遠心力模型実験と数値解析を用いたため池堤体の耐震性能評価

SEISMIC EVALUATION OF IRRIGATION DAMS USING CENTRIFUGE MODEL TESTS AND NUMERICAL ANALYSIS

スレン ソッキアン*・石川 裕規**・福田 謙太郎* Sokkheang SRENG, Hiroki ISHIKAWA and Kentaro FUKUDA

The aim of this study is to investigate the seismic evaluation method of irrigation dams under water storage and non-storage conditions. Dynamic centrifuge model tests of storage and non-storage dams using a new material named as Edosaki sand were conducted. Centrifuge model tests were conducted in 60G of centrifugal force field and the input excitation motion was sine wave with maximum acceleration of 5m/s2. Effective stress FE analysis and analysis using Newmark D method were also conducted to compare with the results of centrifugal model tests. A series of cyclic direct shear tests and monotonous loading tests of Edosaki sand in saturated and unsaturated condition was conducted to determine the parameters for the New-mark D method. The comparisons between results of storage and non-storage dams obtained from centrifuge model tests and numerical analysis were discussed and presented in the paper.

Keywords: seismic evaluation, irrigation dams, centrifuge model tests, Newmark D method, cyclic direct shear test, effective stress FE analysis

1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震によりため池の被害が多く確認された。ため池は日本全国に約 15 万箇所 ¹⁾存在しており、耐震設計が整備される前に設計・築造されたものが多い。今後、南海トラフ巨大地震等の巨大地震の発生も想定され、ため池の耐震性能評価技術の開発が必要である。著者らはため池の耐震性能評価技術の開発を目的として、遠心力模型実験と数値解析を用いてため池堤体の動的挙動の評価に関する研究を実施してきた例えば ²⁾。本研究では、これまでの研究の流れの一環としてため池の湛水条件を変化させた遠心力模型実験およびその再現解析を実施することにより耐震性能評価を行うことを目的のひとつとした。

耐震性能評価方法のひとつとして、ニューマーク D 法による耐震照査法 3),4)が実用化されており、「土地改良事業指針「ため池整備」、平成 27 年 5 月」において、ため池堤体の耐震照査方法として示されている。ニューマーク D 法は、繰返し載荷による材料の強度低下を考慮し、ニューマーク法によってすべり変位量を算定する方法である。しかし、解析に必要な強度低下特性試験(繰返しせん断後、単調せん断を載荷する)5)は、繰返し三軸試験機で実施することが指定されているが、試験機の機構上、両振幅ひずみ DA10%のひずみ領域の解析パラメータを合理的に決定することが困難であり、解

析精度にも影響を及ぼすことが予想される。そこで、本研究ではこの問題を解決するために繰返し一面せん断試験を用いる 手法を開発した。

繰返し三軸試験は、Seedら(1967)6)が三軸試験機を用い て、「全応力両振幅・繰返し試験法(CU)」を開発したことに始 まる。その後、形式で分類すると、(1)繰返し三軸試験、(2) 繰返し単純せん断試験、(3)繰返しねじり(またはリング)せん 断試験、等の試験方法が開発された。公共事業では通常、 繰返し三軸試験が用いられることが多いが、試験機の機構 上、一般にDA10%を上回るひずみ領域での試験は実施でき ない。しかし、大規模地震に対する耐震照査が一般的に実施 されるようになった近年において、大ひずみ領域での強度特 性の検討が必要性を増している。一方、一面せん断試験機を 用いて液状化試験(CU)を行ったのは三笠・望月ら(1967)7) が最初である。一面せん断試験機は機構上、比較的大きな せん断ひずみまで試験を実施できる利点がある。その後大島 ら(1998) 8)は、一面せん断試験機を自動化して、試験方法 の課題のひとつであった試験方法の簡易化と、供試体箱の 側面摩擦問題を解決し(大島ら(1996)9)、石川ら(2009) 10)、試験機の高精度化に成功した。しかし従来から試験機 に関して指摘されている他の問題点、例えば供試体に作用 する主応力の大きさと方向が明確ではない点や液状化試験 数も少なく、一般化されていない、等が残されているのも事実 である。本研究用に開発した試験機の基本構造は、大島らの

^{*} 中央研究所 試験・実験センター

^{**} 大阪支店 基盤技術部

考え方 8)を採用したものであるが、さらに細部に工夫を施し て、本来、中応力域で行うことが多い一面せん断試験機を、 液状化が生じる低応力域でも精度良く試験が行えるように改 良したものである 11)。一面せん断試験によって得られる強度 については、筆者らは豊浦砂を用い、定体積一面せん断試 験による ϕ 'と三軸 CD 試験による ϕ CD を比較し、両者がほぼ一 致することを報告している 10)。また、繰返し試験についても三 軸試験結果に対して整合性のある結果が得られることを報告 している 11)。本論文では、低応力型一面せん断試験による 「繰返しせん断+単調せん断試験」を開発し、大ひずみ領域 の強度低下特性を得ることを目的のひとつとしている。ここで は江戸崎砂を用いて一面せん断試験機による飽和土・不飽 和土の繰返しせん断試験および繰返しせん断後の強度低下 特性について検討した。さらに一面せん断試験による試験結 果を適用して、ニューマーク D 法による地震時の堤体のすべ り計算を実施し、遠心力模型実験結果と比較し、開発した試 験方法の妥当性を確認するとともにニューマーク D 法の再現 性について検証した。

