

オンライン地震応答実験による飽和砂地盤上の盛土の挙動

藤井照久¹・兵動正幸²・日下部伸³・福田賢二郎⁴

¹正会員 工修 復建調査設計株式会社 (〒732-0052 広島県広島市東区光町 2-10-11)

²正会員 工博 山口大学教授 工学部社会建設工学科 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

³正会員 工博 奥村組 技術研究所 主任研究員 (〒300-2612 茨城県つくば市大砂 387)

⁴学生会員 山口大学大学院 社会建設工学専攻 (〒755-8611 山口県宇部市常盤台 2-16-1)

本研究は、地震による飽和砂地盤上の盛土構造物の崩壊のメカニズムの把握と変形量の評価を行ったものである。過去の振動台実験の結果から盛土周辺地盤の破壊形態を3つのゾーンに分割した。これに基づき、北海道南西沖地震で被災した河川堤防を対象に、各ゾーン毎の破壊形態に対応した境界条件を設定して、地震応答解析と直接せん断試験を連結させた一次元のオンライン地震応答実験を行った。オンライン地震応答実験により得られた地盤の変位量を現場で調査された河川堤防の天端沈下量と比較することにより、盛土破壊に最も寄与した破壊形態について検討を行った。さらに、地震による沈下の程度の異なった堤防数断面に対しオンライン地震応答実験を行い、それぞれの沈下量の予測を試みた。

Key Words: earthquake, embankment, liquefaction, on-line seismic response test, saturated sand, direct shear test.

1. まえがき

1993年の釧路沖地震、北海道南西沖地震、1995年の兵庫県南部地震では、河川堤防や道路盛土等の土構造物が甚大な被害を受けた^{1)~3)}。これら盛土構造物の被害を大きくした原因の一つとして、盛土および盛土基礎地盤の液状化が強く関連していること^{4), 5)}は明らかであるが、盛土の変形のメカニズムについては不明な点が多い。河川堤防は延長距離が長く破堤による堤内への浸水等の二次災害が阻止できれば多少の損壊は許容される。したがって、これまでのようなすべり安全率による安定性の評価だけではなく、液状化を含めた地震時の変形を定量的に予測する手法の確立が望まれている。

液状化に伴う盛土構造物の変形を定量的に予測する代表的な方法としては、

- ①有効応力地震応答解析法⁶⁾
- ②全応力地震応答解析と静的応力解析より永久変形を求める方法⁷⁾
- ③最小ポテンシャルエネルギーの原理に基づく変形予測手法⁸⁾

④剛性低下残留変形解析手法⁹⁾

⑤震度法によるすべり安定計算の安全率より変形を求める方法¹⁰⁾

などが挙げられる。①, ②の方法は、力学的に正統な手法であるが入力パラメータを決定するまでに多くの土質試験や要素試験の解析を必要とするため煩雑になることは避けられない。また、流動に伴う大変形を表すためには、構成則を越えた数値解析上の工夫も必要となる。③, ④の方法は、流動変形を表すために作られた手法であり、比較的簡便に変形が予測可能であるが、③の方法では有効継続時間等のパラメータの設定が、④の方法では液状化を起こす領域の設定や液状化時の地盤の変形係数の普遍の設定法などが課題として残されているようである。⑤の方法は、本来極限釣り合い法であり、安全率という形で評価が行われるが、安全率と変形の相関性が示されており、変形が求まる形になっている。しかし、液状化性地上の盛土の破壊をすべり破壊で表してよいか?、地震動特性(震度、繰返し回数)の影響をどのように取り入れるか?、などが課題として残されている。以上のように、盛土構造物の変形量を定量的に予測する手法に

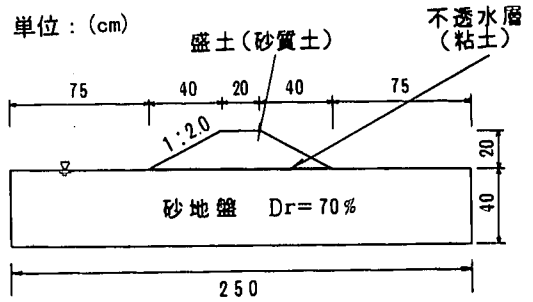
は、各方法ともに様々な課題を残しており、未だ完成されていないのが現状のようである。

本研究では、まず過去の振動台実験の事例をもとに、液状化性土盤上の盛土構造物の破壊メカニズムについて検討した。その上で、盛土構造物下の基礎地盤の各破壊メカニズムについてより正確な検証を行うため、コンピュータによる地震応答解析と土の直接せん断試験をオンラインで連結させたオンライン地震応答実験を行った。検証に用いた断面は、1993年の北海道南西沖地震で実際に被災した後志利別川の河川堤防であり、各ゾーン毎の破壊メカニズムに対応した境界条件下でオンライン地震応答実験を実施した。さらに、地震後に調査された河川堤防の天端沈下量と、オンライン地震応答実験により得られた地盤の水平変位量との比較を行い、盛土破壊の原因に最も寄与した破壊形態について検討を行った。

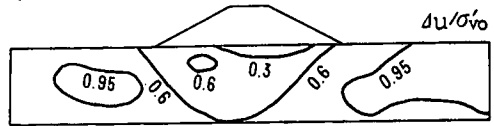
2. 破壊形態の分類

液状化性土盤上の盛土の振動台実験の代表的なものとしては、古賀・松尾¹¹⁾が重力場で行った実験がある。この実験については図-1に示されるとおりであるが、図-1(a)の振動箱内に相対密度70%の飽和砂地盤を作成し、その上に高さ20cm、天端幅20cm、法勾配が1:2.0の盛土を設けたモデルに対し、加速度周期や波形を種々変えた加振が行われた。これら振動台実験の結果の一例として、図-1(b)に過剰間隙水圧比の分布を、図-1(c)に加振後の残留変形をそれぞれ示す。実験結果より、自由地盤、盛土直下の地盤、盛土法尻付近の地盤の3つのゾーンにおいて、その地震時挙動が異なることがわかる。まず、自由地盤では過剰間隙水圧比が1.0付近まで上昇して液状化に至っており、残留変位が盛土の反対方向に向けて生じていることがわかる。これに対し、盛土直下では過剰間隙水圧比が0.6以下までしか上昇しないものの、鉛直方向に沈下が生じて、水平方向にはらみだした樽状の変形となっていることわかる。盛土法尻から法尻直下にかけては、過剰間隙水圧比が法尻に向けて漸次増加しており、残留変位は自由地盤の方向に向けて大きく生じていることがわかる。これと同様な現象は、他の振動台実験¹²⁾や動的遠心載荷実験¹³⁾でも確認されている。

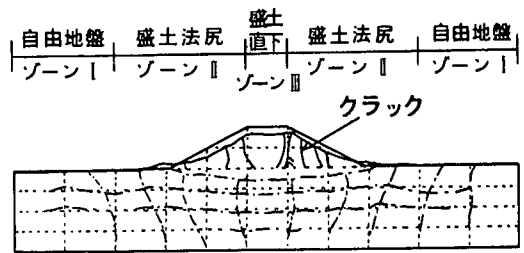
図-2に各ゾーンで予想される破壊形態、要素状態、有効応力経路、応力～ひずみ関係を示した。このように自由地盤、盛土直下の地盤、盛土法尻付近の地盤の各ゾーンで現象が異なる原因として、以下に示すようなメカニズムの違いが考えられる。まず、自由地盤内での要素は、液状化過程で土の剛性が低下しても鉛直および水平方向の直ひずみの発生が許されない($\epsilon_{v1} = \epsilon_{h1} = 0$)単



