

設計入力地震動作成における力学試験・物理探査の有効性評価

応用地質株式会社 ○加藤 駿, 田原 道崇

1. はじめに

免震建築物や超高層建築物は設計入力地震動を用いた構造計算が求められている。工学的基盤以浅の地震応答解析では、地盤の材料特性や速度構造が重要なパラメータとなるため、力学試験や物理探査を実施して調査地の地盤情報を把握する必要がある。試験結果や探査結果が得られない場合は、既往文献等を参考にパラメータを設定するため、地盤情報が適切に与えられていない可能性がある。本検討では、動的変形特性と速度構造を対象に調査結果と一般値を与えて設計入力地震動を作成し、それらの差異を検証した。

2. 解析モデルの設定

本検討における工学的基盤以浅の地震応答解析は、逐次積分法による非線形全応力解析を用いて実施した。工学的基盤はPS検層によってVs400m/sを5m以上確認したTog層以深とし、土質構成は図-1である。調査地では、3つの地質区分を対象とした動的変形特性試験とPS検層、標準貫入試験（N値）の結果が得られており、図-1を基に工学的基盤以浅の浅部地盤モデルを①実モデル（動的変形試験値+PSモデル）、②動的変形特性に一般値を与えたモデル（動的変形一般値+PSモデル）、③速度構造に一般値を与えたモデル（動的変形試験値+N値モデル）の3パターン設定した。以下にそれぞれのパターンの概要を示し、本検討で用いた動的変形特性を図-2、地盤モデルを表-1にそれぞれ示す。

パターン①：動的変形試験値+PSモデル

動的変形特性は、不攪乱試料を採取した層は試験結果（図-2中の①～③）を、その他の層は建築学会（2006）¹⁾による一般値（図-2中の④～⑦）をそれぞれHardin-Drnevich (HD) モデルで与えた。速度構造は、PS検層に基づく試験値を採用した。これをベースに比較検討する。

パターン②：動的変形一般値+PSモデル

不攪乱試料が採取できないと仮定し、全ての層で建築学会（2006）による動的変形特性を採用した。速度構造はパターン①と同様に測定値を用いた。

パターン③：動的変形試験値+N値モデル

動的変形特性はパターン①と同様に試験値を用いた。S波速度は中央防災会議（2012）²⁾による以下の算定式を用い、N値は換算N値とした。

粘土 $V_s = 111.30 \cdot N^{0.3144}$ 式-1

砂 $V_s = 94.38 \cdot N^{0.3020}$ 式-2

礫 $V_s = 123.05 \cdot N^{0.2443}$ 式-3

動的変形特性を比較すると、砂質土は試験結果が一般

値よりもやや小さいひずみから剛性が低下するが、全体的な特徴は似た傾向である。一方で、粘性土は一般値よりも大きいひずみ領域で剛性が低下し、かつ減衰が小さい傾向にある。

試験値とN値による算定値のS波速度の違いは、深度20m以深で顕著であるが、深度0～20mはほぼ一致している。

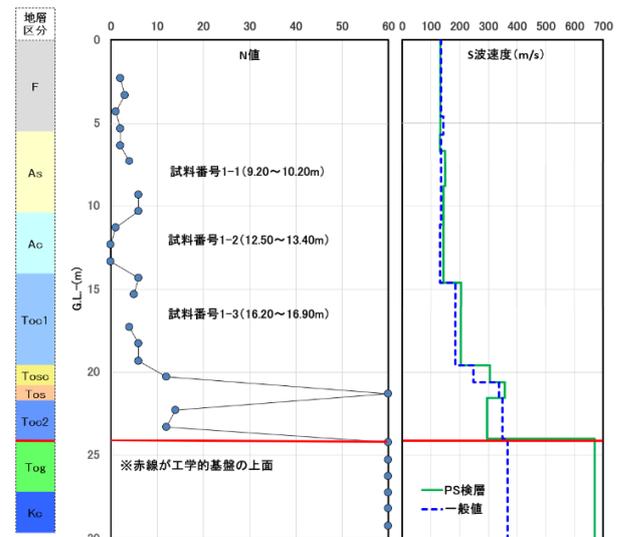


図-1 本検討で用いたボーリング柱状図と速度構造

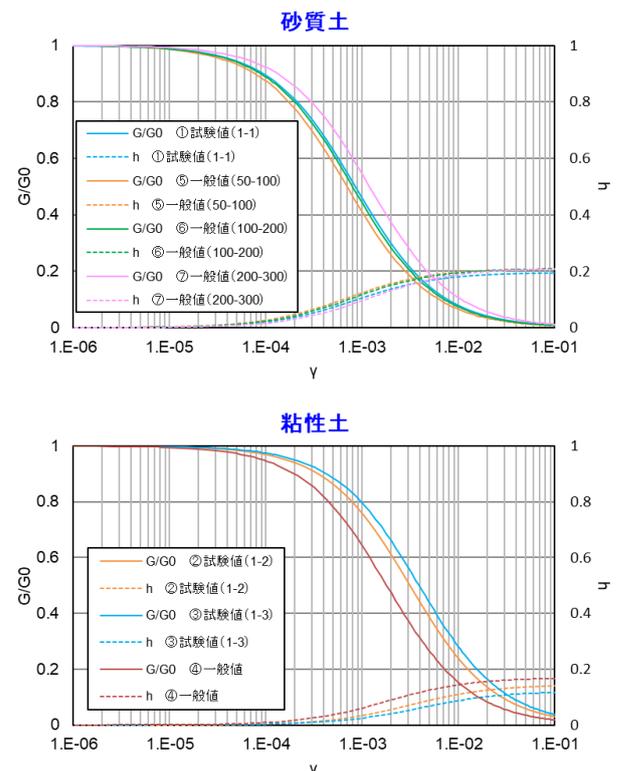


図-2 本検討で用いた動的変形特性

表-1 パターン別の地盤モデル

上端 深度 (m)	パターン①		パターン②		パターン③	
	S波 速度 (m/s)	動的 変形 曲線	S波 速度 (m/s)	動的 変形 曲線	S波 速度 (m/s)	動的 変形 曲線
0.00	110	④	110	④	133	④
5.70	110	②	110	⑤	140	②
6.65	120	①	120	⑤	133	①
8.70			130	⑥		
11.00	120	②	120	④	128	②
14.60	180	③	180	④	181	③
19.70	280	④	280	④	243	④
20.60	330	⑦	330	⑦	331	⑦
21.55	270	⑥	270	④	343	⑥
24.00	670	—	670	—	368	—

