

# 東北地方太平洋沖地震における大規模盛土造成地 滑動崩落被害の再現解析

門田 浩一<sup>1</sup>・本橋 あずさ<sup>2</sup>

<sup>1</sup>パシフィックコンサルタンツ (株) 地盤技術部 (〒101-8462 東京都千代田区神田錦町三丁目 22 番地)  
E-mail:hiroказu.kadota@os.pacific.co.jp

<sup>2</sup>パシフィックコンサルタンツ (株) 地盤技術部 (〒101-8462 東京都千代田区神田錦町三丁目 22 番地)  
E-mail: azusa.motohashi @ os.pacific.co.jp

2011年の東北地方太平洋沖地震の際には、仙台市などの丘陵地部の盛土造成宅地において、滑動崩落による深刻な宅地被害が数多く発生した。特に多かった被害形態は、地すべりの変形であり、50～100cm以上の大きな水平変位が発生している地区もあった。ここでは、地すべりの変形被害が発生した地区で実施された地盤調査結果を用いて、盛土の土質・地下水特性の考察、及び二次元動的有効応力モデルによる再現解析のケーススタディを実施した。検討の結果、盛土材料が細粒土主体で液状化が生じにくい状態であっても、締固め度 89%未満の飽和部及び不飽和部（飽和度 80%以上）においては、地震動の繰返し荷重の影響により、盛土内の間隙水圧が上昇して強度が低下し、大きな塑性変位が発生することが判明した。

**Key Words:** Landslide deformation, Dynamic effective stress analysis, Excess pore water pressure

## 1. 地すべりの変形が発生した盛土の特性

### (1) 被害形態の特徴

地すべりの変形<sup>1)</sup>の被害形態として、ひな壇部分における連続的な崩壊・変形、ひな壇部分と盛土全体の崩壊・変形との複合型すべり等が発生していることが特徴的であった。また、ひな壇部分の傾斜角が5°以上（ひな壇部分の高さを幅で除し、傾斜角へ変換した値）の場所での被害が多かった（図-1、写真-1及び写真-2）。



図-1 地すべりの変形被害の模式図<sup>2)</sup>



写真-1 ひな壇部の擁壁被害 写真-2 道路部の水平変位被害

### (2) 被災盛土の土質・地下水特性

地すべりの変形被害の代表地区として、A地区における表面波探査結果のせん断波（以下、S波）速度層の分布と盛土の変状範囲、及び被災宅地の分布を図-2に示す。また、A地区における盛土や基礎地盤の地質断面、及びS波速度分布の断面を図-3に示す。

