

2011年東北地方太平洋沖地震による 館ニュータウン大規模盛土滑動崩落被害の 原因分析

橋本 隆雄¹

¹正会員 千代田コンサルタント東京事業部防災まちづくり室 (〒114-0024東京都北区西ヶ原3-57-5)
E-mail: t-hashi@chiyoda-ec.co.jp

2011年東北地方太平洋沖地震では、岩手県一関市にある中里地区館ニュータウン(4.8ha)の道路沿い高さ約10mの盛土法面が一部大規模な滑動崩落等により、建物の全壊1棟、大規模半壊7棟、半壊8棟、一部損壊1棟、未判定4棟の被害を受けた。そこで、被災を受けた地区の測量、地盤調査、建物傾斜等の調査を行った。被災した宅地地盤は、盛土厚5.0~7.0mの強風化泥岩の上のN値=3の極端に軟弱な地盤で斜面に沿って厚くなる流れ盤形状となっていた。特に法面の法尻からの大規模崩壊した宅地地盤は、法尻直下の地盤がN値=1の沖積層粘性土地盤であることが明らかとなった。本論文は、これら被災原因の分析を行い、今後の大規模盛土の復旧対策や滑動崩落防止事業の教訓を得ることを目的としている。

Key Words : *The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, Housing site, Large-scale banking, Collapse of a slope*

1. はじめに

岩手県一関市では、平成23年3月11日に発生した震度6弱：M9.0の2011年東北地方太平洋沖地震、及び同年4月7日に震度6弱：M7.1の最大余震を受けた。この地震の影響で、館ニュータウンでは、道路沿い高さ約10mの盛土法面が一関市の罹災証明で写真-1に示すように一部大規模な滑動崩落等により、建物の全壊1棟、大規模半壊7棟、半壊8棟、一部損壊1棟、未判定4棟の被害を生じた。この館ニュータウン調査地は、図-1に示すように一関市役所の北西直距1.8km付近の一関市山目中里地区の4.8haの面積で、一関市街地を囲むように発達する比高50~150m前後の低山性丘陵地内に位置する。

そこで、被災を受けた地区の測量、地盤調査、建物傾斜等の調査を行った。図-2は波形が公開された防災科学技術研究所K-NETによる加速度波形(水平2方向ベクトル和最大方向)で地動最大加速度1189.9cm/s²を示している。

本論文は、これら被災原因の分析を行い、今後の大規模盛土の復旧対策や滑動崩落防止事業の教訓を得ることを目的としている。



図-1 中里地区館ニュータウンの位置図



写真-1 館ニュータウン宅地被災状況

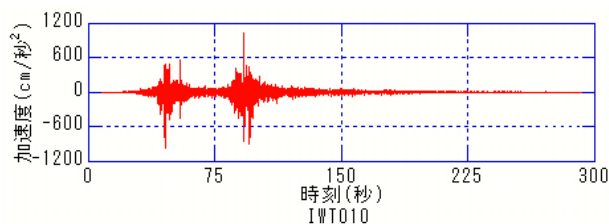


図-2 一関の加速度波形¹⁾

2. 被害状況調査

被災宅地の位置及び被害状況を図-3、-4に示した。建物の被害状況は、図-3に示すように盛土斜面崩壊に伴う全壊、大規模半壊、地盤変状に伴う半壊、軽微な一部損壊がある。以下に特に盛土斜面崩壊による宅地被害が顕著だった代表的な2地区についてここではその被害状況を述べる。

(1) No.1側線 (H棟)

写真-2は、図-3に示すH棟を横断するNo.1側線の斜面法肩および中腹の宅地被害状況である。盛土の変状は、法面天端の宅地地盤が30cm以上沈下して引張亀裂が数列発生し、家屋は地盤により引き裂かれ非常に危険である。盛土の小段の中腹にすべり面が見られ、法面法尻部までつながるような大きな変状痕は確認されない。法面上部の道路は、引張亀裂が数列発生しているが、盛土の変状に伴う影響は少なく、車両の走行に大きな支障はない。法面の小段排水施設は、最上段盛土の変状に伴い、接合部が折損している箇所の再布設の必要がある。

(2) No.6側線 (T棟)

写真-3は、図-4に示すT棟を横断するNo.6側線の斜面法肩および法尻の宅地被害状況である。盛土変状の末端は下段盛土の法尻までの大規模崩壊を生じ、宅地地盤の状況は50cm以上沈下しており引張亀裂が数列発生している。法面下の道路は通学路であるため、1トン土嚢で押さえているが、その後の降雨でも盛土変状が進み、迂回路が設けられた。法面上部には、戸建て以外に緊急時の避難所である公園があり、宅地耐震化対策が必要と考えられる。



