

図-1.6.1.5.10 と図-1.6.1.5.11 はそれぞれ非湛水および湛水の加振実験から得られた最終沈下量（累積）と基盤の応答加速度の関係を整理したものである。非湛水、湛水の両方とも相対密度の小さいケースの最終沈下量が大きくなる傾向を示した。

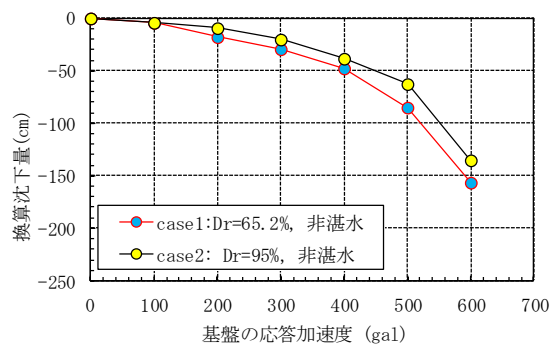


図-1.6.1.5.10 非湛水のケースの天端沈下量
(Case1:60G-01-D-L , Case2:60G-02-D-D)

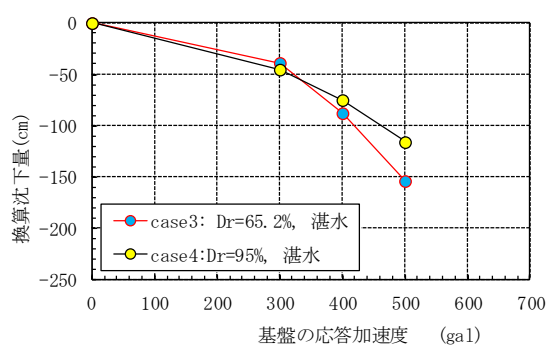
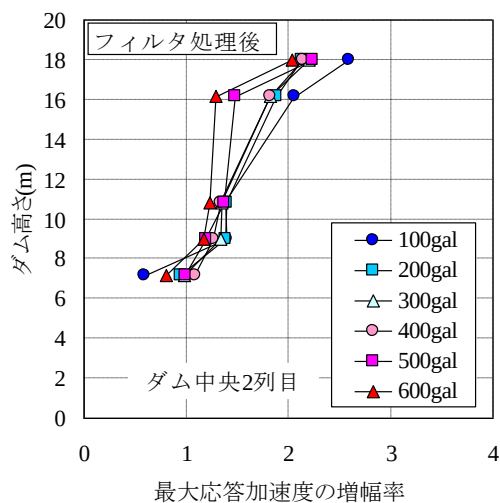
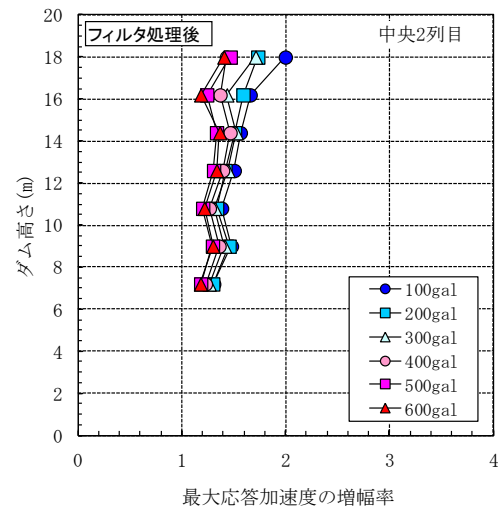


図-1.6.1.5.11 湛水のケースの天端沈下量
(Case3:60G-03-S-L , Case4:60G-04-S-D)

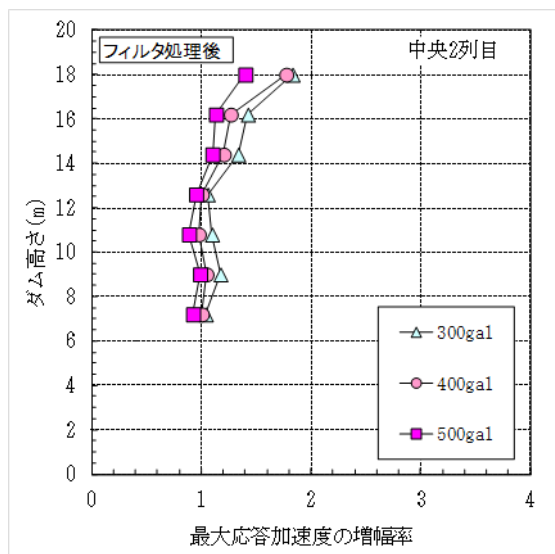
図-1.6.1.5.12 は、ケース 1～4 におけるダム中央の最大応答加速度を基盤の最大応答加速度に除して得た増幅率を深度方向にプロットしたものである。天端の最大応答加速度の増幅率は基盤に対して概ね 2 倍程度であった。



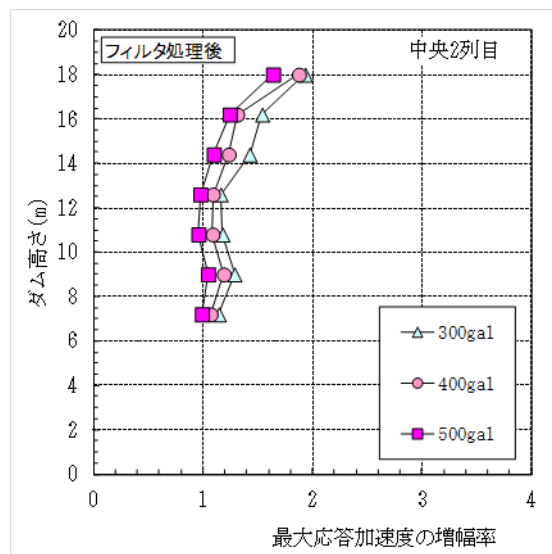
(a) ケース 60G-01-D-L



(b) ケース 60G-02-D-D



(c) ケース 60G-03-S-L



(d) ケース 60G-04-S-D

図-1.6.1.5.12 最大応答加速度の増幅率（ダム内の最大応答加速度/基盤の最大応答加速度）

図-1.6.1.5.13～図-1.6.1.5.16 はケース 1～ケース 4 の実験後の模型を解体して、スケッチしたダム全体の変形・破壊形態である。ケース 1 とケース 2 では大きなすべり線（深さ 2m～3m 程度）が発生したが、ケース 3～ケース 4 では大きなすべり線の発生は見られなかった。これは、湛水と非湛水実験の加振ステップや加振レベルの違いによるものと考えられる。

