

矢板壁の可とう性を考慮した地震時土圧分布のモデル化

パシフィックコンサルタンツ株式会社 正会員 ○宮下 健一郎
神戸大学 正会員 長尾 毅

1. 背景と目的

港湾施設の技術基準である港湾基準では性能規定型の設計体系が導入されている。港湾施設である岸壁は、地震後の変形が岸壁の供用上の問題となることが多いことから、耐震設計においては、岸壁天端の変形量に対する性能照査が求められる。港湾基準においては、レベル1地震動による変動状態の標準的な性能照査法として照査用震度法が導入され、変形量の照査が可能な性能照査法が整備されているが、照査用震度法は算出する変形量の精度に問題を残している。このような背景から、岸壁の構造形式の一つである控え直杭矢板式岸壁においては、精度高く変形量を算出する照査法として骨組み解析を用いた照査法を性能照査に適用する検討が既往の研究で行われている¹⁾。骨組み解析においては、矢板壁に作用させる地震時土圧モデルが必要となるが、矢板壁に作用する地震時土圧分布は矢板壁頭部での土圧が大きくなる分布形状となることが知られている²⁾。矢板壁頭部の土圧が大きくなるのは、矢板壁の可とう性が原因と考えられるが、矢板壁の可とう性を考慮した地震時土圧分布のモデル化方法は未だ提案されていない。本研究では、2次元静的解析を行うことで、複数の断面の矢板壁に作用する地震時土圧分布を収集し、これらの結果から矢板壁の可とう性を考慮した地震時土圧分布のモデル化方法について提案を行うものである。

2. 検討条件

検討に用いる断面は、図-1に示す4水深の断面に、地表面から工学的基盤までの地盤の固有周期が0.8s(地盤Case1)と1.2s(地盤Case2)の2つの地盤条件を組み合わせた8断面と、水深-5.5m(地盤Case1)の矢板壁の曲げ剛性を10倍にした断面の合計9断面とする。各ケースの矢板壁の曲げ剛性と壁高を表-1に示す。本研究で利用する2次元解析の解析コードはFLIPとする。

3. 矢板壁の変形モードが土圧分布へ与える影響

本研究では、地盤及び部材に一樣震度を作用させる2次元静的解析を行い、矢板壁の地表面から海底面までの区間に作用する土圧分布形状について検討を行う。解析により得られた矢板壁天端から海底面までの地震時土圧分布の例を図-3の実線で示す。港湾基準において、土圧分布は有効重量に土圧係数を乗じて求められ三角形の分布形状を想定しているが、解析で得られた地表面(標高+4.0m)からタイ材取付高(標高+1.40m)の矢板頭部における土圧は、三角形の土圧分布が想定する土圧と比べてかなり大きい。本研究では、解析により得られた矢板頭部の土圧合力と土圧分布を三角形とした場合の土圧合力の差を地表面から海底面までの土圧合力で除して求めた比を頭部土圧比 α_{hp} と定義し、解析により得られた α_{hp} を2次元静的解析で作用させている震度で整理した。結果を図-2に示す。まず、各断面において各震度の α_{hp} を比較すると、 α_{hp} は震度によらず概ね一定であることが分かる。次に、水深-5.5m地盤Case1シリーズの震度0.05における結果を比較すると、矢板壁の曲げ剛性を変更した断面の α_{hp} は変更前の断面での値と比べて非常に小さくなっており、 α_{hp} は矢板壁の曲げ剛性の影響を大きく受けることが分かる。震度0.05を作用さ

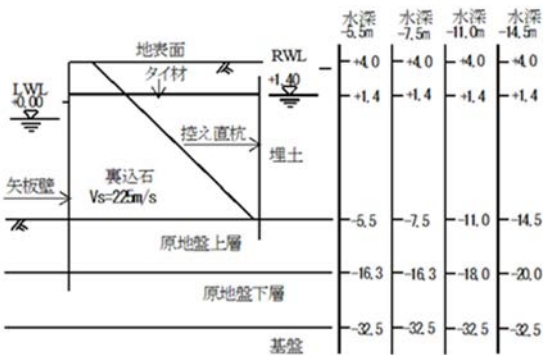


図-1 検討断面

表-1 曲げ剛性と壁高

Case	壁高 (m)	曲げ剛性 (kNm ² /m)
水深-5.5m地盤Case1	9.5	20800
水深-7.5m地盤Case1	11.5	55800
水深-11.0m地盤Case1	15	158200
水深-14.5m地盤Case1	18.5	639600
水深-5.5m地盤Case2	9.5	20800
水深-7.5m地盤Case2	11.5	102000
水深-11.0m地盤Case2	15	496600
水深-14.5m地盤Case2	18.5	1662800
水深-5.5m地盤Case1 曲げ剛性10倍	9.5	208000

