

III-24

プレッシャーメータによる掘削砂地盤の変形特性のモデル化

愛媛大学工学部 正 員 深川 良一

愛媛大学大学院 学生員 日野 直哉

金沢大学工学部 正 員 太田 秀樹

基礎地盤コンサルタンツ 正 員 森田悠紀雄

はじめに プレッシャーメータから得られた弾性定数が、歪みレベルによって合理的に整理できる可能性があることは別報¹⁾で報告した。本報告では、さらに応力レベルの影響についても考慮することにより、砂地盤の掘削に伴う変形特性の変化が合理的にモデル化できることを示した。

プレッシャーメータ試験²⁾ 試験現場は標高約140m～150mの丘陵山岳部で、地層は大きく分けて表土(砂質シルト)、砂レキ層、砂岩層の三層から成っている。Fig. 1に示す通り標高142.36mから掘削深度5.74、7.16、7.07、4.46mと4回の掘削が行われ、プレッシャーメータ試験は、各掘削段階ごとにそれぞれ16、14、7、4、2回と標高を揃えて行なっている。試験はいずれもプレボーリングタイプである。また、この現場では同時にP S検層も行っている。Fig. 2は、補正前の各掘削段階ごとの E_{PM} の変化を表している。応力解放や孔壁攪乱などによって歪みレベル(履歴)が変化するため、結果的に E_{PM} はかなり低下することが予想される¹⁾。また、掘削が段階的に進行しているから、当然 E_{PM} はその影響も受ける。よって掘削に伴う変形特性を適切にモデル化するためには、以上の歪みレベル(履歴)の変化および掘削に伴う応力レベルの変化を考慮しなければならない。

モデル化の方法および結果 まず、歪みレベルに関する補正を実施する。P S検層により得られた E_{PS} は微小歪みレベルで得られたもので、基準的な E 値と見なすことができる。

Fig. 3は、各々の測定深度で計測された E_{PS} で無次元化した E_{PM} と歪みレベル ε (%) (弾性定数を決定する際対象とした疑似弾性領域の最大歪み)¹⁾に対して整理した図である。参考までに、他現場(B, C)のデータも合わせて示している。Fig. 3の近似曲線は次式で表される。

$$\frac{E_{PM}}{E_{PS}} = \frac{0.222}{\varepsilon + 0.222} \quad (1)$$

仮に $\varepsilon=1\%$ のときの E_{PM} を E_{PM1} とすると、Eq. (1)より

$$\frac{E_{PM1}}{E_{PS}} = 0.18 \quad (2)$$

となる。Eqs. (1), (2)より

$$E_{PM1} = \frac{\varepsilon + 0.222}{1.222} E_{PM} \quad (3)$$

となる。Eq. (3)を用いて、歪みレベル $\varepsilon=1\%$ のときの E_{PM1} に

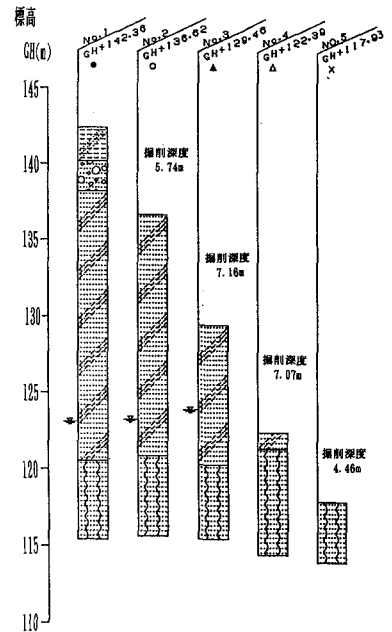
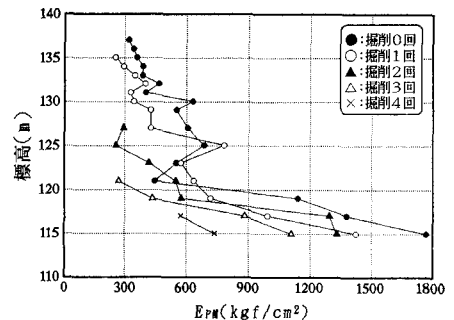