また、ニューマーク D 法による塑性すべり解析の他、別の解析手法によるアプローチとして、地震時の動的挙動を精度良く再現可能な有効応力解析法 LIQCA(LIQCA3D2017を使用)を用いて、遠心力模型実験結果の再現解析を行い、両解析手法の耐震性能照査への適用性について評価を行った。

2. 遠心力模型実験

(1) 実験装置

遠心力模型実験は60G場で実施した。本研究に用いた遠心力装置は日本工営(株)の自社製であり、有効半径 2.6mのビーム型装置である(写真-1)。写真-2 は模型地盤に地震波形を与えるための加振装置である。加振装置の仕様は表-1 に示す通りである。



写真-1 遠心力模型実験装置



写真-2 加振台

表-1 加振台の仕様

| 項目 | 仕様 | |
|----------|--------------------------|--|
| 加振制御システム | 電気油圧サーボ制御方式 | |
| 最大遠心力加速度 | 100 G | |
| 最大加振加速度 | 25 G (1/30 model 818gal) | |
| 最大搭載模型重量 | 250kg | |
| 最大振幅 | ±3.0mm | |
| 周波数 | 10 -400Hz | |
| 最大速度 | 40 cm/s | |

(2) 材料と実験方法

実験材料は茨城県の山から採取した江戸崎砂(山砂)を用いた。図-1 に江戸崎砂の粒度分布を示し、表-2、表-3 および表-4 は、それぞれ物理特性、締固め試験結果、および三軸圧縮試験結果を示す。

表 -5 は実験ケースと実験条件を示し、図 - 2(a)と(b)は模型実験の概要図を示す。

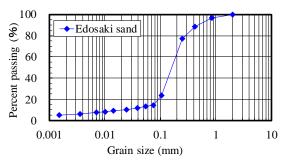


図-1 粒径加積曲線

表-2 実験材料の物理特性

| 物理特性 | 江戸崎砂 |
|--|-------|
| 最大粒径、 Dmax (mm) | 2.0 |
| 50%粒径、 <i>D</i> 50 (mm) | 0.245 |
| 均等係数、 <i>U</i> c | 9.40 |
| 曲率係数、 Uc' | 3.60 |
| 細粒分 Fc (%) | 14.6 |
| シルト分(%) | 7.6 |
| 粘性土(%) | 7.0 |
| 粗砂分 (%) | 3.3 |
| 中砂分 (%) | 19.5 |
| 細砂分 (%) | 62.6 |
| 土粒子の密度、 $ ho_{\!	ext{s}}$ (g/cm 3) | 2.684 |

表-3 締固め試験結果(江戸崎砂)

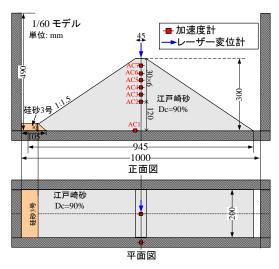
| 最大乾燥密度、 ρ _{dmax} (g/cm³) | 1.66 |
|-----------------------------------|------|
| 最適含水比、 wopt (%) | 18.0 |

表-4 三軸圧縮試験結果(江戸崎砂)

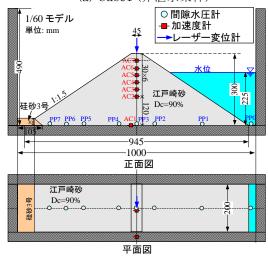
| 締固め度 Dc (%) | 90 |
|---------------------|-------|
| 乾燥密度 ρd (g/cm³) | 1.494 |
| 含水比 w(%) | 18.0 |
| 粘着力 c (kN/m²) | 5.15 |
| 内部摩擦角 ϕ (deg.) | 33.72 |

模型地盤は表-2 に示す江戸崎砂を用いて締固め度90%、最適含水比 18%の条件で作製した。加振前後の堤体変形を確認するために、各層に色砂と標点を設置した。湛水に用いる流体は、相似則に合わせて、メトローズ粉と水を混合して調整した60倍粘性の液体である。

加振実験では、正弦波 1.5Hz の 20 波とし、最大加速度 500gal の加振で実験を行った。図-3と図-4は、湛水実験 から計測した換算水位と堤体内の浸潤線を示すもので、目標 浸潤線よりはやや小さいが、概ね同程度の浸潤線が得られた。



