

アースダムの耐震性能設計の高度化へ向けての 振動台実験と数値解析

佐藤 純一¹・Seda Sendir²・本多 剛³・東畑 郁生⁴

¹ 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656東京都文京区本郷7-3-1)
E-mail: junichi@geot.t.u-tokyo.ac.jp¹

² 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656東京都文京区本郷7-3-1)
E-mail: sendir@geot.t.u-tokyo.ac.jp

³ 東京大学大学院 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656東京都文京区本郷7-3-1)
E-mail: honda@geot.t.u-tokyo.ac.jp

⁴ 東京大学大学院教授 工学系研究科社会基盤学専攻 (〒113-8656東京都文京区本郷7-3-1)
E-mail: towhata@geot.t.u-tokyo.ac.jp

日本の地盤工学の技術水準は高く、とりわけ耐震設計の分野では多くの研究が盛んに行われ、性能照査型設計法の確立が進められている。そして、これらの優れた性能照査型設計法を海外に輸出しようとする計画がある。本論文では、アースダムを対象とした性能照査型設計法の確立を目指して、アースダムの被害形態の特定を目的とした中型振動台実験を実施し、さらに地震時のアースダムの被害を予測する手法として間隙水を考慮した個別要素法による数値解析を行った。そして、過去のアースダムの被害事例や専門家からの意見、中型振動台模型実験及び数値解析の結果から、地震時にアースダムで起こりうる被害形態を特定し、被害程度を表す指標を提案した。

Key Words : Performance-based design, earth dam, shaking table test, distinct element method,

1. はじめに

現在、国際共同研究助成事業 (NEDO グラント) の一環で国内の減少傾向にある地盤工学分野の産業を海外に展開し、優れた日本の技術者に活躍の場を提供し、種々の技術課題に熟練しているわが国の地盤工学技術を海外に輸出しようとする計画がある。具体的には、盛土やアースダムの土構造物、港湾等の護岸構造物や杭基礎構造物における地震時の性能照査型設計法を海外に展開することを目指している。この性能照査型設計法では、対象とする構造物の被害形態を特定し、起こりうる被害の危険性に応じた被害レベルの指標が必要とされる。例えばアースダムでは、(a) ダム自体の破壊、(b) 高水時に決壊の危険がある、(c) 最低限の機能は保つが復旧を要する、(d) 軽微な損傷で補修を必要である、(e) 無被害、といった被害レベルの状態が挙げられ、これらの被害レベルを何らかの方法で定量的に算出する必要がある。さらに、これらの被害を予測する解析手法が求められている。そこで本論文では、アースダムを対象とした性能照査型設計法の確立を目指して、アースダムの被害形態の特定を目的とした中

型振動台実験を実施した。さらに、地震時のアースダムの被害を予測する手法として間隙水を考慮した個別要素法による数値解析を実施した。そして、過去のアースダムの被害事例や専門家からの意見、中型振動台模型実験の結果から地震時に起こりうる被害の指標を定義した。また数値解析より、現状の解析技術でどれ程まで現象を再現できるかについても検討を行った。

わが国では、現在までに、高さ 15 m 以上のダムが約 2800 基、高さ 15 m 未満のダムが約 25 万基建設されている。高さ 15 m 以上のダムは、大ダムと定義され、ダムの設計基準の適用を受けるダムとして位置付けられている。しかしながら、堤高 15 m 以上の大ダムの中には設計基準の無い時代に経験的技術に基づいて築造されたアースダムが数多くあり、現在の技術水準からみれば十分な安全性を有していないダムもあることが考えられる。

また、一口にダムと言っても堤体の材料によってコンクリートダムとフィルダムに大別される。コンクリートダムは、さらにコンクリート重力式ダムとコンクリートアーチダムに大別される。フィルダムにはロックフィルダムとアースフィルダムがあり、それぞれ構造形式によって中央遮水壁型、表面遮水壁型、均一型に分類される。

