

寄

contribution

稿



豪雨災害から感じた 相互協力体制の必要性

岐阜大学 工学部附属インフラマネジメント技術研究センター 教授 沢田 和秀

1. はじめに

時間100mmの降水量を超える局地的豪雨が毎年国内のどこかで記録される中、平成30年7月および令和2年7月、全国的に豪雨被害が報告され、岐阜県内でもいくつかの地域で大きな被害を受けた。

国土交通省によれば、平成30年7月豪雨では、西日本を中心に、広域的かつ同時多発的に水害と土砂災害が発生したと報告された。また、洪水浸水想定区域や土砂災害警戒区域において、避難行動を促す情報が発令されたにもかかわらず、人的被害が多く発生した。

令和2年7月豪雨は、日本付近に停滞した前線の影響により各地で大雨となり、長野県内や高知県内の多い地域では総降水量2,000mmを超え、全国各地で24時間、48時間、72時間降水量が観測史上1位の値を超えた。岐阜県内においても、両年ともに多くの降雨が記録され、それぞれに対して豪雨災害検証報告書¹⁾²⁾がまとめられた。図-1および図-2に、平成30年7月の全国降水量の比較、令和2年7月の全国降水量の比較をそれぞれ示す。両図とも、赤が降水量全国上位10以内の岐阜県の観測地点における記録、青は岐阜県以外の観測地点における降水量全国上位10以内の記録、水色が上位10以内を除く大雨特別警戒発表府県における降水量1位の記録である。いずれの豪雨記録でも、高知県と岐阜県は総降水量1,000mmを超えている。

岐阜県内の降水量に目を向けると、図-3(下呂市萩原)および図-4(郡上市ひるがの)に示すとおり、同地点での降水量の累積に大きな違いが記録されている。平成30年は短期的な高強度降雨、令和2年は継続的な高強度降雨であったが、いずれも例年と比較して圧倒的に降水量が多かった。斜面地盤に雨水が浸透し、地盤の保水能力を超える降雨が続くと、地表を雨水が移動することになる。地盤の保水能力を超過した降雨は、地形に沿って河川等に流入する。実測された降雨と実測された河川流量から、流域単位でその関係を調査することが重要とされている³⁾が、河川流量に影響する要素は、降水量(時間分布・地域分布)、地形(流域の大きさ・勾配・斜面長)、森林(土壌の厚さ・土壌の状態)、基岩(風化度合い)、土地利用(被覆状態)、河川(長さ・勾配・河床の状態)など多岐に渡る。これらのことから考えると、雨水の着地点から河川に流入するまでの複雑な事象を把握し、考慮することは重要であることは理解できるが、近年観測される豪雨では、圧倒的に降水量の影響が大きい。降雨量による影響を考える場合、流域面積や流水経路等を理解することが必要であることから、地形の情報が重要なツールとなる。近年、森林やインフラの管理に利用するため、詳細な地形データが蓄積され、広く活用されるようになってきた。精緻な地形情報は、管理や設計に活用されるだけでなく、現地調査や仮設等の安全の確保にも積極的に使用されることが望ましい。