3. 解析結果の比較

地震応答解析を実施する際に入力する工学的基盤での地震動として、神戸位相を用いた告示波³⁾(極めて稀に発生する地震動)と、内閣府(2013)⁴⁾による都心南部直下地震を用いた。深度別最大応答分布を図-3、地表の擬似速度応答スペクトルを図-4に示す。

動的変形特性に一般値を採用したパターン②では、パターン①と比較すると深度別最大応答分布に差異が見られる。特に、深度5~10m付近でのひずみの分布が大きく異なり、この深度のひずみ分布の影響で地表における加速度、変位が大きく異なっている。図-4に示した擬似速度応答スペクトルでは、短周期帯で実モデルであるパターン①よりもレベルが小さくなっているが、長周期帯では似た傾向となっている。

S波速度にN値からの算定値を採用したパターン③では、ひずみが一番大きい深度10m付近でパターン①と異なり、告示波では加速度、変位の分布が異なる。一方、都心南部直下地震では、パターン①とパターン③では擬似速度応答スペクトルにおいて特に免震構造物等に影響の出始める長周期帯で異なる挙動を示している。

4. まとめ

本検討では、動的変形特性やS波速度に試験値と一般値を与えて地震応答解析を実施し、作成した地震動の差異を検証した。解析結果から、地盤の動的変形特性の違いやS波速度構造の違いが表層で予測される地震動に影響を及ぼすことを確認した。近年、非破壊調査である微動観測などでS波速度構造を推定することも多く、今後の地震動予測にあたっては、得られた調査結果を適切に評価する必要がある。

一般値やN値の換算式だと過大・過小評価している可能性があり、それが設計・施工のコスト増や安全性低下

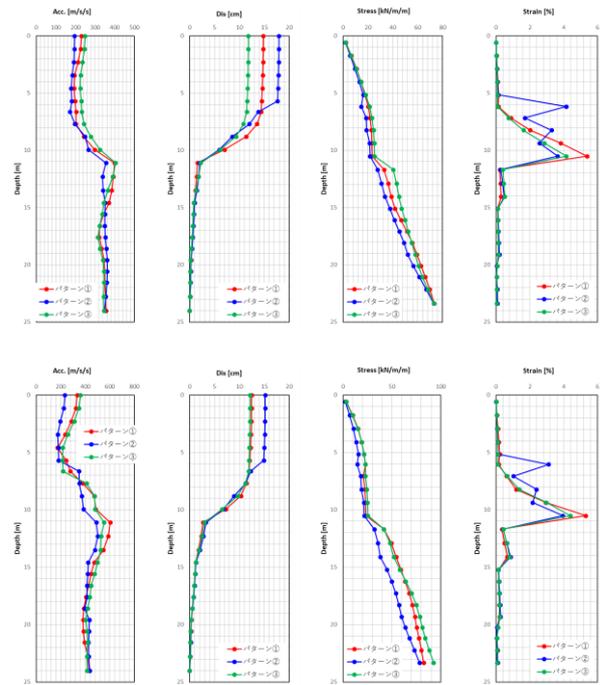


図-3 深度別最大応答分布

(上図：告示波，下図：都心南部直下地震)

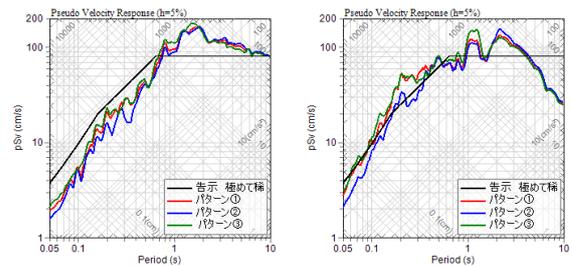


図-4 擬似速度応答スペクトル (h=5%)

(左図：告示波，右図：都心南部直下地震)

につながる。可能な限り動的変形特性試験やPS検層等の調査を実施し、調査地の地盤情報を適切に把握することが、免震建築物や超高層建築物の設計の最適化をもたらすと考える。

《引用・参考文献》

- 1) 建物と地盤の動的相互作用を考慮した応答解析と耐震設計(2006):一般社団法人日本建築学会, pp. 52-57.
- 2) 浅い浅部地盤構造モデルについて(2012):内閣府中央防災会議 南海トラフ巨大地震モデル検討会第15回会合, pp. 9.
- 3) 建設省告示第1461号 超高層建築物の構造耐力上の安全性を確かめるための構造計算の基準を定める件(2000):建設省
- 4) 首都のM7クラスの地震及び相模トラフ沿いのM8クラスの地震等の震源断層モデルと震度分布・津波高等に関する報告書(2013):内閣府中央防災会議 首都直下地震モデル検討会

【CO97】

詳細ニューマーク-D法によるAA種ため池の変形解析の事例紹介

基礎地盤コンサルタンツ（株） ○小柴 直也，長谷川 勝喜

1. はじめに

本報告は、AA種のため池である広島県の農業用ため池（小野池）に対し、レベル2地震動に対する安定性能照査を行うために、地質調査、解析パラメータの設定、詳細ニューマーク-D法による塑性すべり解析を行った事例の報告である。