(a) Case1 (非湛水条件)



(b) Case2 (湛水条件)

図-2 実験概要図

表-5 実験ケースと条件

| 実験ケース | 湛水条件 | 共通仕様 |
|-------|------|--------------|
| Case1 | 非湛水 | 堤高:18m、入力波形: |
| Case2 | | 正弦波20波、1.5Hz |

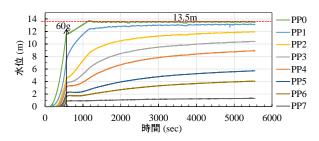


図-3 水位の時刻歴(Case2)

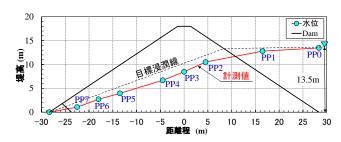


図-4 湛水条件の水位と浸潤線(実物換算、水位:13.5m)

(3) 実験結果

1) 応答加速度と沈下量

以下に示す実験結果はすべて実物換算値である。

図-5(a)-(f)は Case1 と Case2 の応答加速度の比較を、図-6に両ケースから得られた堤体高さ方向の最大応答加速度の比較をそれぞれ示す。各図より、Case1 から得られたため池堤体内の応答加速度は Case2 より大きくなっている。これは、湛水条件の違いにより Case1 では剛性が高く、減衰しにくいためと考えられる。

図-7 に両ケースの天端の沈下量の比較を示す。同図より、天端の沈下量は Case1 の方が大きくなっている。この理由は、図-5、図-6 に示す通り、Case1 の応答加速度が大きくなったためと考えられる。

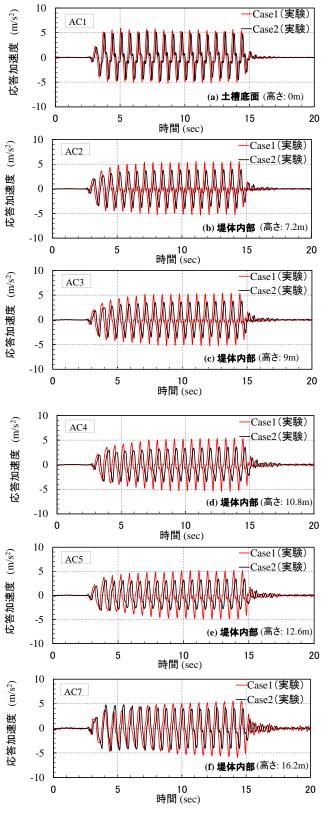


図-5 応答加速度の比較

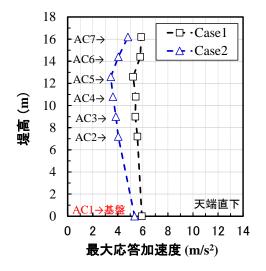


図-6 堤高と最大応答加速度の関係

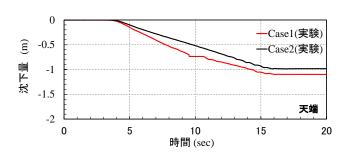


図-7 天端の沈下量の比較

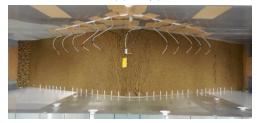
2) 変形メカニズム

写真-3、写真-4 に両ケースから得られた加振後のため 池堤体の変形状況を示す。非湛水である Case1 では上流と 下流に明確なすべり線が発生した。Case2 では明確なすべり 線が発生しなかったが、堤体全体に大変形が発生しているこ とが分かる。

図-8と図-9は両ケースから得られた変形前後の標点から変形図と変位ベクトルを作成して比較したものである。非湛水実験の変形図と変位ベクトルでは明確なすべり線が発生したが、湛水実験ではすべり線が発生せず堤体全体が変形して沈下した変形モードになっている。このことから図-7に示した非湛水実験の沈下量が大きくなったのは、すべりが発生したことが大きな原因だと推察される。

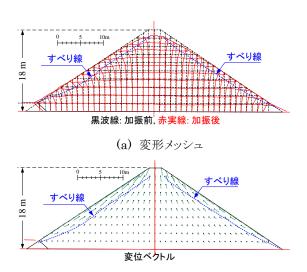


(a) 正面



(b) 上面

写真-3 加振後の堤体の変形状況(Case1、非湛水)



(b) 変位ベクトル

図-8 変形前後のスケッチ(Case1、非湛水)