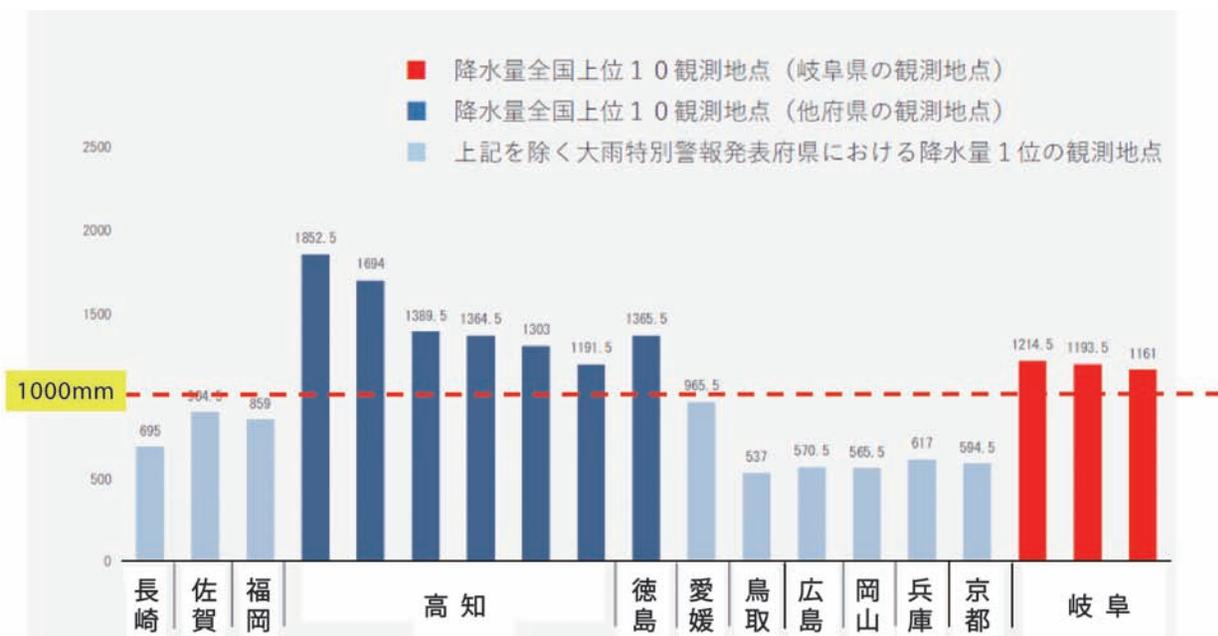


図-1 降水量の全国比較(平成30年7月豪雨(6/28~7/8))²⁾に加筆

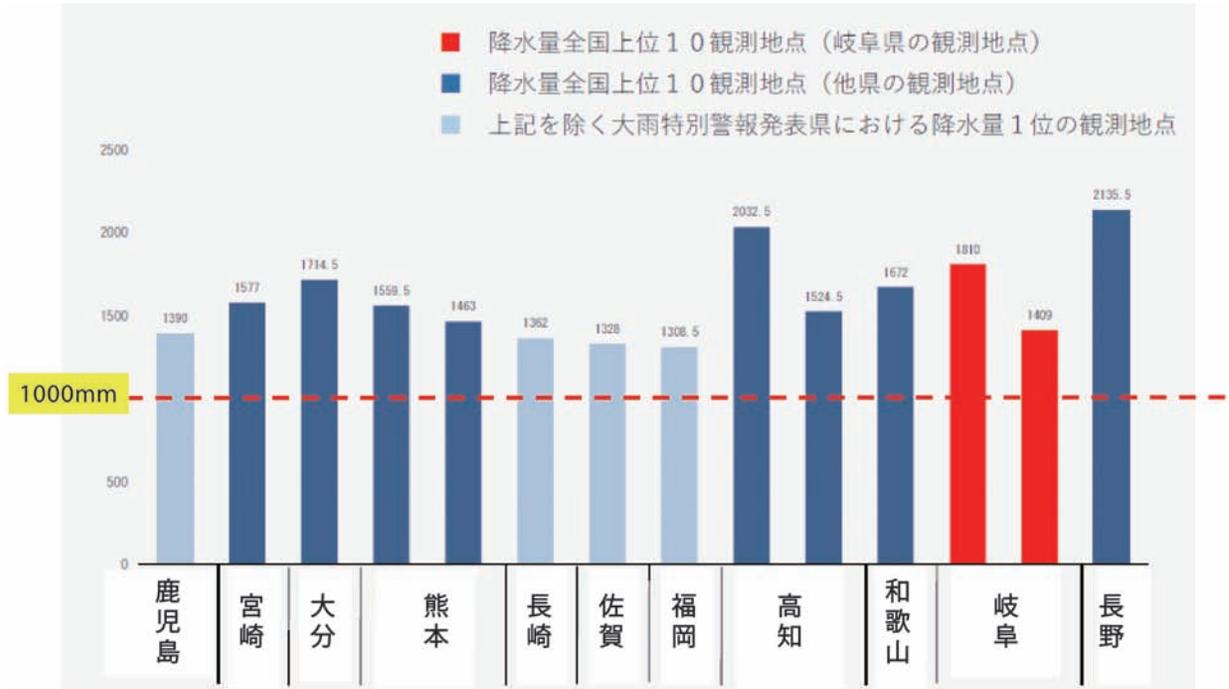


図-2 降水量の全国比較(令和2年7月豪雨(7/3~7/31))²⁾に加筆

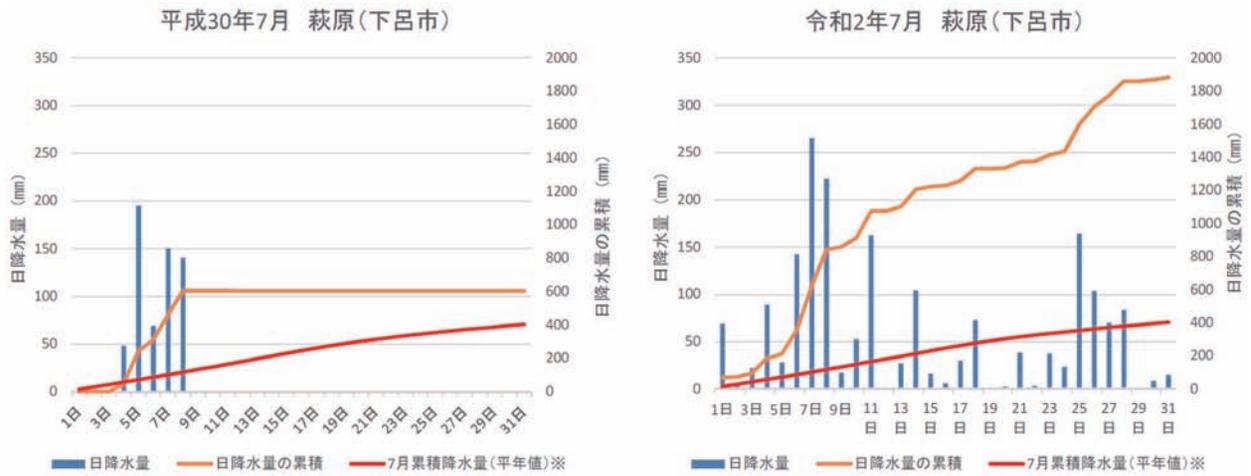


図-3 平成30年7月と令和2年7月の降水量比較(下呂市萩原)²⁾

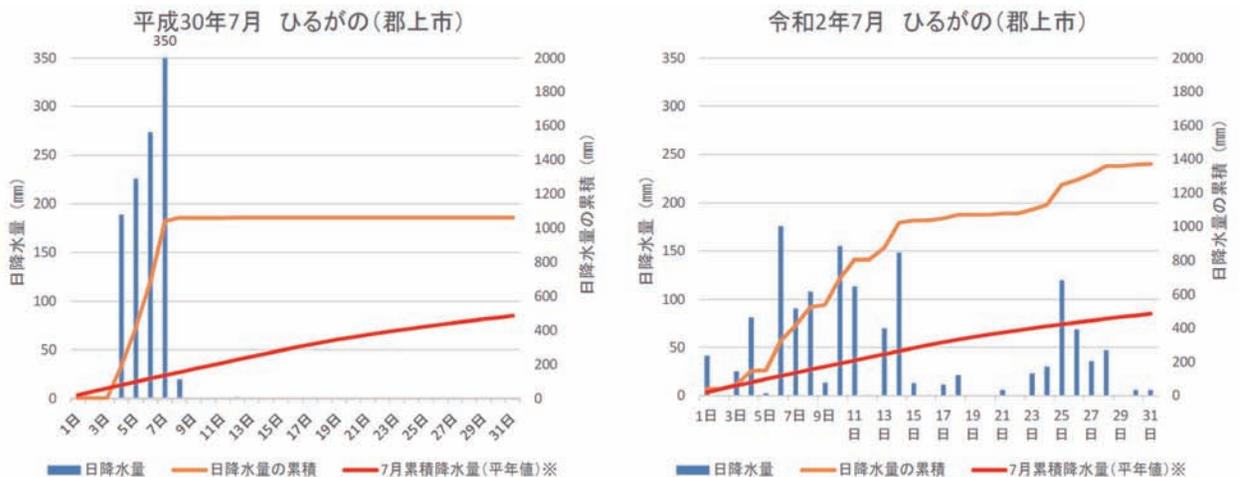


図-4 平成30年7月と令和2年7月の降水量比較(郡上市ひるがの)²⁾

上述したように、対象地域の土壌がどれほどの水を保持するかといった現象の予測や解析は重要であるが、現地調査は必須である。また、現地踏査と現場での調査が充実することは、その後の取組に影響する。調査は、災害復旧における要であるといえる。

本稿では、話題のきっかけとして、平成30年7月および令和2年7月の豪雨の概要を報告した。次に、豪雨によって変状が報告された岐阜県内の地盤問題について、幅広いもの見かたが重要であることを簡単に説明したい。このことは、3章で紹介する学会等を通じて実施した合同調査によって得られた、組織を越えた多様な専門の技術者からの意見をとりまとめたものとして情報を共有したい。また、いくつかの被災事例から、発災から対策にいたるまでに検討するとよいであろうことに言及した。それぞれの事例に対するアプローチの方法として捉え、現地での丁寧な調査のための考え方と受け止めていただければと考える。

2. 平成30年7月豪雨に関する合同調査

平成30年7月豪雨に関して、「岐阜県内7月豪雨災害の災害協力協定に基づく合同調査」が実施された。これは、災害時における調査及び技術支援等の相互協力に関する協定(平成30年3月26日)に基づいて実施された調査だった。協定は、中部地方整備局管内5県3政令市と(公社)土木学会中部支部を始めとする4学会によって締結されており、「地震・大雨等の異常な自然現象、予期できない災害等により、大規模な災害が発生した場合等において、(中略)発生した被害の調査、応急対策等の支援に関し、相互協力の方法を定め、もって被害の拡大防止、被害施設の早期復旧及び防災技術の向上に資することを目的とする」とされている。

協定参加者の、国土交通省中部地方整備局、静岡県、愛知県、三重県、名古屋市、静岡市、浜松市、公益社団法人土木学会中部支部、公益社団法人地盤工学会中部支部、公益社団法人砂防学会東海支部、公益社団法人砂防学会信越支部、公益社団法人日本地すべり学会中部支部に加え、地質調査業協会も合同調査にあたった。合同調査に関する内容は、地盤工学シンポジウムの報告⁴⁾に記載したが、平成30年岐阜豪雨災害調査報告会(平成30年11月7日地盤工学会中部支部主催)では、今後の災害に備えるためのディスカッションが行われた。そこでその意見の一部を紹介する。

肯定的な意見として、以下が挙げられた。

- 異なる専門性の技術者の視点と意見が新鮮だった
 - 管理者の案内により調査がスムーズに進行できた
 - 調査方針を事前に示すことで集中的に調査できた
- 一方、課題として次のような意見もあった。
- 調査後には、調査内容を共通認識できる議論の場を持つことが重要である
 - 日頃から、発注者・コンサルタント技術者・施工業

者で密な情報共有できる体制が必要である

- 調査体制に関して、目的に応じたチームの人数、調査時期をよく検討する必要がある

合同調査に際して、調査技術者、設計技術者、施工技術者、研究者等、幅広い分野の方に意見をいただけたことは、見識を深める上で有意義な経験となった。また、合同調査は、管理者の誘導によって実施されたため、管理者と調査団の技術者が直接対話し、両者の意見や要望を交換できたことが貴重な財産として共有された。

斜面災害を例にとると、被災箇所の管理者に関わらず、住民からすると同じ災害である。早期の適切な復旧のために、学協会の横断だけでなく、森林・治山・砂防・道路といった管理者の組織が連携するには、どのような課題があり、連携時にどう振る舞うことが適切かを検討するよい機会になったと考える。学会の調査結果が、復旧の効率化と高度化に貢献できるよう、今後も同様の取組みを継続できる体制を構築する必要がある。また、専門の異なる技術者が意見交換できる場を準備し、現場で起こる事象を対象として、できるだけ多くの議論の機会を持つことが重要である。

組織や専門が異なることで、しきたりの違いによって合流する際に少しの障壁があるかもしれないが、このような協力体制が今後の標準になっていくことが望ましいのではないだろうか。

表-1 これまでの豪雨災害との比較¹⁾

○平成11年 9.15豪雨災害			
・降雨の状況(9月14日~9月16日) (ミリ)			
観測所	市町村	累積降水量	最大時間雨量
蛭ヶ野	高鷲村	519	90
長滝	白鳥町	450	73
御母衣	白川村	411	39
蕨山	板取村	383	49
西村	高鷲村	526	95

・道路施設の被災概要			
道路・橋梁災害	箇所数	260箇所	
	金額	6,287百万円	

○平成16年 台風第23号			
・降雨の状況(10月19日5時~10月21日13時) (ミリ)			
観測所	市町村	累積降水量	最大時間雨量
那比	郡上市	403	71
久瀬	揖斐川町	354	72
谷	垂井町	343	71
養老	養老町	329	79
檜谷	高山市	328	46
長滝	郡上市	325	57

・道路施設の被災概要			
道路・橋梁災害	箇所数	178箇所	
	金額	7,369百万円	

○平成30年7月豪雨			
・降雨の状況(7月3日~7月8日) (ミリ)			
観測所	市町村	累積降水量	最大時間雨量
ひるがの	郡上市	1058	67.5
長滝	郡上市	1009	64
関市板取	関市	908	50.5
樽見	本巣市	843	30
御母衣	白川村	775	34.5
六瓶	高山市	770	41
清見	高山市	627	51.5
金山	下呂市	504	108

・道路施設の被災概要(※8月2日現在)			
道路・橋梁災害	箇所数	90箇所	
	金額	4,251百万円	

3. 森林保全事業との協力

2章で述べた合同調査の結果、岐阜県による「平成30年7月豪雨災害検証報告書」¹⁾にも記載されている通り(表-1)、降雨量に対する被害が小さかった印象があり、また流木による被害も甚大ではなかったという調査報告があった。表-1¹⁾に示した通り、平成11年や平成16年の岐阜県内の豪雨災害と比較して、岐阜県管理の道路施設の被災箇所数と被災金額から、降雨量に対しての被害が小さくなっていることが読み取れる。この成果は、道路事業として、道路整備や防災事業を実施したことにより、雨量規制を解除した区間では、落石や土砂流出による通行止めはほとんど発生せず、孤立防止や迂回路としての効果を発揮したこととしても現れている。また、改良復旧、関連災や事業推進費等を活用し、継続して予防に取り組んできた効果であると考えられる。

流木に関する被害は、森林づくり基本計画(第1期平成19年度～)に基づく、年200km程度の作業道開設の実績(平成22年度～)から、間伐材搬出により人工林の山腹崩壊を防ぎ、流木災害が減少したと考えられるが、山腹の立木やスリットダムに引っかかった流木や河川に流出した流木の量を考えると、対応を継続する必要がある。作業道の開設は、岐阜県独自のテキストを作成し、土砂を流出させない道づくりを進めてきたが、裸地となっている作業道をトリガーとする斜面崩壊が危惧される。作業道の開設時の工事方法は適切であると考えられるが、役割を終え、管理されない作業道がどのように状態を変化させ、周辺にどう影響するかを把握しておく必要がある。筆者らは、令和2年9月から、岐阜県の県土整備部、林政部および岐阜大学等の合同により、山地斜面防災にかかる意見交換会を始めた。山地で発生している降雨による斜面崩壊等の箇所を地図上に配置し、流域内の土砂移動など、災害に起因する山地管理のあり方について検討する。専門の異なる技術者の融合だけでなく、管理組織を越えて協力しあうことで、現状に則した合理的な対応策を生み出せると考える。