2. ニューマーク-D法の概要

平成27年5月に土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾が改定され、レベル2地震動に対するため池の耐震性能の照査法の1つとして、長時間継続する地震動の場合は、堤体土が強度低下することを考慮した塑性すべり解析法を用いることが提案された。塑性すべり解析法は堤体のすべり土塊のすべり変位量を算定する方法として、すべり土塊の等価瞬間震度を求め、安全率Fsが1.0となる震度（降伏震度）を超過した場合にのみ、すべり土塊が滑動するとした方法である。その一種に、地盤の強度として、非排水状態での繰返し载荷による累積損傷による強度低下を考慮する、ニューマーク-D法がある。

図-1にニューマーク-D法によるすべり変位の計算仮定の概略を示す。ニューマーク-D法では、土が地震動による非排水繰返し载荷を受けたとき（図-1(a)）、繰返し载荷に伴って損傷ひずみが累積し（図-1(b)）、その損傷ひずみの値に応じて土の非排水強度が継続的に低下する現象（図-1(c)）に基づいて滑動変位量を算定する。

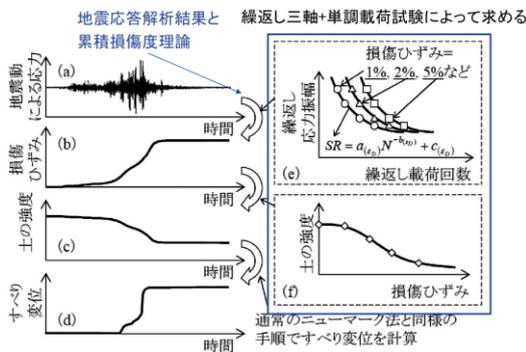


図-1 ニューマーク-D法によるすべり変位の計算過程の概略²⁾

3. 地層構成と解析モデル

解析モデルを図-2に示す。本ため池の堤体は細粒分を含む緩い砂質土からなる盛土層（B1、B2）で構成される。基礎地盤は砂層と砂礫層の互層状（S1～G2）で、基盤岩は風化花崗岩（WGr、Gr）からなる。本ため池においては、現況断面に対して実施したレベル1地震動に対する安定計算結果が、上流側・下流側ともに安全率Fs<1.2となった。そのため、図-2に示すように、上流側のすべり抵抗力の増加と堤体内の浸潤面の低下による下流側のすべり

抵抗力の増加を目的として、上流側法面にボンテラン改良土による押え盛土を施工する対策断面を提案した。

また、浸潤線は浸透流解析により設定した。赤字で示した強度定数は、三軸CUB試験結果を三等分法によって整理した非排水強度 c_{cu} 、 ϕ_{cu} である。

この対策断面が、レベル2地震動に対する耐震性能を満足することを照査することを目的として、対策断面に対して詳細ニューマーク-D法による塑性すべり解析を行い、すべり変位量及び天端沈下量を計算した。

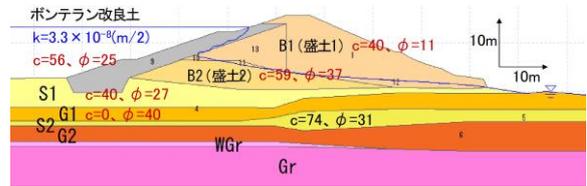


図-2 解析モデル図

4. 二次元地震応答解析

入力地震動の設定においては、土地改良事業設計指針「ため池整備」¹⁾の記載に従い、広島県の防災計画において想定されている地震動や、本ため池周辺で過去に観測された強振記録を整理の上、検討を行った。

堤体で予測される地震動として、プレート内地震、活断層型地震の2波形を作成した。本報告では、これらのうち加速度が大きいプレート内地震に対する結果を報告する。解析の結果、加速度は堤体上位ほど増幅され、最大で堤体天端/入力地震動=1.99（倍）の増幅率であった。

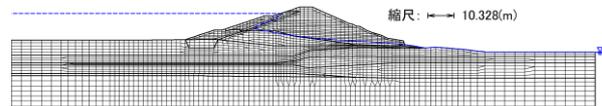


図-3 メッシュ図

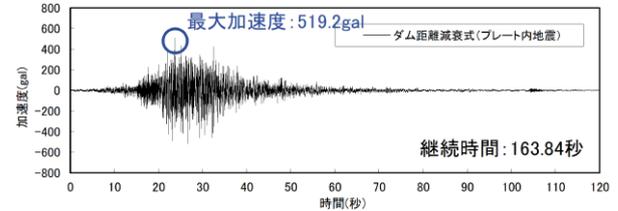


図-4 入力地震動（プレート内地震）

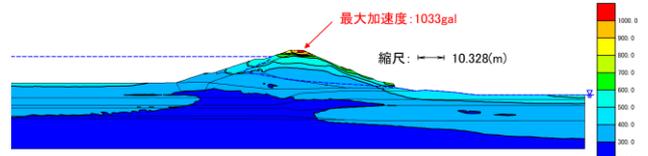


図-5 応答最大加速度のコンター図

5. 詳細ニューマーク-D 法

(1) 強度低下特性

ため池の堤体は、近代的な設計・施工方法で築造されていないものが多く、長時間継続する地震動によって、堤体の強度が時間の経過とともに低下する。本ため池では、堤体（B1、B2層）の飽和領域で、地震時の非排水繰返し载荷による強度低下を考慮するために、繰返し三軸+単調载荷試験を実施し、図-6に示す強度低下曲線を得た。