(a) 実験模型



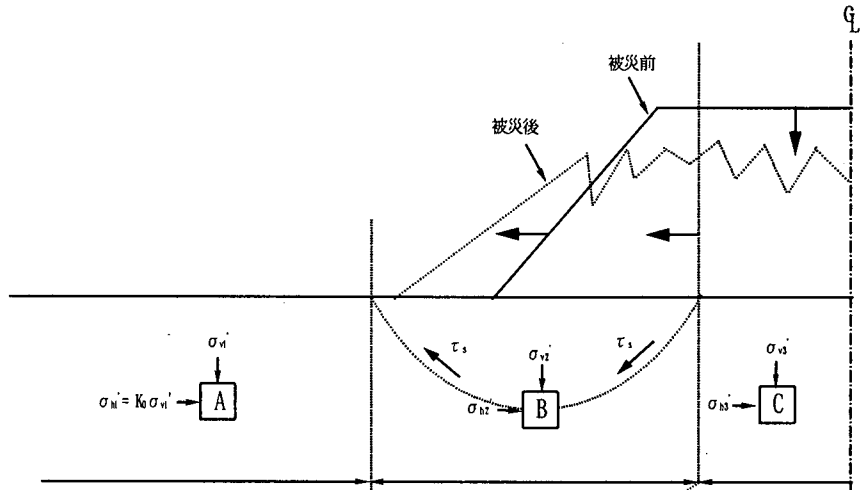
(b) 過剰間隙水圧比の分布図



(c) 加振後の残留変形図

図-1 振動台実験の事例¹¹⁾

純せん断状態にある。このため、土要素は K_0 圧密状態にあり、加振前には $\sigma_{h1} (=K_0 \cdot \sigma_{v1}) \leq \sigma_{v1}$ (ここで、 σ_{h1} 、 σ_{v1} はそれぞれ水平および鉛直方向の全応力)であるが、加振中には過剰間隙水圧の上昇に伴い水平方向の全応力 σ_{h1} が増加し、最終的に鉛直方向の全応力 σ_{v1} と等しくなる($\sigma_{h1} = \sigma_{v1}$)。つまり、有効応力経路で示すとモールの応力円が原点方向に近づきながら小さくなり、最終的に点となって原点に達し、液状化を起こす。このとき、ひずみはサイクリックに変動し、振幅が大きくなってくる。一方、盛土直下の地盤の拘束圧は、自由地盤と比較して大きい。したがって、加振中に自由地盤が液状化すると、盛土直下地盤の水平方向の変形を拘束できなくなる。このため盛土直下地盤には、常に盛土自重による偏差応力が存在することになる^{14)・15)}。この状態では、モールの応力円は破壊線に到達するものの、原点に達することができず、液状化に至ることはない。ただし、過剰間隙水圧は発生し破壊線に達しているため、水平方向のひずみが発達すると同時に、偏差応力により鉛直方向に圧縮ひずみが累積していく。この盛土の沈下は、揺れ込み沈下(Shake down)といわれている¹⁶⁾。



ゾーン区別	I	II	III
位置	自由地盤	盛土法尻付近	盛土直下
破壊形態	液状化	液状化性のすべり破壊	揺れ込み沈下
要素状態	 単純せん断	 単純せん断	 異方圧密直接せん断
応力経路			
応力-ひずみ関係	 $\epsilon_v, \epsilon_h: 0$ せん断ひずみ振幅の発達	 $\epsilon_v, \epsilon_h: 0$ せん断ひずみの残留	 $\epsilon_v, \epsilon_h: \text{自由}$ $\epsilon_v + \epsilon_h: 0$

図-2 破壊形態の分類

また、盛土法尻付近の地盤は、自由地盤に盛土自重による初期せん断応力 τ_s が作用した状態にある。したがって、地盤要素としては単純せん断状態に、静的な水平方向のせん断応力が付加された状態にある。このため、自由地盤と同様に、過剰間隙水圧の上昇に伴い水平方向の全応力 σ_{h2} が増加し、ある程度鉛直方向の全応力 σ_{v2} に近づいて行く。しかしながら、初期せん断応力が作用しているために、両者が一致することはない。ただし、盛土直下地盤と同様にこの状態でも過剰間隙水圧が発生し破壊線に到達しているために、初期せん断応力方向に大きなせん断ひずみか残留し、流動性のすべり破壊を生

じる。

以上のメカニズムの違いから、盛土周辺の地盤は、

- ①自由地盤（ゾーンI）：土要素は単純せん断状態で繰返しせん断を受け、最終的に液状化により破壊に至るゾーン
- ②盛土法尻付近の地盤（ゾーンII）：土要素は初期せん断を付加させた単純せん断状態で繰返しせん断を受け、最終的にせん断ひずみが残留し、流動性のすべり破壊に至るゾーン
- ③盛土直下の地盤（ゾーンIII）：土要素は鉛直および水平方向の偏差応力が維持された状態で繰返しせん断を

受け有効応力が低下し、その偏差応力により沈下をきたし、破壊に至るゾーン

の3つの領域に分類できるとした。このように分類した各ゾーンの破壊形態が妥当であるかを検証するため、各ゾーン毎にオンライン地震応答実験を行った。

3. オンライン地震応答実験の概要

(1) オンライン地震応答実験の概念

オンライン地震応答実験は、コンピュータにより応答計算と変位制御の室内要素試験をオンラインで結合し、地震時の挙動を再現するものである。この方法によれば、複雑な土の構成式に頼らずに、土の実際の挙動を評価した地震応答解析が可能となる。この手法は当初建築の分野で開発され、ハイブリッド実験あるいは仮想的実験とも呼ばれている。日下部ら^{17), 18)}は、水平な飽和砂地盤の地震時挙動を調べるために6連の中空ねじりせん断試験機を用いたオンライン実験を行い、さらに取り扱いを容易にするために簡易単純せん断試験機¹⁹⁾を開発し実験を行った。

これらは水平地盤の一次元挙動を調べたものであるが、本研究は、堤体・基礎地盤の二次元挙動を評価するためにオンライン実験を行うものである。オンライン地震応答実験を地盤系に適用した場合の概念を図-3に示す。まず、解析対象地盤を質点系にモデル化し、基礎面から地震動を入力する。そして、コンピュータにより質点系の振動方程式を解き、応答変位を求める。次に得られた変位に相当するせん断ひずみをコンピュータ制御により実験供試体に与え、その時に自動計測されたせん断応力を用いて次のステップの応答変位を計算する。この過程を地震動が継続する間繰り返す。すなわち、時々刻々に変化する地盤の非線形なせん断応力を要素試験の供試体から直接求め、オンラインで応答解析に結びつけ、地震時の地盤の挙動をシミュレートする方法である。したがって、オンライン地震応答実験では、現場で得られる変位の状況あるいは振動台実験で得られる応答を要素試験の結果から直接的に求めることができる。

ここで、多層から成る地盤の全てをオンライン実験することは、システムが高価になるばかりでなく作業も煩雑化する。そこで、本実験では、図-3に示すように液状化や大変形が予想される地盤要素部分のみを要素試験でせん断応力を求め、その他の部分は数学モデルでせん断応力を求めるサブストラクチャ法を採用した。

(2) 解析方法

オンライン地震応答実験の地震応答計算は、以下の運動方程式を用いた。

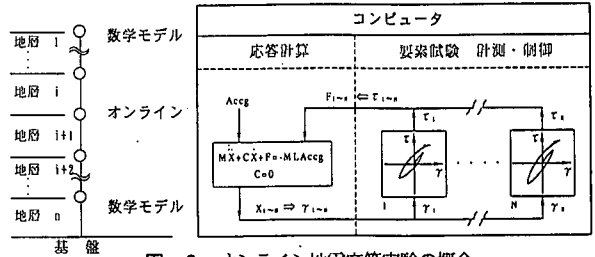


図-3 オンライン地震応答実験の概念

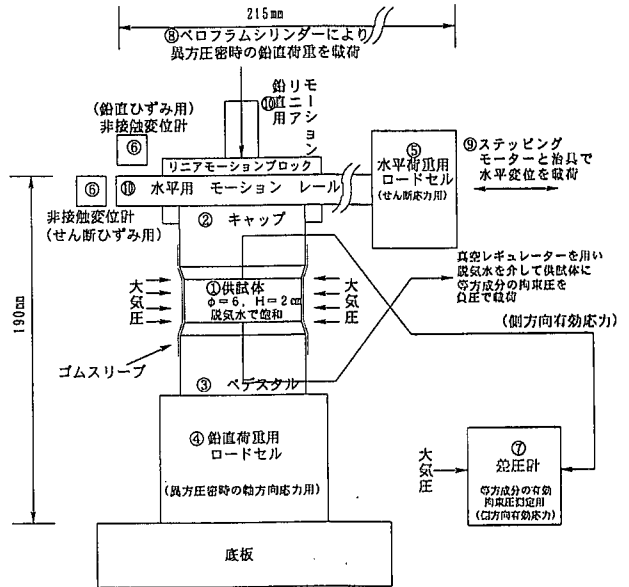


図-4 載荷試験装置の概略

$$MX + CX + F = -MLA_{ccg} \quad (1)$$

$$C = \alpha M + \beta K \quad (2)$$

ここに、 M : 質量マトリックス、 C : 減衰マトリックス、 F : 復元力ベクトル、 L : 単位ベクトル、 K : 剛性マトリックス、 X : 相対加速度ベクトル、 \dot{X} : 相対速度ベクトル、 A_{ccg} : 入力加速度、 α, β : レーリー減衰の定数である。

数値積分法は、第1ステップが線形加速度法、第2ステップ以降で衝撃加速度法²⁰⁾を用いた。ここで第1ステップとそれ以降のステップで積分法を変えた理由は、第1ステップでは衝撃加速度法に必要な第1ステップ以前の変位やせん断応力が未知であるためであり、第2ステップ以降では線形加速度法の接線剛性の精度にあまり信頼がおけないためである。

(3) 繰返しせん断試験装置

要素試験は、日下部らが開発した簡易単純せん断試験装置¹⁹⁾を3連用いた。図-4に試験装置の概略構造を示している。

本装置は、①の供試体に側方向応力と軸方向応力の等

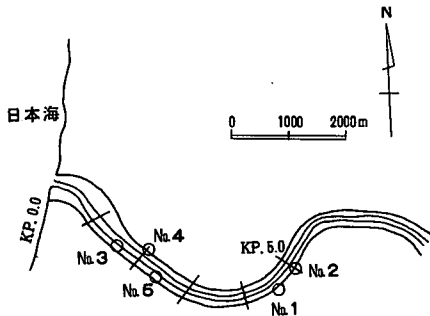
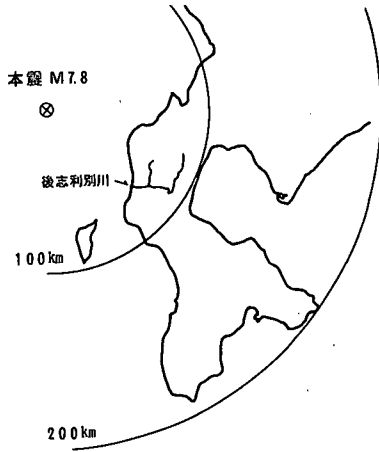