(a) 斜面中腹



(b) 斜面法肩

写真-2 No.1側線での斜面崩壊に伴う宅地被害状況



(a) 斜面中腹



(b) 斜面法肩

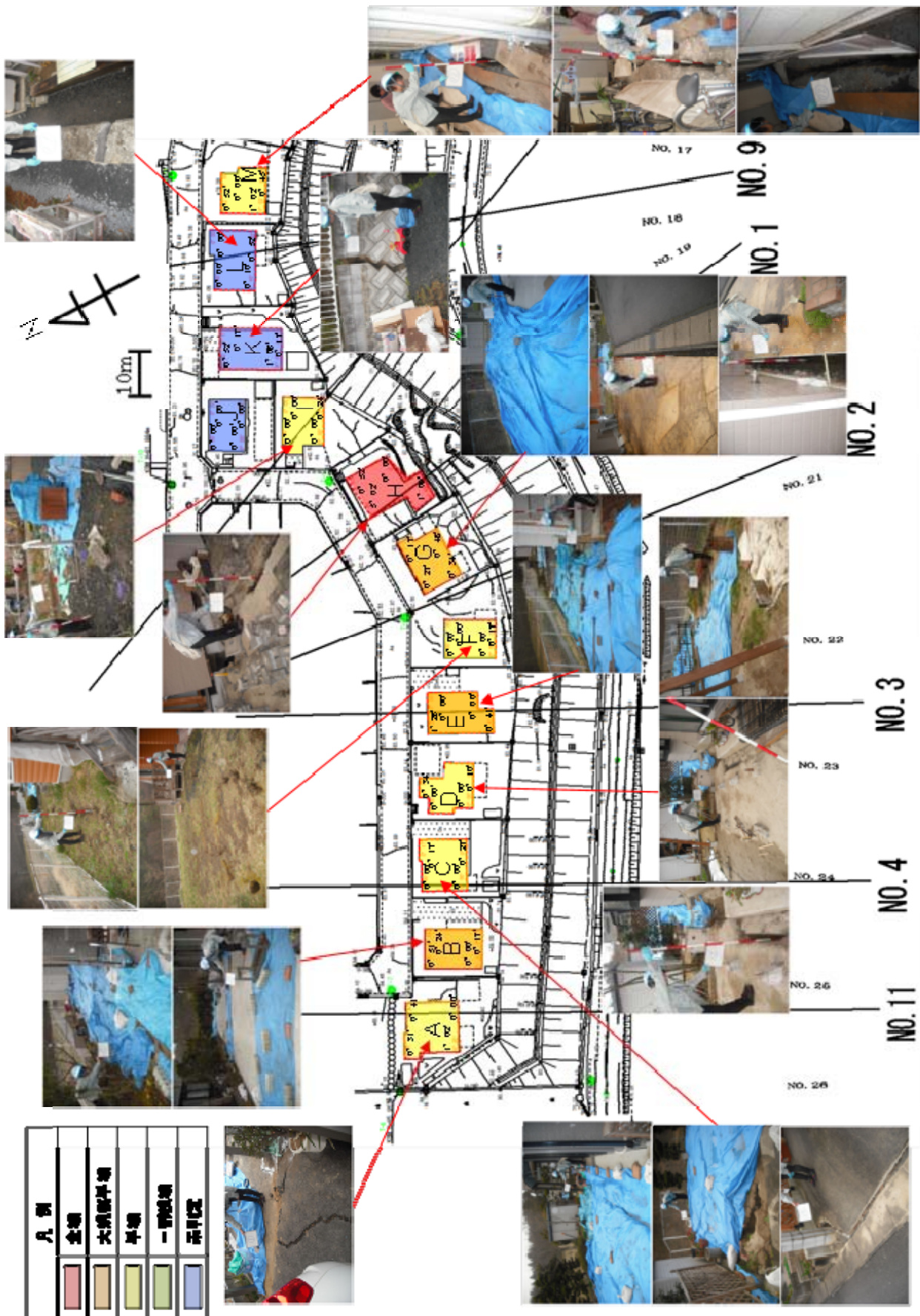
写真-3 No.6側線での斜面崩壊に伴う宅地被害状況

3. 造成履歴

図-5は、館ニュータウンのこれまでの各年代毎の造成履歴を調査したものである。また、図-6は調査地周辺の地歴写真である。東北自動車道路の開通に伴う一関トンネル掘削土を埋土されたことが市の担当者や地元のヒアリングで明らかとなった。宅地造成は、工場の造成の一期工事が昭和50年で、東北自動車道路の一関トンネルの竣工が昭和57年となっている。

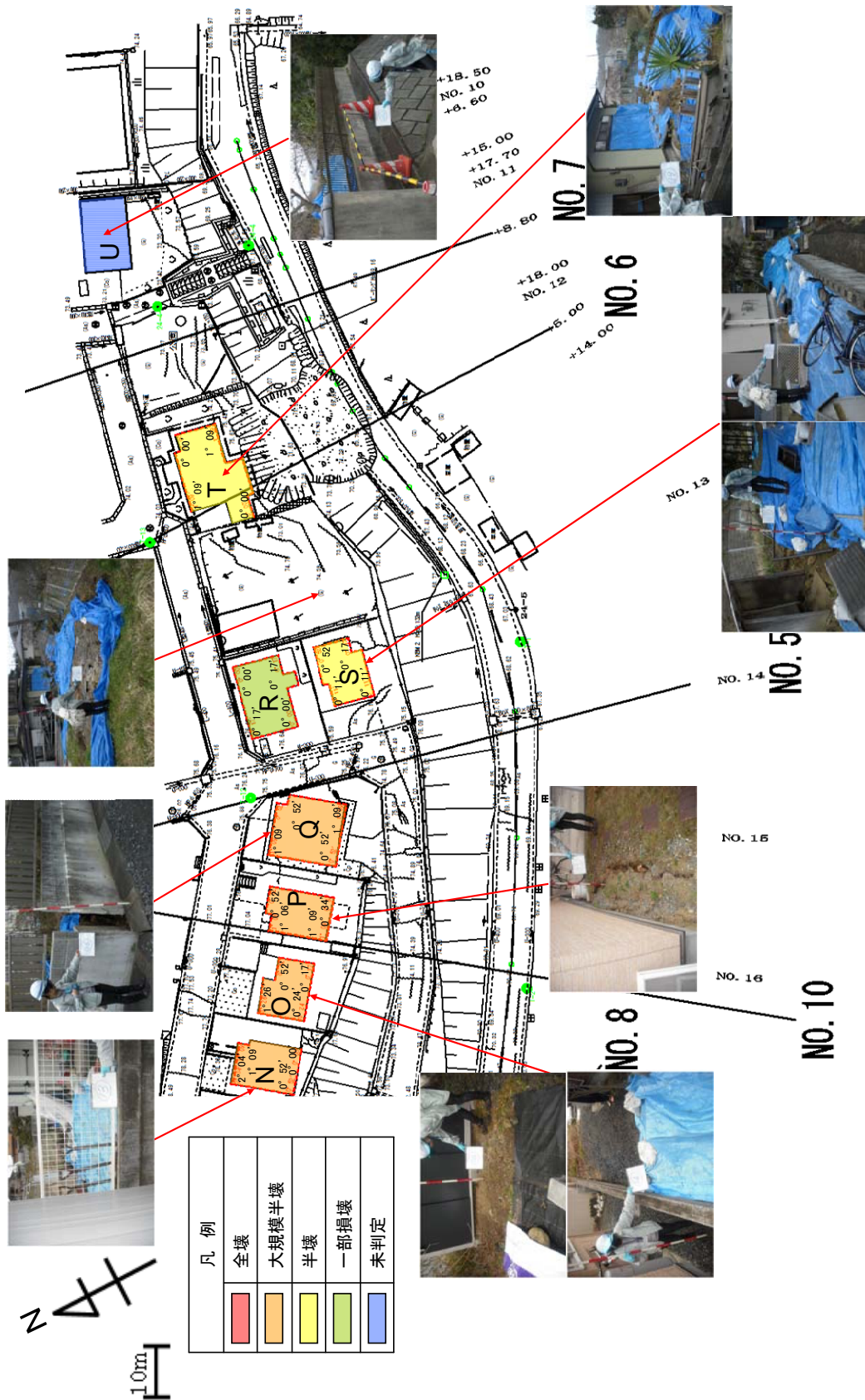
造成開発時期は、図-7に示すように一関市に確認したところ以下のことが明らかとなった。下館団地の開発許可が昭和54年9月14日、完了検査が昭和55年6月6日である。また、館ニュータウンは第1期開発許可が平成元年11月21日、完了検査が平成2年9月28日、第2期・第3期の開発許可が平成元年11月21日、完了検査が平成4年2月19日である。

ただし、下館団地開発許可前については、下館団地内の一部が草地化されていた。また、館ニュータウン開発許可前であっても、館ニュータウンは仮造成されていた形跡があった。それから、第2期・第3期の開発許可では盛土造成があるにも関わらず、切土として申請していた。しかし、後で示す昭和30年代の旧地形と原地形の重ね図から、崩壊部は幾つかの谷を挟んだ腹付け盛土であることが明らかとなった。



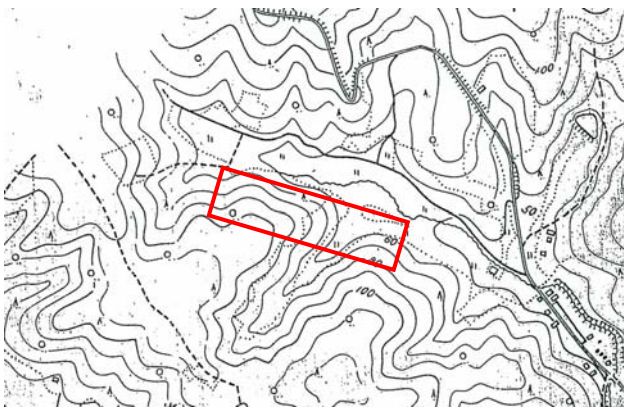
注) 建物は法肩に段差・沈下が生じ、南側の法面方向に大きく傾いているために南北方向の斜面角度を記載している。