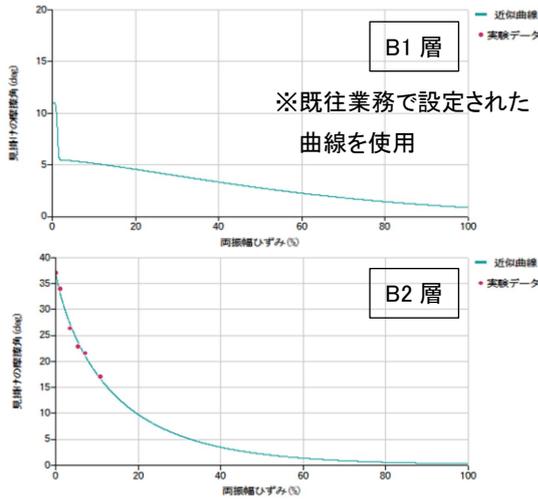


図-6 強度低下曲線

(2) 解析結果

図-7に最大変位円弧、図-8に解析結果図を示す。平均応答加速度は、すべり土塊内の応答加速度の平均値である。降伏加速度はすべり土塊の安全率 F_s が1.0となる水平加速度で、平均応答加速度が降伏加速度を下回るとすべりが生じる。上流側・下流側ともに平均応答加速度が降伏加速度を上回らず、すべり変位量は0mmであった。

初期降伏加速度は上流側 4.43m/s^2 に対し下流側 3.50m/s^2 と下流側の方が小さく、滑りやすいが、これは上流側には B1層と比較して高強度な B2層やボンテラン改良土、S1層があるためと考えられる。下流側については B1層の飽和領域で地震動による損傷が生じ、B1層の非排水強度が損傷前の $\phi_{cu}=11^\circ$ から $5^\circ \sim 10^\circ$ 程度まで低下した結果、すべり土塊の降伏加速度が低下した。

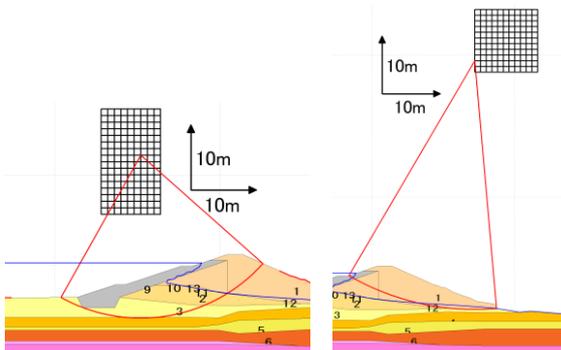
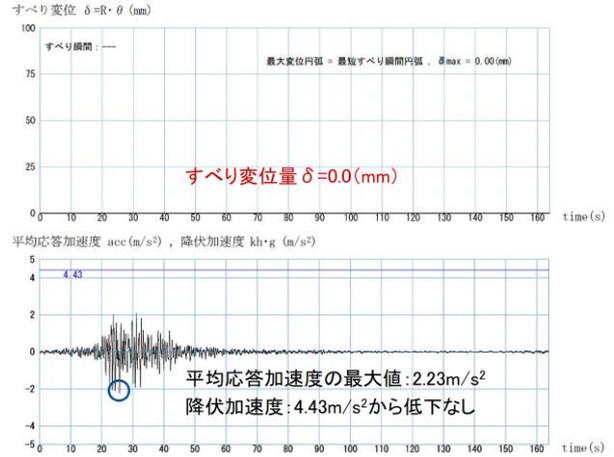


図-7 最大変位円弧

(1) 上流側の結果



(2) 下流側の結果

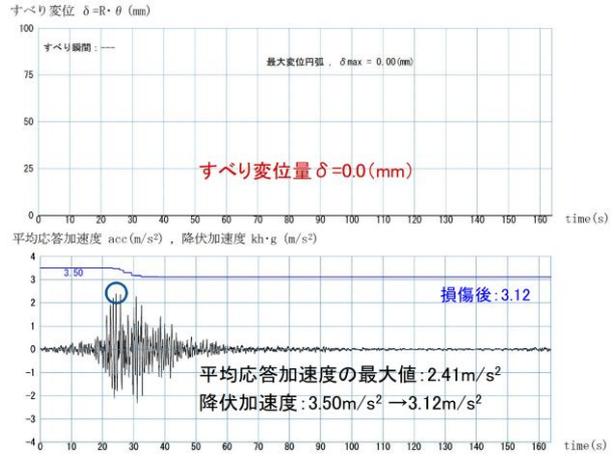


図-8 解析結果図

すべりが発生しなかった理由としては、以下の2点が考えられる。

- ① 難透水性のボンテラン改良土によって浸潤線が低下したことで、特に B1層にて強度低下を起こさない不飽和領域が増加し、すべりの抑制に繋がった。
- ② 堤体の非排水せん断強度が大きかったため、すべり土塊の降伏加速度が大きくなった。

6. まとめ

本件では、ため池の耐震性能照査方法を紹介し、一事例を示した。解析の結果、レベル2地震動によるすべりは生じなかったため、天端沈下量も生じず、ため池はレベル2地震動に対する耐震性能を満足する結果となった。

《引用・参考文献》

- 1) 農業農村工学会：土地改良事業設計指針「ため池整備」、2015年5月
- 2) SERID 研究会：『詳細ニューマーク-D 法 SERID』によるため池土構造物の耐震診断マニュアル（案）（に加筆），pp. 44, 2021年2月

盛土の変位量解析（ニューマーク法）における地震応答解析結果を反映させたすべり面の選定手法例

川崎地質株式会社 ○三山 貴之、西岡 吉彦、佐藤 祥昭、近藤 勉

1. はじめに

地震による地盤の変形量を推測する場合、2次元解析においては、修正フェレニウス法、ニューマーク法、有限要素法などを採用する指針が多い。中でもニューマーク法は、比較的容易に得られるデータにより、妥当な結果を求められる手法とされている。レベル2地震動に対する耐震性能が求められる昨今では、地震の応答解析結果を反映させたニューマーク法の検討は少なくない。この方法では、滑動変位量や必要な抑止力を求める為に用いるべきすべり面を選定する必要があるが、盛土内の応答加速度が異なる為、すべり面の位置を決定する手法は確立されていない。本論文ではその一手法を紹介する。