3. 数值解析

(1) ニューマーク D 法による評価

1) 繰返し一面せん断試験によるパラメータ設定

図-10 は、試験機の構造を示したスケッチである。図中の①はせん断箱部分で、上部、下部せん断箱部分に分かれる。上部せん断箱は、リニアスライドベアリングを介して上部荷重計に固定し、さらに上部反力板に位置決めをして、固定できるようにしてある。この構造で、上部載荷板の重量を含まない、正しい垂直応力(σ_n)を計測する。下部せん断箱は、下部載荷板に固定した垂直ロッド、圧密過程における荷重制御用の空圧ジャッキ(④)へ繋がる(③は下部の補助荷重計、⑤は変位計)。液状化試験(CU条件)手順は、供試体の圧密終了後に、軸止め(⑦)でロッドを固定して、定体積状態を保

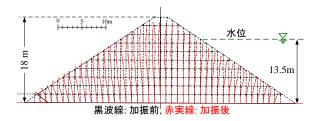


(a) 正面

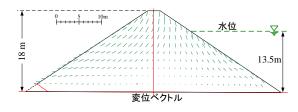


(b) 上面

写真-4 加振後の堤体の変形状況(Case2、湛水)



(a) 変形メッシュ



(b) 変位ベクトル

図-9 変形前後のスケッチ(Case2、湛水)

つ、という方法で行った。せん断力は、トルクモータ(②)で制御して載荷し、シャフト(⑥)に取り付けた荷重計で計測する。 せん断波形は、実地震の波形を想定して、三角波(正弦波のように曲線でなく直線的に反転する波形)とした。

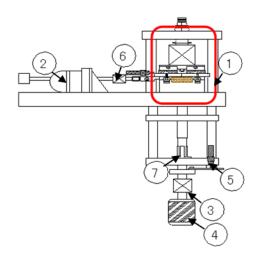


図-10 改良型-面せん断試験機

繰返し三軸試験の場合、液状化の判定は一般に DA=5%で行う。一面せん断試験に対しても、この基準に相当する「液状化変位 $(D\delta)$ 」を定義する必要がある。図-11 は、せん断域を観察するために行った「2 次元一面せん断試験」(大藤他 $(1999)^{12}$)結果であり、せん断ひずみ領域の高さは 0.25L ~ 0.45 L であることを報告している。この結果を参考に両変位 $D\delta$ を以下の通り求めた。DA=5%は、軸ひずみ ε 1 とせん断ひずみの関係を考慮して、 γ xy= $\pm 3.75\%$ を得る。そこで、供試体径 ϕ D=60mm、供試体高 H=20mm のとき、せん断域 H=20mm と仮定し、液状化片変位を Δ Δ 、両振り変位を Δ Δ とすると、次の関係を得る。

①H=20mm(=0.33L) \rightarrow ② \pm Δ d /H= \pm 0.0375

$$\rightarrow \ \ \Im \ \Delta \ d1 = \pm 0.75 \text{mm} \ \rightarrow \ \ \text{4D} \ \delta = 1.5 \text{mm}$$

石川らは、一面せん断試験による繰返しせん断試験を行い、三軸試験による液状化強度とほぼ同等になる結果を得ている 11 。さらに、 $\mathbf{Z}-\mathbf{12}$ に示すように繰返しせん断応力を \mathbf{DA} = $\mathbf{1}$ 、 $\mathbf{3}$ 、 $\mathbf{5}$ 、 $\mathbf{7}$ %相当になるまでそれぞれ載荷した後に単調せん断載荷を行い、両振幅(\mathbf{D} δ) の増加に伴う強度低下特性について検討した。

図 -13 は、繰返し一面せん断結果よりモデル化した損傷 度曲線で、地震応答解析により得られた応力波形 $(\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy})$ から累積損傷度を算定する。図 -14 は、一面せん断試 験による「繰返し載荷+単調載荷試験結果」より堤体材料の 両振幅ひずみに対する強度低下特性をモデル化したものである。

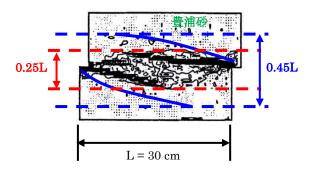


図-11 せん断ひずみ分布 12)

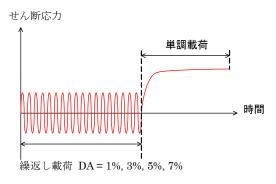
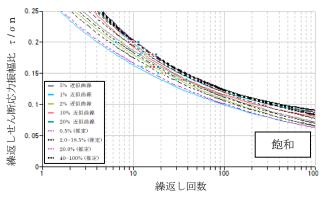