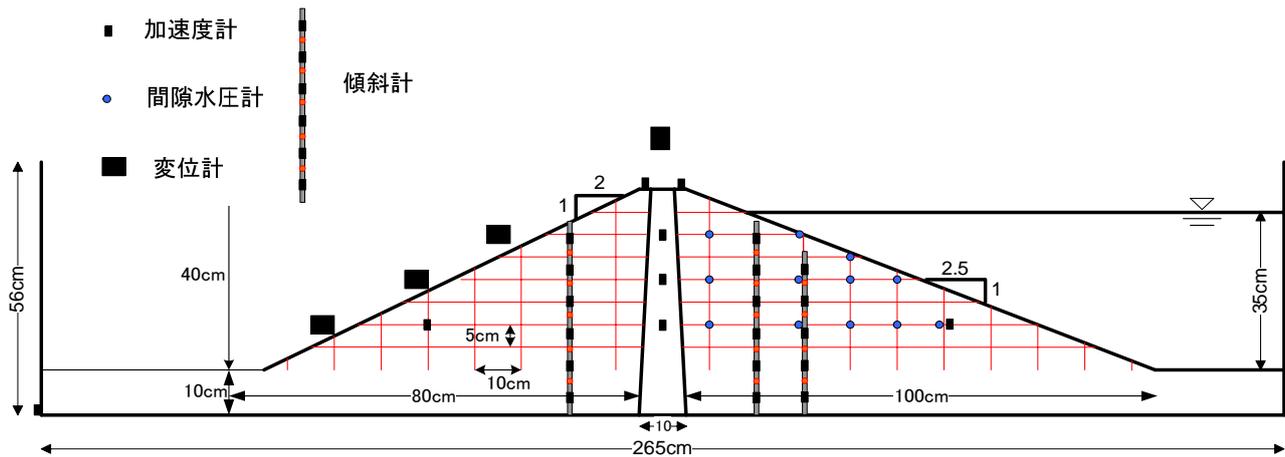


図-1 中央遮水型アースダム の地盤概要

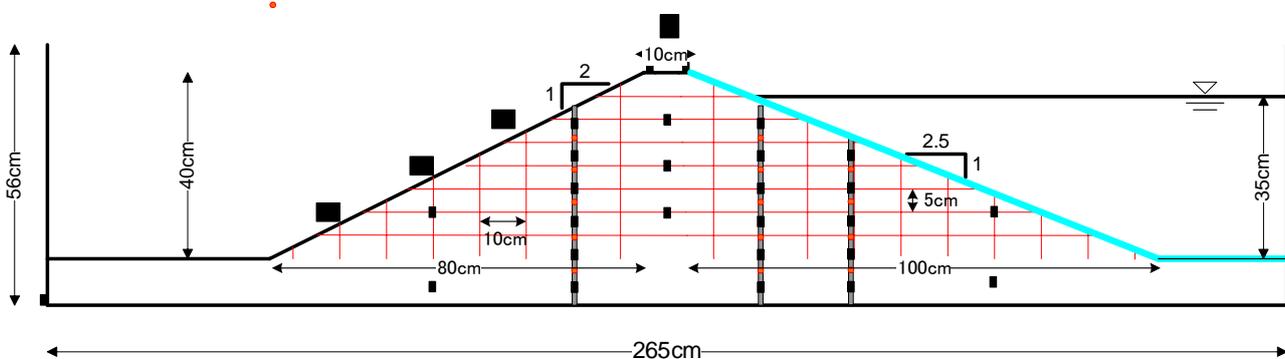


図-2 表面遮水型アースダム の地盤概要

そしてダムの種類によって、地震時の挙動、損傷メカニズム、破壊形式が異なるために性能照査の内容も異なってくる。

既設アースダムの地震被害事例としては、Lower San Fernando ダム（米国：堤高 12 m, San Fernando 地震：1971 年, M6.6）、Van Norman ダム（米国：堤高 43 m, San Fernando 地震：1971 年, M6.6）、満濃池（日本：堤高 23 m, 安政南海地震：1854 年, M8.4）、大野ダム（日本：堤高 37.3m, 関東地震：1923 年, M7.9）、丹羽生嶺ダム（日本：堤高 15m, 1927 年竣工, 北海道南西沖地震：1993 年, M7.8, 天端上流側に長さ 80m・落差 1.5～2.0m のすべり破壊）等の事例¹⁾がある。また、2004 年の新潟中越地震（M 6.8）では川西ダム（堤高 43 m）にて 582 Gal の最大加速度が観測され、堤体では最大 276 mm の沈下が生じ、上流斜面で浅いすべりが発生したが、ダムの貯水機能は保たれた²⁾。過去のアースダムの地震被害を集約すると、堤体のすべり破壊、液状化、沈下、残留変形等の発生が主な被害形態であるが、最終的にはこれらの被害に伴う越流によってダムが破壊に至

っている。そして、ダムに必要とされる性能としては、地震時に構造的に重大な被害が発生した場合でも、ダムの貯水機能が保持されることである。

2. 中型振動台実験

(1) 実験概要

本実験では、アースダムの上流側に貯水した中央遮水型及び表面遮水型の2つのモデルを用いた振動台実験を行った。ダム模型の片側のみ貯水したモデルの実験は例が少なく、より現実の条件に近い状態を模型で再現している。図-1の中央遮水型のアースダムでは、中央遮水材として初期含水比55%の木節粘土を使用した。また、堤体には初期含水比5%で所定の相対密度に締固めた豊浦砂を用いている。そして、中央遮水型モデルの実験条件として、堤体の相対密度を70%、50%、20%と変えて、3ケースの実験を行った。一方、図-2の表面遮水型モデルにおいては相対密度70%の豊浦砂を用いた。そして、



