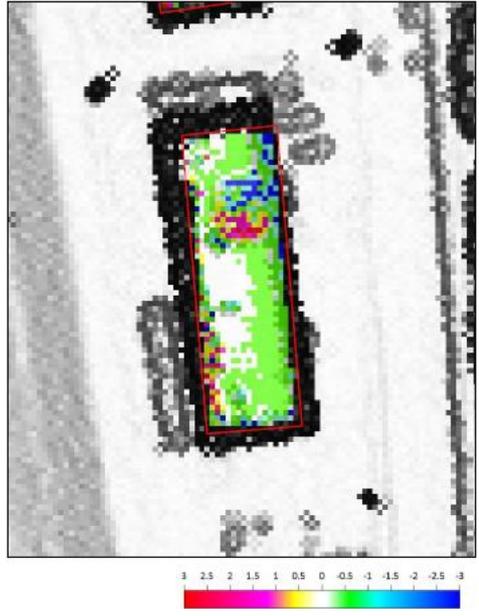
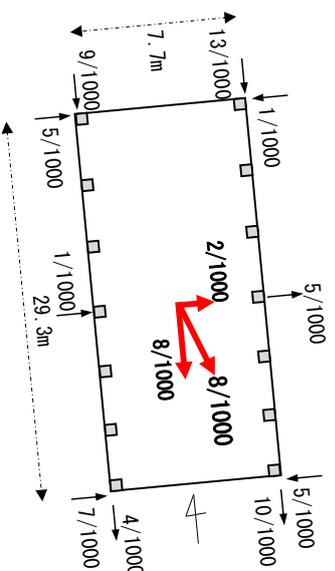
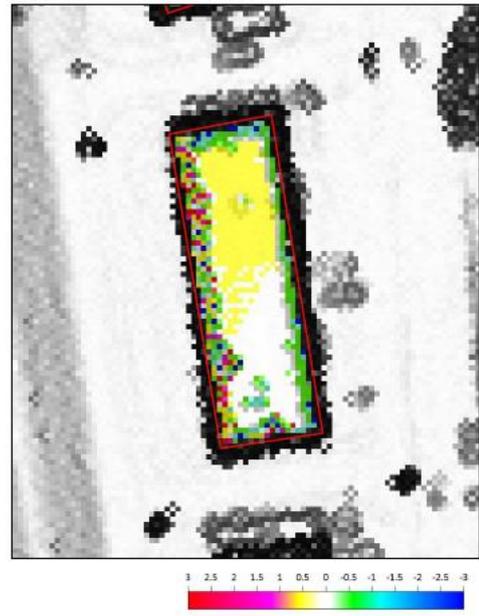
<p>建築物 AC-1</p>	 <p>傾斜 2.17%、沈下不明</p>	 <p>傾斜 1.49% 沈下 0.1m</p>
<p>建築物 AC-2</p>	 <p>傾斜 0.92%、沈下不明</p>	 <p>傾斜 1.55% 沈下 0m</p>
<p>名称</p>	<p>(a) 実測結果</p>	<p>(b) 航空レーザ計測による算定結果</p>

図 5.3.2-46 実測結果と航空レーザ計測による算定結果の比較 (続き)