図-12 強度低下特性試験



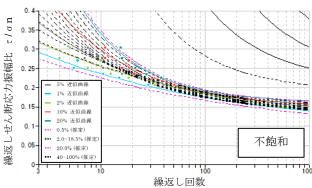


図-13 損傷定義-ひずみ逆定数

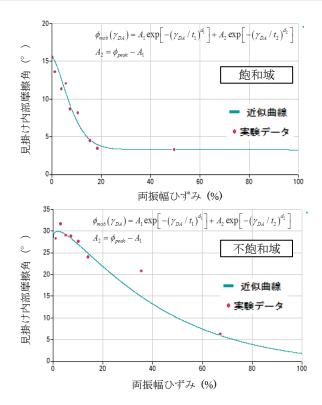


図-14 見掛けの摩擦角-両振幅ひずみ

2) 実験結果との比較と考察

図-15 は解析モデル(土層区分)で、赤四角の材料 No は 湛水時に繰返し荷重による強度低下特性を考慮する土層で ある。表-6 はニューマーク D 法の解析定数一覧である。 図 -16 は入力加速度である。解析ケースを表-7 に示す。

図-17 は地震応答解析結果(最大加速度分布図)で図-6 の遠心力模型実験結果と概ね整合する。図-18 は非 湛水時の結果で、Case1-1 は、解析によるすべり変位量が 0 となり、遠心力模型実験でも深いすべり円弧位置に変形がみられない。なお、ニューマークD法では、加振停止後における強度回復は考慮されないことに留意し、変形量は加振停止時の値で評価することが妥当と判断した。Case1-2 は、強度低下を考慮しない通常のニューマーク法を適用した結果、解析による表層すべり円弧は、遠心力模型実験結果のスケッチにおいて変形が顕著な箇所と概ね一致する。天端の沈下は、実験、解析とも、経過時間 4 秒付近から沈下が開始し、実験は、加振停止までの15 秒まで約 1m沈下するのに対し、解析による沈下量は 2.5 倍となる。いずれのケースも解析と模型実験の変形モードは概ね一致する。

図-19 は湛水時の結果(Case 2)で、法面全体をすべる 円弧の中で最大の変位量となるすべり円弧は、遠心力模型 実験のスケッチにおいて変形が顕著な箇所と概ね一致する。 天端の沈下は、実験、解析とも、経過時 4 秒付近から開始 し、実験は加振が停止する 15 秒まで約 1m沈下するのに対 し、解析による沈下量は 2 倍程度大きい。

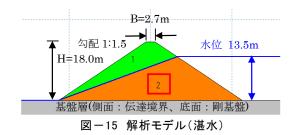


表-6 解析定数一覧(ニューマークD法)

| 材料番号 | 地層名 江戸崎砂 | 単位体積 重量 y _i (kN/m³) | ピーク 内部摩擦角 Øpeak (°) | ピーク 粘着力 c _{peak} (kPa) |
|------|-------------|--------------------------------------|------------------------------|---------------------------------------|
| 1 | 不飽和(CU 強度) | 17.27 | 28.27 | 29.84 |
| 2 | 飽和(CU 強度) | 19.13 | 15.50 | 26.31 |
| 3 | 不飽和(CD 強度) | 17.27 | 35.40 | 1.00 |

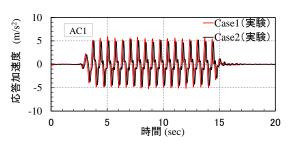


図-16 入力加速度(ニューマークD法)

表-7 解析ケース(ニューマークD法)

| 解析ケース | 湛水条件 | 解析方法 |
|------------------|------|-------------------------|
| Case1-1 非湛水 ニュー・ | | ニューマーク D 法 |
| Case1-2 | 非湛水 | 通常ニューマーク法 (材料番号 1→3) |
| Case2 | 湛水 | ニューマーク D 法 |

一面せん断試験結果による強度低下特性を用いてニューマーク法、ニューマーク \mathbf{D} 法によるすべり解析を実施した結果、加振終了時の沈下量は、遠心力模型実験結果より $\mathbf{2}\sim 2.5$ 倍大きい結果が得られた。ニューマーク \mathbf{D} 法によるすべり面と地震時の堤体の変形モードが概ね一致することから、地震動に対して発生する堤体材料の強度低下特性は、本研究で開発した一面せん断試験方法によって整合性のある結果が得られたと評価できる(ただし、すべり変形量が過大であることから今後両振幅(\mathbf{D} δ) の \mathbf{D} \mathbf{A} 換算方法を検証する必要がある)。その一方で、ニューマーク \mathbf{D} 法(すべり変形量の算定手法は従来のニューマーク法も同じ)は、耐震性能の評価として安全側の結果を示すことを示唆しており、実務においては、これを念頭にため池堤体の耐震性能を評価すべきである。また、ニューマーク法は非湛水時の表層的なすべりに対して整合性があることを確認した。

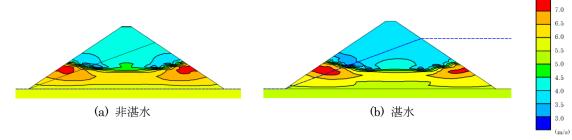


図-17 地震応答解析結果(最大加速度分布図)