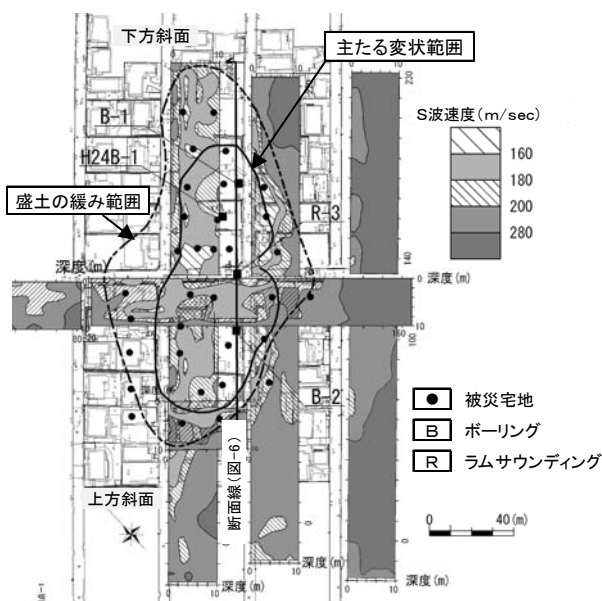


図-2 速度断面の配置と変状範囲・被災宅地分布：A地区<sup>3)</sup>

※この図はS波速度断面図を平面図にそのまま表示した

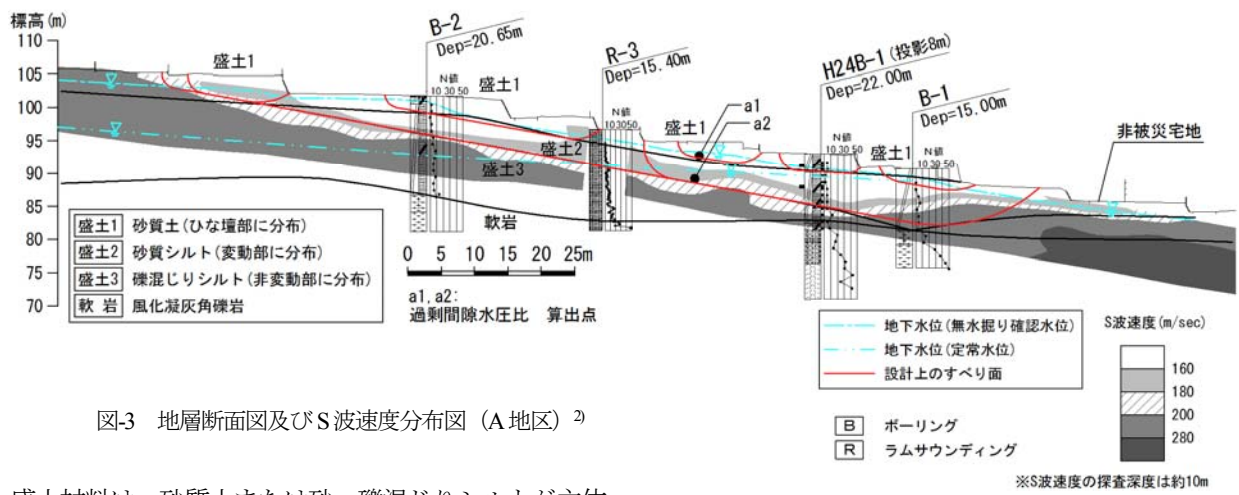


図-3 地層断面図及びS波速度分布図 (A地区)<sup>2)</sup>

盛土材料は、砂質土または砂・礫混じりシルトが主体であり、盛土の基礎地盤は、凝灰角礫岩等の軟岩である。盛土表層のS波速度  $V_s=180\text{m/s}$  の境界ラインで囲まれた範囲は、宅地及び道路面にクラックや水平変位が集中している主たる変状範囲 ( $V_s=140\sim 160\text{m/s}$ )、及びその周辺に確認された被災宅地の分布を概ね包括する範囲となった(図-2)。また、S波速度  $V_s=180\text{m/s}$  までのN値も1~5と全体的に小さいことから、 $V_s=180\text{m/s}$  の境界付近で変動(設計上のすべり面)したと推定される(図-3)。

次にA地区における約1年間の地下水位観測の結果、常常水位はGL-2m及び-10m前後に位置するが、降雨量が多い時は、水位が2m~5m程度上昇している(図-4)。また、ボーリング掘削時(無水掘り)に確認した地下水位は、GL-1m~-2m前後であり、無水掘り確認日の前後の降水量を考慮しても、観測孔の水位と同程度または高い位置にある。これは、降雨時の浸透水や周辺の地山からの流入水、及び地下水位の上昇の繰返し等によって、表層部に地下水が保水されているためと考えられる。

(3) 盛土材料の物理・力学特性の分析

GL-8m付近までの盛土の飽和度  $S_r = 77\sim 92\%$ 、細粒分含有率  $F_c = 44\sim 47\%$  (粘土分  $C_c = 25\sim 27\%$ )、含水比  $w_n = 29\sim 42\%$ 、液性限界  $w_L = 50\sim 67\%$ 、塑性指数  $I_p = 26\sim 43$ 、湿潤単位体積重量  $\gamma = 16\sim 18\text{k N/m}^3$  であった。盛土は粘土分が多く、低塑性でないため、物理特性からは、液状化しにくい材料といえる。ただし、締固め度は  $D_c = 85\%\sim 89\%$  程度と比較的緩い状態であった。