図-3 西側宅地被災状況平面図



注) 建物は法肩に段差・沈下が生じ、南側の法面方向に大きく傾いているために南北方向の斜面角度を記載している。

図4 東側宅地被災状況平面図



(a) 昭和30年代



(b) 昭和40年代



(c) 昭和50年代



(d) 平成10年代

図-5 館ニュータウンの造成履歴²⁾



(a) 1968年の航空写真



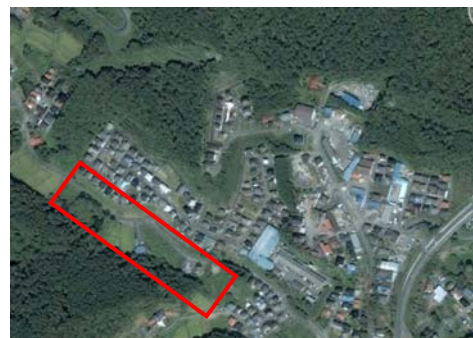
(b) 1976年の航空写真



(c) 1989年の航空写真

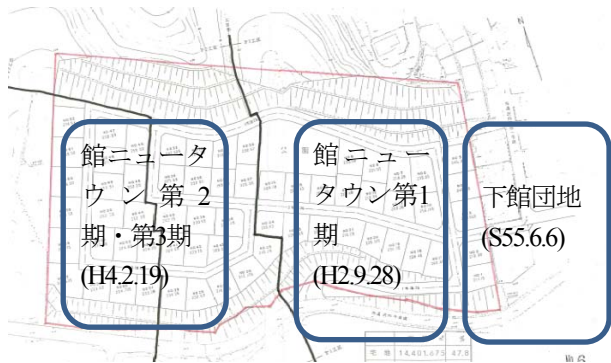


(d) 1991年の航空写真



(e) 2011年の航空写真

図-6 調査地周辺の地歴写真³⁾



注) : () は完了検査日である

図-7 段階別施工状況

4. 現地測量および建物の傾斜計測

宅地地盤の変状による建物の傾斜角度は、各建物の四隅の柱の傾斜角度からデジタルの傾斜計で測定した。その結果は図-3、-4の各建物の位置に示してある。また、沈下量の測量は基準点からの平板及び水準測量による建物周辺の沈下量の測定を行った。法肩に段差・沈下が生じ、南側の法面方向に大きく傾いていた。表-1は、各棟の平均傾斜角および最大傾斜角である。傾斜角が10/1000を超えるものは半壊以上の被害になっていることがわかる。表-2は内閣府の災害に係る住家の被害認定基準⁴⁾に基づいて(1)外観による判定、(2)傾斜による判定、(3)部位による判定の内、(2)傾斜による判定と実際の被害認定を比較したものである。ばらつきはあるが、地盤変状に伴う建物傾斜と一致していることがわかる。

表-1 建物傾斜調査結果一覧表

棟名	平均		最大		被害認定
	度	d/1000 (mm)	度	d/1000 (mm)	
A	0°33'	10	1°02'	18	半壊
B	0°23'	7	0°51'	15	大規模半壊
C	0°11'	3	0°27'	8	半壊
D	0°08'	2	0°34'	10	半壊
E	0°31'	9	1°26'	25	大規模半壊
F	0°52'	15	3°31'	61	半壊
G	0°31'	9	0°48'	14	大規模半壊
H	1°45'	31	5°02'	88	全壊
I	0°06'	2	0°24'	7	半壊
J	0°00'	0	0°00'	0	未判定
K	0°38'	11	1°06'	19	未判定
L	0°15'	5	0°52'	15	未判定
M	0°39'	12	1°02'	18	半壊
N	1°01'	18	2°04'	36	大規模半壊
O	0°44'	13	1°26'	25	大規模半壊
P	0°55'	16	1°09'	20	大規模半壊
Q	1°00'	18	1°09'	20	大規模半壊
R	0°08'	2	0°17'	5	一部損壊
S	0°22'	7	0°52'	15	半壊
T	0°34'	10	1°09'	20	半壊

表-2 建物傾斜調査結果一覧表

棟名	最大				被害認定
	d/1000 (mm)	d < 20mm	20 ≤ d < 60mm	d ≤ 60mm	
A	18		○		半壊
B	15	○			大規模半壊
C	8				半壊
D	10				半壊
E	25		○		大規模半壊
F	61			○	半壊
G	14	○			大規模半壊
H	88			○	全壊
I	7				半壊
J	0				未判定
K	19		○		未判定
L	15	○			未判定
M	18		○		半壊
N	36		○		大規模半壊
O	25		○		大規模半壊
P	20		○		大規模半壊
Q	20		○		大規模半壊
R	5				一部損壊
S	15	○			半壊
T	20		○		半壊

5. 地盤調査および地下水位

(1) 地盤調査

調査地周辺の広域地質図を図-8に示す。この付近の地質は、下位より新第三紀中新世の下黒沢層、及び巖美層の分布域とされている。その他、沢部では沖積層、凹状地形部には崖錐堆積物が分布するものと推定される。下黒沢層は、模式地を一関市下黒沢付近とし、主に凝灰質砂岩からなり、軽石質凝灰岩・凝灰質シルト岩よりなる。本調査地での露頭は確認されていないが、調査地より標高の低い山地の裾部を構成するものと見られる。巖美層は、一関市巖美溪谷を模式地とし、主に軽石凝灰岩からなり、多くの地域で溶結している。基底礫岩を伴い、基底礫岩の上位には凝灰質砂岩とシルト岩の互層がある。

図-9はNo.2側線斜面法肩部のB-1とNo.9側線斜面法尻部B-2のボーリング柱状図である。この図から盛土の下位に館ニュータウンの主部を構成する強風化泥岩、強風化砂岩、風化砂岩の互層になっていることがわかる。

- 1) 強風化泥岩は、No.1～No.4測線の巖美層表層部を構成し、N値が平均8程度である。
- 2) 強風化砂岩は、宅地の表層部を厚く構成し、N値も風化の漸移帯に相当し、N=8～27とばらつきが大きい。
- 3) 風化砂岩は、造成地の深部に分布し、N>50を示す砂岩で固結度は低い。

図-10はその際に参考にした昭和30年代の旧地形と現地形の重ね図で、図-11は11側線についてボーリング調査2箇所、標準貫入試験1m毎延27回、簡易貫入試験24箇所、小型動的貫入試験8箇所を行なった地盤調査位置図である。図-12はこの調査結果から作成した盛土の層厚分布図である。

(2) 地下水位

ボーリング掘進時に確認された孔内水位は表-3に示すように盛土ではなくいずれも地山内に認められる。特に、B-1は、掘進とともに低下しており、浅層水位と深層水位の2枚の水位があるものと推定される。掘進は清水を使用しており、地質条件とも調和的なことから、孔内水位は周辺の地下水位を表しているものと考えられる。調査範囲内での湧水箇所は、造成前の斜面形が凹状の集水地形となっているNo.11測線付近及びNo.6測線付近の法面下部で、湧水量は比較的少ない。その他の箇所においては、殆ど湧水は認められない。