4. 地盤変状の事例

ここでは、平成30年7月豪雨および令和2年7月豪雨により被災が報告されたいくつかの事例について、それぞれの現象の特徴と考察を概略的に報告する。

4.1 土砂流出：下呂市金子谷⁵⁾

平成30年7月豪雨で土石流による被害が報告された。6月29日～30日にかけての連続200mm以上、時間雨量50mm以上の降雨により、溪流から土砂が流出した。この溪流は、平成27年に下流域が崩壊し、図-5に示したように、平成29年に治山事業として布製型枠工により溪流を保全していた。崩壊地の山腹に2つの作業道があることから、調査当初は上部側の作業道を崩壊の発端と考えた。しかし、作業道と崩壊の交差部は谷形状でないた

め集水地にならず、また現地調査からも、崩壊の発端ではないことがわかった。下部側の作業道も、同様に谷地形を呈していなかった。ここで、詳細地形を把握するために、岐阜県林政部が治山事業として実施した航空レーザー測量のデータが活用された。

2章で示した合同調査⁵⁾によれば、布製型枠工の設置および工事の際の周辺の整地によって集水が促進され、徐々に上流部に浸食がおよんだ可能性があることが指摘された。短時間の高強度降雨によって、布製型枠工の流下能力を超える流量が集中したとすれば、保全工周辺から浸食した可能性も十分考えられるが、豪雨以前に浸食が始まっていた可能性も考えられる。いずれにしても、大きくなってきている降雨強度と、それによる浸食等の対策について考慮する必要がある。

このような現象を追跡するには、治山事業と砂防事業で対策の履歴を確実に共有できるように、対策事業の目的を再確認することが重要である。また、当該箇所のように、保全対象が人家等である場合には、ハード対策には限界があり、早期避難等のソフト対策が必要であることを地域に広報する必要があり、その伝え方について、地盤に関わる技術者として協力できる形を考えたい。

4.2 排水処理：国道41号古川町数河⁶⁾

平成30年7月豪雨により、7月6日に2箇所の土砂流出があり、国道41号を崩壊土砂が覆った。図-6は、ドローン写真による崩壊箇所のオルソ画像に周辺の地形図を重ね合わせたものであるが、当初は、崩壊地の上部にある休止している採石場の土砂が流出したと考えられた。しかし、調査によって、2箇所とも、崩壊の発端は作業道の切り盛り境を始点としていることがわかった(図-7参照)が、作業道の崩壊箇所の始点と考えられる位置には、集水される可能性は低かった。現地踏査の結果、崩壊地上部の市道が川のように水の供給源になり、市道から作業道に流れ込んだことによって崩壊のきっかけになったと考えられる。

本来であれば、図-8に示した左上の水色矢印のように、暗渠によって谷水を市道下の暗渠管に落とす機構となっていた。しかし、谷水が通過するはずの集水柵が閉塞していたため、あふれた水が市道流れ、作業道にも流れ込んだことが現地で確認できた。崩壊翌日の現地調査時には、市道が川のように水を運んでいた。おそらく多くの水が市道からあふれて道路外で下流の谷に集まったと考えられるが、これまででない降水量であったため、市道や作業道を通った表面水が大量であったと考えられる。排水処理が追いつかないような降雨があった場合、排水処理工では対処できない水が周辺に流出する。その際、流水は高低差にしたがって素直に流れていく。このような水の流れを検討するときにも詳細な地形図は有効な道具となる。

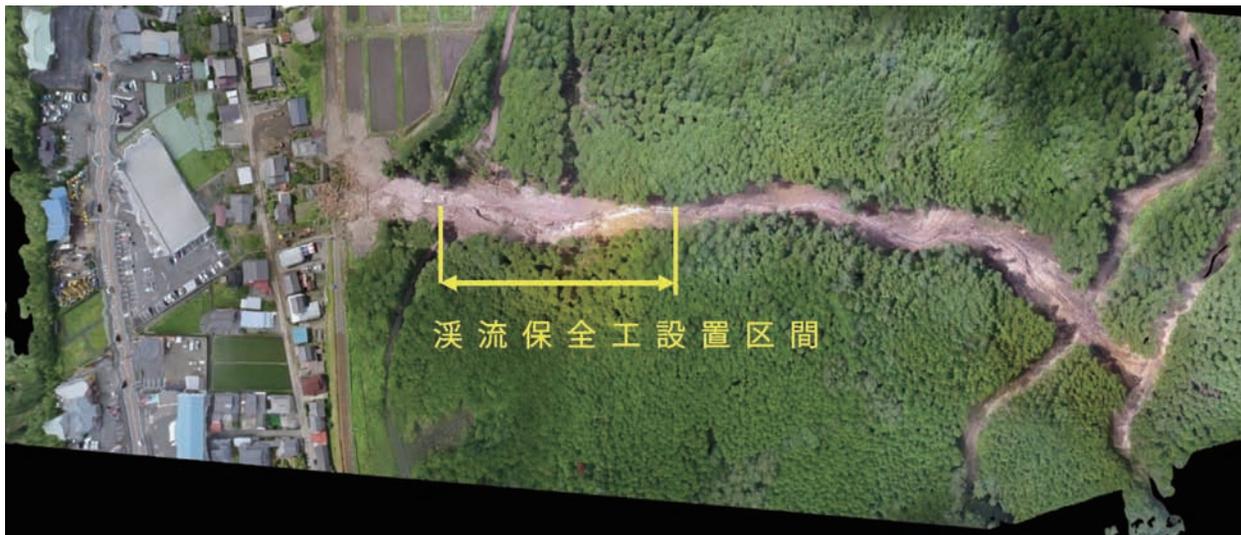


図-5 金子谷全景のオルソ画像(ドローン写真)

平成30年7月、令和2年7月のどちらの豪雨の調査においても、谷水の入り口である集水工が流木や岩石によって閉塞し、土砂があふれている場面が多く見られた。土砂が道路面を覆ってしまうと通行の支障となるため、集水枡と暗渠の径を大きくしておくことが、特に広域で被災がある場合の救急搬送や復旧工事のための支援につながる。



図-6 崩壊地オルソ画像と地形図重ね合わせ

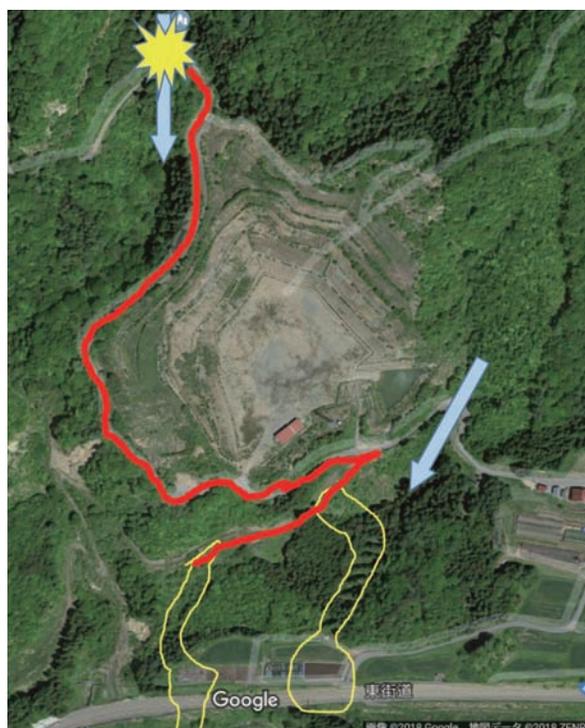


図-8 表面水の動き (Google Mapに加筆)



図-7 作業道の切り盛り境からの崩壊箇所

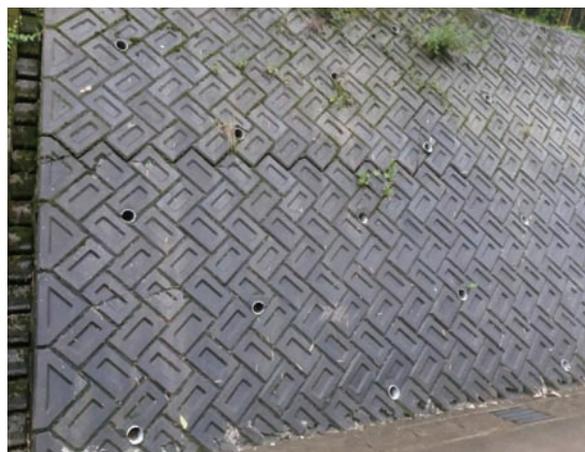


図-9 ブロック積擁壁のはらみだし



図-10 歩道の段差

4.3 道路擁壁のはらみだしと崩壊(郡上市白鳥町歩岐島)⁷⁾

長良川右岸に沿う国道156号の山留め擁壁周辺の約150mに渡る区間で、図-9および図-10に見られるような変状が見つかり(7月6日)、一部ブロック積み擁壁が崩壊した。擁壁区間には、井桁擁壁が設置され

ている箇所もあったが、日常的に排水されている様子はなく、周辺の擁壁の排水孔からも排水が多い様子は見られなかった。全体として段丘堆積物で形成されているが、一部には火山灰性の固結土砂層が確認されたことから、地盤内部の水みちの形成に影響を与えていたと考えられる。俯瞰的に地形をみると、図-11のように、幾度かのすべり崩壊を起こした末端に国道が位置している。この古い地すべり地形であることは、2章で示した学会における合同調査の調査団員の見解と合致している。図-11は、ひなたGIS⁸⁾によって陰影図(CS立体図)として対象地域を表現したものである。岐阜県は、林政部により山地の航空レーザー測量データを蓄積しており、ひなたGIS(宮崎県保有)の協力で詳細地形図によるCS立体図が閲覧できるよう準備されている。岐阜県を含むいくつかの自治体の詳細地形データを用いたCS立体図が、ひなたGIS上で公開されている。技術者の技術的交流の賜である。このような公共データは、オープンデータ化を進める国の方針にそって、一定以上の性能や機能を保った状態で、広く使用されることが望ましい。公共データが、誰でもいつでも簡単に利用できる事例として、ここで紹介した。