図-3 中央遮水型アースダムの写真（手前:上流側）



図-4 表面遮水型アースダムの遮水シート

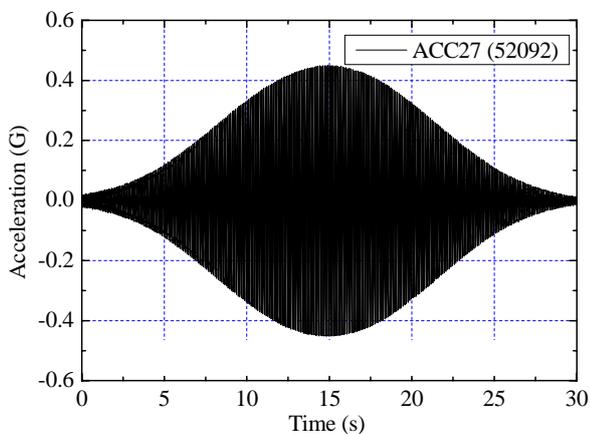


図-5 加振入力（正弦波，10 Hz，最大加速度 500 Gal）

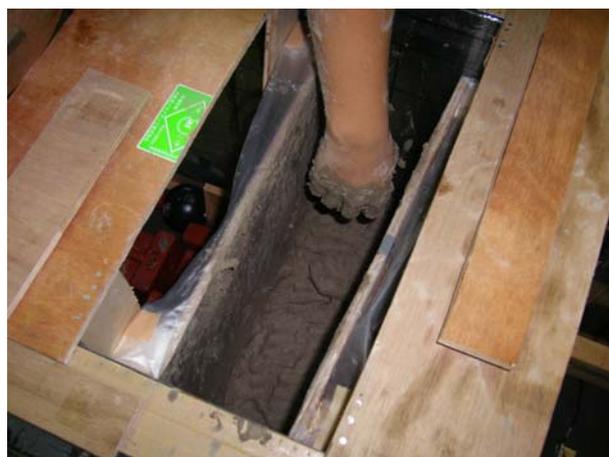


図-6 中央遮水部分の作成状況

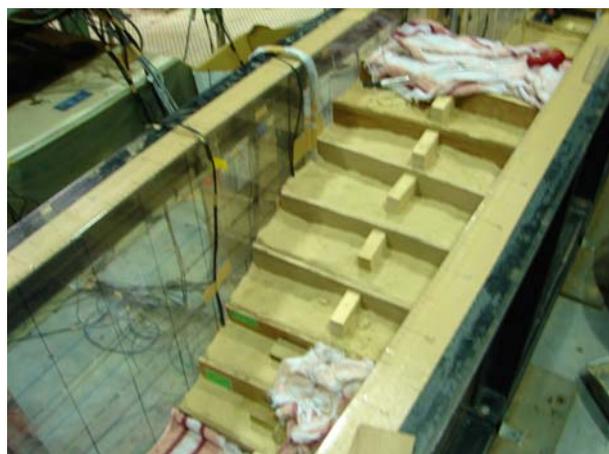


図-7 堤体の作成状況

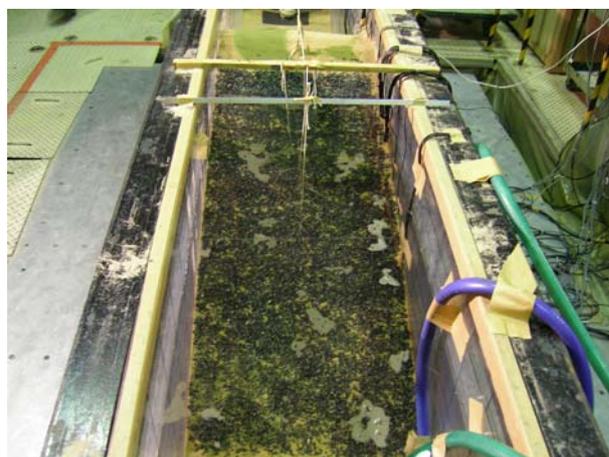


図-8 礫材の設置と飽和作業

表面遮水材として厚さ0.3 mmのメンブレンシートを上流側に設置することでモデル化した。図-3と4には模型地盤の写真を示す。

加振入力には加振周波数 10 Hz の最大 500 Gal の正弦波を用いた。地盤内には加速度計と過剰間隙水圧計を設置し、堤体の地盤変位を測定するためにレーザー式変位計を堤体天端及び下流側に設置した。また堤体内の地盤変位を計測するために加速度計による傾斜計を設置した。

(2) 地盤作製方法

中央遮水型アースダム模型の作製では、はじめに中央遮水部分作成用の型枠を設置する。その後、55%の含水比の木節粘土をよく練り混ぜ、型枠内で締固める（図-6）。そして型枠を撤去して、上流側と下流側の堤体を所定の相対密度になるように5 cm毎に豊浦砂（含水比5%）を締固めて作製する（図-7）。そして、所定の形