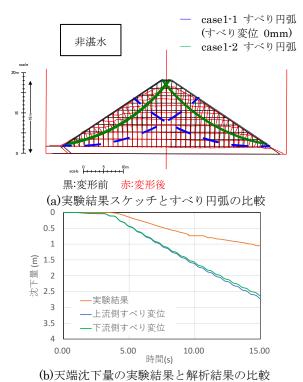


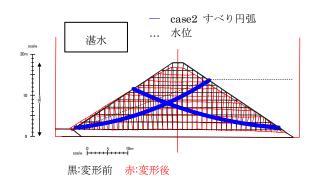
図-18 ニューマークD 法解析結果(非湛水)

(2) LIQCA 解析による評価

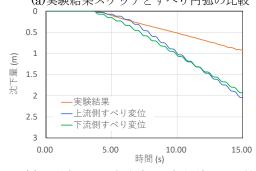
実験結果を液状化解析プログラム LIQCA3D2017(Oka et al. 1991)を用いて評価した。解析ケースは、実験結果の各 2 ケース(Case1: 非湛水、Case2: 湛水)とした。

1)解析モデル

図-20、図-21 に解析モデル図を示す。浸潤線は、実験結果では曲線であったが、解析では直線と仮定して設定した。また浸潤線を境に不飽和域と飽和域に区分した。構成則は福田他(2017)¹³⁾を参考に、不飽和域を「弾完全塑性モデル」、飽和域を「砂の繰返し弾塑性モデル」とした。実験モデルは 2 次元問題であるが、実験と同じスケールで解析を行うために本研究では 3 次元解析を適用した。実験モデルの実大換算により、解析モデルの堤高は 18m、水位は 13.5m となる。



(a)実験結果スケッチとすべり円弧の比較



(b)天端沈下量の実験結果と解析結果の比較

図-19 ニューマークD 法解析結果(湛水)

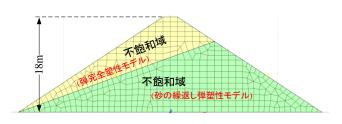


図-20 解析モデル(Case1:非湛水条件)

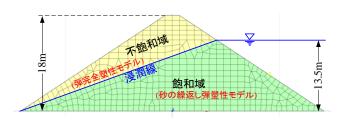


図-21 解析モデル(Case2: 湛水条件)

2) 解析パラメータと入力加速度

解析パラメータを表-8、表-9 に示す。パラメータの設定にあたり、江戸崎砂に対して物理試験、透水試験、三軸圧縮試験(CUbar)、繰返し非排水三軸圧縮試験(液状化試験)、変形特性を求めるための繰返し三軸試験(動的変形試験)を実施した。砂の繰返し弾塑性モデルのパラメータは、繰返し非排水三軸圧縮試験の要素シミュレーションを実施し、試験の液状化強度曲線や応力履歴等を再現するように設定した。図-22にLIQCA解析に用いる入力加速度を示す。入力加速度は、実験モデル図の土槽底面に設置された応答加速度(AC1)を使用した。なお、基盤は剛土槽であることを踏まえ、剛基盤とした。

| 表 -8 | 解析パラメ- | ータ(弾完全塑性モデル) | |
|------|--------|--------------|--|
|------|--------|--------------|--|

| 縦弾性係数(kN/m²) | E_0 | 316865 |
|--------------|-------|--------|
| ポアソン比 | v | 0.333 |
| 密度(g/cm³) | ρ | 1.760 |
| 内部摩擦角(°) | φ' | 35.4 |
| 粘着力(kN/m²) | c' | 0.18 |

表-9 解析パラメータ(砂の繰返し弾塑性モデル)

| 密度(g/cm³) | ρ | 1.950 |
|-----------------|---------------------|-----------------------|
| 初期間隙比 | e_0 | 0.837 |
| 圧縮指数 | λ | 0.018 |
| 膨潤指数 | κ | 0.0055 |
| 無次元化初期せん断係数 | G_0/σ'_m | 989.0 |
| 透水係数/単位体積重量 | k/γ_w | 8.51×10^{-3} |
| 変相応力比 | M_{m}^{*} | 0.870 |
| 破壊応力比 | M_f^* | 1.172 |
| 水の体積弾性係数(kN/m²) | K_f | 2.00×10^{6} |
| 硬化関数中のパラメータ | B_{0}^{*} | 2000 |
| 硬化関数中のパラメータ | B_I^* | 50 |
| 硬化関数中のパラメータ | C_f | 0.0 |
| 異方性消失のパラメータ | C_d | 2000 |
| 擬似過圧密比 | OCR* | 1.0 |
| ダイレイタンシー係数 | D^* | 6.5 |
| ダイレイタンシー係数 | n | 5.0 |
| 規準ひずみ(塑性剛性) | γ_{ref}^{P*} | 0.008 |
| 規準ひずみ(弾性剛性) | γ_{ref}^{E*} | 0.010 |

