



3. 連続地中壁の解析

埋立土層が液状化した状態で連続地中壁がどの程度の偏土圧まで耐えられたのかを明らかにするために、1次元の梁・バネモデルを用いた検討を実施した。深さ18.7mの地中連続壁を対象に、その上部13mに液状化した埋立土層からの偏土圧が全土被り圧に比例する(土圧係数に相当する比例定数を $\alpha$ とする)形で作用し、下部の原地盤土層がこれに抵抗するものとした。地下水位より上の土層も便宜上液状化層として扱った。また、連続地中壁の上部に結合されていた本体構造物の慣性力、反力等の影響は、実際には無視できない大きさであると考えられるものの、その定量的な評価が困難であるため、ここでは考慮しなかった。設定した計算条件を表1にまとめて示す。地盤反力係数と連続地中壁の降伏耐力は文献4)等に基づいて設定した。

偏土圧係数 $\alpha$ と連続地中壁の最大曲げモーメント、最大変位の関係を図4、図5に示す。最大曲げモーメントは主鉄筋の段落とし位置の上下2区間について、それぞれの降伏曲げモーメントとあわせて示したが、 $\alpha=0.07$ 程度で段落とし上部が降伏し、さらに $\alpha=0.13$ 程度になると段落とし下部も降伏する。このときの最大変位は10~20cm程度である。

ここで、連続地中壁の両側の埋立地盤が同じように液状化したと仮定すると、偏土圧の発生要因として、周辺地盤で生じた側方流動に対して連続地中壁が抵抗したこと(護岸から遠い壁で外側の土圧が増加)、および、護岸が急激に水平変位した際に背後の地盤で発生する負圧<sup>9)</sup>の影響を受けたこと(護岸に近い壁で外側の土圧が減少)が考えられる。ただし、前者については、遠い壁は護岸から130~150m程度離れているため、その周辺地盤で側方流動は必ずしも生じなかった可能性が考えられる。一方、後者については、護岸の変位が比較的ゆっくりと生じた場合には負圧が発生しないが、島上ポンプ場では140~180cm程度水平変位した岸壁から15m程度離れた柱列式土留め壁(本体構造物との結合なし)が平面的に弓状に海側へたわんでおり<sup>1)</sup>、その原因として負圧の発生が推定されることから、西部処理場(近い壁の護岸からの距離は30~50m程度)でも同様な状況であったと考えられる。なお、島上ポンプ場の土留め壁の解析を今回と同じ条件(液状化層の地盤反力係数を無視)で実施すると、偏土圧係数 $\alpha=0.1\sim0.2$ 程度で応力材が降伏する結果が得られ、西部処理場のほうが液状化層からの偏土圧に対する壁の耐力が相対的に低かった。これにもかかわらず西部処理場の地中連続壁が被害を免れた理由として、護岸の水平変位量が小さく、また護岸から比較的離れていたこと、および上部に結合されていた本体構造物の影響が壁の抵抗力を増大させる方向に現れたことが考えられる。

4. おわりに

本体構造物の影響を無視した状態で液状化層での偏土圧係数 $\alpha=0.1$ 程度に相当する降伏耐力しか有しない連続地中壁が、近傍で生じた護岸の水平変位に対して有効であった例を示した。本体構造物の影響や護岸背後地盤での負圧発生量の評価手法について、今後も検討を継続する必要がある。末筆ではあるが、現地調査と資料収集にご協力いただいた神戸市下水道部と日本下水道事業団の関係各位に深謝の意を表す。

参考文献 1) 古関ほか: 柱列式土留め壁で囲まれた下水ポンプ場の地震時挙動について, 土木学会第51回年次学術講演会第3部門, 1996. 2) 橋本ほか: 神戸市西部下水処理場の逆打ち工法, 下水道協会誌, Vol. 14, No. 157, 1977. 3) 濱田ほか: 1995年兵庫県南部地震液状化, 地盤変位及び地盤条件, 地震予知総合研究振興会, 1995. 4) 日本道路協会: 道路橋示方書下部構造編, 1990. 5) 寺内ほか: 岸壁・護岸のはらみ出しにとまなう液状化した背後地盤の側方流動に関する研究, 土木学会第51回年次学術講演会第3部門, 1996.

表1 連続地中壁の計算条件

段落とし	コンクリート	主鉄筋	降伏曲げモーメント
上部	設計強度	D25-ctc200	56tf・m
下部	240kgf/cm <sup>2</sup>	D25-ctc100	111tf・m

(主鉄筋段落とし位置: 地表面から11.35m)

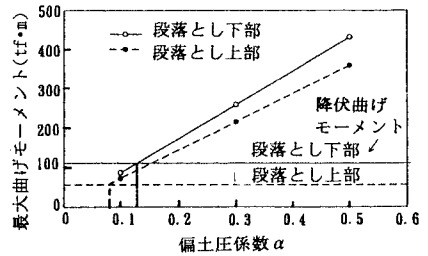


図4 最大曲げモーメントと偏土圧係数の関係

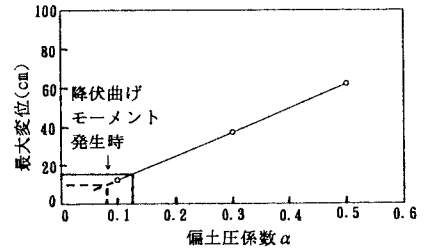


図5 最大変位と偏土圧係数の関係