三軸圧縮試験による有効応力強度定数 ( $c', \phi'$ ) は、粘着力  $c' = 0\sim 6\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角  $\phi' = 33\sim 36^\circ$ 、全応力強度定数 ( $c_u, \phi$ ) は、粘着力  $c_u = 0\sim 22\text{kN/m}^2$ 、内部摩擦角  $\phi = 15\sim 19^\circ$  であった。試験中の有効応力経路をみると、せん断に伴い正の過剰間隙水圧が発生している(図-5)。この有効応力経路は、盛土が締固まっていない状態を反映しており、締固め度  $D_c = 85\%\sim 89\%$  と整合している。また、非排水繰返し三軸試験による液状化強度比は  $R_{20} = 0.35$  程度であった(図-6)。

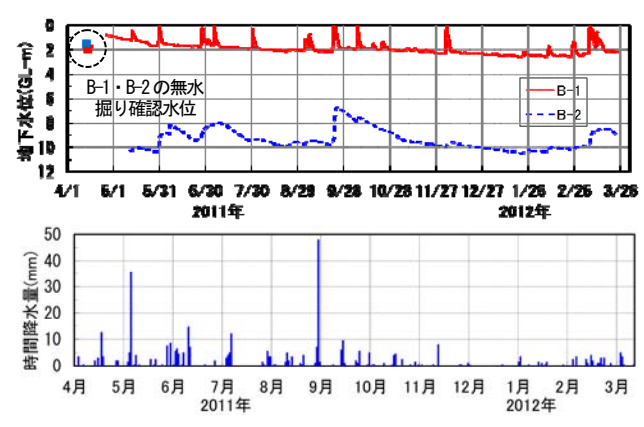


図-4 盛土の地下水位観測結果及び時間降水量<sup>2)</sup>

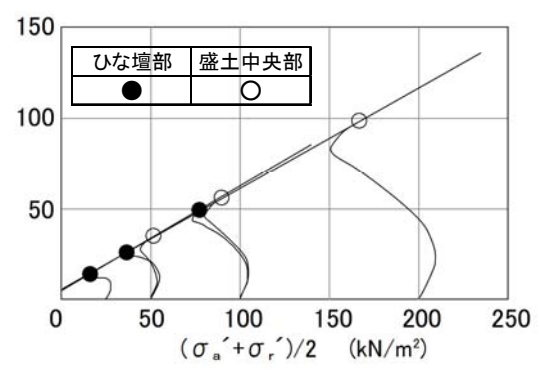


図-5 盛土の三軸圧縮試験結果の有効応力経路<sup>2)</sup>

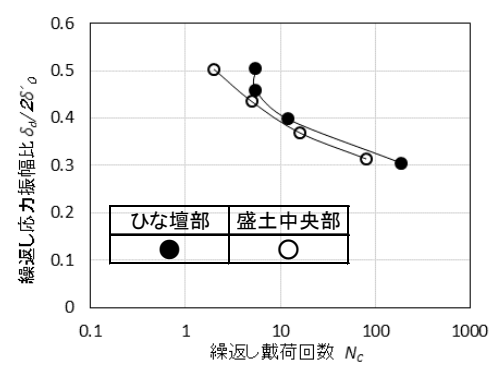


図-6 盛土の振動三軸試験結果<sup>2)</sup>

## 2. 二次元動的有効応力モデルによる再現解析

表-1 A地区の解析パラメータ (FLIP)<sup>2)</sup>

### (1) 解析方法及び解析モデルの設定

A地区の被災時の盛土地表面における発生水平変位量の再現解析のケーススタディを行ない、地すべりの変形の発生機構について検討した。解析方法は、二次元動的有効応力モデルのFLIP<sup>2)</sup>を用いた。解析に用いる地震波形は、近傍の観測点における地表面波形(東北地方太平洋沖地震)を抽出し、等価線形法による一次元地震応答解析(SHAKE)により、工学的基盤まで引き戻した波形を用い(図-7)、水平方向加振として基盤に入力した。

