

1. 近接工事等の影響や地盤膨張による紛争事例

岩崎 好規（地域地盤環境研究所）

ある RC7 階建マンションの床の持ち上がり

岩崎 好規 地域地盤環境研究所<yoshi-iw@geor.or.jp>

[紛争の原因分類] 造成地の施工・基礎構造

[1.経緯] マンション完成 1994 年 1 年後程度から 1 階の床が浮き上がりだした。建設業者は、地震の影響だとして、補修を行った。2010 年の調査時点で 2-3cm の浮上りが見られた。



写真 1 1 階室内変状

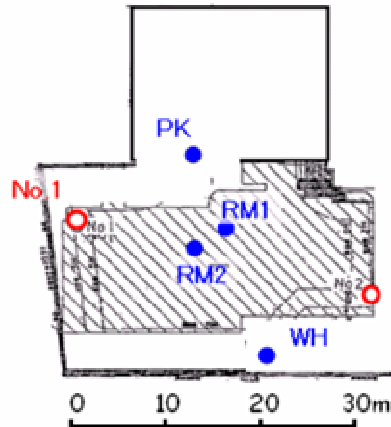


図-1 現場平面図

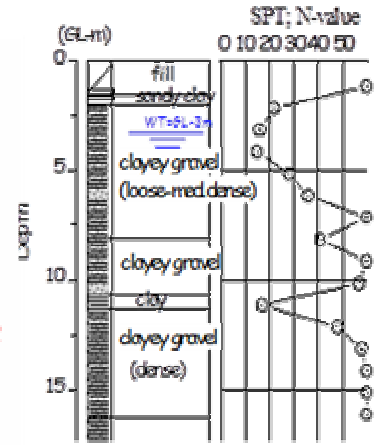


図-2 No.1 地点柱状図

[2.原因調査]土試料を採取してみると、地表から 1.3m までは、盛土で、pH=11 とアルカリを示した。盛土の粒子形状から鉄鋼スラグであることが予想された。

表-2 蛍光X線分析による鉱物組成

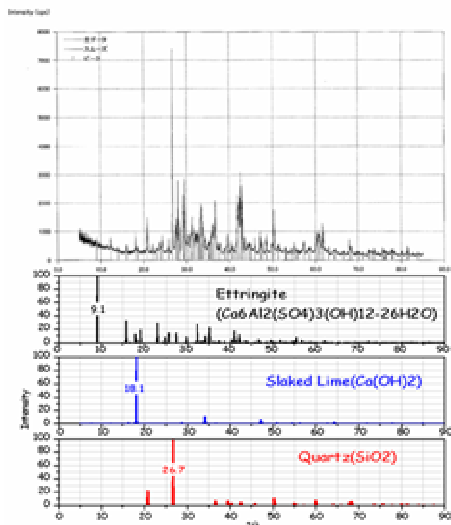


図-2 X線回折解析

	鉄鋼スラグ	土 (安山岩)	採取試料(m)		
			0.10-0.30	0.50-0.65	1.30-1.70
	(%)	(%)	(%)	(%)	(%)
CaO	45.8	5.8	28.2	14.3	2.02
F-CaO	2-5		0.52	0.23	<0.01
SiO2	11.0	59.6	27.9	55.6	78.6
Al2O3	1.9	17.3	6.37	7.94	9.22
MgO	6.5	2.8	8.76	4.79	1.01
FeO	17.4	3.1	8.39	4.1	2.57
P2O5	1.7	-	0.106	0.07	0.035

表-2 に蛍光X線分析による元素分析，図-2 にX線回折解析による鉱物の同定を行った。それらの結果，鉄鋼スラグの特徴である多量のカルシウムが検出され，膨脹性を示すフリーライム(F-CaO)の存在が判明したが，エトリンガイトは検出されなかった。

この結果，膨脹性を示す鉱滓構成物と

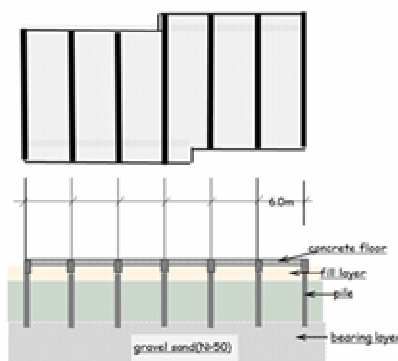


図-3 基礎構造

表-3 深度別鉱滓組成率

	Slag Contents (%)
Depth	(%)
0.0-0.3m	62%
0.3-0.5m	39%
0.5-0.65m	16%

しては、フリーライムで、水和反応により消石灰を生じる化学反応による膨脹であろうと同定された。表-3 には、表-2 から推定した深度別鉍滓組成率を示した。表層盛土付近では、約 60%も多量に混合されているが、深度とともに減少している。

