

道路盛土の地震時安定に関する 動的遠心模型実験

江川拓也¹・西川純一¹・林宏親¹

¹ 独立行政法人 北海道開発土木研究所 土質基礎研究室(〒062-8602北海道札幌市豊平区平岸一条三丁目1-34)

1990年代に北海道において、3つの地震により盛土構造物が大きく崩壊した。これまでに著者らは、盛土内に浸透水が存在する場合の地震時崩壊機構として、過剰間隙水圧の発生による有効応力の低下が支配的であることを明らかにした。小文では、浸透水が存在する盛土を対象とした動的遠心模型実験結果から、道路盛土の地震時安定性の評価について検討を行った。その結果、地震時の盛土内に発生する最大過剰間隙水圧と最大加速度を低減させた水平震度を同時に考慮したすべり安定計算により盛土の地震時安定性は評価可能であると考えられた。盛土内における過剰間隙水圧の発生は、最大加速度の0.38~0.57倍を水平震度として求めた液状化抵抗率から予測すると実測値と良く対応することがわかった。

Key Words : Road Embankment, Seepage Water, Centrifuge Model Experiments, Circular Slip Analysis

1. はじめに

過去の北海道における3つの大きな地震により、道路盛土や河川堤防などの盛土構造物に大きな崩壊が発生している^{1) 2) 3)}。これらの地震被害およびその後の被災事例を契機に、従来耐震設計が行われていなかった盛土構造物についても耐震性に関する検討が進められ、一部指針化に至っている⁴⁾。

これまでに、著者らは、盛土強度、浸透水の有無、地形条件および加振加速度などのパラメーターが、盛土の地震時挙動に与える影響を把握するために動的遠心模型実験を実施してきた。その結果、基礎地盤が良好であっても盛土内に浸透水が存在する場合、盛土の地震時安定性が著しく損なわれることを確認するとともに、この場合の崩壊機構として、過剰間隙水圧の発生による有効応力の低下が支配的であることを明らかにした^{5) 6) 7)}。

小文では、浸透水が存在する盛土に対し不規則波を入力波形とした動的遠心模型実験結果をもとに、水平震度と過剰間隙水圧を同時に考慮したすべり安定計算による地震時安定性の定量的評価、ならびに地震時の盛土内における過剰間隙水圧の発生量の予測について液状化抵抗率との関係から検討した。

2. 道路盛土の被害事例

北海道では、1993年に釧路沖地震と北海道南西沖地震、1994年に北海道東方沖地震が発生し、各方面に甚大な被害をもたらした。3つの地震のうち、道路盛土の被害が多かったのは釧路沖地震であり、数

カ所において大規模な盛土崩壊が生じ長期間にわたって交通に影響を与えた。この大規模崩壊箇所は、いずれも地形的に地下水が集まりやすく、崩壊面から湧水が確認されている⁸⁾。さらに、どの崩壊も比較的崩土の到達距離が大きく、崩土の含水比が高かった。加えて、地震発生時が厳冬期であったため地表面の凍結が盛土からの排水を妨げていた可能性もある⁹⁾。これらのことから、地震発生時、盛土内に浸透水が存在し、これを素因として地震動による強度低下が生じ崩壊に至ったと考えられる。

3. 実験方法

本検討では、釧路沖地震での被害事例の特徴および過去の遠心模型実験結果を踏まえ、盛土内に浸透水が存在する条件の下、実験を行った。表-1に実験ケースを示す。今回は1/50縮尺の模型盛土を作成し、50Gの遠心加速度場において加振実験を実施した。実験装置は日下部らの報告¹⁰⁾に記載されているものと同様である。

図-1に模型断面と計測センサーの配置を示す。盛土形状は、標準的な道路盛土を想定したもので、半断面とした。模型材料は、豊浦標準砂とカオリン粘土を乾燥重量比で8:2に混合し、シリコンオイルによって最適含油比に調整した。ここで最適含油比とは、土の締固め試験での最適含水比に相当するものである。盛土強度は、締固め度を90%と80%の2種類設定することによって変化させた。基礎地盤は、締固め度90%に統一した。各々の物性を表-2に示

す。盛土内浸透水は、水の50倍の粘度を持つシリコンオイルを用いた。浸透水の供給は、50G場において盛土背面上部から供給し、所定の水位に達したことを間隙水圧計により確認した後、加振を行った。