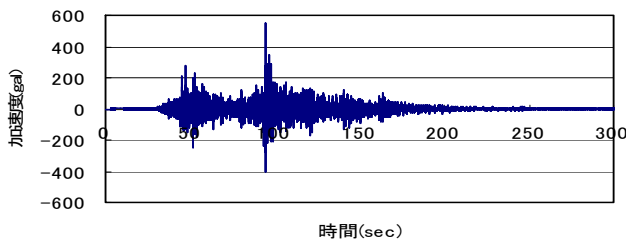


図-7 工学的基盤への入力波形<sup>2)</sup>(東北地方太平洋沖地震)

解析モデルの地層区分は、図-3に示す土層及びS波速度断面図より設定した。盛土造成地の外形は、被災前の都市計画図等を用いて再現した。地下水位は、ボーリングの無水掘り確認時における水位、観測孔で測定した定常水位のケーススタディとした。

変形特性の解析パラメータで、盛土層の密度及びせん断強度定数等は、物理試験・三軸圧縮試験結果をそのまま用いた。軟岩の密度・せん断強度定数は岩石試験結果より設定した。各層のポアソン比及び最大減衰定数は一般値<sup>4)</sup>とし、せん断弾性係数はS波速度と密度より設定した。また体積弾性係数は、せん断弾性係数とポアソン比より求めた<sup>4)</sup>。盛土層の液状化パラメータは、図-6に示す液状化試験結果より、要素シミュレーションによるキャリブレーションによって設定した。なお、盛土3は、礫が多く混じるN値6~10の固い砂質シルトであるため、非液状化層と考えた。設定した解析モデルの物性区分、境界条件(底面・側方粘性境界)等のモデル図を図-8に示し、解析パラメータを表-1に示す。

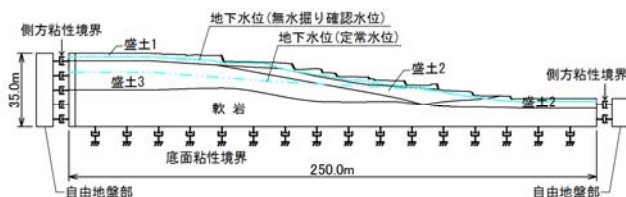


図-8 解析モデル (FLIP) の物性区分・境界条件図

パラメータ		盛土1	盛土2	盛土3	軟岩 (礫岩等)
変形特性	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	15.7	17.6	17.1	17.3
	せん断波速度 $V_s$ (m/s)	130	160	240	418
	基準拘束圧 $\sigma_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	21.1	32.8	53.3	98.4
	せん断弾性係数 $G_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	27,068	45,999	100,269	308,620
	体積弾性係数 $K_{ma}$ (kN/m <sup>2</sup> )	70,588	119,958	261,485	804,832
	ポアソン比 $\nu$	0.33	0.33	0.33	0.33
	間隙率 $n$	0.45	0.45	0.45	0.45
	内部摩擦角 $\phi'$ (deg)	35.6	34.0	31.6	0.0
	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	5.4	5.9	11.7	1375
	最大減衰定数 $h_{max}$	0.24	0.24	0.24	0.24
液状化特性	変相角 $\phi_p$ (deg)	28	28	-	-
	液状化の終局状態を規定 $S_1$	0.005	0.005	-	-
	液状化特性の全体を規定 $w_1$	4.500	5.750	-	-
	液状化特性の前半を規定 $p_1$	0.500	4.080	-	-
	液状化特性の後半を規定 $p_2$	0.300	6.000	-	-
液状化発生の下限値を規定 $c_1$	4.970	3.160	-	-	