2. 検討の目的

ニューマーク法では、各指針の水平震度を用いて、最小安全率を示すすべり面、最大抑止力を示すすべり面、深いすべり面などいくつかのすべり面を探し、解析することが多い。今回の解析では修正フェレニウス法において、各土層に一律な水平震度を入力する代わりに、地震応答解析から求まる最大加速度分布より土層を細分したモデルですべり面の決定方法を考えた。

3. 設定した地盤モデル

今回の検討では、盛土内や基礎地盤の応答加速度が複雑になる¹⁾とされている盛土高10m×3段の腹付け盛土で地盤モデルを作成した。盛土は1段目が礫質土、2段目が粘性土、3段目が砂質土、基礎地盤は崖錐及び堆積物、風化岩、岩の構成である。地盤強度及び減衰定数は設計要領¹⁾を参考に定めた。地震応答解析は、道路橋示方書²⁾に記載のレベル2地震動 TYPE2-1の神戸海洋気象台地盤上NS成分の地震波（図-1参照）を基盤波とし、複素応答法での等価線形解析を用いた。この地震波は、地表面波ではあるが、薄い基礎地盤を持つI種地盤のモデルとし、地表面波の引き戻しは割愛している。設定した地盤モデルを図-2に示す。

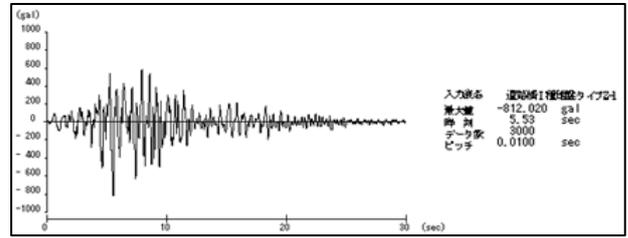


図-1 地震波形 神戸海洋気象台地盤上 NS 成分

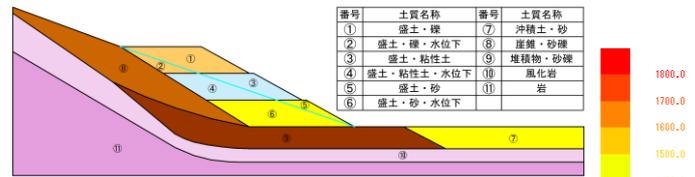


図-2 地盤モデル

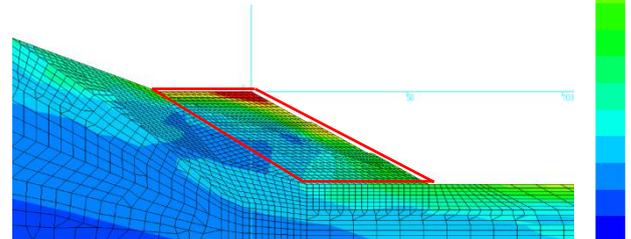


図-3 応答加速度の最大値コンター図 盛土付近の抜粋

実務では、ニューマーク法での計算を格子状に実施することは、計算時間の面で非常に困難である。その為、修正フェレニウス法により、ニューマーク法の計算に用いるすべり面を探すことが多い。しかし、すべり面ごとに応答加速度が異なるので、等価加速度波形は変化してしまう。その結果、地震応答解析で得た応答加速度をどのように修正フェレニウス法に適応させるかという点が問題となる。そこで、地盤応答解析の解析結果の目安として把握しやすい各節点の最大応答加速度に着目し、図-3の応答加速度の最大値コンター図（1m/s²毎）を基に図-4のような解析モデルとした。なお、各節点の応答加速度は、法肩部及び地表面付近においては最大加速度は増幅され、基盤付近及び盛土の地山側下部では減少する一般的な結果であった。なお、応答加速度の最大値の範囲は2.96m/s²～21.1m/s²である。

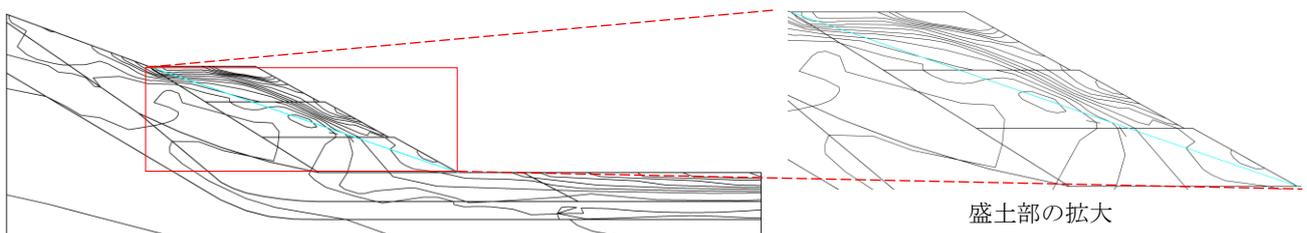


図-4 修正フェレニウス法で用いた解析モデル

4. 解析手法

今回の解析では、全層一律の水平震度 k_h を与えた4ケース（すべり面条件 A）と地震応答解析結果を反映した各土層の最大応答加速度に β 倍（ $\beta=0.05\sim 1.0$ ）した10ケース（すべり面条件 B）の計14ケースとした。後者のケースでは、各層に応じた水平震度（ k_{ha} と定義）= 係数 $\beta \times$ 各土層の最大応答加速度/重力加速度 g である。全層一律に水平震度を与えるケースでは、道路土工に記載の I 種地盤の水平震度³⁾を参考に、 $k_{hi}=0.08, 0.16, 0.24, 0.32$ とした。各ケースにおいて対象とするすべり面の種類は、盛土天端から第1法面、第2法面、第3法面、法先にかかる4種類それぞれのすべり面に対し、最小安全率となるすべり面及び最大抑止力となるすべり面を考えた計8種類とした。なお、最小安全率及び最大抑止力の円弧を決める修正フェレニウス法は x 座標及び y 座標を1mの格子状、半径を0.1m ピッチとして計算した。