図-11 対象地周辺の詳細地形(ひなたGISでのCS立体図に加筆)

4.4 砂防堰堤上部斜面の崩壊(郡上市大和町奥田洞谷)^{7), 9)}

奥田洞谷では、平成30年7月豪雨によって、砂防堰堤上部斜面が崩壊したが、谷出口に設置されている砂防堰堤(昭和50年9月竣工)によりおおかたの土砂は捕捉され、堰堤下流域では流路工の効果により、大きな被害は報告されなかった。このことは、岐阜県や国土交通省¹⁰⁾によって、施設効果の良例として広報された。発災後、堆積土砂の排出以外の措置として、堰堤直上流に鋼製の流木留めが設置されたが、それ以外の対策を待たず、令和2年7月豪雨で同斜面が崩壊し、土砂が流下した。運良く、堰堤により下流には流出しなかったため、これについても

良例として報告された¹¹⁾が、令和2年7月の崩壊については、事前の調査から、崩落する土砂量が推定されており、土砂量の多さから種々の検討が行われた。

図-12に、対象箇所のレーザー測量データを時系列で示した。左から、平成25年度に越美山系砂防事務所により計測されたデータ、令和2年6月に崩壊地上部にクラックが発見されたときのデータ、7月の崩壊後のデータである。また、図-13は、令和2年6月の図を拡大し、6月に発見されたクラックを黄色の曲線、平成30年7月に崩壊したと推察される滑落崖を赤色の曲線で示した。

平成30年7月の豪雨によって斜面が崩壊したメカニズムは不明であるが、図-13に示した崩壊(黄色線)により

緩み領域が上流に進展し、クラックが発生したと考えられる。この崩壊に結びつく現象は容易に想像できるが、平成30年7月の崩壊直後から対応できなかったことを反省する。図-12の右図から分かる通り、今後も緩み領域が発達することが推察されるため、何らかの措置が必要であるが、災害復旧事業を考えれば、予防措置には手が出

しにくい。令和2年7月の崩壊以降に緩んでいる斜面の領域は、平成30年7月後の緩み領域よりも大きいと考えられるため、崩壊土砂が堰堤を越えて流出する可能性もある。今後、2度の崩壊と同じ現象繰り返さないように、予防保全に関する幅広い考え方を提案していく必要がある。

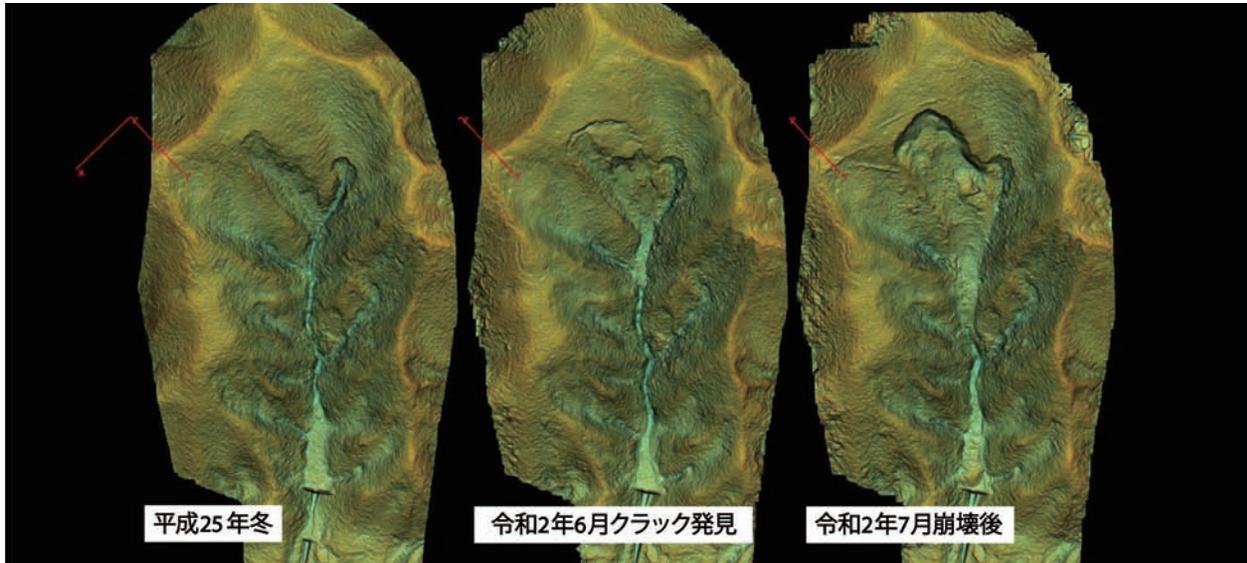


図-12 3時期のレーザー測量データ(岐阜県提供)

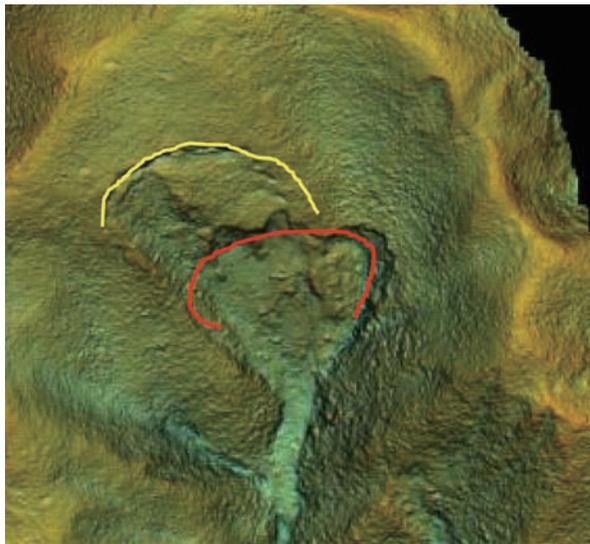


図-13 ふたつの滑落崖位置図

5. おわりに

岐阜県内における豪雨災害の対策等をきっかけに、いくつか考えていることを述べさせていただいた。昨今の自然環境の変化によって、特に雨の降り方に大きく影響が出ている。気象予報の精度が向上しているため、その情報を理解し、効果的に活用する幅広い選択肢を持つことが望まれる。

地盤災害の要因は、地質・地形・植生・地下水などといった地域と場所ごとに異なる環境因子が複雑に影響し合っている。そのため、詳細な調査をすべきである

が、復旧に際して、時間的にも予算的にも余裕を持つことができない。さらに、建設関連従事者が減少しているのと同程度の割合で、調査に関わる技術者も減少している。これに対して、組織や専門を越えた技術者が、協力して問題の解決に向かうことで対応できる可能性が、2章で示した合同調査によって見いだされたと言える。ただし、単発的な協力でなく、継続的に意見交換等ができる機会をつくる努力をしなければならない。また3章で示したように、組織の役割を認識した上で、協力体制をつくっていくことも、続けていく必要がある。

いくつかの被災事例について概略的に説明したが、被災時の状況だけでなく、点検や補修工事の履歴、設計の考え方など、必要と思われる情報はできるだけ保管しておくことが望ましい。技術者として、あとで必要となる情報がどんなものかを吟味できる知恵を持ち、有用な情報を引き継ぎたい。近年、高密度の航空レーザー測量データが活用されるようになってきた。特に、オープンデータ化¹²⁾を進める法的措置がとられたことで、有用な情報が公開され、広く使うことが可能となってきた。加えて、今後もインターネットの通信環境がさらに向上するため、ときと場所を選ばず、大容量データを扱えることになる。同時に、有用でない情報があふれる可能性もある。適当な情報を選択できる力を身につけるため、常に勉強が必要である。

4.4の事例では、被災として報告されなかった渓流上部斜面の対策について考えた。これから起こりうる事象を予防するために、どのような調査によって対策を計画・準備するか、どうすると予算化できるのかを継続して検討

する必要がある。いつ崩壊するかが不明であったとしても、環境の変化に応じた対策を選択できる考え方が必要である。

地盤に関する諸問題を解決するには、現地調査が必須である。しかし、現地に赴いても、地盤内の状況が適当に把握できるわけではない。可能な限り、サンプリングやサウンディング等の調査を実施し、情報の確度を向上させなければならないが、点の情報であったり、線の情報であったりと、地盤内全体を網羅することは依然難しい。現地の地質・地形・植生・地下水などの情報と、地盤調査や計測の成果とを併せることで、より高精度な地盤情報となり、種々の課題の解決に寄与できる。そのため、組織の壁、業種の壁を越えた技術者の交流により、さらなる高度な技術者集団になる体制作りを考えなければならない。調査という最も重要な段階の成果は、設計や施工の高度化に大きく影響するため、より重視され、体系化されることが強く望まれる。

約10,000平方キロメートルの面積を有する岐阜県は、3,000mを超える山岳地、豪雪地帯、木曾三川からなる緩く堆積した広域の低平地など、日本の縮図ともいえる地盤を抱えており、安全なインフラの供用に際し、さまざまな自然現象による影響を考慮する必要がある。そのため、岐阜大学は、インフラ整備について、岐阜県・(公財)岐阜県建設研究センター・建設業関連協会等と密接に連携して種々の活動を行っている。平成29年度の本誌「土と岩」で紹介させていただいた、社会人の学び直し事業である「社会基盤メンテナンスエキスパート(ME)養成」も地域の産官民の連携なしでは遂行できない社会貢献事業である¹³⁾。