### (2) 再現解析結果

解析ケースとして、地下水位と液状化パラメータの有無を組合せた次の3つのケーススタディを実施した。

- ・ケースⅠ：地下水位は無水掘りで確認した水位で、液状化パラメータあり
  - ・ケースⅡ：定常水位で、液状化パラメータあり
  - ・ケースⅢ：ケースⅠの水位で、液状化パラメータなし
- なお各ケースでは、設定水位から静水圧分布になっていると仮定した。すなわち、無水掘り確認水位と定常水位の間の不飽和部も飽和状態の条件と仮定とした。

解析結果をまとめて図-9~図-11に示した。盛土内の過剰間隙水圧比及び水平変位量等の着目点 a1, a2 点の位置は、図-3の地質断面図に示すとおりである。

ケーススタディの結果、ケースⅠでは、ひな壇部分を含む盛土内(a1点, a2点)の過剰間隙水圧比が、地震波の主要動を受けて0.4~0.9前後まで上昇し、地表面の水平変位量は0.5m~2m以上となった。無水掘り確認水位以下を飽和状態と仮定しているため、実測値より大きく算出されている部分もあるが、全体的には実測値の変位分布を概ね再現できる結果となった。ただし、盛土末端の非被災宅地部においても、ケースⅠ及びケースⅡ共に20cm~50cm程度の水平変位が算出された。これは、非被災宅地部における解析モデルの剛性等が影響している可能性がある。また、a1~a2の算出点における水平変位の深度分布をみると、想定した設計上のすべり面位置より、水平変位が発生する結果となった。

ケースⅡでは、定常水位が無水掘り確認水位と同程度である範囲(地下水位:GL-2m)の解析値は、実測値と近似している。盛土上段から中段部にかけて定常水位が確認水位より低い範囲(地下水位:GL-5m~10m)では、解析値は実測値より0.5m~1m程度小さくなっている。

地震動の繰返し荷重による過剰間隙水圧の上昇を考慮しない(液状化パラメータを設定しない)ケースⅢでは、ケースⅠと同じ高い水位の設定にも係らず、水平変位量1~2cm程度と小さい結果となった(図-9)。