図-5 実験対象地点

方圧成分の拘束圧を真空ポンプによる負圧で作用させ、⑦の差圧計を用いて計測している。さらに、軸方向応力の異方圧密成分を⑧のペロフラムシリンダーより独立に載荷している。水平方向のせん断変位は、⑨のハーモニックギア付ステッピングモータの回転運動を水平運動に変換し供試体に与えている。水平方向の荷重は⑤のロードセルで、また軸方向の荷重は④のロードセルで計測し、水平および鉛直方向の変位は⑥の非接触型変位計で計測している。

4. 各ゾーン別の実験結果

(1) 実験対象断面

実験対象は、1993年の北海道南西沖地震で被災した後志利別川の河川堤防である。被災した河川堤防は、図-5²¹⁾に示すように震源から約70km離れた場所に位置し、地表面最大加速度は200Galを越える程度であったと推定されている。後志利別川は、昭和13年以降の河川改修により、蛇行していた旧川を締め切り、緩い砂地盤上に築堤工事が行われていた。堤防の被害は、主にこの部分に集中して発生していた。

まず最初に対象とした断面は、図-5のNo.1、つまり

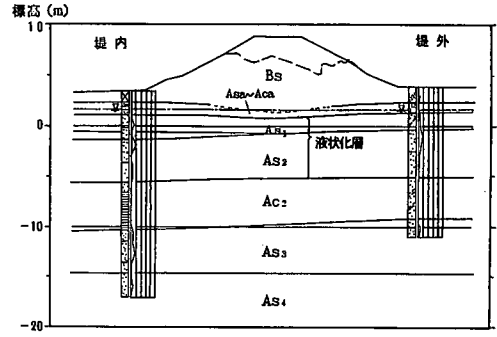


図-6 断面No.1の地層構成および地震前、地震後の形状

河口から KP4.44km の左岸側に位置する堤体と基礎地盤である。この断面は後志利別川の中でも、最も大きな被災を受けた断面の1つで、地震後の天端沈下量は2.5m以上にも達していた。本断面の地震前、地震後の形状および基礎地盤の土層構成を図-6²²⁾に示す。対象断面の堤防の形状は、堤防高が約5m、法勾配が1:2.0である。また、堤防下の基礎地盤の状況は、N値10以下の緩い盛土材料の貫入層(Bs)に引き続き薄い不飽和砂層(Asa)と粘性土層(Aca)が存在し、その下に河成砂質土層(As1, As2)が10m程度堆積し、さらにその下に軟弱な海成粘土層(Ac2)、海成砂層(As3)が厚く堆積した状況であった。

(2) 実験のモデル化およびパラメータの決定

被災後の土質調査結果より、河成堆積砂質土層(As1, As2)のN値は3~7程度と低く、液状化した可能性が高いことがわかっていった。したがって、このAs1, As2をオンライン層として要素試験を行い、その他の非液状化層は非線形弾性体として解析モデルにより、サブストラクチャ法オンライン地震応答実験を行った。なお、対象断面は二次元であるが、実験は図-7に示すように盛土中央より堤内側の各ゾーンを一次元の質点系モデルに置き換えることにより行った。各ゾーンの要素に対応する試験条件を以下に示す。

まず、ゾーンIでは自由地盤を想定しているため鉛直および水平方向に変形を許さない非排水の単純せん断条件で実験を行った。ゾーンIIも盛土法尻を想定しているため、ゾーンIと同じ非排水の単純せん断条件で実験を行った。ただし、ゾーンIIの要素には、加振前に初期せん断応力が作用している。この初期せん断応力を求めるには、FEM解析等でも可能であるが、FEM解析では要素毎にせん断応力が異なる。この異なった初期せん断応力の要素に対し、すべてオンライン地震応答実験でシミュレートすることは現実的ではない。また簡便性も考慮に入れ、ここでは法尻付近に平均的に作用しているせん断応力を円弧すべり解析を用いて、以下の方法により

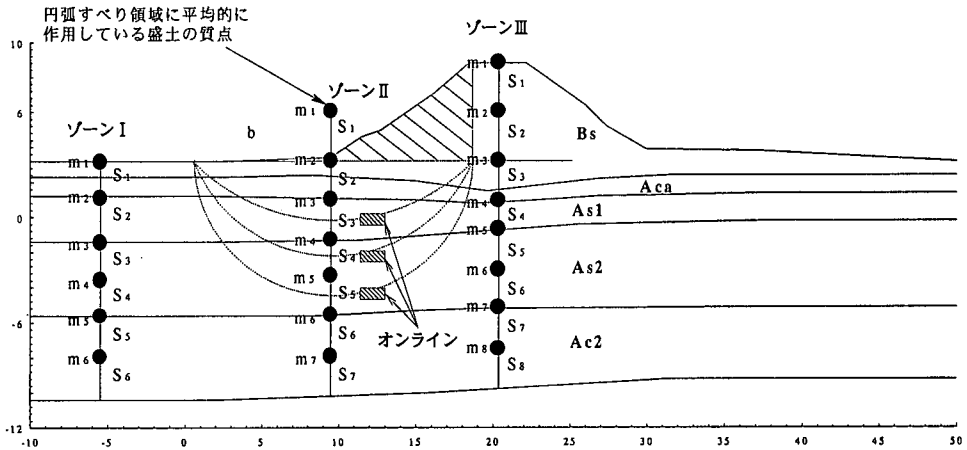


図-7 各ゾーンの質点系へのモデル化

求めた。

- ①常時の円弧すべり解析により、盛土天端および基礎地盤を通り、最小安全率となるすべり円弧を求める。このとき盛土部には、実際の被災形態に合わせ、テンションクラックを想定する。
- ②最小安全率となる円弧に着目し、すべり安全率より対象とする層の初期せん断応力を求める。このすべり円弧が切り取る基礎地盤の幅を、ゾーンIIの幅とする。
- ③その他の層についても、この幅を持ち各層の中央を通る円弧ですべり解析を行い、すべり安全率を求め、初期せん断応力を決定した。

なお、安全率から初期せん断応力を算出する方法は、修正フェレニウス法に基づき、次式によった²³⁾。

$$F_s = \frac{\sum W' \cdot \cos \alpha \cdot \tan \phi' + \sum c' \cdot l}{\sum W' \cdot \sin \alpha} = \frac{\sum f_o \cdot \tan \phi' + \sum c' \cdot l}{\sum f_s} \quad (3)$$

ここに、 W' : スライス有効重量、 α : すべりブロックが水平面となす角度、 $f_s (= W' \cdot \sin \alpha)$: 初期せん断力、 $f_o (= W' \cdot \cos \alpha)$: 垂直力、 l : 各スライスの弧長である。なお、式(3)では地震力等の外力作用に伴う有効直応力の変動はないものとしている。

式(3)より仮想すべり面に平均的に作用する垂直応力 σ_o' は次式により求められる。

$$\sigma_o' = \sum W' \cdot \cos \alpha / \sum l = f_o / \sum l \quad (4)$$

また、仮想すべり面に平均的に作用するせん断応力 σ_s は、次式のように表される。

$$\sigma_s = \sum W' \cdot \sin \alpha / \sum l = f_s / \sum l \quad (5)$$

したがって、仮想すべり面に平均的に作用する初期せん断応力比 σ_s / σ_o' は、次式により表される。

$$\frac{\sigma_s}{\sigma_o'} = \frac{f_s / \sum l}{f_o / \sum l} = \frac{\sum W' \cdot \sin \alpha / \sum l}{\sum W' \cdot \cos \alpha / \sum l}$$

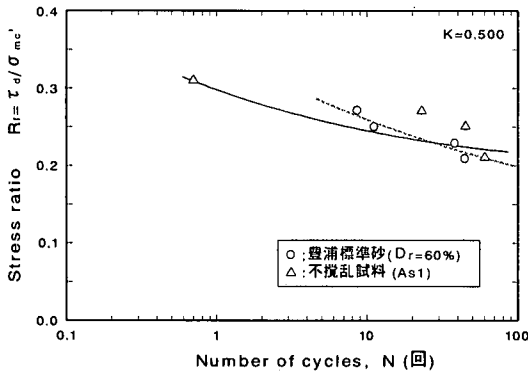
$$= \frac{\sum W' \cdot \sin \alpha}{\sum W' \cdot \cos \alpha} \quad (6)$$