5. 解析結果及びその考察

結果の比較は滑動変位量と抑止力の2種類とした。滑動変位量は許容変位量との比較等に用いられる値で重要性が高く、抑止力は対策工を設計する場合に必要な値である。抑止力は滑動変位量の値を鑑みて、多くのケースで比較できるように滑動変位量が300mm となる値を水平震度 k_h を一律に与えた場合と地震応答解析結果を反映させた各土層に対応した水平震度 k_{ha} で比較する為に、 $k_{hi}=0.08$ としたもので除することにより正規化した。滑動変位量の比較図を図-5に、滑動変位量が300mm となる為に必要な抑止力の比較図を図-6に示す。

(1)滑動変位量の比較

①すべり面条件 A(図-5破線)

すべり面を決める水平震度が大きいほど滑動変位量が大きくなるわけではない。むしろ小さい水平震度を与えた方が滑動変位量が大きくなった。

②すべり面条件 B(図-5実線)

第1～第3法面においては、すべり面条件 B の方が、すべり面条件 A よりも大きな滑動変位量のすべり面を見出すことができた。法先での値は同等であった。すべり土塊量の小さいすべり面が第1法面に形成される場合、この傾向は顕著である。

(2)滑動変位量 ≤ 300 mmとなる抑止力の比較

①すべり面条件 A(図-6破線)

概ね大きな水平震度で求めたすべり面の方が必要抑止力は大きくなり、滑動変位量とは逆の傾向を示した。

②すべり面条件 B(図-6実線)

すべり面条件 B の方が、すべり面条件 A よりも大きな滑動変位量のすべり面を見出すことができた。今回の解析モデルの場合では、水平震度 k_{ha} の係数 β が0.2～0.5の範囲で必要抑止力のピークを示した。

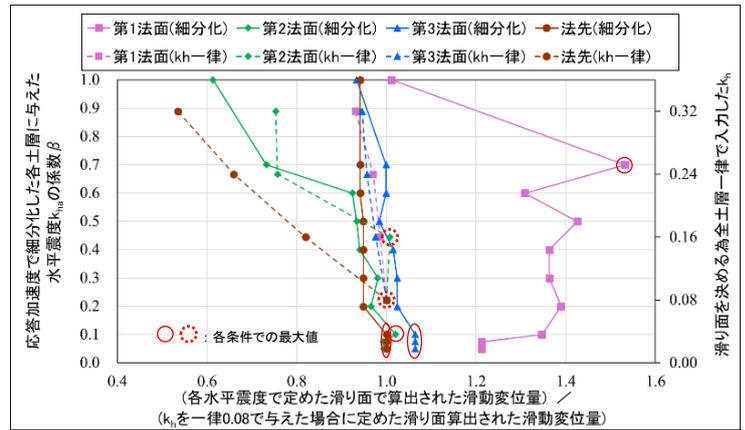


図-5 滑動変位量の比較図

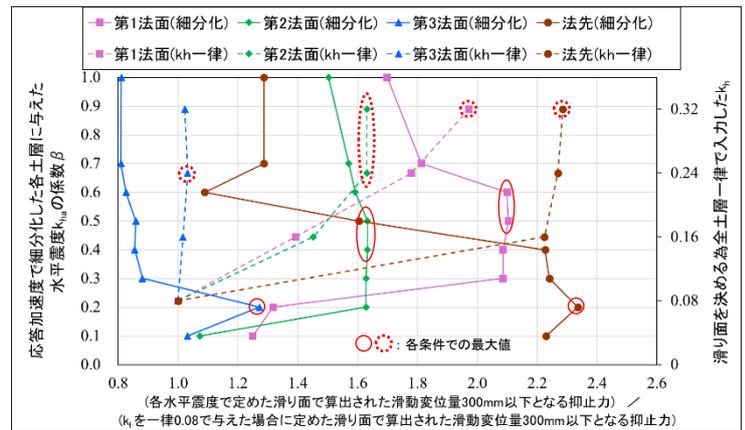


図-6 滑動変位量を300mmにする必要抑止力の比較図

6. まとめ

- (1)ニューマーク法で検討するすべり面を考える際に、地震応答解析を実施すると、盛土内の応答加速度が異なる為、応答加速度を考慮した地盤モデル及び水平震度を用いることで、滑動変位量や必要抑止力の大きなすべり面を見つけることができた。
- (2)細分化した土層に与える水平震度は、滑動変位量及び必要抑止力等の求めたい値により変動する為、係数の倍率を変えて複数の検討を行う必要がある。今回の検討では、滑動変位量を求める際には、等価加速度が高い第1法面のすべり面では係数0.7で適応性が高く、それ以外のすべり面では係数0.1以下で適応性が高かった。必要抑止力を求める際には、すべり面の大きさにより、係数を0.6から0.2の範囲で下げていくと適応性の高い結果となった。今後は、複数の地盤モデルや地震波の種類で比較検討し、応答加速度に与える倍率の傾向を明らかにしたい。

《引用・参考文献》

- 1) 設計要領 第一集 土工 建設編(2020)、p. 1-42, 4-18～4-25：東日本高速道路株式会社、中日本高速道路株式会社、西日本高速道路株式会社
- 2) 道路橋示方書 V 耐震設計編(2017)、p. 80：公益社団法人 日本道路協会
- 3) 道路土工 盛土工指針(2010)、p. 125：公益社団法人 日本道路協会

繰返し荷重をうけるモノパイル基礎の三次元 FEM 解析事例

川崎地質株式会社 ○小林優起, 吉泉直樹, 白井太郎, 市川直樹

1. はじめに

現在、導入拡大が進む洋上風力発電は、風車構造物本体（タワー、ブレード、RNA）を海底地盤に設置した基礎で支える着床式が主流である。その中で主流となっているのが、「モノパイル基礎（MP）」と呼ばれる1本の鋼管杭を海底地盤に打設し、上部構造である風車本体を支える基礎形式である¹⁾。