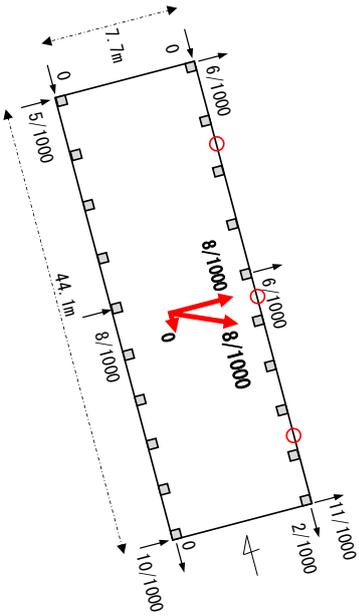
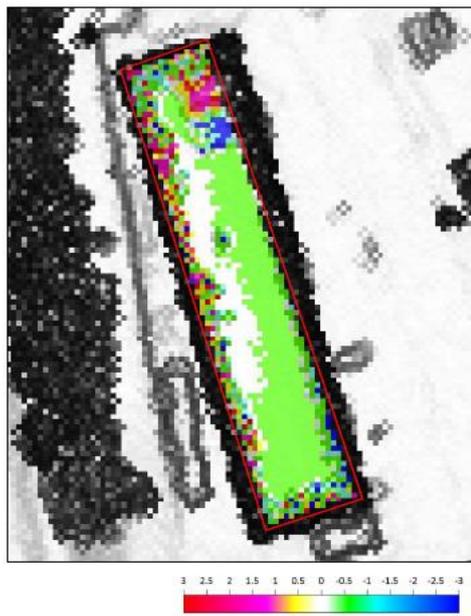
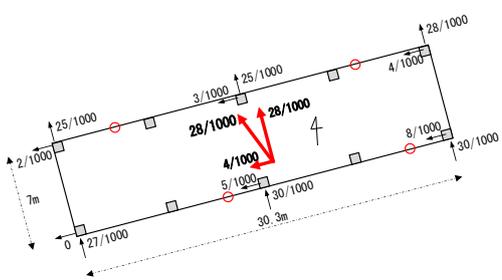
<p>建築物 AC-3</p>	 <p>傾斜 0.77%、沈下 0.23m</p>	 <p>傾斜 1.31% 沈下 0.2m</p>
<p>建築物 AD</p>	 <p>傾斜 2.77%、沈下 0.4m</p>	 <p>傾斜 0.66% 沈下 0.5m</p>
<p>名称</p>	<p>(a) 実測結果</p>	<p>(b) 航空レーザ計測による算定結果</p>

図 5.3.2-46 実測結果と航空レーザ計測による算定結果の比較 (続き)

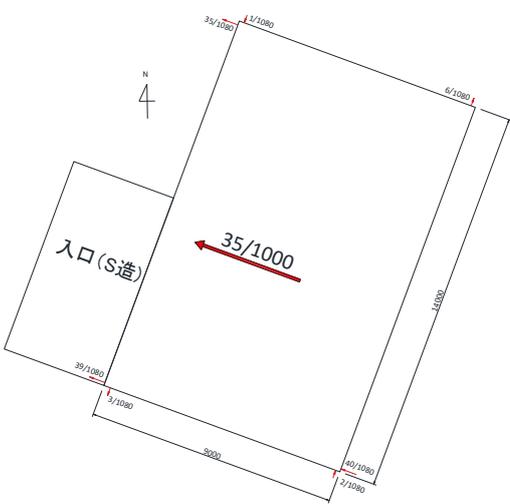
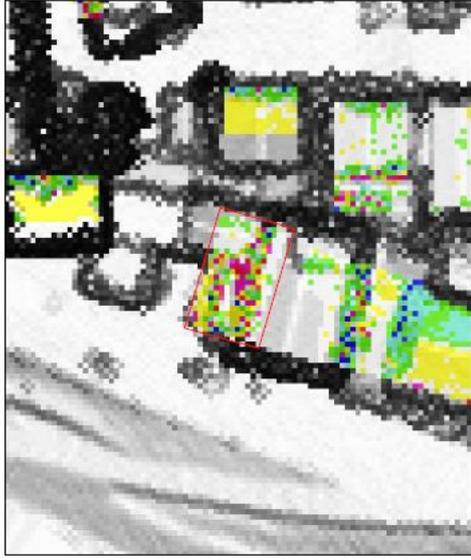
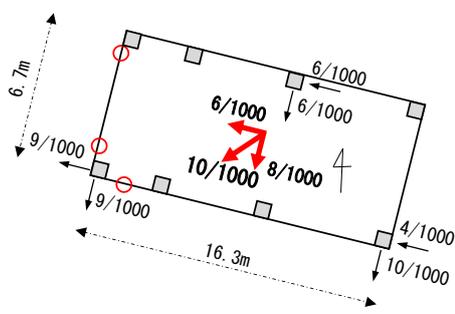
<p>建築物 AE-1</p>	 <p>傾斜 3.5%、沈下なし</p>	 <p>傾斜 0.76% 沈下 0m</p>
<p>建築物 AF</p>	 <p>傾斜 1.05%、沈下 0.18m</p>	 <p>傾斜 2.43% 沈下 0.2m</p>
<p>名称</p>	<p>(a) 実測結果</p>	<p>(b) 航空レーザ計測による算定結果</p>

図 5.3.2-46 実測結果と航空レーザ計測による算定結果の比較 (続き)

