

4 インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

研究期間：平成 28 年度～33 年度

プログラムリーダー：耐震総括研究監 日下部 毅明

研究担当グループ：地質・地盤研究グループ（土質・振動、物理探査）橋梁構造研究グループ（耐震担当、下部構造担当）寒地基礎技術研究グループ（寒地構造、寒地地盤）

1. 研究の必要性

平成 23 年東日本大震災では、強い揺れと巨大な津波により、北海道から関東に至る太平洋岸の非常に広い範囲で激甚な被害を受けた。また、平成 28 年熊本地震では、強い揺れと大規模な地盤変状によってインフラ施設が甚大な影響を受けた。現在、南海トラフ巨大地震、首都直下地震等を始め、日本全国において大規模地震の発生の切迫性が指摘されている。このような地震に対して、救急・救命活動や緊急物資輸送のかなめとなる道路施設や、地震後に複合的に発生する津波や洪水等に備える河川施設等のインフラ施設の被害を防止・軽減し、地震レジリエンスの強化を図ることは喫緊の課題となっている。人命の保護、重要機能の維持、被害の最小化、そして迅速な復旧を目指し、ハード対策の技術開発への本格的な取組みが必要とされている。

2. 目標とする研究開発成果

本研究開発プログラムでは、南海トラフ巨大地震、首都直下地震対策強化として、大地震発災後の救命・救助活動、被災地への広域的な物資輸送、経済産業を支えるサプライチェーンの回復等の社会機能維持のために必要な技術を開発する。このためには従来の経験を超える大規模地震や地震後の複合災害への備えが必要と認識した。また熊本地震においても課題とされたが、設計法の確立が十分ではない土工構造物の変位ベース設計法(変形評価法)、地盤と基礎・地下構造物の動的相互作用評価法の確立が必要と考える。液状化については危険度を適切に評価し、対策を実施するためには継続して評価方法の高精度化が必要であり構造物への影響も考慮されるべきである。以上を踏まえ設定した達成目標を以下に列挙する。

- (1) 巨大地震に対する構造物の被害最小化技術・早期復旧技術の開発
- (2) 地盤・地中・地上構造物に統一的に適用可能な耐震設計技術の開発
- (3) 構造物への影響を考慮した地盤の液状化評価法の開発

平成 28 年度は(1)、(2)、(3)各々について実験や解析、事例調査などを実施し、次年度における研究の着眼点や検討の方向性の絞り込み、具体化等を行った。

3. 研究の成果・取組

「2. 目標とする研究開発成果」に示した達成目標に関して、平成 28 年度に実施した研究の成果・取組について要約すると以下のとおりである。

(1) 巨大地震に対する構造物の被害最小化技術・早期復旧技術の開発

1) 特殊土地盤を含む盛土の耐震性評価手法の高精度化及び耐震補強法の合理化手法を開発する目標下、盛土脆弱箇所効率抽出する物理探査技術、泥炭地盤上盛土の耐震性把握に資するサウンディング手法をそれぞれ試すなどし、有効性を確かめることができた。

物理探査技術については、熊本地震による盛土の変状域を表面波探査で明らかにした。また能動的探査に加え受動的探査手法を組み合わせたハイブリッド表面波探査により、交通量の多い幹線道路においても変状域の検出が可能な記録の取得が行えることが示された。一方、原位置サウンディング(三成分コーン貫入試験)の結果については、盛土と泥炭層の境界は判別可能であり、めり込み沈下量の把握は可能であることが示された。

また細粒分含有率が盛土の耐震性に及ぼす影響を評価するため、遠心力載荷模型実験を実施した。その結果、

合理的な耐震性の向上のためには盛土材料(特に細粒分含有率の高いもの)の動的な変形特性を踏まえた評価が必要と判明した。

2) 減災の観点から望ましい橋の破壊形態の評価手法及び超過外力に対する橋の減災設計法を開発するため、鋼アーチ橋について、超過外力が作用した場合の損傷過程を分析し、致命的な損傷を避けるための構造条件を導出した。また桁橋についても、解析に加え、損傷事例等を踏まえ、超過外力を想定した場合の課題を整理し、望ましい損傷シナリオを誘導するための設計の考え方を、設計の段階(設計条件の設定から評価・検証まで)毎に検討し整理した。

3) 合理的で信頼性の高い既設橋基礎の耐震補強法の開発に向け、既設基礎の補強設計・施工実態について調査・分析を行い、フーチングのせん断補強の困難性などといった課題を把握、整理した。

(2) 地盤・地中・地上構造物に統一的に適用可能な耐震設計技術の開発

1) 土構造物の耐震性評価のための変形解析手法開発に向けて、ALID(残留変形解析手法)による変形解析の適用性について検討するため、細粒分含有率の異なる盛土材料での試算を実施し、変形モードについて実験結果との整合を確認した。一方で、法肩沈下量は実験結果よりも大きな値となった。

また、特殊土(泥炭)地盤の地震時の剛性低下の把握のため、泥炭試料を用いた一連の繰返し中空ねじり試験を実施した。その結果、液状化が生じない泥炭においても、繰返し载荷を受けることでその剛性が低下する傾向を明らかにした。また繰返し载荷を受けた泥炭の剛性低下は、繰返し载荷による過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の減少のみでは説明できず、繰返し载荷時に何らかの構造変化が生じた可能性が示された。

2) 地盤振動と構造物の動的相互作用や地盤流動を考慮した既設橋の耐震性能の高精度な評価技術の確立に向け、地盤流動による作用と抵抗機構を解明するため、斜面上の柱状体深礎基礎と組杭深礎基礎を対象に遠心力载荷実験を実施した。これによってすべり量が大きくなると受働土圧相当の荷重が基礎に作用することなどが判明した。さらに深礎基礎を有する橋台・橋脚を対象に、数値解析により受働土圧相当のすべり力が作用した時の基礎の安定性を検討し、橋台、橋脚ともに、すべり力は基礎の耐力を上回る傾向があること、基礎の構造により、抵抗力に差があること等を把握した。

また過年度実施した振動台実験をもとに、杭基礎の損傷のファイバー要素を用いた再現解析を行い、より精度の高い耐荷力評価方法について検討した。コンクリートの構成則を見直し、杭毎の軸力変動、損傷進展を見込むことで精度が高まることを確認した。

3) 本達成目標においては河川堤防を対象に、修復性等を考慮した堤防の耐震性能照査手法及び対策手法の確立しようとしている。この目標下、地震によって亀裂が生じた堤防の浸透特性を実験的に評価した。その結果、亀裂が生じた状態で洪水を迎えると、変状が進展する可能性があること、特に横断亀裂が生じた場合は堤防機能を喪失する可能性があることを確認するなど、応急復旧、本復旧の考え方のヒントとなる知見を得た。

(3) 構造物への影響を考慮した地盤の液状化評価法の開発

構造物への影響を考慮した合理的な液状化判定法を確立するため、液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比 R_u およびダイレイタンス ϵ_d の関係について考察を行い、これらの関係が液状化強度曲線、水圧上昇曲線、圧縮曲線の組み合わせによって表現される可能性があることを示した。また原位置液状化試験法として期待される振動式コーン貫入試験機について、加振能力を増強した2号機の試作を行った。

一方、火山灰質土の液状化強度比に及ぼす各種要因の解明と評価手法の確立のため、地盤調査および土質試験を実施した。具体的にはブロックサンプリングによる不攪乱試料およびS波速度 V_s を変化させた再構成試料の試験を実施した。その結果として、火山灰質土の液状化強度比 R_L と V_s との間に相関が認められた。これは砂質土を対象とした従来の推定式では適切に評価されなかった原位置の液状化強度比 R_L を原位置の V_s から推定出来る可能性を示唆するものとして意義がある。

DEVELOPMENT OF SEISMIC TECHNOLOGY FOR STRENGTHENING EARTHQUAKE RESILIENCE OF INFRASTRUCTURE FACILITIES

Research Period : FY2016-2021

Program Leader : Executive Director for Earthquake Engineering
KUSAKABE Takaaki

Research Group : Geology and Geotechnical Engineering Research Group
Bridge and Structural Engineering Research Group
Cold-Region Construction Engineering Research Group

Abstract : This research consists of three segments to prepare for large-scale earthquakes which have high probability of the occurrence. The first segment is to develop technology for minimizing and quickly recovering damages. The second is to develop design technology consistently applicable for ground, underground, and aboveground structures. The third is to develop liquefaction evaluation method for soil layers. As the first year of the study, experiments and analyses have done. Data and knowledge that make progress of this study were obtained.

Key words : seismic design, disaster mitigation, resilience, infrastructure, liquefaction

4.1 巨大地震に対する構造物の被害最小化技術・早期復旧技術の開発

4.1.1 高盛土・谷状地形盛土のり面・特殊土地盤の詳細点検・耐震性診断・対策手法に関する研究（耐震性評価手法：物理探査）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（特命）

研究担当者：齋藤清志、稲崎富士、尾西恭亮

【要旨】

本研究は、盛土の耐震性評価の効率を向上させる手法のひとつとして、物理探査を用いた脆弱箇所の効率的な抽出手法の実証を目的としている。表面波探査や電気探査などの複数の浅部物理探査手法と組み合わせた統合物理探査、および、表面波探査において能動的な起震振動と受動的な振動を組み合わせたハイブリッド表面波探査を、実際の地震による被災現場で実施し、有効性を評価した。短期間で、必要時に、災害復旧作業の支障とならずにデータ取得が行えることを示した。表面波探査によるS波速度分布が弱部の特定に有効であることを示した。ドローンなどによる空撮画像を基にした数値地表モデルと地下探査情報を組み合わせて空間情報を統合化することにより、盛土の状態の理解や解釈の信頼性が向上し、災害復旧対策に有効であることを示した。

キーワード：ハイブリッド表面波探査、空間情報の統合化、熊本地震

1. はじめに

平成 28 年度は、熊本地震により変状を受けた盛土の調査を行い、盛土内部の変状状態の解析手法について実証評価を行った。表面波によるS波速度構造分布の推定手法や、数値地表モデル(DSM)と地下情報を統合した空間情報の一体表示手法を、被災盛土の調査に適用した。地震の影響により実際に変状を受け崩壊した盛土の内部状態の理解および解釈への浅部物理探査手法の活用方法について評価し、信頼性が高く効率が高い盛土の調査方法を提示した。



図-1 盛土変状箇所

2. 盛土脆弱箇所の効率的抽出技術（物理探査）の実証

2.1 地震による変状発生域の特定

熊本地震で被災を受けた道路高盛土で浅部物理探査を実施した。探査場所は、甚大な家屋被害が生じた益城町内を南北に通る国道 443 号線である。最も被害が大きい地域より東部に位置する。北から南に向けて傾斜しており徐々に標高が低くなっている。一部で盛土の変状が発生していた(図-1)。路肩部が大きく変状していたが、調査時は未対策の状態であった。

盛土変状域を含むように探査測線を配置し、表面波探査を実施した。表面波探査の測線長は 480m で、4.5Hz の受信器を 2m 間隔で 240 点配置して行った。かけや起震を 4m 間隔で行い能動的探査用の震源とした。他に、歩行振動を震源として用いた受動的探査解析を行い、両者を併用したハイブリッド表面波探査(稲崎、2017)を行った。地震探査装置には DAS-1 を 2 台用いた。

表面波の解析は CMP-CC 法(Hayashi & Suzuki, 2004)、CMP-SPAC 法(Hayashi, et al., 2015)を用いて解析し、基本モードの分散曲線を求めて 2 次元 S 波速度構造を推定した。解析結果を図-2 に示す。

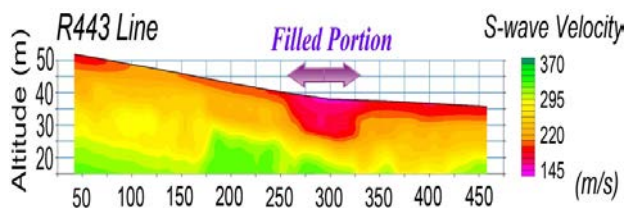


図-2 変状発生盛土区間（国道 443 号益城町寺迫地区）の探査断面

変状発生盛土区間（測線距離300m 付近）のS波速度が低く分布しており、弱部となっていることを確認し、表面波探査が弱部特定に有効であることを実証した。トラック等の重量車両を含む交通量の多い幹線道路沿いでも適用することが可能であり、復旧工事に支障を与えずに地震後の脆弱化度調査に浅部物理探査が活用できることを示す結果となった。

2. 2 地上と地下の空間情報の統合表示

2016 年に発生した熊本地震による強震動を受けて亀裂等の変状が発生し、その後の集中豪雨によって一部が崩落した高規格道路の盛土を調査した。調査には、電気探査、地中レーダ探査、表面波探査、および地表面の標高解析を用いた統合物理探査（稲崎・青池、2017）を適用した。

崩壊直後にドローンで撮影された画像を基に作成したオルソ画像および数値表層モデル(DSM)を、それぞれ図-3 および図-4 に示す（Kisanuki et al., 2017）。道路は片側一車線の本線とオン/オフランプで構成されている。東側のオフランプ車線が崩壊した。道路表面に多数の亀裂が残された。盛土の崩壊により、道路に面した南北方向約 40m、東西方向約 10m の領域は、高さ 2m 程度隆起した。

探査測線は、主に南北 4 本、東西 1 本設定した。各測線で電気探査や表面波探査を行った。各測線の探査は展開撤収測量を含めて、半日～1 日程度の短時間で行った。



図-3 UAV 空撮画像を基に作成したオルソ画像

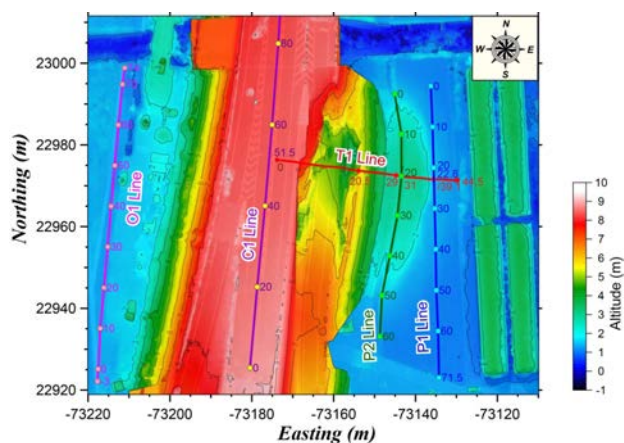


図-4 崩壊盛土の DSM 表示（探査測線を併記）

次に、高所撮影で得られた画像を解析することで得られた DSM を基にして作成した陰影図に、地中レーダ記録の路盤・路床境界（換算深度 32～57cm）における振幅強度分布を統合表示したものを図-5 に示す。陰影図は、写真では特定が困難な舗装表面の微小亀裂を、明瞭にイメージングしている。

また、地中レーダの路盤・路床境界における振幅強度分布は、赤に近い色ほど振幅が強く、青に近い色ほど振幅が弱いことを意味している。強振幅を示す領域が東側の崩壊斜面側に分布しており、崩壊による道路変形のために、路盤・路床境界に空隙が生じている可能性があるとして解釈した。空隙または剥離箇所が東側の崩壊側に分布していることを表している。

なお、地中レーダ記録は、GSSI 社製の UtilityScan-DF により取得した。GNSS アンテナと同期させることにより、探査地点を高精度で測定可能となり、DSM との統

合表示を容易とした。地中レーダの中心周波数は800MHz と 300MHz であり、浅部亀裂調査には800MHz の記録を用いて解析を行った。

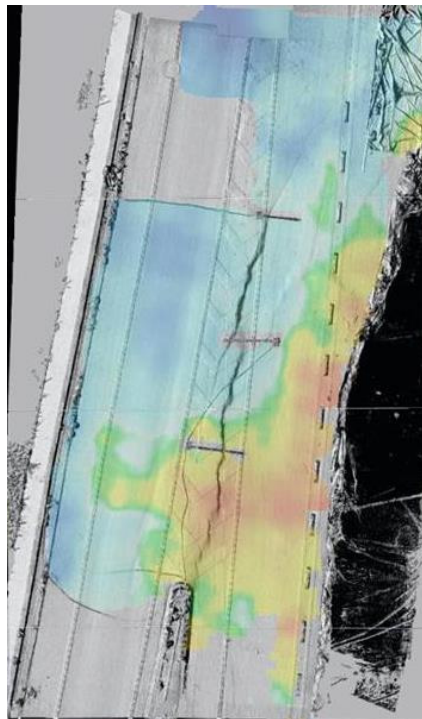


図-5 DSM による陰影図と地中レーダ反射振幅分布の統合表示画像

盛土崩壊面における 2 次元電気探査では、深さ 20m までの比抵抗構造を得た(図-6)。盛土は相対的に高比抵抗を示し、改良地盤との境界面が明瞭に認識できる。基盤の粘土層、すべり先端部の地下構造分布が明瞭に識別できる。得られた比抵抗断面と、設計図面及び DSM により得られた崩壊前後における変位ベクトルからすべり面を推定することができる。すべり構造は先端部において多数のブロックに分かれていると推定した。

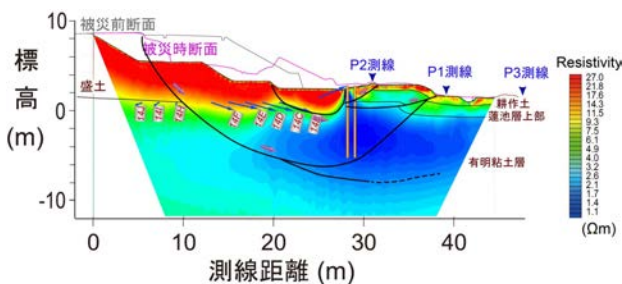


図-6 盛土を横断する比抵抗分布および地下構造とすべり面の解釈断面

地中の 2 次元断面情報である物理探査断面と、地表のオルソ化画像情報および DSM とを結合した 3 次元統合空間情報モデルを構築し、盛土崩壊状態の解析に用いた(図-7)。モニター画面上で任意の方向から地下部を含む観測記録の確認が可能であり、盛土の状態の理解や崩壊に至る解釈の信頼性が向上した。任意の視点からの情報をオペレータの希望に合わせて表示することにより、盛土崩壊部の空間的位置関係や影響範囲などを明瞭に視認できる。各記録の濃淡を調整することにより、空間的な関係を適切に理解することができる。

地上情報と地中情報とを結合することにより、すべり変形に伴う局所的な地盤挙動を 3 次元的に解釈することが容易となり、信頼性の高い解析を行うことができた。被災現場対策に実際に利用された CIM (Construction Information Modeling/ Management) のひとつの提示モデルとなった。CIM の有効な活用方法としてひとつの指針を与える調査事例となったと考えている。

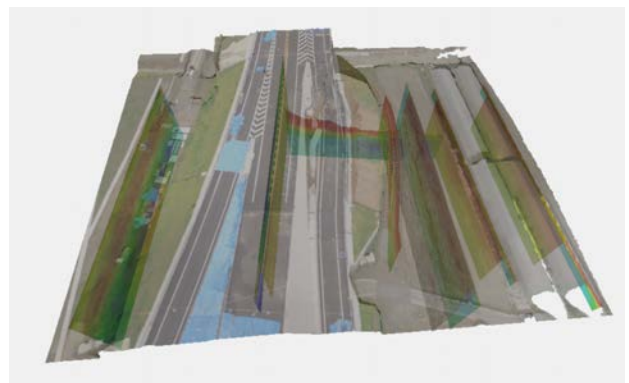


図-7 空間統合化情報の表示例

本研究では、熊本地震で被災を受けた道路高盛土を対象に、調査の計画立案から現場における調査計測、取得データの解析処理、解析記録の空間情報統合化、そして、解析結果の解釈や状態評価、調査情報の対策工への反映までの一連の実作業を実施し、復旧対策工の早期実施に貢献した。一部の作業は現場担当者と共同で実施した(図-8)。各記録の取得手法への理解が深まり、解析記録や解釈結果の適切な活用に有益となった。



図-8 現場担当者との共同による計測調査風景

3. まとめ

熊本地震による盛土の変状域を表面波探査で明らかにした。能動的な起震振動に加え受動的な振動を用いた測定手法を組み合わせたハイブリッド表面波探査により、交通量の多い幹線道路においても変状域の検出が可能な記録の取得が行えることが示された。

また、空間情報統合化による各種情報の一体的管理および解析を行った。熊本地震で被災を受けた道路高盛土を対象に UAV 空撮画像や路面詳細撮影画像をオルソ化し DSM 化した。測量図面と物理探査断面を合わせて、空間情報として一体化して表示利用した。

地下空間情報を合わせて統合的に管理することにより、盛土崩壊状態を適切に評価することが可能となった。CIM の有効利用により、復旧対策計画の検討作業の効率化に貢献できた。

参考文献

- 1) Hayashi, K., and Suzuki, H. : CMP cross-correlation analysis of multichannel surface-wave data, Exploration Geophysics, 35, 7-13. 2004.
- 2) Hayashi, K., et al. : CMP spatial autocorrelation analysis of multichannel passive surface-wave data, SEG Expanded Abstracts, 85, 2200-2204, 2015.
- 3) 稲崎富士：浅部物理探査による地盤構造の可視化と物性評価, 地盤工学会誌, Vol.65, No.1, 4-7, 2017.
- 4) 稲崎富士, 青池邦夫：稠密物理探査技術による浅部地盤構造の把握と3次元可視化技術, 土木技術資料, Vol.59, No.2, 14-19, 2017.
- 5) Kisanuki, H., Ogahara, T., Onishi, K. and Inazaki, T. : Near surface geophysical survey at a collapsed site of a highway embankment caused by a heavy rainfall, Proceedings of the 30th Annual Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems (SAGEEP2017), 2017.3.

4.1.2 高盛土・谷状地形盛土のり面・特殊土地盤の詳細点検・耐震性診断・対策手法に関する研究（耐震性評価手法：一般的地盤）

担当チーム： 地質・地盤研究グループ（土質・振動）
 研究担当者： 佐々木哲也、加藤俊二、東拓生

【要旨】

本研究は、盛土の地盤条件、盛土材料、締固め方法の違いによる盛土材料の動的変形特性について検討し、高盛土・谷状地形盛土に対する合理的な耐震補強技術の開発を行うものである。

平成 28 年度は、動的遠心力載荷実験により、細粒分含有率、含水状態、締固め程度の違いによる高盛土・谷埋め盛土の変形挙動について検討した。

キーワード： 道路盛土、遠心力載荷実験、細粒分含有率、空気間隙率

1. はじめに

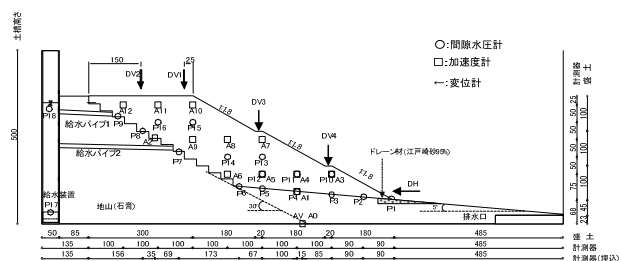
盛土の耐震性能は地盤条件、盛土内の水位条件や盛土材料に影響されるところが大きく、特に、高盛土、谷状地形盛土などで、地震時の被害が大規模になりやすく、震後の道路交通機能の確保に支障となることが多い。さらに、近年では発生土の有効利用に伴い盛土材料が多様化してきている。このため、近い将来発生が予想される大規模地震に対し、効率的かつ効果的に盛土の耐震性の向上を進めていくため、盛土の耐震性に及ぼす盛土材料の影響等を明らかにした上で、合理的な耐震性能照査法や耐震補強に関する設計法の確立が求められている。

本研究は、盛土の細粒分含有率、含水状態、締固め程度の違いによる盛土材料の動的変形特性について検討し、高盛土・谷状地形盛土に対する合理的な耐震性診断手法及び耐震補強技術の開発を行うものである。

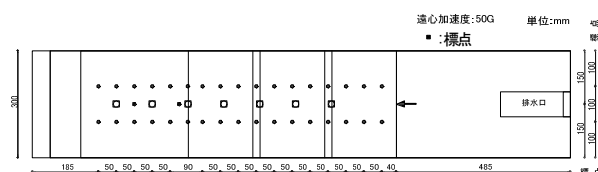
平成 28 年度は、動的遠心力載荷実験及びにより、細粒分含有率、含水状態、締固め程度の違いによる高盛土・谷埋め盛土の変形挙動について検討した。

2. 高盛土・谷状地形盛土の動的遠心力載荷実験

土木研究所が所有する大型動的遠心力載荷実験装置を用いて、盛土材料、締固め方法等の違いによる高盛土・谷埋め盛土の変形挙動について遠心力載荷実験を行った。



(a) 側面図



(b) 平面図

図-2.1.1 実験模型図

2.1 実験方法

実験模型を図-2.1.1に示す。実験には、幅 150cm、奥行き 30cm、高さ 50cm の鋼製大型土槽を用いた。模型地盤は、土槽内に段切りした地山模型を設置し、その上に計測器を埋設した盛土模型を作製する。

地山模型は、下部の勾配 5°の傾斜部と上部の傾斜 30°の段切り部ともに、一体のアルミブロックから削り出し

表-2.1.1 動的遠心力載荷実験 ケース一覧

ケース	盛土材料名	土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	礫分含有率 (%)	砂分含有率 (%)	シルト分含有率 (%)	粘土分含有率 (%)	均等係数 U_c	平均粒径 D_{50} (mm)	液性限界 ω_L (%)	塑性限界 ω_p (%)	塑性指数 I_p (%)	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	最適含水比 ω_{opt} (%)
CASE1	FC50	2.712	0	48.7	38.0	13.3	-	0.072	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6
CASE2	FC10	2.728	0	79.2	10.9	9.9	45.55	0.194	NP	NP	-	1.718	16.3
CASE3	FC30	2.713	0	63.5	26.5	10.0	38.80	0.132	NP	NP	-	1.696	15.0
CASE4	FC50	2.712	0	48.7	38.0	13.3	-	0.072	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6

たアルミ材を用い、段切り部背面のスペースには石膏を充填した。盛土への注水位置には注水孔が7ヶ所設けられている。また、法尻下の地山面には浸透水位（浸潤線）形成時における法尻部の浸透破壊を防止する目的でドレーンを設けた。

盛土部は、後述のとおり粒度調整した江戸崎砂を用い、層厚 25mm ピッチで突固め棒により締固めて作製した。地盤内の所定位置に間隙水圧計と加速度計を埋設し、加振前後における地盤変形状況を観察するため、珪砂7号を用いて土槽前面ガラス面に水平・鉛直方向のメッシュ

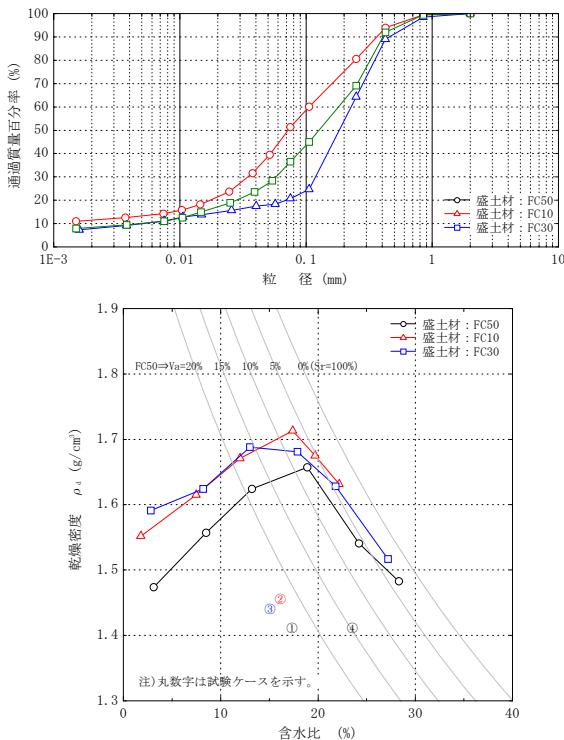
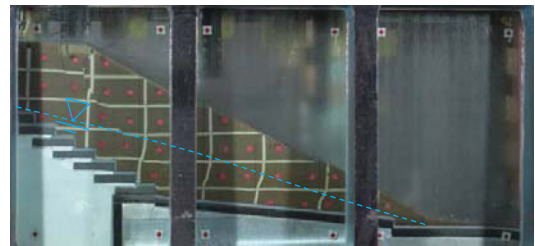


