破壊条件の違いを考慮した繰返し弾塑性モデルによる矢板式岸壁の液状化解析

大成建設 技術センター 社会基盤技術研究部 正会員 〇字野浩樹 立石 章

1. はじめに 土の破壊条件には中間主応力 の の影響 があり、かつ、三軸圧縮 (TC)と三軸伸張 (TE) でせん断 強度が異なることが知られており、その違いがモールーク ーロン規準に従うとは限らないことから、既往の研究によ って、いくつかの破壊規準が提案されてきた.構成則で 破壊条件は重要であるが、液状化解析で砂質土の破壊 条件の違いに着目した検討事例は少ない^{例えば、1)}.本検 討では、Oka et al.(1999)による繰返し弾塑性モデル²⁾を用い、

液状化における破壊条件の影響を調べるため,埋立土の側方流 動に伴う矢板式岸壁の被災事例³について液状化解析を行った. 2. 破壊規準 後述のシミュレーション解析では,拡張フォンミー

ゼス(σ 考慮, TC と TE でせん断強度が等しい), モールークーロ ン(σ は考慮されていない, TC と TE でせん断強度は異なる), 安 福の破壊規準^{4), 5)}(σ 考慮, TE でのせん断強度が TC に対する比 として任意に与えられる)について検討した.他の破壊規準として, 松岡–中井規準 のやラディーダンカン規準 ⁷⁾などがあるが, これら はモールークーロンと同様, TE でのせん断強度が TC に対して一 義的に規定される. その他, 安福規準の特長としては, 破壊曲面 の凸性を与える TC と TE のせん断強度の比率について, 下限値 が比較的小さいこと, パラメータが少なく適用しやすいことが挙 げられる.以下に安福規準を示す.

$$M_{f}^{*} = \frac{M_{fc}^{*}\omega_{f}^{*}}{\{\omega_{f}^{*2}\cos^{2}(1.5\theta) + \sin^{2}(1.5\theta)\}^{1/2}}$$

ここに, M_{fc}^* は TC での破壊応力比, ω_f^* は TC と TE での破壊応力比の比率, θ は Lode 角 (TC で θ =0)である.

3. 矢板式岸壁の被災事例 本検討では 1983 年日本海中部 地震で被災した秋田港大浜第2埠頭岸壁³⁾を対象とした. 図1 に2次元 FEM モデルを示す⁸⁾. 矢板式岸壁は, 鋼矢板(VI_L型), 控 え杭(鋼管, \$:550mm, t:12mm), 杭頭部, タイロッドからなる.

4. 解析条件 解析プログラムは LIQCA2D17⁸を用いた. 埋立土に 適用した繰返し弾塑性モデル²⁾の破壊条件および弾塑性パラメータを **表 1** に示す. YF2 の ω_f^* は破壊曲面の凸性を与える下限値とし, YF1 の ω_f^* は TE での破壊応力比が MVM(ω_f^* =1.0 の場合の安福規準に相 当)と YF2 の平均値となるように設定した. 弾塑性パラメータは繰返し



キーワード 液状化,弾塑性モデル,破壊条件,中間主応力,矢板式岸壁,側方流動 連絡先 〒245-0051 横浜市戸塚区名瀬町344-1 大成建設(株)技術センター TEL 045-814-7217



図1 2次元 FEM モデル⁸⁾(単位:m)

表1 破壊規準および弾塑性ハラメータ				
ケース	MVM	YF1	YF2	MC
破壞規準	拡張vonMises	安福		Mohr-Coulomb
e ₀	0.800			
λ, κ	0.025, 0.0025			
OCR*	1.2			
G_0/σ'_{m0}	761			
M^{*}_{fc}, M^{*}_{mc}	1.229, 0.909			
B_{0}^{*}, B_{1}^{*}	1260, 6.3	1355, 6.8	1491, 7.5	1820, 9.1
C_{f}	0	0	0	0
$\gamma^{P^*}_{r}$	6.0×10 ⁻³	5.4×10-3	5.0×10 ⁻³	4.0×10 ⁻³
$\gamma^{E^*}r$	1.0×10 ⁻²	1.2×10 ⁻²	1.4×10 ⁻²	2.0×10 ⁻²
D_{0}^{*}, n	3.0, 2.0	2.9, 2.0	2.7, 2.1	2.5, 2.1
C_d	2000	2000	2000	2000
$\omega_{f}^{*}, \omega_{m}^{*}$	_	0.873, 0.873	0.745, 0.745	_

