

III-306

液状化に伴う地盤の永久変位によって生じる側方土圧に関する一考察

(財)電力中央研究所 ○田中幸久 岩楯敏広

1. はじめに

過去に起きた新潟地震などで、飽和砂地盤の液状化により構造物に大きな被害が生じたことは周知の通りである。その後は、特に構造物近傍の地盤の液状化が被害をもたらすと考えられ、構造物近傍に対して締固めなどの液状化対策が施されてきた。ところが最近の研究により比較的水平的な地盤であっても、液状化に伴い広範囲に生じる地盤の永久変位によって、構造物に被害がもたらされる場合があることが明らかとなってきた¹⁾。この破壊モードは、従来の設計では考慮されていないので従来より実施されてきた液状化対策工の有効性の確認や、場合によっては新しい対策法を検討することが急務となっている。弾性論を用いた解析的検討によれば、地盤内に締固め部分を設けることにより、液状化による永久変位量のある程度抑制できることが明らかとなっている²⁾。しかし、地盤を弾性体と仮定すると、土の強度を考慮できないため、水平土圧が過大または過小な値となる可能性があるなど、理論的に不明確な点がある。実際には土の強度は有限であるため、側方土圧にも土の強度から定まる上限値(受働土圧に相当するもの)及び下限値(主動土圧に相当するもの)が存在するはずである。側方土圧の上・下限値がわかれば、対策工法に選定および設計も容易となろう。本報告は、永久変形によって生じる側方土圧を塑性土圧として求め、締固めによる対策工の有効性について概略的な検討を加えたものである。

2. 土の強度を考慮した場合の側方土圧の上・下限値

山口は、一様傾斜して傾角が β である半無限傾斜地盤内の塑性応力を算定している³⁾。本報告では、図1に示す地盤を対象として、改良部分に加わる側方土圧の上限値 σ_p および下限値 σ_a を求めることとした。ただし、以下の議論においては、地震動や地盤の変位による慣性力の影響、地下水の定常浸透による浸透力の影響ならびに間隙水圧の消散に伴う水圧分布の変化の影響はいずれも無視している。また、永久変位の方向は地表面に平行であるとしている。

2.1 地表面と地下水面に挟まれた部分の塑性応力

地表面より Z の深度における上限値と下限値の差($\sigma_p - \sigma_a$)は次式で表わされる³⁾。

$$\sigma_p - \sigma_a = 4 Z \gamma_{tn} \frac{\cos^2 \beta}{\cos^2 \phi'_n} \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'_n} \quad (1)$$

ここで、 γ_{tn} 、 ϕ'_n はそれぞれ非改良部分の湿潤重量と有効せん断抵抗角。なお、サフィックス i, n はそれぞれ改良、非改良を表わしている。

従って、深度 Z において地表面に平行に改良地盤を動かそうとする力 $T_1(Z)$ は次式で表わされる。

$$\begin{aligned} T_1(Z) &= \int_0^Z (\sigma_p - \sigma_a) dz \cdot \cos \beta \\ &= 2 Z^2 \gamma_{tn} \frac{\cos^2 \beta}{\cos^2 \phi'_n} \sqrt{\cos^2 \beta - \cos^2 \phi'_n} \quad (2) \end{aligned}$$

2.2 液状化層の塑性応力

液状化した砂を、非排水強度 S_u で表わされる粘着力のみを有する材料と考える。ただし、 S_u としては液状化強度を表わすせん断

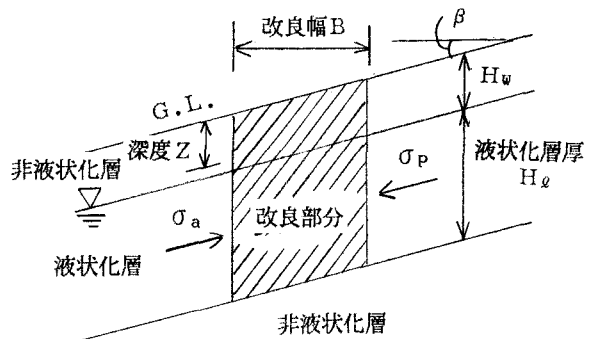


図1. 検討対象とした地盤の断面

応力を考え、次式で与えられるとする。

$$S_u = \sigma_{v_0'} \cdot R_d \quad (3)$$

R_d : 三軸試験における液状化応力比、

$\sigma_{v_0'}$: 初期鉛直有効土被り圧 ($= \gamma_{tn} H_d$ + $(Z - H_d) \gamma_n'$ 、 γ_n' : 非改良砂の水中重量)。 $\sigma_p - \sigma_a$ は近似的に次式で表わされる。

$$\sigma_p - \sigma_a = 4 S_u = 4 \sigma_{v_0'} \cdot R_d \quad (4)$$

従って、地表面に平行に改良地盤を動かそうとする力 $T_z(Z)$ ($H_w < Z < (H_w + H_d)$) は次式で表わされる。

$$T_z(Z) = T_1(H_w) + \int_{H_d}^Z (\sigma_p - \sigma_a) dz \cdot \cos \beta \quad (5)$$