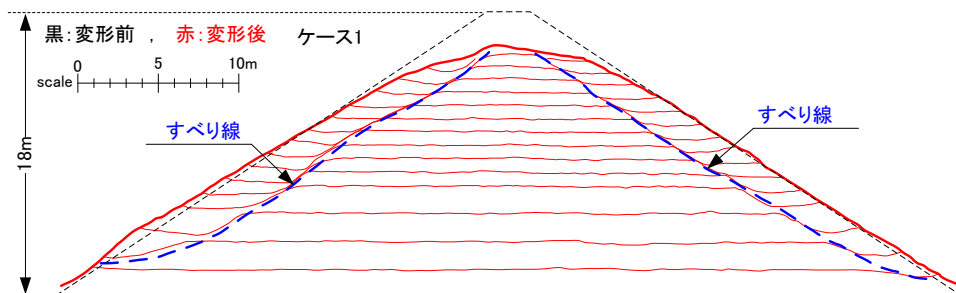


図-1.6.1.5.13 実験後のダム変形(ケース 60G-01-D-L, 中央断面)

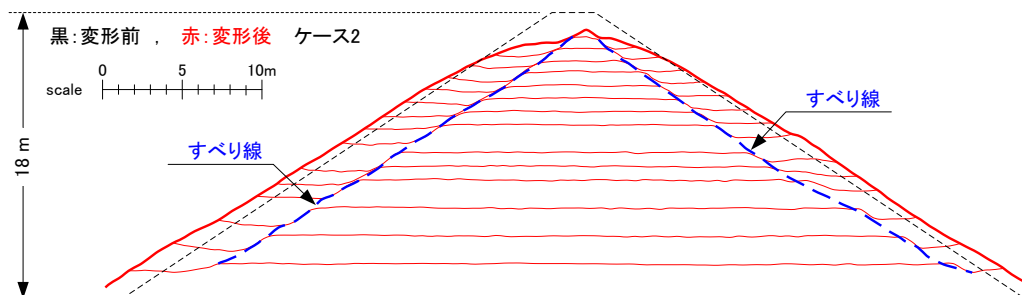


図-1.6.1.5.14 実験後のダム変形(ケース 60G-02-D-D, 中央断面)

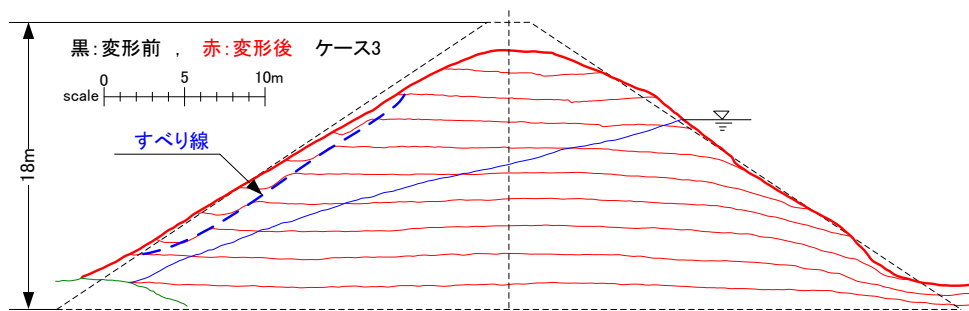


図-1. 6. 1. 5. 15 実験後のダム変形(ケース 60G-03-S-L, 中央断面)

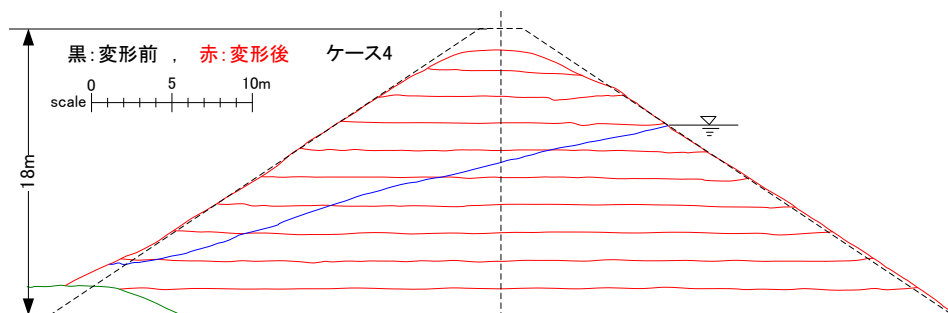


図-1. 6. 1. 5. 16 実験後のダム変形(ケース 60G-04-S-D, 中央断面)