図-2.1.2 盛土材料の粒径加積曲線及び締固め曲線

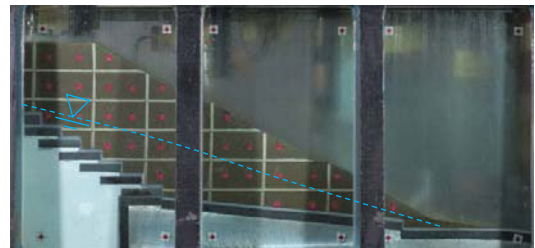
を作製するとともに、メッシュ格子間の土槽ガラス前面と地表面に地盤変形状況観察用の標点を設置した。

盛土内には、浸透水(脱気水)を通水するため、実験土槽の盛土天端側に注水タンクを設け、注水タンクから地山部の2ヶ所(下段と中段)へ注水パイプ取り付け、水頭差を形成することで盛土内に水を浸透させた。注水タンクへの浸透水の供給は、実験ピット外に設置した外部タンクにレギュレーターを用いて所定の空気圧を作用させることで行った。

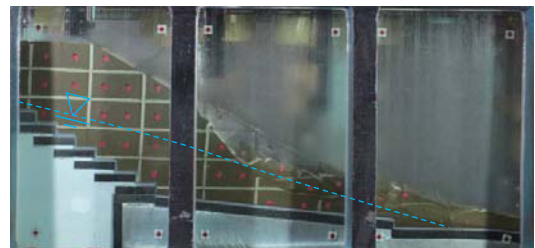
表-2.1.1に、実験ケース一覧を、図-2.1.2に、実験に使用した地盤材料の粒径加積曲線と、締固め曲線を示す。江戸崎砂を0.075mmふるいで分級して生成した細粒分を、細粒分含有率を10%に調整した江戸崎砂に混合することで、細粒分含有率Fc=10%、30%、50%を目標に材



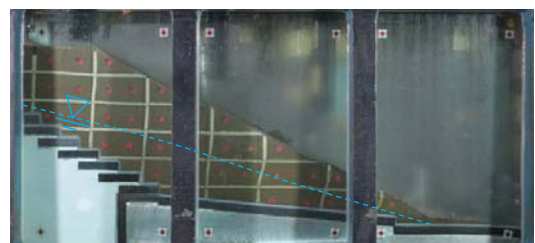
(a) CASE1 (FC50、最適含水比付近で締固め)



(b) CASE2 (FC10、最適含水比付近で締固め)



(c) CASE3 (FC30、最適含水比付近で締固め)



(d) CASE4 (FC50、含水比約24%で締固め)

写真-2.1.1 実験後の模型の変形状態

料を合成した(以下これらを、FC10、FC30、FC50と呼ぶ)。

盛土模型は、CASE1~3については、FC50、FC10、FC30の各材料を、締固め度Dc=85%、最適含水比付近(含水比15~17%)で締固めを行い、CASE4については、FC50を用いて締固め度Dc=85%、含水比約24%(va=15%相当で空気間隙率管理)で締固めて作成した。

実験手順としては、模型に50Gの遠心力を作用させた後、盛土部背後の地山部から浸透水を供給し、法尻付近の水位が盛土高さの1/2程度となるよう水位を上昇させる。その後、加速度振幅を0.7倍に調整したJMA神戸波の原波形により加振を行った。実験中は、盛土の間隙水圧、加速度、変位等を計測するとともに、加振中の状況を高速度カメラで撮影した。

2. 2 実験結果

写真-2.1.1 に、各ケースの実験後の変形状態を示す。今回の実験は、加振直前の浸透水位と盛土の締固め度とが同じになるようにした。したがって、盛土の変形状況に影響を及ぼす因子は、盛土材料の特性及び締固め方法のみである。

細粒分含有率 FC50 の CASE1 では、細粒分が多く間隙水圧が上昇しやすい傾向があることから、盛土全体が変形しすべり線が天端まで連続的に達した。ただし同じ FC50 でも空気間隙率が低い CASE4 では、法尻付近で変形は見られたものの、連続的なすべり線は見られず、盛土表面にクラックが発生した程度であった。締固め度 $D_c=85\%$ と同程度でも、締め固め時の含水比により変形挙動が異なった。

一方、細粒分含有率が少なく透水性が大きい FC10 の CASE2 では、加振時の水圧もほとんど上昇せず、目立った変形も見られなかった。このケースでは供給水量も他ケースに比べかなり多く、盛土材料の透水性が高いため、間隙水圧が上昇しづらい状況であった。ただし、今回は間隙流体に水(脱気水)を使用しており、細粒分含有率が低い盛土材料については、透水性の相似則が厳密には合っていないことが実験結果に影響している可能性があることに注意が必要である。

さらに FC30 の CASE3 では、間隙水圧は上昇し、一見大きな崩壊をしているが、破壊は法面中央付近から法尻かけて部分的なものであり、天端付近の変形量は少なかった。このように盛土の変形モードは、盛土材料の物性や締固め方法によって大きく異なってくることがわかった。

実験の結果から、変形モードとして最も危険な状態となったのは、天端付近まで変形が及んだ FC50 の CASE1

であった。今回の実験では FC50 は塑性指数 $IP=6.2$ 程度であったが、今後は同じ FC50 でも粘土分を増加させて、より塑性指数が高い条件で同様の実験を行い、その変形量(変形モード)に及ぼす影響について検討する必要がある。

4. まとめ

地盤条件、盛土材料、締固め方法等の違いによる高盛土・谷埋め盛土の変形挙動について遠心力载荷実験を行った。細粒分含有率が低い FC10 の場合、加振時の水圧もほとんど上昇せず、目立った変形も見られず、また FC30 では、間隙水圧は上昇し、一見大きな崩壊をしているが、破壊は法面中央付近から法尻かけて部分的なものであり、天端付近の変形量は少なかった。

一方、細粒分含有率の比較的高い FC50 の場合、細粒分が多く保水性が高いため、間隙水圧が上昇しやすい傾向があり、盛土全体が変形しすべり線が天端まで連続的に達した。同じ FC50 でも空気間隙率が低い CASE4 では、法尻付近で変形は見られたものの、連続的なすべり線は見られず、盛土表面にクラックが発生した程度であった。以上の結果から、細粒分含有率が高い FC50 で変形モードとして最も危険な状態となった。

参考文献

- 1) 安田, 吉田, 規矩, 宇田: 液状化に伴う残留変形解析方法の河川堤防への適用, 土木学会第 25 回地震工学研究発表会講演集, pp.381-384, 1999.
- 2) 豊田, 杉田, 石原: 河川堤防の地震被害事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討, 日本地震工学会大会梗概集, 4th, pp226-227, 2005 年 11 月

4.1.3 高盛土・谷状地形盛土のり面・特殊土地盤の詳細点検・耐震性診断・対策手法に関する研究（耐震性評価手法：特殊土地盤）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤チーム）
研究担当者：山梨高裕、林 宏親、橋本 聖

【要旨】

北海道に代表されるような寒冷地に広く分布する泥炭地盤は特異な軟弱性により、その地盤上に構築された盛土は、時間の経過とともに大きく沈下する。また、泥炭地盤上に構築された盛土は、過去に発生した大規模地震によって甚大な被害が生じた。その一因として、特異な軟弱性を有する泥炭地盤がその盛土荷重により大きく沈下し、地下水位以下となった盛土の一部が液状化したことによるものと推察された。

本研究では、この被災形態に着目し、泥炭地盤上に構築された盛土の耐震性診断に資するべく、このような条件で構築された既設盛土の沈下量、地下水位を簡易かつ精度良く把握する手法を検討するものである。

キーワード：泥炭地盤、盛土、原位置試験、地震、液状化

1. はじめに

過去、北海道で発生した大規模地震により、泥炭地盤上に構築された盛土に甚大な被害が生じている（例えば¹⁾）。その要因の一つとして、液状化が生じる土質（主に砂質土）で構成された盛土がその自重により泥炭地盤内にめり込み沈下し、地下水位以下となったその盛土が地震動により液状化したことが挙げられている²⁾。そのため、地下水位以下にある盛土のめり込み沈下量の大小が、地震動が作用した盛土の被災レベルに大きな影響を及ぼすと考えられる。

本研究では、上記の被災メカニズムを基に、泥炭地盤への盛土のめり込み沈下量や原位置における地下水位、すなわち、液状化層を簡易に把握する調査手法を検討するものである。平成 28 年度は電気式静的コーン貫入試験に着目し、泥炭地盤上に構築された道路盛土を対象に各種試験を実施した結果を報告する。

2. 電気式静的コーン貫入試験

電気式静的コーン貫入試験（以降、CPT）は、以前は三成分コーン試験と呼称され、文字通りコーン貫入中に三成分（先端抵抗 q_c (MPa)、周面摩擦 f_s (kPa)、間隙水圧 u (kPa))のデータを同時に取得できる試験である。また、動的な標準貫入試験との違いとして、深度方向に1~2cm間隔で連続的なデータの取得が可能なが挙げられる。これらの特長をもって、盛土と泥炭地盤の境界（つまりは盛土のめり込み沈下量）や地下水位の高さを精度良く把握できることを期待し、着目したものである。

本調査では、貫入速度を1cm/sとし、深度方向に2cm間隔で各種データの測定を行った。なお、その試験機の仕様や手法等は地盤工学会基準³⁾に従っている。図-1に使用した試験機の概況を示す。

3. 対象現場

対象とした現場は、平成 22 年に一般国道 274 号

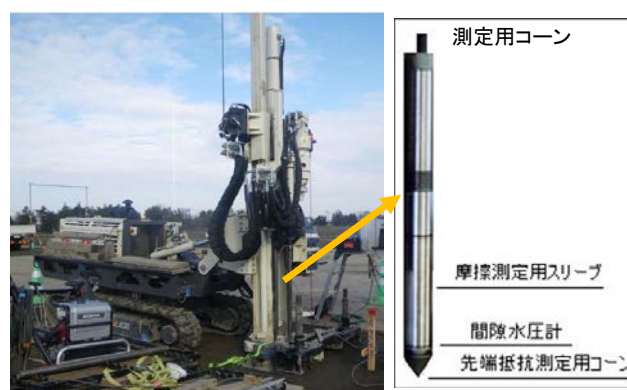


図-1 電気式静的コーン貫入試験機

岩内共和道路で載荷盛土工として必要盛土厚 $H_p=4.7\text{m}$ の盛土がなされたところで、平成 26 年 3 月に供用された道路盛土（現況盛土高さ $H=0.95\text{m}$ ）である。

当該箇所の泥炭層(A_p)は深度方向に6m程度分布し、その下層には粘性土(D_c)が堆積している。過年度の調査結果⁴⁾より、当該現場における泥炭の物理特性は自然含水比 $w_n=127\sim 617\%$ 、強熱減量 $L_i=19\sim 67\%$ 、圧縮指数 $C_c=1.7\sim 5.4$ と北海道に分布する分布する一般的な泥炭地盤⁵⁾である。

4. 調査結果

原位置では、盛土法肩部と法尻部でボーリングおよびCPTを行った。それらの結果を図-2に示す。

ボーリング結果より、盛土法肩部との法尻部の標高差は0.95mであり、水位観測孔設置時における盛土内の地下水位標高は6.31mであった。次にCPTの結果をみると、法肩部で深度1.7m、法尻部では深度0.7mのデータが取得できなかった。これは、その部分に多くの礫等の混入によるものである。従って、これらの深度ではCPTによる貫入が実施できなかったため、打撃によって掘削した後に、それ以深から測定を継続した。

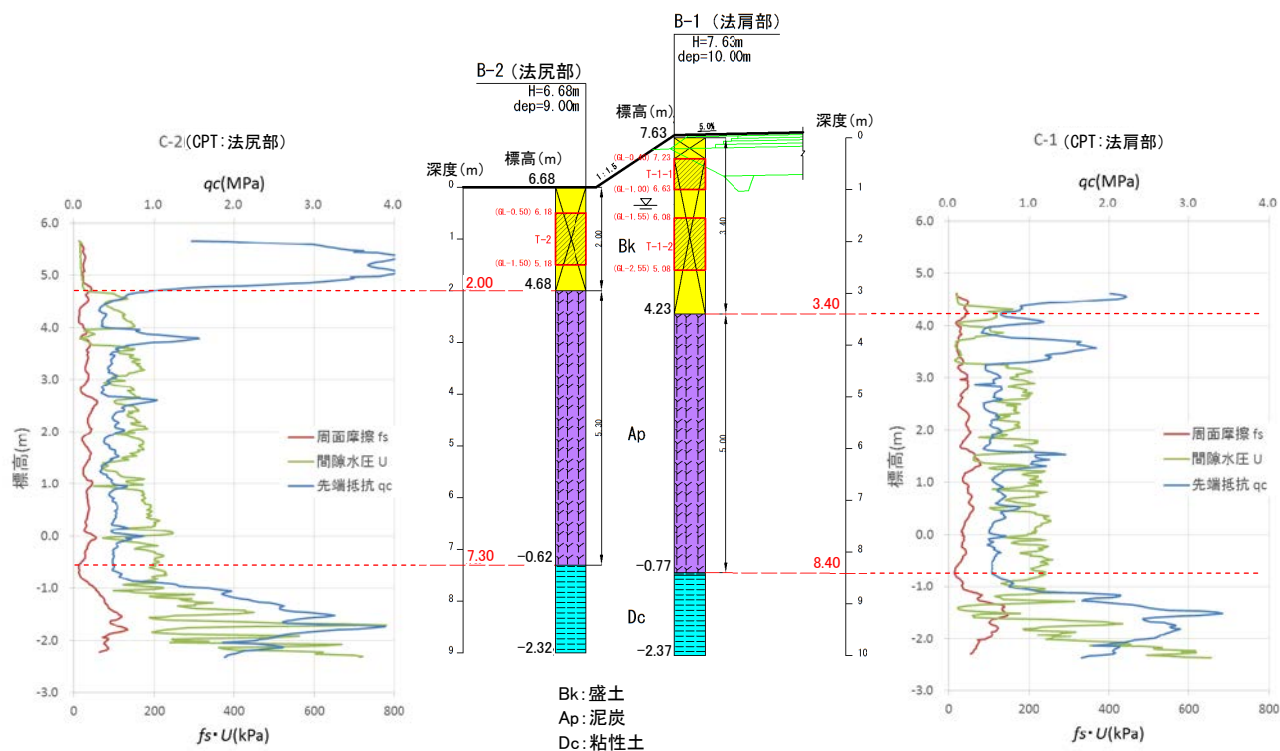


図-2 ボーリングおよびCPTの調査結果

盛土法肩部、法尻部ともに泥炭層(Ap)と粘性土層(Dc)の先端抵抗 q_c (MPa)、周面摩擦 f_s (kPa)、間隙水圧 u (kPa)をみると、相対的にAp層の各計測値が低い状態にあることを捉えている。特に q_c に着目すると、盛土層(Bk)とAp層の境界が明確に区別されていることが確認される。これらから、CPTはAp層とDc層といった軟弱な層構成を把握するだけでなく、泥炭へめり込んだ盛土の沈下量を把握できる可能性を示唆している。しかしながら、盛土内に混入した礫等の影響によって、今回の調査ではCPTによる地下水位の確認の可否を判断する材料は得られなかった

本研究の主眼は、先に示したように泥炭地盤上に構築された盛土に起因して生じた液状化層を、簡易な手法で把握することであり、盛土材が砂質土であることを基本的な想定としていた。ところが、実際の盛土は礫の混入量が予想以上に多かったため、CPTによる地下水位の把握が困難であった。

今回の調査結果から、CPTが本被災形態を対象とした耐震性診断のための調査法として用いるには、上記の課題を解決する必要がある。このため、CPTのような静的コーン貫入試験ではなく、礫等に対応できる簡易な動的コーン貫入試験(PDC)による検討を行いたいと考えている。また、今後の調査現場はめり込み沈下量が多い高盛土を対象に試験を実施する予定である。

5. まとめと今後の課題

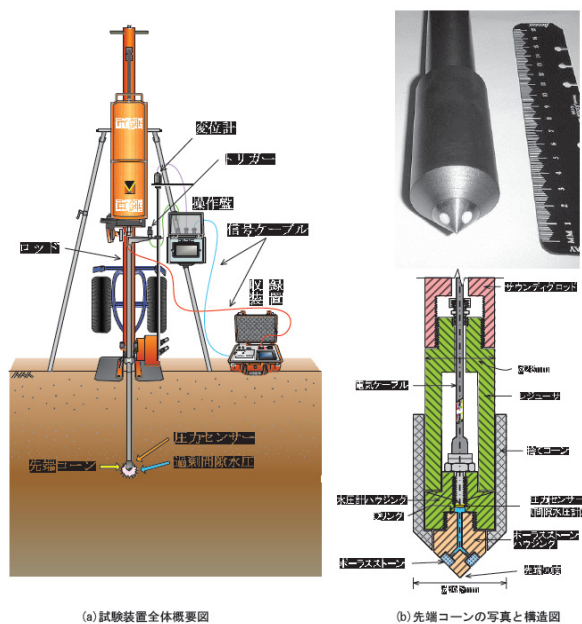
泥炭地盤上に構築された道路盛土を対象に、泥炭地盤への盛土のめり込み沈下量と地下水位を把握可能な調査法を検討するために、原位置において電気式静的コーン貫入試験(CPT)を行った。その結果、盛土と泥炭層の境界は判別可能であり、めり込み沈下量の把握は可能であることが示された。

一方で、本調査では盛土内に礫等粒径の大きい土質が混入しており、静的コーン貫入試験の課題が改めて露見し、CPTによる地下水位を把握するには限界があると思われる。

そこで、今後は礫等に対応できる動的コーン貫入試験を念頭に調査を継続したいと考えている。具体的には、1打撃ごとの貫入量とともに地盤中に発生する過剰間隙水圧の測定を行うことが可能な動的コーン貫入試験装置PDC(Piezo Drive Cone、以下、PDCという)を用いる予定である。

図-3にPDC試験装置④の概念図を示す。PDC試験装置は、従来どおり1打撃ごとの貫入量から貫入抵抗 N_a 値(N 値に相当)を評価するとともに、測定された過剰間隙水圧の応答(累積過剰間隙水圧比 u_R/α_v)：後述)から細粒分含有率 F_c を推定することによって、試験対象土層に対する液状化判定を行うことが可能なサウンディング試験である。なお、累積過剰間隙水圧比とは、PDCで得られた蓄積する間隙水圧 u_R を有効上載圧 α_v で除したものである。

液状化の判定には、単位体積重量 γ_t 、 N 値、細粒分含有率 F_c および地下水位G.W.Lが必要であるが、



(a) 試験装置全体概要図 (b) 先端コーンの写真と構造図

図-3 PDC 試験装置の概要図

このうち、単位体積重量 γ_t 以外は PDC で推定されるインデックスである。さらに、泥炭層にめり込んだ盛土厚が把握できれば、当該箇所における液状化の有無の判断だけでなく、原位置で得られた情報を自重変形解析 (ALID) へフィードバックすることによって、被害規模 (盛土の変形量) の予測が精度良く実施できると考えられる。

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.13-32, 1993.
- 2) 佐々木康: 堤防の地震災害と災害軽減工学, JICE REPORT, Vol.9, p.89, 2006.
- 3) (公社)地盤工学会: 地盤調査の方法と解説—二分冊の 1—, pp.366-403, 2013.
- 4) 橋本聖, 山梨高裕, 林宏親, 梶取真一: 泥炭性軟弱地盤におけるセンタードレーン工法の改良効果に関する検討(その 2), 寒地土木研究所月報第 727 号, pp.23-30, 2013.
- 5) 国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所: 泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル, pp.1-5, 2017.
- 6) 応用地質 HP ([https://www.ovo.co.jp/technology_list/dynamic-cone-penetration-test/](https://www ovo co jp/technology_list/dynamic-cone-penetration-test/))

4.1.4 超過外力に対する道路橋のレジリエンス技術に関する研究

担当チーム：橋梁構造研究グループ、寒地基礎技術研究グループ（寒地構造チーム）

研究担当者：大住道生、長谷川秀也

西 弘明、佐藤孝司、佐藤 京、荒木恒也

【要旨】

東日本大震災における教訓を踏まえ、道路橋の耐震設計においても、想定を超える事象に対する備えを考慮し、機能回復力(レジリエンス)を高める対策技術を開発しておくことが社会的な要請となっている。本研究では、構造特性に応じた損傷・応急復旧シナリオの構築、耐震安全余裕度の評価技術の開発等を目的としている。

平成 28 年度は、桁橋・ラーメン橋について、既往地震の被災事例および解析により損傷過程を分析し、超過外力が作用した場合の損傷シナリオ及び課題について整理した。また、特殊橋については、超過外力が作用した時の橋の損傷シナリオと、損傷を制御した時の損傷シナリオの変化および橋崩壊に至る水平震度について解析により検討した。

キーワード：超過外力、道路橋、レジリエンス、損傷シナリオ、構造リダンダンシー

1. はじめに

南海トラフの巨大地震、首都直下地震等、人口及び資産が集中する地域における大規模地震発生切迫性が指摘され、これらの地震による被害の防止・軽減は、喫緊の課題である。また、2011 年東北地方太平洋沖地震や 2016 年熊本地震の教訓として、従来の経験や想定を大きく超える規模の災害に対する備えが不可欠となっている。

本研究は、超過外力に対して、構造特性に応じた損傷・応急復旧シナリオを構築、機能回復のための応急復旧技術、耐震安全余裕度の評価技術の開発を目的としている。本年度は、超過外力が作用した場合の損傷シナリオ及び課題について整理し、鋼桁橋・アーチ橋を対象に超過外力が作用した場合の損傷過程を分析した。

2. 既往被害地震における橋梁の損傷

2.1 損傷事例の整理

近年の被害地震¹⁾を対象として、桁橋・ラーメン橋を中心に損傷事例を整理した。1995 年の兵庫県南部地震では橋脚のせん断破壊等による落橋が発生したが、それ以降耐震補強が精力的に進められたことにより、補強した箇所は比較的少なく、2016 年の熊本地震を除けば、橋の機能を損失した事例は確認されなかった。

図-1 に損傷事例に見られた主な損傷状況を示す。上部構造の主な損傷は、鋼橋では主桁変形や二次部材の変形破断、コンクリート橋では桁端部の断面欠損や横桁のひび割れである。一方、下部構造においては、橋脚で段落とし部のせん断破壊や基部の曲げ損傷、橋台で沈下や桁

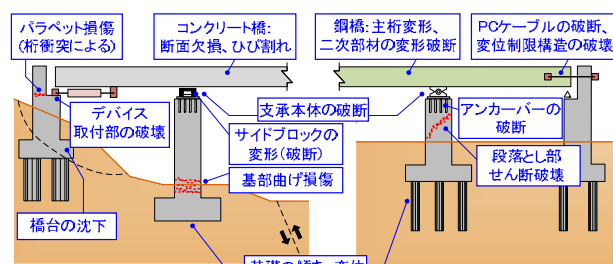


図-1 近年の地震による橋の主な損傷状況

衝突によるパラペットの損傷、基礎で傾きや変位が生じている。また、支保周辺では、支保本体やアンカーバーの破断、サイドブロックの変形（破断）、制震ダンパー等の耐震デバイスの取付け部の破壊、落橋防止システム用 PC ケーブルの破断や変位制限構造の破壊が生じている。

2.2 現行設計法における課題の整理

損傷事例を踏まえ、従来の想定を超えるような外力(超過外力)が発生した場合の課題を図-2 のように整理した。現行設計法²⁾ではレベル 2 地震動に対して耐震性能を確保するが、これを超える地震に対しては落橋防止システムで対応する規定となっている。超過外力に対する橋の設計は、橋に損傷が生じることが前提となることから、損傷部位と損傷形態が耐震性能に影響が小さいものとなるような設計体系を整理することが課題である。また、超過外力が発生した場合、復旧性の観点から復旧しやすい部材を積極的に損傷させて、その他の部材の部材を防ぐということも考えられ、確実に損傷を誘導するための耐荷力の制御技術とその信頼性の評価技術を確認するこ

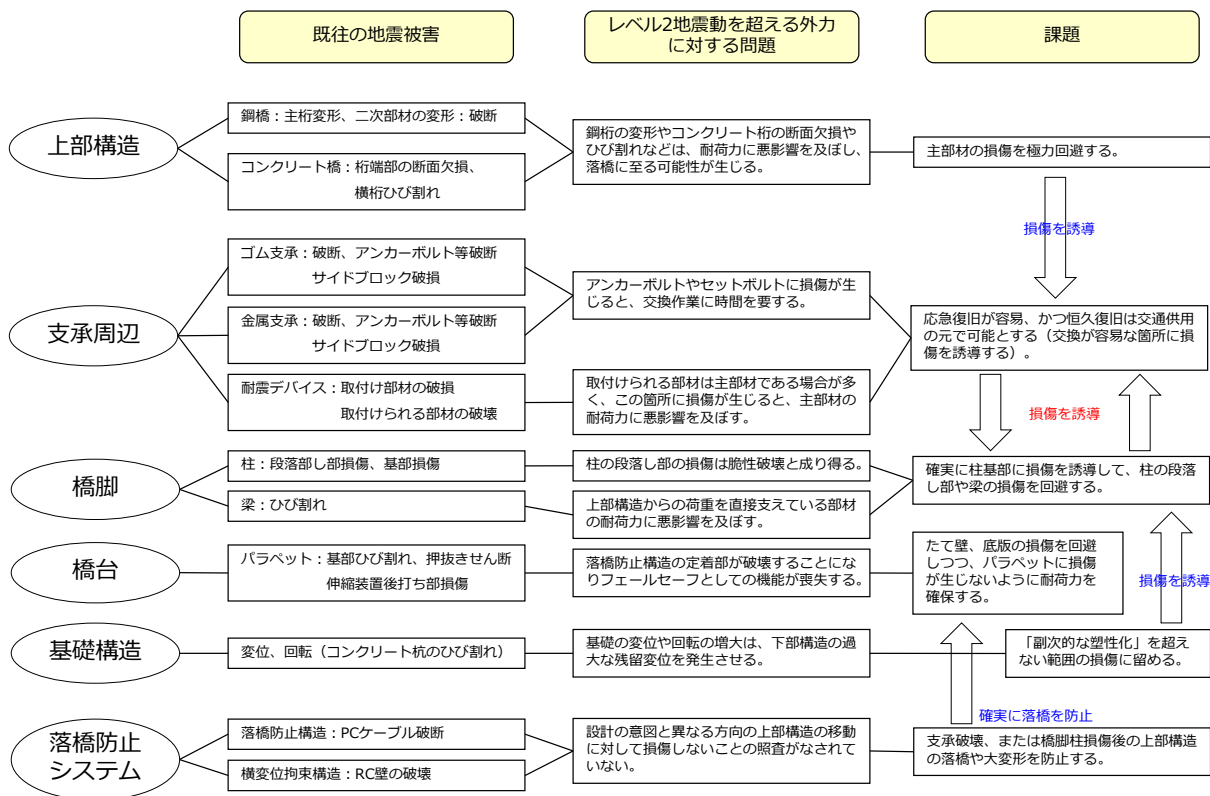


図-2 従来の想定を超えるような外力が発生した場合の課題

とが課題となる。

3. 損傷過程の分析

3.1 鋼鉄桁橋

熊本地震で被災した3径間連続鋼鉄桁橋³⁾を対象に、超過作用時の耐力の階層化を確認するためのプッシュオーバー解析を実施した。

3.1.1 解析モデル

図-3に解析モデルを示す。上部工は個々の主桁位置での桁衝突挙動と支承応答の違いを考慮するため格子状の骨組モデルとし、橋脚及び橋台の曲げ損傷の破壊形態および背面土の地盤条件を考慮した設定としている。また、考慮する主な水平抵抗は、橋台パラペットの水平抵抗、橋台背面土の水平抵抗、桁の衝突、落橋防止構造であり、これらの水平抵抗をバネでモデル化している。

