

Ⅲ-A252 盛土荷重と側方変位を指標にした盛土下の軟弱地盤の破壊予測法

（株）フジタ 技術研究所 フェロー会員 福島 伸二

§ 1. まえがき

軟弱地盤上の盛土の安定性管理法はこれまでに、盛土荷重による軟弱基礎地盤の破壊予測法として、いくつか提案されているが^{1)~4)}など、これらは基礎地盤が破壊までにどの程度の安定度にあるのかわかりにくい問題点があった。盛土による基礎地盤の破壊は盛土荷重に起因したせん断応力により軟弱基礎地盤内に生じる過大なせん断変形（側方流動）に関連している。ここでは盛土荷重と法尻部周辺の軟弱地盤の側方変位（せん断変形に関連）を用い、破壊までの安定度を安全率で表示できる基礎地盤の破壊予測法を提案し、実際の問題に使用する前に過去の盛土による軟弱基礎地盤の破壊・非破壊事例への適用結果について報告する。

§ 2. 盛土荷重と側方変位による破壊予測法

盛土下の軟弱地盤が不安定状態に至るのは、盛土荷重によるせん断応力に起因して基礎地盤内に生じる過大なせん断変形（側方流動）によるが、ここではこの盛土荷重とせん断変形の関係を直接取り入れた基礎地盤の破壊予測法を提案する。図1に示すように、せん断応力に関連した指標である盛土荷重($q = \gamma_t \cdot H$ 、 γ_t ：盛土材の単体重量)と、せん断ひずみ γ に関連した法尻部で測定されるの側方・鉛直方向変位（ δ_H 、 δ_V ）から求まるせん断ひずみ $\gamma = \delta_H / (D - \delta_V)$ の関係から破壊予測を行うものである。ここで D は軟弱地盤における側方流動部の想定すべり面深さに相当する盛土の安定性に関係する部分の影響深さであり、軟弱地盤のボーリング結果あるいは法尻部等に設置された地中変位計による計測結果から決める。通常の軟弱地盤では法尻部地表面で計測されるような側方変位は最大ではなく、最大変位 δ_m は地中で発生するが、この δ_m を測定した場合には $\gamma_m = \delta_{Hm} / D_m$ の方が盛土の安定性の変化に敏

感に反応するので、これを用いる。プロットした $q(H) \sim \gamma$ 関係は双曲線 $q(H) = \gamma / (\alpha + \beta \cdot \gamma)$ で近似して、最終的な極限荷重 q_f (極限高さ H_f) ($= 1/\beta$) を予測して、軟弱地盤の破壊までの安定性の程度を表わすため安全率 $F_s = q_f / q$ (H_f / H) を計算する。ただし、影響深さ D が未知でも、盛土法尻付近の地表面での側方変位 δ_H を測定していれば、 δ_H はせん断変形の指標になるので $q(H)$ と δ_H の関係でも破壊予測が可能である。安定度の判断は、 $q_f(H_f)$ が大変形時に相当する値なため $q(H)$ が $F_s = 1.0$ に近づくと変位が急増するなど不安定になるので、安全率 $F_s \geq 1.2$ を安定の目安とする。

§ 3. 過去の破壊・非破壊事例への適用

ここでは、本方法の適用性を検討するために、過去の盛土の破壊事例と非破壊事例に適用してみる。

1) 破壊事例（月寒川盛土）⁵⁾

この盛土は厚さ約 6m の泥炭層上に施工された試験盛土で、軟弱地盤の土質調査結果と施工速度、軟弱地盤の盛土中央部の沈下量、法尻部の水平変位量を図2に

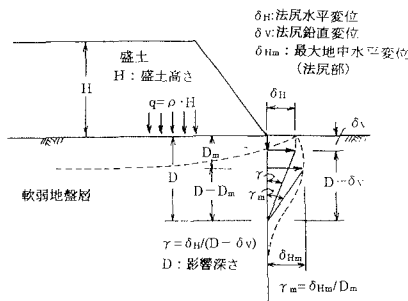


図1 盛土荷重と側方変位による破壊予測法

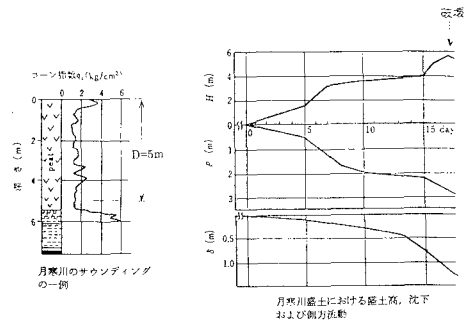


図2 月寒川盛土の破壊事例⁵⁾

キーワード：軟弱地盤、盛土、側方流動、安定率、双曲線関数

連絡先：〒224-0027 横浜市都筑区大瀬町 74 (TEL045-591-3911 FAX045-592-5816)