以上の震動実験の結果を下表に整理して示す。

加震により、堤体模型には、クラック、沈下、すべりによる破壊が生じた。

天端の沈下は、揺すり込み及びすべり変形により生じ、沈下量は揺る詰めの方が大きくなる傾向が見られた。

表-1.6.1.5.3 震動実験の結果一覧

ケース名	拘束場	湛水条件	密度	挙動の特徴（破壊の状況）		
				最終変位 （天端の沈下量）	破壊時の 加速度	破壊状況（モード）
1G-01-D-L	1G場	非湛水	ゆる (Dr65)	5cm	600gal	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり
1G-02-S-L		湛水	ゆる (Dr65)	3cm	300gal	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり
60G-01-D-L	60G場 (遠心場)	非湛水	ゆる (Dr65)	100cm	600gal	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり
60G-02-D-D			密 (Dr95)	95cm	600gal	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり
60G-03-S-L		湛水	ゆる (Dr65)	66cm	500gal	I クラック II 沈下 III 表層すべり IV 深いすべり
60G-04-S-D			密 (Dr95)	41cm	500gal	I クラック II 沈下 III 表層すべり（法先）

IV. 室内土質試験

室内土質試験の結果を図-1.6.1.6.1、図-1.6.1.6.2に示す。

■ 珪砂の土質試験結果

物理特性					
				備考	
材料				6号珪砂	
土粒子の密度 ρ s g/cm ³				2.657	
締固め	最大乾燥密度 ρ dmax g/cm ³			1.648	
	最適含水比 wopt %			16.1	
粒度	最大粒径 mm			0.850	
	60%粒径 D60 mm			0.360	
	50%粒径 D50 mm			0.328	
	30%粒径 D30 mm			0.273	
	10%粒径 D10 mm			0.207	
均等係数 Uc mm			1.74		
相対密度 Dr %			65.2	95	
乾燥密度 ρ d g/cm ³			1.592	1.695	
間隙比 e			0.669	0.568	
透水係数 k m/s			5.88E-04	3.63E-04	定水位
飽和密度 ρ sat g/cm ³			1.993	2.057	
含水比(飽和時) w %			25.2	21.3	

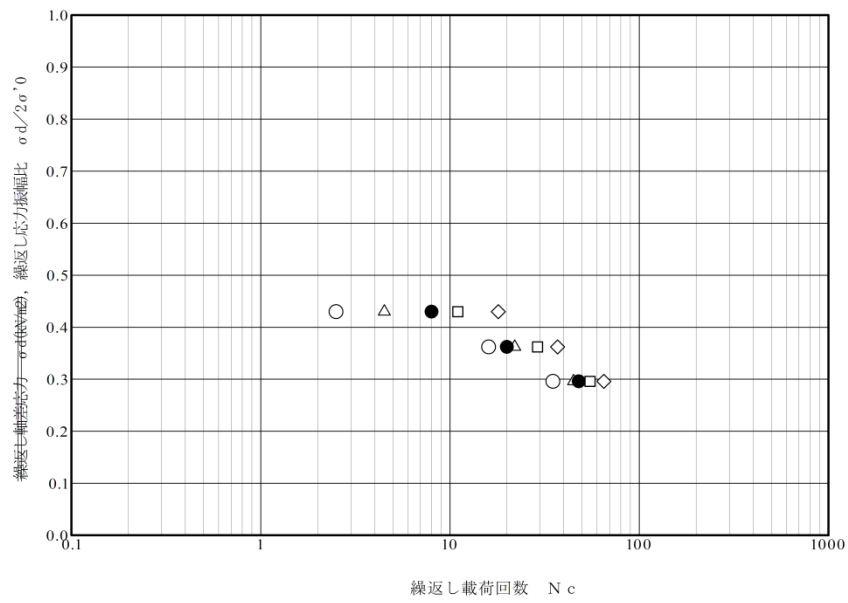
力学特性										
拘束圧条件				低拘束圧		普通拘束圧				備考
(振動実験)				(1G場)		(遠心場)				
締固め条件				ゆる詰め		ゆる詰め		密詰め		
相対密度 Dr %				65.2	95	65.2	95			
水分条件				不飽和	飽和	不飽和	飽和	不飽和	飽和	
含水比 w %				5	25	5	25	5	21	
三軸試験 (拘束圧) kN/m ²				10,10,20,30		50,100,200				
粘着力 C kN/m ²				4.0	1.4	9.2	3.4	6.4	45.7	
内部摩擦角 φ °				41.4	36.0	37.8	35.8	42.2	40.0	
変形係数(静的) Es MN/m ²				18	11	46	21	44	31	※2
ポアソン比(静的) ν s				0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	0.3	
繰返し三軸試験										
(変形特性) 初期せん断剛性 G ₀ MN/m ²				23	28	87	108	95	122	※1
最大減衰定数 h0 %				15	20	14	22	19	20	※1
動的変形特性 G/G ₀ -γ										
h-γ										

※1 G_0 , h_0 はH-Dモデルでフィッティング
(微小ひずみの h は $h=0\%$ としている)