この初期せん断応力比に有効上載圧を乗じて初期せん断応力を算出し、その応力を排水状態で供試体にあらかじめ作用させて実験を行った。

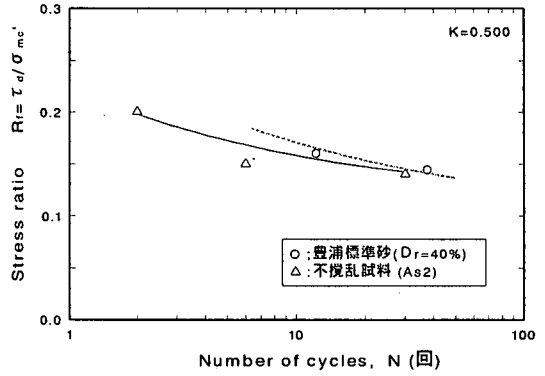
また、ゾーンIIでは、加振中に盛土側から盛土荷重の慣性力の影響を受ける。この影響は、加振中のオンライン層の繰返しせん断応力にも影響を及ぼすため、盛土荷重を考慮する必要がある。そこで、最小安全率となるすべり円弧にかかる盛土載荷分(図-7中の斜線部)を質点(m_i)に置き換え、これをゾーンIIの最上部に付加させて応答解析を行った。

ゾーンIIIでは盛土直下地盤を想定しているため、鉛直および水平方向に変形を許す条件で実験を行った。ただし、本来ならば対象構造物が平面ひずみ状態であるため2方向の水平ひずみのうち奥行き方向のひずみを拘束しなければならないが、供試体が円柱である都合上、2方向とも変形を許す条件で実験を行った。ただし、本研究では、このゾーンの鉛直ひずみのみに着目しており、水平方向のひずみについては特に検討を行っていない。

実験に用いた試料は豊浦標準砂で、図-8に示すような現場の調査から得られた液状化強度線にほぼ一致する強度となる密度で供試体を作成し、オンライン地震応答実験を行った。本来は、現場の土を用いるべきであるが入手困難であったため、ここでは液状化強度を符合させることにより、豊浦標準砂で代用した。その他の実験および解析条件は、被災後の土質調査等から得られた結果をもとに設定した。なお、ここでは試験機の制約上、地震中の残留変形に最も寄与するせん断変形についてのみ検討を行った。したがって、地震後の過剰間隙水圧の消散に伴う圧密沈下量等は計測していない。



(a) As1層



(b) As2層

図-8 液状化強度曲線の比較

表-1 各ゾーンのモデルパラメータ

(a) ゾーンI

地層名	層No.	層厚 (m)	γ_1 (kN/m ³)	地盤モデル	G_0 (kN/m ²)	R_{10}	ϕ (°)	h_{m1}	R-0パラメータ	
									α	β
Asa~Aca	1	2.00	15.5	修正R-0	22800	-	45	0.20	1.89	1.91
As1	2	2.30	16.5	オンライン	オンライン	0.22	-	-	-	-
As2	3	2.15	17.0	オンライン	オンライン	0.14	-	-	-	-
As2	4	2.15	17.0	オンライン	オンライン	0.14	-	-	-	-
Ac2	5	2.30	14.5	修正R-0	33300	-	32	0.17	1.65	1.72
Ac2	6	2.30	14.5	修正R-0	33300	-	32	0.17	1.65	1.72

(b) ゾーンII

地層名	層No.	層厚 (m)	γ_1 (kN/m ³)	地盤モデル	G_0 (kN/m ²)	初期せん断応力比 τ/σ'_v	R_{10}	ϕ (°)	h_{m1}	R-0パラメータ	
										α	β
Bs	1	-	16.0	修正R-0	23500	-	-	35	0.24	2.31	2.21
Asa~Aca	2	2.00	15.5	修正R-0	22800	-	-	45	0.20	1.89	1.91
As1	3	2.30	16.5	オンライン	オンライン	0.118	0.22	-	-	-	-
As2	4	2.15	17.0	オンライン	オンライン	0.124	0.14	-	-	-	-
As2	5	2.15	17.0	オンライン	オンライン	0.175	0.14	-	-	-	-
Ac2	6	2.30	14.5	修正R-0	33300	-	-	32	0.17	1.65	1.72
Ac2	7	2.30	14.5	修正R-0	33300	-	-	32	0.17	1.65	1.72

(c) ゾーンIII

地層名	層No.	層厚 (m)	γ_1 (kN/m ³)	地盤モデル	G_0 (kN/m ²)	R_{10}	ϕ (°)	h_{m1}	R-0パラメータ	
									α	β
Bs	1	3.00	16.0	修正R-0	23500	-	35	0.24	2.31	2.21
Bs	2	3.00	16.0	修正R-0	23500	-	35	0.24	2.31	2.21
Asa~Aca	3	2.00	15.5	修正R-0	22800	-	45	0.20	1.89	1.91
As1	4	1.70	16.5	オンライン	オンライン	0.22	-	-	-	-
As2	5	2.15	17.0	オンライン	オンライン	0.14	-	-	-	-
As2	6	2.15	17.0	オンライン	オンライン	0.14	-	-	-	-
Ac2	7	2.40	14.5	修正R-0	33300	-	32	0.17	1.65	1.72
Ac2	8	2.40	14.5	修正R-0	33300	-	32	0.17	1.65	1.72

各ゾーンで設定したモデルパラメータを表-1に示す。何れのゾーンにおいてもAc2層下面までをモデル化し、Ac2層下面を剛基盤とした。地震動は一次元重複反射解析により求めたAc2層下面での波形(E+F)を用いた。一次元重複反射解析に用いた入力地震動は、寿都観測所で観測された地表面波形²⁴⁾を工学基盤まで引き戻した波形に距離減衰を考慮したものを用いた。なお、応答解

析における時間ステップは0.01秒とし、実験の制約上40秒間の解析を行った。

(3) 実験結果

図-9は、ゾーンIにおける入力加速度波形($\alpha_{max}=148.9Gal$)および各質点の応答加速度波形を示している。この図から、オンライン層である液状化層で加速度波形

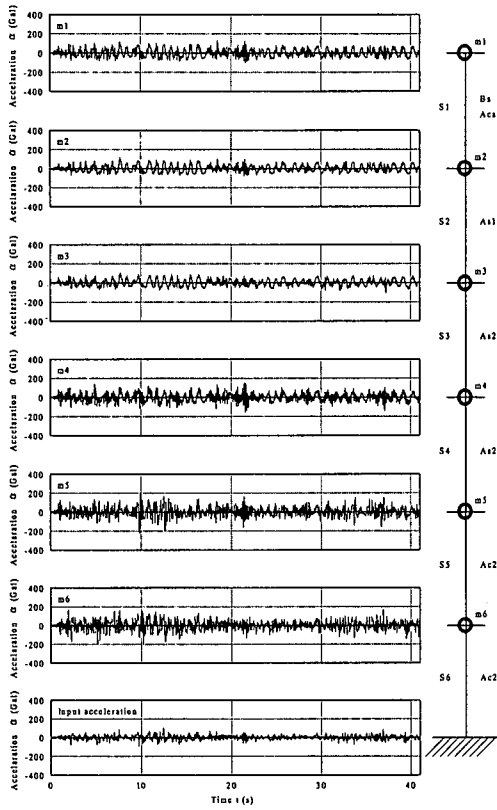


図-9 ゾーンIにおける各質点の応答加速度波

が長周期化していることが認められる。また振幅を見ると基盤面から入力された加速度は粘土層内(Ac?)で増幅し、液状化層で一旦減衰した後、盛土(Bs)部分で再び増幅していることがわかる。

図-10 はオンライン層の有効応力経路を、また図-11 はせん断応力～せん断ひずみ関係を各ゾーン毎に示したものである。図中の破壊線は静的試験より求めたものである。この図よりゾーンIの自由地盤では有効応力が最終的にはほぼゼロに達し、またせん断応力～せん断ひずみ関係においても急激にせん断剛性が低下し液状化破壊に至っていることが認められる。ゾーンIIは初期せん断応力が作用しているため、有効応力はゼロにはならないが、破壊線に到達していることがわかる。また、せん断ひずみも破壊線に到達したあたりから急激に発達し、流動性のすべり破壊を起こしている様子が認められる。ゾーンIIIでは有効応力が初期値から5割程度しか減少しておらず、有効応力経路は破壊線にまで到達していないところで終結している。その結果有意な水平せん断ひずみは生じていないが、鉛直方向のひずみは図-12に示すように、繰返しせん断応力を受ける毎に、徐々に累積している様子が見られる。