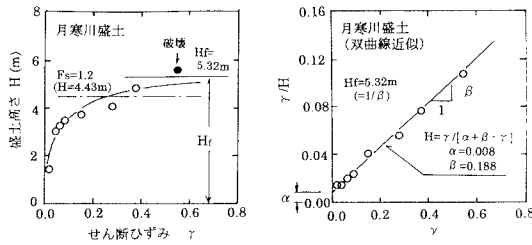


図3 月寒盛土の破壊事例⁵⁾への適用例

示す。施工報告によると、盛土荷重の増大とともに沈下量、水平変位量が徐々に増加し、施工後 14、15 日目にかけて盛土法面および法尻付近に無数のクラックが発生した。それにもかかわらず盛土施工を継続した結果、16 日目に法尻付近が大きく流動し、盛土全体が完全に沈下しながら崩壊した。この盛土過程の $H \sim \gamma$ 関係をプロットして、双曲線 $H = \gamma / (\alpha + \beta \cdot \gamma)$ で近似したのが図3である。双曲線の係数 α 、 β を決定し、極限高さ $H_f (=1/\beta)$ の予測値として $H_f = 5.32\text{m}$ を得た。これよりこの盛土の安定性は盛土高さがこの極限高さ H_f を越えた 15 日目から 16 日目に破壊が生じた実際の現象と対応していることがわかる。また変形量の急増やクラックなどの崩壊の兆候は $F_s \approx 1.2$ 付近で現れることがわかる。

2) 非破壊事例（愛甲盛土）⁶⁾

この盛土は愛甲の道路盛土であり、軟弱地盤の強度 2) 調査の結果と、盛土の施工速度、変位計測の結果を図4に示す。盛土は約 4.5m までは連続的に施工され、その期間は沈下量、水平変位量が同時に進行している。この盛土の $H \sim \gamma$ 関係をプロットして、双曲線 $H = \gamma / (\alpha + \beta \cdot \gamma)$ で近似したのが図5である。これから得られた極限高さ $H_f (=1/\beta)$ の予測値は $H_f = 6.02\text{m}$ であり、これは盛土の最大高さより大きく、その時の安定性は $F_s \approx 1.16$ であり、安定状態にある実際の挙動と対応している。しかし $F_s < 1.2$ にあるので安定危険な状態にあると判断される。

以上示したように、本方法の特徴は盛土荷重を受ける軟弱基礎地盤の盛土高～側方変位関係を双曲線近似により限界盛土高を予測して、基礎地盤の安定性の程

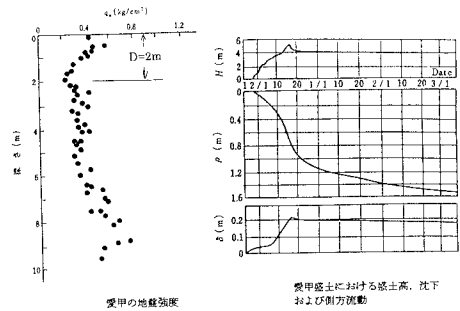


図4 愛甲盛土の非破壊事例⁶⁾

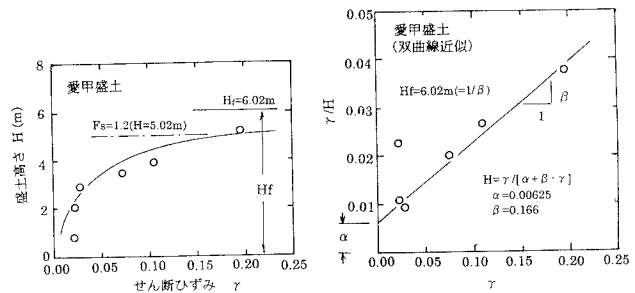


図5 愛甲盛土の非破壊事例⁶⁾への適用例

度を安全率で評価できることである。

参考文献

- 1) 富永眞生・松本正治：側方変位の現場計測による盛土施工管理について、土と基礎、Vol.22, No.11, pp43～51, 1974.
- 2) Matsuo, M. and Kawamura, K. : Diagram for Construction Control of Embankments on Soft Ground, Soils and Foundations, Vol.17, No.3, pp37～52, 1971.
- 3) 柴田 徹・関口秀雄：盛土基礎地盤の段・塑性挙動解析と破壊予測、土木学会論文集、No.301, pp93～104, 1980.
- 4) 栗原則夫・一本英三郎：道路盛土工における実施例、昭和52年度土木学会関西支部講習会テキスト、動態観測の活用—情報と施工—, pp71～81, 1977.
- 5) 柴田 徹編著：建設技術者のための現場計測工法、pp52の図2.18～図2.19.
- 6) 柴田 徹編著：建設技術者のための現場計測工法、pp54の図2.20～図2.21.