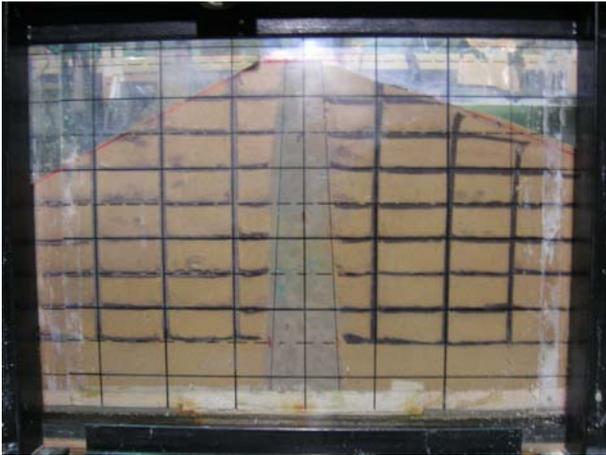


図-9 加振後の地盤状況（中央遮水型, Dr = 70 %）



図-10 加振後の地盤状況（中央遮水型, Dr = 50 %）



図-11 加振後の地盤状況（中央遮水型, Dr = 20 %）



図-12 加振後の地盤状況（表面遮水型, Dr = 70 %）

状に成型する。加振中に発生する水面波による堤体の侵食を防ぐ目的で上流側法面に平均粒径5 mmの礫を薄く配置した（図-8）。次に、地盤を飽和させるため模型地盤の下端から二酸化炭素を通気させた後、通水して地盤を飽和させる。地盤内の間隙水圧が安定するまで待った後に加振試験を実施した。表面遮水型ダムでは中央遮水型ダムの方法と同様に作製した。

(3) 実験結果

図-9 から図-12 に加振終了後の模型地盤の状況を示す。これらの図より、左側の下流側では不飽和状態であるために水の表面張力によるサクションが働いており、加振中も安定状態を保っている。中央遮水型ダムでは、相対密度が 70 %, 50 %, 20 % と下がるにつれて上流側の変形が大きくなっている。これに対して、表面遮水型では堤体にはほとんど変形が見られない。

図-13 から図-15 には、堤体内に設置した傾斜計から求めた加振終了後の地盤内の水平変位を示す。これらの

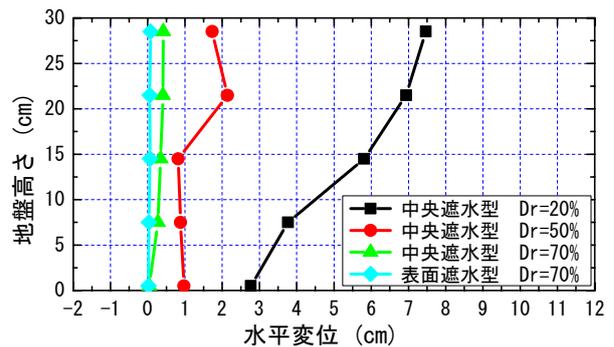


図-13 上流側の地盤水平変位（傾斜計コア側，図-1参照）

図からも中央遮水型ダムでは相対密度が低くなるほど変形が大きくなることが確認できる。中央遮水型ダムの相対密度 70 % のケースでは加振中に堤体内に負の過剰間隙水圧が発生し、地盤変形は天端の沈下と上流側の表層すべり破壊が起こった。

相対密度 50 % のケースではまだ密な状態であるため

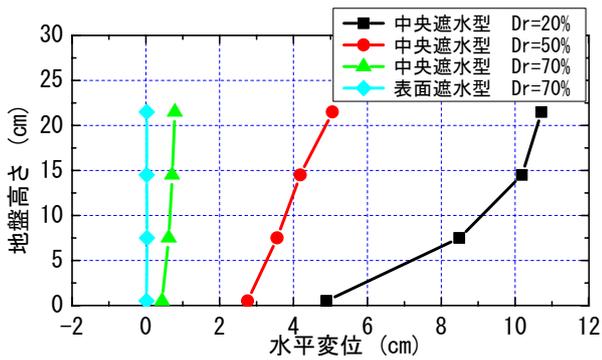


図-14 上流側の地盤水平変位 (傾斜計法尻側, 図-1参照)