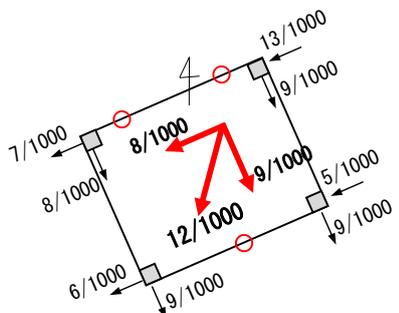
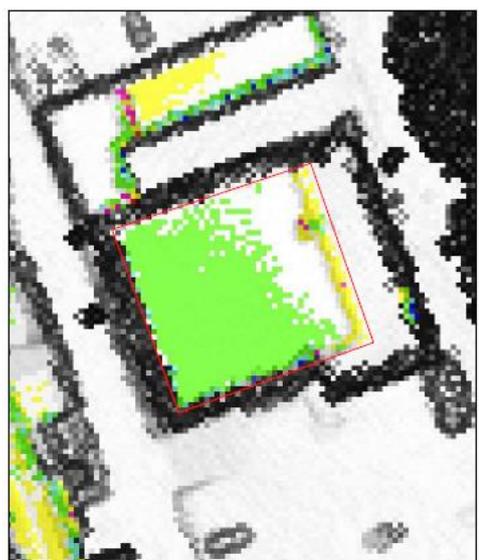
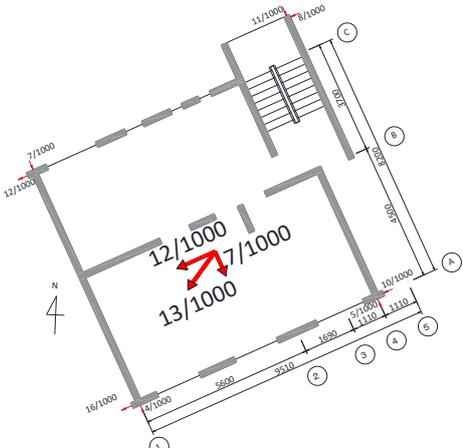
<p>建築物 A-1</p>	 <p>傾斜 1.17%、沈下 0.26m</p>	 <p>傾斜 2.05% 沈下 0.1m</p>
<p>建築物 H</p>	 <p>傾斜 1.23% 沈下なし</p>	 <p>傾斜 4.07% 沈下 0m</p>
<p>名称</p>	<p>(a) 実測結果</p>	<p>(b) 航空レーザ計測による算定結果</p>

図 5.3.2-46 実測結果と航空レーザ計測による算定結果の比較（続き）



#### d) 通り悉皆調査

航空レーザ判定の精度検証のため、輪島市河井町の図 5.3.2-47 に示すエリアで通り悉皆調査を行った。通り沿いの建築物 50 棟について、建築物の存在、沈下および傾斜の程度の確認を行い、航空レーザ計測による評価結果と比較した。地盤変位を除いた総合評価結果と実際の被害状況写真を比較した図を図 5.3.2-47 に示す。

また、航空レーザ計測による沈下量および傾き変化に基づく評価と、外観調査で判断した評価との整合性を確認した結果を表 5.3.2-6 および表 5.3.2-7 に示す。外観調査では、傾斜量や沈下量を直接計測しておらず、調査者が外観で確認できる被害状態から、沈下量および傾き変化に基づく評価基準(表 5.3.2-5) に照らし合わせて判断をしている点について留意が必要である。また、5.3.2 節(1)(2)で報告している建築物で当該エリアに存在するものについても表 5.3.2-6 および表 5.3.2-7 に含まれており、沈下や傾斜については計測結果に基づいて判断している。表中の整合率は航空レーザ計測によるそれぞれの評価ランク棟数に対して、外観調査で評価した結果がどのランクに属するかの割合を示している。また、総合整合率は、全判定棟数に対して航空レーザ計測による評価と外観調査による評価が整合している棟数の割合を示す。総合整合率は、沈下量については 86.9%、傾き変化(傾斜)については 67.2%となった。