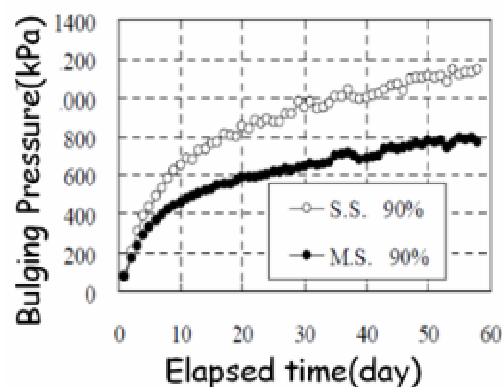


図-4 変位拘束条件下の膨脹圧の経時変化

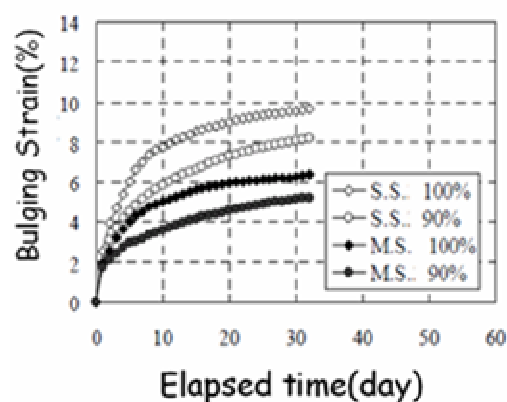


図-5 自由変位条件下での膨脹ひずみの経時変化

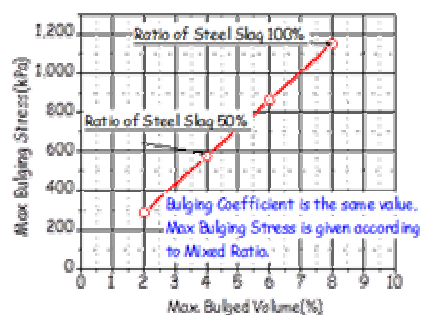


図-6 鉍滓盛土の膨脹係数

表-4 鉍滓盛土の F-CaO 経時変化

深度	鉍滓量	フリーライムの重量比		
		盛土時	調査時	比率
(m)	(%)	(%)	(%)	
0.0-0.3	62	2.2	0.52	0.24
0.3-0.5	39	1.4		
0.5-0.65	16	0.6	0.23	0.38

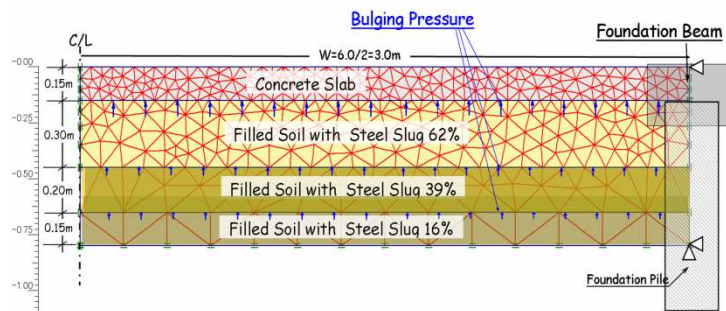
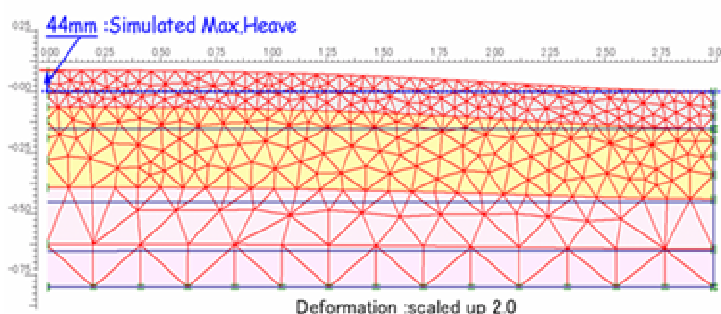


図-7 有限要素法における構成要素と境界条件



[シミュレーション]鉄鋼スラグの膨脹成分は、エトリンカイトの生成に伴う場合か、生石灰が水和反応によって消石灰となる場合かである。生石灰の中の活性度の高い F-CaO が主とした反応物質と考えられているが、鉄鋼スラグの生成直後には 2-5%程度含まれている。図-4 及び 5 に標準締固め密度に対して 100%,90%とした 2 種類の締固め試料(S.S.(鉄鋼スラグ),F-CaO 含有量 3.8%), M.S.(鉄鋼スラグ 80%混合土),F-CaO3.04%)を変位拘束・自由変位条件のもとで膨脹試験結果を示した。このような試験結果から各種の鉄鋼スラグ混合比材料に対する膨脹圧係数を求めて図-6 に示した。図-3 に示した基礎構造をモデル化して、図-7 に FEM 解析に使用した構成要素および境界条件を示した。鉄鋼スラグ盛土境界上部に膨脹特性を導入するための強制膨脹圧を設定した。[結論]計算結果によると、44 mmの浮き上がりとなった。調査時点で盛土中に F-CaO が確認されているので、さらに膨脹の継続が予測されるので、鉍滓盛土の入替えが必要であろう。

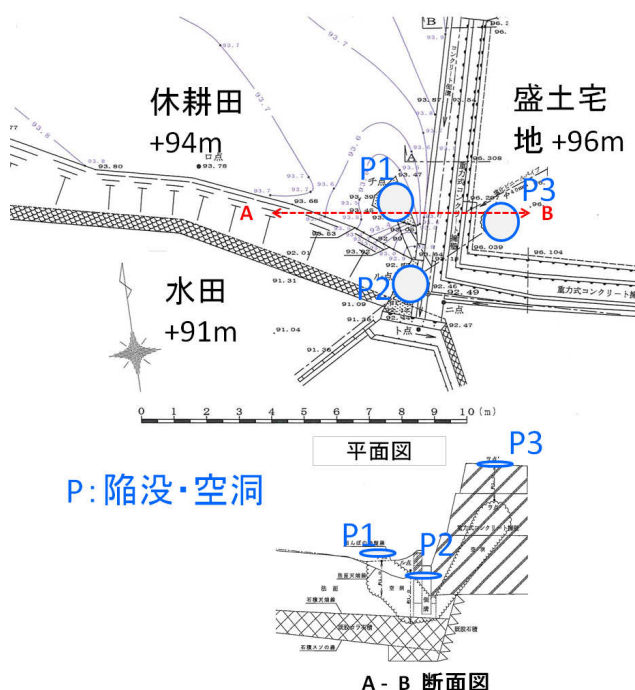
休耕田によるパイピング発生と隣接擁壁基礎地盤の浸蝕による宅地変状

岩崎 好規 地域地盤環境研究所 yoshi-iw@geor.or.jp

【建築紛争の原因別分類】休耕による水田崩壊とその波及

【経緯】

山間地の休耕田に隣接している盛土宅地所有者が、宅地の擁壁下部に空洞(P2)を発見、さらに隣接休耕田に陥没穴(P1)を見つけたので、地元の工務店に依頼して、見てもらったところ、P2の空洞は宅地の庭方向で上方に延びていた。庭表面を掘ってみると、空洞化していたので、応急措置としてモルタルで各陥没・空洞を埋めた。宅地所有者は、休耕田の所有者の田が原因だとして提訴。