表-1 実験ケース

ケース	盛土強度(締固め度)	浸透水の有無	入力加速度
1	高強度(90%)	あり	小
2	高強度(90%)	あり	大
3	低強度(80%)	あり	小
4	低強度(80%)	あり	大

全ケース: 盛土高さ10.0cm(実物換算5.0m)、のり面勾配1:1.5

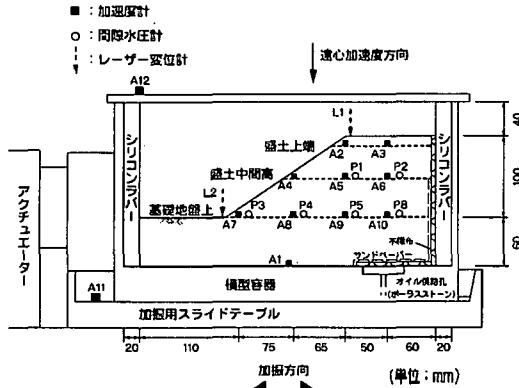


図-1 模型断面と計測センサーの配置

表-2 材料土の物性

名称	高強度	低強度
締固め度 Dc(%)	90%	80%
土粒子の密度 $\rho_s(g/cm^3)$	2.661	
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}(g/cm^3)$	1.898	
最適含油比 Wopt(%)	11.2	
湿潤密度 $\rho_t(g/cm^3)$	1.900	1.688
有効応力表示 $C(kN/m^2)$	4.7	1.7
の強度定数 $\phi(^{\circ})$	34.0	32.7
透水係数 $k(cm/sec)$	5.7×10^{-4}	5.1×10^{-3}
液状化強度比 R_{20}	0.262	—

実験に用いた加振波形は、1993年釧路沖地震発生時に、当研究所で所有する液状化アレー観測地点¹¹⁾(苫小牧市日高自動車道)の工学的基盤(GL-35m)で観測された地震波形(NS成分)とした。実際には100sec程度の地震記録が観測されているが、継続時間が長いほど加振力が低下する加振装置の性能上、振幅が卓越する範囲50sec分を抜き出し使用した。模型への加振は、1つのケースに対し1回の加振とした。

4. 実験結果

本検討では、計測された時間、変位量および加速度は、実物に換算して表すこととする。加振によって発生する過剰間隙水圧は、有効上載圧で除すことによって過剰間隙水圧比として表示する。また、模型容器底面(A1)において計測された加速度波形を入力加速度および入力波形としている。加速度応答波形は時間軸に対し対称かつ一定ではなく、振幅値にばらつきが見られることから、絶対値の大きい値を最大加速度として評価している。

各ケースの入力加速度とのり肩変位量の関係を図

-2に示す。高強度盛土では加速度の大小に関係なくのり肩の変位は発生しなかった。また、盛土天端やのり尻でも変位は発生せず、加振前の現状を保っていた。低強度盛土では入力加速度の大きなケース(ケース4)で200mmののり肩沈下を示した。図-3に、ケース4の加振後の変形図を示す。盛土部において明らかな崩壊が生じ、道路車線に相当する部分にまで変形が及んでいる。また、崩土が大きく流動している。これらの崩壊形態は、釧路沖地震において大規模に崩壊した箇所と合致している。以上のことは盛土の耐震性の向上に対して、盛土強度を高めることが重要であることを改めて示すものであり、極めて基本的かつ有効な対策である。

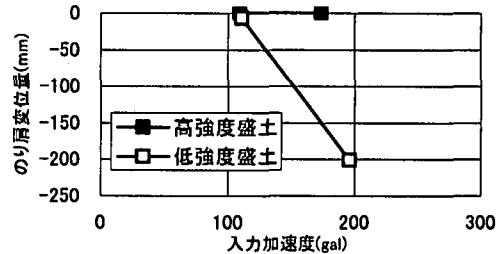


図-2 入力加速度とのり肩変位量

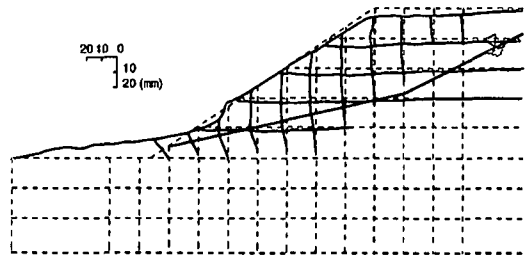


図-3 ケース4(低強度盛土・加速度大)での変形

加振による過剰間隙水圧の発生量が顕著であった基礎地盤上の各計測値を過剰間隙水圧比として図-4に示す。一番変形量の大きかったケース4では大きな過剰間隙水圧が発生しており、特にのり尻(P3)において完全液状化を示すほどの過剰間隙水圧比が得られている。変形量の小さいその他のケースでは、過剰間隙水圧の発生量も少なく、高強度盛土ではほとんど発生していないことがわかる。