※2 三軸試験の応力ひずみ曲線より、 E_{50} の値を採用

図-1.6.1.6.1 珪砂の土質試験結果

■飽和、ゆる詰め Dr65.2%、低拘束場



■飽和、密詰め Dr95%、普通拘束場

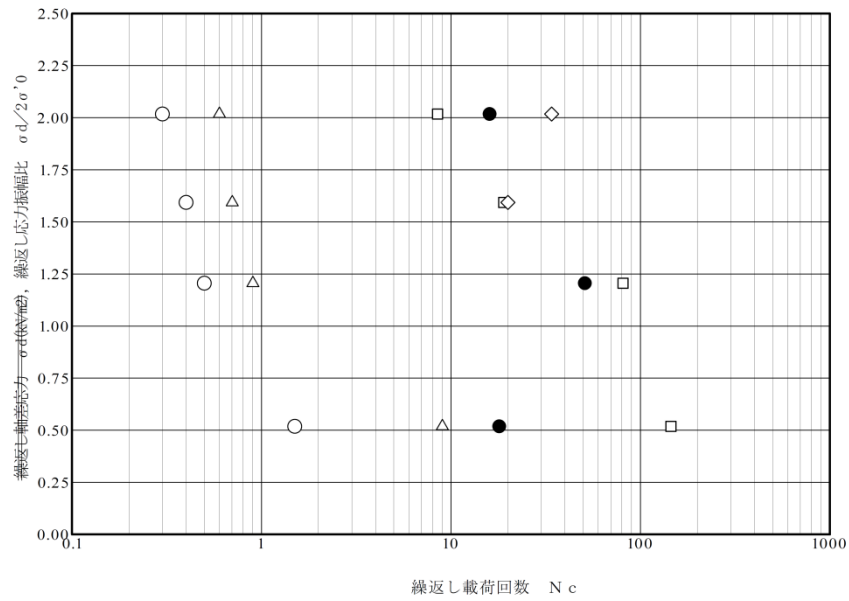


図-1.6.1.6.2 硅砂の繰返し非排水三軸試験の結果

1. 6. 2 ②簡易耐震性能照査手法の開発等

1. 6. 2. 1 塑性すべりに対する準静的解析手法

平成 23 年東北地方太平洋沖地震では、レベル 1 の地震動を対象とした円弧すべり法による耐震診断で安全率が 1.15 となるため池が決壊した。このため池の決壊に至った主原因が「福島県ため池耐震性評価委員会」によって解明されており、①堤体の締固め不足、②大きな地震動と③その長い継続時間が素因として挙げられている。このような地震動に対してため池堤体の安全性を評価する方法の一つに土の破壊を考慮した弾塑性動的応答解析手法がある。この動的応答解析はフィルダムなどの大規模貯水池の安全性評価やため池の決壊原因調査に利用されることはあるが、詳細な土質試験を必要とすることから数多くのため池の安全性評価手法としては定着していない。全国のため池を対象とした診断手法として利用するには、必要とする試験期間と経費などの点で多くの課題がある。

現状の取り得る対応策として、ため池の決壊に対する安全性を定量的に評価するために、円弧すべり法による解析だけでなく性能規定の考え方に沿った解析手法を導入することが考えられる。すなわち、先のため池の決壊素因に挙げられる 3 つの素因を考慮でき、定量的に安全性を規定できる手法の開発である。その有力な候補の一つに、塑性すべり解析がある。

図 4.2.1.1 に解析方法の関連性を示すが、円弧すべり法は安全率を用いて半経験的にため池の安定性を評価するのに対して、動的応答解析と塑性すべり解析は堤体の変形量を予測して定量的にため池の性能低下を算定してその安全性を判断する。動的応答解析は堤体土質の詳細な実験とその特性を厳密に再現するという意味で詳細な解析手法である。これに比べて塑性すべり解析は、円弧すべりの考え方に地震動の影響を導入したもので、土質試験とそのシミュレーション、解析手法ともに簡便な手法に位置づけられる。

この図からも分かるように塑性すべり解析は、堤体の変形量を算出し堤体の安全性を性能規定に沿った指標（たとえば、天端の沈下量）で評価することのできる簡易な手法である。

以上のことから、簡易法として位置づけられる解析手法は以下のような基本機能を有している必要がある。

- ①地震時の繰返し荷重による堤体土の強度低下を表すことができること
- ②地震時の間隙水圧の発生を考慮できること、あるいは、過剰間隙水圧の上昇を強度低下に反映して解析すること
- ③地震時の繰返し荷重によって、ひずみが累積することを計算できること
- ④累積変形量から堤体の変形、あるいは沈下量を算出できること

上記の機能を満足する解析手法としては、有限要素法による弾塑性動的応答解析に比べて簡便な塑性すべり解析をため池堤体の安全性照査手法に適用することとする。このオリジナルな解析方法として、ニューマーク法や馬場・渡辺の方法があるが、堤体土の地震動による強度低下現象を取り込むことのできる手法（ニューマーク D 法）がある（SERID 研究会）。