支承は非線形バネとし、損傷を考慮するため、積層ゴムの破断ひずみ550%に相当する変位でバネの勾配が水平となるバイリニア型モデルを用いる。積層ゴム支承はせん断ひずみ250%を超えるとハードニングが生じるが、本検討では桁衝突による挙動を確認するため、ハードニングは無視し、せん断ひずみ550%までバネ定数が一定となる設定を行う。支承のバネ要素は各桁の支承位置に設置する。桁端部は桁遊間に相当する初期ギャップを有

する衝突バネを設置する。また、橋脚と橋台躯体は初降伏一終局の間に勾配を有するトリリニアモデルとする。橋台パラペットは桁衝突による損傷を再現する。橋台背面土は地盤の受働抵抗を考慮する。基礎は従来の解析と同様、S-Rバネとする。落橋防止システムはPCケーブルに相当するトラス要素を橋台パラペットと主桁の間に設置し、遊間と材料の降伏を考慮する非線形バネ要素とする。

3.1.2 解析方法

本解析では、水平震度を漸増させて、損傷する順序を追い、耐力の階層化がどのようになっているかについて着目している。橋軸方向の荷重の作用方向はA1橋台→A2橋台とA2橋台→A1橋台の2方向が考えられるが、より損傷度の大きいA1橋台→A2橋台の方向への載荷を行う。橋軸方向には橋台パラペットの水平抵抗を確認するために、パラペット有無の2ケース、橋軸直角方向にはパラペット有の1ケース、計3ケースを実施した。

3.1.3 解析結果

図-4にプッシュオーバー解析の結果を示す。縦軸は水平震度、横軸は主桁P1-P2径間中央節点の水平変位である。

(a)図の橋軸方向のパラペット有のケースでは、主桁の変位が桁遊間である0.25mに達した水平震度0.49で桁

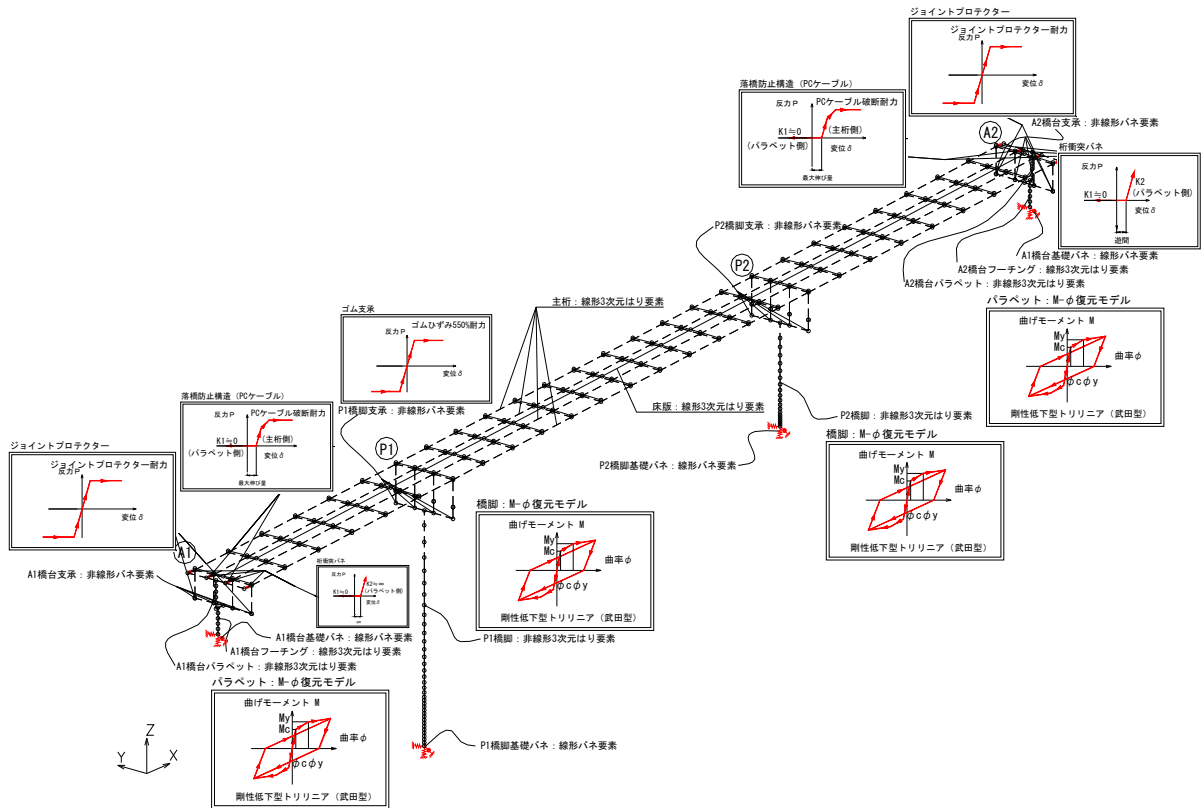


図-3 解析モデル

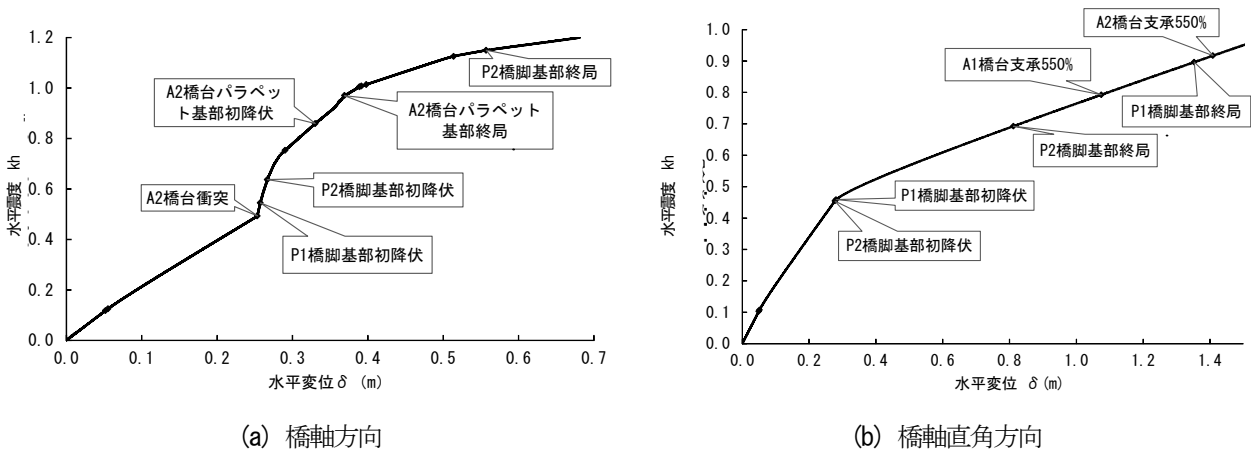


図-4 プッシュオーバー解析結果

衝突が生じ、橋台パラペットの抵抗により変位の増加が一時的に小さくなる。その後、パラペット基部がひび割れや降伏により損傷し、変位が再度増加する過程で橋脚が降伏する結果となる。

(b) 図の橋軸直角方向のケースでは、水平震度 0.45 を超えたところで橋脚基部が降伏し、変位増加が大きくなり水平震度 0.69 で P2 橋脚が、水平震度 0.90 で P1 橋脚が終局に至る。橋台の支承に着目すると、震度 0.79 で A1 橋台、震度 0.92 で A2 橋台の支承のせん断ひずみが 550%に達している。

本解析では支承のハードニングを考慮していないため、

支承のせん断ひずみの程度により実際の損傷状況を推測することが可能ではあるが、超過外力に対する耐力の階層化をプッシュオーバー解析により検討するためには、支承の破壊性状をより適切に表すことができるモデル化が必要となる。

3.2 アーチ橋

想定を超える外力(超過外力)がアーチ橋に作用した場合の橋の損傷シナリオや、損傷を制御することにより橋の損傷シナリオをコントロールする方法について解析的に検討した。

検討する橋梁は、図-5 に示すような橋長 140m(アー

チ支間 87.0m)、幅員 10.5m のアーチ橋(全重量 17800kN)を対象とした。本研究では、超過外力が作用した場合について検討するために、対象としたアーチ橋は、道路橋示方書²⁾で示されているレベル2地震動に対して耐震性能2を満たすように、座屈拘束ブレース等を用いて耐震補強を施した橋を想定した。

3.2.1 解析モデル

部材座屈等の損傷を表現できるように、材料非線形と幾何学的非線形を考慮した複合非線形解析による弾塑性有限変位解析を実施した。本研究では、弾塑性有限変位解析が可能である SeanFEM を使用した。部材座屈等の損傷を表現できるように、アーチリブや補剛桁等の鋼部材と床版、および座屈拘束ブレースはファイバー要素、支承部や地盤はばね要素でモデル化した(図-6)。床版と補剛桁の接続部(スラブアンカー)は線形部材で接続し、この部位では損傷しないこととした。また、アーチクラウン部の接続部は剛部材としてモデル化した。さらに、部材座屈を表現する部材の材端における境界条件は剛結とした。

鋼部材の材料特性として、図-7(a)に示すように、引張

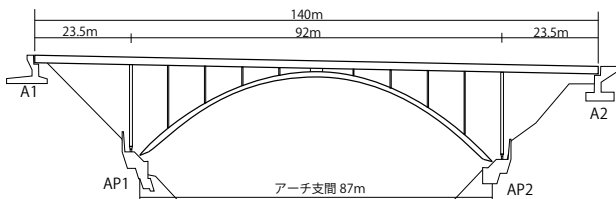


図-5 対象橋梁の橋梁一般図

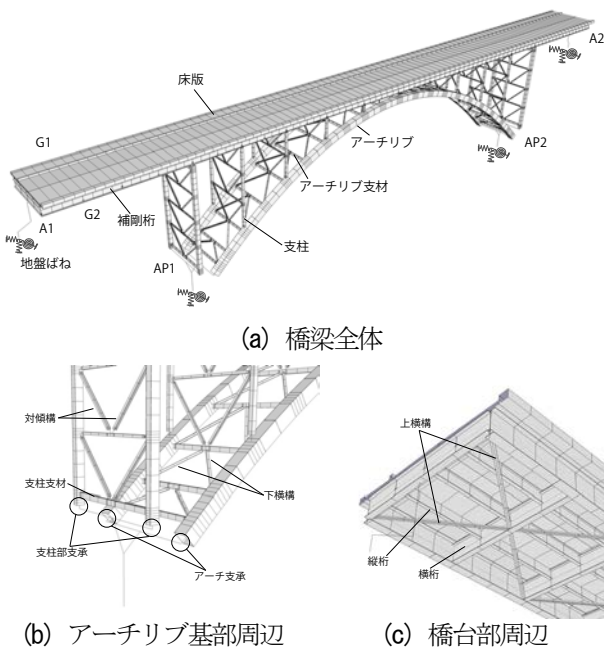


図-6 対象とする橋梁のモデル概要図

に対しては使用する鋼材の降伏応力 σ_y に達した後は初期剛性の 1/100 に、圧縮に対しては降伏応力に低減係数 ζ を乗じた値($\zeta\sigma_y$)に達した後は鋼材の剛性が 0 になるような非線形特性を設定した。ここで、低減係数 ζ は、座屈応力 σ_{cr} を降伏応力 σ_y で除した係数であり、道路橋示方書 II 鋼橋編⁴⁾に記載されている座屈強度曲線(図-7(b))を基に、ウェブやフランジ等の部材要素の幅厚比パラメータ R_0 に対応する低減係数を求めた。これら非線形特性を部材の各断面要素に設定した。

床版は鉄筋コンクリートとし、道路橋示方書 III コンクリート橋編⁵⁾を基に非線形特性を設定した。支承部は、A1 および A2 橋台部は可動支承、AP1 および AP2 は固定ピン支承とした。本研究では、支承部は常に健全な状態(支承部は損傷しない)で、可動支承の可動範囲は無量大であると仮定した。座屈拘束ブレースは、下横構(アーチリブ基部から $L/4$ の範囲)と支柱対傾構の斜材に設置し、レベル2地震動以降で非線形挙動するようなパイリニア型とした。

3.2.2 解析方法

(a) 荷重荷重の設定および荷重方法

本研究は、アーチ橋の損傷シナリオと損傷過程を把握するために、プッシュオーバー解析を行った。事前に動的解析を行い、プッシュオーバー解析で必要となる各節点の加速度を動的解析により求めた。動的解析により

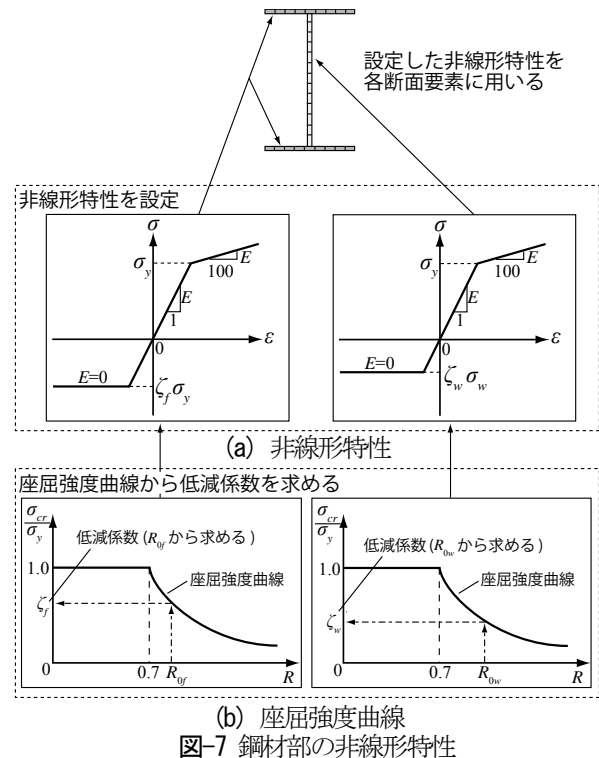


図-7 鋼材部の非線形特性

得られた加速度を重力加速度で割ることで水平震度を算出し、これに節点の質量をかけることで各節点に載荷する荷重を求めた。解析は水平震度を 0.001 刻みで漸増載荷した。解析の途中で部材が座屈し、解析が不安定になったときは、座屈が生じた部材の剛性を 0 にして、解析を再開した。

(b) レベル 2 地震時相当の水平震度の算出

レベル 2 地震時の水平震度は、動的解析による結果を基に、着目する位置の橋軸方向および橋軸直角方向の最大応答変位時における応答加速度を最大応答加速度とし、この加速度を重力加速度で割ることで算出した。この水平震度がレベル 2 地震時の設計水平震度であり、本研究では、これ以上の水平震度を超過外力と考えた。

動的解析により、本橋梁モデルのレベル 2 地震時における水平震度は、橋軸方向では 0.45、橋軸直角方向では 0.43 であった。

(c) 部材の損傷判定

本研究では、漸増解析による外力を受けて、部材の塑性化が進行し、断面が抵抗できなくなることで、構造系全体としてつり合いが保てなくなるまで解析を行うこととした。ここで、解析上つり合いが保てなくなる点は、自重を支えられない、自立できない状態として評価した。各部材の損傷評価は、橋全体系の挙動に影響を及ぼす主要部材の塑性ヒンジに着目し、全断面が降伏したとき、連続する骨組みのたわみ角が不連続になることや、他部材への力の再分配を起こすことにより判定した。

3.2.3 損傷を制御しない場合の橋の損傷シナリオ

(a) 橋軸方向に載荷した場合

図-8 は崩壊直前における橋の挙動を示したものである。部材の色の濃淡は、部材の損傷の割合を示している。解析を実施した結果、補剛桁(支柱部、支柱-アーチクラウン間)に 4 か所、アーチリブに 2 か所損傷(塑性ヒンジ)が生じた時点で、構造的に不安定になったため、この時点で橋が崩壊すると判定した。

橋の損傷シナリオを考えると、図-9 のような損傷シナリオになる。図中の番号は、損傷した順番を示している。損傷シナリオとして、始めに AP1-AP2 間の補剛桁が塑性ヒンジ化し、最終的に AP1-アーチクラウン間のアーチリブが塑性ヒンジ化することで、アーチクラウン-AP2 間が上向きに曲げ破壊しつつ、AP1-アーチクラウン間が崩れ落ちるような崩壊を考えると考えられる。

(b) 橋軸直角方向に載荷した場合

図-10 は、橋軸直角方向に載荷した場合の崩壊直前の橋の挙動を示したものである。橋軸直角方向に載荷した



図-8 崩壊直前の橋の挙動 (損傷を制御しない場合、橋軸方向載荷)

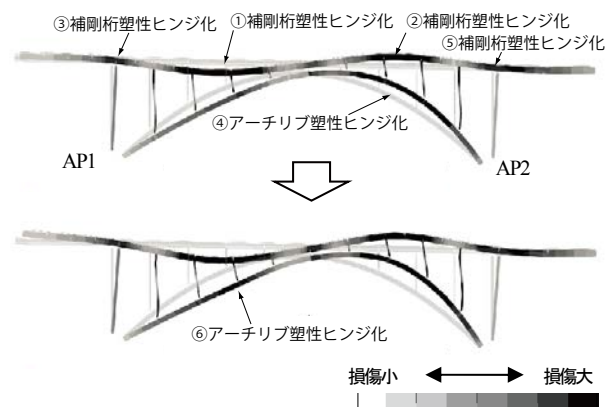


図-9 橋の損傷シナリオ (損傷を制御しない場合、橋軸方向載荷)

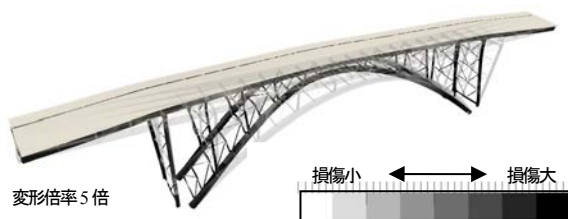


図-10 崩壊直前の橋の挙動 (損傷を制御しない場合、橋軸直角方向載荷)

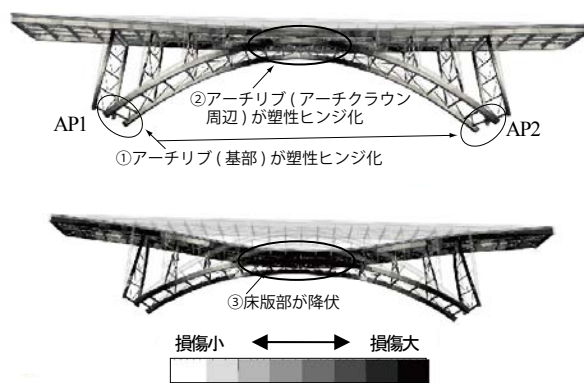


図-11 橋の損傷シナリオ (損傷を制御しない場合、橋軸直角方向載荷)

場合、アーチリブが 4 か所塑性ヒンジ化したあと、床版部の全断面が降伏し、解析が不安定になったために、この時点で橋が崩壊すると判定した。その時、橋の中央部が載荷側にたわむような挙動を示している。

橋の損傷シナリオを図-11 に示す。始めにアーチリブの基部が塑性ヒンジ化する。その後アーチクラウン部周

辺のアーチリブが塑性ヒンジ化することで、橋の中央部が曲げ破壊をしながら、载荷方向に崩れ落ちると考えられる。

3.2.4 損傷を制御する場合の橋の損傷シナリオ

(a) 損傷を制御する部材の選定

橋梁の各部材に損傷を制御する場合の橋の損傷シナリオを検討し、損傷を制御しない場合に比べて、橋の損傷シナリオがどのように変化するか検討した。

損傷を制御する部材は、交換しやすいことや、力の伝達経路上に存在すること等が求められる。そこで本研究では支承部に着目し、固定ピン支承であるアーチリブ基部の支承で損傷を制御する場合について検討を行った。

損傷を制御する支承(アーチリブ基部)は、レベル2地震時に相当する水平震度(橋軸方向:0.45、橋軸直角方向:0.43)に達した後に損傷することとし、鉛直下向き方向以外自由度をフリーにして解析を行った。

(b) 橋軸方向に载荷した場合の橋の損傷シナリオ

図-12 は、橋軸方向の载荷した場合の崩壊直前の橋の挙動を示したものである。解析を行った結果、アーチリブ基部の支承(2カ所)が損傷した後(損傷を制御した後)、補剛桁(AP1支柱部、アーチクラウン周辺)に3カ所、アーチリブ(アーチクラウン付近)に2カ所塑性ヒンジ化した時に構造的に不安定になったため、橋が崩壊すると判定した。その時の橋の挙動は、損傷を制御しない場合と異なり、アーチリブが外側に開き、AP1-アーチクラウン間の補剛桁とアーチリブが下向きにたわむような挙動を示している。

橋の損傷シナリオを考えると、図-13 のように、アーチリブ基部の支承で損傷を制御した後、始めに AP1-アーチクラウン間の補剛桁が塑性ヒンジ化し、最終的にアーチクラウン-AP2 間のアーチリブが塑性ヒンジ化することで、AP1-アーチクラウン間が崩れ落ちるようなシナリオになると考えられる。

(c) 橋軸直角方向に载荷した場合の橋の損傷シナリオ

図-14 は、橋軸直角方向に载荷した場合の崩壊直前の橋の挙動を示したものである。解析により、床版の一部が降伏した後に、アーチクラウン部のアーチリブが塑性ヒンジ化し、床版部の全断面が降伏したことで解析が不安定になったため、この時点で橋が崩壊すると判定した。図より、橋崩壊直前の挙動は、損傷を制御しない場合と同様に、床版の中央部が载荷方向にたわむような挙動を示している。橋の損傷シナリオを図-15 に示す。アーチリブ基部の支承で損傷を制御する場合、アーチリブ基部の拘束が無くなるため、アーチリブ基部が塑性ヒンジ化



図-12 崩壊直前の橋の挙動
(損傷を制御する場合、橋軸方向载荷)

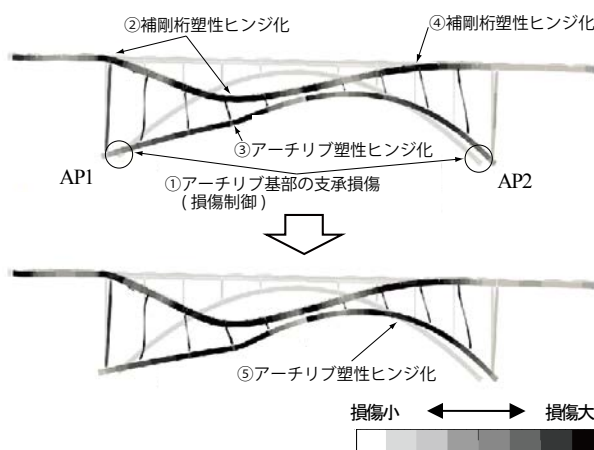


図-13 橋の損傷シナリオ
(損傷を制御する場合、橋軸方向载荷)

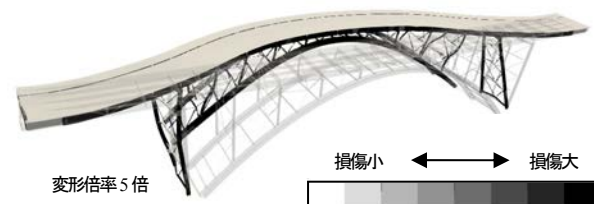


図-14 崩壊直前の橋の挙動
(損傷を制御する場合、橋軸直角方向载荷)

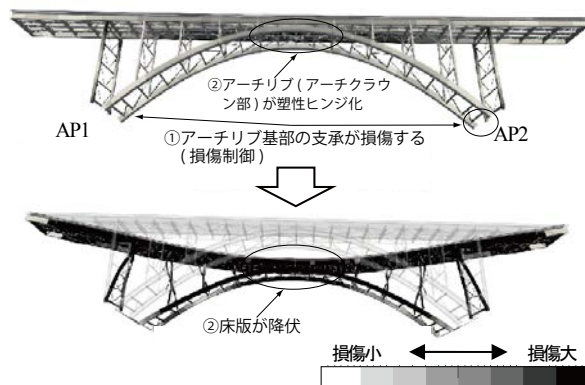


図-15 橋の損傷シナリオ
(損傷を制御する場合、橋軸直角方向载荷)

することはなかった。

3.2.5 橋崩壊に至るときの水平震度の比較

橋軸方向に载荷した場合の着目位置の変位と水平震度の関係を示したのが図-16(a)である。横軸は図に示す着

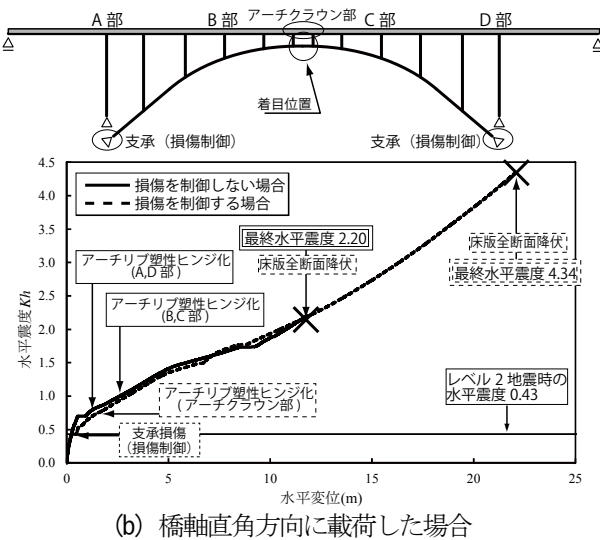
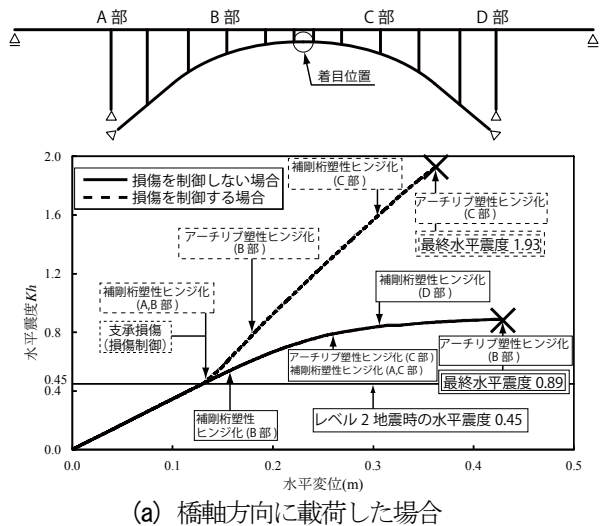


図-16 着目位置の変位と水平震度の関係

目位置の水平変位、縦軸は水平震度である。また、図中にはレベル2地震時に相当する水平震度(0.45)も示した。図より、損傷を制御する場合の橋が崩壊に至る水平震度は、損傷を制御しない場合に比べて約2.2倍大きくなっている。

橋軸直角方向に载荷した場合における着目位置の変位と水平震度の関係を示したのが図-16(b)である。横軸は着目位置の水平変位、縦軸は水平震度である。先ほどと同様に、レベル2地震時に相当する水平震度(0.43)も図中に示した。損傷を制御する場合、橋崩壊に至るときの水平震度は、損傷を制御しない場合に比べて、約2倍大

きくなっている。

このことから、アーチリブ基部の支承で損傷を制御する場合、損傷を制御しない場合に比べて、橋崩壊に至りにくくなることがわかった。

4. まとめ

超過外力による損傷シナリオ、損傷過程の分析より、得られた成果について以下に示す。

- 1) 既往の被害地震における橋梁の主な損傷状況、超過外力による設計上の問題点を整理し、超過外力を想定した場合の課題を確認することができた。
- 2) 鋼桁橋の損傷過程について、解析により実際の損傷状況を概ね再現可能であるが、支承の損傷過程をより正確に表すことができるモデル化が必要である。
- 3) 超過外力がアーチ橋に作用したとき、損傷を制御しない場合と損傷を制御する場合の橋崩壊直前の挙動、および橋の損傷シナリオを把握することができた。
- 4) 損傷を制御するときの橋が崩壊に至る水平震度は、損傷を制御しない場合に比べて、橋崩壊に至りにくくなることがわかった。
- 5) 今後は、他の構造形式のアーチ橋でも同様の部材で損傷を制御することが有効であるか、特殊橋における損傷制御の一般化に向けた検討を行っていく必要がある。

参考文献

- 1) たとえば、阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告書，1996.12.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.
- 3) 土木研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震土木施設被害調査報告，土研資料第 4359 号，2017.3.
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 II 鋼橋編，2012.
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 III コンクリート橋編，2012.

