地盤反力の分布を考慮した浅層改良地盤の曲げ応力計算と模型実験による検証

山口大学大学院 正〇石藏良平 松田博 九州大学大学院 正 安福規之 大嶺聖 落合英俊

<u>1. はじめに</u>

非着底型深層改良地盤は、浅層改良を併用することによって、不同沈下や側方変位 を抑制できるため、改良地盤の安定性が向上することが報告されている.浅層改良地 盤を設計するための代表的な方法として、未改良地盤を地盤に加わる応力と沈下量の 比として決定される地盤反力係数 k のスプリングの集合体と考える地盤反力係数法¹⁾ が挙げられるが、深層改良部から浅層改良部への地盤反力の分布は考慮されていない、 本報告では、地盤反力係数法を、地盤反力分布を考慮できるように拡張し、浅層改良 地盤に作用する曲げ応力を評価できる簡易計算モデルを提示し、模型実験との比較か らその検証を行った.

2. 浅層改良地盤に作用する曲げ応力計算モデル

非着底型深層改良体を有する浅層改良地盤を併用型改良地盤と称し,簡単 化のため,壁式深層改良を対象とした二次元条件でのモデル化を行う.図-1 に,併用改良地盤の1ユニットを示す.浅層改良地盤直下の深層改良部には, 一様上載E p_1 に対し,直下の未改良土および深層改良体に地盤反力 $\overline{p_2}$, $\overline{p_3}$ が均等に作用すると考える.深層改良部の改良体と未改良土を,剛性の異な る弾性バネとして,改良地盤が一様に沈下すると仮定すれば,浅層改良地盤 直下の深層改良体と未改良土に作用する応力分担比は,以下の式で表される.

$$n_{0(U)} = \frac{\overline{p_3}}{\overline{p_2}} \frac{R}{D + R(1 - D)} \quad (1)$$

ここで、R:未改良土と深層改良体の剛性比(m_*^*/m_{vs})、D:深層改良深さ と未改良層厚の比(H_1/H)を表す. $n_{0(U)}$ は、図-2に示されるように、Dの 増加とともに大きくなり、剛性比Rが 50以上ではほとんど変化しない.

深層改良部からの地盤反力が、浅層改良部に発生する曲げ応力に影響を及 ぼすため、地盤反力 $\overline{p_2}$ 、 $\overline{p_3}$ を適切に求めることが重要となる、本研究で はこれまで、深層改良体に作用する周面摩擦抵抗を考慮することで浅層改良 地盤直下の応力分担比 $n_{(U)}$ を以下に定式化している²⁾.

 $n_{(U)} = \frac{2R(D'+1)p_1 + \alpha \bar{\tau}}{2(D'+R)p_1 - \beta \bar{\tau}} \quad (2)$

ここで, D' = D/(1-D)を表し, α , β はD, Rおよび改良率 a_p の関数と して表される. 周面摩擦抵抗 $\bar{\tau}$ は, 未改良土の非排水せん断強度と改良間隔 を c_u , Lとすれば, $\bar{\tau} = c_u / (H_1 / L)$ として概ね評価できることを確認してい る. 図-3 は, 式(2)の $n_{(U)}$ を $n_{0(U)}$ で正規化した値と一様上載圧 p_1 との関係 を c_u ごとに整理したものである. 図-2 および 3 を用いることで, 周面摩擦 抵抗を考慮した応力分担比 $n_{(U)}$ を求めることができる. $n_{(U)}$ を式(3)および (4)に代入することで, 浅層改良地盤直下の地盤反力 p_2 , p_3 が求まる.

$$\overline{p_2} = \frac{1}{(n-1)a_p + 1} p_1 \quad (3) \qquad \overline{p_3} = \frac{n}{(n-1)a_p + 1} p_1 \quad (4)$$

図-1の浅層改良地盤に作用する曲げモーメントMは、次式で表される. $M = M_1 + M_2$ (5)





図-1. 曲げ応力計算モデル



図-2. 応力分担比と剛性比の関係







 M_1 は、一様上載E p_1 、地盤反力 p_2 、 p_3 、図-1の1ユニットの左 端点からの距離xの簡単な2次関数 $M_1 = f(p_1, \overline{p_2}, \overline{p_3}, x)$ として表され る. M,は、1ユニットにおける浅層改良部の両端に発生するモーメン トであり、未知数となる. 浅層改良地盤を1つの梁と仮定したたわみ方 程式に,浅層改良地盤に作用する曲げモーメントMを代入して一次積 分を行い、深層改良体間中心でのたわみ角 $\theta = dy/dx = 0$ の条件から、荷 重条件 p_1 , $\overline{p_2}$, $\overline{p_3}$ および改良間隔, 改良幅 l_1 , l_2 の簡単な 1 次関数 $M_2 = g(p_1, \overline{p_2}, \overline{p_3}, l_1, l_2)$ として表される.以上から深層改良部からの地盤 反力分布を考慮した曲げモーメントMが求まるので、式(5)を式(6)に代入す ることによって、浅層改良地盤に作用する深さ方向の曲げ応力σ_mが得られ る.