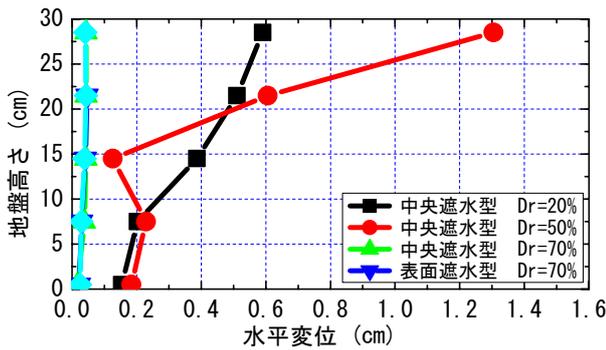


図-15 下流側斜面の変位

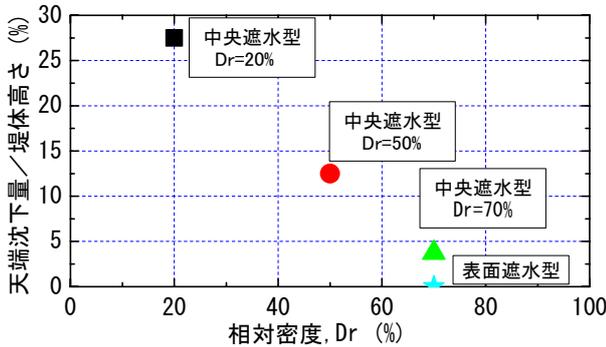


図-16 相対密度とダム天端の沈下量の関係

に相対密度 70 % のケースと同様な現象が現れたが、上流側の地盤沈下と変位は大きくなっている。また下流側では、相対密度 20 % のケースより大きな水平変位を示しているが、これは実験の不手際で地盤作成中に容器壁面を介して貯水が下流側に浸透してしまい、下流側堤体の強度が低下したためである。

相対密度 20 % のケースでは地盤が大変形したことが分かる。また、破壊の程度が他のケースと比べてはるかに大きく、上流側堤体で液状化に近い状態が起こったことによるものである。そして、この現象は 1971 年に発生したサンフェルナンドダムの破壊現象と類似した結果となっている。

図-16 にはそれぞれの実験ケースの天端沈下量を堤体高さで除したものと相対密度の関係を示す。この図から、堤体沈下量と相対密度には相関があることが分かる。また、表面遮水型ダムでは天端の沈下がほとんど発生していないことが分かる。

3. 個別要素法解析

中型振動台実験に続いて、中央遮水型ダム(相対密度 70 % と 20 %)と表面遮水型ダム(相対密度 70 %)の 3 ケースについて間隙水を考慮した二次元の個別要素法解析^{3),4)}を行った。本解析の目的は、実験で起こった現象の信憑性を解析によって議論し、実験では把握しきれない破壊までのプロセスを解明すること、解析技術の有効性を確認することである。

表-1 に本解析で用いた解析パラメータを示す。解析パラメータの決定に際しては、相対密度 70 % の平面ひずみ試験の数値シミュレーションを実施して、ピーク強度とピーク強度時のひずみの解析値が相対密度約 70 % の三軸試験結果と一致するように個別要素法の要素間の剛性を決定した。また、不飽和状態である表面遮水型ダムの堤体及び中央遮水型ダムのコアと下流側堤体については要素間に引張力を作用させることで間隙水の表面張力によるサクシオンを再現し、三軸試験から得られたサクシオンと同程度の値が解析で得られるように要素間の引張力を決定した。次に、相対密度 20 % のケースについては、解析地盤の作成時に、できる限りゆる詰め状態になるように初期地盤を作成した。これは、二次元の個別要素法では解析地盤のとれる間隙比の範囲が実地盤に比べてはるかに狭く、極端にゆるい状態を解析上に作成することは困難であったためである。したがって、相対密度の 20 % のケースについてはパラメータの決定方法には再検討の必要がある。

解析地盤の作成は、所定の粒度分布を持った要素を不規則に配置して堤体上流側、コア、堤体下流側に分けて作成した後、堤体上流側を飽和状態とした。また表面遮水型ダムでは、堤体の作成後に上流側法面に線分要素を介して水圧に相当する直応力を作用させた。そして、図-5 に示す加振入力を慣性力として要素及び間隙水に作用させた。

解析結果として図-17 から図-19 に加振終了後の地盤の変形状況を示す。これらの図において、格子状のメッシュは地盤の変形状況を表すために色分けしたものであり、中央遮水型ダム上流側の灰色部分は水面下で飽和状態であることを示している。これらの図より、相対密度 70 % の中央遮水型ダムと表面遮水型ダムの地盤の変形状

表-1 個別要素法の解析パラメータ

平均粒径	5 mm
最小粒径	0.5 mm
最大粒径	10 mm
要素密度 (飽和層)	1.6E-03 kg/m ³
接触剛性(法線方向) k_n	3.8E+07 N/m
接触剛性(接線方向) k_s	9.6E+07 N/m
粘性係数(法線方向) η_n	2.2E+02 Ns/m
粘性係数(接線方向) η_s	1.1E+01 Ns/m
粘着力 c'	0.0 N
内部摩擦角 ϕ'	45.0 degrees
透水係数	2.0E-04 m/s
粘性係数	1.002E-03 Pa·s
計算時間ステップ	1.0E-06 s