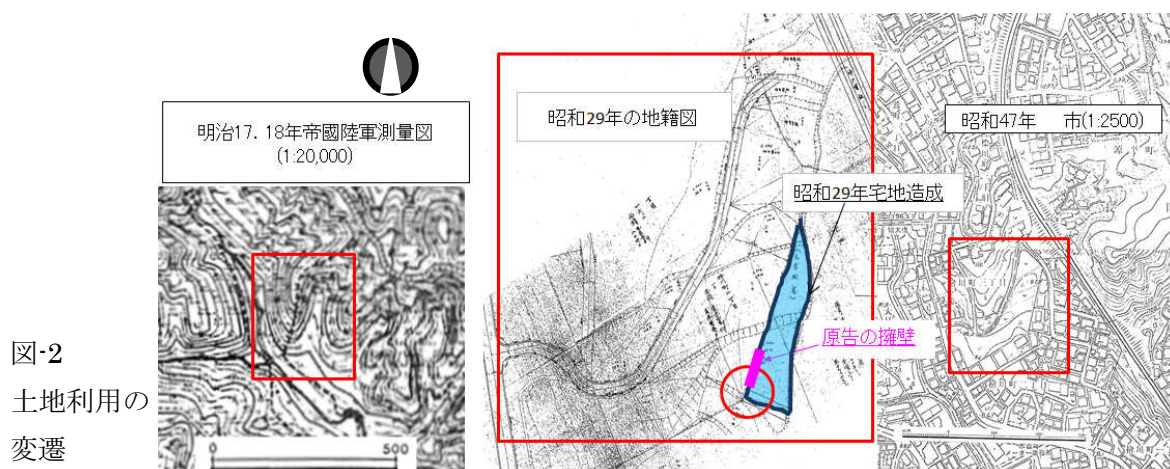


【調査】工務店の作業者の記憶をもとに、モルタルで埋めた位置を掘り返して、これらの位置を特定した。

【農地・宅地造成の歴史】

本地域を明治の測量図でみると、谷地であるが、昭和29年では谷部は水田地となっているが、谷部の東側では宅地造成が行われ、原告の宅地の造成地と水田との境界にはコンクリート擁壁が構築されていたという。

さらに、昭和47年の行政による地図ではほぼ平成11年の現況となっている。



休耕田は所有者から従来水田として耕作されていたが、平成7年の阪神淡路大地震時に、所有者が犠牲となって死亡し、子供に相続されたが、水田ではなく、畑として使用されていた。

平成 9 年(1997)ころ、農地の南東隅部 (P1 地点) に陥没を発見。

平成 11 年(1999)9 月 原告宅の家屋が軋む音が聞こえるようになり、宅地の一部にひび割れ発生。

平成 11 年(1999)10 月 25 日原告は宅地基礎部分と排水路流末部が大きく破壊した。

平成 11 年(1999)11 月 修復工事を開始。

【原因の推論】原告側の擁壁下部がパイピングにより盛土流出したことにより、宅地地盤が変状を来したことは明確であるが、単独に発生したものか？あるいは、隣接地の水田の影響によるものかが、損害賠償の是非の決め手となる。



写真-1 モルタル充填跡

写真-1 は P2 付近の休耕田と水田との間のあぜ崖面を南から撮影したもので、モルタル充填跡を示している。

水田境界のあぜ崖面は、2.5m-3m 程度の高さがあり、パイピングはその中程の高さで発生していた。写真-2 に宅地の隅部の充填跡を示したが、宅地表面はモルタルで覆われており、宅地表面からの雨水は浸透することはない。

【水田農地の造成】

本件のような谷地における水田農地の造成を図-3 に示した。現地の地山は風化花崗岩のマサ土で形成されているが、がけ面付近では切土・盛土部で構成され、造成後の表面は粘性土層が用いられ、水田の難浸透水層として逸水を防いでいる。この粘土層の上に 20 cm 程度の水田耕作土が存在する。

【粘土層の乾燥亀裂による逸水】

水田として使用されているときには、粘土層の難透水性を維持されているが、畑地となると、乾燥していくと、亀裂が入り、図-4 のように、雨水が浸透するようになる。

本事件の水田地においては地山まで雨水は



写真-2 宅地の庭隅部のモルタル充填跡

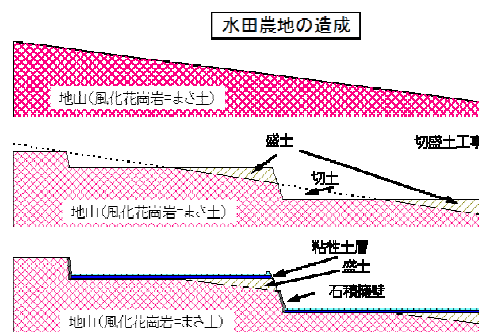


図-3 当該地における水田農地の造成

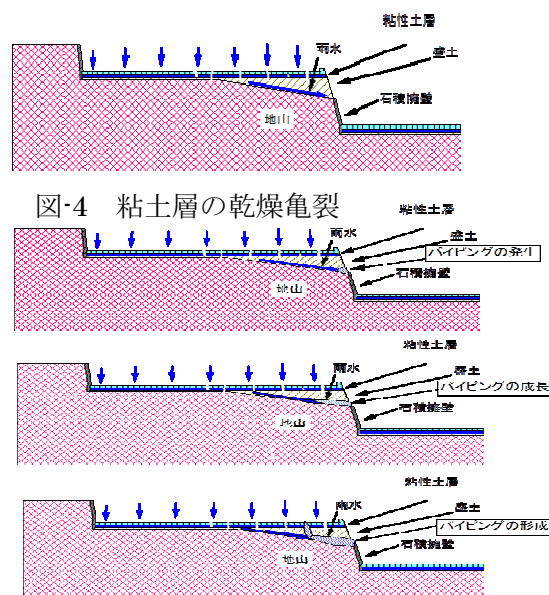


図-5 当該地におけるパイピング発生

浸透し、図-5 に示したように、地下水となって地山と盛土境界にそって流下し、崖面で浸出することになり、パイピング発生の初期段階となる。

図-6 に水田表面の 0.1m ピッチの等高線コンターを示した。さらに、雨水の水田表面の雨水経路を示したが、水田の南東隅部に流下することが分かる。豪雨等の際には、この水田面積の降雨はすべてこの南東隅部に集まり、粘土層の乾燥亀裂を通して、パイピングが発生したものである。

