

排水機能付矢板による盛土-地盤系の地震時液状化抑制効果について

東海大学海洋学部 正会員 北 勝利
京都大学防災研究所 フェロー会員 関口秀雄

はじめに 本研究では、盛土-地盤-(排水機能付)矢板系における地震時の地盤内過剰間隙水圧応答を部分排水問題として捉える。具体的には、①繰返しせん断に伴う土の塑性体積ひずみの蓄積過程を、簡単のためにせん断変形履歴との関連性は無視して、既定関数でモデル化する、②せん断振動成分を無視して塑性体積の平均的な時間変化のみに着目する、ことにより、内部生成項を含む二次元圧密型方程式で定式化する。これを数値的に解くことにより、矢板の排水機能付加による過剰間隙水圧の抑制効果について検討を加える。

定式化と解析方法 一様な水平飽和砂地盤上の盛土両側法尻に鉛直矢板が打設されている(図-1)。この系に周波数 f 、継続時間 T_0 の地震動が入力する場合を考える。

平均全応力が時間的に一定と仮定すると、地盤中の過剰間隙水圧を u 、繰返しせん断による土の塑性体積圧縮ひずみを v^p として、貯留方程式およびダルシー則より次式を得る¹⁾。

$$\frac{\partial u}{\partial t} = c_v \left\{ \frac{\partial^2 u}{\partial x^2} + \frac{\partial^2 u}{\partial z^2} \right\} + \frac{1}{m_v} \frac{\partial v^p}{\partial t}, \quad c_v = \frac{k}{m_v \gamma_w} \quad (1)$$

ここに m_v : 土の体積圧縮係数、 k : ダルシーの透水係数、 γ_w : 水の単位体積重量、である。

繰返しせん断による土の塑性体積ひずみの蓄積過程は、簡易液状化解析における累積損傷度手法を参考に、繰返し載荷回数 $\xi = ft$ の関数として次式で与える。

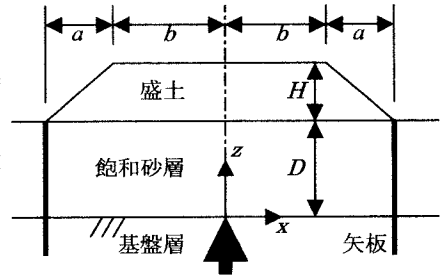
$$v^p = v_\infty^p \{1 - \exp(-\alpha \xi)\} = v_\infty^p \{1 - \exp(-\alpha ft)\} \quad (t < T_0) \quad (2a)$$

$$v^p = v_\infty^p \{1 - \exp(-\alpha f T_0)\} \quad (t \geq T_0) \quad (2b)$$

ここに、 v_∞^p : 繰返し載荷により最終的に蓄積する塑性体積ひずみ、 α : 塑性体積ひずみ速度を支配するパラメータ、である。Oh-oka²⁾によるリング型繰返しねじりせん断試験結果より読み取った $\xi \sim v^p$ 関係、およびこれを式(2a)より近似した結果を図-2に示す。式(2a)に基づく図中の破線により、実験で計測された塑性体積ひずみの蓄積過程(×, ○, ●印)をうまく再現しうることがわかる。

式(1)を有限要素法により離散化し、数値的に解く。時間離散化には中央差分法を用いた。過剰間隙水圧 u がある時点で初期鉛直有効応力 σ'_{v0} を超えた場合には当該地点で液状化が生じたものとし、 $u = \sigma'_{v0}$ として次の時間ステップの計算に用いた。なお、地盤内の初期鉛直有効応力は、水平地盤の自重による有効土被り圧と、均質な半無限等方弾性地盤表面に堤状帯荷重が作用する場合の応力増分の和として計算した。

解析条件と解析結果 盛土天端幅を $2b = 14\text{m}$ 、法面幅 $a = 13\text{m}$ 、高さ $H = 6\text{m}$ 、



地震動(周波数 f , 継続時間 T_0)

図-1 問題の設定

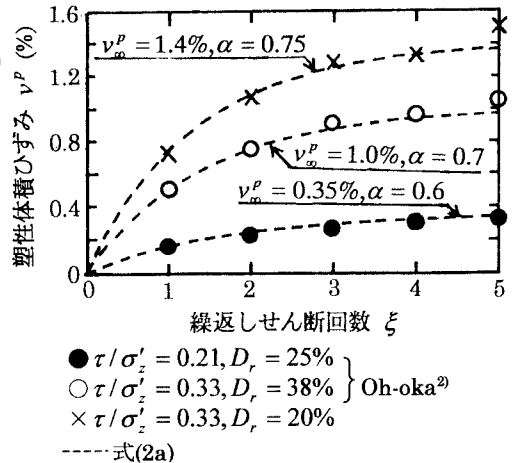


図-2 塑性体積ひずみの蓄積過程

表-1 地盤パラメータ

$m_v = 2.0 \times 10^{-4} \text{ m}^2 / \text{kN}$
$k = 5.0 \times 10^{-5} \text{ m/sec}$
$v_\infty^p = 0.005$
$\alpha = 0.7$