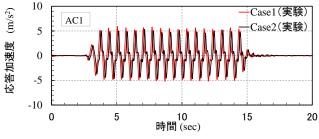


図-22 LIQCA 解析に用いる入力加速度

3) 実験結果との比較と考察

図-23 に、実験と解析によるため池堤体の応答加速度の 比較を示す。非湛水条件である Case1 では、解析結果より得 られた波形は実験結果と比べて非対称となっており、最大応 答加速度は実験結果より大きかった。これは、LIQCAで使用 したパラメータが飽和土の試験結果をもとに設定されたため、 不飽和土の特性を正確に再現できなかったためと考えられ る。したがって、不飽和土のパラメータ特性の設定方法やモ デルの設定方法については今後の検討課題である。湛水条 件である Case2 においても、解析結果の最大応答加速度 は、実験結果より大きかったが、波形形状も含めて Case1 より は整合的であった。図-24 に、実験と解析の天端の沈下量 の比較を示す。Case2では、実験結果を良好に再現できてい た。しかし、Case1 では、解析結果は実験結果よりも小さい結 果となった。図-25、図-26 に、実験と解析の変形分布図の 比較を示す。Case1(図-25)について、実験結果では上流 側・下流側の両方ですべり線が認められた。一方、解析結果 では下流側法面の飽和域において比較的大きい変形が認め られた。Case2(図-26)について、実験結果では上流側・下 流側の両方に大きい変形が確認された。一方、解析結果で は堤体の上流側に変形が集中する結果となった。これは、加 振に伴う過剰間隙水圧の増加により液状化が発生したためと 推察される。

4. 結論

本研究は 2 ケースの遠心力模型実験と数値解析を実施 し、詳細に比較検討を行った。得られた成果は以下にまとめ る。

- (1) 実験と解析からため池堤体の耐震性能評価を行うための重要な基礎データが得られた。
- (2) 非湛水と湛水ダムの実験結果の比較では、非湛水ケースの応答加速度と沈下量が湛水ケースより大きくなっている。非湛水ケースの変形スケッチでは、上流と下流にすべり線の発生が見られた。湛水ケースの変形では上流側に大変形領域が形成されたが、明確なすべり線が発生しなかった。
- (3) ため池の耐震性評価(ため池湛水時の堤体天端の沈下量の算定)方法のひとつであるニューマーク D 法によるすべり変形解析結果と遠心力模型実験結果を比較した。その結果、ニューマーク D 法によるすべり面と地震時の堤体の変形モードが概ね一致し、本研究で開発した一面せん断試験方法によって得られた堤体材料の強度低下特性が妥当であることが確認できた。また、ニューマーク D 法による天端の沈下量が遠心力模型実験結果より 2 倍大きくなり、ニューマーク D 法(すべり変形量の算定手法は従来のニューマーク法も同じ)は、耐震性能の評価として安全側の結果を示すことを示唆した。

- (4) LIQCA3D を用いた 3 次元弾塑性有効力解析を実施し、遠心力模型実験の結果との比較検討を行った。解析結果は湛水ダムの実験結果と良い整合性を示した。しかし、非湛水ケースの解析結果から得られた応答加速度は実験結果より大きくなっている。これについては、不飽和土に関する要素試験および土の構成モデルに関係すると考えられるため、今後の課題である。
- (5) 本研究では、非湛水条件下でのダムの動的特性についても検討した。しかしながら、農業用ため池というのは、湛水のためのダムであり、今回の解析結果では、湛水条件の実験結果と良い整合性を示した。この結果より、LIQCA3D はため池の耐震性能評価に有効であることを示した。
- (6) 本研究成果より、ため池堤体の耐震性能評価手法として、ニューマーク D 法、動的有効応力解析(LIQCA)のような FEM 解析手法による評価が有効との知見が得られた。ただし、ニューマーク D 法を使用する場合は、一般に行われている繰返し三軸圧縮試験ではひずみ 10%程度までしか試験

ができないため、適切に解析パラメータを求めることが困難である。したがって、ニューマーク D 法を用いる場合は、ひずみ50%程度まで試験が可能な繰返し一面せん断試験を実施することが望ましい。また、より合理的にため池提体の耐震性評価を行うために、遠心力模型実験を実施し、数値解析手法の妥当性を検証することが望ましい。

5. 今後の課題

繰返し一面せん断試験について、同試験結果を用いた検討事例が少ないため、異なった材料に対しても同様の検討が必要である。また、同試験機の精度に関わるせん断中に発生する「せん断ひずみ」を合理的に評価する必要がある。そのために、供試体内部を観察できる「2次元一面せん断試験」を実施し、せん断帯の発達状況を画像解析により計測しせん断ひずみを評価する必要がある。