4.1.5 地盤・基礎を含めた橋全体系の耐震性能評価技術及び耐震補強技術に関する研究 (補強技術)

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：七澤利明、河野哲也

【要旨】

本研究は、既設道路橋基礎の補強設計・施工実態の分析を行った上で、既設部と増設部の新旧部材の荷重分担等に関する合理的な評価方法について実験的検討等を通じて明らかにするとともに、合理的で信頼性の高い既設橋基礎の耐震補強方法を構築することを目的としたものである。平成 28 年度には、熊本地震等における基礎の被災・補強事例を調査し、基礎の耐震補強に関する課題等を把握した。その結果、地震に対して脆弱な既設基礎の構造条件・地盤条件を明らかにするとともに、補強方法の検討に際して踏まえるべき視点を整理した。

キーワード：道路橋、基礎、耐震補強

1. はじめに

本研究は、既設道路橋基礎の補強設計・施工実態の分析を行った上で、既設部と増設部の新旧部材の荷重分担等に関する合理的な評価方法について実験的検討等を通じて明らかにするとともに、合理的で信頼性の高い既設橋基礎の耐震補強方法を構築することを目的としたものである。平成 28 年度には、熊本地震等における基礎の被災・補強事例を調査し、基礎の耐震補強に関する課題等を把握した。

2. 既往の地震における基礎の被災事例の調査

既往の地震における基礎の被災事例として、平成 23 年東北地方太平洋沖地震及び平成 28 年熊本地震における基礎の被災事例に関する調査結果等を整理した。これにより、地震に対して脆弱な既設道路橋基礎の構造条件や地盤条件、すなわち基礎の補強が必要となる条件を明らかにした。

2. 1 平成 23 年東北地方太平洋沖地震¹⁾

2.1.1 神宮橋

神宮橋は、橋長 950m の PC 単純プレテン T 桁橋(76 連)である。基礎形式、架設年次および適用基準を表-2.1.1 に示す。

地震後、本橋の中央部付近の複数の 2 柱式の RC ラーメン橋脚において、その柱や下層梁に損傷が生じたことや(写真-2.1.1)、橋に沈下が生じたことが確認されている。その後行われた橋脚の損傷に関する調査検討委員会では、ケーソン基礎支持地盤の液状化等が損傷要因として指摘されている²⁾。

神宮橋は、液状化に対する設計法が導入された耐震設計指針³⁾以前の基準で設計されている。本橋のように、液状化の影響を受ける基礎で、液状化設計が行われていない場合、特に支持層そのものが液状化する場合には、大きな被害に至ることが考えられる。

表-2.1.1 基礎形式、架設年次、適用基準(神宮橋)

基礎形式	既設 RC 杭、オープンケーソン (75 基)
架設年次	昭和 35 年 (1960) 竣工
適用基準	S31 鋼道路橋設計示方書



写真-2.1.1 2柱式ラーメン橋脚下層梁の損傷

2.1.2 鹿行大橋

鹿行大橋は、橋長 404.63m の鋼単純合成鈹桁橋である。基礎形式、架設年次および適用基準を表-2.1.2 に示す。

P12 橋脚～P15 橋脚の 3 径間分の上下部構造が落橋し、

外観調査の結果、落橋した箇所の上流側の橋脚は、北側に傾いている様子が観察された(写真-2.1.2)。橋梁上からも、喪失部の端部に近づくほど橋軸直角方向に遊間の開きが左右で異なり、結果的に北側に傾いている様子が観察された。

本橋のようなパイルベント形式の橋脚・基礎は、新潟地震により落橋した昭和大橋に代表されるように⁴⁾、従来から地震に対する脆弱性が指摘されている。

表-2.1.2 基礎形式、架設年次、適用基準(鹿行大橋)

基礎形式	鋼管杭基礎 (斜杭)
架設年次	昭和 43 年 (1968) 竣工
適用基準	S39 鋼道路橋設計示方書



写真-2.1.2 落橋箇所の右岸側橋脚の傾き

2.1.3 西川橋

西川橋は、橋長 105m の鋼合成 I 桁橋である。基礎形式、架設年次および適用基準を表-2.1.3 に示す。

下部構造で最も大きな変位が生じたのは A1 橋台であり、150 mm 前方に変位していることが確認された。ただし、橋脚躯体にはひび割れなどの損傷は確認されておらず、A1 橋台、A2 橋台ともに、RC 杭が杭頭においてせん断破壊していたこと(写真-2.1.3)、両橋台躯体が前面に移動していること(A1 橋台：150mm、A2 橋台 100mm)が確認されている。被災後に行われた地盤調査では、液状化する可能性のある砂質土層が杭頭部付近に存在することが確認されている⁵⁾。

本橋では震後の調査において液状化の痕跡は確認されていないものの、2.1.1 の事例と同様に、液状化の影響を受ける基礎で、液状化設計が行われていない場合に被害が生じる可能性がある。特に本橋では、鋼管杭と比べてせん断抵抗力の低い既製 RC 杭が用いられていたため、写真に示すような破壊に至ったものと考えられる。

表-2.1.3 基礎形式、架設年次、適用基準(西川橋)

基礎形式	RC 杭基礎
架設年次	昭和 43 年 (1968) 竣工
適用基準	S39 鋼道路橋設計示方書



写真-2.1.3 A1橋台杭頭部の損傷状況

2.1.4 鎌田大橋

鎌田大橋は、橋長 370.6m の鋼単純合成桁橋である。基礎形式、架設年次および適用基準を表-2.1.4 に示す。

地震後、P1 橋脚が上流側へ傾いていることが確認された(写真-2.1.4)。傾斜角は、P1 橋脚が上流側へ $1^{\circ} 4'$ 、P2 橋脚が下流側へ $0^{\circ} 17'$ であることが確認されている。P1 橋脚と P2 橋脚の傾斜に伴い、上部構造が橋軸直角方向へ回転・移動し、伸縮装置遊間や高欄のずれ・開

表-2.1.4 基礎形式、架設年次、適用基準(鎌田大橋)

基礎形式	直接基礎 (橋台)、ケーソン基礎 (橋脚)
架設年次	昭和 47 年 (1972) 竣工
適用基準	S31 鋼道路橋設計示方書



写真-2.1.4 P1橋脚の傾斜状況

きが見られた。被災後に行われた調査では、河川内の橋脚周辺で洗掘が進行し、特に P1 橋脚周りの洗掘が著しいことが確認されている。

本橋のように、供用期間中に洗掘等により周辺地盤が失われた状態であると、地盤抵抗の不足により変状が生じる可能性がある。

2.1.5 小谷木橋

小谷木橋は、橋長 595.3m の橋梁であり、上部構造は鋼鈹桁、鋼トラスおよび RC ラーメンで構成されている。基礎形式、架設年次および適用基準を表-2.1.5 に示す。

本橋は、4月7日の余震後に橋脚等の被害が確認された。写真-2.1.5 に示すように、P4 橋脚は他と比べて下流側に傾斜していた。また、橋脚躯体やケーソン基礎にはひび割れが確認され、ケーソン基礎の頂版付近において一部の鉄筋が露出している状況も見られた。ケーソン基礎頂版とケーソン側壁との間には、頂版の沈下によるものと思われる摩擦痕(4cm)が確認されており、これにより P4 橋脚が傾斜したものと推定されている。

本橋はケーソン基礎の設計指針⁶⁾が定められる前に作られている。このように、設計指針のない時代に作られた古い基礎では、構造的な脆弱性を有する可能性がある。

表-2.1.5 基礎形式、架設年次、適用基準(小谷木橋)

基礎形式	ケーソン基礎
架設年次	昭和 29 年 (1954) 竣工
適用基準	S14 鋼道路橋設計方書案



写真-2.1.5 P4橋脚の傾斜状況

がほぼ 0 の粘性土層から構成され、支持層は砂礫等である。基礎形式、架設年次および適用基準を表-2.2.1 に示す。

下部構造のうち、橋軸方向に傾斜している橋脚が数基確認された。そのうち下り線の P11 橋脚が最大で約 3° 北側に傾斜していた。当該橋脚において、後日フーチングと杭基礎の一部が掘り出され、損傷状況を確認したところ、厚さ 1.8m のフーチングに橋脚北面付け根部から直下の杭頭部まで貫通するひび割れが生じており、杭間でひび割れが繋がっていることが確認された(写真-2.2.1)。またフーチング上面では、ひび割れが生じ、そこでは 7cm 程度の段差が生じていた(橋脚側のフーチング面が低い)。フーチング側面ではひび割れ位置でのコンクリートの欠け落ち、鉄筋のせん断変形も生じていた。

フーチングにこのような損傷が生じた原因については明らかになっていない。

表-2.2.1 基礎形式、架設年次、適用基準(木山川橋)

基礎形式	杭基礎 (打込み鋼管杭)
架設年次	昭和51年 (1976) 竣工
適用基準	S47道路橋示方書



写真-2.2.1 フーチングのひび割れ(全景)
(下り線P11橋脚)

2.2 平成 28 年熊本地震⁷⁾

2.2.1 木山川橋

木山川橋は、全 32 径間からなる橋長 867m の鋼鈹桁橋である。地盤条件は、地表から 10~20m 程度は N 値

2.2.2 俵山大橋

俵山大橋は、橋長 140m の鋼 3 径間連続非合成鈹桁橋である。基礎形式、架設年次および適用基準を表-2.2.2

に示す。

A1 橋台において、橋台付近の谷側斜面が崩れ、橋台背面谷側の路面に陥没が生じるとともに、橋台で前面の深礎杭が杭頭部まで露出した(写真-2.2.2)。露出した杭の直上のたて壁に鉛直方向ひび割れが発生し、橋座面付近でひび割れが開口していた。パラペット基部に、桁端部との衝突によると考えられる背面側へのせん断ずれが生じており、ゴム支承に残留変形が見られた。伸縮装置に5cm程度の段差があり、橋台背面の路面舗装に多数のひび割れとせり上がりが発生していることから、背面側地盤からの作用力が推察される。

本橋台のように、斜面に設置される下部構造の基礎では、地震時の斜面崩壊等に伴い損傷が生じる場合があることが、過去の地震においても確認されている^{8) 9)}。一方で、本橋台の基礎は深礎基礎であり、地中深い位置の支持層に支持されていたことから、構造本体の崩落等には至っていない。

表-2.2.2 基礎形式、架設年次、適用基準(俵山大橋)

基礎形式	深礎基礎
架設年次	平成13年(2001)竣工
適用基準	H8 道路橋示方書



写真-2.2.2 深礎杭の杭頭部露出及び直上たて壁の鉛直方向ひび割れ

2.2.3 横江大橋

横江大橋は、橋長200mの2径間単純鋼I桁橋と2径間単純鋼トラス橋である。基礎形式、架設年次および適用基準を表-2.2.3に示す。

二連のトラスの掛違い部であるT型のコンクリートのP3橋脚(基礎:PCウェル)は、沈下により地上に突出していた柱部が地中に下がり、横梁下面の一部が地面に接触しており、橋脚頭部はA2橋台側に傾斜していた(現地調査時の計測で約3.5度)(写真-2.2.3)。また、2m程度

沈下しているものと推定されている。P2橋脚については、橋脚上の可動支承部に相対変位(同約3cm)、また橋脚柱のP1橋脚側に縦ひび割れとP3橋脚方向に約1度の傾斜がそれぞれ確認された。

橋脚・基礎にこのような損傷が生じた原因については明らかになっていない。

表-2.2.3 基礎形式、架設年次、適用基準(横江大橋)

基礎形式	PCウェル基礎
架設年次	昭和54年(1979)竣工
適用基準	S47 道路橋示方書



写真-2.2.3 P3橋脚・基礎の沈下と傾斜

2.2.4 田中橋

田中橋は、橋長28.2mの3径間連続RCT桁橋である。構造的な特徴として、橋台部の構造が、石積み擁壁の上部に橋桁を直接支持させる構造であったことが挙げられる。基礎形式、架設年次および適用基準を表-2.2.4に示す。

右岸側橋台では、周辺の堤体は概ね健全だったものの、橋台の下流側では、斜め下方向にせん断ひび割れを確認した。ひび割れは、概ね石同士の接合部に沿って生じていた。左岸側橋台の上流側堤体では、幅約20cmの亀裂が生じており、亀裂は橋台上面まで連続していた。また、橋台が上流側斜め下方向に沈下した形跡が確認された(写真-2.2.4)。橋台の沈下量は、堤体に亀裂が生じている上流側の方が下流側に比べて大きく(上流側約40cm、下流側約20cm)、堤体の崩れが橋台の沈下に影響した可能性がある。

本橋のような石積み構造については、従来から地震に対する脆弱性が指摘されている。

表-2.2.4 基礎形式、架設年次、適用基準(田中橋)

基礎形式	— (石積み擁壁)
架設年次	昭和5年(1930)竣工
適用基準	不明



写真-2.2.4 左岸側橋台の沈下状況

2.2.5 阿蘇長陽大橋

阿蘇長陽大橋は、橋梁 276.0m の PC ラーメン橋である。A1 橋台は阿蘇火砕流堆積物上に、A2 橋台は先阿蘇火山岩類上にそれぞれ位置している。基礎形式、架設年次および適用基準を表-2.2.5 に示す。

A1 橋台北側の地山は大きく崩落していた。A1 橋台は、中央部に損傷が生じており、基礎部分の直下も土砂が流出していた(写真-2.2.5)。A1 橋台は地震により 2m 近く下方に移動し、上部構造と橋台が衝突し橋台及び桁端部が破壊していることが確認された。また A1 橋台周辺の土工部も大きく変状していた。A2 橋台は、上部構造との間に 20 cm 程度の水平方向の相対変位が生じており、支承の損傷、上部構造との衝突による桁端部及び橋台の部分的な破損が生じていた。

2.2.2 の事例と同様に、斜面に設置される下部構造の基礎では、地震時の斜面の変状に伴い損傷が生じる場合があるが、本橋台では直接基礎の支持層自身が崩壊したため著しい被害に至っている。

表-2.2.5 基礎形式、架設年次、適用基準
(阿蘇長陽大橋)

基礎形式	直接基礎 (A1 橋台、P2 橋脚、A2 橋台) 深礎杭基礎 (P1 橋脚、P3 橋脚)
架設年次	平成5年(1993)竣工
適用基準	S55 年道路橋示方書



写真-2.2.5 A1橋台の損傷、基礎直下の土砂流出

2.2.6 戸下大橋

戸下大橋は、橋長 380.8m の全 22 径間からなる単純プレテン橋である。基礎形式、架設年次および適用基準を表-2.2.6 に示す。

A1 橋台付近から P6 橋脚の間の上方面にある斜面が大規模に崩壊しており、P4 橋脚～P6 橋脚間の上部構造と P5 橋脚の崩壊、これより起点側の A1 橋台付近までの区間では橋面上に崩壊土砂の堆積がそれぞれ生じた(写真-2.2.6)。また、P10 橋脚から P12 橋脚付近でも上方にある斜面が崩壊し、橋面上に土砂が堆積した。P6 橋脚については、橋軸直角方向の白川側に 4 度以上傾斜し、白川側の斜面の崩れに伴う基礎周辺コンクリートの破壊及

表-2.2.6 基礎形式、架設年次、適用基準(戸下大橋)

基礎形式	深礎基礎
架設年次	平成5年(1993)竣工
適用基準	H2 道路橋示方書



写真-2.2.6 上方斜面の崩壊と橋梁被災状況
(P4橋脚～P6橋脚間)

び沈下とともに、山側では深礎基礎と地盤の間に 10cm 程度の隙間が生じていた。

2.2.2 や 2.2.5 の事例と同様に、斜面に設置された既設橋の被害であるが、本橋では橋の上方からの大規模な斜面崩壊が被害の主な要因となっている。なお、熊本地震で落橋した阿蘇大橋についても橋の上方で大規模な斜面崩壊が生じている。

2.3 地震に対して脆弱な基礎の構造条件・地盤条件

2.1 および 2.2 に示した基礎の被災事例から、地震に対して落橋等の著しい被害が生じる既設道路橋基礎の構造条件・地盤条件を整理すると次のとおりとなる。

- ①液状化設計が行われていない液状化地盤中の基礎のうち、
 - 1) 支持層が液状化する場合、または、
 - 2) 基礎部材の耐力が低い場合(既製 RC 杭等)。
- ②斜面の崩壊による影響を受ける基礎のうち、
 - 1) 支持層が崩壊する場合、または、
 - 2) 大規模な斜面崩壊を上方から受ける場合。
- ③従来から地震に対する脆弱性が指摘されている構造。すなわち、
 - 1) パイルベント構造、
 - 2) 石積み構造。

この他、洗掘等により周辺地盤が失われた場合、基礎の設計指針策定以前に作られた基礎構造の場合や、①や②で 1) または 2) の条件に該当しない場合等において、地震時に被害が生じる可能性がある。

3. 基礎の補強事例の調査

既設道路橋基礎の補強事例について調査し、基礎の耐震補強時の課題等を把握した。

写真-3.1 は、既設橋台基礎の補強事例である。既設橋の場合、橋としての通行機能を出来るだけ阻害しない補強の方法が求められる。このため、例えば橋台であれば側面や前面など、路面での通行を阻害しない部位での施工が前提条件となる場合が少なくない。一方で、写真の例のように、前面で補強を行う場合には桁下での施工となることから、施工空間の制約が大きく、適用可能な構造や工法・機械が大きく限定される。

写真-3.2 は、橋脚～基礎一体型の下部構造の補強事例である。既設の橋脚はり部を延長し、その下に設置する基礎と一体化させる補強工事であるが、補強部材の鉄筋



写真-3.1 既設橋台基礎の補強事例

が多数配置され施工の困難さがうかがえる。耐震補強の場合、既設であることによる空間的な制約により一般に断面の大幅な増加は困難であることから、主として鉄筋により耐力の増加を図ることとなるが、これが過密配筋の要因となっている。また、既設部との一体化の方法についても確立されたものはなく、例えば既設の主鉄筋との一体化の方法や、新旧コンクリートの一体化の方法(せん断力の伝達方法)などについては現場により対応が異なる場合がある。

また、補強設計を行う場合、既設部と増設部の抵抗力の分担が不明であることから、既設部の抵抗力を無視した安全側の補強設計が行われる場合が多い。こうした安全側の設計方針も増設部の補強量が多くなる一因となっている。補強の方法によっては、補強効果そのものについても不確実な点を有する場合がある。例えば、斜面上に設置された基礎の水平抵抗力を増すため、地山にアンカーを打ち込んで抵抗力を増そうとする場合がこれに該当する。既設基礎の最大水平抵抗力とアンカーによる最大水平抵抗力が同時に発揮されるかについては、構造条件や地盤条件によっても変わる可能性があるためである。



写真-3.2 橋脚～基礎一体型の下部構造の補強事例

さらに、杭の耐力不足であれば増杭補強、フーチングの耐力不足であれば増厚補強など、一般的な基礎の補強方法についてはある程度設計の考え方が確立されているものの¹⁰⁾、2.2.1 の事例のようなフーチングのせん断耐力が大きく不足する場合の補強方法や、河川内でフーチングの増厚が許可されない場合の補強方法など、標準的な補強方法が適用できない場合にどのような補強構造とし、設計・施工を行うかが課題となっている。

以上のことから、基礎の補強方法の開発にあたっては、次の観点を踏まえて検討を行う必要がある。

- ①施工位置・施工空間の制約
→制約に対応した補強構造・工法の検討
- ②増設部の過密配筋
→配筋の容易な定着構造等の標準化
- ③新旧部材の一体化
→施工性も考慮した一体化方法の標準化
- ④既設部と増設部の抵抗力の分担
→既設部の分担を考慮した設計法の検討
- ⑤従来型の補強方法が適用できない条件への対応
→設計・施工法の検討

なお、③は④の前提となるため、両者を考慮して構造や設計法を検討する必要がある。また、①と⑤も関連するが、⑤については希少な条件ではなく、2.3 や既往の補強事例等を調査した上で、一定数の基礎に当てはまる条件を明らかにして検討を進める必要がある。

4. まとめ

本研究では、既往の地震における基礎の被災事例に関する調査結果等を整理し、地震に対して脆弱な既設道路橋基礎の構造条件・地盤条件を明らかにするとともに、基礎の補強事例を調査し、基礎の補強方法の検討に際して踏まえるべき観点を整理した。

今後は、熊本地震における被災基礎の復旧状況等について引き続き調査を行うとともに、課題への対応に関する検討を進め、実験的検討等で見守る基礎の条件等を明らかにしていく。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：平成 23 年（2011 年）東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第 814 号，土木研究所資料第 4295 号，2014.12.
- 2) 国道 51 号神宮橋 橋脚の損傷に関する調査検討委員会とりまとめ，2014.3.
- 3) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針，1971.
- 4) 建設省土木研究所：新潟地震調査報告，土木研究所報告第 125 号，1965.
- 5) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター：既設橋等に対する各種地盤調査法の適用に関する報告，土木研究所資料第 4314 号，2016.2.
- 6) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針 ケーソン基礎の設計篇，1970.3.
- 7) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：平成 28 年（2016 年）熊本地震土木施設被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第 967 号，土木研究所資料第 4359 号，2017.3.
- 8) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：平成 16 年（2004 年）新潟県中越地震土木施設災害調査報告，国土技術政策総合研究所報告第 27 号，土木研究所報告第 203 号，2006.1.
- 9) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第 486 号，土木研究所資料第 4120 号，2008.12.
- 10) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料，平成 12 年 2 月

4.2 地盤・地中・地上構造物に統一的に適用可能な耐震設計技術の開発

4.2.1 地高盛土・谷状地形盛土のり面・特殊土地盤の詳細点検・耐震性診断・対策手法に関する研究（変形解析手法：パラメータ設定）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、加藤俊二、東拓生

【要旨】

本研究は土構造物の地震時変形照査を高精度に行う手法を提案し、土構造物の合理的な設計法の確立を図るものである。そのために室内要素試験により、盛土の含水状態、締固め程度の違いによる盛土材料の変形特性を把握するとともに、動的遠心力載荷実験及び被災事例等を対象に、2次元 FEM 解析(自重変形解析等)を行う計画である。

平成 28 年度は、高盛土・谷状地形盛土の合理的で実務にも適用可能な簡便な解析手法を提案することを目的に、過年度に行った地盤条件(土質、締固め度、水位、のり尻補強工の有無)を変化させた遠心力載荷実験を模擬した 2 次元変形解析を行った。その結果、砂質土盛土、粘性土盛土ともに、変形のモードは遠心力載荷実験結果と概ね整合しているものの、法肩沈下量は実験結果よりも大きな値となるなど課題も見いだされた。

キーワード：道路盛土、遠心力載荷実験、変形解析、細粒分含有率、空気間隙率

1. はじめに

盛土の耐震性能は地盤条件、盛土内の水位条件や盛土材料に影響されるところが大きく、特に、高盛土、谷状地形盛土などで、地震時の被害が大規模になりやすく、震後の道路交通機能の確保に支障となることが多い。さらに、近年では発生土の有効利用に伴い盛土材料が多様化してきている。このため、近い将来発生が予想される大規模地震に対し、効率的かつ効果的に盛土の耐震性の向上を進めていくため、土構造物の変形評価を高精度に行えるよう、室内要素試験により、盛土の含水状態、締固め程度の違いによる盛土材料の変形特性を把握するとともに、動的遠心力載荷実験及び被災事例等を対象に、2次元 FEM 解析(自重変形解析等)を行い、地震時変形照査法の高精度化を図るものである。

平成 28 年度は、高盛土・谷状地形盛土の合理的で実務にも適用可能な簡便な解析手法を提案することを目的に、過年度に行った地盤条件(土質、締固め度、水位、のり尻補強工の有無)を変化させた遠心力載荷実験を模擬した 2 次元変形解析を行った。

2. 高盛土・谷状地形盛土の 2 次元変形解析

2.1 解析概要

過年度に行った遠心力載荷実験を模擬した 2 次元変形解析を、表-2.1.1 に示す条件で地震時残留変形解析手法

表-2.1.1 2次元変形解析のケース一覧

盛土材料	締固め度 D(%)	含水比 w(%)	法尻補強	法尻ドレーン	湿潤単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	せん断弾性係数 G(kN/m ²)	繰り返しせん断強度比 $R_{s,20}$	粘着力 C(kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
砂質土 (江戸崎砂)	85	16.7	無	L=2.5m	18.2	6.539	0.130	0.0	33.8
粘性土 (江戸崎砂+SA-402)	85	17.0	無	無	18.0	3.590	0.161	0.0	38.5

ALID¹⁾²⁾により行った。

解析に用いる地盤物性値の設定方法を以下に示す。湿潤単位体積重量 γ_t については、対応する締固め度の三軸圧縮試験(CUB または CD)の供試体の湿潤単位体積重量を用い、強度定数 c 、 ϕ については、対応する締固め度の三軸圧縮試験(CUB または CD)の c 、 ϕ を用いた。ただし、粘着力 c はわずかな値のため、全て 0 とした。また、せん断弾性係数 G については、締固め度ごとに以下の手順で算定した。

- ① 三軸圧縮試験(CUB)の軸差応力～軸ひずみ関係から 3 供試体の E_{50} を求める。
- ② 平均有効拘束圧 α_c' と E_{50} の関係を直線回帰し、盛土の平均的な深度 (4.14m) の平均有効拘束圧 (51.6kN/m²) に対応する E_{50} を求める。
- ③ ALID で用いる変形係数は、微小ひずみにおける E_0 であるため、ポアソン比 ν として、 $E_0=4 \cdot E_{50}$ として、 $G=E_0/2/(1+\nu)=2 \cdot E_{50}/(1+\nu)$
- ④ FL によるせん断剛性の低減については、図-2.2.1 に示す一般的な砂質土のせん断剛性低下率を設定

し、繰返し三軸強度比 R_{L20} については、実験に使用した材料の所定の締固め度に対応する非排水繰返し三軸試験の結果を用いた。

2.2 解析結果

砂質土盛土(江戸崎砂)による遠心力载荷実験を模擬した解析結果と実験結果の残留変形図を図-2.2.1に、盛土法肩沈下量を表-2.2.1に示す。

解析の結果、変形のモードは実験結果と概ね整合しているが、数 m オーダーの変位が発生し、斜面下方にすべり落ちるような変形パターンを示し、遠心力载荷実験で計測された盛土法肩沈下量の2倍以上の大きな変形量となった。これは、一般的な砂質土の $F_L \sim G/\sigma'_0$ 関係を用いているとともに、実験に使用した江戸崎砂の液状化強度 R_{L20} が $0.13 \sim 0.16$ とかなり低いため、剛性低下が大きく、変形量が大きめに評価されたものと考えられる。

粘性土盛土(江戸崎砂+SA-400)による遠心力载荷実験を模擬した解析結果を図-2.2.2に、盛土法肩沈下量を整理したものを、表-2.2.1に示す。

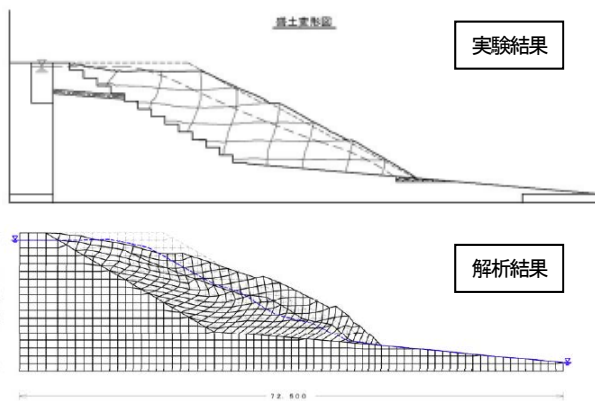


図-2.2.1 砂質土盛土の変形図

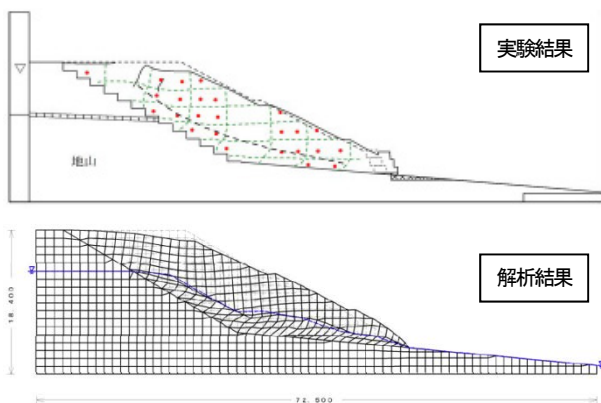


図-2.2.2 粘性土盛土の変形図

表-2.2.1 解析結果と実験結果の盛土法肩沈下量の比較

盛土材料	締固め度 D(%)	含水比 w(%)	法肩補強	法尻ドレーン	ALIDによる盛土法肩の沈下量(m)			実験結果実大換算(m)
					液状化流動時	水圧消散時	最終沈下量	
砂質土 (江戸崎砂)	85	16.7	無	L=2.5m	1.16	0.22	1.38	0.38
粘性土 (江戸崎砂+SA-400)	85	17.0	無	無	4.14	0.18	4.32	0.25