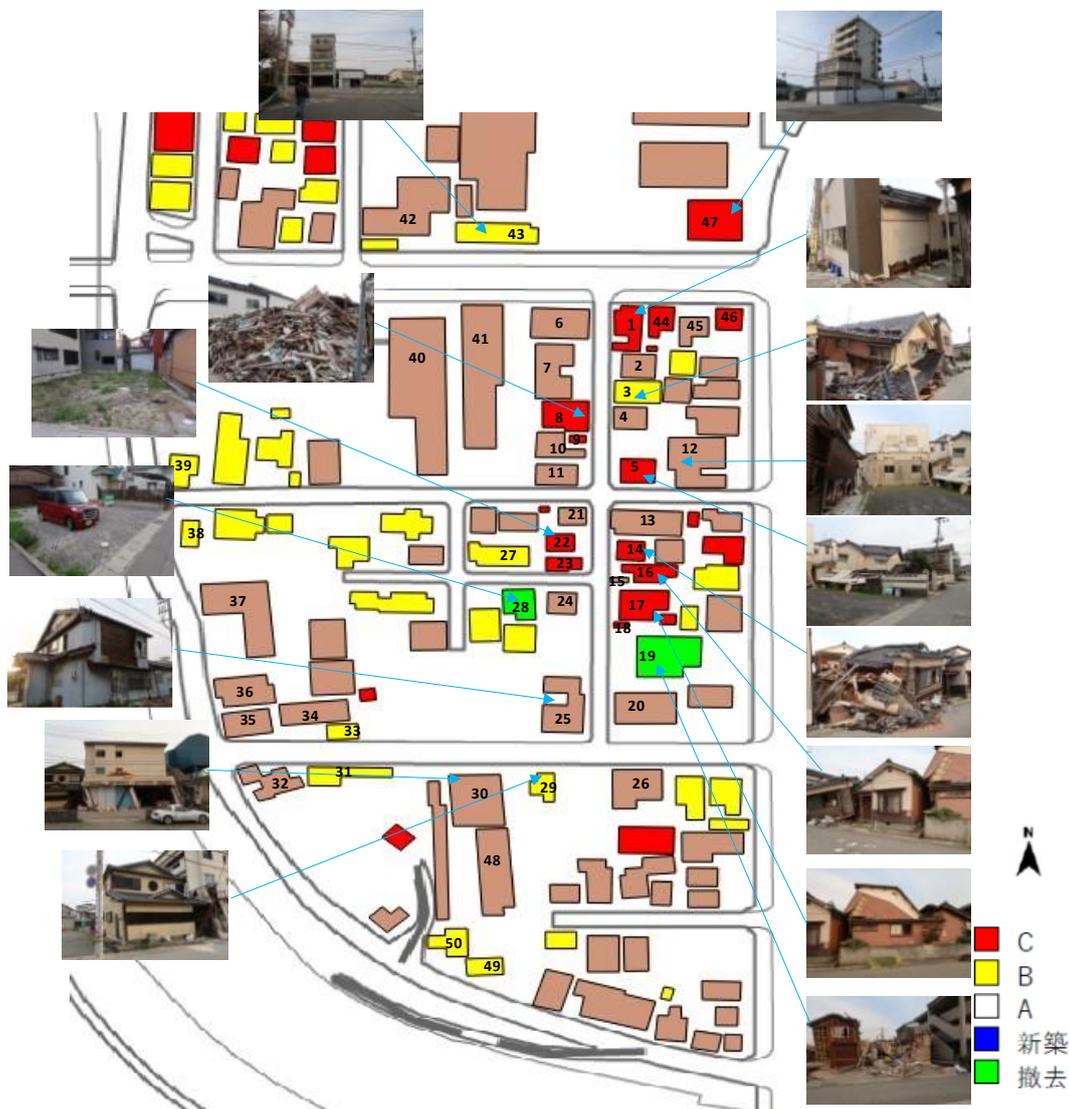


図 5.3.2-47 通り悉皆調査

表 5.3.2-6 沈下量判定結果の整合性

沈下 判定件数		→ 外観判定			
		A	B	C	撤去
↓航空 レーザ 判定	A	45	1	1	0
	B	3	1	0	0
	C	2	0	6	0
	撤去	0	0	1	1

沈下 整合率		→ 外観判定				総合整合率
		A	B	C	撤去	
↓航空 レーザ 判定	A	95.7	2.1	2.1	0.0	86.9
	B	75.0	25.0	0.0	0.0	
	C	25.0	0.0	75.0	0.0	
	撤去	0.0	0.0	50.0	50.0	