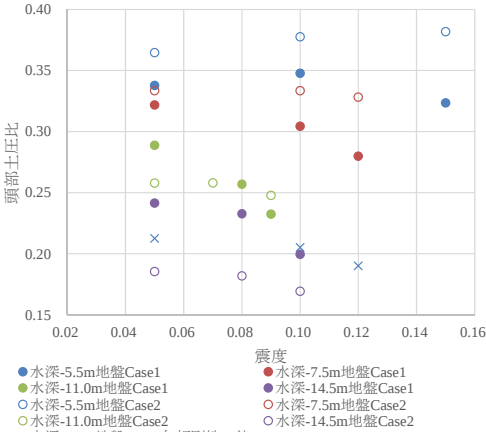


図-2 頭部土圧比

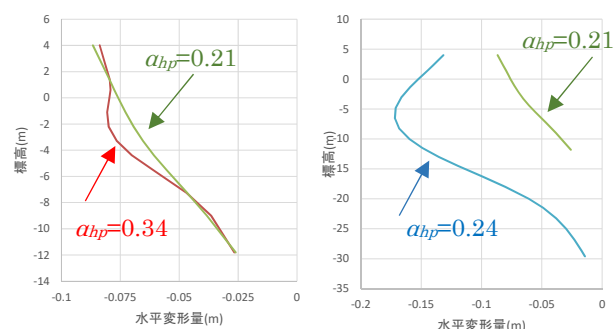
キーワード 矢板式岸壁, 耐震設計, 骨組み解析, 地震時土圧, 可とう性, 性能設計

連絡先 〒101-8462 東京都千代田区神田錦町三丁目 22 番地 パシフィックコンサルタンツ TEL03-6777-1591

せた時の水深-5.5m 地盤 Case1 シリーズにおける矢板壁の水平変形量の比較を図-3(a)に示す。矢板壁の曲げ剛性を変更した断面の水平変形量の変形モードは、変更前の断面と比べて剛体壁の変形モードに近い。一方、変更前の断面の変形モードは、海底面（標高-5.5m）よりやや高い位置から陸側へ反るような変形モードとなっている。このように、矢板壁の曲げ剛性の違いにより矢板壁の変形モードは変化し、矢板壁が陸側へ反るような変形モードとなる時、矢板頭部における矢板壁背後地盤が圧縮して大きな土圧が矢板壁に作用して α_{hp} が大きくなる。矢板壁の変形モードは、曲げ剛性以外にも壁高によっても大きく変化する。水深-14.5m 地盤 Case1 と水深-5.5m 地盤 Case1 の矢板壁の曲げ剛性変更断面の矢板壁の水平変形量の比較を図-3(b)に示す。前者は後者と比べて矢板壁の曲げ剛性が大きいにも関わらず、矢板壁の変形モードが標高-7.5m 付近から陸側へ反るような変形モードとなっていることが分かる。その結果、前者は後者と比べて α_{hp} が大きくなっている。

4. 地震時土圧分布のモデル化

本研究では、頭部土圧比 α_{hp} を矢板壁の曲げ剛性、壁高といった可とう性を表現するパラメータで推定する。そして、図-4 に示すように、矢板頭部においては、有効重量に土圧係数を乗じて求めた土圧分布に、 α_{hp} と地表面から海底面までの土圧合力により求めた頭部土圧を三角形分布として付け加えて、土圧分布をモデル化する。タイ材取付高から海底面までの区間においては、矢板頭部の土圧を増加させた分、タイ材取付高から海底面までの区間を一定の割合で低下させることによりモデル化する。提案する土圧分布モデルを式(1)～式(5)に示す。ここで、 p_a ：土圧強度(kN/m²)、 K'_A ：物部岡部による土圧係数、 σ_v ：有効重量(kN/m²)、 P_a ：地表面から海底面までの土圧合力(kN/m)、 L_t ：地表面からタイ材取付高までの距離(m)、 P_{hp} ：矢板頭部での土圧合力(kN/m)、 EI ：矢板曲げ剛性(kNm²)、 H ：壁高(m)である。提案法と2次元静的解析による土圧分布の比較を行う。検討断面は地盤 Case1 の4断面とする。提案法の土圧分布を求める際に使用する土圧合力、震度は2次元静的解析の値を使用している。比較結果を図-5に示す。提案法による土圧分布モデルは、2次元静的解析による値と同程度になっており、提案した土圧分布モデルは概ね2次元静的解析の土圧分布形状を再現できている。