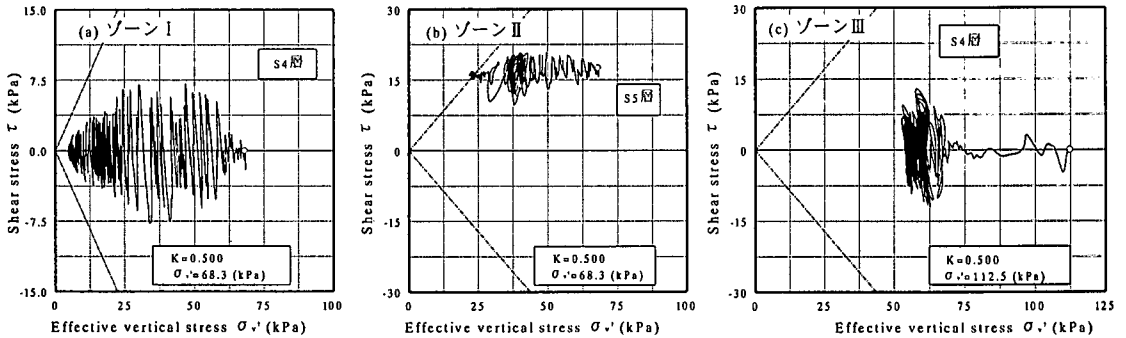


図-10 各ゾーンの有効応力経路

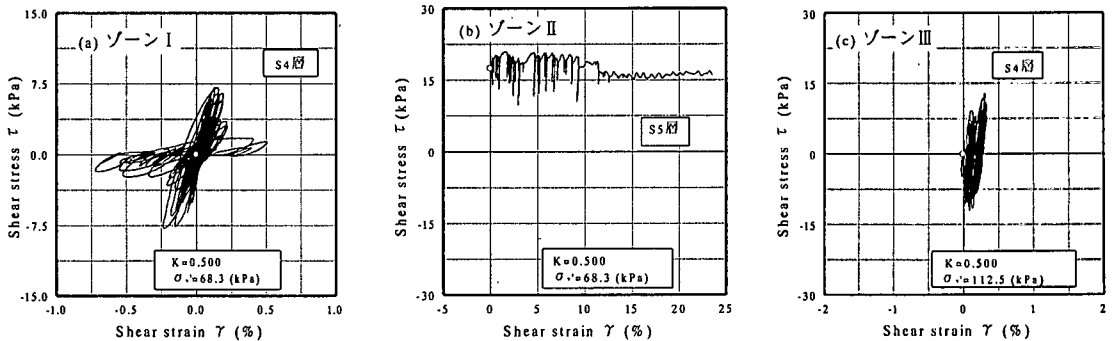


図-11 各ゾーンのせん断応力～せん断ひずみ関係

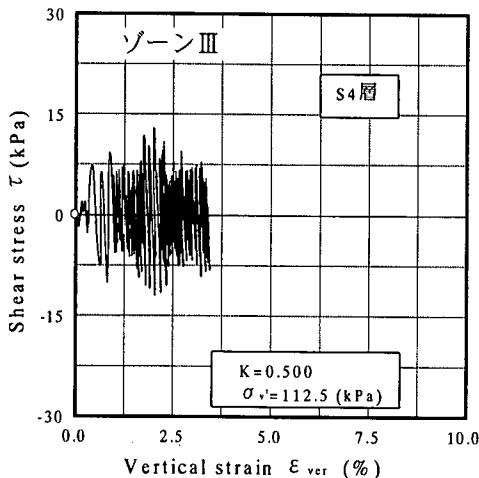


図-12 ゾーンIIIのせん断応力～鉛直ひずみ関係

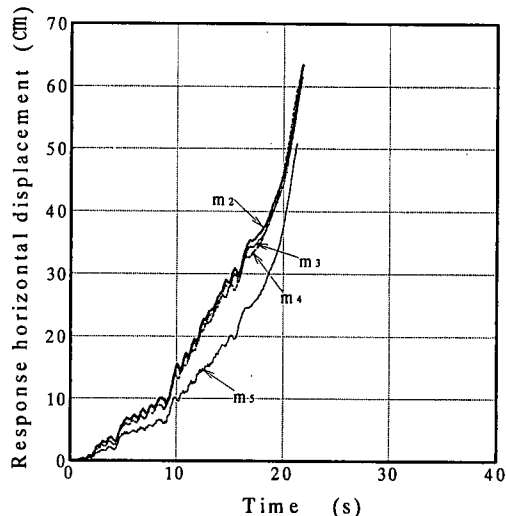


図-13 ゾーンIIにおける応答水平変位の時刻歴

ここで、各ゾーンにおける盛土の天端沈下量の推定方法について考える。まず、ゾーンIでは初期せん断応力が作用していない単純せん断状態であるため、残留せん断ひずみ、鉛直ひずみともに発生しない。そのため、せん断に伴う沈下は発生しない。次に、ゾーンIIでは、先にも述べたように流動性のすべり破壊を起し、これに伴い図-13に示すような大きな残留水平変位が急激に生じる。この残留水平変位のうち盛土法尻における地表面での水平変位量と、盛土の天端沈下量との関係を、既往の液状化性土盤上の盛土の模型実験結果^{11), 12)}を基に整理したのが、図-14である。この図より、両者の間に多少ばらつきはあるものの、ほぼ1:1の関係にあることがわかる。したがって、ここではゾーンIIの地表面水平変位量(m_2 の水平変位)と天端沈下量(δ_2)は、ほぼ等価であるとし、盛土の天端沈下量を求めた。

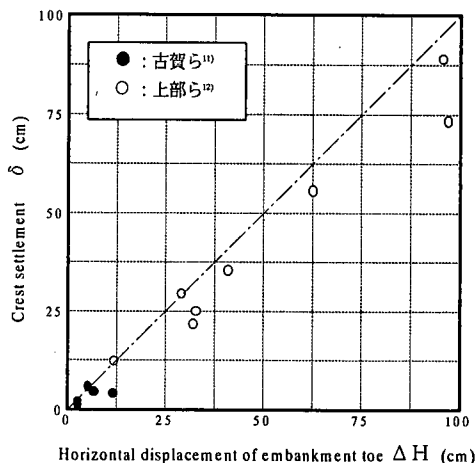


図-14 盛土法尻の残留水平変位量と盛土の天端沈下量の関係

一方、ゾーンIIIでは各層の鉛直方向のひずみに層厚を乗じての残留鉛直変位を算出した。図-15が、その結果である。ゾーンIIIの場合、この残留鉛直変位と盛土の沈下量がほぼ等しいとし、次式により盛土の天端沈下量を求めた。

$$\delta_3 = \sum_{i=1}^n H_i \cdot \varepsilon_{vi} \quad (7)$$

ここに、 δ_3 : ゾーンIIIの沈下量、 ΔH_i 各層の層厚、 ε_{vi} : 各層の鉛直方向のひずみ、 n : 分割した層の総数である。

なお、最終的な対象盛土の天端沈下量は、ゾーンIIの天端沈下量(δ_2)とゾーンIIIの天端沈下量(δ_3)のうち、大きい方とみなした。盛土天端沈下量の算出方法についてとりまとめたものを、図-16に示す。

図-17は、図-16で示した方法により求めたゾーンIIおよびゾーンIIIの堤防の沈下量を比較した結果である。同図より、ゾーンIIでは加振開始後10秒を過ぎたあたりから急激に沈下が生じ、残留沈下量が60cm以上達し

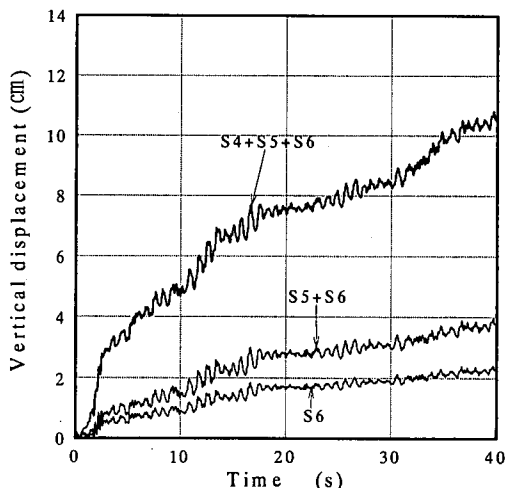


図-15 ゾーンIIIにおける累積鉛直変位量の時刻歴

δ_2 , δ_3 の大きい方を対象盛土の天端沈下量として評価

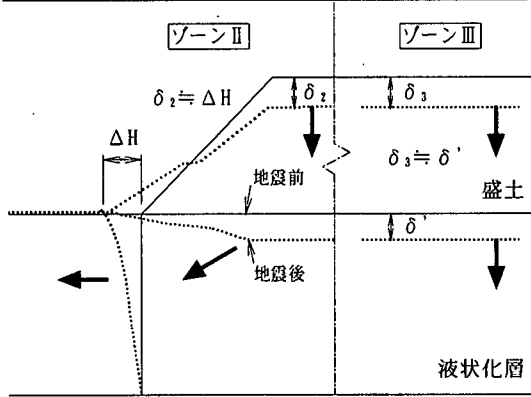


図-16 天端沈下量の算出方法

表-2 解析位置と天端沈下量

断面 No.	位置	天端沈下量(cm)
1	左岸 KP. 4.44km	267
2	左岸 KP. 5.00km	0
3	左岸 KP. 1.71km	126
4	右岸 KP. 2.00km	0
5	左岸 KP. 2.49km	63

究で分類した破壊形態は、妥当であったと考えられる。また、本検討ではゾーンII、つまり盛土法尻付近で生じる液状化性の流動性のすべり破壊による変形量が最も大きいことから、この破壊が堤防の沈下を大きくした主原因と考えられる。