大学として、地域の自治体や業界からの相談を受ける機会が多い。相談から学ぶことも多く、新鮮な情報を得られる幸運に感謝したい。そのような立ち位置だからこそできること、すべきことを確認し、関係者と協力することで地域に貢献したい。

謝辞

本稿をまとめるに当たり、国土交通省高山国道事務所、国土交通省岐阜国道事務所、岐阜県に多大な協力をいただいた。また、平成30年岐阜豪雨災害調査にご協力いただいた関係者に謝意を示したい。

参考文献

- 1) 平成30年7月豪雨災害検証報告書, 平成30年7月豪雨災害検証委員会, 平成30年8月
- 2) 岐阜県令和2年7月豪雨災害検証報告書, 岐阜県, 清流の国ぎふ防災・減災センター, 令和2年9月
- 3) 第40回河川整備基本方針検討小委員会資料3, 社会資本整備審議会河川分科会, 国土交通省, 平成18年6月
- 4) 災害協力協定に基づく岐阜県内豪雨災害の合同調査, 沢田和秀, 中井健太郎, 第61回地盤工学シンポジウム, pp.169-172, 公益社団法人地盤工学会, ID:fs201812000028, 2018.
- 5) 平成30年岐阜豪雨災害調査報告会調査報告書④(下呂), 地盤工

- 学会中部支部, 平成30年11月, <http://jgs-chubu.org/h30gifu-houkoku/>
- 6) 平成30年岐阜豪雨災害調査報告会調査報告書②(古川), 地盤工学会中部支部, 平成30年11月, <http://jgs-chubu.org/h30gifu-houkoku/>
- 7) 平成30年岐阜豪雨災害調査報告会調査報告書①(郡上), 地盤工学会中部支部, 平成30年11月, <http://jgs-chubu.org/h30gifu-houkoku/>
- 8) ひなたGIS, <https://hgis.pref.miyazaki.lg.jp/hinata/>, 2020年1月16日閲覧
- 9) 2018年(平成30)7月の長雨により岐阜県郡上市で発生した山腹崩壊と崩土の流出, 田中隆文他, 災害報告, 砂防学会誌, Vol.71, No.5, p.38-42, 2019.
- 10) 例えば, 水管理・国土保全局所管事業の事業効果, 国土交通省, <https://www.mlit.go.jp/river/kouka/jirei/pdf/148.pdf>, 2020年1月16日閲覧
- 11) 例えば, 水管理・国土保全局所管事業の事業効果, 国土交通省, <https://www.mlit.go.jp/river/kouka/jirei/pdf/224.pdf>, 2020年1月16日閲覧
- 12) オープンデータがもたらす10年後の業務の想像, 沢田和秀, 土地家屋調査士, 2020.10月号, pp.4-7, No.765.
- 13) 岐阜大学工学部附属インフラマネジメント技術研究センター, 沢田和秀, 土と岩, No.65, p.35-45, 一般社団法人中部地質調査業協会, 2017.

繰返し三軸試験を用いた低盛土道路における交通荷重の影響検討

株式会社シマダ技術コンサルタント 技術管理部長 坪田 邦治

はじめに

1973年4月に大学を卒業後、足かけ半世紀近く、この地盤調査業に携わっている。その間には、関西新空港の地盤調査・動態観測業務や、2年間程度の建設省(現在、国土交通省)への出向、さらに、広大な北海道での泥炭を対象とした地盤調査や道央道供用開始後20年の動態調査など幅広い業務を担当できた。こうした多くの調査業務に関連することができ、多くの貴重なコンサルタント業務を体験することができたと考えている。

これらの中で、若手技術者の皆さんへ伝承できていない工学的課題の一つである、「軟弱地盤上の低盛土道路における繰返し交通荷重の影響」を検討した事例を再整理して紹介する。

1. 低盛土道路に対する研究経緯

軟弱地盤上の低盛土道路は、高盛土道路の場合のように盛土の安定や側方流動、施工中の大きな沈下といった問題は一般的に少ないといえる。

しかし、供用開始後、繰返し交通荷重によって路面に不陸が発生し、舗装も破壊するという現象を示すことが多く報告されていた。

低盛土問題に関する最初の本格的な試験工事は、1966年度に実施された国鉄長崎本線津付近での試験工事であり、その研究成果に対して、1969年度土質工学会技術賞が授与されている¹⁾。

その後、道路を対象にした試験工事では、1968年～1970年に実施された道路公団東北自動車道久喜試験盛土が最初のものであり、この時には土質工学会でも低盛土委員会²⁾が組織され、大規模な比較試験が実施され、各種の路床安定処理工法が適用され、さらに余盛り工法が併用されている。

1975年～1980年前後において、軟弱地盤上の低盛土道路(一般的には $H \leq 2 \sim 3.0\text{m}$)を建設すると、供用開始後に路面の平坦性や舗装の維持に問題(路面の不陸、舗装面上にクラックの発生など)を及ぼすような不同沈下を生じ、走行性に課題が生ずることが多くなった。この要因には、次の点があげられる。

- ①地下水位が一般的に高く、路床部に相当する軟弱層が十分転圧できず、路床の支持力を得にくい
- ②交通荷重が盛土内で十分に分散せず、軟弱地盤に到達し、路床地盤の沈下が進行する
- ③特に地盤の表層部における不均一性が盛土構造に影響を及ぼす

2. 低盛土道路に関する基準類の推移

低盛土に関する基準類等の推移について整理してみると次のようになる。

1978年6月の改訂以前のアスファルト舗装要綱では、 $\text{CBR} < 2.0$ の路床に対して1.0m厚以上の遮断層を設ける等の施工が提案され、路床路盤の弾性計算等の実施に言及されている。

上記の改訂されたアスファルト舗装要綱では、路床安定処理工法の採用を重視して、その改良層の設計CBR値を20に上限を設けて、従来のTA換算設計法を低盛土道路でも適用可能にした。

しかし、当時の低盛土道路の問題はまだまだ未解決の問題であり、上記TA換算法にて設計される舗装断面は、上田等の多層弾性近似計算法³⁾あるいはFEM解析を用いた場合、 $\Delta S = 0.5 \sim 1.0\text{cm}$ オーダーの路面たわみ量(当時の基準では、 $\Delta S < 0.5\text{cm}$)が算出されることもあった。

また、1977年1月改訂の道路土工「軟弱地盤対策工指針」では、「低盛土の沈下」が総説の中に初めて取り上げられ、定量的検討手法は提案されていないが、対策工法の基本として次の3点を指摘している⁴⁾。

- ①剛性の高い盛土構造とすること
 - ②盛土内の排水を良好にすること
 - ③基礎地盤の表層に近い部分の沈下を減少させ、かつ、強度を均一化し、高めること
- そして具体的な対策工としては、下記の工法が提案されている。

- ①表層処理工法(サンドマット工法、敷設材工法、添加材工法、表層排水工法)
- ②載荷重工法
- ③置換工法
- ④サンドコンパクションパイル工法、石灰パイル工法等

一方、1976年～1979年にかけて、建設省土木研究所(当時)の故久楽勝行、三木博史等⁵⁾によって、関東、北陸、中部、四国、九州の各地で低盛土試験工事が実施された。現在、施行されている軟弱地盤対策工指針に記載されているように、盛土高～交通荷重の影響に相当する盛土荷重との関係(図-1)⁶⁾により、対策工として主に載荷重工法が提案され、現在に至っている。

ただ、同指針にも、低盛土道路の沈下の予測方法として、現地で採取した試料に繰返し荷重を加えた試験から推定する方法等があるが、まだ確立されていないと記載されているのが現状である。

3. 低盛土道路対策に適用した繰返し三軸試験

筆者および森田悠紀雄等⁷⁾は、この課題に対して、当時、計画された国道や県道を対象として、各種取り組んでおり、何とか低盛土における沈下を定量的に把握しようと努めてきた。

この頃、舗装設計に関しては上田等の多層弾性近似計算法を活用するとともに、実験的には故山内豊聡教授(当時、九州大学)、安原一哉助教授(当時、西日本工大、現：茨城大学名誉教授)他のご指導を受け、繰返し圧密および繰返し三軸試験を行って、定量的検討を重ねてきた。

1977年～1981年の国道バイパス調査業務(玉島バイパス、岡山バイパス)、1989年の滋賀県道路改良(彦根)等において、安原先生のご指導により、繰返し圧密～三軸試験を適用し検討を進めていた。本項では、その取組みの一部を紹介する。

(1) 検討地域の地盤

ここで紹介する事例は、滋賀県湖東低地に位置する愛知川低地における旧大中之湖内で、1968年頃の干拓により干陸した軟弱地盤上に計画された低盛土道路である。この地域には、「スクモ層」と称される軟弱な腐植土層が分布する。

代表的地盤を図-2に示し、その特性を表-1に示すが、表層付近のAc₁層では、腐植物を含み、高い自然含水比($w_n \geq 100\%$)を有する軟弱な地盤が層厚H=4m程度分布している。

(2) 繰返し三軸圧縮試験

1) 試験機

ご指導いただいていた安原先生に、試験を直接、実施していただいた。使用した試験機は、空圧式繰返し三軸試験機で、当時としては、この課題に対する定量的なアプローチ方法の一つであった。

なお、供試体寸法は直径5cm、高さ10cmの円柱状を用いている(参照：写真-1)。

2) 試験条件

繰返し三軸試験条件は、表-2に示す通りである。

ここでは、実験の再現性を考えて、応力レベルは現地条件よりも少し大きく設定している。

余盛りなしのNシリーズでは、先行圧密時の主応力比 $k_0 (= \sigma_3 / \sigma_1) = 0.5$ とし、余盛りを行なう場合を想定したOシリーズでは、先行圧密時の主応力比は $k_0 = 0.5$ と同じであるが、除荷時には過圧密状態であることを考えて、主応力比 $k_0 = 0.6$ と若干大きく設定している。载荷手順は図-3に示す通りである。また、各実験の先行圧密過程は、 σ_3 一定の条件で軸圧 σ_1 を漸増させて、図-4の $q \sim \sigma'_m$ 線になるべく添うように圧密を行なった。