解析結果は、砂質土盛土(江戸崎砂)よりも液状化強度 R_{L20} が $0.16 \sim 0.18$ と高いため、変形量が抑制される傾向がみられるが、液状化層の剛性低下は大きく、数 m オーダーの変位が発生し、斜面下方にすべり落ちるような変形パターンを示している。砂質土と同様に解析結果は、遠心力载荷実験で得られた盛土法肩沈下量よりも大きな変形量となる傾向がみられる。これも砂質土と同様に、一般的な砂質土の $F_L \sim G/\sigma'_0$ 関係を用いているとともに、室内試験で得られた液状化強度 R_{L20} が低く、変形量が大きめに評価される傾向があるためと考えられる。

以上の結果から、ALIDによる2次元変形解析を様々な盛土材料や締固め条件で構築された盛土に適用するためには、解析に用いる液状化抵抗率 $F_L \sim$ せん断剛性低下率 G/σ'_0 関係に、実際に使用する盛土材料、締固め条件等を考慮した設定をする必要がある。このため、繰返しせん断後に静的せん断を加える試験を、様々な条件の盛土材料に対して行い、特に細粒分を多く含む中間土の $F_L \sim G/\sigma'_0$ 関係を定式化する必要がある。

3. まとめ

過年度に行った遠心力载荷実験のシミュレーションを、ALIDによる2次元変形解析を行った。その結果、砂質土盛土、粘性土盛土ともに、変形のモードは遠心力载荷実験結果と概ね整合しているものの、法肩沈下量は実験結果よりも大きな値となった。これは、ALIDによる解析を一般的な砂質土の液状化抵抗率 $F_L \sim$ せん断剛性低下率 G/σ'_0 関係を用いて行ったためであり、解析を様々な盛土材料や締固め条件で構築された盛土に適用するためには、解析に用いる $F_L \sim G/\sigma'_0$ 関係に、実際に使用する盛土材料、締固め条件等を考慮した設定をする必要があると考えられる。

4.2.2 高盛土・谷状地形盛土のり面・特殊土地盤の詳細点検・耐震性診断・対策手法に関する研究（変形解析手法：物理探査）

担当チーム：地質・地盤研究グループ（特命）
研究担当者：齋藤清志、稲崎富士、尾西恭亮

【要旨】

連続的に信頼性の高い地盤モデルを構築する際に、物理探査により得られた情報の活用が有効である場合がある。盛土の管理の際に一般に用いられる地盤パラメータを物理探査記録から推定することが重要となる。本年度は、S波速度と比抵抗、および含水比と粒度分布を測定し関係性について検討した。

キーワード：S波速度、比抵抗、含水比

1. はじめに

物理探査を用いると土構造物内部の連続的な記録が得られる。しかし、物理探査の記録はある程度広い空間の代表値である点が他の多くの測定手法と異なり、また物理探査で推定される地盤物性は、直接測定して得られる地盤パラメータと異なる物理量であることが多いことから、地盤モデルの構築に活用する手法が確立していない。例えば、電気探査により測定された比抵抗は、電気の流れやすい地盤の連続性に影響を受け、点在する電氣的不良導領域を検出することは難しい。一方、貫入試験では小領域の地盤特性が測定できるが、測定値が空間的に連続している代表的な値とは限らない。また、表面波探査などで測定されるS波速度は、各種貫入試験値、載荷試験値、圧密係数等と無関係ではないが、単純に変換できる関係ではない。そこで、物理探査の記録と地盤パラメータの関係性評価を目指して調査や解析を開始した。平成28年度は、試験盛土においてS波速度分布と比抵抗分布を測定した。また、測定地点の試料を採取し含水比と粒度分布を測定し、探査結果と比較した。

2. 地盤モデル及び地盤パラメータの設定手法の開発

2.1 S波速度および比抵抗と含水比の関係

物理探査記録は非開削で連続的な地下構造分布情報を得られるため、盛土の状態を把握する際に有効な手段となる場合がある。しかし、探査記録の解析により得られるS波速度や比抵抗が、盛土管理者が求める地盤パラメータとどのような関係にあるのか、完全には解明されていない。

本年度は、試験盛土の天端に設定した探査測線において(図-1)、表面波探査と電気探査を行うと共に、土壤試

料を採取し、含水比の測定と粒度分析を行った。



図-1 盛土天端測線

表面波探査は、50cm 間隔で計 48 点に受信点を設け計測した。測線長は 24m となる。結果断面を(図-2(a))に示す。表面波の伝播速度はほぼ S 波速度と等しく S 波速度分布と表記している。盛土の表層の速度が遅く、内部は高い速度を示している。

表面波探査を行った位置の一部で電気探査も行った。水平 25cm の間隔で電位電極と電流電極を交互に計 48 点配置した。測線長は 11.5m となる。2 極法で測定し、100m 以上遠方に遠電極を別途設置している。結果断面を(図-2(b))に示す。盛土の表層の比抵抗が高く、内部は低比抵抗を示している。

また、同様な探査測線で地中レーダ(GPR)探査を行った。1cm 間隔でデータを取得し、探査範囲は 13.8m である。結果断面を(図-2(c))に示す。埋設物からの回折波が幾つか認められるが、全体的には、構成土質の境界もな

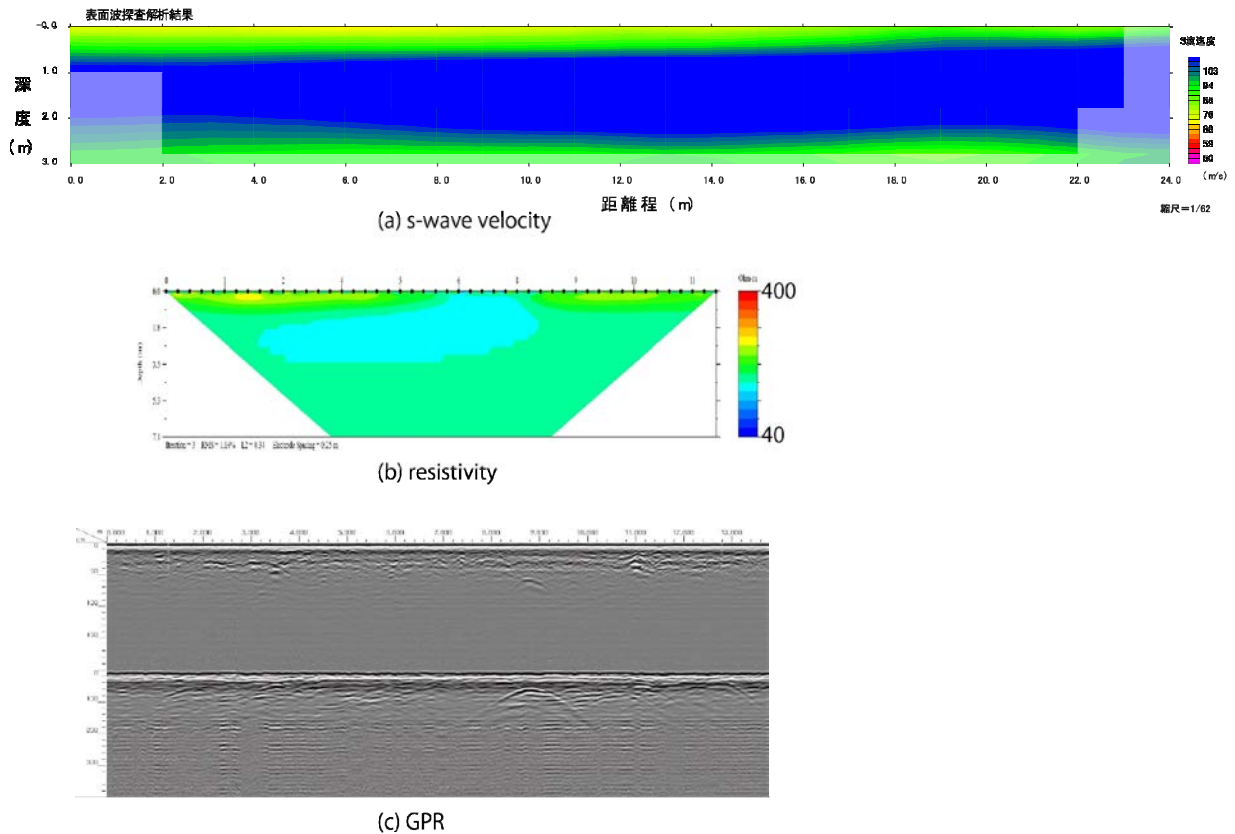


図-2 実験盛土における調査結果断面

(a) 表面波探査による S 波速度分布、(b) 電気探査による比抵抗分布、(c) 地中レーダ探査断面

く、比較的均質な分布の盛土であることがわかる。図-2の各探査の横軸は探査位置を示しており、相互の探査位置が合うように表示している。

地盤パラメータとの比較を行うために、試験盛土のサンプルを取得した。掘削地点は、表面波探査の測線でおおよそ 4m の地点で、電気探査の測線でおおよそ 2m の地点である。地表から深度 1m までおおよそ 10cm ごとに土壌試料を採取し、分析を行った。含水比の深度分布を図-3に示す。表層は含水比が高く、その後ほぼ一定の値を示しており、降雨による供給が豊富な温暖湿润気候帯の典型的な表層土壌の水分分布を示している。

表層域で水分が上昇しているのに対し、比抵抗が高い値で分布しており、逆の相関を示している。これは、極表層の土質または地温の影響であると考えられ、今後分析を進める必要がある。一方、極表層の S 波速度は低下しており、含水比の上昇に対し一般的に指摘されている相関と同様の傾向を示している。

また、盛土を構成する土壌の粒径分布を図-4 に示す。ただし、これは 20%程度 of 細粒分と礫を除いた試料の測定値である。今後は多数の地点における土質の粒径分布を測定し、S 波速度や比抵抗と地盤パラメータとの関係

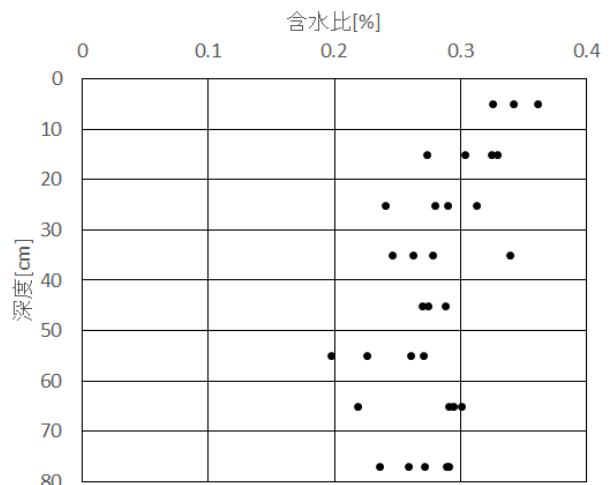


図-3 盛土の含水比分布

性の解明を進める。また、比抵抗や S 波速度は水分率による影響が強いことがわかり、また特に表層の土壌水分率は時間経過と共に比較的大きく変化することから、土壌水分率計により、探査時の水分率を直接観測することが調査分析を進める上で重要となることがわかった。

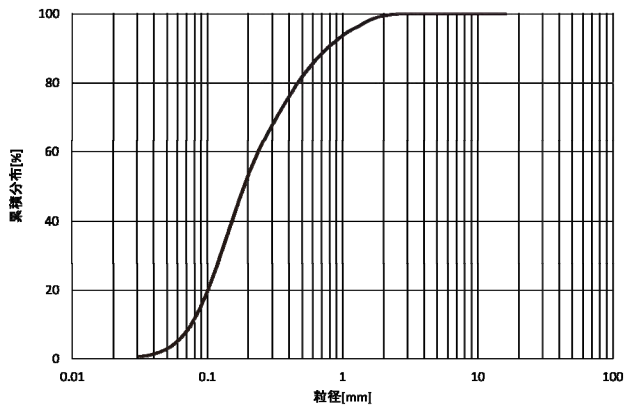


図-4 盛土構成土壌の粒径分布

3. まとめ

試験盛土において、表面波探査、電気探査、地中レーダ探査を行った。また、探査地点の土壌を採取し、含水比や粒径分布を測定して物理探査結果と比較した。比抵抗と含水比は表層部で逆の相関を示し、極表層の土質や地温の分布を中心に再評価する必要がある。一方、S波速度と含水比は正の相関性を示した。土質と比抵抗やS波速度の関係を評価するには、水分率の測定が不可欠であり、今後の調査の改善点とする。

4.2.3 高盛土・谷状地形盛土のり面・特殊土地盤の詳細点検・耐震性診断・対策手法に関する研究（変形解析手法：特殊土地盤）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤チーム）
研究担当者：山梨高裕、林 宏親、橋本 聖

【要旨】

北海道は大規模地震の多発地帯であるとともに、高有機質で特異な工学的性質を有する極めて軟弱な特殊土である泥炭地盤が広く堆積する厳しい自然環境下にある。過去に発生した1994年釧路沖地震や2003年十勝沖地震に代表される大規模地震により、泥炭地盤上に構築された盛土に甚大な被害が生じているものの、泥炭地盤の地震時挙動は未だ研究途上にあるといえる。本研究は地震動を受けた泥炭地盤の側方流動等の挙動解明に資するべく、泥炭地盤の地震時剛性変化に着目し、一連の実験、解析を行うものである。

キーワード：泥炭地盤、繰返し載荷、剛性、要素試験

1. はじめに

北海道に広く分布する泥炭地盤は、高有機質で特異な工学的性質を有する極めて軟弱な地盤である。過去、北海道で発生したいくつかの大規模地震によって、泥炭地盤上の道路盛土や河川堤防といった盛土構造物に多大な被害が発生している^{1),2)}。しかし地震動を受けた泥炭地盤の挙動、さらには地震直後の強度・変形特性は未解明な部分が多く、そのメカニズムの解明が急務である。

本研究は、地震動を受けた泥炭地盤の側方流動等の挙動解明に資するべく、地震動を想定した繰返しせん断を受けた泥炭地盤の変形特性がどのように変化するかを定量的に把握することを目的としている。具体的には、中空ねじりせん断試験機を用い、原位置で採取した泥炭供試体に所定の繰返しせん断力を与えた後、静的なせん断力を加えることで、地震直後の泥炭のせん断剛性の変化を調査した。

2. 使用材料および試験方法

2.1 使用試料

本試験で使用した試料は、共和町梨野舞納（試料 R）、天塩町雄信内（試料 O）、江別市江別太（試料 E）、豊頃町豊頃（試料 T）、南幌町晩翠（試料 B）、北広島市東の里（試料 H）の泥炭地盤においてシンウォールサンプリングにより採取した泥炭である。採取地を図-1に、その原位置密度および物理・圧密特性を表-1に示す。なお圧密試験は各試料採取箇所の代表試料にて実施した。表より、一般の土と比較し、原位置の密度が低く、その自然含水比 W_n 、強熱減量 L_i が明らかに大きいこと、また極めて圧縮性が高い試料であることがわかる。なお試料 B および試料 H は強熱減



図-1 試料採取位置図

量が比較的小さく、特に試料 H を泥炭と定義するかどうか議論の余地はあるが、本報では便宜上泥炭として扱うこととする。

2.2 試験方法

2.2.1 試験手順と試験条件

地震動を受けた土の性質を把握するための試験手法として、安田らが提案している手法³⁾を準用した。

まず、採取した泥炭試料の圧密試験結果を基に、正規圧密領域で異方圧密を行った。この際、静止土圧係数は既往の研究で得られた算定式⁴⁾から算出している。その後、非排水状態で一定振幅の繰返しせん断応力を載荷周波数 0.1Hz で 20 波加える（この繰返しせん断過程はいわゆる液状化試験と同じ手法である）。表-2 に圧密応力と繰返しせん断応力比等を示す。ここで、与えた繰返しせん断応力が比較的大きい試料 E-1、T-2 と B-1 に関しては、繰返しせん断の過程でひずみが急増し、20 波与えることが出来ず、試料 E-1 では 4 波、T-2 では 12 波、B-1 では 9 波で繰返しせん断を打ち切っている。

表-1 泥炭試料の物性値等

試料	採取地	湿潤密度 (g/cm ³)	乾燥密度 (g/cm ³)	自然含水比 (%)	強熱減量 (%)	圧密降伏応力 (kN/m ²)	圧縮指数
R-0	梨野舞納	0.973	0.090	982.9	93.6	13.6	9.503
R-1		0.964	0.092	947.5	94.1		
R-2		0.991	0.112	785.9	73.3		
R-3		0.982	0.117	740.1	83.7		
O-0	雄信内	0.992	0.088	1029.5	95.9	9.9	8.497
O-1		1.001	0.096	941.5	96.8		
O-2		1.015	0.103	882.5	91.1		
O-3		1.002	0.093	890.6	95.9		
E-0	江別太	0.993	0.128	677.0	88.7	22.7	6.686
E-1		0.923	0.112	724.9	97.3		
E-2		0.984	0.163	505.0	91.8		
E-3		0.950	0.118	707.0	96.9		
E-4		1.011	0.173	484.0	70.9		
E-5		0.991	0.124	701.1	94.4		
T-0	豊頃	1.102	0.324	240.5	40.3	48.2	2.965
T-1		1.045	0.241	334.4	56.1		
T-2		1.062	0.277	283.5	51.4		
T-3		1.057	0.253	317.4	49.2		
T-4		1.064	0.253	320.9	55.7		
B-0	晩翠	1.189	0.402	196.0	24.1	30.2	3.859
B-1		1.182	0.368	221.1	22.5		
B-2		1.242	0.455	173.1	18.8		
B-3		1.186	0.350	238.4	25.8		
B-4		1.190	0.388	206.4	22.9		
B-5		1.196	0.387	209.0	23.2		
H-0	東の里	1.238	0.432	168.1	15.0	37.9	1.794
H-1		1.292	0.515	150.9	11.8		
H-2		1.165	0.372	213.0	18.4		
H-3		1.236	0.488	153.5	12.7		
H-4		1.250	0.464	169.5	14.8		
H-5		1.226	0.444	175.9	15.0		

その後、非排水状態を保持したままで、せん断ひずみ速度 10%/min で単調せん断を行う。この単調せん断時の応力-ひずみ関係を、地震動を想定した繰返しせん断を受けた土の応力-ひずみ関係と見なすものである。この応力-ひずみ関係において、 $\gamma = 0.1\%$ 時、 1.0% 時、 5.0% 時の割線係数をそれぞれ繰返し載荷後のせん断剛性率として算出している。以降、本試験を繰返し載荷後単調載荷試験と称し、

一連の載荷イメージを図-2 に、また単調せん断(後述の単調ねじりせん断試験も含む)の割線係数の取り方を図-3 に示す。なお繰返し載荷後単調載荷試験とは別に泥炭の変形特性を把握するために、せん断ひずみ速度 10%/min で単調ねじりせん断試験を実施した。この試験により得られたせん断ひずみ $\gamma = 0.1\%$ 時の割線係数を初期せん断剛性率 G_{0i} と評価し、繰返しせん断後の剛性と比較を行った。

表-2 試験条件等

試料	圧密		単調せん断	繰返しせん断
	軸方向 圧密応力 σ_{ac} (kN/m ²)	側方向 圧密応力 σ_{rc} (kN/m ²)	初期せん断 剛性率 G_{0i} (kPa)	せん断 応力比 σ_d/σ_{ac}
R-0	30	7	1114	—
R-1			—	0.41
R-2			—	0.34
R-3		—	0.55	
O-0		8.4	770	—
O-1			—	0.38
O-2			—	0.33
O-3			—	0.28
E-0			1068	—
E-1		7.4	—	0.73
E-2	—		0.59	
E-3	—		0.38	
E-4	—		0.26	
E-5	—		0.49	
T-0	50	17.6	2357	—
T-1			—	0.3
T-2			—	0.53
T-3		—	0.6	
T-4		—	0.43	
B-0		19.5	2160	—
B-1	—		0.533	
B-2	—		0.417	
B-3	—		0.477	
B-4	—		0.311	
B-5	—	0.401		
H-0	40	17.1	2050	—
H-1			—	0.29
H-2			—	0.526
H-3		—	0.383	
H-4		—	0.462	
H-5		—	0.215	

2.2.2 中空ねじりせん断試験

本試験で使用した試験機は中空ねじりせん断試験機である。泥炭は植物繊維が水平に堆積した構造異方性が極めて強い土であり、供試体の45°面に荷重が作用する三軸試験を適用することへの疑問が指摘されていること⁴⁾を踏まえ、堆積面に平行に直接せん断力を作用させるねじりせん断試験が適していることが考えられる。

供試体の作製は、基本的に地盤工学会基準「土のねじりせん断試験用中空円筒供試体の作製・設置方法(JGS 0550-2009)」に従った。まず、押し抜き器を用いて慎重にシンウォールチューブから試料を取り出し、ワイヤソーで適当な長さに切断した後、ワ

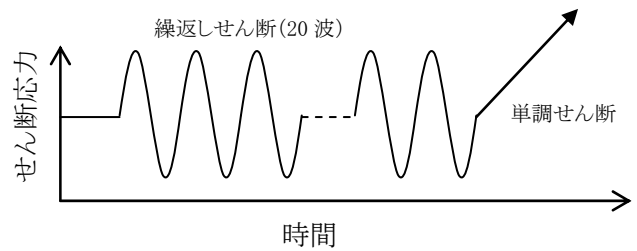


図-2 本試験の荷重イメージ

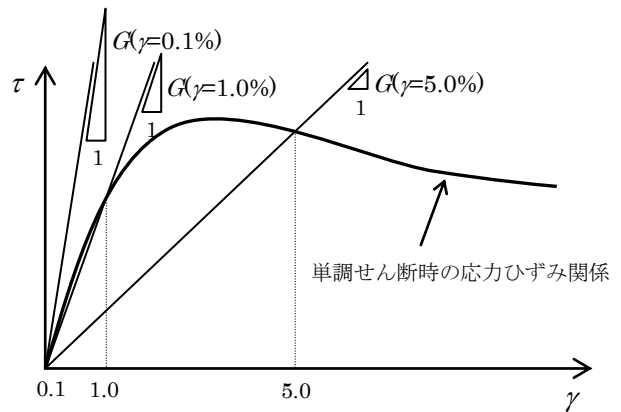


図-3 本試験におけるせん断剛性の取り方

イヤソーとストレートエッジを使用して供試体側面を整形した。この際、根や茎などの繊維を切断することが困難な場合には、はさみとカッターナイフを用いた。次にモールドを取り付け、上下端面を丁寧に整形し、ドリルガイドを取り付け、ドリルで内孔を整形するための先行孔を空けた。先行孔にワイヤソーを通し、供試体内側を少しずつ慎重にくり抜いたが、繊維を切る際にはさみやカッターナイフを併用した。最後に内孔をストレートエッジで整形した。使用した泥炭は、繊維質を含むものだったが、以上の手順を慎重かつ手早く行うことで所定の供試体を成形することができた。なお、供試体の寸法は、外径70mm、内径30mm、高さ70mmとした。

供試体の設置では、圧密時間の短縮を図るため、供試体内孔面および外周面にろ紙(0.5cm×8cm)を等間隔に各々6枚使用した。供試体の飽和に際しては、まず供試体内部の空気を二酸化炭素で置換した上で、脱気水を供試体に供給し、その後100kN/m²の背圧を载荷した。ここで間隙圧係数B値が0.95以上であることを確認している。このように作製・設置された供試体に対して、異方圧密を行い、先述した繰返し荷重後単調荷重試験および単調ねじりせん断試験を行った。

3. 試験結果と考察

3.1 繰返しせん断を受けた泥炭の剛性変化

ここでは、繰返し載荷後単調載荷試験により得られた泥炭の剛性変化について述べる。

図-4 は、繰返し載荷後単調載荷試験で得られた剛性(ひずみレベル $\gamma=0.1\%$ 、 1.0% 、 5.0% 時)を別途実施した単調せん断試験によって得られた初期せん断剛性率 G_{0i} で正規化した G/G_{0i} (以後、せん断剛性低下率と称する)と繰返しせん断応力比 τ_d/σ_{ac} の関係である。この図より、いずれの試料においても繰返しせん断を受けることで剛性は低下する傾向が確認される。その低下は繰返しせん断応力比に依存する傾向にあり、剛性の算出対象となるひずみレベルが大きい時の剛性ほど G_{0i} と比較して低下率は大きい。また、自然含水比や強熱減量が比較的低い試料 B や試料 H は、他の試料と比較し、低下程度が大きいようである。

なお、繰返し載荷を受けた泥炭のせん断剛性を、どのひずみレベルにおける値で評価することが適切かは議論の余地がある。細粒分含有率が高い粘性土に関して、繰返し載荷後の剛性を $\gamma=1.0\%$ 時で評価する研究⁷⁾もあるが、泥炭に関しては、本報では結論に至っていない(そのため各試験結果においてひずみレベル $\gamma=0.1\%$ 、 1.0% 、 5.0% 時のせん断剛性の値を併記している)。今後、数値計算等により検討を進める予定である。

3.2 繰返し載荷時の過剰間隙水圧

先に述べたように、繰返し載荷後の単調載荷により得られた泥炭の剛性は低下する傾向にある。その

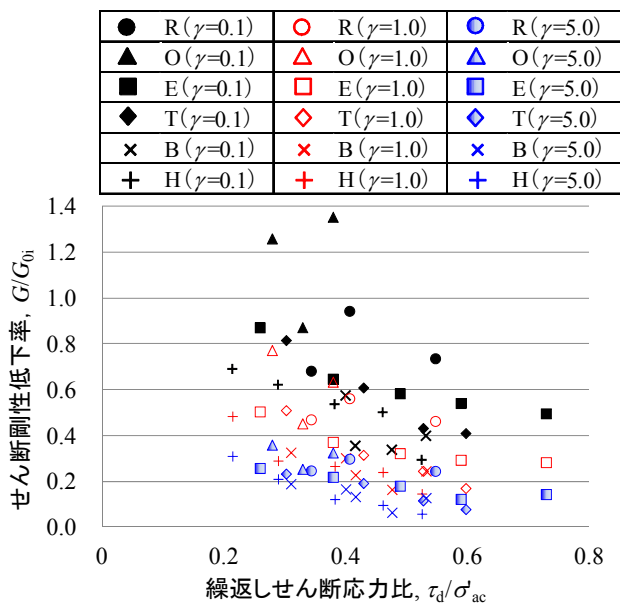


図-4 繰返しせん断によるせん断剛性の変化

要因として、繰返し載荷時に蓄積された過剰間隙水圧の影響が考えられる。そこで繰返し載荷の過程で発生した最大の過剰間隙水圧 Δu_{max} を鉛直の有効拘束圧 σ_{ac} で正規化した過剰間隙水圧比 $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$ に着目し整理した。

図-5 は繰返しせん断応力比 τ_d/σ_{ac} と $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$ の関係である。図より、 τ_d/σ_{ac} の増加に従い $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$ も増加する傾向が見受けられる。しかし、その量は強熱減量が比較的小さい試料 B と試料 H では最大で $\Delta u_{max}=0.3$ 程度、その他の泥炭では $\Delta u_{max}=0.16$ 程度である。これらの結果から、泥炭の過剰間隙水圧の発生は極めて限定的であり、繰返し載荷を受けた泥炭の剛性低下は、繰返し載荷による過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の減少のみによらず、繰返し載荷時に何らかの構造変化が生じた可能性があることが示唆される。また、繰返し載荷時に発生する過剰間隙水圧比 0.95 が液状化の目安の 1 つであることを考えると⁸⁾、泥炭は液状化を生じない材料であることが改めて示された。

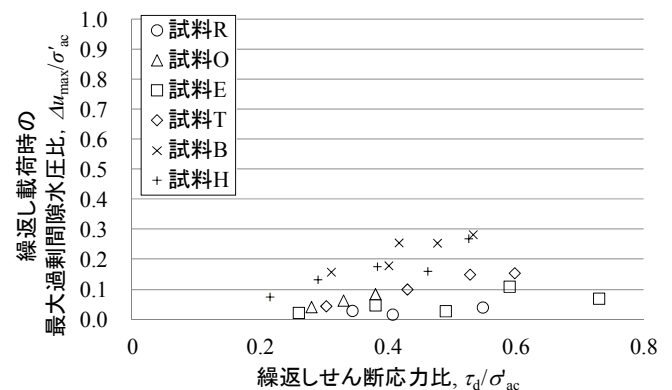


図-5 各試料における τ_d/σ_{ac} と $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$

4. まとめ

繰返しせん断を受けた泥炭のせん断剛性の変化に着目し、一連の中空ねじりせん断試験を行った。得られた主たる結論は以下の通りである。

- ・ 液状化が生じない泥炭においても、繰返しせん断を受けることでせん断剛性は低下する傾向にあることが示された。
- ・ 繰返し載荷を受けた泥炭に生じる過剰間隙水圧は限定的といえる。
- ・ 繰返し載荷を受けた泥炭の剛性低下は、繰返し載荷による過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の減少のみでは説明できず、繰返し載荷時に何らかの構造変化が生じた可能性がある。

今後は、これら実験結果を変形解析に反映させることで、泥炭地盤特有の地震時挙動の解明と耐震照査法の構築を目指すものである。

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.13-32, 1993.
- 2) 独立行政法人北海道開発土木研究所：北海道開発土木研究所月報 特集号(平成15年十勝沖地震被害調査報告)，2003.
- 3) 安田進，吉田望，安達健司，規矩大義，五瀬伸吾，増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法，土木学会論文集，No.638/III-49, pp.71-89, 1999.
- 4) 能登繁幸，熊谷守晃：泥炭の動的変形特性に関する実験的研究，土木試験月報，No.393, pp.12-21, 1986.
- 5) Hirochika Hyashi, Nobutaka Yamazoe, Toshiyuki Mitachi, Hiroyuki Tanaka, Satoshi Nishimoto : Coefficient of earth pressure at rest for normally and overconsolidated peat ground in Hokkaido area, Soils and Foundations, Vol.52, No.2, pp.299-311, 2012.
- 6) 安田進，稲垣太浩，長尾和之，山田眞一，石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性，第40回地盤工学研究発表会，pp.525-526, 2005.
- 7) 公益社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説，pp.730-749, 2009.
- 8) 林宏親，山梨高裕，橋本聖，山木正彦：過圧密泥炭の微小ひずみにおけるせん断剛性率と動的変形特性，地盤工学会北海道支部技術報告集，No.54, pp.7-14, 2014.
- 9) 林宏親，西本聡，橋本聖，梶取真一：中空ねじり試験による正規圧密泥炭の動的変形特性，地盤工学会北海道支部技術報告集，No.53, pp.89-96, 2013.