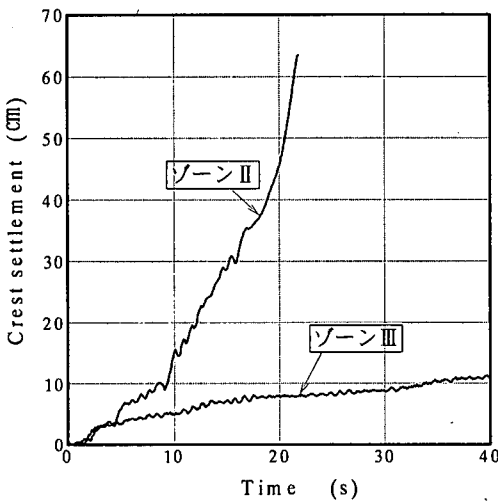


図-17 ゾーンIIとゾーンIIIにおける天端沈下量の比較

ているのに対し、ゾーンIIIでは加振開始後より徐々に沈下が生じているものの、ゾーンIIのような急激な沈下は生じておらず、最終的に残留沈下量は10cm程度しか生じていないという結果になっている。なお、ゾーンIIの地震動継続時間が20秒までしか示されていないのは、変位計の性能上ひずみを25%までしか測定できなかったからである。したがって、実験を40秒まで継続していれば、さらなる天端沈下量が発生したことが予想される。これらの結果より、最終的な盛土天端沈下量は、ゾーンIIの沈下量の方が大きく生じているため、このゾーンで生じた天端沈下量、つまり60cm以上生じたものと考えられる。ただし、実際の盛土地盤ではゾーンIIIの領域も、ゾーンIIの領域が大きく流動変形することにより、その変形に引きずられる形でさらに大きな沈下量が生じることが考えられる。

このように加振後の盛土法尻付近の残留変形が大きく生じている傾向は、図-1(c)で示した振動台実験の残留変形結果とも一致している。これらのことから、本研

5. 各断面別の実験結果

(1) 実験対象断面

北海道南西沖地震による被災が大きかった後志利別川沿いにも、大きな天端沈下が生じた堤防と、ほとんど生じなかった堤防が混在していた。そこで次に、天端沈下が大きく生じた堤防断面と、ほとんど生じなかった断面をそれぞれ抽出し、各断面に対しオンライン地震応答実験を行い、本手法による沈下量予測法の適用性について検討を行った。

抽出した断面は、天端沈下が大きく生じた断面(断面No. 1, 3, 5) 3断面と、ほとんど生じなかった断面(断面No. 2, 4) 2断面の計5断面である。各断面の平面的な位置は図-5に、また各断面の河口からの距離および地震後に計測された天端沈下量を表-2に示す。これらより、抽出した5断面は先に述べたように過去に河川改修が行われた河口より5km以内の場所に位置している。断面No. 2~No. 5における地震前後の形状および基礎地盤の土層構成を図-18²²⁾に示す。これらより、対象断面の堤防形状の特徴として、顕著な天端沈下が生じた断面では堤防高が約5m以上であったのに対し、天端沈下がほとんど生じなかった断面では3m程度であったことが挙げられる。なお、法勾配はどの断面も1:1.8~2.0程度であった。また堤防下の基礎地盤の特徴としては、断面No. 3, 5ではNo. 1と同様に地表面からN値10以下の緩い盛土層(Bs)や河成砂質土層(As1, As2)が5~10m程度厚く堆積しているのに対し、断面No. 2, 4では地表面から腐植土や粘性土(Ac1, Ap)が堆積し、その下部に河成砂質土層(As1)が2m程度しか堆積していなかったことが挙げられる。

(2) 実験のモデル化およびパラメータの決定

前述したように、堤防の破壊に最も寄与する破壊形態

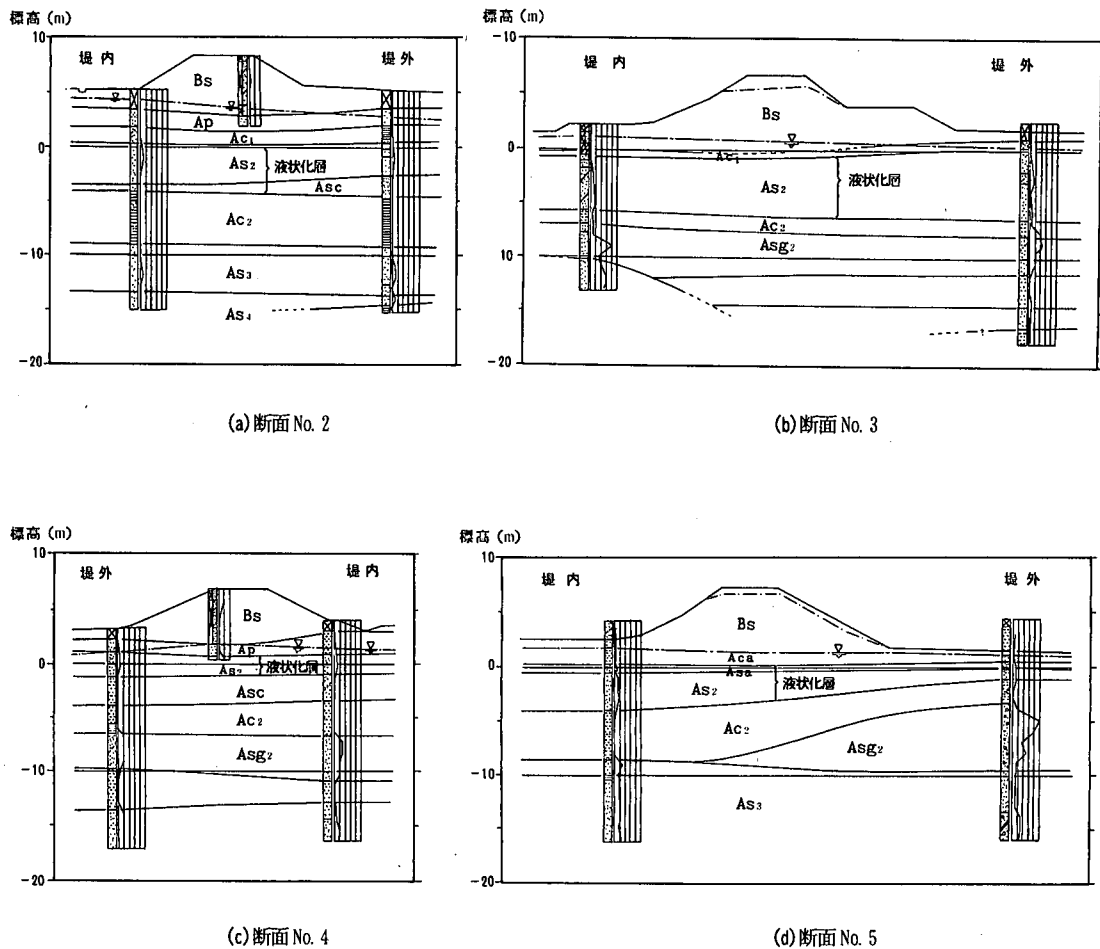


図-18 各断面の地層構成および地震前、地震後の形状

が、堤防法尻部の液状化性の流動性のすべり破壊であることがわかった。そのためここでは、堤内側の堤防法尻付近（ゾーンⅡ）のみに着目し、オンライン地震応答実験を行った。断面 No. 1 をモデル化したときと同様に、各断面で液状化した可能性が高いと判断された層をオンライン層とし、その他を非線形弾性体として実験を行った。また、オンライン層に作用している初期せん断応力や液状化強度等についても、断面 No. 1 のゾーンⅡと同じ手法により決定した。各断面で設定したモデルパラメータを表-3 に示す。

入力地震動も、断面 No. 1 と同じく一次元重複反射解析により Ac_2 層下面での波形 (E+P) を抽出したものをを用いた。一次元重複反射解析から得られた Ac_2 層下面での最大加速度を表-4 に示す。

(3) 実験結果

図-19 は断面 No. 2~4 のオンライン層である As_2 の

有効応力経路を、図-20 はせん断応力~せん断ひずみ関係を各断面毎に示したものである。これらの図より各断面ともに有効応力は完全に喪失することはないものの、有効応力経路ほぼ破壊線近くまで達していることがわかる。また、各断面のせん断ひずみは、断面 No. 2 を除き累積せん断ひずみ量が 5% 以上に達し、特に天端沈下量が大きく生じていた断面 No. 3, No. 5 では、断面 No. 1 と同様に累積量が 10% 以上生じていることがわかる。

図-21 は現場で調査された河川堤防の天端沈下量と、オンライン地震応答実験により得られた加振後の水平変位の比較を行ったものである。図に示すように断面によって沈下量に差が生じている理由として、地震時の繰返しせん断応力比 (τ_d/σ_v') が、断面 No. 3~No. 5 では 0.20 以上生じているのに対し、沈下量の少なかった断面 No. 2 では、0.15 程度と小さかったことが挙げられる。これは、液状化層である As_2 の上に非液状化層である粘土層 (Ap, Ac1) が他の断面に比べ厚く堆積し