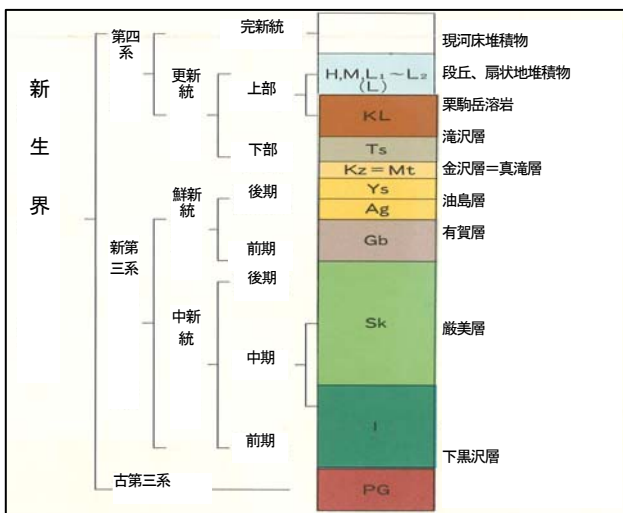
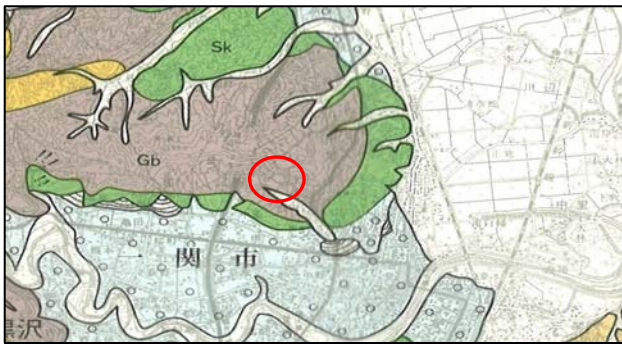


図-8 調査地周辺の広域地質図⁵⁾ 1/50,000の拡大

表-3 孔内水位一覧表

調査孔No.	孔内水位GL-(m)
B-1	4.80~12.00
B-2	1.77~2.08

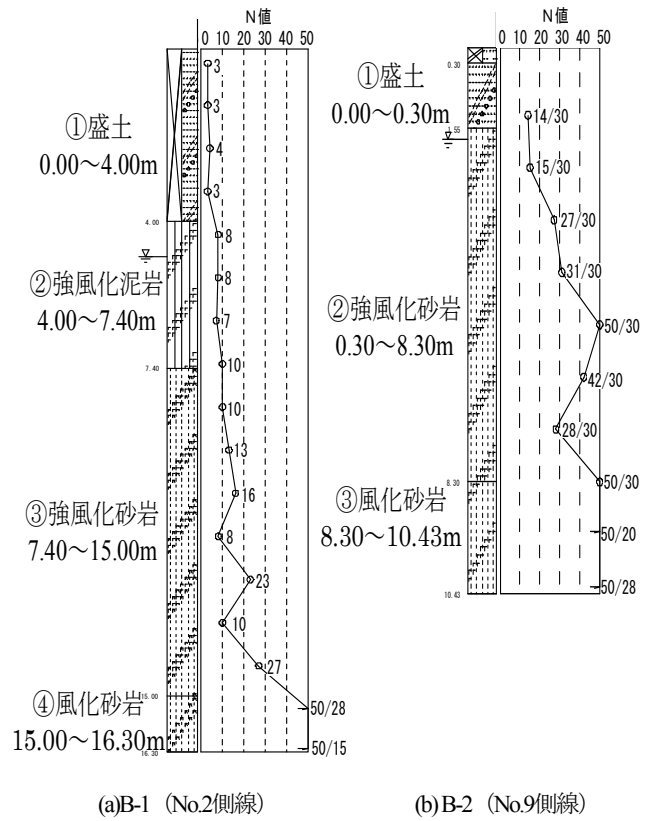


図-9 ボーリング柱状図

6. 地盤調査による変状箇所の斜面安定検討

表-4は宅地地盤の崩壊をはじめとする地盤変状についてまとめたもので、地盤の崩壊形態は円弧すべり形状となっていた。この地盤調査に基づき図-9のボーリング調査結果から図-13(a)、図-14(a)に示すような各側線の断面図を作成した。被災した宅地地盤は、盛土厚5.0~7.0mの強風化泥岩の上のN値=3の極端に軟弱な地盤で斜面に沿って厚くなる流れ盤形状となっていた。特に法面の法尻からの大規模崩壊した宅地地盤は、法尻直下の地盤がN値=1の沖積層粘性土地盤であることが明らかとなった。その断面を用いて、以下のように斜面の安定解析を行った。

(1) 安定解析の前提条件

建物の上載荷重 q は、常時・地震時とも平均的な上載荷重を考慮する計算をした。盛土のり肩部の条件が現実とは差異があるが、建物荷重が等分布荷重として分散を考えると、盛土天端に一律に上載荷重を設定させてもその影響は少ないと考えられる。盛土天端に $q=10.0\text{kN/m}^2$ を考慮した。地下水位はボーリング調査結果から盛土内に無く強風化泥岩内にあるために、盛土BKと基礎地盤との境界部の盛土下端に設定した。