4.2.4 地盤・基礎を含めた橋全体系の耐震性能評価技術及び耐震補強技術に関する研究 (地盤流動)

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：七澤利明、真弓英大、谷本俊輔

【要旨】

本研究は、傾斜地等に立地する道路橋を対象として、地震による大きな地盤変状で下部構造自体が大きく移動する事象に対して、構造物の耐震安全性を高めるための方策を提示することを目的とする。このため、地震時に道路橋に影響を及ぼすような変状を起こしやすい地盤条件の判定手法や大きな地盤変状が構造物の安全性に及ぼす影響を明らかにする。このためにまず、地震時に斜面変状の影響を受ける道路橋基礎が有する耐震安全性の判断手法の提案を行うために、道路橋基礎の安全余裕に影響し得る斜面変状の要因について基礎的検討を行った。その上で、道路橋の基礎に対して地盤変状の条件と基礎の諸元の違いが基礎の安定性に及ぼす影響について解析を行い、遠心力載荷実験にてその妥当性を検討した。

キーワード：道路橋、地盤変状、すべり力、遠心力載荷試験、組杭深礎基礎、柱状体深礎基礎

1. はじめに

大規模な地震に対する道路橋の耐震性は、既往の地震被害の経験や研究開発の成果を踏まえて技術基準の改定や既設橋に対する耐震補強の対策がなされた結果、着実に向上してきている。しかし、地震時に大きな地盤変状の影響を受ける場合については、地盤変状の範囲・規模やこれが橋に与える影響について十分な知見がないことから、現行の設計体系にはほとんど反映されていない。このため、地震時に大きな地盤変状の影響を受ける道路橋は、安全性はもとより、復旧、復興の長期化などにより地域経済に大きな損失を及ぼしかねない甚大な被害を生じる可能性がある。

例えば、平成 16 年新潟県中越地震、平成 20 年岩手・宮城内陸地震、平成 28 年熊本地震をはじめ、地震被害の特徴に、特に山地や丘陵の急峻な地形に立地した道路橋が、過去に滑動した経験がない基礎岩盤の初生すべりや地盤の大きな変状により落橋、段差、移動等の被災事例が多く見られている。このため、あらかじめ十分な調査を行い大きな斜面変状が生じるような箇所を避けて架橋することが基本であるが、条件によっては、地盤変状を生じうる箇所に架橋せざるを得ない場合も考えられる。しかしながら、このような場合に地震時に大きな地盤変状を受ける道路橋の耐震安全性を確保するために必要となる手法は確立されていない。

以上のような背景から、本研究では、地盤変状の影響を受ける道路橋の耐震安全性を確保するために必要となる方策を提示し、設計基準や震前対策等に反映していく

ことを目的とする。

ここで、過年度までの検討では、地震時に斜面変状を生じうる箇所に設置された道路橋基礎が有する耐震安全性の判断手法の提案を行うために、斜面の変状が生じる状況に対してどのような要因が道路橋基礎の安全余裕に影響し得るかについての基礎的検討を行ってきた。そこで平成 28 年度には、柱状体深礎基礎を対象とした解析及び遠心力載荷実験を行い、地盤変状の条件と基礎の諸元の違いが基礎の安定性に及ぼす影響について明らかにした。

2. 斜面変状における解析的検討

2.1 解析方法

2.1.1 概要

橋台と橋脚を対象とし、標準的な条件下で設計された深礎基礎(橋台、橋脚)周辺の斜面が地震等に起因するすべりを生じた際の基礎への影響を解析した。

基礎諸元は、橋台においては組杭深礎基礎を対象とし、これまでに建設されてきた標準的な諸元¹⁾として単列組杭深礎基礎及び複数列組杭深礎基礎を対象とした。橋脚においては単列、複数列の組杭深礎基礎に加え、実績の多い柱状体深礎基礎も対象とした。斜面変状の状況については、土木研究所では地震による斜面変状の 42 事例を収集・分析しており²⁾、本研究では、分析結果を踏まえて斜面変状の条件を設定した。

2.1.2 基礎構造及び地盤の条件

解析に用いた橋台及び橋脚基礎は、斜面上の深礎基礎

設計施工便覧³⁾(以下「深礎便覧」という。)の参考資料に示される橋台及び橋脚の組杭深礎基礎の設計計算例に示されている基礎構造及び地盤を基本条件とし、道路橋示方書・同解説IV 下部構造編⁴⁾に基づいて試設計を行った。図-1 及び図-2 に基本条件を示す。

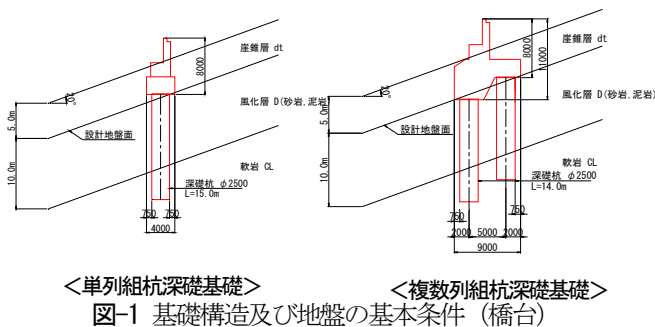


図-1 基礎構造及び地盤の基本条件 (橋台)

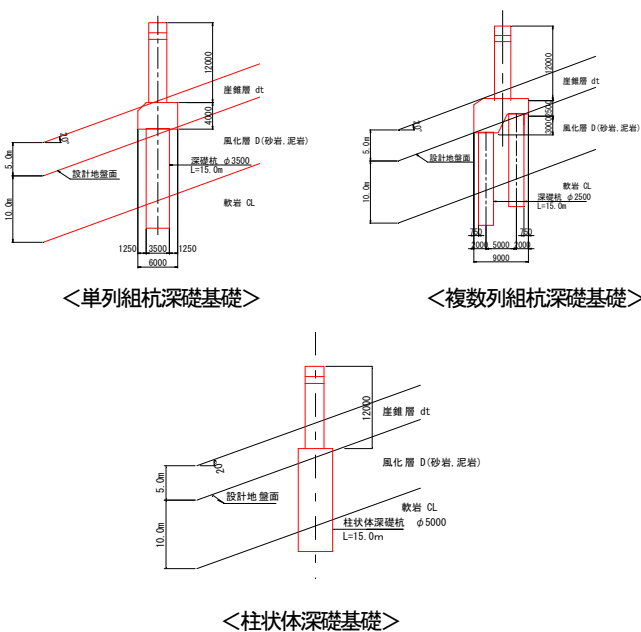


図-2 基礎構造及び地盤の基本条件 (橋脚)

表-1 に試設計条件を示す。表-2 に解析で考慮したパラメータを示す。パラメータは、基礎構造、斜面傾斜角、風化層中のすべり層厚及び風化層の地盤定数(c , ϕ)である。斜面傾斜角及びすべり層厚は文献²⁾を踏まえて設定した。具体的には過去の事例の分析より、斜面変状の傾斜角は多くが20°~40°程度、すべり層の厚さは10m以下の事例がほとんどであったことから、本解析では傾斜角は20°と40°、すべり層厚については2.5mと5.0mと設定した。風化層の地盤定数は、 ϕ 成分が卓越する砂岩を想定した土層と、 c 成分が卓越する泥岩を想定した土層の2ケースとし、N値30相当の地盤定数の値を深礎便覧に記載されている式(1)、(2)より算定した。

- 風化層 (砂岩) ...式(1)
 $c = 0.155 (N \text{ 値})^{0.327} (\text{kgf/cm}^2) \times 98.1 \text{ kN/m}^2$
 $\phi = 5.10 \text{ Log} (N \text{ 値}) + 29.3 (\text{度})$
- 風化層 (泥岩) ...式(2)
 $c = 0.165 (N \text{ 値})^{0.606} (\text{kgf/cm}^2) \times 98.1 \text{ kN/m}^2$
 $\phi = 0.888 \text{ Log} (N \text{ 値}) + 19.3 (\text{度})$

表-1 試設計条件

橋台高	H=8.000m	試設計の基本モデルを参考に設定。						
橋脚高	H=12.000m							
基礎長	L=15.00m~20.00m程度							
地層構成	地層構成は、以下のとおりとする。	設計実績を踏まえて照査を満足する基礎長を設定。						
地層名	層厚 (m)		N	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	E0 (kN/m ²)	
1	崖崩層 dt		5.0	10	18	0	15	7,000
2	風化層 D		10.0	30	18	ϕ^{*1}	ϕ^{*1}	27,800
3	軟岩 CL	10.0	-	20	35	500	300,000	

※1: 本検討においてパラメータとする定数

表-2 解析で考慮したパラメータ

基礎構造	概要	備考												
<ul style="list-style-type: none"> 単列組杭深礎基礎 : 1×2 φ2500 (40°の場合φ3000) 複数列組杭深礎基礎 : 2×2 φ2500 		設計実績を踏まえて設定。												
<ul style="list-style-type: none"> 単列組杭深礎基礎 : 1×2 φ3500 複数列組杭深礎基礎 : 2×2 φ2500 柱状体深礎基礎 : φ5000 														
斜面傾斜角	<ul style="list-style-type: none"> 20° 40° 	設計実績を踏まえて設定。												
風化層中のすべり層厚	<ul style="list-style-type: none"> 2.5m (風化層厚の25%) 5.0m (風化層厚の50%) 													
風化層Dの地盤定数	風化層Dの地盤定数を以下のとおり2種類考慮する。 <table border="1" style="margin-left: 20px;"> <thead> <tr> <th>地層名</th> <th>ϕ (°)</th> <th>c (kN/m²)</th> <th>備考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>風化層 D (砂岩)</td> <td>40</td> <td>50</td> <td>ϕ成分が卓越する土質</td> </tr> <tr> <td>風化層 D (泥岩)</td> <td>20</td> <td>130</td> <td>c成分が卓越する土質</td> </tr> </tbody> </table>	地層名	ϕ (°)	c (kN/m ²)	備考	風化層 D (砂岩)	40	50	ϕ 成分が卓越する土質	風化層 D (泥岩)	20	130	c 成分が卓越する土質	N値=30相当として、推定式により算定。
地層名	ϕ (°)	c (kN/m ²)	備考											
風化層 D (砂岩)	40	50	ϕ 成分が卓越する土質											
風化層 D (泥岩)	20	130	c 成分が卓越する土質											

2.1.3 すべり力の評価

斜面にすべりが生じた場合、すべり面以浅の構造体には、変位量に応じた土圧が作用するものと考えられる。地震動等による斜面のすべり変位量を予測することは難しいが、一方で、一定以上の大きな変位が生じると、下部構造の背面側のすべり土塊は受働破壊を生じ、受働土圧相当の荷重が作用することが確認されている⁵⁾。そこで、本検討においては、すべり面以浅の土のすべり力として受働土圧を仮定し、すべり面以深の地盤に基礎が固定された状態ですべり力が作用するものと考えて解析を行うこととした。なお、この考え方は、護岸近傍で液状化に伴う流動化が生じる場合、液状化層の上方にある非液状化層から下部構造が受ける作用を受働土圧として評価する方法⁶⁾と同様である。

すべり力 R_q は、深礎便覧³⁾「2-3-2 基礎前面の地盤反力度の上限値」に示される値や隣接杭の影響を考慮し、これが抵抗側ではなく基礎への作用力として働くものとして式(3)により求める。

$$R_q = \frac{W(\cos\alpha + \sin\alpha \tan\phi) + cA}{\sin\alpha - \cos\alpha \tan\phi} \quad \dots\text{式(3)}$$

ここで、 W はすべり面から上の地盤の重量(kN)、 A はすべり面の面積(m²)である。

すべり土塊の平面的な広がりとしては、フーチングに剛結された複数本の組杭深礎基礎において後列杭(山側杭)からの広がりのみを考慮し、前列杭(谷側杭)と後列杭(山側杭)で等分にすべり力を分担するものとした。受働土圧の算定にあたっては、すべり土塊上方の裏込め土及び崖錐層の重量を考慮した。図-3にすべり力の概要図を示す。図-3及び式(3)中の α はすべり面の角度(°)で、すべり土塊の受働状態における極限平衡条件を満たす角度とした。 β はすべり面の広がり角(°)で、土砂・軟岩に一般的に用いられている $\beta=30+\varphi/3$ (°)(φ :地盤のせん断抵抗角(°))を採用した。また、すべり層は風化層の上部層とし、基礎背面の受働土圧がすべり面上方 $1/3H$ (H :すべり層厚)の位置で基礎に集中荷重として作用するものとして与えた。なお、本検討においては、地震動による慣性力との重ね合わせは考慮していない。

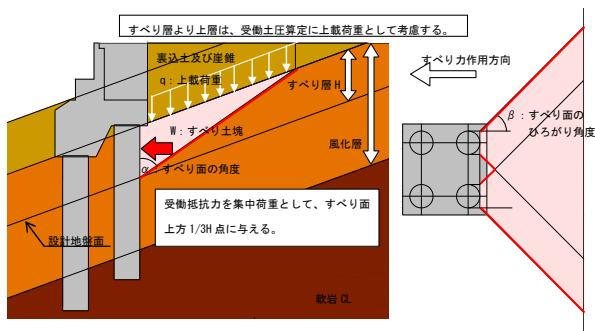


図-3 すべり力の概要図(橋台)

各橋台、橋脚基礎構造に対して算定したすべり力を図-4から図-7に示す。

2.1.4 解析方法

各試算モデルにおいて、すべり面より上の地盤の変状に伴い2.3で設定したすべり力が深礎基礎に作用すると仮定した場合を対象にプッシュオーバー解析(漸増載荷解析法)を行い、基礎の耐力とすべり力との関係を整理した。ここで、基礎本体は深礎便覧²⁾に示される方法でモデル化している。

2.3 解析結果

図-8~10に解析結果の代表的な例を示す。図-8は橋台において傾斜角20°、すべり層厚2.5m、砂岩の場合の変位-荷重関係、図-9は橋脚において傾斜角20°、すべり層厚2.5m、砂岩の場合の変位-荷重関係、図-10は図-8に示した橋台の解析結果に、同じすべり層厚、同じ風化層において傾斜角を40°にした場合を追加したものである。

橋台については単列組杭深礎基礎及び複数組杭深礎

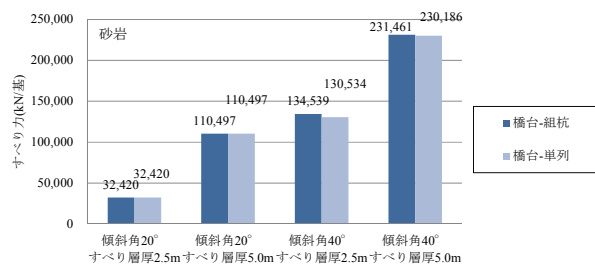


図-4 すべり力の算定結果(橋台-砂岩)

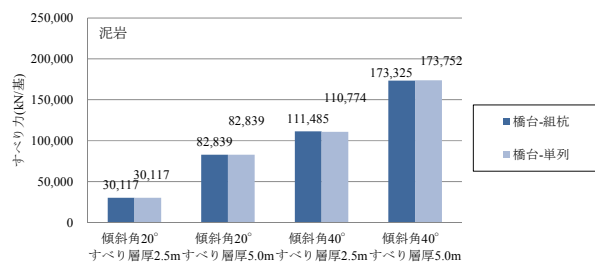


図-5 すべり力の算定結果(橋台-泥岩)

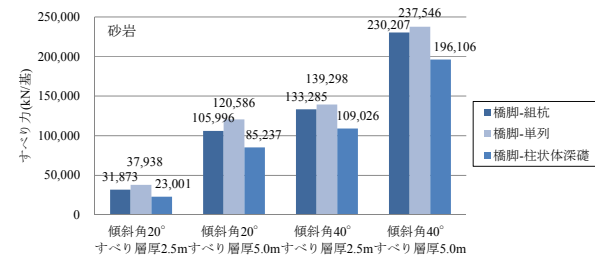


図-6 すべり力の算定結果(橋脚-砂岩)

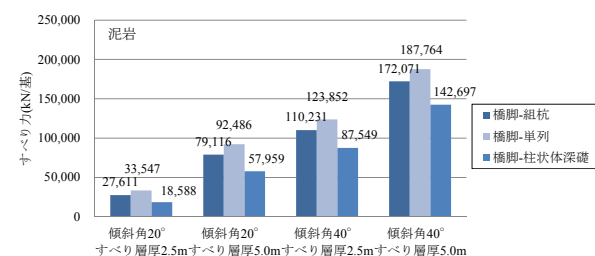


図-7 すべり力の算定結果(橋脚-泥岩)

基礎いづれにおいても耐力比(=基礎耐力/すべり力)は1.0を下回っている。基礎構造の違いに着目すると、複数列組杭の方が耐力比は大きく、終局に至るまでの変位が小さい。単列組杭は、すべり力に対して基礎体の曲げ耐力で抵抗する構造であるため、基礎体が降伏した時点で変位が急増する。一方、複数列組杭は、ラーメン構造としての構造特性上、すべり力に対して前列の基礎体の押し込み抵抗等も抵抗力として寄与するため、抵抗力が大きくなるとともに、部材の降伏後も変位が急増しないものと考えられる。

橋脚については、いづれの基礎構造においても耐力比は1.0を下回っているものの、その値は橋台に比べて大きくなっている。橋脚基礎の場合にはレベル2地震動に対して降伏以内に留める設計を行っていることが影響し

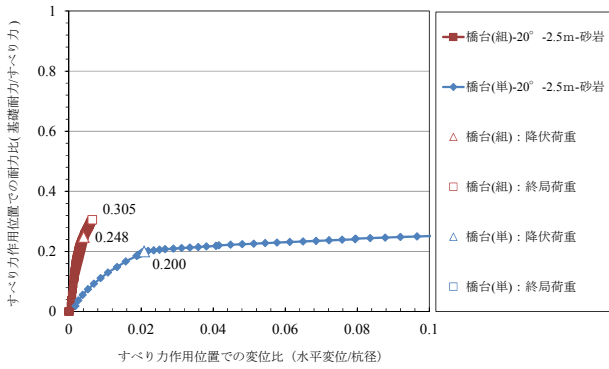


図-8 変位-荷重関係

(橋台：傾斜角 20°-砂岩-すべり層厚 2.5m)

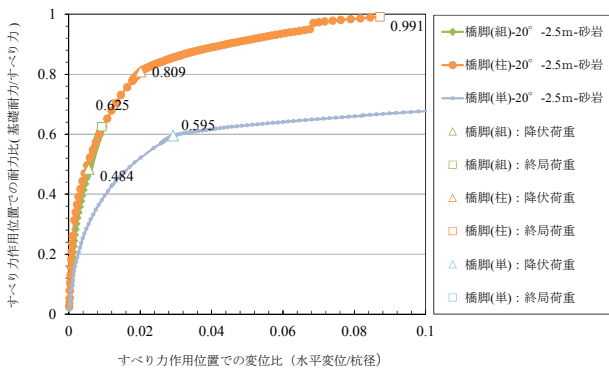


図-9 変位-荷重関係

(橋脚：傾斜角 20°-砂岩-すべり層厚 2.5m)

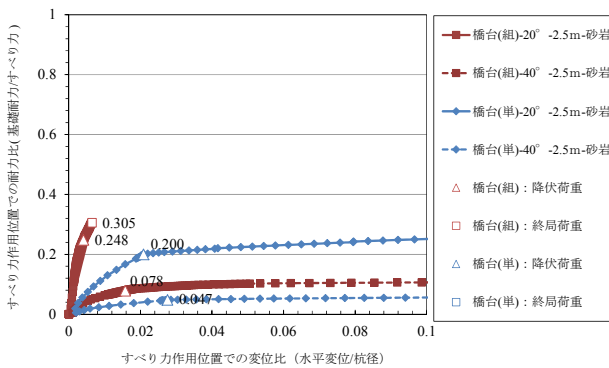


図-10 変位-荷重関係

(橋台：傾斜角 20°と傾斜角 40°の場合)

ているものと考えられる。基礎構造の違いに着目すると、複数組組杭及び柱状体深礎は単列組杭に比べて降伏点に至るまでの変位が小さい。特に柱状体深礎は他の構造に比べて耐力比が大きくなっているが、これはすべり力を受ける幅が相対的に小さいため作用するすべり力が小さいこと(図-3 及び図-6 参照)などが影響しているものと思われる。

傾斜角度の違いに着目すると、傾斜角が大きくなるほどすべり力が大きくなることから耐力比は小さくなる傾

向が見られる(図-10 参照)。基礎構造の違いによる傾向は複数組組杭の方が耐力比は大きく、前述した傾向と同様であった。

なお、すべり層厚の違い及びすべり層の地盤条件(砂岩・泥岩)の違いに着目した場合においても、すべり層厚が増した場合のすべり力は大きくなること、砂岩に比べて泥岩が 75%程度のすべり力になる(図-4~7 参照)等の違いは見られたが、基礎構造の違いによる耐力比の大小関係、変位については橋台及び橋脚基礎共に前述した傾向と同様であった。

3. 斜面上に設置された深礎基礎の遠心力載荷実験

3.1 遠心力載荷実験の概要

平成 28 年度は、過年度までに実施された単列深礎基礎及び単列組杭深礎基礎を対象とした全 19 ケースの実験に、新たに柱状体深礎基礎を模した 4 ケースを追加した。実験結果の整理及び分析はこれら全 23 ケースを対象として行った。図-11 に模型実験の概要図(側面図)を示す。(奥行)500mm×(幅)800mm×(高さ)600mm の土槽に焼石膏を用いて斜角 10°、20°及び 30°の基盤を作製し、すべり層の砂層(東北珪砂 7 号:相対密度 $D_r=90\%$)を敷設した。基盤の上面には、平板 2 枚でローラータイプのリニアガイド等を挟み込み、すべり層と基盤の摩擦を極力低減させる構造とした。新たに追加した道路橋基礎の模型は柱状体基礎を対象としており、杭径 5200mm を想定した。遠心加速度は 80G とし、模型スケールは 1/80 より模型杭径は 65mm とした。模型杭の材質は実物の杭と曲げ剛性を整合させるために、アルミニウムパイプ(直径 $\phi=65\text{mm}$ 、厚さ $t=5.0\text{mm}$)を使用した。また、すべり層厚 H は実際のすべり層を 4m 及び 8m と想定し、模型スケール 1/80 より 50mm 及び 100mm とした。

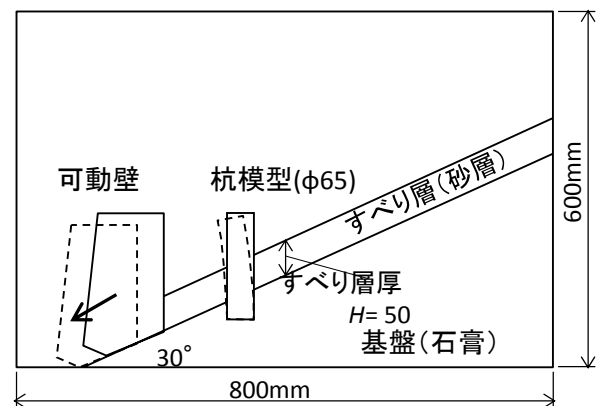
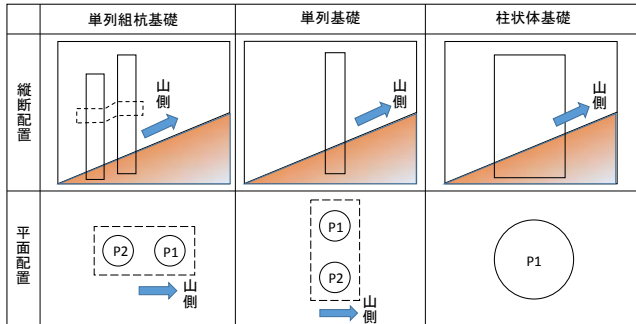


図-11 遠心力載荷実験の概要図

実験結果の整理にあたっては、図-12 に示すとおり、基礎構造(杭 1 本を「柱状体基礎」、斜面に対して直角に

2本配置したものを「単列基礎」、斜面上側に2本配置し、杭頭を固定したものを「単列組杭基礎」と称すの違い、基礎の傾斜角、すべり層厚をパラメータとした。実験は、遠心力载荷装置により遠心加速度 80G を载荷した後、電動式ジャッキにより可動壁を徐々に移動させることによりすべり層を滑らせた。



※点線は杭頭固定の場合に設置する金具

図-12 基礎構造及び杭配置

3. 2 遠心力载荷実験の結果

実験結果から得られた斜面すべり量(m)と杭に設置したひずみゲージのひずみ量から求めた杭の曲げモーメント $M(kN \cdot m)$ の関係曲線を整理した。斜面すべり量は、可動壁の変位量を実物大に換算した変位量であり、杭の曲げモーメントは計測した杭のひずみにヤング係数 E (普通純度アルミニウムのヤング係数 $E = 68.6kN/mm^2$) と断面二次モーメント $I(m^4)$ 、図心からの距離 $y(m)$ を用いて、以下の式(1)から算出した。

$$M = EI\varepsilon/y \quad \dots \text{式 (1)}$$

各検討ケースのひずみゲージ計測箇所を図-13 に、斜面すべり量と斜面上の杭基礎に発生する曲げモーメントの関係曲線を図-14、15 及び 16 に示す。本報告では、表-3 に示す実験ケースにおいて基礎構造(柱状体基礎、単列基礎、単列組杭基礎)の違いに着目して考察した結果を示す。