なお、O-3試料は、繰返し载荷時において、若干の主応力方向の反転を伴った。

また、N-3試料は、非排水繰返し中に軸ひずみが5%に達したため、载荷を中止して再圧密過程を行なっている。

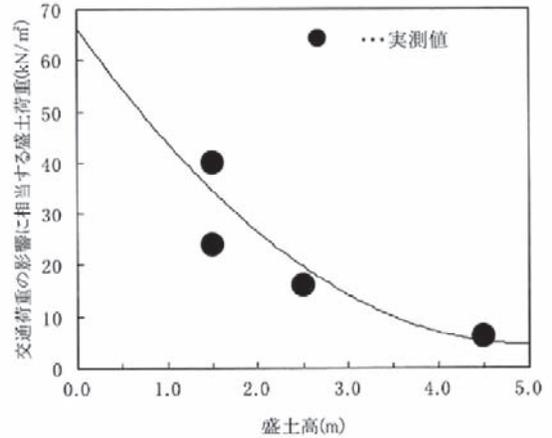


図-1 交通荷重の影響に相当する盛土荷重⁶⁾

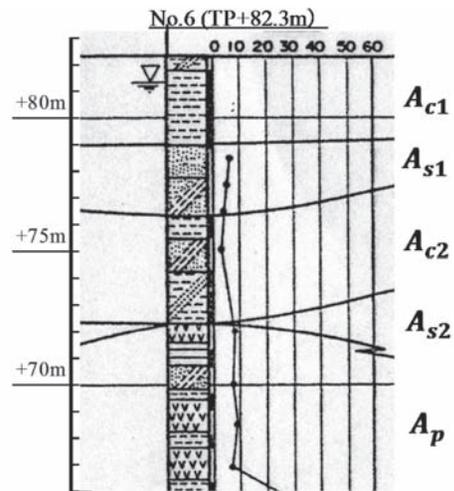


図-2 検討地域の代表的地盤

表-1 検討地域の地盤特性

供試体区分	深度 (m)	土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	自然含水比 w_n (%)	間隙比 e
①Ac ₁ (No.6 T-3)	2.1-2.9	2.518	13.3	138.0	3.48
	2.1-2.9		13.1	147.5	3.71
②Ac ₁ (No.5 T-3)	2.1-2.9	2.459	13.3	145.1	3.57
	2.1-2.9		13.9	113.7	2.80



写真-1 空圧式繰返し三軸試験機 (安原一哉研究室試験機：当時西日本工業大)

(3) 試験結果

1) 余盛りをしない場合(正規圧密土)

軸ひずみの経時変化を図-5に整理した。繰返し荷重の大きさに伴って顕著な軸ひずみと軸ひずみ振幅を生じていることが判る。特に、 $\Delta\sigma_r=88.2\text{kN/m}^2$ の場合、軸ひずみの累積が著しく、 $N=44\text{cycles}$ で除荷時(伸張側)のひずみが5%に達したため载荷を停止した。また、繰返し荷重 $\Delta\sigma_r=29.4, 44.1\text{kN/m}^2$ では、10000cyclesの繰返し荷重を負荷しても軸ひずみが収束する傾向は見られず、さらに回数が増えれば大きな軸ひずみを生じると考えられる。

図-6に繰返し载荷中のひずみ比 $\varepsilon^p/\varepsilon_t$ を示した。図中には従来の外挿法³⁾によって求めた収束回数 N_f も併記した。

2) 余盛りを行なった場合(過圧密土)

図-7に非排水繰返し中の軸ひずみの挙動を示した。いずれの繰返し応力に依らず载荷初期では、軸ひずみは圧縮・伸張側へ交番(周期的に変化)しているが、载荷回数の累積に伴って圧縮側へ移行する。図-8のひずみ比については、軸ひずみが圧縮・伸張側へ交番しているため、収束傾向($\varepsilon^p/\varepsilon_t=1.0$)は強くないが、 $\Delta\sigma_r=98\text{kN/m}^2$ の場合のみ収束回数を外挿法によって求めた。

3) 軸ひずみの比較

繰返し载荷前の拘束圧は正規圧密土条件($\sigma_1=98\text{kN/m}^2, \sigma_3=49\text{kN/m}^2$)と過圧密土条件($\sigma_1=98\text{kN/m}^2, \sigma_3=58.8\text{kN/m}^2$)では若干異なるが、余盛りの効果を把握するために、図-9を作成した。

繰返し応力が同一の結果を比較すると、明らかに過圧密土の方が残留ひずみ(除荷時)が小さい事が認められ、余盛りの効果は十分あると考えられる。

表-2 試験条件

供試体	w_n (%)	σ_1 (kN/m ²)	σ_3 (kN/m ²)	$k_0 = \sigma_1/\sigma_3$	σ_m (kN/m ²)	B	$\Delta\sigma_r$ (kN/m ²)	f (Hz)	N (cycles)
N-1	133.2	98.0	49.0	0.5	65.7	1.00	0.0	1.0	10000
N-2	138.0	98.0	49.0	0.5	65.7	1.00	0.0	1.0	10000
N-3	147.5	98.0	49.0	0.5	65.7	0.99	0.0	1.0	44
O-2	145.1	147.0	74.0	0.5	98.0	1.00	0.0	1.0	10000
		98.0	58.8	0.6	71.5 (OCR=1.37)				
O-3	113.7	147.00	74.00	0.5	98.0	0.99	0.0	1.0	10000
		98.0	58.8	0.6	71.5 (OCR=1.37)				

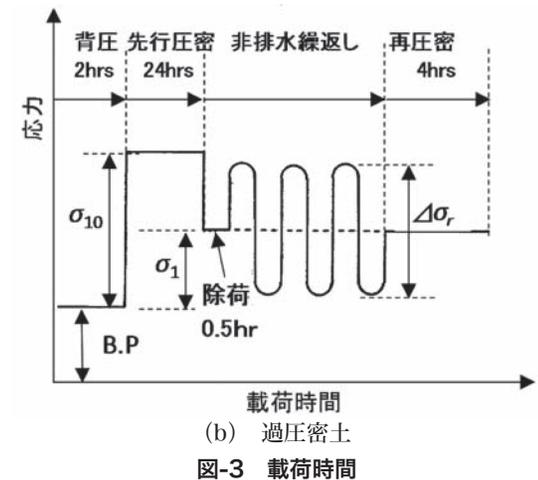
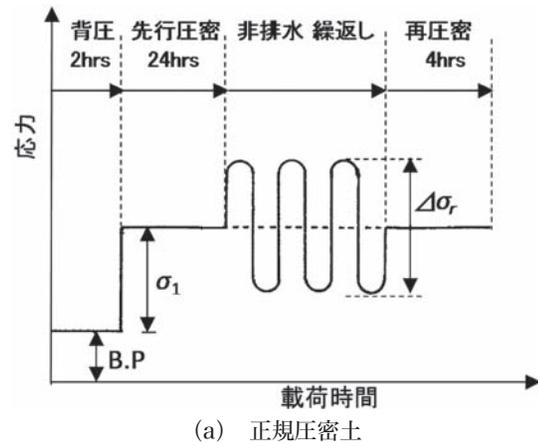


図-3 载荷時間

4. 沈下量の推定について

(1) 推定方法

繰返し荷重を受ける低盛土道路下の軟弱路床土の沈下推定法として、山内・安原³⁾が提案している。詳細は文献を確認されたい。

繰返し荷重を受ける粘性土の変形の内、即時沈下および载荷中に生じた回復可能な弾性ひずみ成分を ε^e 、除荷によっても回復しない塑性ひずみ成分を ε^p と仮定する。ある载荷回数における全ひずみは、式(1)となる。

$$\varepsilon = \varepsilon^e + \varepsilon^p \quad (1)$$

この内、 ε^e はある载荷回数に到達すると、一定化するか減少傾向が見られる。この件は、多くの研究者等によって確認されている。一方、弾性ひずみが一定化しても変形は顕著に進行することから、この変形は塑性変形に依存すると考えられる。式(1)の両辺を、ある時間のひずみ ε_t で除すると、式(2)となる。

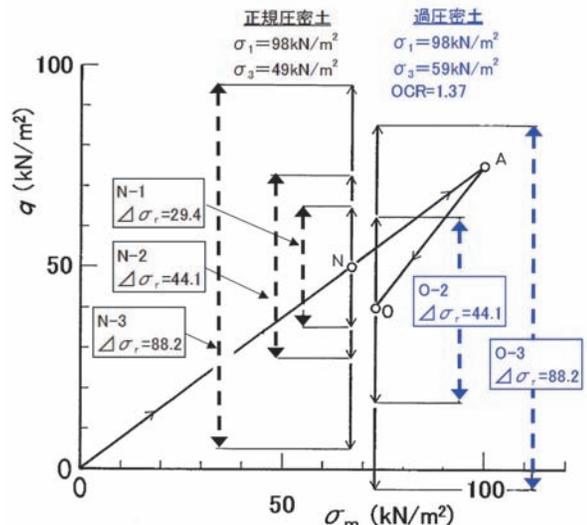


図-4 先行圧密過程の有効応力経路

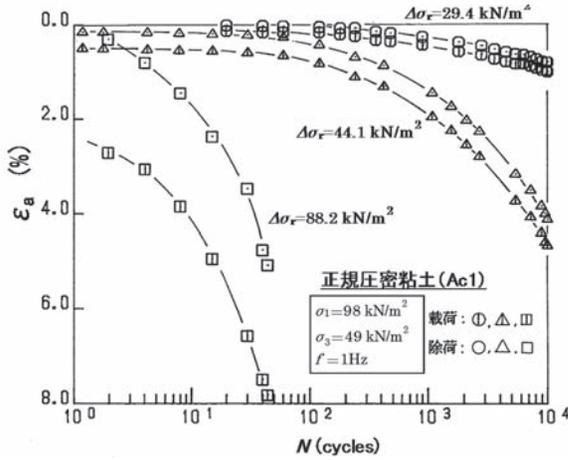


図-5 軸ひずみの経時変化(正規圧密土)