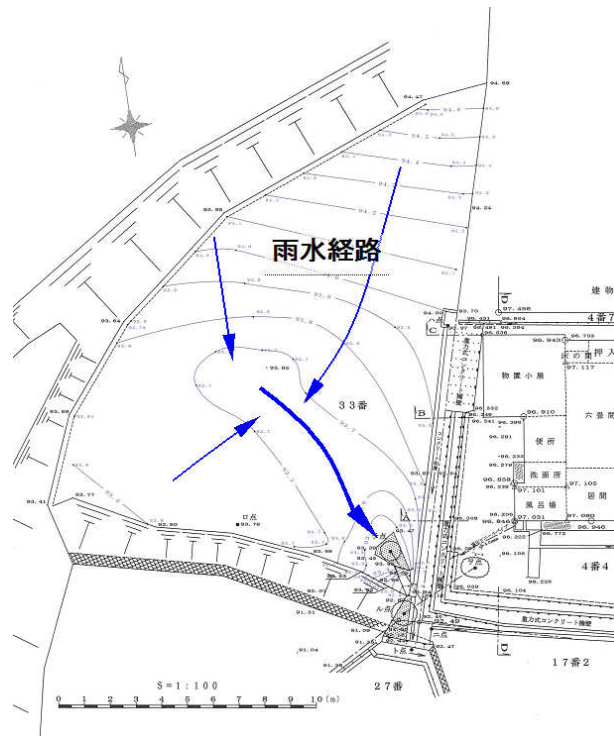


図-6 雨水経路図

【降雨条件】

パイピングが発生するためには、降雨も必要条件となる。当該地に近いアメダス記録から事件現場の降雨量の経時変化を推定してみた。図-7 に降雨の強さとして単位時間当たりの降雨(mm/hour)をとり、地震後の 1995 年から 5 年間の記録を示した。1997 年ころに休耕田に陥没が見られているが、20mm/hour の降雨が 4 回程度観測されている。

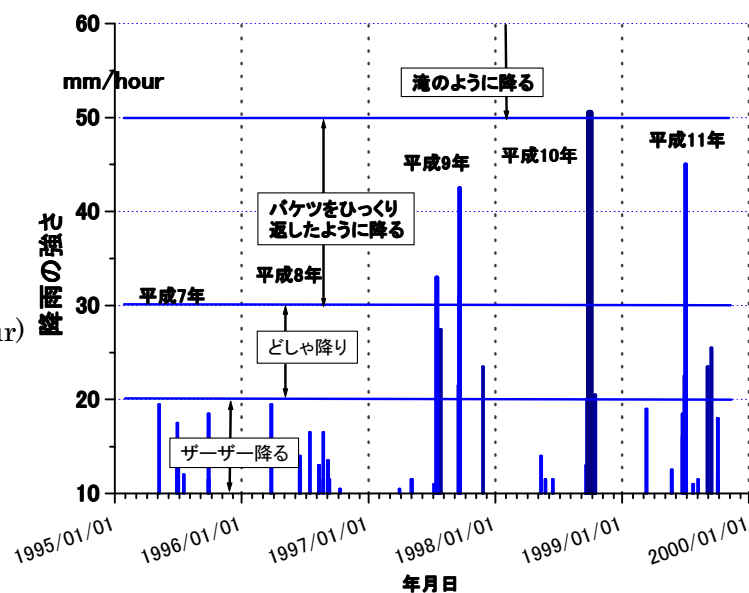


図-7 アメダスによる降雨記録

1998 年には、30mm/hour を超える降雨が数回、さらに、家屋から軋む音が発せられたという 1999 年 9 月には、50mm/hour を超える猛烈な雨が記録されている。本件においては、水田としての機能が放置された結果、粘土層の乾燥亀裂が発生し、パイピング現象に発生となったと断定できよう。

【隣接擁壁のパイピング】

休耕田によるパイピングと隣接擁壁のパイピングの関係はどのようなものであろうか？パイピングの成長過程を図-8 および図-9 にしめた。

① パイピングによる小孔形成

第1段階として、休耕水田の南東隅部に留水した雨水によってみず道が形成された。

② 豪雨時の降雨流入で穴径拡大土砂の流出

一旦みず道が形成されてしまうと、降雨の度に、穴は拡大され、豪雨時には一気に土砂が流出し、穴に沿う土砂が流される。

③ 原告側の擁壁下部付近では、みず道からの流水が擁壁下端の基礎部の地盤を削剥するようになって次第に擁壁直下の空洞が大きくなる。

④ 擁壁背面盛土は、充分な締固め状態にないので粘着力が小さく、トンネル上部の緩い土砂は、重力によって落盤していき、空洞の形成に至ったもので、家屋に軋みが発生した段階では、空洞は完全に地表までは到達していない状況にあった。