 $\sigma_m = \frac{M}{I} y \quad (6)$

v は浅層改良地盤断面の中立軸から浅層改良地盤表面までの距離を表す. I は浅層改良地盤の断面 2 次モーメント(I=bh³/12, b: 矩形断面の幅, h: 浅 層改良厚)を表す. なお, 深層改良体直上の浅層改良部で曲げ応力が最大に なると想定した. 最大曲げ応力 σ_m と一様上載圧 p_1 の関係を図-4に示す. 同一の一様上載圧 p1 において、周面摩擦抵抗を考慮した曲げ応力計算モデ ルは、バネモデルと比較して、浅層改良部に発生する最大曲げ応力σ"が大 きくなる.

3. 模型実験による検証

地盤反力分布を考慮した浅層改良地盤の曲げ応力計算モデルを検証する ため、模型実験装置を用いた併用改良地盤への載荷試験を行った.実験条件 および試験装置の概要を表-1および図-5に示す.応力制御の条件で改良地盤 に一様上載圧 p1 を作用させ、図に示す深層改良体間中心部分の未改良土 (Point A)および深層改良体上部(Point B)の2点で鉛直変位を計測した.

2点の変位差を相対変位S'と定義し、相対変位S'と一様上載圧 p1の関係 を図-6 に示した. 各ケースともに、 p_1 の増加とともに、相対変位S'が急激 に増加し始める点が確認された.相対変位S'が急激に増加し始める点を浅 層固化盤に曲げ破壊が発生する点と定義し、その時の一様上載圧 p1 を降伏 載荷応力 pf と定義した. pf の計算結果は、浅層固化盤に発生する最大曲 げ応力 σ_m が表-2 に示す曲げ強度 σ_t と等しくなるときの p_1 と定義し、図-4 を用いて決定した. 浅層固化盤の曲げ強度 σ, は、模型実験に使用した浅層 固化盤と同一条件で作製した供試体の曲げ強度試験から得られた.

図-7に、降伏載荷応力 pf の計算結果と実験結果との比較を示す.バネモ デルよりも周面摩擦抵抗を考慮した曲げ応力計算モデルの方が実験結果と よい一致を示した.本研究で提示した周面摩擦抵抗を考慮した応力分担比に 基づく曲げ応力計算モデルを用いて,浅層固化盤の曲げ破壊発生時の降伏載 荷応力 p_f を概ね予測できることが確認された.

4. まとめ

深層改良部からの地盤反力が分布する浅層改良地盤の曲げ破壊を評価す るために、周面摩擦抵抗を考慮した応力分担比に基づく曲げ応力計算モデル を提示した.曲げ破壊発生時の一様上載圧の予測を行った結果,模型実験と のよい一致が見られた. 今後は、杭式改良や実規模構造物へ適用するために、 無次元化パラメータを用いて、曲げ応力計算図表を提案していく予定である.

表-1. 実験ケース

	浅層改良厚	深層改良深さ	セメント添加量	古紙添加量	非排水せん断強度
	h(mm)	$H_1(mm)$	(kg/m ²)	(kg/m ²)	c _u (kPa)
Case 1	30	150	200	0	3
Case2	30	150	200	2.5	3
Case3	30	150	300	0	3
Case4	30	150	300	2.5	3
Case5	30	150	300	0	10



載荷板分割型模型実験装置 図-5.

表-2. pf の推定に必要なパラメータ

	Case1	Case2	Case3	Case4	Case5
曲げ強度 _{のt} (kPa)	227	283	286	578	475
浅層改良地盤直下の 応力分担比 n _(U)	8.9	6.9	6.8	4.8	8.3
未改良土の体積圧縮係数 $m_v^*(m^2/MN)$	6.01			1.63	
改良体の体積圧縮係数 m ₁₃ (m ² /MN)					



図-7. 実験結果と計算結果との比較

【参考文献】1)吉田信夫:セメント系地盤改良の原理から施工まで,土木施工, Vol.22, No.5, pp97-104,1981.2) 石藏良平, 落合英俊, 大嶺聖, 安福規 之,松田博,松井秀岳:非着底型深層改良地盤を有する浅層改良地盤の支持力特性,第8回地盤改良シンポジウム論文集,pp.329-334,2008.