開発許可段階で「切土として申請していた」といたということは、安全で一般的な地盤であることが前提になっている。

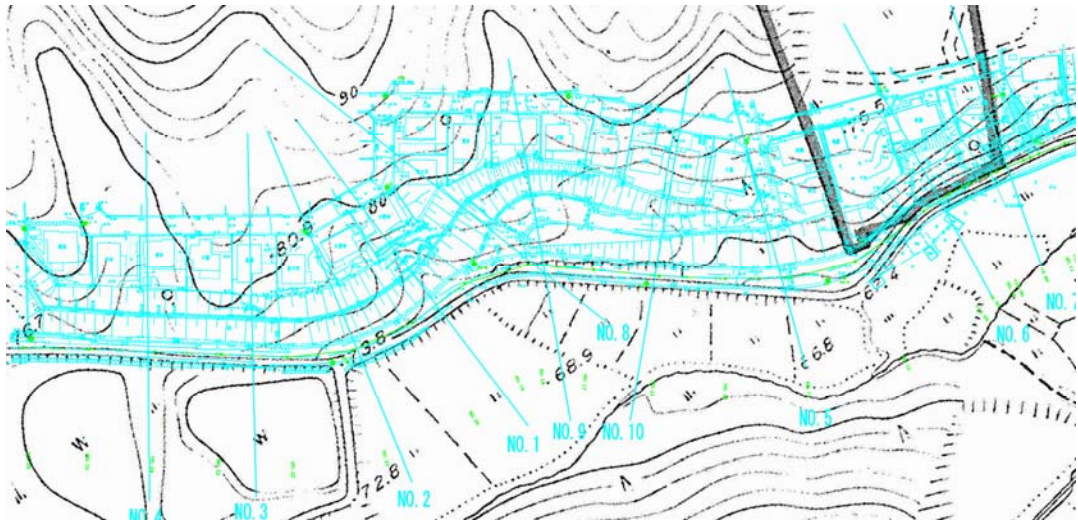


図-10 昭和30年代の旧地形と現地形の重ね図

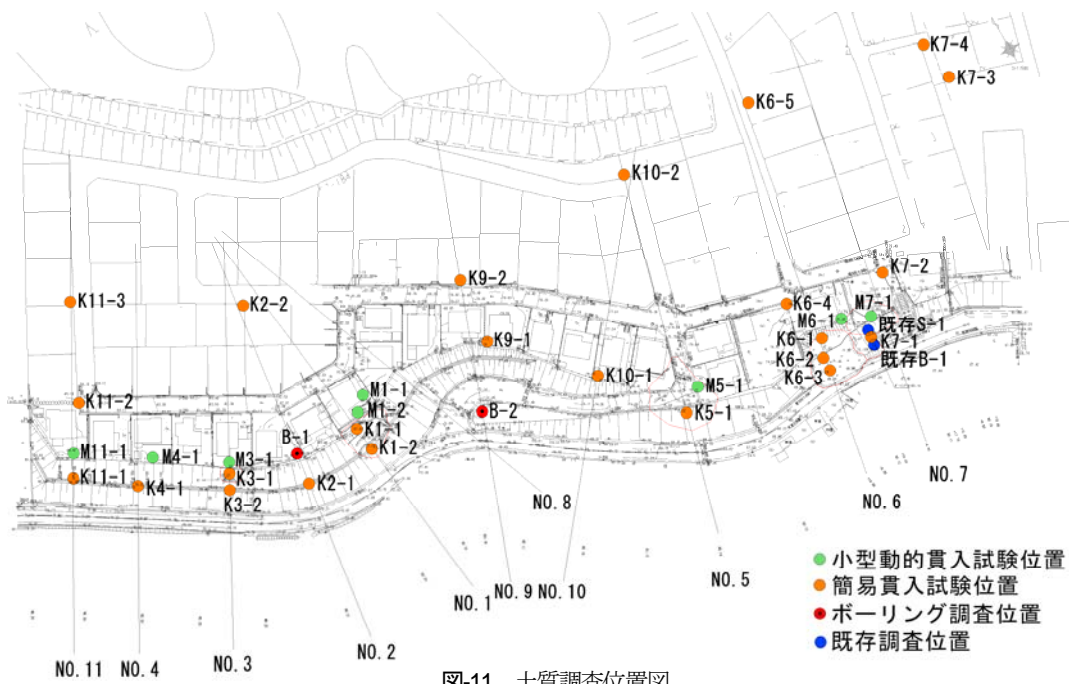


図-11 土質調査位置図

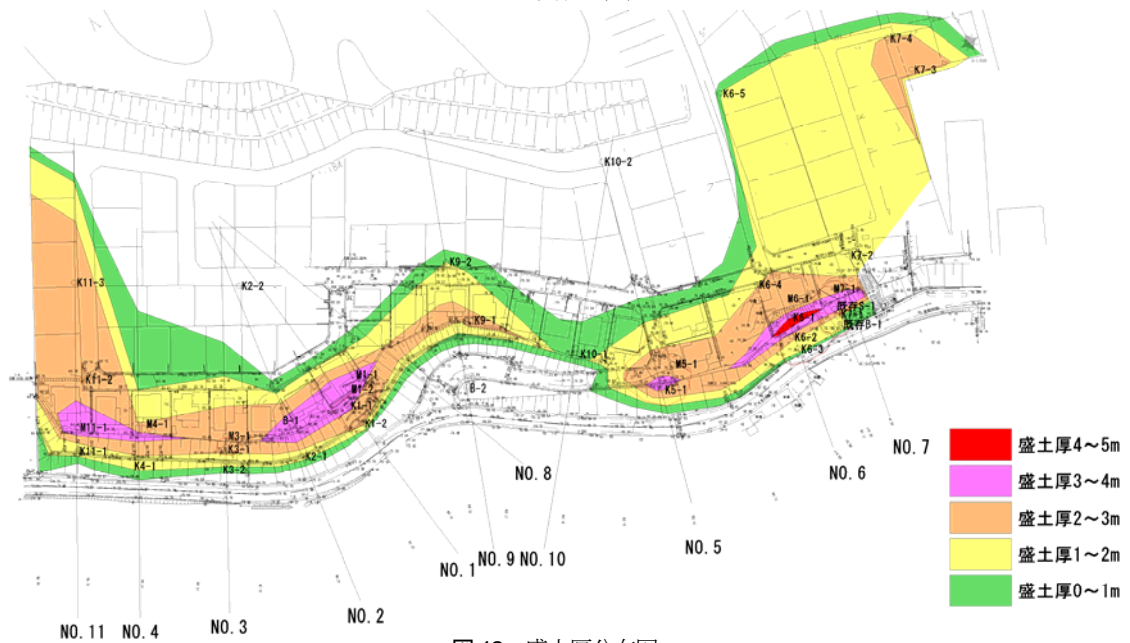


図-12 盛土厚分布図

したがって、今回の解析的アプローチにおいては盛土の強度を適正に評価して入力する必要がある。

そこで、すべり対象と想定される盛土層（BK）の土質定数は、攪乱資料採取により自然含水比状態で締め固めた供試体に対し、表-5のように三軸圧縮試験（砂質土対象：CD試験）を行った実験試験値を採用した。

沖積層の粘性土は、図-13のように一関市の道路災害査定で調査した三軸圧縮試験結果の値を採用した。

盛土の下層に分布する泥岩及び砂岩は、風化軟岩であり、岩の骨格構造を残していることから、粘着力とせん断抵抗角の両成分を有する地質と考えられる。したがって、岩盤風化部の土質定数は、軟岩に対して経験式に従いM値等より設定された相関性のある以下のNEXCO設計要領第一集の推定式⁶⁾を用いて、表-5のように設定した。

① 単位体積重量 γ (kN/m³)

$$\gamma t = (1.173 + 0.4 \text{Log} N) \times 10$$

② せん断定数 c, ϕ

せん断定数は、表-6の推定式を用いた。

設計の検証としての設計水平震度はK-NETで1120galであるが震度5強であることから、宅地防災マニュアル⁷⁾の大地震時の設計水平震度 ($k_h=0.25$) で検討を行った。

(2) 現況斜面の安定検討

現況斜面における常時Fs=1.5、地震時Fs=1.0設計水平震度 ($k_h=0.25$) に対する安定計算結果を図-14(b)、図-15(b)、表-7に示す。常時では、No.2測線、No.9測線、No.10測線以外でFs<1.5となった。また、設計水平震度 ($k_h=0.25$) では、No.10測線以外で地震時Fs<1.0となった。No.10測線は、図-12から分かるように盛土の層厚が0~1mの非常に薄いため、安全率が大きくなった。安全率は主に盛土材料特性(土質定数)に大きく起因することから、盛土材料試験により地盤物性値を確認することが必要となり、対策工検討に反映するべきと判断される。

表-4 検討側線と地盤変状形態

検討断面	崩壊規模	検討項目
①	1 測線	地盤破壊 (円弧すべり)
②	2 測線	
③	3 測線	
④	4 測線	
⑤	斜め4 測線	
⑥	5 測線	
⑦	6 測線	
⑧	7 測線	
⑨	8 測線	
⑩	9 測線	
⑪	10 測線	
⑫	11 測線	