柱状体基礎及び単列基礎は、杭頭を固定していないため、曲げモーメントは全体的に「+(基礎に対して反時計回りに作用するモーメント)」となり、すべり層と基礎の境界付近で最大値となる傾向がある。また、単列基礎の左右各杭に作用する曲げモーメントを合計すると、柱状体基礎に作用する曲げモーメントと同程度の結果となる。これは並列に2本の杭を配置した単列基礎においては杭間隔を文献3)を参考に $2D(D: \text{杭径})$ とし、実物大換算で $4000mm$ としたものであるため、2本の杭端部間の距離は $6000mm$ であることに対して、柱状体基礎は杭径 $5200mm$ であることから概ね同様な結果になったと考えられる。単列組杭基礎は、杭頭を固定しているため

表-3 実験ケース

実験ケース		傾斜角度	すべり層厚	含水比	杭頭固定
基礎構造	杭径(模型)				
1	柱状体基礎	20度	10cm	0%	無し
2	単列基礎	20度	10cm	0%	無し
3	単列組杭基礎	20度	10cm	0%	有り

杭の曲げモーメント 柱状体基礎P1

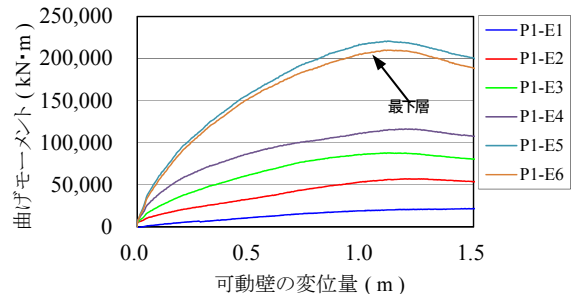
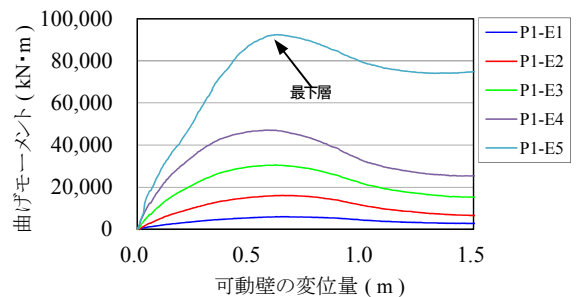


図-14 可動壁の変位量(m)と杭の曲げモーメント ($kN \cdot m$) の関係(柱状体基礎)

杭の曲げモーメント 単列基礎P1



杭の曲げモーメント 単列基礎P2

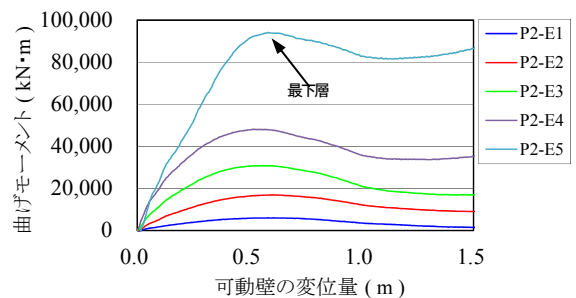


図-15 可動壁の変位量(m)と杭の曲げモーメント ($kN \cdot m$) の関係(単列基礎)

斜面上流側(P1)と下流側(P2)の曲げモーメントが異なる。図-17 に示すように、これらの上流側の杭は、杭頭部と基礎面が支持された状態で土圧が作用するため、曲げモーメントは全体的に「-(基礎に対して時計回りに作用するモーメント)」となり、すべり層の下層付近で最大値となる傾向が見られた。また下流側の杭は上流側の杭に作用した土圧が固定梁を介して杭頭部に集中荷重とし

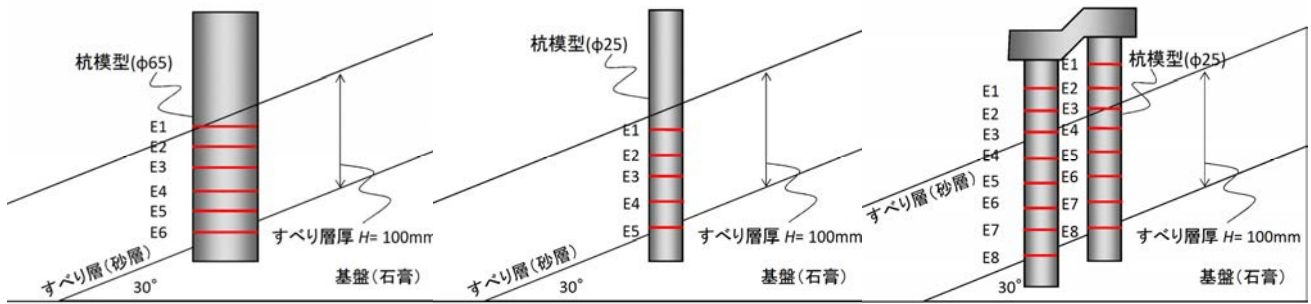


図-13 ひずみ計測箇所概要図

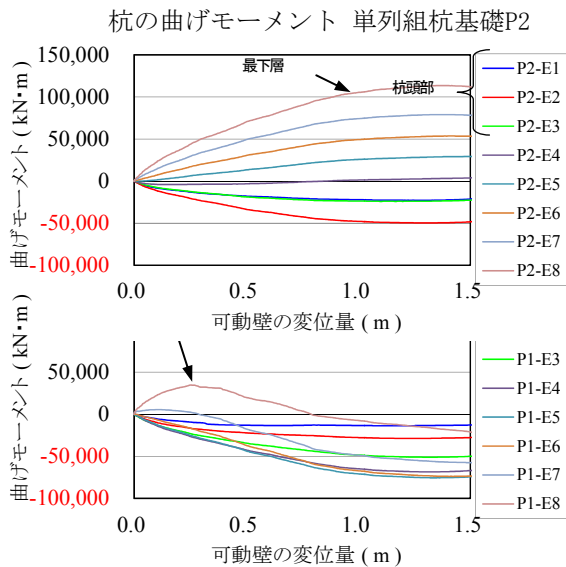


図-16 可動壁の変位量(m)と杭の曲げモーメント(kN・m)の関係(単列組杭基礎)

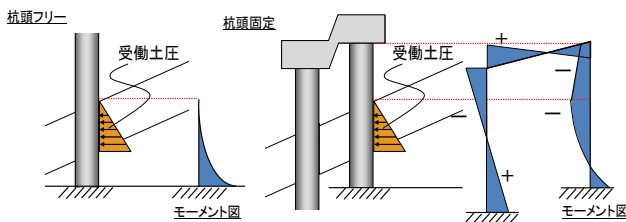


図-17 杭頭固定の有無による曲げモーメント模式図

て作用する一方、固定梁による拘束の影響を受けるため、曲げモーメントは杭頭部で「-」、すべり層と基盤の境界付近で「+」となり、すべり層の下層付近で最大値となる傾向が見られる。なお、各杭の曲げモーメントのモードは、すべり層厚、すべり角度が変わっても大きく変わらない結果となった。

4. まとめ

本研究では、斜面変状を生じうる箇所に設置された道路橋基礎を対象に、解析的な検討と遠心力装置を用いた実験を行った。

解析的検討においては以下の結果を得た。

- 1) 橋台基礎においては構造特性上の違いから、すべり力に対する基礎耐力の耐力比は単列組杭に比べて複数列組杭の方が大きく、変位も複数列組杭は単列組杭に比べて小さい。
- 2) 橋脚基礎においても構造特性上の違いから、すべり力に対する基礎耐力の耐力比は単列組杭に比べて複数列組杭及び柱状体深礎の方が大きく、変位も複数列組杭及び柱状体深礎は単列組杭に比べて小さい。
- 3) 傾斜角が大きくなるほどすべり力は大きくなることから耐力比は小さくなるが、基礎構造の違いによる耐力比の大小関係及び変位については橋台及び橋脚基礎共に同様であった。また、すべり層厚が厚くなる場合、地盤条件が異なる場合についても同様にすべり力の差は見られるが基礎構造の違いによる傾向は同様である。

また、遠心力装置実験においては以下の結果を得た。

- 1) 遠心力装置実験の結果より、柱状体深礎と単列組杭の左右各杭に作用する曲げモーメントの大きさがほぼ等しいことから、解析で仮定したすべり力の平面的な広がりについての妥当性が確認できた。
- 2) 複数列組杭は、杭頭を固定しているため斜面上流側と下流側の曲げモーメントが異なる。上流側の杭は、杭頭部と基盤面が支持された状態で土圧が作用するため、曲げモーメントは全体的に「-」となり、すべり層の下層付近で最大値となる。また下流側の杭は上流側の杭に作用した土圧が固定梁を介して杭頭部に集中荷重として作用する一方、固定梁による拘束の影響を受けるため、曲げモーメントは杭頭部で「-」、すべり層と基盤の境界付近で「+」となり、すべり層の下層付近で最大値となる。

参考文献

- 1) 橋梁基礎形式の選定手法調査, 土木研究所資料, 第 4037 号, 2007.2.

4 インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

- 2) 地盤変状が道路橋の耐震安全性に及ぼす影響に関する基礎的研究, 土木研究所資料, 第 4305 号, 2015.6.
- 3) 日本道路協会: 斜面上の深礎基礎設計施工便覧, 2012.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書IV下部構造編・同解説, 2012.
- 5) 河村淳, 真弓英大, 谷本俊輔, 七澤利明: 地盤変状の影響を受ける斜面上に設置された道路橋の杭基礎に関する遠心模型実験, 土木学会第 71 回年次学術講演会, pp.677~678, 2016.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書V下部構造編・同解説, 2012.

4.2.5 地盤・基礎を含めた橋全体系の耐震性能評価技術及び耐震補強技術に関する研究 (相互作用)

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：大住道生、七澤利明、岡田太賀雄、
河野哲也、真弓英大、谷本俊輔

【要旨】

既設橋の耐震補強の必要性や優先度を評価し、合理的に耐震補強を実施するためには、基礎の有する地震時の耐荷特性を適切に評価する必要がある。本研究では、古い基準により設計された既製 RC 杭を用いた既往の実験結果を踏まえて、解析的に杭列ごとの曲げやせん断に対する耐力特性を評価する手法を検討した。その結果、ファイバー要素を用いることで、杭列ごとの軸力変動状況を再現でき、杭列ごとの作用せん断力についても算出できることを確認した。また、RC 杭のせん断耐力評価には、軸圧縮力による効果以外に、側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋による効果を考慮することで、より合理的な評価ができる可能性があることを確認した。

キーワード：道路橋基礎、既製 RC 杭、既設杭基礎、せん断抵抗機構、終局状態評価

1. はじめに

既設橋の耐震補強では、橋脚のみならず、基礎への影響を含めた橋全体として耐震性能が確保できるようにする必要がある。古い基準で設計された既設杭基礎のうち、特にコンクリート杭基礎については、耐震性に劣る構造細目となっていることから脆性的な破壊に至る懸念がある。そのため、合理的に耐荷性能を評価して、耐震補強の必要性や優先度を適切に判断できる評価手法の構築が求められている。

しかしながら、古い基準で設計されたコンクリート杭基礎の塑性変形能力や破壊特性に関する知見もまだ少ないのが現状である。そこで、昭和 46 年よりも前の時代に設計された既製 RC 杭を対象として、杭基礎モデルを用いた気中での載荷実験¹⁾を別途実施した。その結果、設計計算上はせん断破壊型と評価される杭基礎のモデルであったが、実験では塑性変形能力を發揮しながら、コンクリートの剥落及びスパイラル筋の破断等が生じた後に、最終的に押し込み側の杭体がせん断破壊に至った。杭基礎におけるせん断耐力の評価として、新設橋の設計では解析手法の簡便さや解析に用いる定数の推定精度等を理由に、死荷重による杭頭での軸力に応じて割増しを行った杭 1 本あたりのせん断耐力が、どの杭体も同一の耐力があると仮定して、杭本数倍した値を杭基礎全体のせん断耐力として評価されている。しかし、既設橋の耐荷性能を合理的に評価するためには、各杭体の作用軸力と作用せん断力が異なるラーメン構造としての挙動となることが想定されることから、杭列ごとの応答を適切に評価すると

ともに、その応答を踏まえた杭列ごとの曲げやせん断に対する耐力特性を評価する手法が考えられる。

そこで、本研究では、気中での既製 RC 杭基礎の破壊特性を踏まえた杭列ごとのせん断抵抗機構を把握することを目的に、解析的に杭列ごとの作用軸力や作用せん断力を評価し、軸圧縮力に応じたせん断耐力を杭列ごとに評価することで、破壊特性について再現可能であるか検討を行った。

2. 既製 RC 杭基礎モデルのモデル化概要

既往の実験供試体は図-1 に示す地震時における杭頭部付近の荷重状態を再現できるように設置されている。解析モデルは、その実験供試体の設置状況を踏まえた(図-2)。杭基礎モデルは、水平載荷方向に対し 3 本、載荷直角方向に 2 本の計 6 本配置となる立体ラーメン構造形式であり、水平挙動に伴い杭に作用する軸力変動を考慮するため、逐次内部計算可能なファイバー要素(図-3)を用い、曲げ非線形性を考慮したはり部材とした。杭体コンクリートの応力-ひずみ曲線は、設計では道路橋示方書(以降、道示と呼称)IV下部構造編²⁾に準拠するが、本検討では最大荷重時以降の耐荷力や塑性変形能力を検証するため、道示V耐震設計編³⁾に準拠することを基本(Case1)とした。なお、かぶりコンクリート部分には帯鉄筋による横拘束応力は生じないことから、コアコンクリートとかぶりコンクリートでは応力-ひずみ曲線が異なる。また、道示V編³⁾に準拠した応力-ひずみ曲線では最大荷重時以降の実験を再現することが難しかったため、

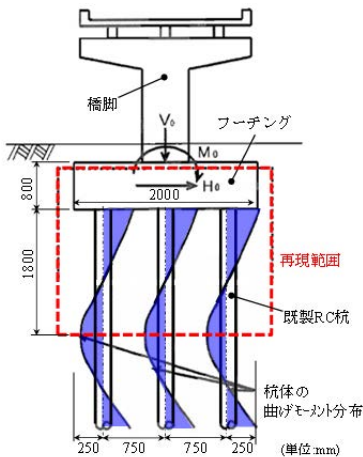


図-1 杭基礎における地震時の荷重状態

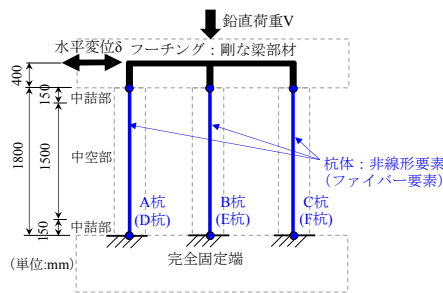


図-2 解析モデル

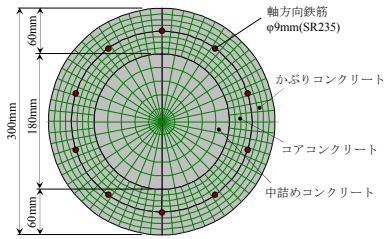


図-3 杭体ファイバー断面(中詰部)

表-1 解析ケース

Case	コアコンクリート	かぶりコンクリート
1	横拘束効果の考慮(道示V編)	道示V編
2	横拘束効果の考慮(Manderら)	Manderら

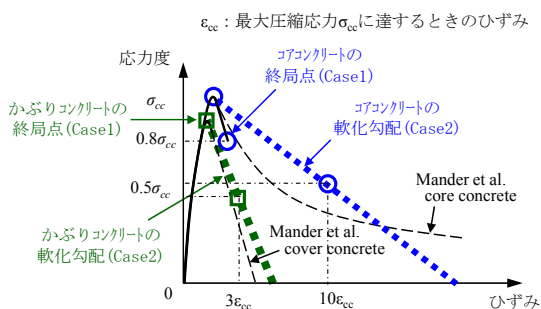


図-4 杭体コンクリートの応力-ひずみ曲線

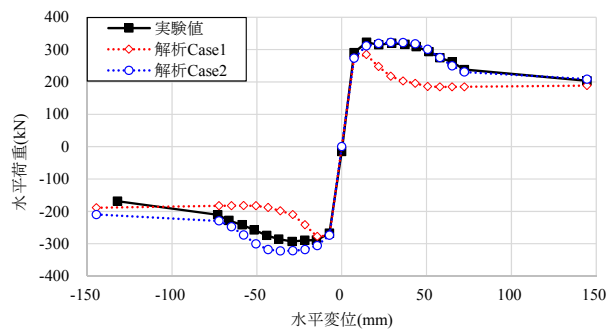


図-5 水平荷重と水平変位の関係(杭基礎全体)

終局ひずみ以降の挙動を再現できる Mander らによって提案されたモデル⁴⁾を参考に、図-4 に示すようなコンクリートの軟化勾配を簡易的に設定した Case2 も行った(表-1)。ここで、軟化勾配を設定するにあたって、使用ソフトの制約上、折れ点を設けることができなかったため、Mander らの応力-ひずみ曲線を直線で表現し、実験結果を再現できるように設定した。具体的には、コアコンクリートの軟化勾配の制御点として最大圧縮応力 σ_{cc} に達するときのひずみ ε_{cc} を用い、 $0.5\sigma_{cc}$ に達するときのひずみを $10\varepsilon_{cc}$ とし、またその 2 点を結ぶ直線を $\sigma=0$ まで延長することとした。横拘束を受けないかぶりコンクリートの軟化勾配については、最大応力点と $0.5\sigma_{cc}$ 時のひずみを $3\varepsilon_{cc}$ とした点を結ぶ直線で設定した。コンクリートの引張抵抗は無視し、軸方向鉄筋のみで抵抗させた。軸方向鉄筋の応力-ひずみ曲線は鉄筋の引張試験結果に基づきバイリニア型の移動硬化則を基本とした。フーチングは剛なはり要素でモデル化し、鉛直荷重が各杭に均等に作用するものとして死荷重状態を再現させた。杭の下端は完全固定の境界条件とした。載荷方法は、実験条件と同様に一定の鉛直荷重の下、基準変位 δ_y の整数倍の水平変位を各載荷ステップで繰り返す正負交番の漸増

載荷とした。

3. コンクリートの材料構成則が杭の履歴特性に与える影響

図-5 に水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線の解析(点線)と実験値(実線)の比較した結果を示す。これより、Case2 では最大荷重以降の挙動についても Case1 に比べて実験値に近い結果であることが分かる。ここで、杭基礎全体の挙動を再現できていると考えられる Case2 に着目して杭列ごとの軸力変動状況(図-6)を確認した。なお、実験値の軸力は、曲げの影響が小さい各杭体中央の断面位置のひずみに着目して、材料試験で得られた弾性係数と断面積を乗じて算定した。これより、最大荷重時のみならず、最大荷重時以降についても杭列ごとの軸力変化は実験値と近似していると言える。

さらに、各杭の損傷状況についても確認した。コンクリートの剥落が目視で確認できる $\pm 6\delta_y$ 時や、図-7 に示すように、かぶりコンクリートが剥落した $\pm 8\delta_y$ 時等の損傷状況を再現できているものと考えられる。なお、図-7 中の損傷範囲は、図-4 に示すようにコンクリートの応力度が零に至った範囲とした。よって、Case2 は実験で確認

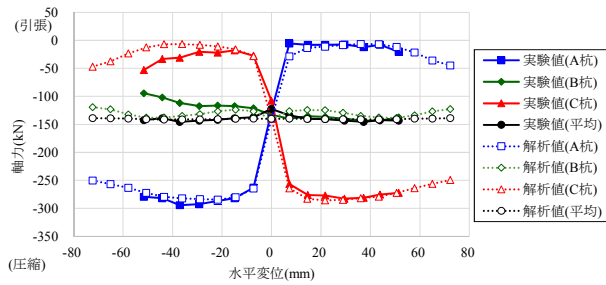


図-6 杭列ごとの軸力変動状況(Case2)

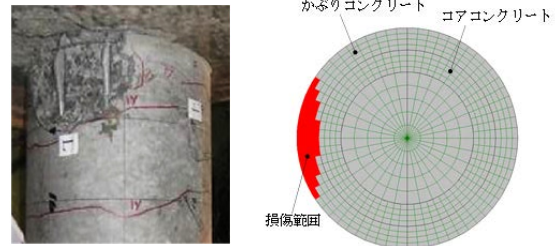


図-7 F 杭(押し側)における±8 δ_y 時の損傷状況比較(Case2)

表-2 杭列ごとの作用せん断力とせん断耐力(最大荷重時)

No	杭列	杭体諸元				作用軸力 N(kN)	作用せん断力 S _{max} (kN)	せん断耐力Ps(kN)			Ps ₃ /S _{max}
		杭径D (mm)	肉厚t (mm)	コンクリートの圧縮強度σ _c (N/mm ²)	軸方向鉄筋の降伏強度σ _y (N/mm ²)			道示 ^{2),3),8)} Ps ₁	二羽ら ⁵⁾ +軸力 ⁶⁾ Ps ₂	渡辺ら ⁷⁾ (二羽ら+軸力) Ps ₃	
1	引抜き側	300	60	66.5	355.0	13	37	47	47	60	1.62
2	中央	300	60	66.5	355.0	124	54	51	53	66	1.22
3	押し側	300	60	66.5	355.0	283	73	54	62	75	1.03
合計(6本分)						842	327	303	325	401	1.23

された損傷状況及びその際に杭列ごとに作用していた軸力及びせん断力を再現できているものと考えられる。

4. 杭列ごとの作用せん断力とせん断耐力評価

前述した既製 RC 杭の破壊特性を踏まえ、既製 RC 杭基礎における杭列ごとのせん断耐力評価の考え方について検討を行った。

表-2 は、道示^{2),3)}の式、二羽ら⁵⁾の式に軸力の影響⁶⁾を見込んだもの、二羽らの式に軸力の影響と渡辺ら⁷⁾が提案した側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の影響を見込んだものと計 3 つのせん断耐力を試算し、再現解析より算出した杭列ごとの作用せん断力と比較して示したものである。

道示式については、せん断耐力を算出するにあたって、設計上ばらつきの影響を考慮する必要があるが、本検討では再現解析より求めた作用せん断力との比較を行うため、コンクリートが負担できるせん断応力度 τ_c の平均値を示す実験式⁸⁾(1)を用いた。

$$\tau_c = 0.72 \times d^{-0.33} \times \left(\frac{24}{\sigma_{ck}} \right)^{-1/3} \times \left(\frac{1.2}{p_t} \right)^{-1/3} \quad (1)$$

ここで、d: 有効高さ(m)、σ_{ck}: コンクリートの設計基準強度(N/mm²)、p_t: 引張鉄筋比(%)、である。

二羽らの式には、道示と同様、軸力の影響を見込むことで、部材に圧縮応力が作用し、引張応力を著しく減少させるため、曲げせん断ひびわれの発生を抑制する効果を加味した。文献(6)によると、軸力の効果には、部材寸法効果が存在しないことが報告されていることから、軸力負担分として S_d・M₀/M_d を加算する方法で算出した。

ここで、S_d: 部材に作用するせん断力、M₀: 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント、M_d: 部材に作用する曲げモーメント、である。

また、スパイラル鉄筋は、そもそも設計上見込まない用心鉄筋であることから、また、中詰コンクリートは、打設範囲がせん断破壊面全体に配置されていないことから、設計上見込まないのが一般的である。ただし、本稿では、これらがせん断抵抗に寄与する影響を考慮することとし、見込むことができる最小限のせん断耐力(道示及び二羽ら)を試算した。なお、スパイラル鉄筋の降伏点は明確ではなく、引張強さのばらつきも大きいことから、道示^{2),3)}で規定される上限値 345N/mm²として算出した。しかしながら、道示式及び二羽らの式に軸力の影響を見込んだせん断耐力と作用せん断力との差が大きかった。

この差が大きくなる要因は、道示式や二羽らの式には側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の影響が見込んでいないこと等が考えられる。矩形断面 RC はりの側方鉄筋による効果としては、曲げせん断ひびわれ面と交差する鉄筋がせん断抵抗に寄与すること、また、柱や杭などに用いる円形断面 RC 部材では、側方鉄筋だけでなく、円形効果により圧縮軸方向鉄筋についても曲げせん断ひびわれのせん断抵抗に寄与することが報告されている⁷⁾。本稿でも円形 RC 断面を対象としていることから、この側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の効果を見込めると仮定して、渡辺らが提案した式⁷⁾(2)のように鋼材断面積を換算した方法でせん断耐力を算出した。なお、文献(7)より、式(2)の適用性について検証した二羽らの式を用いた。

$$A_s' = \sum A_{si} \cdot (d_i / d_1)^{1/3} \quad (2)$$

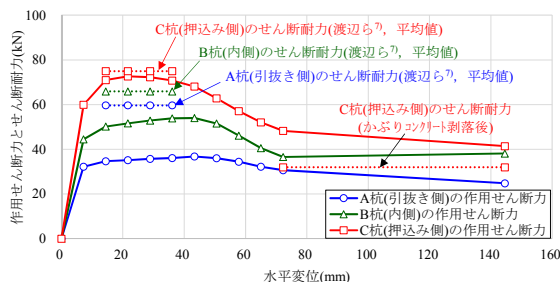


図-8 杭列ごとの作用せん断力とせん断耐力 (Case2)

ここで、 A_{si} ：各段の軸方向鉄筋断面積(mm²)、 d_i ：圧縮縁から i 段目の軸方向鉄筋位置までの距離(mm)、 d_l ：圧縮縁から最下段の軸方向鉄筋位置までの距離(mm)、である。

その結果、せん断耐力が作用せん断力を上回り、最大荷重時においてはせん断破壊に至らないという実験結果を再現し得るせん断耐力の評価が可能であることを確認した。

次に、最大荷重時以降の応答及び耐力の相対関係を確認するため、杭列ごとの作用せん断力とせん断耐力(渡辺ら⁷⁾を示すとともに、かぶりコンクリート剥落後における押し込み側杭(C 杭)のせん断耐力についても整理した結果を図-8に示す。ここで、かぶりコンクリート剥落後のせん断耐力については、コンクリートはりのせん断抵抗機構を踏まえ、コンクリートが負担できるせん断耐力がどの程度か明確ではないため考慮せず、スパイラル鉄筋が負担できるせん断耐力は既往の実験¹⁾によるせん断破壊時のひび割れ角度が 20°程度であることを考慮して、この破壊面と交差するスパイラル鉄筋が道示²⁾、³⁾で規定される上限値 345N/mm²に達すると仮定して算出した。これより、かぶりコンクリートの剥落後からせん断破壊時までの途中経過については明確ではないものの、最大荷重時からせん断破壊時の耐力に漸近して低下することを想定した場合、押し込み側の杭では先行してせん断破壊しやすく、引抜き側の杭ではせん断破壊しにくい傾向であることが確認できる。

5. まとめ

既製 RC 杭を用いた杭基礎模型の実験結果¹⁾を踏まえて、杭列ごとのせん断抵抗機構を把握することを目的として、解析的に杭列ごとの曲げやせん断に対する耐力特

性を評価する手法の検討を行った。本検討により確認できた事項を以下に示す。

- ・ファイバー要素を用いた数値解析により、杭列ごとの軸力変動状況を再現でき、杭列ごとの作用せん断力についても算出可能である。
- ・RC 杭のせん断耐力評価には、軸圧縮力の影響以外に、側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の影響を考慮することで、より合理的な評価ができることを確認した。ただし、本検討は気中における杭基礎の耐力評価であり、実際の杭基礎の耐力は地盤抵抗の影響も受けるため、地盤抵抗も含めた耐力特性の評価手法についても今後検討していきたい。

参考文献

- 1) 岡田太賀雄, 鬼木浩二, 河野哲也, 星隈順一: 既製 RC 杭基礎模型を用いた正負交番載荷試験, 第 18 回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集, pp.27-34, 2015.
- 2) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2002.
- 3) (社)日本道路協会: 道路橋示方書・同解説V耐震設計編, 2002.
- 4) Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R : Theoretical stress-strain model for confined concrete, J. of Struct. Engrg., ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988.
- 5) 二羽淳一郎, 山田一字, 横沢和夫, 岡村甫: せん断補強鉄筋を用いない RC はりのせん断強度式の再評価, 土木学会論文集, Vol.372, pp.167-176, 1986.
- 6) 建設省土木研究所: 高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書—高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計指針(案)—, 共同研究報告書, 第 138 号, 1995.
- 7) 渡辺健, 大石峻也, 米花萌, 二羽淳一郎: 中実円形断面鉄筋コンクリートはりのせん断耐力評価に関する実験的研究, 土木学会論文集 E2(材料・コンクリート構造), Vol.67, No.2, pp.200-212, 2011.
- 8) 河野広隆, 渡辺博志, 菊森佳幹: 大型 RC はり供試体のせん断強度に関するデータ集, 土木研究所資料, 第 3426 号, 1996.