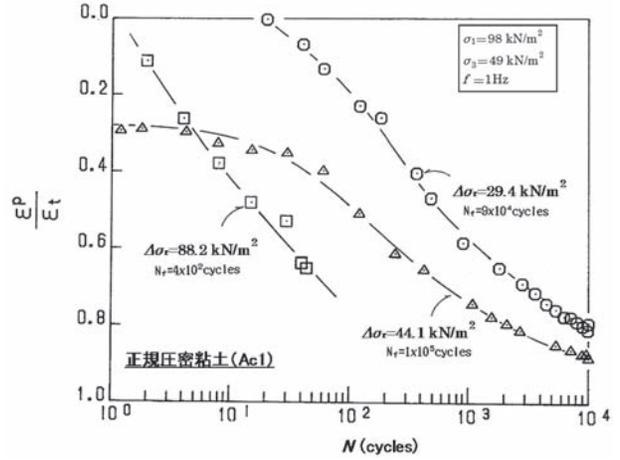


図-6 ひずみ比と裁荷回数の関係(正規圧密土)

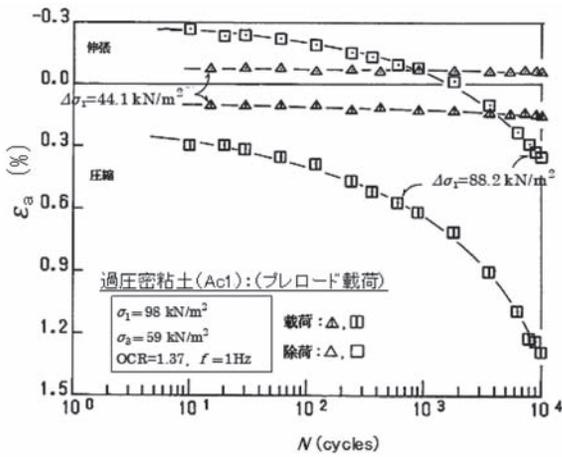


図-7 軸ひずみの経時変化(過圧密土)

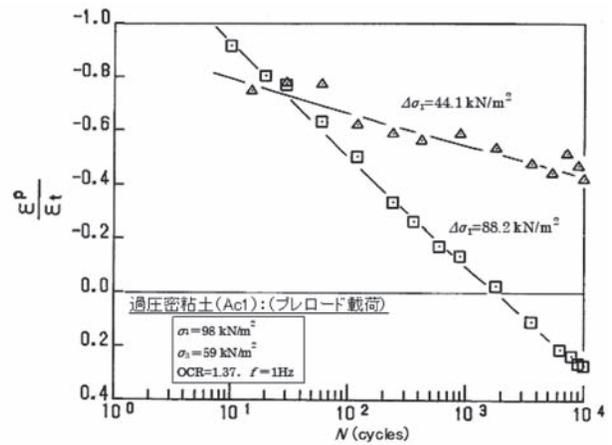


図-8 ひずみ比と裁荷回数の関係(過圧密土)

$$1 = \frac{\varepsilon^e}{\varepsilon_t} + \frac{\varepsilon^p}{\varepsilon_t} \quad (2)$$

ここで、弾性ひずみ ε^e が繰返し回数の増加に伴い一定化するか減少すると考えると、 $\frac{\varepsilon^e}{\varepsilon_t} \rightarrow 0$ に近似すると考えられる。この結果、式(2)は式(3)のようになる。

$$1 = \frac{\varepsilon^p}{\varepsilon_t} \quad (3)$$

山内・安原による実験式によると、 $\varepsilon^p/\varepsilon_t \rightarrow 1$ となる載荷回数 N_f は、図-10の模式図を利用すると式(4)~(6)となる。

$$\tan \theta = \frac{\log N_f - \log N_0}{1 - r_0} = \frac{\Delta \log N}{\Delta r} \quad (4)$$

ここで、 $\dot{r} = \frac{\Delta r}{\Delta \log N}$ とすると、

$$\frac{\log N_f - \log N_0}{1 - r_0} = \frac{1}{\dot{r}} \quad (5)$$

$$\therefore \log N_f = \frac{1 - r_0}{\dot{r}} + \log N_0 \quad (6)$$

また、収束するまでの全ひずみ $\Delta \varepsilon_{t,f}$ は、図-10を用いると、式(7)となる。

$$\Delta \varepsilon_{t,f} = \Delta \varepsilon_t^p + \Delta \dot{\varepsilon} \times \log \frac{N_f}{N_0^*} \quad (7)$$

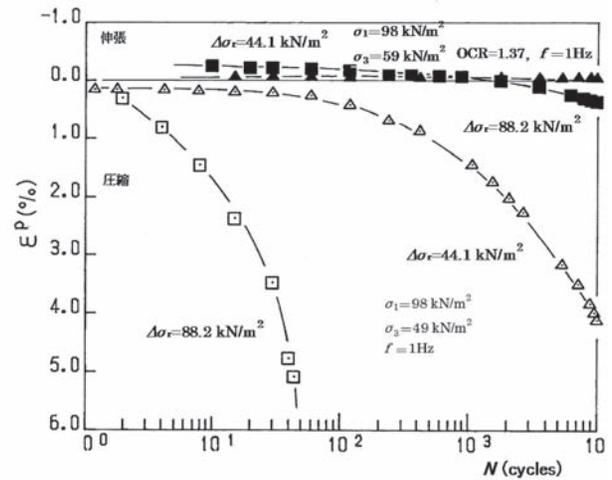


図-9 残留ひずみ(除荷時)の経時変化

なお、 $\Delta \varepsilon_t^p$: 一次圧密終了時までの全ひずみ

$\Delta \dot{\varepsilon}$: $\varepsilon^p \sim \log N$ 曲線における直線部の勾配

N_0^* : 一次圧密終了時の繰返し想定回数

ここで、 $N_0^* \doteq N_0$ とすると、(8)式となる。

$$\Delta \varepsilon_{t,f} = \Delta \varepsilon_t^p + \Delta \dot{\varepsilon} \times \frac{1 - r_0}{\dot{r}} \quad (8)$$

(2) 最終ひずみの予測

ここでは、検討している対象層がAc₁層のみであることから、 $\Delta \varepsilon_{t,f} \rightarrow \varepsilon_{t,f}$ として最終ひずみとして算定した。

図-6、図-8の $\varepsilon^p/\varepsilon_t \sim \log N$ から得られた N_f に対応する最終ひずみを $\varepsilon_{t,f}$ として、これを繰返し応力比 $\Delta \sigma_r/\sigma_m$ で整理すると図-11のようになる。

この図から、 $\Delta H=1.0\text{m}$ の余盛りを行うことにより、発生する最終ひずみ $\varepsilon_{t,f}$ が著しく低下し、サーチャージの効果が明瞭となることが判る。

(3) 繰返し荷重に対する沈下量の算定

1) 鉛直地盤内増加応力の算定

繰返し荷重による沈下量は、前項の各層の最終ひずみ $\Delta \varepsilon_{t,f}$ に、各層厚 H_i を乗ずることによって最終沈下量を求めることができる。

$$S_f = \sum_{i=1}^n \Delta \varepsilon_{t,f,i} \times H_i \quad (9)$$

ここで、繰返し荷重(輪荷重)の影響がどの深度まで影響するかを評価する必要がある。

過去に実施した事例では、Boussinesqの面荷重による式(10)を用いて算定している。

$$\Delta \sigma_r = q \times \left[1 - \left\{ \frac{1}{1 + \left(\frac{a}{z}\right)^2} \right\}^{\frac{3}{2}} \right] \quad (10)$$

- ここで、 $\Delta \sigma_r$: 鉛直地盤内増加応力
- q : 上載荷重
- a : 載荷面半径(cm)
- z : 深度(cm)

なお、検討条件は以下の通りとした。

- ① 輪荷重 : 20ton車両の後輪荷重(8ton)とし、載荷半径は $a=P+12=20(\text{cm})$ とする。
- ② 盛土荷重は、盛土高2.0m(単位体積重量 : 18kN/m³)とし、載荷幅および奥行6mの盛土荷重が地盤内に伝達されると想定した。このスケールの設定は、車両幅の3倍程度で、交通荷重により盛土堤体が共振するとの過去の事例を参考に想定した。

この結果を図-12に示したが、輪荷重の影響は、深度とともに小さくなることから判る。

2) 沈下量の算定

沈下検討層は、地表部の $H=4\text{m}$ 程度の層厚を有するAc₁層である。層の中央深度である $z=2\text{m}$ での増加応力は、図-12より、下記のようになる。

- ① 輪荷重のみ : $\Delta \sigma_r = 2.26\text{kN/m}^2$
- ② 輪荷重+盛土荷重 : $\Delta \sigma_r = 31.39\text{kN/m}^2$

余盛りを行うかどうかによって、対応する応力比 $\Delta \sigma_r/\sigma_m$ を求めて、図-11から、 $\varepsilon_{t,f}$ を図解法で算定する。これらから、式(9)により、沈下量 ΔS を算出する。

このようにして算定した結果を表-3に整理した。表から、余盛りを実施しない場合、輪荷重と盛土荷重の合成応力を考慮すると、 $S_f = 42.4\text{cm}$ の大きな沈下を生じる