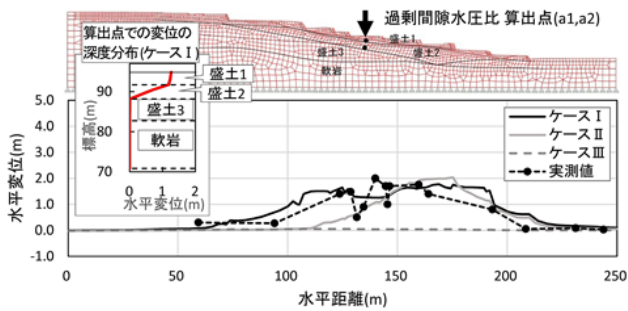


図-9 地表面の水平変位のケーススタディ<sup>2)</sup>

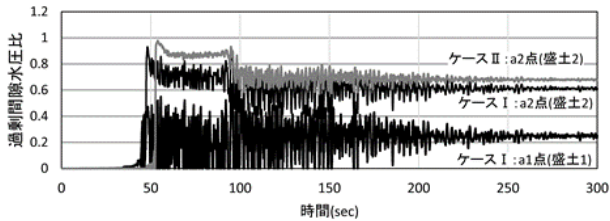


図-10 a1点及びa2点における過剰間隙水圧比<sup>2)</sup>

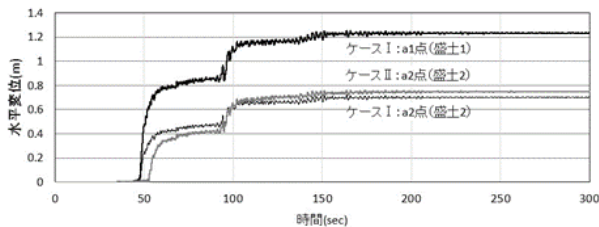


図-11 a1点及びa2点における水平変位<sup>2)</sup>

### 3. 地すべりの変形発生機構の考察

盛土の物理特性は、細粒分含有率  $F_c = 44 \sim 47\%$ 、粘土分  $C_c = 25 \sim 27\%$ 、塑性指数  $I_p = 26 \sim 43$  であり、これらを各種技術指針の液状化判定方法<sup>5)</sup>に照らし合わせると、液状化判定の対象とはならない土層である。しかし、地震動による間隙水圧の上昇を考慮しない(液状化パラメータを設定していない)ケースIIIでは、水平変位量は1cm~2cm程度となり、実測値0.5m~2mと比較すると、かなり小さくなった。粘土分が10%以上混入し、塑性指数が15以上と高く、一般的には液状化的挙動は生じ

にくいと判定される盛土材であっても、盛土の締固め度  $D_c = 85\% \sim 89\%$  と緩い場合などは、間隙水圧の上昇に伴う塑性変形等の発生があると考えられる。さらに、ケースIIにおいて、定常水位が低く、無水掘り確認水位と差がある範囲の一部では、水平変位量が実測値より0.5m~1m程度小さく算出された。よって、間隙水圧の上昇は、定常水位以下の飽和部分だけではなく、無水掘り確認水位と定常水位の間にある飽和度  $S_r = 80 \sim 90\%$  の不飽和部分においても、間隙水圧が上昇したと推定される。ただし、不飽和部を飽和状態と仮定しているケースIの水平変位量は、全体的に実測値より大きく算出されていることから、不飽和部における間隙水圧の上昇は、飽和部に比べると小さいと考えられる。

以上のことより、地下水位がGL-1m~2m付近にあり、締固め度が  $D_c = 85\% \sim 89\%$  と小さいひな壇形状の盛土が、継続時間100秒以上にも及ぶ地震動の繰返し荷重を受けたため、飽和部及び不飽和 ( $S_r = 80 \sim 90\%$ ) において過剰間隙水圧が発生し、せん断強度が大きく低下したことが、地すべりの変形発生機構の主要因であると考えられる。

### 参考文献

- 1) 国土交通省：大規模盛土造成地の滑動崩落対策推進ガイドライン・同解説，I編変動予測調査，pp. 1-79-1-80, 2015.
- 2) 門田浩一・本橋あずさ・佐藤真吾・三嶋昭二：滑動崩落被害を受けた仙台市造成宅地の再現解析及び被害予測課題，地盤工学会誌，Vol.63, No.10, Ser.No.693, pp.32-35, 2015.
- 3) 門田浩一・佐藤真吾・三嶋昭二・比留間誠之：東北地方太平洋沖地震における仙台市の被災造成宅地の復旧及び耐震対策，地盤工学会誌，Vol.61, No.4, Ser.No.663, pp.26-29, 2013.
- 4) 運輸省港湾技術研究所：液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメータの簡易設定法，港湾技研資料，No.869, pp.10-35, 1997.
- 5) 社団法人 日本建築学会：建築基礎構造設計指針，p. 62, 2001.

## SIMULATION ANALYSIS ON SEISMIC LANDSLIDE AT THE RECLAIMED LAND DUE TO THE 2011 PACIFIC COAST OF TOHOKU EARTHQUAKE

Hirokazu KADOTA, Azusa MOTOHASHI

The purpose of this study is to study causing factors of landslide deformation as well as two dimensional dynamic effective stress analysis by simulation. Landslide deformation was most significant damage in seismic landslide disasters caused at residential land due the Pacific Coast of Tohoku Earthquake.

Result of our study showed that cyclic loading by earthquake movement occurs increase in pore water pressure and decrease in strength at terraced part of land where under 89% of compaction degree has. Such occurrence causes at unsaturated fine-grained soil, which typically tends not to cause liquefaction.