表 5.3.2-7 傾斜判定結果の整合性

傾斜 判定件数		→ 外観判定		
		A	B	C
↓航空 レーザ 判定	A	32	3	1
	B	7	2	3
	C	6	0	7

傾斜 整合率		→ 外観判定			総合整合率
		A	B	C	
↓航空 レーザ 判定	A	88.9	8.3	2.8	67.2
	B	58.3	16.7	25.0	
	C	46.2	0.0	53.8	

### 5.3.3 まとめ

本節では、令和6年能登半島地震による、鉄筋コンクリート造建築物、鉄骨鉄筋コンクリート造建築物および壁式鉄筋コンクリート造建築物の被害の概要と特徴について報告した。以下にその特徴を整理した結果を示す。

- 1) 1981年以降に施工された建築物および耐震改修された建築物において、上部構造の構造部材に顕著な損傷は確認されなかったが、基礎の損傷に起因すると思われる杭基礎の大破相当の傾斜被害が確認された（計4棟：建築物B-1、B-5、C-1、その他1棟）。杭基礎の被害に起因する傾斜被害は過去の大地震でも確認されている<sup>5.3-3)~5.3-6)</sup>。また基礎構造の損傷程度と比較して、上部構造の損傷程度は小さいことも特徴の1つである。
- 2) 杭基礎の一次設計および杭体の終局強度に基づく検討が行われていた建築物Fでは、基礎の被害に起因する傾斜被害は確認されなかったが、杭基礎の一次設計が行われていた建築物では基礎の大破相当の傾斜被害が確認された。建築研究所においては、杭基礎構造建築物の地震後の継続使用性を確保するための検討を行い、杭の脆性破壊を防止して建築物の継続使用性を確保するための設計手法の提案<sup>5.3-7)</sup>や、既存杭の補修補強の提案<sup>5.3-8)</sup>をしており、今後、建築物の設計情報等から継続使用性を確保する設計方法の検証等を行う必要がある。
- 3) 1981年以前に施工された建築物において、上部構造の被害については、過去の大地震で確認された被害形態のうち、柱のせん断破壊や柱はり接合部の破壊<sup>5.3-9)</sup>、方立壁等の非構造壁の破壊が確認されているが、その他の顕著な被害は確認されていない。また、基礎の損傷に起因すると思われる転倒被害（計1棟：建築物AA）および大破相当の傾斜被害（計9棟：建築物AB、AC-1、AD、AE-1、AE-2、AG、AI-1、AJ、AN-2）が確認されている。建築物AAは杭基礎の耐震設計がなされていないRC造建築物ではあるものの、その転倒被害は初めて確認された事例であり、その要因についての詳細な検討が必要である。またそれ以外の建築物の傾斜被害については、杭基礎の損傷等によるものと推測されるが、原因特定のためには杭基礎部の掘り出し調査等が必要である。また基礎構造の損傷程度と比較して、上部構造の損傷程度は小さいことも特徴の1つである。
- 4) 杭基礎建築物の杭種と被害状況について表5.3.3-1のように整理される。杭基礎の掘り出し調査により杭頭部の損傷状況が直接確認されている（建築物A-1、D-1、D-2、D-3、E、P、AL-1、AL-2）。特に上部構造物が耐震補強された建築物（建築物A-1）における既存部の基礎の杭体の損傷軽減の方法について、今後詳細に検討する必要がある。
- 5) 航空レーザ計測結果に基づいて地盤変位の大きいエリアについて重点的に調査を行い、計測結果と同様の地盤変状が確認された。また、当該エリアにおいて地盤変状に起因する建築物被害も確認された。航空レーザ計測による建築物の崩壊評価結果と実建築物被害の関係について分析し、一定の整合性が確認された。より整合性を高めるための改善策について今後検討を行う必要がある。

