

1978年宮城県沖地震による宅地盛土の崩壊について

東北大学工学部 正員 柳沢 栄司

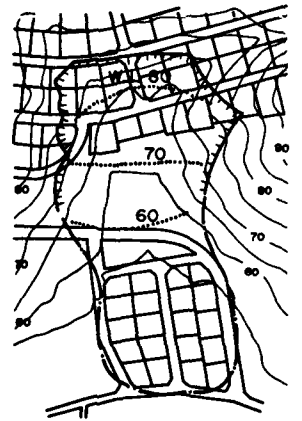
1. はしがき

1978年宮城県沖地震により、仙台市緑ヶ丘地区をはじめ多くの造成地盤で変動が主し、道路・擁壁・家屋・埋設管などに著しい被害が生じた。これらの被害は主として急峻な地形に造成した急傾斜個所と旧谷地形を埋め立てて造成した盛土個所に集中している。白石市における盛土の崩壊もこのような被災の一例であるが、造成後入居者が少なく家屋がほとんど無い状態にあったため、この事故が直接住民に与えた影響は少なかった。しかし、この種の盛土は大都市周辺の造成地には比較的多く見られるものであり、大地震を想定した場合都市防災上の大きな問題点となり得るものである。本報告は、この盛土崩壊個所について行なわれた解析の結果と盛土材料の動的試験結果について述べるものである。

2. 盛土材料と被災状況

崩壊個所附近は白石川及びその支川によって扇折された東西性の丘陵で、標高80～100mの緩い地形を呈している。この丘陵地は新第三系中新統の浮石凝灰岩よりなり、宅地の造成にあつては主としてこの岩の掘削土砂が用いられている。したがつて、この盛土材料は礫分18.9%、砂分42.7%、シルト分20.9%、粘土分17.5%の火山灰質の土 ($G_s = 2.56$, $w = 27.7\%$, $L.L. = 37.3$, $P.L. = 20.7$, $PI = 16.6\%$) である。見た眼には粗い土に見えるが、比重が小さく粒子が破砕しやすく、場所によっては粘土分40%以上でいわゆる軟泥状態にあるところもある。施工に際しては、ひたつ溜池もあった谷部を埋立ててブルドーザーで転圧を行ない、高さ約30mの盛土を行なった。施工時における締固めの程度については管理記録もなく、定かではない。この盛土は昭和57年9月の集中降雨に際して斜面崩壊を起している。この事故の際に行なわれた調査結果では、地下水位が非常に高く安全性が低いことおよび地震時の安定性に疑問があることが指摘されていた。

宮城県沖地震に際してこの盛土が中約130mにわたつて崩壊し、その崩壊した土砂が下約100mのところまで崩下し、このため1名が死亡した。崩壊した個所は図-1(a)に示すように沢すいの盛土の中央部分であり、その側方は切り盛りの境界にほぼ一致している。崩壊後の斜面からは湧水が認められ、また崩壊した土砂はきわめて高含水比でやわい状態にあった。地震後、二次災害防止のために崩壊斜面の締め固めと雨水の浸入防止とを行なわれ、その後行なわれたボーリング調査によれば、この斜面での地下水位は比較的高く、図-1(a)の破線が示すように沢すいと下流に向かって流下しているように見られる。



(a) 崩壊個所平面図

図-1(b)は同じく断面図であるが、崩壊斜面の形状の他に、地震以前の調査によるN値の分布および水位が示されている。残存する斜面での土の現場密度は 1.9 g/cm^3 に近い値であり、またコアサンプラーによる盛土

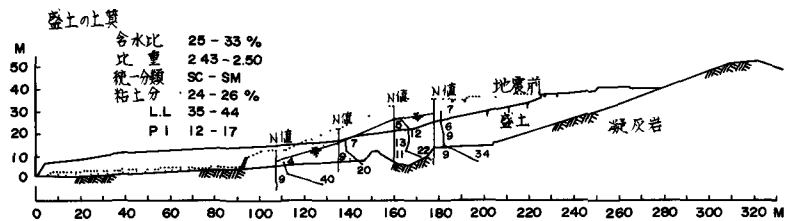


図-1 (b) 崩壊個所断面図

内の材料の密度も 1.9 以上の値を示し
 かなり稀な状態にある。しかし、地
 震前の調査では盛土内部で 1.73 t/m³
 が 1.82 t/m³ の値が得られているので
 地震前には比較的中身の状態にあって