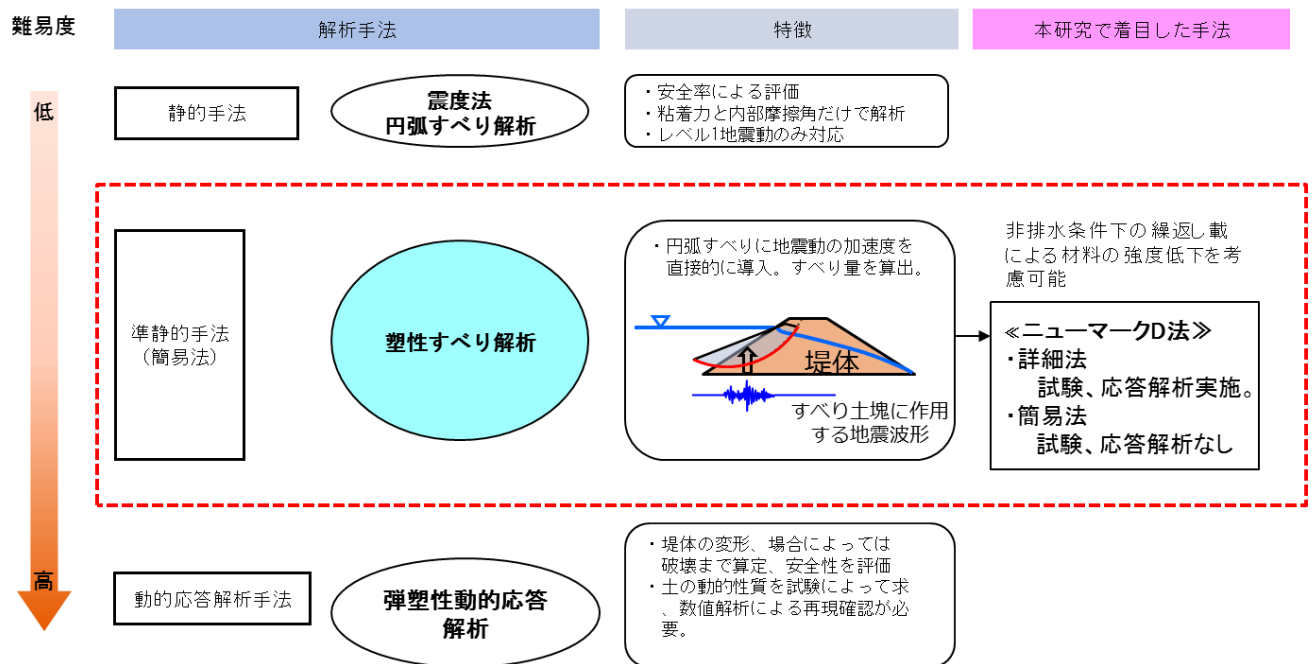


図-1.6.2.1.1 各種のため池の耐震診断手法の関係

(1) 強度低下を考慮したニューマーク D 法

ニューマーク D 法は、非排水条件にある飽和あるいはそれに近い状態にある土が繰返しせん断を受けた場合に生じる土の損傷 (Damage) を考慮した変形解析手法である。堤体内の飽和領域を対象とした従来の円弧すべり法は、単調せん断試験による非排水強度を用いるが、この方法は、長時間の地震が発生した場合における非排水繰返しせん断に伴う土の強度低下を考慮することができない。

ニューマーク D 法は、地震動の長さや履歴といった影響を土に蓄積された損傷ひずみという形で評価する点に大きな特徴がある。今、地震動によってある領域の土にいくつかの大きさが異なるせん断応力振幅の揺れを持つ地震動が作用したとする。この間には、非排水繰返しせん断に伴うひずみ (= 損傷ひずみ) が土に蓄積される。この損傷ひずみの大きさは、あらかじめ実験的に求めた「ある一定のせん断応力振幅を与えた条件での非排水繰返し回数と土に累積された損傷ひずみの関係」から累積損傷度理論に基づいて推定できる。さらに、推定した損傷ひずみをもとに、「損傷ひずみと非排水せん断強度の関係」を求めておけば、繰返しせん断に伴う土の強度低下を推定することができる。すなわち、上記のスキームによって、地震時に刻一刻と蓄積される損傷ひずみと、刻一刻のその損傷ひずみが生じた状態での土の強度低下を推定することができる。最終的な滑動変位量の求め方は、従来のニューマーク法と同様に、刻一刻と非排水せん断強度が低下して行くことを考慮して地震時におけるすべり土塊の運動量から累積変位量を計算する。

(2) ニューマーク D 法の解析フロー

従来の標準的なニューマーク法では、一定の排水せん断強度 τ_r (通常は残留強度) を用いる。ニューマーク D 法では、非排水繰返し载荷による強度低下を考慮する。図-1.6.2.1.2 に、ニューマーク D 法の解析フローを示す。以下、その詳細を説明する。

Step 1 初期設定：盛土・地盤系の 2 次元断面形状、地層、土質物性、水位線、地震波形等を設定する。

Step 2 盛土内の加速度と応力の時刻歴の計算：2 次元 FEM で初期静的自重解析と等価線形化法による動的地震応答解析を

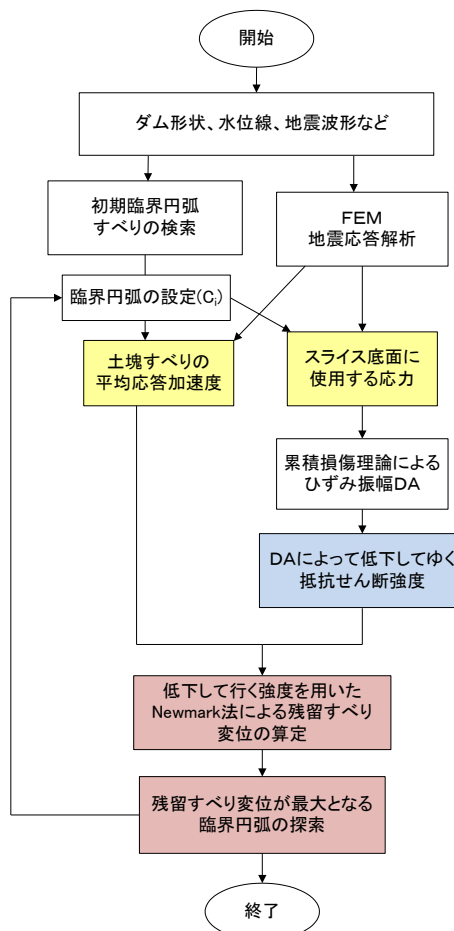


図-1.6.2.1.2 ニューマーク D 法の解析フロー

行い、堤体全体の初期有効応力状態、応答加速度の時刻歴、せん断応力の時刻歴を求める。

Step3 すべり計算をする臨界円弧すべり面の探索：各スライス底面でのせん断強度 τ_f を (1) 式で求め、極限釣合い法によって一様一定水平震度 k_h が作用した場合における最も低い降伏震度 $(k_{y0})_0$ を与える臨界円弧すべり面 C_0 を探索する。

$$\tau_f = c + \sigma' \tan \phi \quad (1)$$

F_s はすべり安全率、 s_{mi} はスライス底面での作用せん断力、 L_i はスライス底面長さである。 c と ϕ は、排水条件では有効応力で表した c' と ϕ' である (2) 式。

$$\tau_f = c' + (\sigma_c' - \Delta u_d) \cdot \tan \phi' \quad (2)$$

飽和非排水条件では、その時々々の非排水せん断強度 τ_f を表現する粘着力係数 c_u と摩擦角 ϕ_u であり非排水繰返し载荷によって低下する (3) 式。

$$\tau_f = c_u + \sigma_c' \cdot \tan \phi_u \quad (3)$$

σ' はそれぞれの試行すべり面に沿った有効直応力であり、排水条件では k_h の影響を受ける。一方、飽和非排水条件では初期値 $(\sigma')_0$ であり k_h に独立である。