※塑性ひずみ量に依存したせん断係数の低減手法は、「手法3」を採用した。







図3 要素シミュレーションによる液状化強度曲線

-71-

ッドは梁要素でモデル化した. 鋼矢板の M~ ϕ 関係は,降伏モ ーメント以降の曲げ剛性が初期剛性の 1/100 となるバイリニアと し、タイロッドは曲げ剛性を無視した.また,鋼矢板と控え杭が 地盤と接する面には Goodman 型ジョイント要素(すべりのみを 考慮,摩擦角 15°)を配置した.底面は弾性基盤としてダッシ ュポット(V_s :300m/s)を配置し、側方は擬似的な自由地盤とし て幅 3500m の1次元地盤を解析モデルの両側に配置した.地 下水位面と海底面を排水境界とし、その他の境界面は非排水 とした.また、鋼矢板の前面側と背面側も非排水とした.入力 地震動は、秋田港で観測された地表面波形を工学的基盤面 に引き戻したもの⁹⁰を護岸法線方向に方向補正して用いた.鋼 矢板前面に作用する地震時動水圧は Westergaard の近似式 で考慮することとし、付加質量に置き換えてモデル化した.

5. 解析結果 基盤における入力加速度, 矢板天端(点A, 図 1 を参照)の水平変位, 矢板背後地盤(点 B)の鉛直変位の時 刻歴を図4に示す.時刻20秒での矢板天端の水平変位は、 いずれの解析ケースも海側に1m程度生じており.実際の被災 状況 1.1~1.8m³⁾と概ね同等の結果となった. 背後地盤の時刻 20 秒での地表面沈下量は, MVM < YF1 < YF2 < MC の順で 大きくなっている. 埋立土底部の要素 C(図 1 を参照)における 有効応力減少比 ESDR (= $1-\sigma'_m/\sigma'_{m0}$)の時刻歴を図5に示す. 時刻 20 秒での当該要素の ESDR も MVM < YF1 < YF2 < MC の順で大きくなっている. 特に, MC では ESDR が 0.96 であり, 液状化に近い値を示している. YF2 で得られた時刻 20 秒での 変形図をESDRの分布図とともに図6に示す.紙面の都合上, 他のケースは示していないが, 埋立土の ESDR の分布は, 矢 板直近の底部で破壊条件ごとの相違が見られたものの, それ 以外はケースによらず,液状化あるいはそれに近い値となった. 時刻 20 秒における矢板の水平変位の深度分布を図7 に示す. 矢板の水平変位の深度分布は,海底面以浅で破壊条件によ る違いが顕著である.この要因としては、図5および図6より、 埋立土底部での繰返しせん断に伴う剛性低下と矢板背面に作



用する地震時土圧が破壊条件によって異なったことが考えられる.特に,MC における矢板の変形は,控え杭およびタイロッドによって変位抑制効果が作用し,かつ,要素重心が Y=-5m の梁要素で降伏したことにより,海側に生じる水平変位が Y=-4m で最大値を示すモードとなっている.なお,Y=-5m で梁要素が降伏する解析結果は,YF2 でも得られている. 6. まとめ 本検討では,液状化層の側方流動に伴う矢板式岸壁の被災事例について,破壊条件の違いに着目したパラメータスタディを行った.今後も,他の変形挙動等に対する破壊条件の影響を検討し,知見を蓄積していく予定である.

参考文献 1) 宇野ら:土木学会第 72 回年次学術講演会, III-245, 2017. 2) Oka et al.:Geotechnique, Vol.49, No.5, pp.661~680, 1999. 3) Iai and Kameoka:Soils and Foundations, Vol.33, No.1, pp.71~91, 1993. 4) 安福規之:広範な応力域における異方圧密砂の降 伏特性と弾塑性構成式に関する研究, 九州大学博士申請論文, 1990. 5) 森尾ら:土木学会論文集, No.505/III-29, pp.287~296, 1994. 6) 松岡・中井:土木学会論文報告集, No.232, pp.59~70, 1974. 7) Lade and Duncan:J. of Geotechnical Engineering Division, Vol.101, No.10, pp.1037~1053, 1975. 8) (一社)LIQCA 液状化地盤研究所:LIQCA2D17・LIQCA3D17(2017 年公開版)資料, 2017. 9) 野津 ら:運輸省港湾技研資料, No.893, 1997.