表-3 各断面のモデルパラメータ

(a) 断面 No. 2

地層名	層No.	層厚 (m)	γ_i (kN/m ³)	地盤モデル	G_0 (kN/m ²)	初期せん断応力比 τ/σ'_v	R_{120}	ϕ (°)	h_{20}	R-0パラメータ	
										α	β
Bs	1	—	16.0	修正R-0	23500	—	—	35	0.24	2.31	2.21
Bs	2	1.00	16.0	修正R-0	23500	—	—	35	0.24	2.31	2.21
Ap~Ac1	3	3.00	11.0	修正R-0	13600	—	—	55	0.11	1.42	1.34
As2	4	1.30	17.0	オンライン	オンライン	0.118	0.21	—	—	—	—
As2	5	1.30	17.0	オンライン	オンライン	0.180	0.21	—	—	—	—
As2	6	1.30	17.0	オンライン	オンライン	0.219	0.21	—	—	—	—
Ac2	7	2.75	14.5	修正R-0	33300	—	—	41	0.17	1.65	1.72
Ac2	8	2.75	14.5	修正R-0	33300	—	—	41	0.17	1.65	1.72

(b) 断面 No. 3

地層名	層No.	層厚 (m)	γ_i (kN/m ³)	地盤モデル	G_0 (kN/m ²)	初期せん断応力比 τ/σ'_v	R_{120}	ϕ (°)	h_{20}	R-0パラメータ	
										α	β
Bs	1	—	16.0	修正R-0	23500	—	—	35	0.24	2.31	2.21
Bs~Ac1	2	2.90	16.0	修正R-0	23500	—	—	48	0.24	2.31	2.21
As2	3	1.70	17.5	オンライン	オンライン	0.170	0.19	—	—	—	—
As2	4	1.70	17.5	オンライン	オンライン	0.180	0.19	—	—	—	—
As2	5	1.70	17.5	オンライン	オンライン	0.228	0.19	—	—	—	—
Ac2	6	1.30	16.5	修正R-0	37900	—	—	35	0.17	1.65	1.72

(c) 断面 No. 4

地層名	層No.	層厚 (m)	γ_i (kN/m ³)	地盤モデル	G_0 (kN/m ²)	初期せん断応力比 τ/σ'_v	R_{120}	ϕ (°)	h_{20}	R-0パラメータ	
										α	β
Bs	1	—	16.0	修正R-0	23500	—	—	35	0.24	2.31	2.21
Bs	2	1.00	16.0	修正R-0	23500	—	—	35	0.24	2.31	2.21
Ap	3	1.10	14.0	修正R-0	14300	—	—	45	0.11	1.42	1.34
As2	4	0.80	17.0	オンライン	オンライン	0.120	0.30	—	—	—	—
As2	5	0.80	17.0	オンライン	オンライン	0.125	0.30	—	—	—	—
As2	6	0.80	17.0	オンライン	オンライン	0.131	0.30	—	—	—	—
Asc	7	2.60	15.5	修正R-0	35600	—	—	41	0.17	1.65	1.72
Ac2	8	2.50	15.5	修正R-0	35600	—	—	33	0.17	1.65	1.72

(d) 断面 No. 5

地層名	層No.	層厚 (m)	γ_i (kN/m ³)	地盤モデル	G_0 (kN/m ²)	初期せん断応力比 τ/σ'_v	R_{120}	ϕ (°)	h_{20}	R-0パラメータ	
										α	β
Bs	1	—	16.0	修正R-0	23500	—	—	35	0.24	2.31	2.21
Bs	2	1.00	16.0	修正R-0	23500	—	—	35	0.24	2.31	2.21
Aca	3	1.50	15.5	修正R-0	22800	—	—	40	0.20	1.89	1.91
Asa~As2	4	1.20	18.0	オンライン	オンライン	0.230	0.20	—	—	—	—
As2	5	1.20	18.0	オンライン	オンライン	0.273	0.20	—	—	—	—
As2	6	1.20	18.0	オンライン	オンライン	0.253	0.20	—	—	—	—
Ac2	7	2.25	16.5	修正R-0	37800	—	—	40	0.17	1.65	1.72
Ac2	8	2.25	16.5	修正R-0	37800	—	—	40	0.17	1.65	1.72

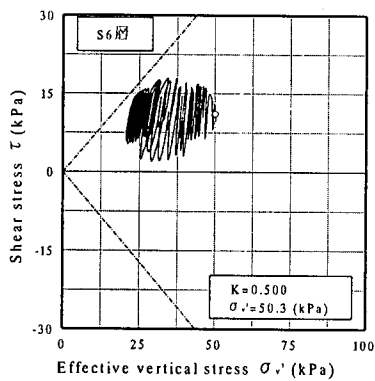
表-4 入力最大加速度

断面 No.	Ac2層下面の最大加速度 (gal)
1	148.9
2	203.8
3	106.0
4	135.4
5	141.8

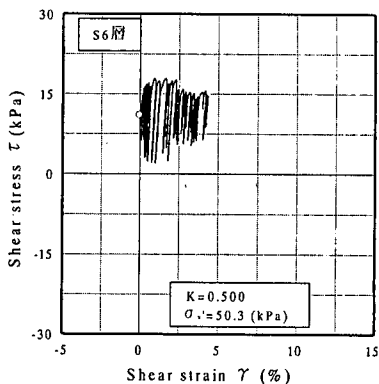
ていたためとして考えられる。松尾ら²⁵⁾は、断面 No. 2 の沈下量が小さかった理由として、このAp, Ac1 の変形特性の影響が大きいためにしているが、本研究では初期応力状態(有効上載圧, 初期せん断応力比)には粘土層の影

響が含まれるものの、加振中の粘土層の変形特性が及ぼす影響については、この部分に一般的な非線形モデルを用いたため、その影響は明確には現れなかった。また、やはり沈下量の少なかった断面 No. 4 では、液状化層であるAs2の層厚が薄く、As2の液状化強度も他の断面に比べて高かったことが原因として考えられる。

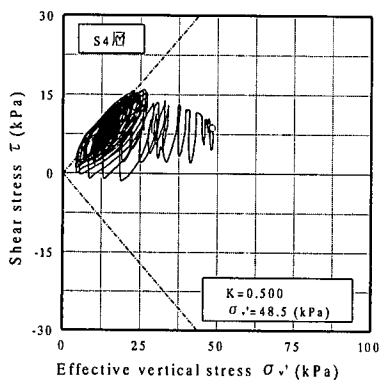
一方、実験による沈下量を現場の沈下量と比較すると、両者は量的には一致していないが、沈下の傾向そのものは実験によりうまくとらえられていることがわかる。沈下量が過小評価された理由として、現場で調査された地盤の変形量は地震で被害を受けた直後のものではなく、数日を経たものであるため、発生した間隙水圧の消散に