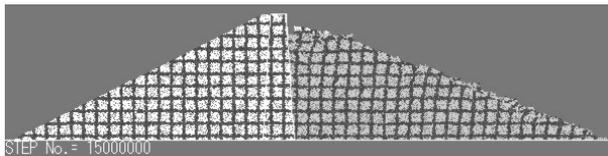


図-17 地盤変形図 (中央遮水型ダム, Dr = 70 %)

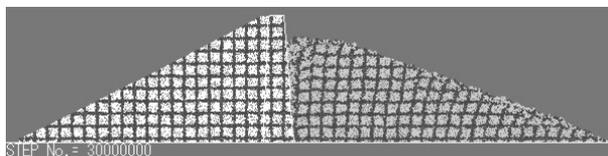


図-18 地盤変形図 (中央遮水型ダム, Dr = 20 %)

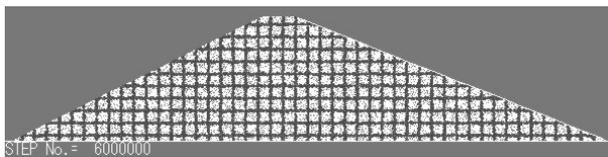


図-19 地盤変形図 (表面遮水型ダム, Dr = 70 %)

況は実験結果 (図-9 と図-12) とよく対応していることが分かる。特に中央遮水型ダムでは、実験結果と同様に、上流側堤体の表層すべりとそれに伴う天端の沈下が見られる。これに対して、相対密度 20 %の中央遮水型ダムでは変形モードは類似しているものの、変形量は実験結果とは大きく異なり、実験結果に比べて小さい変形量になった。そして、結果的には相対密度 50 %の実験結果に近いものとなっている。この原因は、相対密度 20 %といった極端にゆる詰め状態の砂地盤を解析で再現する際のパラメータの決定法に問題があると考えている。

次に、相対密度 70 %の中央遮水型ダムの上流側堤体における水平変位の比較を行う。図-20 と図-21 には上流側コアよりの傾斜計 (図-1) の位置における実験結果と解析結果の水平変位の時刻歴を示す。また、図-22 と図-23 には上流側法尻よりの傾斜計の位置における水平変位の時刻歴を示す。これらの図において、H は基盤からの高さである。これらの図より、コア側の傾斜計の位置では解析結果の方が大きな変形を示しているが、法尻側の傾斜計の位置では同程度の結果が得られていることが分かる。