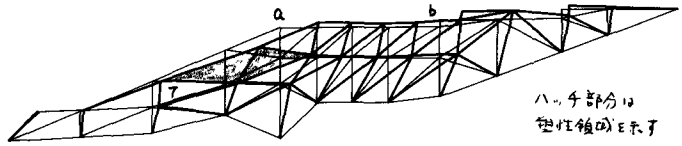
ことが想像される。ここでは、平均的な単位体積重
 量が 1.8 t/m³ であったものと仮定し、強度を求めた。
 また、盛土材は礫を多く含む、乱さない材
 料を得ることが困難なため 5mm 以上の礫を除いた
 乱し土材料について φ75mm H165mm の使鋼管 E
 σ_r = 1.8 t/m² (σ_r = 28.3%) の条件で突固めて作成
 し、圧密非排水条件で三軸圧縮試験を行ない φ = 36°
 c' = 0 の結果を得た。

3. 盛土の応答解析

宮城県沖地震に際してこの盛土の応答を推定するために、有限要素法による弾塑性応答解析を行なった。要
 素の分割は図-2 に示す如く、要素数 35、要素数 41 とし、密度を 1.8、弾性係数を 5,000 kg/cm²、ポアソン比を
 0.45 と仮定した。なお、強度定数は上記三軸圧縮試験結果を用い、入力地震波として建設省土木研究所の所有
 する樽水ダムギヤラリーにおける地震記録のうち堤軸方向の波形を用いる。図-2 には最大変位時における盛土
 の変形の形状が、また、図-3 には泛肩 (a 点) の変位応答波形が示されており、最大応答変位は 52.1 cm に及
 ぶ。また、この状態で斜面で引張りによると思われる塑性領域が発生しているのが認められる。更に時間が経過
 すると逆方向に変形し、この時も矢印附近に塑性領域が発生する。したがって、盛土材料は地震の初期段階で降
 伏していたものと考えられるので、その後の揺動で崩壊に到ることは容易に想像される。

図-4 は同じ a 点における応答加速度の波形を示したものである。この時の最大応答加速度は 526 gal を入力
 波の最大加速度 237 gal のほぼ 2.2 倍である。同じモデルを用いて El Centro の NS 成分を入力した場合、
 入力波の最大加速度 359 gal に対し最大応答加速度は 719 gal となり、加速度応答倍率はほぼ 2.0 である。
 したがって、地震時のこの盛土の加速度応答倍率はほぼ 2 倍と考えてよいものと思われる。図-5 は盛土
 内の応答加速度の最大値の分布を示したものであるが、泛肩 (a 点) で最も大きく、斜面の形状に似た最大
 加速度の等値線が描かれている。崩壊後の斜面の
 形状は図-5 の 400 gal の等加速度線にほぼ近いの
 で、崩壊した部分は 400 gal を上まわす地震力を受
 けたことが予想される。

崩壊断面に近い円形スベリ面を仮定し、通常の分
 割法により上記の強度定数を用いて安全率を計
 算したところ、安全率が 1 を切る水平震度は、
 向隙水圧を無視した場合で 0.27、浸透圧を仮
 定した場合で 0.11 となる。この安全率の値は
 このような高い盛土としてはやや小さく、設計
 施工時において充分に耐震的な設計を行なわ