Fig. 1 掘削段階

Fig. 2 掘削段階に対応した実測値 E_{PM}

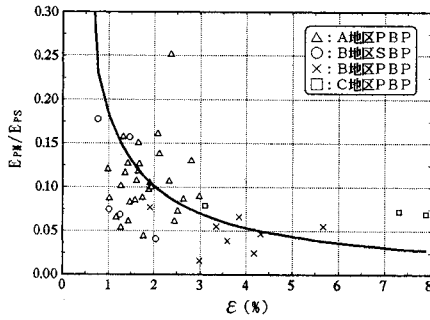
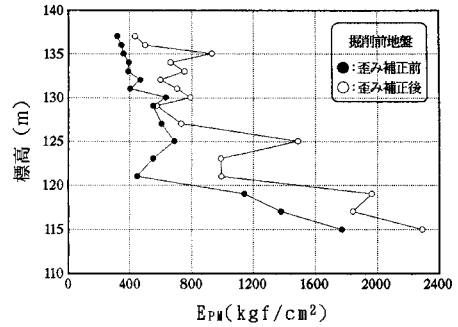

 Fig. 3 $E_{PM}/E_{PS} \sim$ 歪みレベル(履歴) ε の関係


Fig. 4 歪みレベル(履歴)補正

統一し、歪みレベルの補正を行った。勿論、この基準となる歪みの大きさは任意に設定できる。1例として、掘削前の地盤で実施された一連のプレッシャーメータ試験に対する補正結果をFig. 4に示す。歪みレベルに関して補正した E_{PM} は、補正前のものに比べて1~2倍程度に評価されていることが分かる。

次に、掘削に伴う E_{PM} の変化をモデル化した。掘削前の地盤の応力状態を基準にして、プレッシャーメータ試験実施位置の試料の応力状態に関する以下の式を導いた。先に歪みレベル補正を行った E_{PM1} のうち掘削前を E_{PM1IN} 、掘削後を E_{PM1PO} とし、各々掘削前の上載圧 σ_{vIN}' と掘削後の上載圧 σ_{vPO}' で割った値 $(E_{PM1IN}/\sigma_{vIN}')_{IN}$ と $(E_{PM1PO}/\sigma_{vPO}')_{PO}$ の比を、 $\sigma_{vIN}'/\sigma_{vPO}'$ (圧力比: R)に対してFig. 5のように整理した。Fig. 5の近似曲線は(4)式のように表される。

$$\frac{\left(\frac{E_{PM1PO}}{\sigma_{vPO}'}\right)_{PO}}{\left(\frac{E_{PM1IN}}{\sigma_{vIN}'}\right)_{IN}} = 5.33(\log OCR)^2 + 1 \quad (4)$$

ここに添字POは掘削後の状態、INは掘削前の状態、また R は圧力比を表す。

Eq. (4)より結局

$$E_{PM1PO} = \sigma_{vPO}' \left[5.33(\log R)^2 + 1 \right] \left(\frac{E_{PM1IN}}{\sigma_{vIN}'} \right)_{IN} \quad (5)$$

となる。したがって、各標高に対する弾性定数 E_{PM1PO} が掘削前

の E_{PM1IN} 、 σ_{vIN}' およびその標高における σ_{vPO}' を利用することによって決定できることになる。

Fig. 6は、モデル化した E_{PM1PO} を掘削段階ごとに表した図である。応力解放や孔壁攪乱の影響の少ない状態に対応する E_{PM} が得られ、かつそれらの掘削段階に対応した変化をモデル化することができた。これらのモデルを用いることによって、例えば、山留壁の変形解析などがより合理的に実施できる可能性がある。

参考文献 1) 深川(1994): プレッシャーメータ試験の歪みレベルに関する新しい解釈, 土木学会第49回年次学術講演会講演集, 2) 青柳・有泉・伊藤・森田(1992): 硬質地盤の変形特性の調査研究(その2 変形特性の現位置試験), 第27回土質工学研究発表会発表講演集, pp. 1789-1790.

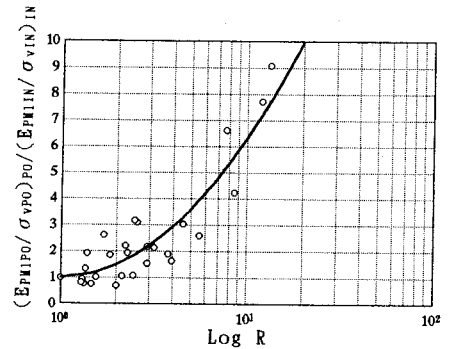
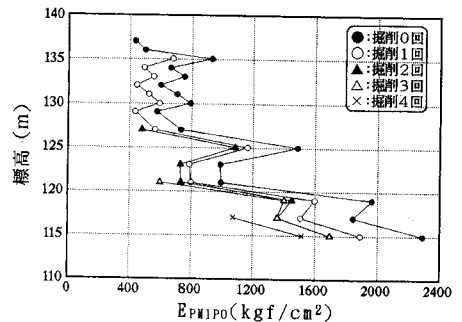


Fig. 5 応力レベルに関するモデル化


 Fig. 6 掘削段階に対応してモデル化した E_{PM}