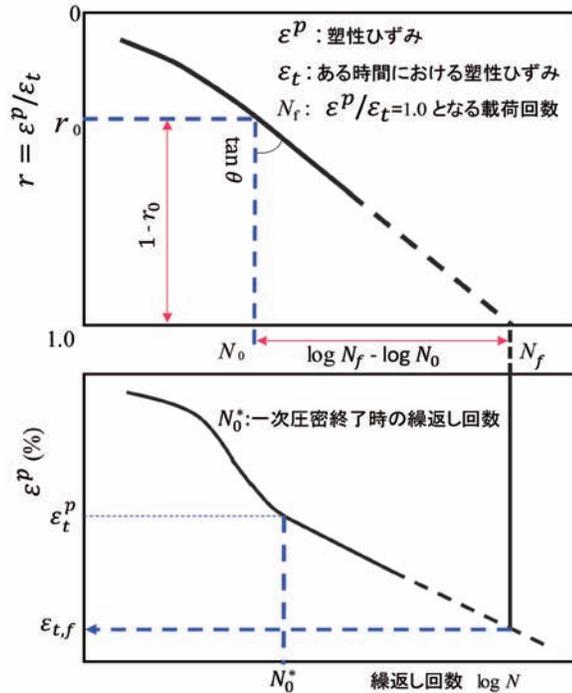


図-10 繰返し荷重に伴う最終ひずみ算定模式図

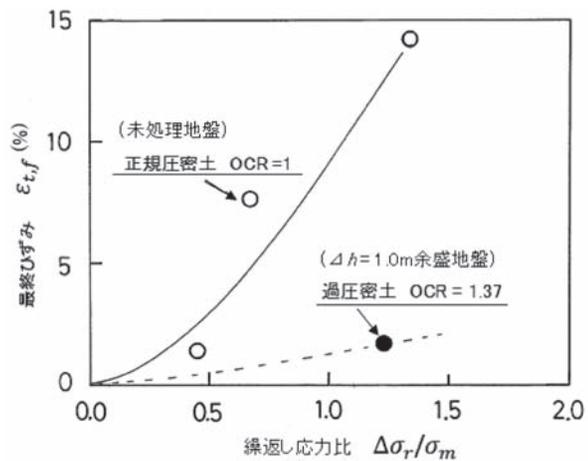


図-11 繰返し応力比と最終ひずみ

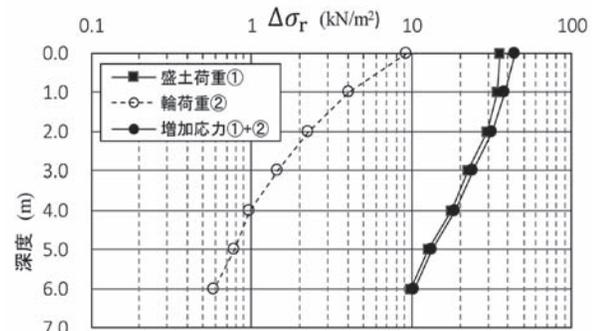


図-12 検討箇所の増加応力深度分布

ことが推定される。ただし、余盛りを実施しない場合での沈下量は、 $\varepsilon_{t,f} \sim \Delta \sigma_r/\sigma_m$ 相関図の精度に大きく影響を受ける。したがって、供試体数を確保して、図-11の精度を高めることが重要なポイントといえる。なお、表中の k_0 に関しては、3.(2)に前述している。

一方、高さ $\Delta H=1.0\text{m}$ の余盛りを実施した場合、 $S_r=5\text{cm}$ 程度の沈下量に抑制できることが判る。

この程度の沈下量であれば、維持管理のオーバーレイ等で対応可能と考えられる。

5. 低盛土の平坦性確保の対策工に関する検討

路盤の平坦性の確保とそれを判定する手法は種々あるが、当地域では上田等の提案した多層弾性近似計算法³⁾を採用した。近年では、性能設計の観点から、改めて理論設計が舗装構造設計へ導入されていると聞いている。

筆者が担当していた時代、日本道路公団では、名神高速道路の舗装クラックの発生実態調査から、多層構造解析法にて舗装設計する場合に、最大たわみ量を路面上にて 0.5cm とすることにしていた。当時のアスファルト舗装要綱では、平坦性に関し、標準的な管理限界を 0.24cm 以内と定めている。

しかし、上田等の近似式を利用して数多く計算した経験によれば、軟弱地盤上の低盛土($H=1.5\sim 2.0\text{m}$)アスファルト舗装では少々の対策を施しても路面沈下が 0.24cm 以下にすることは困難な場合が多かった。このことから、多層弾性近似計算法を適用した場合、対策工断面の計算路面沈下 $\leq 0.5\text{cm}$ を適用してきた。一般県道と高速道路との道路の格差を考慮すると、ここで検討した県道での舗装面の許容計算沈下量を 0.5cm 程度に設定しても良いと考えたことによる。

2004年9月から、この多層弾性解析ソフトは、東京電機大学松井研究室のHPにて、「GAMES for Win」⁹⁾の名称で、ダウンロード可能なフリーソフトで提供されていることから、若手技術者の皆さんには是非活用されたい。ただ、入力される際の設計弾性係数の選定には最善を尽くして、適切な値を入力されることをお勧めする。

6. あとがき

この報告は、安原一哉先生のご指導により、繰返し三軸試験を用いて、低盛土道路の交通荷重に対する沈下量を定量的に算定しようとした試みを再整理したものである。この結果、低盛土道路に対する対策工のなかで、余盛り工法が効果的であることを定量的に裏付ける結果が得られたと判断している。低盛土道路の調査検討から得られた成果を下に列記してまとめとする。

- ① $\Delta p=10\text{kN/m}^2$ の小さな荷重でも、軟弱地盤では、繰返し効果が大きな変形を発生する
- ② 砂分を含む粘性土では比較的変形が少ない
- ③ 余盛り工法の適用により、室内試験においても大きく変形量が減少することが判った
- ④ 路面の平坦性が悪化すると、走行輪荷重を発生源として低盛土全体が振動し、路面沈下が大きく発生する
- ⑤ 軟弱地盤の固有振動数は $f=4\sim 8\text{c/s}$ 程度であり、平坦な道路での交通振動は $10\sim 20\text{c/s}$ 程度の振動数が多いと考えられる。しかし、道路の平坦性が悪

表-3 推定沈下量

余盛り	検討した荷重区分	Z=2mでの増加応力 $\Delta\sigma_r$ (kN/m ²)	沈下対象層厚 (H=4.0m)		
			応力比 $\frac{\Delta\sigma_r}{\sigma_m}$	推定ひずみ ε^p (%)	沈下量 ΔH (cm)
なし	輪荷重	2.26	0.079	0.23	0.9
	輪荷重+盛土荷重	31.39	1.10	10.6	42.4
あり	輪荷重	2.26	0.071	0.08	0.3
	輪荷重+盛土荷重	31.39	0.99	1.25	5.0

(参考: Ac1層深度中心部 Z=2m)
 ・余盛りなし:
 $\sigma_1=43.2\text{ kN/m}^2$, $\sigma_3=k_0 \times \sigma_1=21.6\text{ kN/m}^2$, $k_0=0.5$
 $\sigma_m=(1+2k_0)/3 \times \sigma_1=28.4\text{ (kN/m}^2)$

・余盛り除荷時
 $\sigma_1=43.2\text{ kN/m}^2$, $\sigma_3=k_0 \times \sigma_1=25.5\text{ kN/m}^2$, $k_0=0.6$
 $\sigma_m=(1+2k_0)/3 \times \sigma_1=31.4\text{ (kN/m}^2)$

化すると、地盤の固有振動数に近似してきて、共振現象を生じ、この結果、路面沈下を増加させると考えられる。

最近の低盛土に対する検討の情報は入手できていないが、公開情報ではあまり事例を見ない。若手技術者がこの課題に対して、調査研究を進めて、より定量的な手法を開発してほしいと願う。

最後に、図-1の作成に貢献された故久楽勝行氏(当時:建設省土木研究所)は享年49歳で1993年2月に逝去されている。久楽氏とは1989年の国際地盤工学会議(リオデジャネイロ)で知人となった。氏の業績を偲び哀悼の意を表します。

(参考文献)

- 1) 都 淳一, 室町忠彦, 渡辺 進: 有明海沿岸の軟弱地盤に挑んで-土質工学会技術賞の受賞にあたって-, 土と基礎18-8, pp.17~21, 1970.8.
- 2) 土質工学会: 低盛土道路検討委員会報告書, 1970.
- 3) 上田嘉男, 西中村和利, 増井 隆: 撓み性舗装に対する層構造の考え方, 第7回日本道路会議論文集, pp.432~435, 1963.
- 4) 日本道路協会: 道路土工-軟弱地盤対策工指針(昭和52年度版), p.9, pp.89~91, 1977.1.
- 5) 久楽勝行, 三木博史: 軟弱地盤上の低盛土の不等沈下対策, 第13回日本道路会議特定課題論文集, 1979.10.
- 6) 日本道路協会: 道路土工-軟弱地盤対策工指針(平成24年度版), pp.141~145, 2012.8.
- 7) 大西有三, 芦田 徹, 安川郁夫, 森田悠紀雄: 繰返し载荷を受けた粘土の圧密特性(その2: 低盛土の沈下に関して), 第20回土質工学会発表会, pp.247~250, 1985.6.
- 8) T.Yamanouchi and K.Yasuhara: Behaviour of Soft Clays under Repeated Loadings and Its Applications to Field Problems, Proc.Symp. Recent Development on Soil Analysis and Their Application to Geotechnical Structures, 1976.
- 9) 東京電機大学 理工学部 理工学科 創造工学系 松井研究室HP, 2021.1.30.確認(URL: 下記参照)
https://sites.google.com/site/matsuilabo/games_win.jp