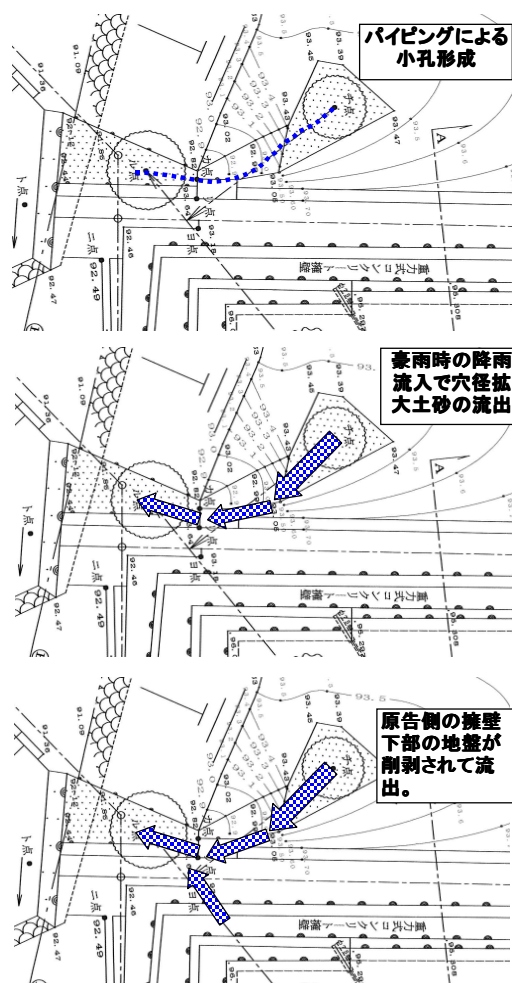
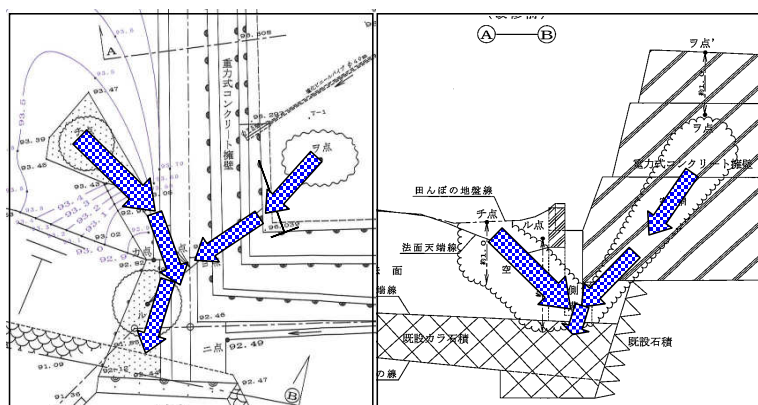


図-8 休耕田のパイピング形成と擁壁下部への波及

図-9

擁壁下端部の空洞形成



【結論】

休耕田を畑地として使用したために、粘土層の乾燥亀裂がパイピングを引き起こし、さらに隣接の擁壁基礎地盤の浸蝕に至ったものである。もし、原告の所有する盛土が十分に締め固められていたならば、休耕田によるパイピングからの被害を免れていた可能性もある。この点において、原告側の宅地にも瑕疵が存在したと考えられる。

このような休耕田による水田の難透水粘土層の乾燥亀裂によるパイピングは、休耕田となった棚田においては、斜面崩壊の重要な原因となっている。

建物取壊しによる精密機械工場への振動被害

岩崎 好規 地域地盤環境研究所 yoshi-iw@geor.or.jp

【紛争の原因分類】 隣接建屋の取壊し時の振動

【経緯】東大阪の軟弱地盤に立地する個人経営の精密機械工場の隣接倉庫の取壊しの際に、数度、大音響と振動があり、精密機械の基礎のモルタルにひび割れが発生し、NC 精密機械による加工が中断し、生産に打撃を受けたという損害賠償請求であった。

【調査】 苦情申立ての工場は東大阪域の N 値<10 の軟弱層が約 17m の層厚 (図-1 参照) を有する沖積地に立地しており、1 階の床は、砕石層を基礎として、約 30 cm の厚さのセメント・モルタルが打設してあり、モルタルにはスチールメッシュで補強されているということであった。現場では、床面にひびの幅数ミリ程度の割れ目があり、図-3 にその位置図および写真-1 にひび割れを示した。取壊し中に大きな振動があったという主なものは、エレベータのカウンタ・ウエイトおよび H 型鋼であったという落下質量からは、約 1 トンと考えられるエレベータの影響が最大かと思われる、重錘落下実験を行って、その影響のシミュレーションを実施した。

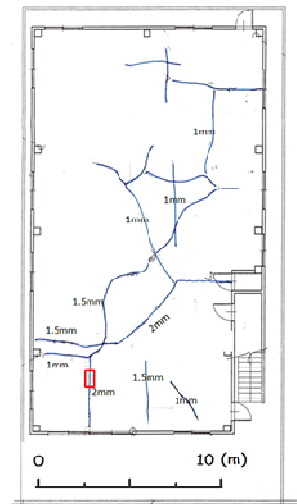
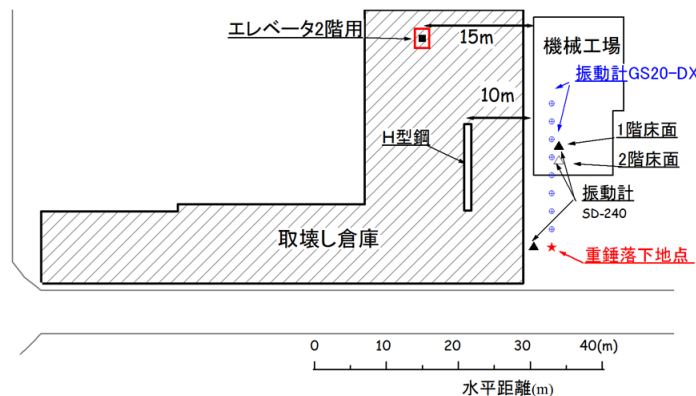
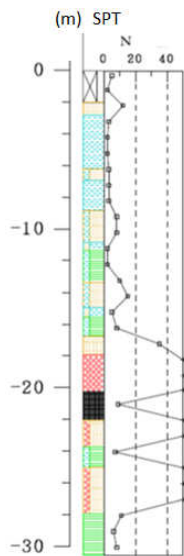


図-1 付近の地盤柱状図 図-2 精密工場および取壊し倉庫配置図

図-3 床面ひび割れ

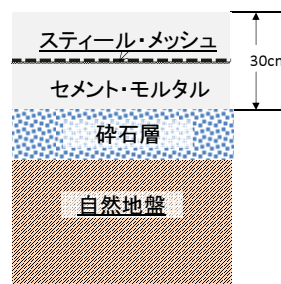


図-4 工場 1 階床構造 写真-1 モルタルひび割れ
写真-2 重錘落下実験風景

実験は、図-2の平面位置図に示したように、建屋1階セメントモルタル床から道路側の空き地にユニック搭載トラックを使用して、定高さ位置から重錘を自由落下させ、地面振動を計測した。振動計は、2種類で、一つは3成分振動計（SD-240 勝島製作所製）であり、他は地震探査用振動計（GS20-DX OYO GeoSpace 社）である。