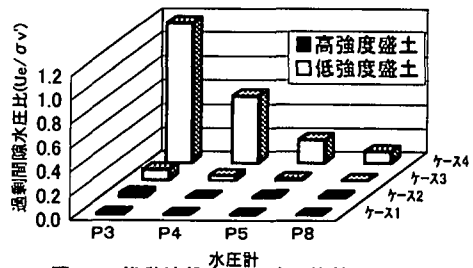


図-4 基礎地盤上における過剰間隙水圧比

図-5に、ケース4において各センサーで計測された時刻歴を示す。入力加速度波形(A1)対しのり肩(A2)の応答波形が大きくなっており、盛土内での

加速度増幅が認められる。また、のり肩の変位は30 sec付近から発生していることがわかる。この変位挙動と応答加速度ならびに過剰間隙水圧との関係を見てみる。地震による外力に相当する応答加速度のピーク(10sec~20sec)では変位は生じておらず、その後、のり尻(P3)で盛土強度の低下を意味する過剰間隙水圧の上昇がある程度継続した時点でのり肩の変位が発生し始めたと理解できる。

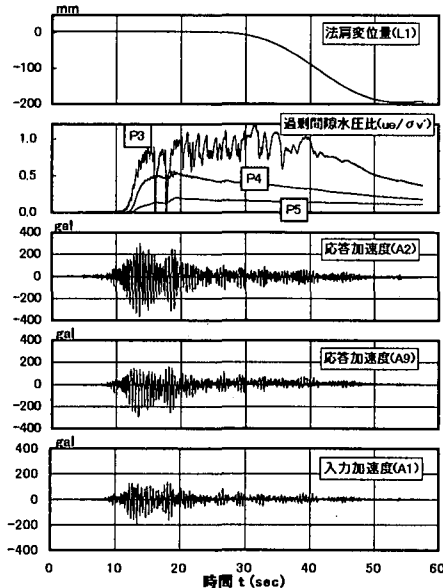


図-5 ケース4における各計測結果の時刻歴

以上の結果、盛土内に浸透水がある場合、加振によって盛土内の過剰間隙水圧が上昇し、それによる有効応力の低下が崩壊の原因として支配的であると考えられる。このことは、釧路沖地震における大崩壊箇所で湧水などが観察され、地震発生時盛土内に浸透水が存在したとの指摘と極めて調和的である。

5. 盛土地震時安定性の評価手法

(1) すべり安定計算への過剰間隙水圧の考慮

地震時における道路盛土の安定性は、盛土への外力と盛土の耐力とのつり合いを表す円弧すべり解析に代表される極限つり合い法を用いて検討するのが現実的な対応と考えられる。ここで地震時の盛土の耐力は盛土材の有効応力に大きく支配されるが、砂質土系の盛土内に浸透水が存在する場合、過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の低下は当然考慮しなければならない。実験結果からも、盛土の地震時安定性に過剰間隙水圧が大きく寄与していること、加速度と過剰間隙水圧のピークは一致しないものの同時に作用していることが明らかとなった。このことから、ここでは、加速度を静的荷重とした水平震度と最大過剰間隙水圧を同時に考慮したすべり安定計算を試み、すべり安全率と変形の程度との関係につい

て検討した。また、実際の解析にあたっては、事前に過剰間隙水圧の発生量を予測することが重要となってくることからその予測法について検討した。

すべり安定計算に用いる水平震度の設定は、過去の検討より、基礎地盤上(A9)の応答加速度より求めた値を盛土内に一律に作用させた⁷⁾。このとき、加振波形は時間軸に対し一定の振幅を示さないことから、最大応答加速度の0.65倍、0.30倍、0.10倍を水平震度として設定した。また、過剰間隙水圧のみ考慮した計算も行った。過剰間隙水圧は、計算モデル内で過剰間隙水圧比 ru として表現している。過剰間隙水圧比は図-4からもわかるように土被りの少ないところで大きく発生し、有効上載圧が増加すると比例するように減少する。このことから、図-6に示すように実測最大過剰間隙水圧比から有効上載圧に対する推定線を求め、図-7に示すように計算モデルに割り当てた。すべり面は加振後の変形モードを考慮した。また、テンションクラックを考慮した。