ブレードやタワーが受ける水平外力（風や波）は、モノパイルを介して、モノパイル周辺地盤に伝わる。モノパイルの設計において重要となるのは、モノパイルと地盤の相互作用による水平地盤反力の評価である。

本稿では、3DFEM を取り入れたモノパイル設計法が主流になりつつある背景を踏まえ、日本で開発された FEM コード「LIQCA3D23²⁾」を使用した、繰返し水平荷重を受けるモノパイルの解析事例を紹介する。

2. 遠心模型実験によるモノパイルの挙動評価

「大村ほか, 2020」³⁾は相対密度80%の飽和豊浦砂の模型地盤上にモノパイル（以降、杭）を設置し、50Gの遠心場で種々条件の繰返し変位を与えその挙動を観察した。その結果、荷重条件によって杭周辺の過剰間隙水圧は繰返し回数の増加とともに上昇し、杭モーメント及び杭反力が低下したケースが報告されている。

3. LIQCA 解析モデル及びパラメータ

解析モデルを図-1に示す。パラメータは豊浦砂の土質試験結果を基本とし、硬化関数や規準ひずみ、ダイレイタンス係数は、液状化強度曲線や応力ひずみ関係、有効応力経路が試験結果を再現するように、パラメトリックスタディにより決定した。

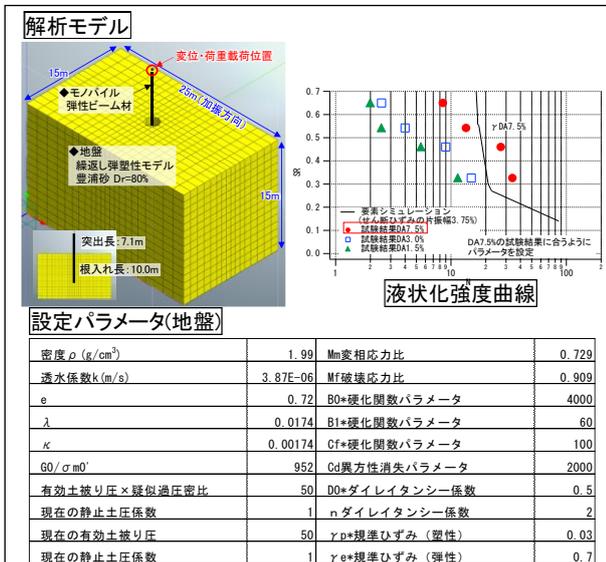


図-1 解析モデルと設定パラメータ

4. 定変位解析(遠心実験との比較)

(1) 荷重変位

定変位解析は、遠心実験のトレースとして、杭上部に140mm（実験スケールでは2.8mm）の変位を繰返し荷重するケースについて行った。なお、繰返し回数は20回とした。

(2) 定変位解析結果

定変位解析の結果、過剰間隙水圧比の上昇は実験に比べて遅く発揮された。また、図-2に示す通り、杭に発生する曲げモーメントは繰返し回数の増加に伴い低下する傾向がみられた。解析の4サイクル目付近で実験の1サイクル目の曲げモーメントに近い値となり、5サイクル目では実験と解析の曲げモーメントが概ね一致する。過剰間隙水圧の上昇が実験に比べて遅れていることを考慮すれば、曲げモーメントの上昇・低下傾向は実験結果と概ね一致する。

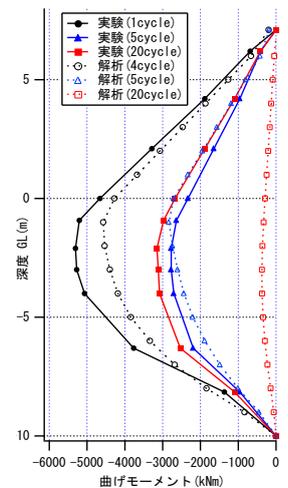


図-2 杭の曲げモーメント分布

5. 定荷重解析

(1) 荷重荷重及び振動数

定荷重解析は、杭上部に荷重する荷重と荷重波形の振動数を変化させ、表-1に示す5ケースについて行った。

表-1 解析ケース(定荷重解析)

CASE	上部荷重荷重(kN) (繰返し荷重)	振動数(Hz)	繰返し回数 (サイクル数)
1	1750	0.2	20
2	1250	0.2	20
3	650	0.2	20
4	650	0.1	20
5	650	0.5	20

(2) 定荷重解析結果

ここでは、表-1のうち荷重値の異なるCASE1~3について結果を述べる。地盤の過剰間隙水圧比は、いずれの荷重条件においても地表面付近では負圧となった。その他の領域では、繰返し回数の増加に伴い過剰間隙水圧比が徐々に上昇し、杭近傍では8~12サイクル目で1.0となる。杭根入れの中間深度付近では、過剰間隙水圧比が上昇しピークに達した後、低下傾向を示す(図-3)。

杭に発生する曲げモーメントは、繰返し回数の増加に伴い低下するとともに、モーメントが最大値となる深度

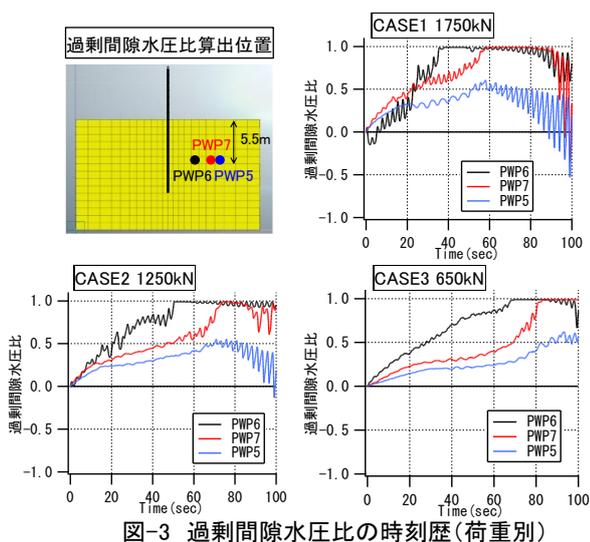


図-3 過剰間隙水圧比の時刻歴(荷重別)