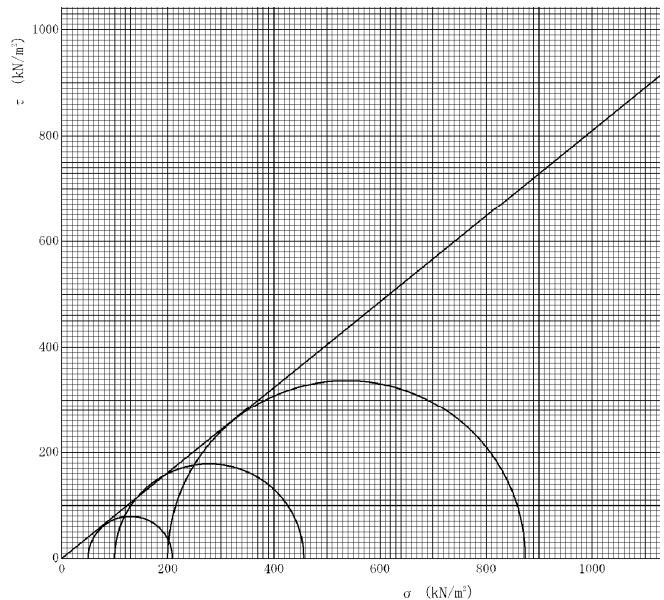


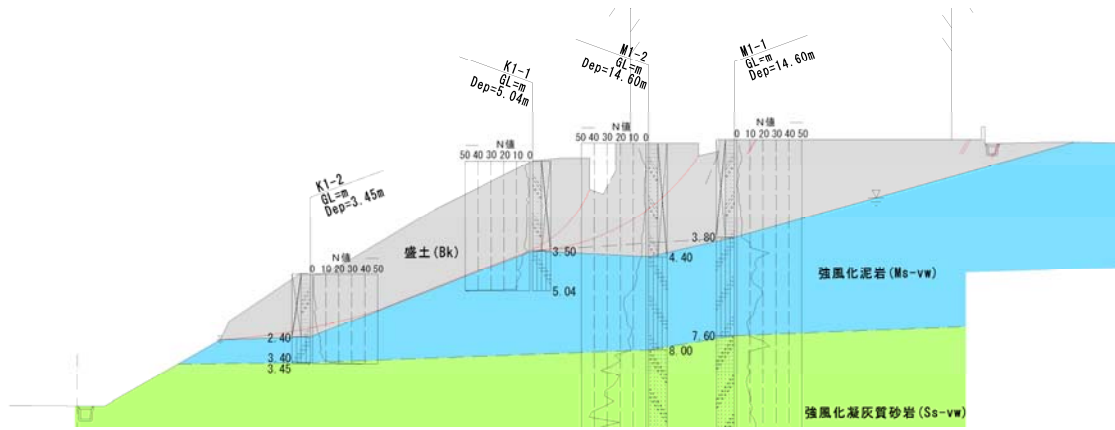
図-13 現況盛土材の試験結果

表-5 解析用土質定数一覧表

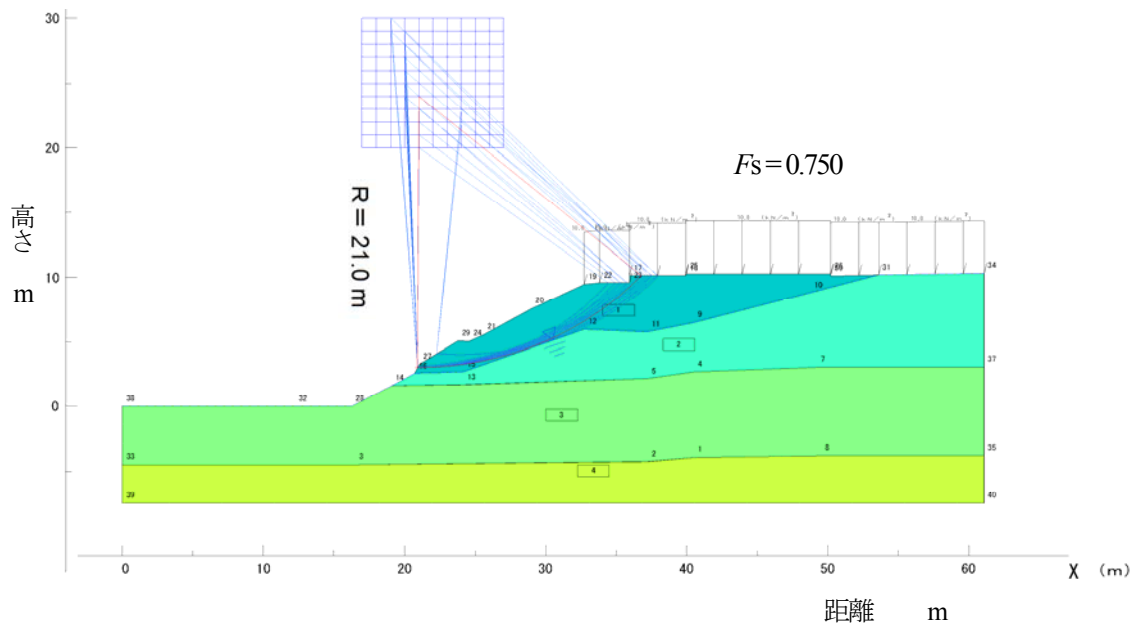
地層		設計N値	粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (度)	単位体積重量 γ (kN/m ³)
盛土	砂質土	3	0	39	149
沖積層	粘性土	1	15.6	0	14
岩盤風化部	風化軟岩(泥岩) 強風化部	8	58	20	15
	風化軟岩(砂岩) 強風化部	12	35	35	16
	風化軟岩(砂岩) 風化部	61	59	38	19

表-6 換算N値による場合の測定値⁶⁾

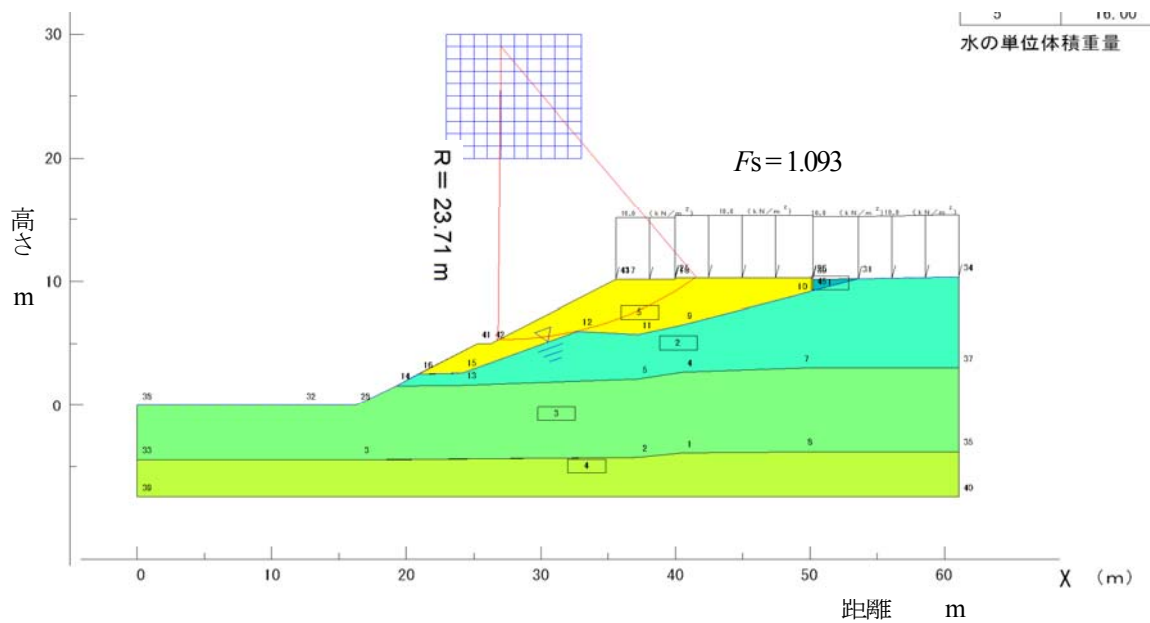
地層		粘着力 c (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (度)
泥岩・凝灰岩 凝灰角礫岩	風化軟岩(泥岩) 強風化部	$16.2N^{0.327}$	$0.888\text{Log}N + 19.3$
	風化軟岩(砂岩) 強風化部		
砂岩・礫岩 深成岩類	風化軟岩(砂岩) 風化部	$15.2N^{0.327}$	$5.10\text{Log}N + 29.3$
	風化軟岩(砂岩) 風化部		