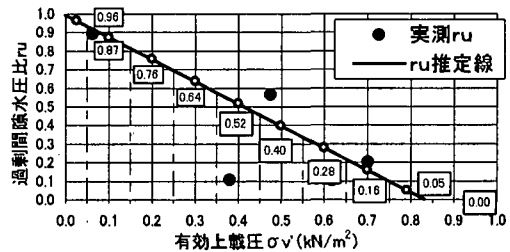


図-6 有効上載圧と過剰間隙水圧比の関係(ケース4)

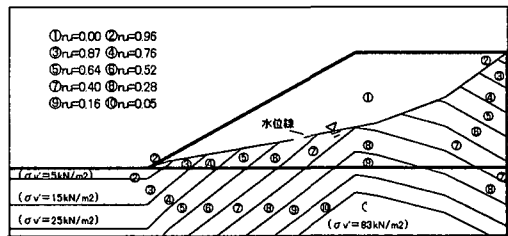


図-7 計算モデル内の過剰間隙水圧比の分布(ケース4)

(2) すべり安定計算の結果と解釈

すべり安定計算から得られたすべり安全率とのり肩変位量の関係を図-8に示す。大きな変形を示したケース4とその他の変形の少ないケースとの中間的な変形ケースがないため、すべり安全率とのり肩変位量を明確に結び付けるのは困難ではあるが、すべり安全率とのり肩沈下の程度を概ね表現しているのは明らかである。ケース4のすべり安全率は、水平震度を最大応答加速度の0.10倍とした場合に1.01を示し、同じく0.30倍とした場合に0.88を示しており、水平震度として最大応答加速度の0.10~0.30倍の値を用いることにより、盛土の地震時安定の程度を表現できると考えられる。また、過剰間隙水圧のみを考慮した計算では、大きな崩壊が発生したにも

かかわらず安全率1.0を上回った。表-3に、盛土の崩壊・変形の程度とすべり安全率の関係を示す。これによると、すべり安全率が被害の相対的な程度を良く表現していることがわかる。

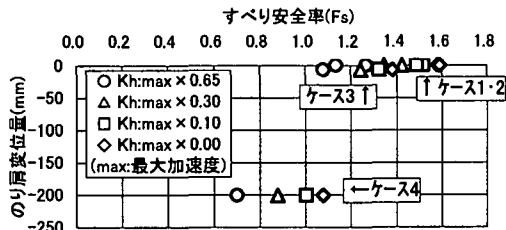


図-8 すべり安全率とのり肩変位量の関係

表-3 盛土の崩壊・変形の程度とすべり安全率の関係

崩壊・変形の分類	すべり安全率		実験ケース
	0.10倍	0.30倍	
無被害または軽微なクラック程度	1.49~1.52	1.35~1.43	1・2
崩壊がのり肩に限られるもの	1.33	1.24	3
崩壊が道路車線に及ぶもの	1.01	0.88	4

表中の0.10倍、0.30倍は、各々最大加速度の0.10倍、0.30倍を水平震度として計算したことを示す。

以上のことから、浸透水が存在する盛土の地震時安定性は、ピーク時の過剰間隙水圧と最大加速度をかなり低減した水平震度を同時に考慮したすべり安定計算によって評価可能といえる。

(3) 過剰間隙水圧発生量の予測

盛土内における過剰間隙水圧の発生量の予測は、基礎地盤において簡便な方法として知られる、液状化抵抗率 F_L との関係式(過剰間隙水圧比 $ru = F_L^{-n}$)を用い検討を行った。ここでは、共同溝設計指針¹²⁾で用いられている $n=7$ として過剰間隙水圧比 ru の計算を行い実測値との関係を整理した。液状化抵抗率 F_L は $F_L = R/L$ で与えられる¹³⁾。ここで、高強度盛土の動的せん断強度比 R には、表-2に示す液状化強度比 R_{20} を用いた。低強度盛土については供試体強度が低いため内部摩擦角 ϕ から N 値を推定し、文献¹³⁾に提示される方法から算定した値($R=0.237$)を用いた。地震時せん断応力比 L は $L = \gamma d \cdot Kh \cdot \sigma_v / \sigma'_v$ で示され、 Kh および σ_v / σ'_v に応じて変化する。深度方向の低減係数 γd は、基礎地盤に比べ深度が浅く、微小な係数となることから考慮しない。ここで、過剰間隙水圧比の実測値と計算値が一致するように、基礎地盤上(A9)での最大応答加速度に係数を乗じて水平震度 Kh とした。