重錘は、20kgw と 50kgw の2種類で、落下高さは、0.5m,1m,2m,3m,および4mで行った。



写真-2 重錘

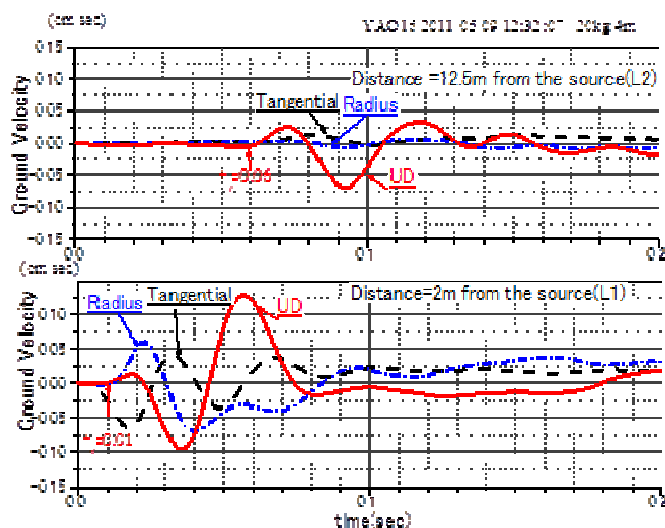
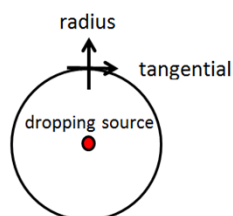
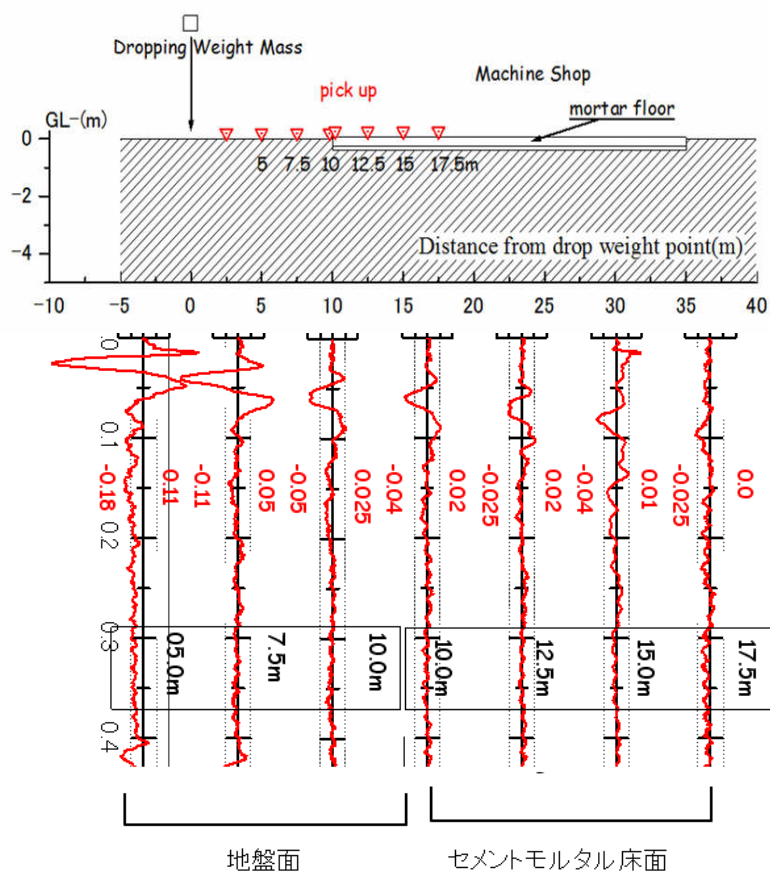


図-5 重錘落下近傍2m地点における3成分記録

【重錘落下による地盤振動】

重錘落下による振動を計測して図-5に示した。落下地点から2m地点と12.5m地点の2地点で水平2成分および上下動の3成分を示している。落下地点の近傍の2m地点では、上下動に対して水平動も同程度の振幅が計測されているが、遠地点の12.5mになると、ほぼ上下動のみが卓越している。当然のことながら、上下動が卓越しているが、波動の伝播速度は、図-6に波形を示した。波動伝播速度は約190m/secで、いわゆる表面波の一つであるレーリー波であると想定される。



地盤面

セメントモルタル床面

図-6 重錘落下による振動の伝播

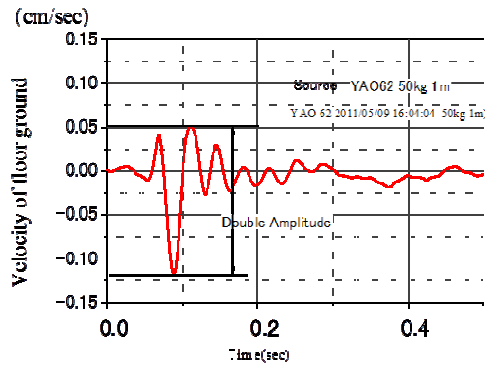


図-7 Double Amplitude(両振幅値)

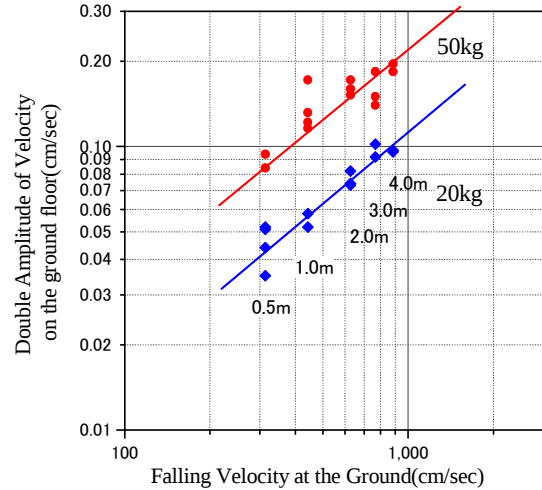


図-8 対地面衝突速度と両振幅値の関係
(距離 12.5m 地点)