(a) 地震後の被災状況

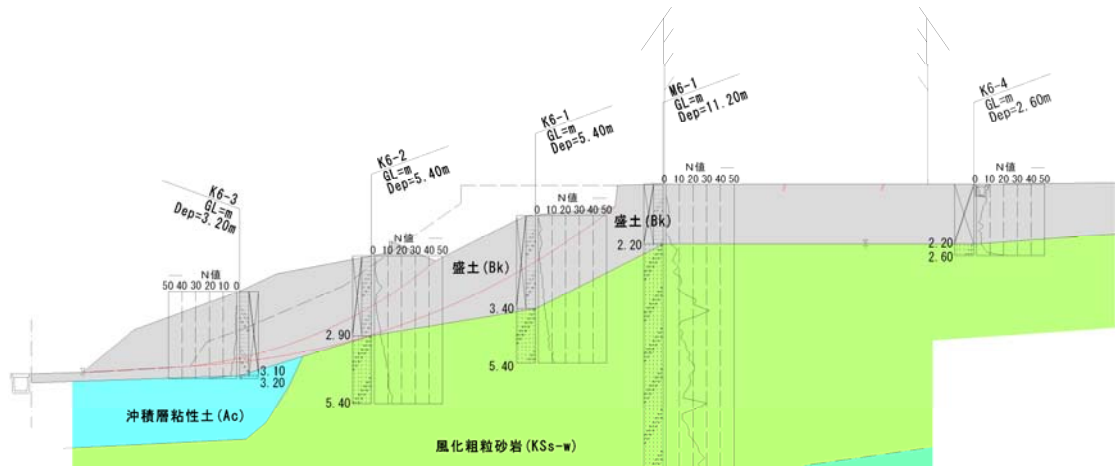


(b) 地震前の現況に対する円弧すべり計算結果 (赤: 最小安全率 F_s の場合)

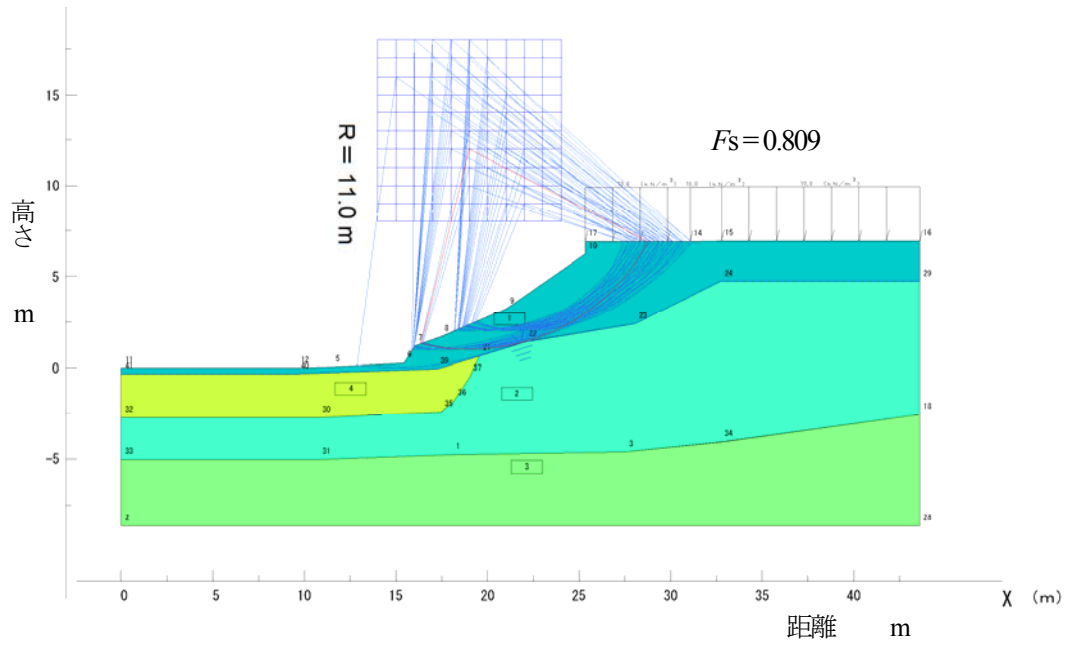


(c) 復興対策に対する円弧すべり計算結果 (赤: 最小安全率 F_s の場合)

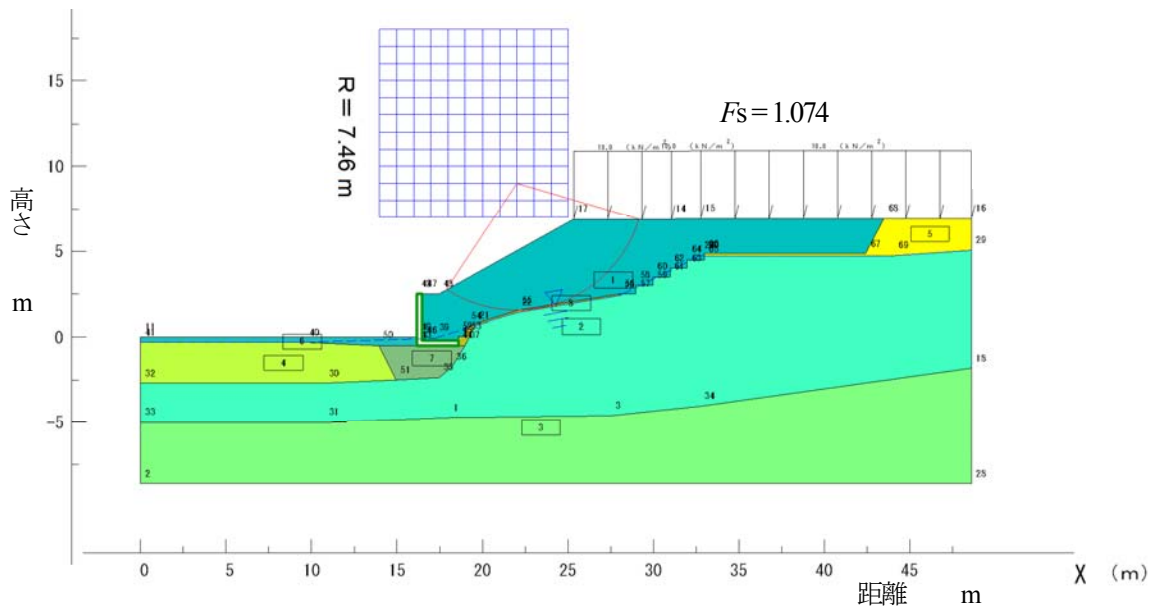
図-14 No.1 側線の被災状況および安定計算結果



(a) 地震後の被災状況



(b) 地震前の現況に対する円弧すべり計算結果 (赤：地震時最小安全率 F_s の場合)



(c) 復興対策に対する円弧すべり計算結果 (赤：地震時最小安全率 F_s の場合)

図-15 No.6 側線の被災状況および安定計算結果

表-7 地震前の斜面安定計算結果

検討断面		最小安全率 F_{smin}						
		土質定数	常時	目標 F_s	地震時 ($kh=0.25$)	目標 F_s		
①	1 測線	$c=0.0$ (kN/m^2) $\phi=39$ 度 $\gamma=14.9$ (kN/m^3)	1.310	×	1.5	0.750	×	1.0
②	2 測線		1.699	○		0.930	×	
③	3 測線		1.162	×		0.667	×	
④	4 測線		1.408	×		0.783	×	
⑤	斜め 4 測線		1.498	×		0.841	×	
⑥	5 測線		1.406	×		0.809	×	
⑦	6 測線		1.218	×		0.715	×	
⑧	7 測線		1.177	×		0.717	×	
⑨	8 測線		1.285	×		0.750	×	
⑩	9 測線		1.518	○		0.876	×	
⑪	10 測線		3.188	○		1.548	○	
⑫	11 測線		1.465	×		0.844	×	