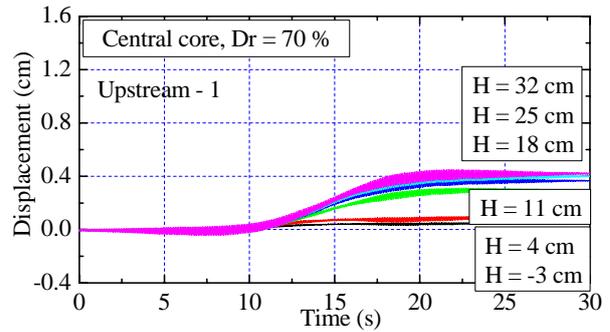


図-20 中央遮水型ダム (相対密度 70 %) の上流側コアよりの傾斜計の位置における水平変位の実験結果

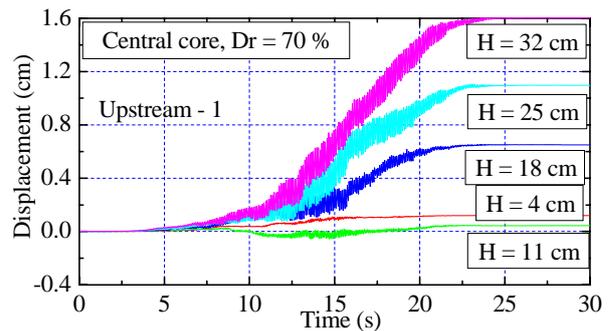


図-21 中央遮水型ダム (相対密度 70 %) の上流側コアよりの傾斜計の位置における水平変位の解析結果

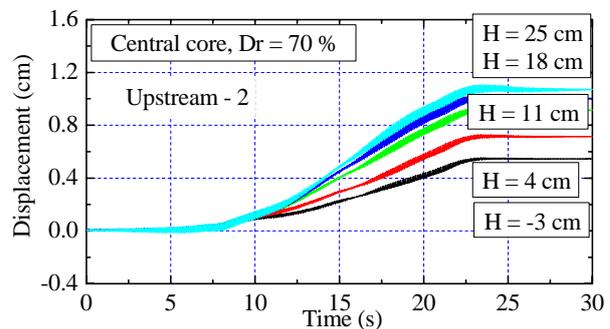


図-22 中央遮水型ダム (相対密度 70 %) の上流側法尻よりの傾斜計の位置における水平変位の実験結果

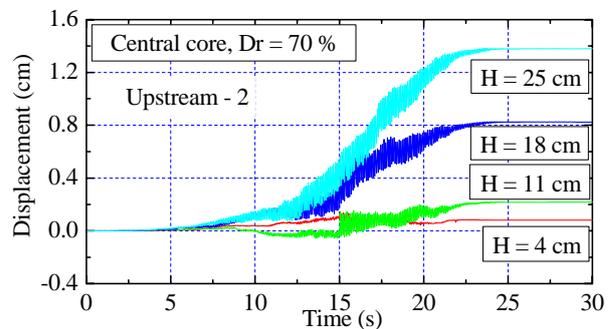


図-23 中央遮水型ダム (相対密度 70 %) の上流側法尻よりの傾斜計の位置における水平変位の解析結果

4. アースダムの被害レベルの分類

中央遮水型ダムの中型振動台実験より、アースダムの被害の程度が地盤の相対密度によって異なることが分かった。相対密度 70 % のケースでは、上流側堤体の法面に表層すべりが発生し、天端での若干の沈下が見られた。相対密度 50 % のケースでは、天端から堤体のより深いところまで沈下が生じている。そして、相対密度 20 % のケースでは堤体全体が液状化に近い状態に達して大きく変形する結果となり、1971 年に発生したサンフェルナンドダムの破壊現象と類似している。また、個別要素法による数値解析によっても、これらの実験結果の変形モードを再現できたことから、実際のアースダムの被害形態は今回の実験結果と同様なものであると判断した。

次に、実験結果から得られた天端の沈下量と堤体の水平変位量の関係を図-23 に示す。この図より、天端の沈下量と堤体の水平変位量には強い相関があることが分かる。したがって、アースダムの被害の程度を表す指標として比較的計測が容易な天端沈下量で表現できると判断した。また、今回の実験結果と過去のアースダムの被害データ、専門家の意見の聞き取り調査から、地震時に起こりうるアースダムの被害程度を表す指標を表-2 のように提案する。なお、この表-2 では天端沈下量と堤体高さの比を指標として用いている。

表-3 には中型振動台実験と個別要素法解析の結果から得られた天端沈下量と堤体高さの比と表-2 による被害程度の分類結果を示す。表-3 より、相対密度 20 % と 50 % の中央遮水型ダムでは破堤レベルにあると評価される。また相対密度 70 % の中央遮水型ダムでは、上流側堤体の表層すべりによって早急な復旧を要するレベルの被害が発生したと判断される。これに対して、表面遮水型ダムでは堤体の変形がほとんど見られず、無被害であったという評価になる。このように表面遮水型ダムにおいて高い耐震性が発揮されたのは、表面遮水型ダムは上流側法面に遮水膜を設置することで、貯水池の水圧を低体内の有効応力の増加に変換していることの効果である。このため、堤体全体での有効応力とせん断強度が確保され、加振時にも変形しにくいのである。また、表-3 において実験結果と解析結果を比較すると、今回の解析結果は被害レベルを分類できる程度の精度があることが確認された。

次に、過去のアースダムの被害事例から被害状況と地震後の復旧対応を表-4 に示す。また、表-4 には表-2 の方法によって分類した被害レベルの結果を併せて示す。この表-4 より、実際に行われた地震後の対応状況と表-2 の方法による被害レベルの分類結果はよく対応しており、今回提案した方法に妥当性があることが確認で

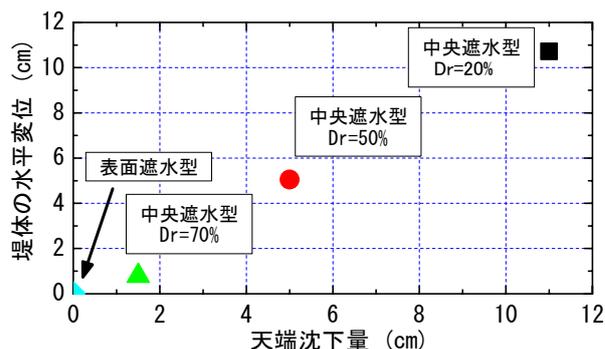


図-23 天端沈下と堤体上流側（法尻側の傾斜計位置）における最大水平変位の関係

表-2 ダムの被害レベルの指標と分類

被害程度	天端沈下量/堤体高さ X	状況
4	$10 \% < X$	破堤
3	$1 \% < X \leq 10 \%$	機能を維持できず急速な復旧を要する
2	$0.1 \% < X \leq 1 \%$	最低条件の機能は確保できるが復旧を要する
1	$0 \% < X \leq 0.1 \%$	軽微な被害で補修等を要する
0	0 %	無被害