距離 12.5m 地点における上下動成分の

速度の両振幅 (図-7 参照) を読み取って図-8 に示した。

落下高さから, $h(m)$ から自由落下時の対地面衝突速度 $v(cm/sec)$ を, $g=980(cm/sec^2)$ として次式 (1) から計算して同表に示した。

$$v = \sqrt{2gh} \quad \dots \dots \dots \text{式(1)}$$

図-8 に両振幅と対地面衝突速度の関係を示した。

図-8 から, 両振幅(v)は, 衝突速度(v)と落下重錘質量 $M(kg)$ の間に式(2)および(3)関係が得られる。

$$v = c M^{0.756} v^{0.834} \quad \dots \dots \dots \text{式(2)}$$

定数は次式で与えられる。

$$c = 3.5 \times 10^{-5} \quad \dots \dots \dots \text{式(3)}$$

振源からの距離減衰については, 8つの振動計の上下振動の計測結果から距離 12.5m の地点での両振幅値で, 正規化して図-9 に示した。振源から 5.6m までの振源近傍領域とそれ以遠の表面波として伝播している領域に分けられるが, 遠方領域についての距離減衰を測定した範囲内で対数目盛上で直線とみなせよう。

エレベーターからの敷地境界までの距離の 15m 地点においては, 推定最大地動速度は 20mm/sec と推定された。

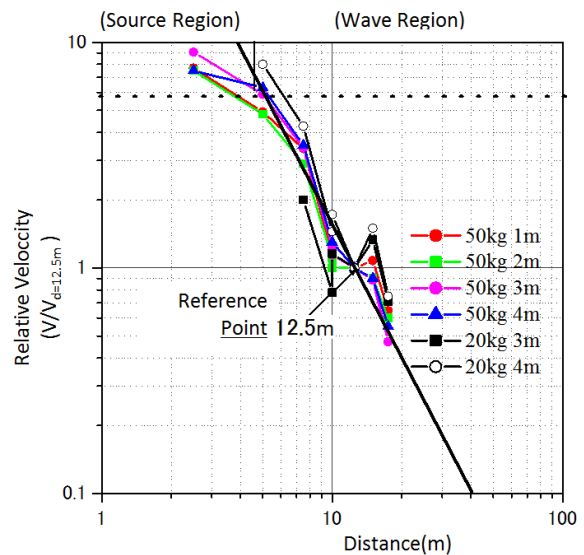


図-9 重錘落下による上下動成分の距離減衰

[エレベーターのカウンターウエイト落下の影響]

取壊された倉庫に設置されていたエレベーターの詳細は不明であるが, カウンターマスとすると, ほぼ 1 トン程度であることが判明している。表-2 に推定される敷地境界付近における最大振動速

度値を推定した諸元および推定値を示した。

表-2 カウンターウエイト落下による推定諸元

カウンターマス質量 (kg)	1000
落下高さ(cm)	300
地面落下衝突速度 (cm/sec)	767
落下地点からの距離(m)	15
12.5m 地点での推定質点速度両振幅値 (cm/sec)	1.7
15m 地点における推定質点速度両振幅値 (cm/sec)	1.5~2.6
敷地境界地点(15m) 推定最大質点速度値 (mm/sec)	20

[落下重錘の違いによる波動周期]