盛土の単位体積重量 17kN/m^3 、砂地盤層厚 $D=5\text{m}$ 、基礎地盤の飽和単位体積重量 18.6kN/m^3 とした。盛土の対称性を考慮して盛土中心軸より右側のみを解析領域とし、盛土中央、盛土底面および砂地盤底面を非排水境界($\partial u / \partial n = 0$)、盛土側方の地盤表面を排水境界($u = 0$)とした。地盤パラメータの値は基礎地盤内で一定とし、表-1 に示す値を採用した。地震の周波数を $f = 1\text{Hz}$ 、継続時間を $T_0 = 10\text{sec}$ とした。

解析より得られた砂地盤中央深度における過剰間隙水圧の時刻歴を図-3 に示す。同図(a)(b)(c)は矢板から 0.25m 、 0.5m 、 1m の地点、図(d)は盛土中心軸における間隙水圧応答を示している。普通矢板(図中破線)打設のケース、排水機能付矢板(実線)打設のケースともに、繰返し載荷初期において過剰間隙水圧は急激に上昇している。ただし、排水機能付矢板の場合には、矢板より 1m 以内の各点で過剰間隙水圧がピークに達してからの消散の傾向が著しい。また、矢板から 0.25m (図(a))および 0.5m (図(b))の両地点では、普通矢板の場合に比較して過剰間隙水圧の最大値 $u_{\max}$ が $20\% \sim 45\%$ 低下していることが注目される。

最大過剰間隙水圧比 $u_{\max} / \sigma'_{v0}$ の空間分布を図-4 に示す。図-4(a)は普通矢板が打設されている場合、同図(b)は排水機能付矢板が打設されている場合の水圧比コンターを表している。矢板から 1m 以上離れた領域では、両ケースで同様の $u_{\max} / \sigma'_{v0}$ 分布を示している。それに対して排水機能付矢板の近傍 1m 以内の範囲においては、同矢板の排水効果による過剰間隙水圧の低減効果が明瞭に認められる。今後、本解析で得られた過剰間隙水圧分布を用いて、関口ら³⁾の提案する塑性解析法を拡張した盛土-地盤-矢板系の地震時安定解析を実施し、系の安定性に及ぼす排水機能付加の効果について検討を加える予定である。

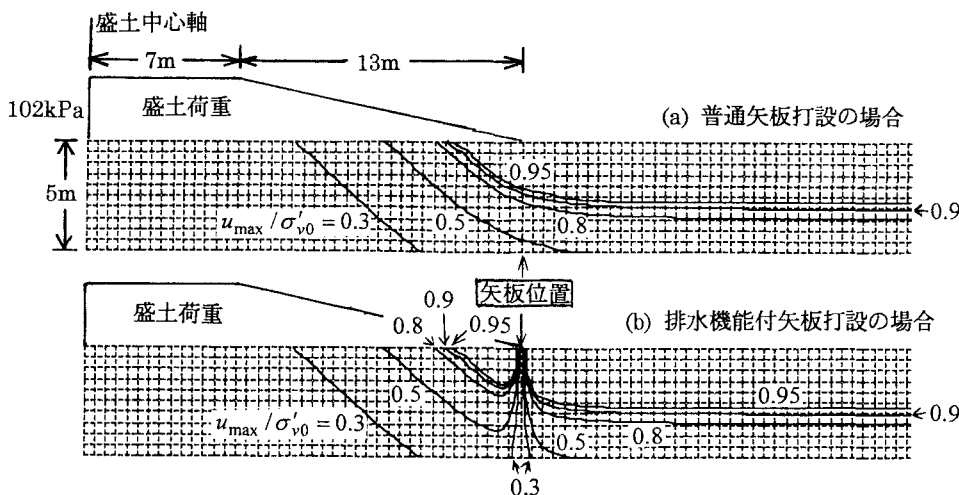


図-4 最大過剰間隙水圧比 $u_{\max} / \sigma'_{v0}$ のコンター図

参考文献 1) Sekiguchi et al., Soils and Foundations, Vol.35, No.3, pp.31-42, 1995. 2) Oh-oka, Soils and Foundations, Vol.16, No.3, pp.19-31, 1976. 3) 関口 秀雄・三村 衛, 土木学会第 47 回年次学術講演会講演概要集, 第 III 部, pp.548-549, 1992.