表 5.3.3-1 杭基礎建築物の杭種と被害状況

建築物名	構造形式	建物規模	建設年(改修)	傾斜(rad.)	杭種(上杭)	杭の損傷*
建築物 A-1	RC 造	地上 2 階	1968 (2013)	12/1000	既製 RC 杭	あり
建築物 A-2	鉄骨造	地上 2 階	2020	3/1000	鋼管杭	
建築物 B-1	RC 造	地上 3 階	1970 (2012)	22/1000	既製 RC 杭	
建築物 B-2	RC 造	地上 3 階	1970 (2012)	5/1000	既製 RC 杭	
建築物 B-3	RC 造	地上 3 階	1970 (2012)	0/1000	既製 RC 杭	
建築物 B-4	RC 造	地上 3 階	1970 (2013)	3/1000	既製 RC 杭	
建築物 B-5	RC 造	地上 3 階	1970 (2013)	26/1000	既製 RC 杭	
建築物 C-1	RC 造	地上 3 階	1973 (2013)	18/1000	PC 杭	
建築物 C-2	RC 造	地上 2 階	1973 (2013)	12/1000	PC 杭	
建築物 C-3	RC 造	地上 2 階	1973	13/1000	PC 杭	
建築物 C-4	RC 造	地上 2 階	1973	1/1000	PC 杭	
建築物 D-1	RC 造	地上 4 階	1985	8/1000	PHC 杭	あり
建築物 D-2	RC 造	地上 2 階	1985	13/1000	PHC 杭	あり
建築物 D-3	SRC 造	地上 2 階	1985	13/1000	PHC 杭	あり
建築物 E	RC 造	地上 5 階	1973 (2021)	3/1000	既存部: PHC 杭 補強部: 鋼管杭	あり
建築物 F	RC 造	地上 1 階 地下 2 階	2001	2/1000	SC 杭	
建築物 G	壁式 RC 造	地上 3 階	1999	7/1000	PHC 杭	
建築物 H	壁式 RC 造	地上 3 階	1992	12/1000	PHC 杭	
建築物 I	RC 造	地上 3 階	1973 (2021)	5/1000	既存部: 不明 補強部: 鋼管杭	
建築物 M-1	RC 造 +鉄骨屋根	地上 2 階	2001		PHC 杭	
建築物 O-1	RC 造	地上 3 階	2014		PRC 杭	
建築物 O-2	鉄骨造	地上 2 階	2014		PHC 杭	
建築物 O-3	鉄骨造	地上 1 階	2014		PHC 杭	
建築物 P	RC 造 +鉄骨造	地上 2 階	1989	4/1000	PHC 杭	あり
建築物 AC-3	RC 造	地上 5 階	1977	8/1000	PHC 杭	
建築物 AD	RC 造	地上 5 階	1978	28/1000	PC 杭	
建築物 AF	RC 造	地上 3 階	1971	10/1000	既製 RC 杭	
建築物 AG	RC 造	地上 2 階	1979	23/1000	PHC 杭	
建築物 AH	RC 造	地上 2 階	1982	5/1000	PHC 杭	
建築物 AI-1	RC 造	地上 6 階	1972	14/1000	既製 RC 杭	
建築物 AI-2	SRC 造	地上 10 階	1982	4/1000	PC 杭	
建築物 AL-1	RC 造	地上 4 階	1978	6/1000	PHC 杭	なし
建築物 AL-2	RC 造	地上 4 階	1978	9/1000	PHC 杭	あり

\*基礎掘削調査等により目視で確認されている杭体の損傷の有無であり、損傷が今回の地震によるものかは要検討

## 参考文献

- 5.3-1) 日本建築防災協会：震災建築物の被災度区分判定基準および復旧技術指針 2015 改訂版
- 5.3-2) 建築研究所：航空レーザを用いた崩壊建築物の分布把握に資する計測および評価手法ガイドライン（案）、2023.7
- 5.3-3) 国土技術政策総合研究所、建築研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震調査研究（速報）（東日本大震災）、国土技術政策総合研究所資料第 636 号、建築研究資料第 132 号、2011.5
- 5.3-4) 国土技術政策総合研究所、建築研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震被害調査報告、国土技術政策総合研究所資料第 674 号、建築研究資料第 136 号、2012.3
- 5.3-5) 国土技術政策総合研究所、建築研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震建築物被害調査報告（速報）、国土技術政策総合研究所資料第 929 号、建築研究資料第 173 号、2016.9
- 5.3-6) 建築研究所：熊本地震で被災した鉄筋コンクリート造建築物を対象とした地震後継続使用確保に資する検討、建築研究資料第 204 号、2021.10
- 5.3-7) 建築研究所：地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの耐震性能評価手法および試設計、建築研究資料 207 号、2023.7
- 5.3-8) 建築研究所：大地震後の継続使用性を確保するためのコンクリート系杭基礎構造システムの構造性能評価に関する研究、建築研究資料第 195 号、2019.10
- 5.3-9) 日本建築学会災害委員会：2024 年能登半島地震災害調査報告会、2024 年度日本建築学会大会（関東）災害部門パネルディスカッション資料、2024.8