T = 1.31 sec
 図-2 盛土の応答変位

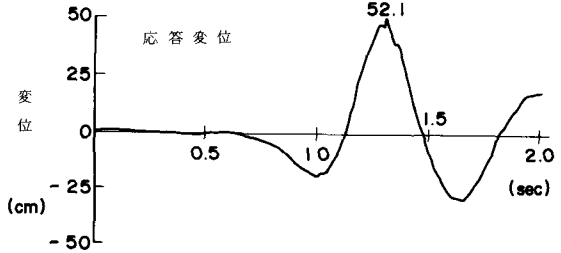


図-3 泛肩の応答変位

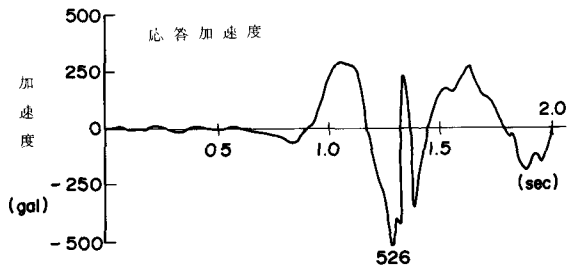


図-4 泛肩での応答加速度

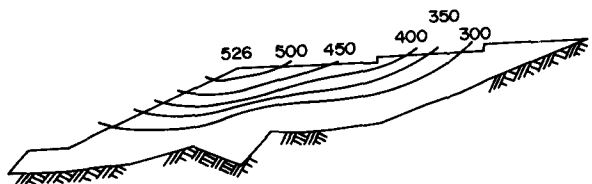


図-5 最大応答加速度の分布

水たか否の問題ではあるが、通常の設計密度 $\gamma = 1.8$ の土に大きな加速度が作用したと考えるとその崩壊が生じてこそ思慮ではない。

4 盛土材料の動的試験結果

盛土材料の動的強度特性を知るために振動三軸試験を行なった。材料土は 5mm 小さいでふるい分け土を用い、単位体積重量を 1.7 および 1.8 t/m^3 に実寸固めの標準試体について、三軸室内で飽和させた後 1% で圧密し、ハックプレッシャーを 1% 加えて液状化の実験を行なった。なお、軸圧応力は円筒形と H_2 の振動とした。図-6 (A)-(C) は軸圧応力振動 σ_a を加えたときの軸ひずみと間隙水圧の変化を示したものである。載荷回数が増えるにつれて間隙水圧が上昇し、軸ひずみが急速に大きくなり破壊に至る様子が見られた。ここでは、間隙水圧が拘束圧にほぼ等しくなると軸ひずみが急激に大きくなる液状化現象が、飽和砂に於けるほど明瞭ではないが、認められた。(ただし、いわゆる初期液状化 完全液状化という明確な区を見出すのが困難であるので、軸ひずみが 15% を超えた時点で破壊したものと考える液状化条件を求めてみる。図-7 は単位体積重量 1.7 および 1.8 t/m^3 のときの液状化条件である。単位重量が増加すると 3割以上の強度の増加があるが、液状化が発生し得ることが知られた。(ただし、1.9 t/m^3 にした場合は間隙水圧の上昇が小さく、液状化条件は得られなかった。

図-8 は斜面にある要素 No.7 の応力状態の変動 σ/σ_m として示したものである。この場合、 σ/σ_m は最大で 0.46 となりかなり大きな動的せん断力が作用していることが知られる。

また、この程度の応力波の繰り返されるものとすれば、ゆるい盛土部分では十数波で液状化に至ることはある。この盛土の斜面崩壊の液状化による生じたものか否かは更に検討を要することである。

5. おまけ

以上の検討の結果、おおよ次のような結論が得られた。

- 1) 盛土内の地下水位はかなり高い。
- 2) 盛土の締めめが充分にはなく安全性が低かった。
- 3) 地震時に盛土の受け応加速度は 400 gal 以上であった。
- 4) 盛土材料は飽和状態にある場合は液状化の可能性がある。

大規模な盛土は崩壊(石崩れ)の影響が大きいので、このような盛土については設計や施工の段階で防災上何らかのチェックを行っておく必要があると考える。

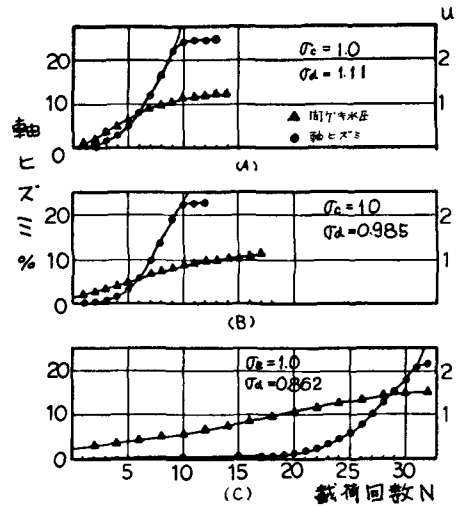


図-6 振動三軸試験結果

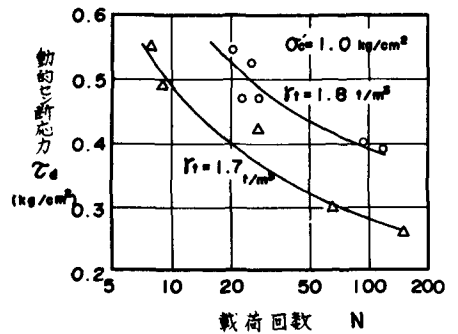


図-7 液状化条件

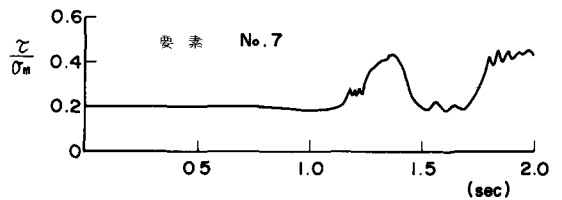


図-8 斜面での応力比変化

参考文献 河上 茂田 柳沢 「宮城県沖地震に於ける盛土の被害」 土と基礎 Vol.26, No.12 (1978)

川崎 邦夫 「飽和粘土の動的強度特性」 昭和三十九年度土木学会東北支部研究発表会概要集 (1979)

Dibaj, Penzien "Non-linear seismic response of earth structure" Report of Univ. California Berkeley (1969)