(a) 曲げ剛性の影響

(b) 壁高の影響

図-3 矢板壁の変形モード

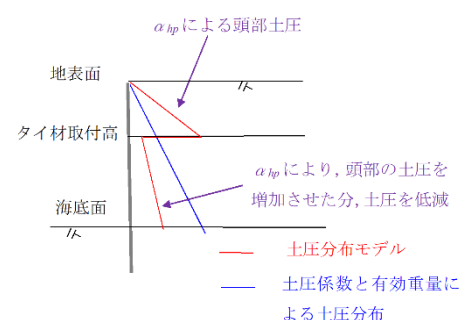


図-4 土圧分布のモデル化イメージ

$$\text{矢板頭部} \quad p_a(y) = K'_A \sigma_v(y) + 2\alpha_{hp} P_a \frac{y}{L_t} \quad (1)$$

$$\text{矢板頭部以外} \quad p_a(y) = r_{hp} K'_A \sigma_v(y) \quad (2)$$

$$r_{hp} = 1 - \frac{P_a}{P_a - P_{hp}} \alpha_{hp} \quad (3)$$

$$\alpha_{hp} = \eta_H (-0.3 \ln(EI) + 5.1) \quad (4)$$

$$\eta_H = 0.007H + 0.1 \quad (5)$$

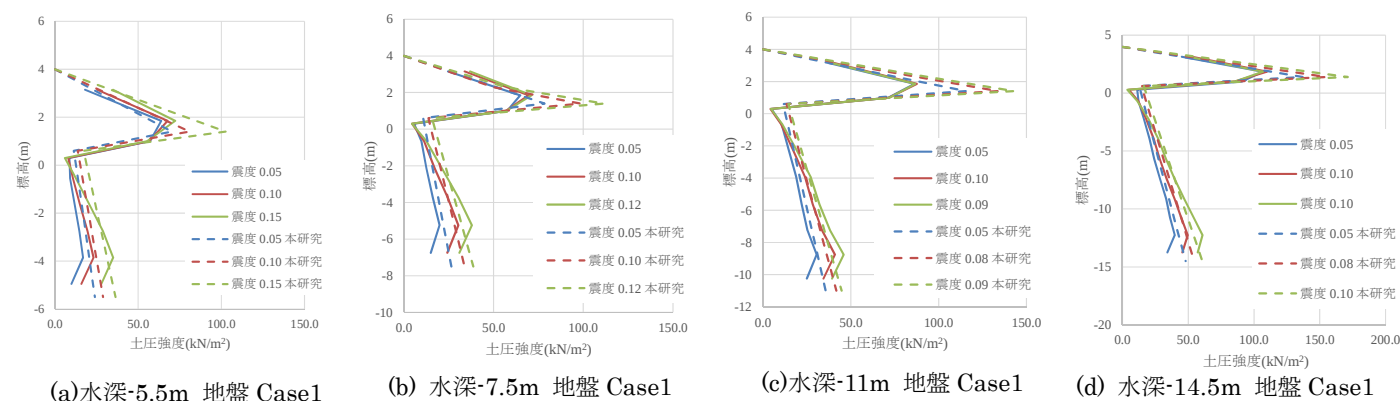


図-5 提案法と2次元静的解析による土圧分布の比較

参考文献

- 1) 中村ら, “効果的な矢板係船岸の改良手法の提案”, 港湾空港技術研究所資料, No. 1375, 2020.
- 2) 長尾ら, “骨組みモデルを用いた控え直杭式矢板岸壁のレベル1地震動に対する変形性能評価の高度化に関する研究”, 構造工学論文集 Vol155A, 2009.