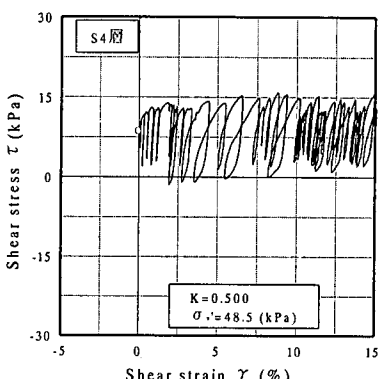
(a) 断面 No. 2



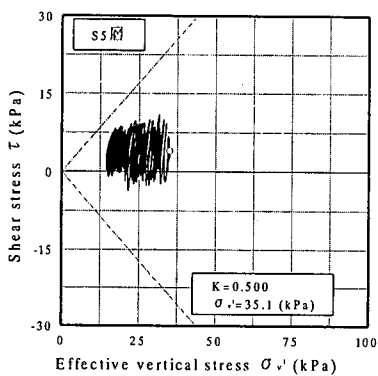
(a) 断面 No. 2



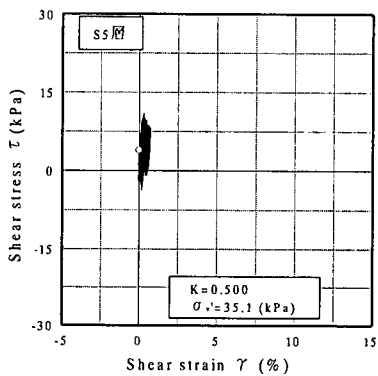
(b) 断面 No. 3



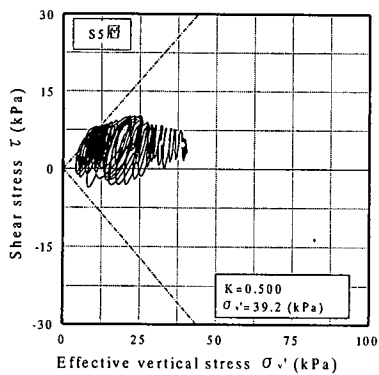
(b) 断面 No. 3



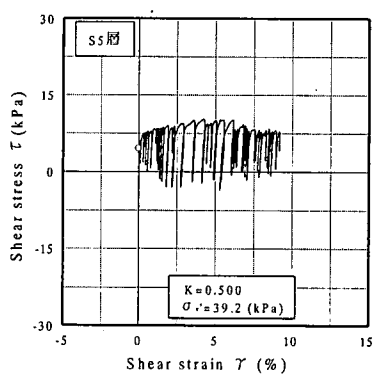
(c) 断面 No. 4



(c) 断面 No. 4



(d) 断面 No. 5



(d) 断面 No. 5

図-19 各断面の有効応力経路

図-20 各断面の応力～ひずみ関係

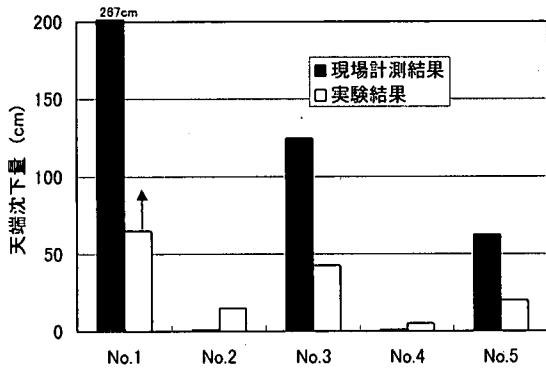


図-21 現場沈下量と実験後の沈下量の比較

よる沈下や永久変形の時間遅れ分等が加わったことも一因として考えられる。また地盤の物性値等も地震後に調べられたものであり、被害前のものと必ずしも一致しているとは限らないため、地盤の剛性や液状化強度、入力加速度などが正確に把握できなかったことなどが考えられる。また断面 No. 2, No. 4 においては被害なしと報告されているが、本実験結果からは堤防下の基礎地盤に若干の水平変形が認められる。これらのことを考慮した上で、実際の天端沈下量とオンライン地震応答実験による水平変位量を比較してみると、本研究で評価された変位量は実例に相対的に類似しており各断面とも比較的良好に対応していると判断される。

6. まとめ

液状化性土盤上の盛土の動的挙動をオンライン地震応答実験により明らかにした。本研究で得られた知見をまとめると以下のとおりである。

- (1) 過去の振動台実験の結果から盛土周辺地盤を、液状化で破壊に至る自由地盤のゾーン、流動性のすべり破壊が生じる盛土法尻付近のゾーン、揺れ込み沈下で破壊に至る盛土直下地盤のゾーンの3つに分類した。
- (2) 分類した3つのゾーンで、オンライン地震応答実験を行った。その結果から、流動性のすべり破壊が生じる法尻付近の破壊が、堤防の天端沈下を大きくした主な原因と判断された。
- (3) 北海道南西沖地震で被災した後志利別川の堤防を対象にオンライン地震応答実験を行った。予測天端沈下量は実測値に比べやや小さめではあったが、実測沈下量の大小関係を定性的に評価することができた。本研究では、液状化性土盤上の盛土の破壊は、盛土法尻付近で生じる流動性のすべり破壊が主原因であるとした。ただし、地盤は様々な地層構成環境で形成されてい

るため一つの破壊モードで全て現象を説明できないものである。しかしながら以上の結果から、本論文で示した方法は、地震による河川堤防の沈下を評価する1つの有効な手段であると考えられる。

また、流動性のすべり破壊が最も危険な破壊モードであるならば、これまでの盛土設計の主流である震度法によるすべり計算法による評価方法も有効であると考えられる。したがって、例えば円弧すべり解析にオンライン地震応答実験結果を取り入れ、変形量を定量化できれば合理的な検討法になるものと考えられる。

謝辞：本研究で用いた北海道南西沖地震における河川堤防のデータは、(財)国土開発技術センターから提供していただいた。また、振動台実験結果は建設省土木研究所耐震技術研究センター動土質研究室松尾修室長より提供いただいた。記して謝意を表する次第である。

参考文献

- 1) 建設省土木研究所：平成5年(1993年)釧路沖地震災害調査報告，土木研究所報告第193号，1994。
- 2) 建設省土木研究所：平成5年(1993年)北海道南西沖地震災害調査報告第194号，1994。
- 3) 建設省土木研究所：平成7年(1995年)兵庫県南部地震災害調査報告第196号，1996。
- 4) 松尾修：最近の地震における土構造物の被害，基礎工，Vol.21, No.21, pp.94-99, 1993。
- 5) 佐々木康：河川堤防の地震被害事例，地震時の地盤・土構造物の流動性および永久変位に関するシンポジウム発表論文集，地盤工学会，pp.293-298, 1998。
- 6) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T., Kato, M. and Uzuoka, R.: FEM-FDM coupled liquefaction analysis of a porous soil using an elastoplastic model, *Applied Scientific Research*, Vol.52, pp.209-245, 1994。
- 7) Lee, K.L. and Fitton, J.A.: Factors affecting the cyclic loading strength of soil, vibration effects of earthquakes on soil foundations, *ASTM STP450*, pp.71-95, 1969。
- 8) Towhata, I., Orence, R., and Toyota H.: Mathematical principles in prediction of lateral ground displacement induced by seismic liquefaction, *Soils and Foundations*, Vol.39, No.2, 1-19, 1999。
- 9) Yasuda, S., Nagase, H., Kiku, H. and Uchida, Y.: The mechanism and a simplified procedure for the analysis of permanent ground displacement due to liquefaction, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.149-160, 1992。
- 10) 藤井照久，兵動正幸，安福規之，村田秀一：初期せん断応力を考慮した飽和砂斜面の地震時安定解析—斜面と安定解析と安定化工法の諸問題—，第36回土質工学シンポジウム論文集，土質工学会，pp.35-40, 1991。

- 11) Koga, Y. and Matsuo O. ; Shaking table tests of embankments resting on liquefiable sandy ground, *Soils and Foundations*, Vol.30, No.4, pp.162-174, 1990.
- 12) 上部達生, 北澤壮介, 檜垣典弘: 飽和砂地盤上の盛土の破壊振動台実験と円形すべり安定解析, 港湾技術研究所報告, Vol.24, No.2, pp.305-358, 1985.
- 13) 稲富隆昌, 風間基樹, 飯塚栄寿, 永吉貴行, 菅野高弘: 砂地盤上の斜面の地震時安定性に関する遠心力場振動実験, 港湾技研資料, No.838, 1996.
- 14) 吉田望: 液状化に伴う流動のメカニズム (委員会報告), 地震時の地盤・土構造物の流動性と永久変形に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.53-70, 1998.
- 15) 渦岡良介: 盛土構造物と液状化地盤 (委員会報告), 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.277-281, 1999.
- 16) 谷 和夫, Craig, W.H. : シェイク・ダウン-波浪荷重を受ける大型スカート基礎の破壊メカニズムの実験的検討, 第39回土質工学シンポジウム論文集, pp.203-210, 1994.
- 17) 日下部伸, 森尾敏, 有本勝二: オンライン地震応答実験による2層系砂質土盤の液状化挙動, 土質工学会論文報告集, Vol.30, No.3, pp.174-184, 1990.
- 18) Kusakabe, S. and Morio, S. : The development of a substructure on-line testing system for seismic response analysis of a geotechnical system, *Soils and Foundations*, Vol.35, No.2, pp.117-125, 1995.
- 19) 日下部伸, 森尾敏, 岡林巧, 藤井照久, 兵動正幸: 簡易単純せん断試験装置の試作と種々の液状化試験への適用, 土木学会論文集, No.617/III-46, pp.299-304, 1999.
- 20) 柴田明德: 最新耐震構造解析, 森北出版株式会社.
- 21) 金子正之, 田村圭司, 佐々木康, 勝山明雄, 佐藤謙司: 平成5年度北海道南西沖地震による河川堤防被害について, 第29回土質工学研究発表会, pp.971-972, 1994.
- 22) 松尾修, 岡村未対, 島津多賀夫, 渦岡良介: 有限要素法による後志利別川堤防の地震被害事例解析, 液状化メカニズム・予測法と設計法に関するシンポジウム発表論文集, 地盤工学会, pp.445-450, 1999.
- 23) 兵動正幸, 藤井照久: 粘性土の動的性質 6. 設計へのアプローチ, 土と基礎, Vol.47, No.2, pp.55-60, 1999.
- 24) 石川有三: 北海道南西沖地震特集1, 2 強震記録(1), 地震工学振興会ニュース, No.133, pp.6-8, 1993.
- 25) 松尾修, 島津多賀夫, 渦岡良介, 三原正哉: 北海道南西沖地震で被災した河川堤防の変形量に関する解析的考察, 第10回日本地震工学シンポジウム論文集, pp.1545-1550, 1998.

(1999. 9. 14 受付)

ON-LINE SEISMIC RESPONSE TESTS ON EMBANKMENTS FOUNDED ON SATURATED SANDY DEPOSITS

Teruhisa FUJII, Masayuki HYODO, Shin KUSAKABE and Kenjiro FUKUDA

River dykes and road embankments are frequently damaged during earthquakes. The liquefaction of foundation, the behavior of which is not yet well realized, is considered to be the main cause of the damage. Based on the results of past studies, the foundation of an embankment was divided into three zones to examine the failure modes. One-dimensional on-line seismic response tests, which were conducted by a combination of direct shear tests on soil element and computer earthquake response analyses, were performed for such zones of actual river dykes damaged during earthquake. The cumulative horizontal displacement values obtained by the tests were compared with the measured embankment-crest settlement data, which showed that the liquefaction sliding failure under the toe of slope of such an embankment is found to be the most detrimental of all failure modes.