Step 4 臨界すべり面でのせん断強度低下過程の設定：臨界円 C_0 の各分割スライス底面での作用せん断応力 τ_w の時刻歴を Step2 での FEM 応答解析の結果から求める。それに基づき、飽和非排水条件での τ_w の繰返し载荷によって低下してゆく τ_f の時刻歴（即ち c_u 、 ϕ_u の時刻歴）を求める。各スライスの τ_w の時刻歴をパルス集合に置き換え、そのパルス集合によって生じるせん断ひずみ両振幅 DA を累積損傷度理論によって求める。つまり、不規則载荷中の任意のパルス i に対して、パルス i と同一の応力両振幅比 $(2SR = \Delta \tau / \sigma')$ を持つ一様対称規則荷重による非排水繰返し载荷が N_i 回加わることによってある値の DA が発生したとする。その場合、そのパルス i による損傷 D_i を $(1/N_i)$ とする。 N_i は、一連の非排水繰返し実験で求めたその値の DA が生じる $SR \sim \log(N_c)$ 関係に SR_i を代入して求める (図-1.6.2.1.3)。

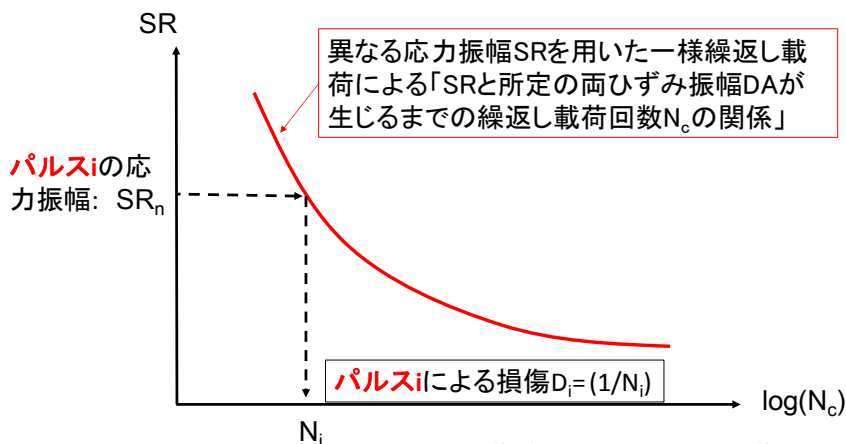


図-1.6.2.1.3 累積損傷度理論における損傷の定義

N_i は、 SR が小さいほど DA が大きいほど大きくなる。パルス集合 1～ i によって生じた全

損傷 $D = \sum D_i = \sum (1/N_i)$ が 1.0 になれば、そのパルス集合によって必ず DA が生じると考える。このようにして、各スライス底面で生じた DA の時刻歴が求められる。

パルス n での非排水せん断強度 τ_f は、「パルス集合 1~(n-1) によって生じた DA と同じ DA が生じる等価な一様規則荷重での非排水繰返し載荷の直後に行った非排水単調載荷試験」で発揮される τ_f に等しいとする。このようにして求めた τ_f と DA の関係を、**図-1.6.2.1.4 a)** に模式的に示すように定式化する^{8,9)}。それぞれの DA 値をこの関係に代入して τ_f の値を求めて、各スライス底面での低下してゆく τ_f の時刻歴 (すなわち c_u 、 ϕ_u の時刻歴) を求める (**図-1.6.2.1.5**)。

Step 5 すべり変位の計算に用いる応答加速度の計算 : Step2 の FEM 動的応答解析によって得られた応答加速度から初期臨界円 C_0 の土塊すべり内の平均応答加速度を求める。あるいは、後述のようにすべり底面での節点応答加速度の平均値を求める。この値は、Step 6 で用いる。

Step 6 すべり変位の計算 (**図-1.6.2.1.5**) : 初期臨界円 C_0 に沿って、滑動モーメント M_d (6) 式が抵抗モーメント M_r (7) 式を超えるパルスにおいて、(8) 式によってすべり回転加速度 $\ddot{\theta}$ の時刻歴を求め、これを 2 回時間積分してそのパルスによって生じるすべり変位量 $\delta = R \cdot \theta$ の増分 $\Delta \delta$ を求める。

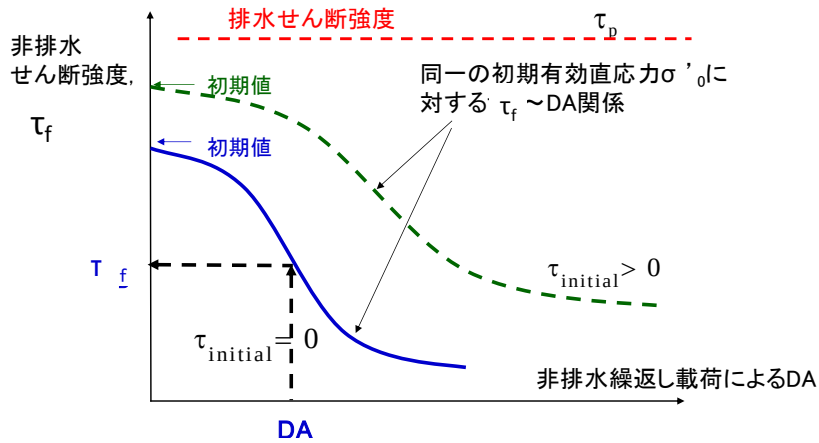
$$M_d = M \cdot g \cdot r + M \cdot R_G \cdot \ddot{x} \quad (6); \quad M_r = \sum \{R \cdot (\tau_f \cdot L_i)\} \quad (7)$$

$$M \cdot (R_G)^2 \cdot \ddot{\theta} = M_d - M_r \quad (8)$$

M はすべり土塊の質量、 g は重力加速度、 $\ddot{x}$ は Step5 で求めた平均応答加速度、 L_i は各スライスの底面長さ、 τ_f は Step4 で求めた各スライス底面での低下してゆくせん断強度である。