3. 改良地盤のすべりに対する安全性の検討

地表面に平行に改良部分を動かそうとする力、 $T_1(Z)$ または $T_z(Z)$ に改良部分の自重によるものを加えたものを $T^*(Z)$ とする。また、それに対して、地表面に平行で深度 Z にある面に垂直に作用する力を $N^*(Z)$ とする。

地表面と平行な面において改良地盤にすべりが生じない条件は次式で定義されるすべり安全率 F_s が1以上であることである。

$$F_s = \tan \phi'_i / T^*(Z) / N^*(Z) \quad (6)$$

ここで、 ϕ'_i : 改良部分の有効せん断抵抗角。

代表的な値として $\beta = 5^\circ$ 、 $H_w = 1\text{ m}$ 、 $H_d = 5\text{ m}$ 、 $\gamma_{tn} = \gamma_{ti} = 1.6\text{ gf/cm}^3$ 、 $\gamma'_n = \gamma'_i = 0.9\text{ gf/cm}^3$ 、 $\phi'_i = \phi'_n = 40^\circ$ 、 $R_d = 0.20$ を代入し、地下水面の位置および改良部分底面におけるすべりに対する F_s の値と改良幅 B の関係を計算したものが図2である。いずれの場合も層厚 ($H_w + H_d$) より小さな改良幅 (B) で $F_s > 1$ となることがわかる。

4. まとめ

本報告における検討は極めて概略的なものであるが、適切な改良範囲と締固め密度を設定すれば、締固め工法により永久変位量を抑制できる可能性があることは示せたと思う。従って、締固め領域に設置された構造物には周辺地盤の永久変位の影響があまり及ばない場合がある可能性がある。このことは、構造物近傍で生じる液状化の防止を目的に施工された締固め工が永久変位に対してもある程度有効であることを意味している。このことが事実であるとするれば、永久変位に対する新たな対策が大幅に簡略化されるかまたは不要になるものと思われる。このことの実際的な意義は大きいので、今後さらに詳細な検討をする必要があろう。

本研究は、日米共同研究「永久変位と地中構造物の地震被害に関する研究」(財団法人 地震予知総合研究振興会)の一環として行われたものであり、関係各位に感謝の意を表する次第である。

参考文献

- 1) 浜田ら(1986):液状化による地盤の永久変位と地震被害に関する研究、土木学会論文集、第376号/Ⅲ-6、pp.221~229.
- 2) 安田ら(1989):液状化による永久変位の対策に関する簡易解析、第24回土質工学研究発表会発表講演集、pp.1041~1042.
- 3) 山口柏樹(1984):土質力学(全改訂)、技報堂.

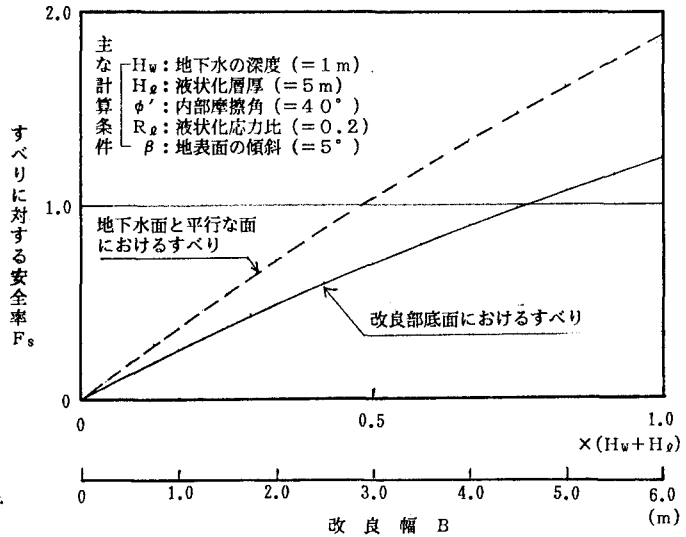


図2. すべり安全率と改良幅の関係(計算例)