表-3 実験及び解析結果の被害程度の分類

実験・解析ケース	指標 X (%)	被害程度	
実験	中央遮水型ダム Dr = 20 %	27.5	4
	中央遮水型ダム Dr = 50 %	12.5	4
	中央遮水型ダム Dr = 70 %	4.8	3
	表面遮水型ダム Dr = 70 %	0.0	0
解析	中央遮水型ダム Dr = 20 %	14.3	4
	中央遮水型ダム Dr = 70 %	8.6	3
	表面遮水型ダム Dr = 70 %	0.0	0

きた。

5. まとめ

本研究では、アースダムの性能照査型設計法を確立することを目指して、中型振動台実験と間隙水を考慮した個別要素法による数値解析を実施した。そして、今回の実験及び解析結果と過去の被害データから被害レベルを表す指標の提案を行った。これより、次の知見が得られた。

1) 中央遮水型の振動台実験では、堤体の変形量と地盤の相対密度には強い相関（図-16）があり、相対密度が小さくなると変形量が大きくなる。

表-4 過去のアースダムの被害事例とその後の対応状況^{1),2)}及び提案した方法(表-2)による被害レベルの分類結果

	ダム名	地震名	堤体高さ(m)	沈下量(cm)	地震後の対応状況	表-2の指標X	表-2の被害程度
1	湯河原調整池	新潟県中越地震	35	70	ゲートを上げて、約1日で排水作業を行い、空の状態にして復旧。	1.9%	3
2	新山本調整池	新潟県中越地震	27.22	50以上		1.8%	3
3	山本調整池	新潟県中越地震	44.5	50		1.1%	3
4	鶴木ため池	日本海中部地震	4.9	340	貯水が流出するも人畜被害なし、再築堤	69.4%	4
5	衣川1号	宮城県沖地震	35.5	少量	若干の被害が確認され、その後の調査等を踏まえ状況に応じて修復	0-0.1%	1
6	衣川5号	宮城県沖地震	19.1	少量		0-0.1%	1
7	菅生	宮城県沖地震	27.6	少量		0-0.1%	1
8	宿の沢	宮城県沖地震	26	少量		0-0.1%	1
9	牧尾ダム	長野県西部地震	105	40	沈下した堤頂部に土を盛って比較的簡易に対処。	0.38%	2

2) 振動台実験では、天端の沈下量と堤体の水平変位には線形の関係がある(図-23)。したがって、アースダムの被害レベルを表す指標として天端沈下量を用いれば、天端沈下と堤体の水平変位による被害の双方を考慮した指標となる。

3) 個別要素法による数値解析では、地盤の物性を適切に設定することで相対密度70%の中央遮水型ダムと表面遮水型ダムの実験結果をよく再現することができた。ただし、相対密度が20%と低い条件では地盤の物性の決定方法に課題が残る結果となった。

4) 今回の実験及び解析結果と過去の被害データから被害レベルを表す指標を提案した(表-2)。そして、この指標と過去に被災したアースダムの地震後の対応状況はよく対応しており、今回提案した指標の妥当性を確認することができた。

謝辞: 本研究を支援いただいた独立行政法人新エネルギー・産業技術総合開発機構(NEDO)に深く感謝申し上げます。

参考文献

- 1) 谷茂：ため池の地震時安定性に関する研究，東京大学博士論文，1998。
- 2) ダム工学会，新潟県中越地震ダム工学会災害調査団：新潟県中越地震に関するダム工学会災害調査団調査報告（ダム工学会のホームページ），2004。
- 3) Nakase, H., Takeda, T. & Oda, M. : A simulation study on liquefaction using DEM. Proc. of the 2nd Int. Conf. on Earthquake Geotechnical Engineering, 637-642. 1999.
- 4) Honda, T. & Towhata, L.: Factors influencing ground deformation of river dike due to liquefaction by distinct element analysis, Proceedings of IS-Yamaguchi06 on Geomechanics and Geotechniques of Particulate Media, Ube, Yamaguchi, Japan, pp.225-232, 2006.

(2007.4.6 受付)

SHAKING TABLE TESTS AND NUMERICAL ANALYSYS FOR PERFORMANCE-BASED DESIGN ON EARTH DAMS

Junichi SATO, The University of Tokyo
 Seda SENDIR, The Univeristy of Tokyo
 Tsuyoshi HONDA, The University of Tokyo
 Ikuo TOWHATA, The University of Tokyo

Shaking table test and numerical analysis with dinstinct element method on earth dam were carrid out to establish the performace-based design. The numerical analysis could reproduce the results of model tests. In additionally, the resluts from the model tests and numerical analysis showed that the level of damages in earth dams could be expressed by the ratio of the settlement and height at the crest. A criteria related to the damages in earth dams was proposed in this paper.