図-10 に、重錘の質量による波動の周期の違いを示した。20kg と 50kg による波動を比較した。振幅は異なっているが周期は不変であることが分かる。

このことにより、質量の違いは、振幅に影響することだけを考慮した。

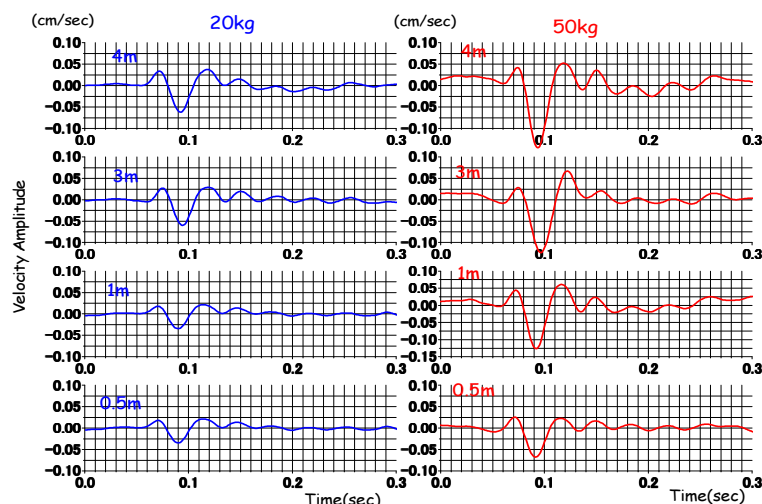


図-10 重錘の質量による周期への影響

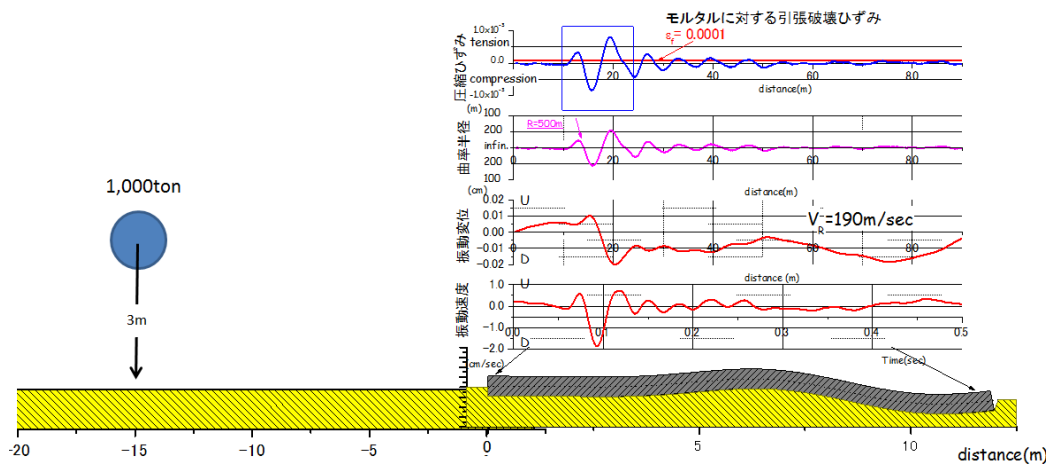


図-10 波動の伝播によるモルタル床の曲げ振動

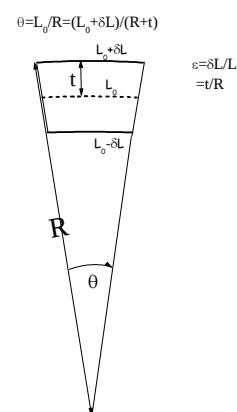


図-11 床版の曲げによるひずみ

エレベータのカウンターマスによって与えられた上下動は、15m離れたモルタル床版に到達すると、床版に曲げ振動を与えながら波速 190m/sec で通過する。このときのモルタル上端部におけるひずみを算定して図-10 に示した。床端面におけるひずみは、 $\epsilon = t/R$ (t :床版厚さの半分 R :曲率半径 :図-11 参照)で与えられるが、モルタルの引張りひずみは、0.001に達する。モルタルの引張り破壊ひずみは、 10^{-4} のレベルと考えられるので、本件モルタル床は、エレベータのカウンターマスの落下によって引張り亀裂が発生したものであると断定された。

崩落した擁壁下端の水路の崩壊の原因調査

岩崎 好規 地域地盤環境研究所 yoshi-iw@geor.or.jp

【紛争の原因分類】 連続する擁壁と水路の崩壊要因

【経緯】農業用水路が崩壊した際に、その上部にあった斜面も崩壊していた。水路管理者は斜面の方が先に崩壊したために、水路が崩壊したものとして、損害賠償請求事件として提訴した。

写真-1

崩壊ブロック
擁壁



【経緯】標準的な断面を図・1に示したが、2段のブロック積擁壁があり、その擁壁の基礎部分に水路が設置されていた。水路の水は、上流側にある池からの放流によっているが、崩落当日、放流はなかった。



写真-2 崩落前現場航空写真

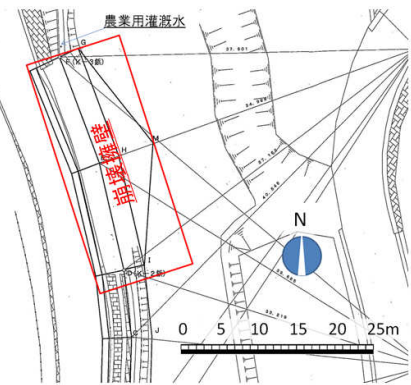


図-1 崩落後現場平面図

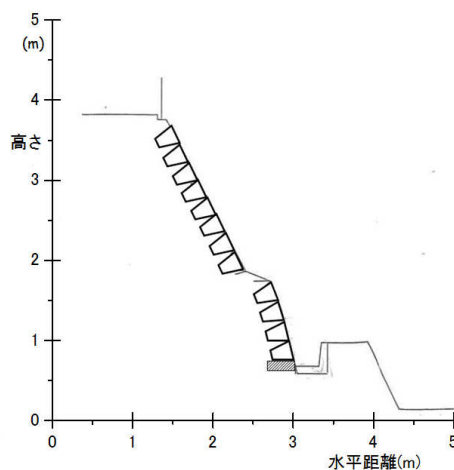


図-1 標準的な断面

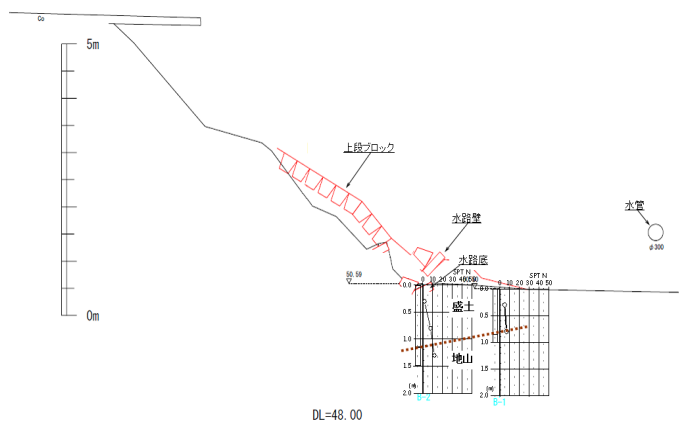


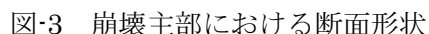
図-2 崩落断面のトレンチ断面およびボーリング結果

崩落前の昼ごろの11:30から12:00の30分間に、26mmという（時間雨量とすれば52mm/時間）猛烈な降雨があったことが判明している。水路が先に崩壊したのか、あるいは、石積擁壁が先に崩壊したのかが解くべき問題である。

【調査】

崩壊の実体を探るために、崩壊中心断面にトレンチを入れるとともに、水路位置に2本のボーリ

崩壊主部における断面形状を図-3 にしめした。もし、水路が元位置に留まっているか、あるいは少なくとも、石積擁壁の動きを阻止する形状であれば、崩壊は石積擁壁からといえようが、水路のコンクリート部材は、擁壁基礎部と同じく約3m移動していた。2段の擁壁は犬走りはなく、背面の斜面は、すべり面を形成している。



[崩壊前写真の提出により補充鑑定]

写真-3 崩壊前写真

【結論】 擁壁崩壊前に、擁壁に変状（当該箇所のフェンスに補修がなされている）が見られ、ブロック積擁壁が、崩壊の前兆現象を呈して、猛烈な豪雨により崩壊したものと断定した。