が地表面に近づく傾向がある。各サイクルのモーメントピーク値は、いずれのケースにおいても5サイクル目以降概ね一定となる。

6. 水平地盤反力係数の算定

水平地盤反力係数は、地盤要素の有効応力 (kN/m^2) を節点の水平変位 (m) で除したものと算定した。水平地盤反力係数は、時間の経過に伴い徐々に低下し、載荷荷重によらず概ね一定の値に収束する (図-4)。また、載荷初期は杭根入れの中間深度付近で水平地盤反力係数が大きく、時間の経過につれ根入れ中間深度付近ではゼロとなり地表面付近と杭下端付近で大きな値となる (図-5)。

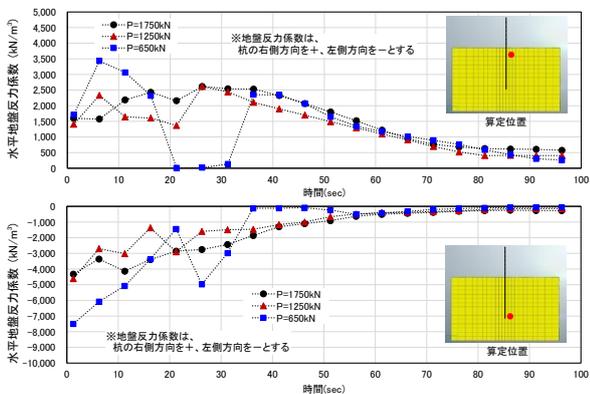


図-4 杭周辺の水平地盤反力係数の時刻歴

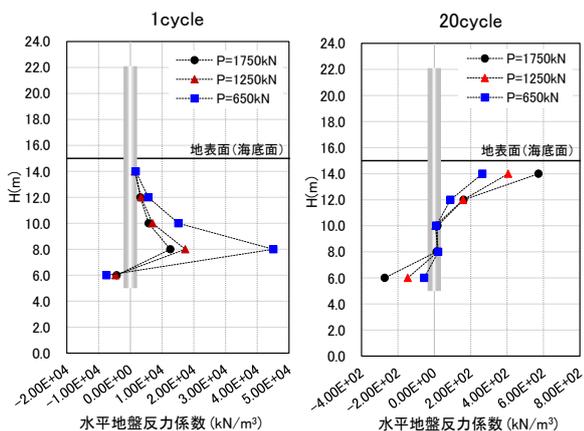


図-5 杭周辺の水平地盤反力係数(深度分布)

7. 振動数の違いによる比較

載荷荷重の振動数の違いによる挙動の変化を把握するため、表-1の CASE3~5について比較を行った結果、振動数が高いほど過剰間隙水圧比が上昇しにくく (図-6)、杭の水平変位量は小さい傾向を示した (図-7)。

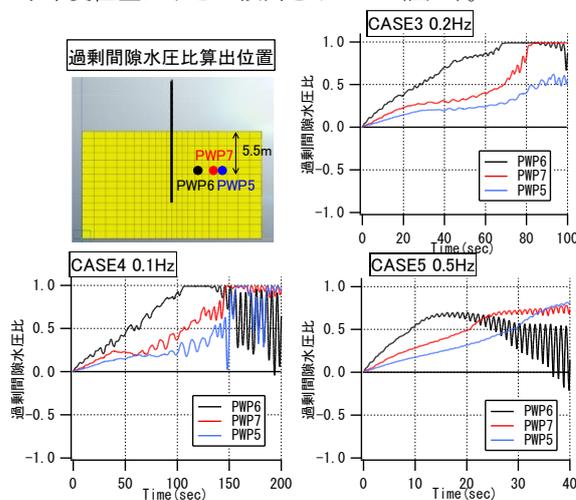


図-6 過剰間隙水圧比の時刻歴(振動数別)

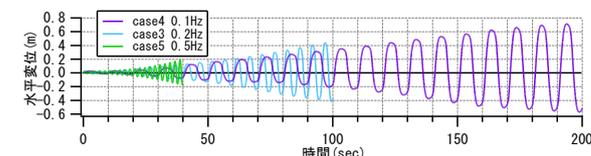


図-7 杭の水平変位(地表面+1.0m地点)

8. まとめ

- ①定変位条件では実験に比べて過剰間隙水圧の上昇は遅れるが、変位載荷による過剰間隙水圧の上昇とそれによる曲げモーメントの低下は実験を概ね再現できた。
- ②曲げモーメントは繰返し回数の増加に伴い低下するが、定荷重条件では5サイクル目以降ほぼ一定となった。
- ③載荷荷重の振動数が高い(短周期)ケースでは他のケースに比べて過剰間隙水圧の上昇が抑制され、杭に生じる水平変位も小さい。

今後は、実際の設計手法を想定し、これら三次元解析結果を杭-地盤相互作用モデルに反映させる手法等についても検討していきたい。

9. 謝辞

本研究の遂行にあたり、一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所 (京都大学名誉教授) 岡二三生先生に多くの助言を賜りました。ここに記して感謝の意を表します。

《引用・参考文献》

- 1) NEDO (2014) :NEDO 再生可能エネルギー技術白書, 第2版, p. 73.
- 2) 一般社団法人 LIQCA 液状化地盤研究所 (2023) : LIQCA2D23・LIQCA3D23 (2023年公開版)資料.
- 3) 大村直哉, 高橋章浩, 内藤歩, 小林孝彰, 蒲田幸徳 (2020) :モノパイルの繰返し水平載荷条件と周辺砂地盤の剛性に関する遠心模型実験, 第55回地盤工学研究発表会.