図-9に、過剰間隙水圧が大きく発生したケース4の盛土内部の全上載圧と有効上載圧の比 σ_v / σ'_v に対する過剰間隙水圧比 ru の実測値と計算値の関係を示す。図より、ケース4において実測値と計算値が一致する水平震度 Kh は、最大応答加速度に乗ずる係数を0.50とした場合であった。同様に計算を行った他のケースにおいても、0.38~0.57の値を用いる

ことにより、実測値と良い一致が見られた。

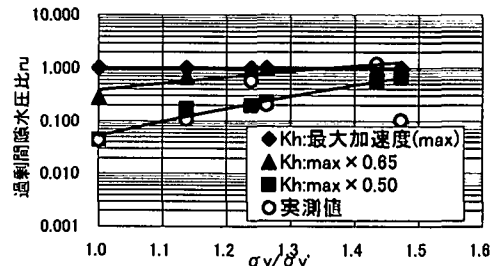


図-9 σ_v / σ'_v と過剰間隙水圧比 ru の関係(ケース4)

6. まとめ

盛土内に浸透水が存在し、地震時の崩壊の要因が過剰間隙水圧の上昇による有効応力の低下であると想定した事例の動的遠心模型実験結果をもとに、道路盛土の地震時安定性について検討を行った。その結果、以下の結論が得られた。

- ①浸透水が存在する盛土の地震時安定性は、盛土内に発生する最大過剰間隙水圧と最大加速度をかなり低減した水平震度を同時に考慮したすべり安定計算により評価可能である。
- ②地震時の盛土内における過剰間隙水圧の発生量の予測は、液状化抵抗率 F_L との関係式($ru = F_L^{-7}$)を用い予測可能であり、 F_L 算出の際に用いる水平震度を最大応答加速度の0.38~0.57倍とすることにより実測値と良い一致が見られた。

参考文献

- 1)北海道開発局開発土木研究所;1993年釧路沖地震被害調査報告,開発土木研究所報告第100号,pp.13-40,1993.9
- 2)北海道開発局開発土木研究所;1993年北海道南西沖地震被害調査報告,開発土木研究所報告第101号,pp.21-40,1994.1
- 3)北海道開発局開発土木研究所;1994年北海道東方沖地震被害調査報告,開発土木研究所報告第108号,pp.7-24,1995.3
- 4)日本道路協会;道路土工-のり面工・斜面安定工指針,pp.173-180,1999.3
- 5)林 宏親、西川純一、谷口啓二郎;遠心模型実験による盛土の地震時挙動(その2),地盤工学会北海道支部技術報告集第38号,pp.173-178,1998.2
- 6)江川拓也、西川純一、林宏親;遠心模型実験による盛土の地震時挙動(その3),地盤工学会北海道支部技術報告集第39号,pp.17-22,1999.2
- 7)江川拓也、西川純一、林宏親;遠心模型実験による盛土の地震時挙動(その4),地盤工学会北海道支部技術報告集第40号,pp.47-54,2000.2
- 8)西川純一;1993年釧路沖地震被害調査報告,3.2道路,開発土木研究所報告第100号,pp.33-40,1993.9
- 9)西川純一、武田覚、谷澤房郎;1994年北海道東方沖地震災害調査報告書,4.道路の被害,地盤工学会北海道東方沖地震災害調査委員会,pp.93-111,1998.4
- 10)日下部祐基、西川純一、野並光昭、小田島大;遠心力載荷装置による泥炭の圧密沈下実験,土質工学会北海道支部技術報告集第35号,pp.76-81,1995.2
- 11)江川拓也、西川純一、林宏親;地盤および盛土に設置された鉛直アレー観測システム,開発土木研究所月報No.572,pp.27-32,2001.1
- 12)日本道路協会;共同溝設計指針,pp.64-68,1986.3
- 13)日本道路協会;道路橋示方書・同解説,V耐震設計編,pp.91-95,1996.12