$\ddot{x}$ は、ニューマーク法による剛体すべりの運動方程式に基づくすべり剛体を支持する剛体に作用する入力加速度であり、円弧すべりを対象としたニューマーク法では本来すべり土塊を支持する土塊内でのすべり面に沿った応答加速度である。すべり土塊内で応答が増幅する場合は、土塊すべり内の平均応答加速度を使用すると安全側となる。すべり土塊内で応答が減衰する場合は、支持土塊内のすべり面に沿った平均応答加速度を使用するのが安全側となる。

a) D 法



b) 非排水繰返し载荷とひずみ軟化によって低下する場合 (SD 法)

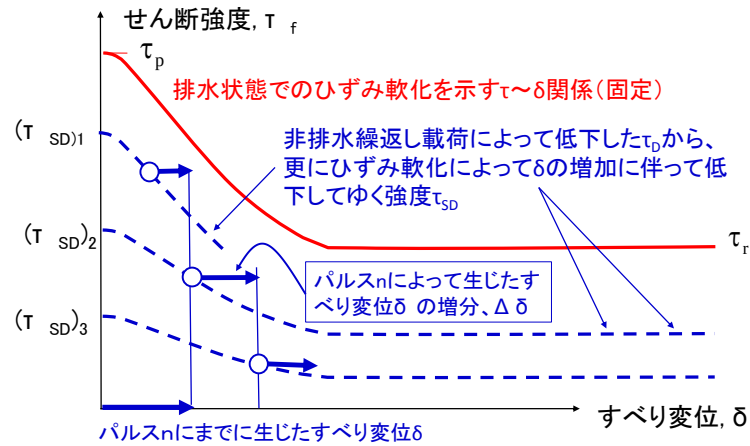


図-1.6.2.1.4 非排水繰返し载荷によって低下する強度 τ_f

図-1.6.2.1.6 に、次節で説明する解析例でのすべり土塊の平均応答加速度と低下してゆく強度に基づく降伏加速度の時刻歴の比較例を示す。図-1.6.2.1.7 に、図-1.6.2.1.8 の例でのすべり計算例を示す。