(3) 復興対策工の検討

この被災法面は道路で設計及び管理されているが、本来宅地法面として対応がなされていなければならない。そこで、宅地耐震化推進事業⁹⁾である①大規模盛土造成地の変動予測⁹⁾、②大規模盛土造成地滑動崩落防止事業の盛土として常時 $F_s=1.5$ 、地震時 $F_s=1.0$ 設計水平震度 ($kh=0.25$) で安定対策工の検討を行った。

復興の斜面対策工では、一部を除き法面上部の建物が撤去されるために、崩壊法面および宅地地盤下の現況盛土(不良土)に対し、せん断強度を有する良質材に置換える盛土置換工法を選定するものとして計算した。その際の新設盛土の土質定数は、一関市からヒアリングを行い、実際に盛土として用いられる運用地域の材料試験値 $c=4.0kN/m^2$ 、 $\phi=31$ 度、 $\gamma=16.0kN/m^3$ を採用した。

また、No.6, 7測線では、法面の用地が狭小なためL型擁壁が設置されているが、基礎地盤には N 値=1回程度の沖積粘性土層(A_c)が分布し擁壁荷重に対する支持力が不足し圧密沈下も生じる。

そこで、擁壁直下の軟弱層に対しては、改良強度 $q_{uk}=100kN/m^2$ 、改良率 $a_p=100\%$ (設定粘着力 $c=100kN/m^2$)の浅層改良工を行うものとして計算した。

表-8に復興斜面安定対策工に対する安定計算の結果をおよび図-14(c)、図-15(c)に示す。安定計算の結果は、アンカー工法等の斜面对策工も用いなくても、新設盛土材(良質材)を用いることにより全断面で安定性を確保できることがわかった。

7. まとめ

2011年東北地方太平洋沖地震で宅地被災を受けた館ニュータウンの測量、地盤調査、建物傾斜等の調査による被災原因の分析を行った。その結果、以下のことが明らかとなった。

表-8 復興対策の斜面安定計算結果

検討断面		最小安全率 F_{smin}						
		土質定数	常時	目標 F_s	地震時 ($kh=0.25$)	目標 F_s		
①	1 測線	$c=4.0$ (kN/m^2) $\phi=31$ 度 $\gamma=16.0$ (kN/m^3)	1.845	○	1.5	1.093	○	1.0
②	2 測線		1.902	○		1.115	○	
③	3 測線		1.898	○		1.144	○	
④	4 測線		1.872	○		1.087	○	
⑤	斜め 4 測線		1.852	○		1.097	○	
⑥	5 測線		1.788	○		1.074	○	
⑦	6 測線		1.885	○		1.166	○	
⑧	7 測線		2.565	○		1.485	○	
⑨	8 測線		1.647	○		1.017	○	
⑩	9 測線		2.435	○		1.500	○	
⑪	10 測線		3.189	○		1.541	○	
⑫	11 測線		1.872	○		1.129	○	

(1) 造成履歴の確認

館ニュータウンのこれまでの各年代毎の造成履歴を調査し、東北自動車道路の開通に伴う一関トンネル掘削土で埋土されたことが明らかとなった。その後、第3期にわたる開発許可が出され、実際には谷埋め盛土であるにもかかわらず、切土として申請していた。このことは、昭和30年代の旧地形と現地形の重ね図から、幾つかの谷を挟んだ腹付け盛土であり、盛土の安全の検討及び十分な締固め施工が必要となる。

このことから、開発許可の際には、図面内容に差異ないかの厳重な審査が必要となったことがわかった。

(2) 建物傾斜の原因

宅地地盤の変状による建物の傾斜を調査するために、基準点からの平板及び水準測量による建物周辺の沈下量の測定及び各建物の四隅の柱の傾斜角度の測定を行った。法肩に段差・沈下が生じ、南側の法面方向に大きく傾いていた。この結果、各棟の傾斜角が10/1000を超えるものは半壊以上の被害になっていることが明らかとなった。また、地盤変状に伴う建物傾斜と実際の被害認定がほぼ一致し、被災宅地及び周辺の構造的な被害もないことか

ら建物傾斜の原因であることが明らかとなった。

このことから、盛土の斜面部は地盤変状の影響を受けやすく、開発許可の際には、十分な注意が必要である。特に盛土高さが高い場合は、規制も必要である。

(3) 地盤調査による変状箇所の斜面安定検討

宅地地盤の崩壊をはじめとする地盤変状についてまとめたもので、円弧すべり形状となっていた。この被災した宅地地盤は、盛土厚5.0～7.0mの強風化泥岩の上の N 値=3の極端に軟弱な地盤で斜面に沿って厚くなる流れ盤形状となっていた。特に法面の法尻からの大規模崩壊した宅地地盤は、法尻直下の地盤が N 値=1の沖積層粘性土地盤であることが明らかとなった。宅地盛土の多くは谷埋めになっていて、 N 値が低く、基礎地盤に軟弱な粘性土が存在する場合は崩壊に至る危険性が高いことがわかった。

平成元年に施行された宅地防災マニュアル¹²⁾では、常時の安全率で $F_s \geq 1.5$ となっている。しかし、設計段階において道路土工指針の $F_s \geq 1.2$ が用いられたために、中地震時の $F_s \geq 1.0$ を確保できずに崩壊等の地盤変状を生じたと考えられる。

このことから、開発許可の際には、図面内容だけでなく、地盤条件や安全率等設計の前提条件を照査する体制が必要であることが明らかとなった。

謝辞：本論文を作成するに当たり、一関市の関係者から情報提供をしていただきました。記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 筑波大学 地震防災・構造動力学研究室：2011年東北地方太平洋沖地震で発生した地震動と被害調査速報，
http://www.kz.tsukuba.ac.jp/~sakai/113_2.htm.
- 2) 国土地理院：2万5千分1地形図，5万1地形図，20万分1地勢図図歴，
<http://www.gsi.go.jp/MAP/HISTORY/5-25-index5-25.html>.
- 3) 国土地理院：国土変遷アーカイブ空中写真閲覧，
<http://archive.gsi.go.jp/airphoto/>.
- 4) 内閣府（防災担当）：災害に係る住家の被害認定基準運用指針，<http://www.bousai.go.jp/hou/pdf/shishinall.pdf>, pp. 1-3-6, 2009.
- 5) 財団法人岩手県土木技術振興協会編：土木技術者のための岩手の地質。
- 6) NEXCO:設計要領第一集，pp.4-11.
- 7) 宅地防災研究会：宅地防災マニュアルの解説<第2改定>，pp.130
- 8) 国土交通省都市局：宅地耐震化推進事業，
<http://www.mlit.go.jp/crd/web/jigyoyo/jigyoyo.htm>.
- 9) 国土交通省都市局：大規模盛土造成地の変動予測調査ガイドラインの解説，
http://www.mlit.go.jp/crd/web/topic/pdf/guideline_ver.3.pdf.

(2012.9.21受付)

The causative analysis of large-scale banking crash of the TATE new town by The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake

Takao HASHIMOTO

In The 2011 off the Pacific coast of Tohoku Earthquake, the slope collapsed on a large scale to the TATE new town of 4.8ha in Ichinoseki in Iwate Prefecture. The height of the slope of this banking is about 10 m. About 20 buildings on it suffered damage. Then, the survey of a place which suffered this damage, investigation of the foundation, and the inclination of the building were investigated, and that cause was analyzed.

As a result, it flowed on extremely soft ground and the foundation had become the form of the board. Especially the collapsed place became clear that it is banking on clay.