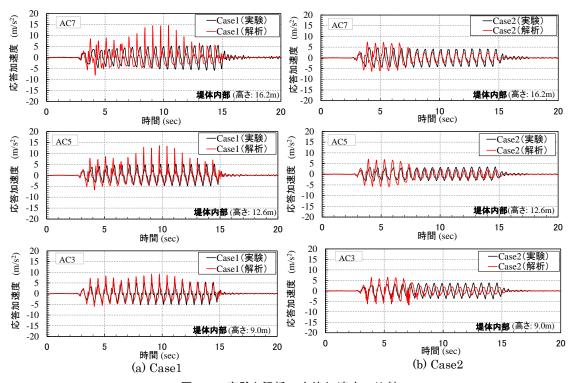


図-23 実験と解析の応答加速度の比較

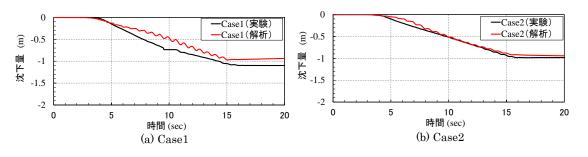


図-24 実験と解析の天端の沈下量の比較

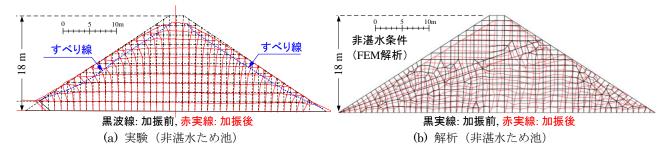


図-25 実験と解析の変形分布図の比較(Case1)

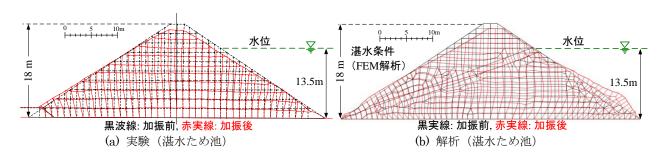


図-26 実験と解析の変形分布図の比較(Case2)

参考文献

- 1)農林水産省:ため池、(2023 年 3 月確認) URL: https://www.maff.go.jp/j/nousin/bousai/bousai_saigai/b_tame ike/
- 2) Suzuki, S.S., Koyama, Y., Kobayashi, K., & Ishikawa, H.: Dynamic behavior of irrigation dams un-der water storage condition by centrifuge model tests and their numerical simulation, 7th International Conference on Earthquake Geotechnical Engineering, pp.5157-5166, 2019.
- 3) DUTTINE Antonie、龍岡文夫、堀井克己、毛利栄征: ひずみ軟 化と非排水繰返し載荷による強度低下を考慮したニューマーク法に よる地震時斜面変位推定、第 48 回地盤工学研究発表会、pp. 1589-1590、2013
- 4) 矢崎澄、Duttine、A.、龍岡文夫、毛利栄征: 載荷中の強度低下を 考慮したニューマーク法による地震時斜面変位の解析例、第 48 回 地盤工学研究発表会、pp. 1591-1592、2013
- 5) 上野和広、毛利栄征、田中忠次、龍岡文夫:ため池堤体土の非排 水繰返し載荷の伴う強度低下特性、第 48 回地盤工学研究発表 会、pp. 1201-1202、2013
- Seed H. B. & Lee K. L.: Liquefaction of saturated sands during cyclic loading, ASCE, Vol.92, No. SM6, pp. 105-134, 1967
- 7) 三笠正人、岸本好弘、望月秋利:砂の繰返しせん断の実験、土木 学会第22回年次学術講演会、pp. 8-1~8-4、1967
- 8) 大島昭彦、高田直俊、住武人:砂の繰返し定体積一面せん断試験 と繰返し非排水三軸試験の比較、第 33 回地盤工学研究発表会、 pp. 721-722、1998

- 9) 大島昭彦、高田直俊、坂本佳理: 一面せん断従来型定圧試験と真 の定圧試験の比較、第 31 回地盤工学研究発表会、pp. 665・666、 1996
- 10) 石川裕規、Yujian Liu、望月秋利、岡田章二、Sokkheang Sreng:ダブルジャッキ型一面せん断試験機の開発とその効果、地 盤工学ジャーナル、Vol.4、No.1、pp. 11-19、2009
- 11) 石川裕規、奥井隆、望月秋利:開発した低応力型一面せん断試験機を用いた液状化試験方法の検討、第 44 回地盤工学研究発表会、pp. 333-334、2009
- 12) 大藤泰彦、上野勝利、望月秋利: 一面せん断をうける砂供試体の変形、土木学会第 54 年次学術講演会概要集、第 3 部(A)、pp. 42-43、1999
- 13) 福田謙太郎 他:ため池の堤体の地震時挙動の評価~その1遠心 力模型実験と LIQCA による解析~、第 52 回地盤工学研究発表 会、pp. 915-916、2017