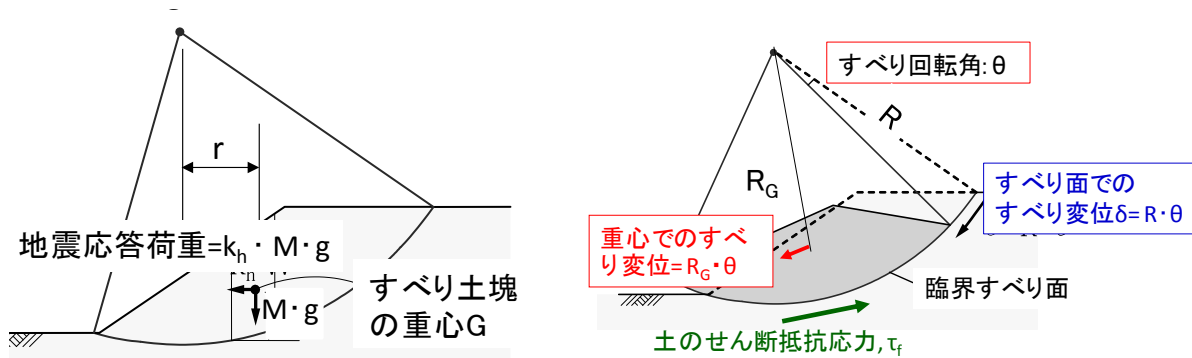


図-1.6.2.1.5 ニューマーク法での荷重とすべり変位

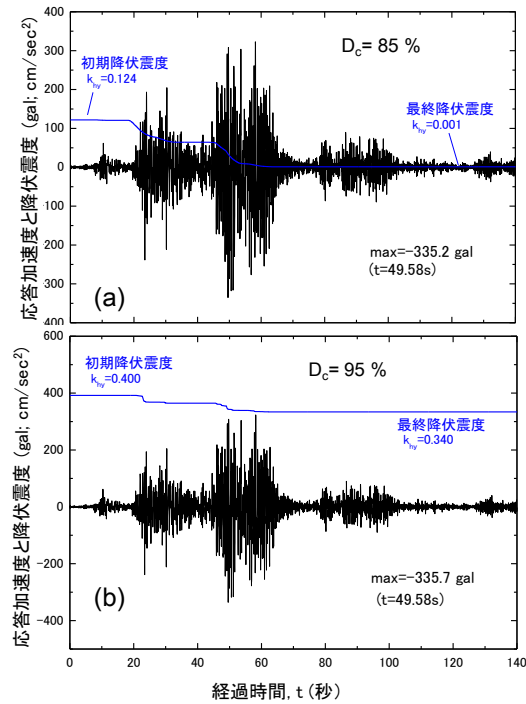


図-1.6.2.1.6 詳細ニューマーク D 法での応答加速度と降伏震度の比較例

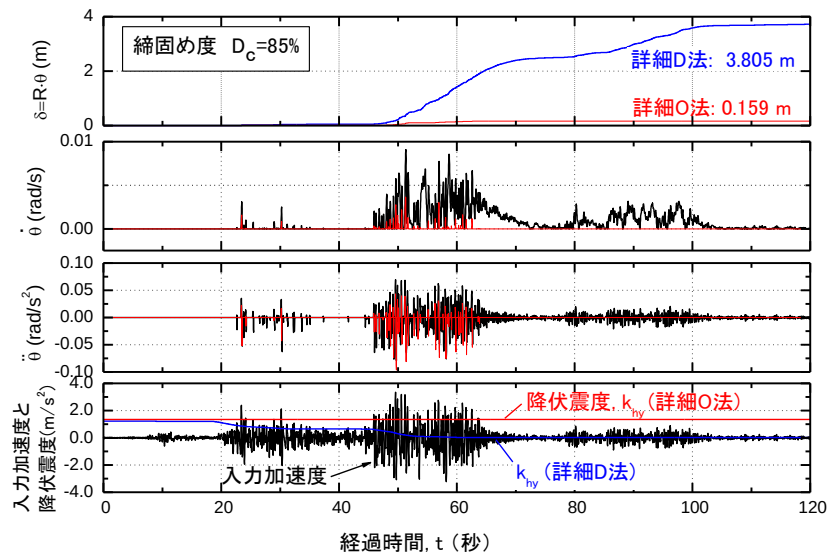


図-1.6.2.1.7 $D_c=85\%$ の場合の詳細ニューマーク D 法による解析

Step 7 残留すべりが最大となる臨界円探索：上記の Step4～6 を繰返して、残留すべりが最大となる臨界円を探索する。参考として、最初にすべりが生じる円弧も求めておく。Step 7 を忠実に実行する方法（詳細探索法）では、計算時間は入力波のパルス数にほぼ比例し、継続時間が長い地震動では過長になる。

(3) ニューマーク D 法による解析^{11, 12)}

a. 解析例

排水せん断強度（地震中は一定）を用いたニューマーク O 法と非排水繰返し载荷によっ

て低下する非排水強度を用いたニューマーク D 法を実施して、結果を比較した。特に、実際の代表的なため池堤体材料を用いて 3 種類の締固め度（1 Ec による $D_c = 85、90、95\%$ ）で行った各種強度試験の結果に基づいて、 D_c の影響を検討した。また、従来のレベル 1 地震に対する設計法である円弧すべり極限釣合ひ法（安全率計算）も実施した。この方法では、ニューマーク 0 法と同様に締固めの効果を過小評価する。

表-1.6.2.1.1 実施した各ニューマーク法の概要

解析手法	名称	入力加速度	堤体の強度特性
ニューマーク 0	簡略法	南海トラフ 基盤表面波	一定の排水せん断強度 (c' 、 ϕ')
	詳細法	すべり土塊の応 答加速度	
ニューマーク D	詳細法	すべり土塊の応 答加速度	非排水繰返し载荷により低下してゆ く非排水せん断強度 (c_u 、 ϕ_u)

b. 解析対象ため池モデル

レベル 1 地震に対する円弧すべり極限釣合ひ法（震度法）： 実験結果に基づいて決定した D_c によって異なる堤体の排水せん断強度（ c' 、 ϕ' ）を適用して、レベル 1 設計地震動の水平震度 $k_h = 0.15$ に対する安全率を求めた。

レベル 2 地震に対するニューマーク法： レベル 2 地震に対して、ニューマーク 0 法とニューマーク D 法を実施し、解析法および締固め度の影響を検討した。(6) 式での入力加速度 $\ddot{x}$ として、すべり土塊の応答加速度を用いる詳細法を実施した。なお、ニューマーク 0 法では $\ddot{x}$ として入力地震動を用いる簡易法も実施した。

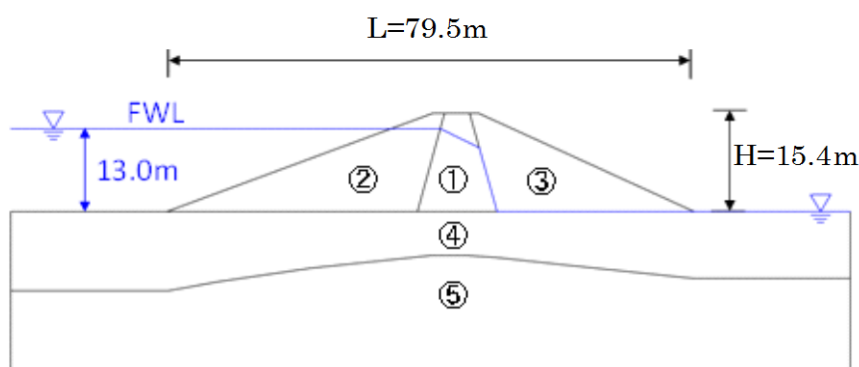


図-1.6.2.1.8 解析対象としたモデルため池

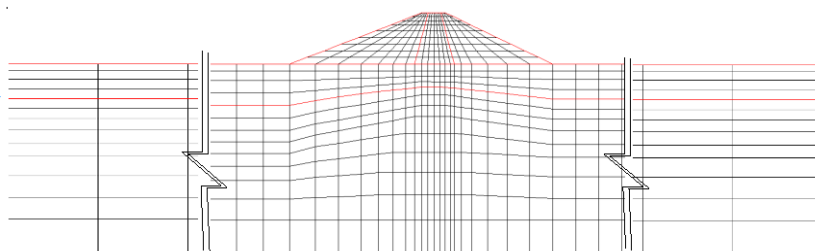


図-1.6.2.1.9 応答解析用モデル図（幅 5L × 高 4H）