4.2.6 地震後の河川堤防の機能を考慮した耐震性評価技術・対策技術の開発

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）
 研究担当者：佐々木哲也、石原雅規、谷本俊輔

【要旨】

河川堤防の耐震対策にあたっては、地震後の沈下量すなわち堤防天端高に着目した評価・対策工の設計がなされている。しかし、今後の広域地震災害等に備えるためには、亀裂等の変状の発生を一定以下に抑制することで、より修復が容易な範囲にとどめるような耐震性評価技術・対策技術を開発することが必要である。

平成 28 年度は、地震によって生じた亀裂が堤防の浸透特性に及ぼす影響を把握するため、亀裂を有する堤防模型に対する浸透実験を行った。

キーワード：堤防、地震、浸透特性

1. はじめに

河川堤防の耐震対策にあたっては、地震後における河川水の越流防止の観点から、沈下量すなわち堤防天端高に着目した耐震性評価・対策工設計がなされている。しかし、地震後の堤防機能に与える影響要因として、沈下のほかにも亀裂等の変状の影響も考えられるが、これに対しては地震後の応急復旧を行うことが唯一の対応手段となっているのが現状である。今後の広域地震災害等に備えるためには、亀裂等の変状の発生を一定以下に抑制することで、より修復が容易な範囲にとどめるような耐震性評価技術・対策技術を開発することが必要である。また、亀裂等の変状が浸透に対する安全性に及ぼす影響に未解明な点が多いことから、震災後の応急復旧を限られた時間で実施するための合理的な応急復旧の方法やその優先度の考え方が十分に明らかになっていないのが現状である。

そこで、平成 28 年度は、地震によって生じた亀裂が堤防の浸透特性に及ぼす影響を把握するため、亀裂を有する堤防模型に対する浸透実験を行った。

2. 実験概要

地震によって生じる亀裂等の変状が浸透特性に及ぼす影響を把握するためには、加振等によって堤防に亀裂を生じさせた後に浸透実験を行うことが望ましい。しかし、加振等を行った後に生じた亀裂の幅や深さ等の状態（浸透実験における初期状態）を把握することが難しく、また、土槽やピットの壁面沿いの局所的な亀裂・ゆるみの発生や水みちの形成を防止することが難しい。そこで、亀裂が生じた状態を模擬した堤防模型をあらかじめ作製した上で浸透実験を行うこととした。

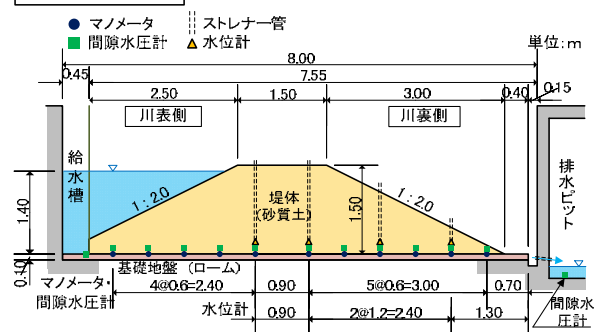
実験ケースを表-2.1、模型概要を図-2.1に示す。本実

験は、高さ 1.5m、天端幅 1.5m、法勾配 2 割の堤防模型を対象として行った。実験ケースは、亀裂を設けない

表-2.1 実験ケース一覧

ケース	亀裂	亀裂方向	亀裂位置	ステップ:水位条件
Case1-1	無	—	—	Step1:津波(短時間)
Case1-2				Step2:洪水(長時間)
Case2-1	有	縦断方向	表法	Step1:津波(短時間)
Case2-2				Step2:洪水(長時間)
Case3	有	横断方向	表法尻から裏法尻	Step1:津波(短時間)
Case4-1	有	縦断方向	表法面天端	Step1:津波(短時間)
Case4-2			裏法面	Step2:洪水(長時間)

Case1 断面図



Case1 平面図

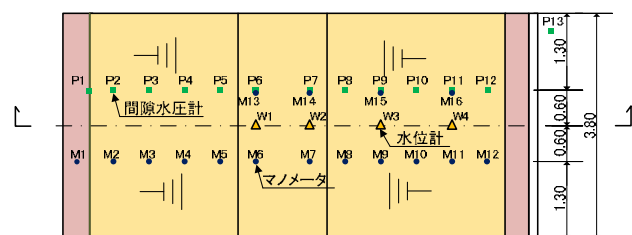


図-2.1 模型概要図 (1)

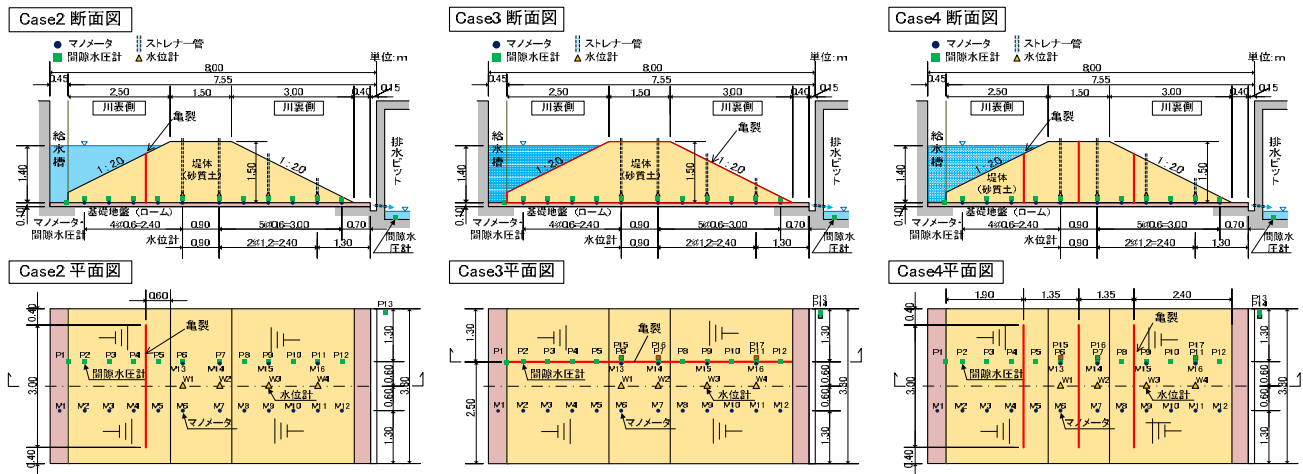


図-2.1 模型概要図 (2)

Case1に加え、亀裂の方向・位置を変更したCase2~Case4の計4ケースとした。また、各ケースの堤防模型に対して、津波を想定して短時間で高水位を与えるStep1、および洪水を想定して長時間の高水位を与えるStep2の2段階の浸透実験を行った。実際の手順としては、Step1で生じた堤体内の間隙水圧がほぼ完全に低下するまで静置した後、Step2の浸透実験を開始した。各ステップにおける水位条件を図-2.2に示す。

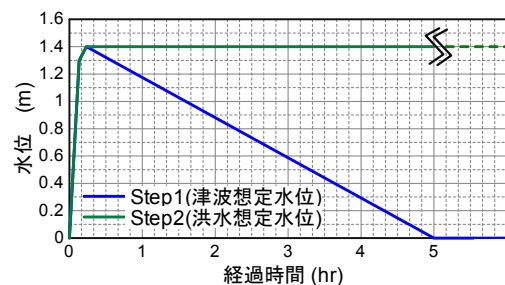


図-2.2 水位条件

Case2では、地震後に堤防に生じる亀裂の最も典型的なパターンとして、縦断亀裂を設けた。また、亀裂の発生位置としては様々なパターンが考えられる中で、Case2では表法に縦断亀裂を設けることとした。これは、亀裂からの河川水の直接的な浸水の有無が、浸透安全性に大きな影響が生じることを想定したものである。Case3では、構造物の境界や旧河道が堤防を横断する箇所等で生じる可能性があるパターンとして、横断亀裂を設けた。Case4では、縦断方向に複数の亀裂が生じた状況を模擬し、川表、天端、川裏に亀裂を設けた。

表-2.2 堤体材料の物性値

物理	土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	2.701
	礫分 (2~75mm) (%)	0.4
	砂分 (0.075~2mm) (%)	90.5
	細粒分 (0.075mm未満) (%)	9.1
	最大粒径 (mm)	4.8
安定化	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.761
	最適含水比 w_{opt} (%)	16.7

亀裂については、浸透実験における初期条件を明らかにするため、亀裂位置に合板を立て込んだ状態で盛土模型を作製し、盛土完成後に合板を引き抜くことで亀裂が生じた状態を模擬することとした。亀裂幅は1.2cm程度とし、亀裂深さは堤体下面までとした。

表-2.3 供試体作製時の含水比を調整した透水試験結果

	供試体作製時の含水比 w (%)	透水係数 k (m/s)
透水試験	15.9	3.34×10^{-6}
	16.7	3.27×10^{-6}
	17.5	1.30×10^{-6}

使用した堤体材料の物性値は表-2.2に示すとおりである。また、供試体作製時の含水比を3パターンに変化させて行った室内透水試験の結果を表-2.3に示す。盛土模型は、含水状態を最適含水比程度に調整した上で、目標締固め度 $D_c=90\%$ として作製した。ただし、実際には模型作製時の平均的な含水比はCase1で15.9%、Case2で17.2%、Case3で17.5%、Case4で17.4%と若干の差異があった。盛土模型の下部には10cmの関東ロームを敷

き詰めた。

3. 実験結果

3.1 実験中の亀裂周辺の状況

(1) 縦断亀裂を設けたケース

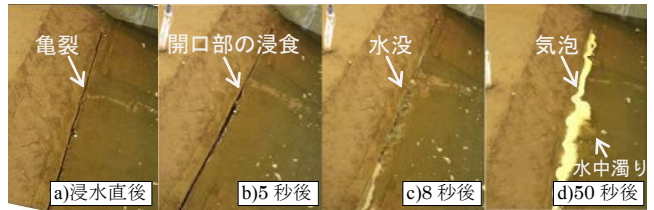
表法に縦断亀裂を設けたCase2、Case4について、表法の亀裂に河川水が初めて入水したときの状況を写真-3.1に示す。Case2-1では、亀裂開口部まで水位が上昇

して亀裂に水が入り始めると、写真-3.1(a)(b)のように亀裂開口部周辺の盛土が侵食され、写真-3.1(a)(c)のように8秒後には亀裂が水没した。その後、写真-3.1(a)(d)のように亀裂内に残った空気が徐々に排出され、水中では土砂と水が混ざり、濁りが生じていた。両法面および天端に亀裂を設けたCase4-1においても、川表法面の亀裂への入水状況については写真-3.1(b)に示すようにCase2-1と同様の状況であった。

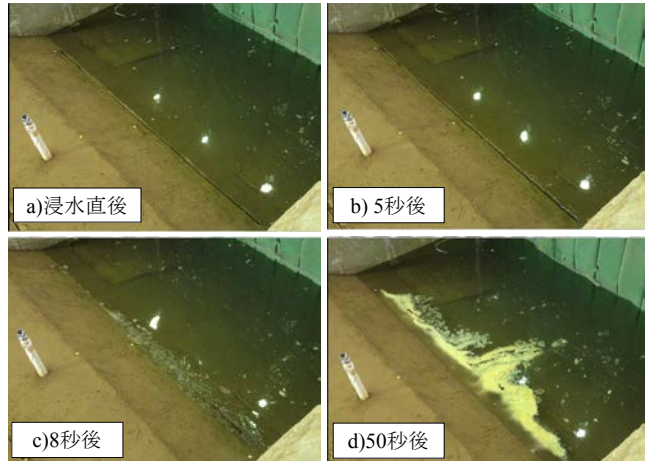
長時間高水位を与えたCase4-2では、堤体内への浸透が進むにつれて、写真-3.2に示すように堤防天端および川裏法面に設けた亀裂の川表側の土塊が亀裂側に移動して当初設けた亀裂が閉塞し、川表側に新たな亀裂が発生した。これは、鉛直方向に設けた亀裂内部で自立していた盛土の下部において、飽和度の上昇とそれに伴う強度低下が生じ、主働破壊を生じたことによるものと考えられる。

(2) 横断亀裂を設けたケース

堤防横断方向に亀裂を設けたCase3における亀裂への入水状況を写真-3.3に示す。給水開始1分後に裏法尻まで水が到達(写真-3.3a)した後、徐々に亀裂周辺における盛土の侵食が進行し(写真-3.3b、c)、法尻付近の亀裂幅の拡大と、亀裂からの排水量の増加が見られた。3分20秒後には新たな横断亀裂の発生および元の亀裂の閉塞が生じたことから(写真-3.3d)、盛土下部における土砂流出、空洞拡大と盛土上部の陥没が生じ始めたものと見られる。3分40秒後には、法尻付近の亀裂の拡大と盛土表面の崩落が明瞭となった(写真-3.3e)。5分30秒時点では裏法尻からの排水量が過大となり、実験ピットの排水能力の不足によって川裏側が湛水し始めたため、この時点で実験を終了することとした。その後も川表側に残留した水が川裏へと流れ、実験後には写真-3.4に示すよう川表法面は天端付近まで陥没した。このように、



(a) Case2-1



(b) Case4-1

写真-3.1 亀裂への入水状況

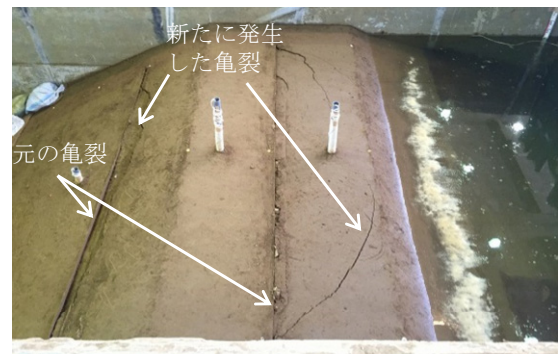


写真-3.2 実験中の亀裂の状況 (Case4-2)

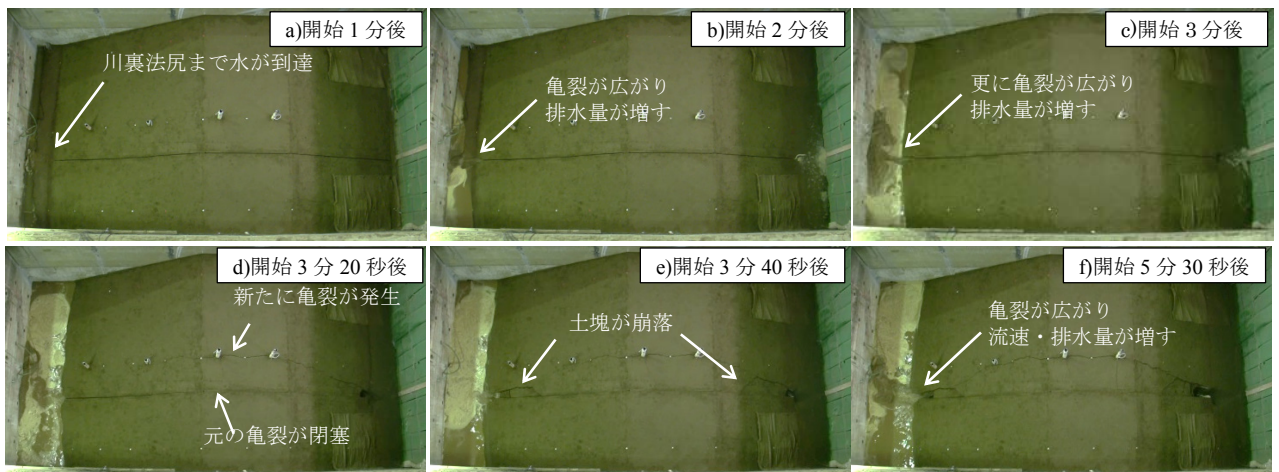


写真-3.3 亀裂への入水状況 (Case3)

横断亀裂を設けた場合は短時間で堤防機能を喪失する結果となった。

3.2 実験後の状況

3.2.1 開削による亀裂断面の観察

亀裂に直行する断面の開削を行い、実験後の亀裂周辺の状況を確認した。

(1) 縦断亀裂を設けたケース

Case2 では、写真-3.5(a)に示すように亀裂を設けた位置の盛土表面では亀裂が閉塞し、くぼみが生じた。また、開削断面における写真-3.5(b)に示すように盛土内部においても亀裂は閉塞していた。写真-3.5(c)に示すように埋没した亀裂の位置に不規則な幅の変化が見られた。以上の状況は、亀裂から浸入した流水によって亀裂内の土砂が侵食されたこと、その後侵食された土砂が堆積して亀裂内が閉塞したことを示すものである。このような亀裂の閉塞は、堤防の遮水機能の低下を軽減させる方向に作用した可能性が考えられる。ただし、このような閉塞効果が常に期待できるとは限らず、土の自立性や耐侵食性が異なる場合は亀裂が残存する可能性も考えられる点に注意を要する。

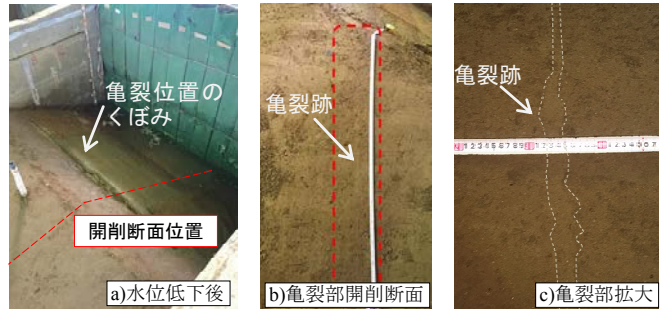
Case4 における表法の亀裂については、当初に設けた亀裂の痕跡が見当たらなかったことから、亀裂が土砂で埋没したものと考えられる。天端と裏法にあらかじめ設けた亀裂についても同様に完全に閉塞し、元の位置を判別することができなかった。一方、天端と裏法に新たに発生した亀裂については、盛土表面付近で開口し、概ね鉛直下方に向かって幅を細めながらも亀裂が残存している状況が確認された。

(2) 横断亀裂を設けたケース

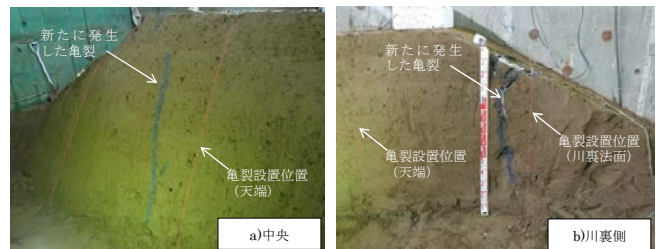
Case3 では図-3.1に示す計4箇所の開削断面の観察を行った。川裏法面中央の断面1では、写真-3.5(c)に示すように、高さ90cm程度、幅30~50cm程度にわたる空洞が形成されていた。裏法肩付近の断面2では、写真-3.5(c)に示すように、元の亀裂から60cm程度の箇所両側に新たに亀裂が発生し、元に亀裂の上部は完全に閉塞して亀裂跡が判別できない状態であった。底面の開口幅は60cm程度であった。川表側天端の断面3では、写真-3.5(c)に示すように、元の亀裂から40~60cm程度の箇所両側に新たに亀裂が発生し、元に亀裂の上部は完全に閉塞して亀裂跡が判別できない状態であった。底面の開口幅は60cm程度で、亀裂下部は含水の高い緩い土砂が90cm程度堆積していた。川表側法面中央の断面4では、写真-3.5(c)に示すように、亀裂上部の土砂が完全に崩落していた。底面の開口幅は40cm程度で、



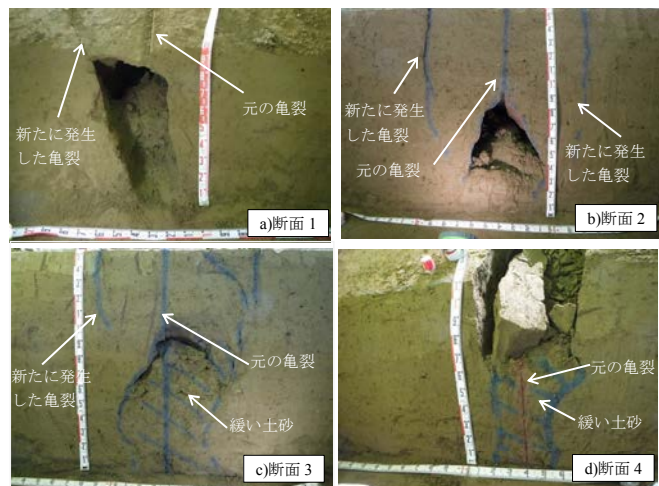
写真-3.4 Case3 実験後の外観



(a) Case2



(b) Case4



(c) Case3

写真-3.5 開削断面における亀裂残存状況

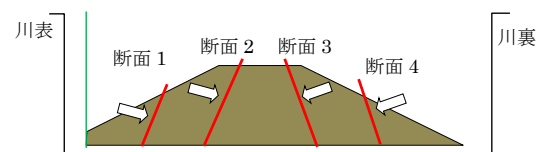


図-3.1 Case3 開削断面位置図

亀裂下部は含水の高い緩い土砂が60cm程度堆積していた。

3.2.2 亀裂周辺の局所的な密度分布

縦断方向に亀裂を設けた Case2、Case4 において、浸水により土砂で埋没した川表に設置した亀裂周辺の局所的な密度分布を測定するため、直径 17.3mm、高さ 20mm のミニコアカッターを用いて試料採取を行った。深さ方向の採取点数は堤体模型作製時の締固め層厚にあわせて6点とし、水平方向には5点ないしは9点とした。Case2 では1断面、Case4 では2断面で試料を採取した。なお、コアカッターの寸法が非常に小さいことから、採取試料のトリミングを行う際に誤差が混入しうることを断っておく。

採取試料の乾燥密度から求めた締固め度の分布を図-3.2に示す。Case2 では同図(a)に示すように、深度が深い③~⑥位置では亀裂位置の密度が周辺より低くなっているが、亀裂上部の①②については亀裂位置以外の箇所の密度が低くなっているなど、一定の傾向は認められなかった。

Case4 においても、同図(b)、(c)に示すように、亀裂位置の密度が大きくなる等、全体的に一定の傾向は認められなかった。

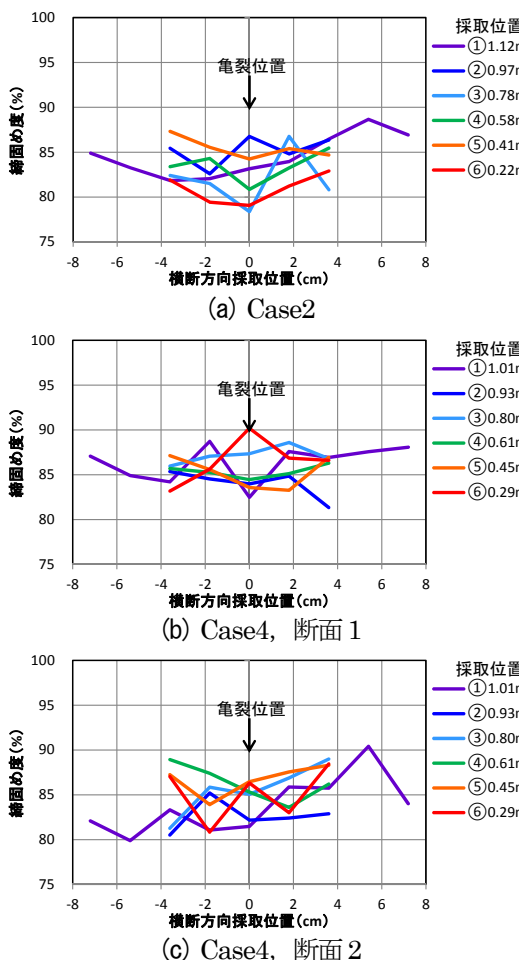


図-3.2 浸水により埋没した亀裂周辺の密度分布

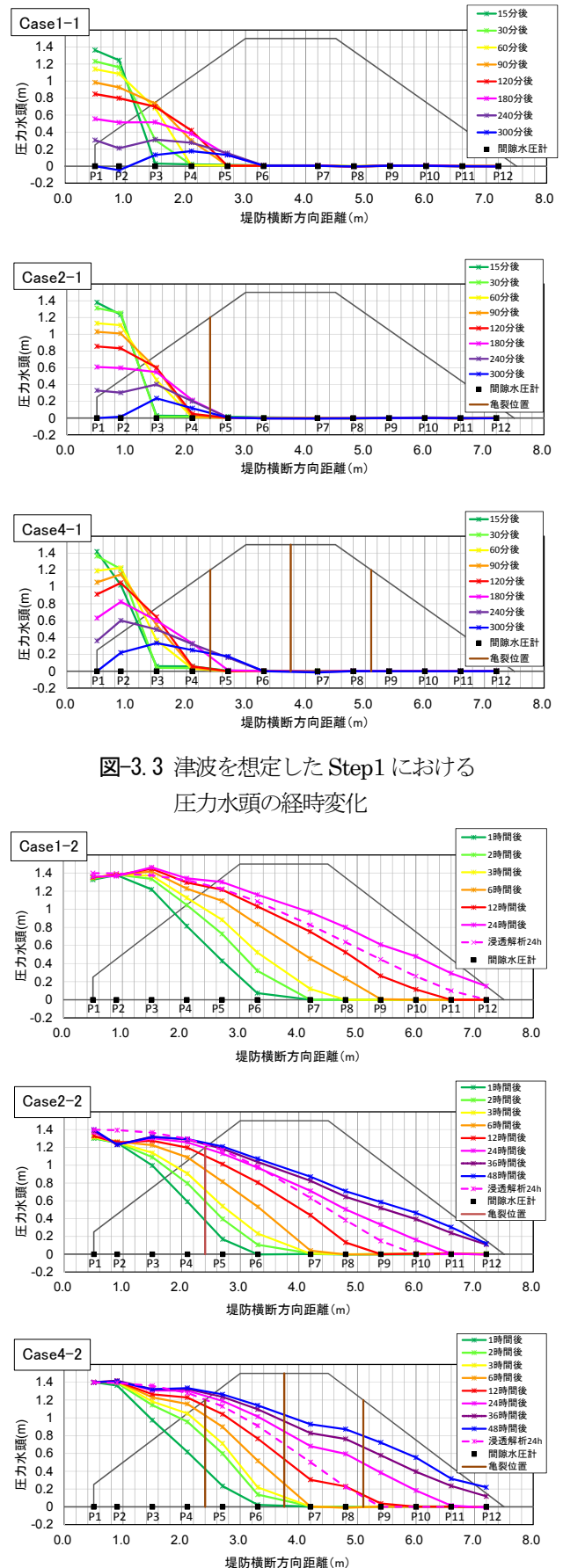


図-3.3 津波を想定した Step1 における
圧力水頭の経時変化

図-3.4 洪水を想定した Step2 における
圧力水頭の経時変化

3. 3 堤体の水圧分布

(1) 短時間で高水位を与えたケース

縦断亀裂の条件の異なる3ケースについて、津波を想定した短時間高水位を与えたStep1における堤体底面の圧力水頭分布の経時変化を図-3.3に示す。なお、本報に示す圧力水頭は大気圧の影響を除去した値である。

実験開始2時間後の圧力水頭分布に着目すると、3ケースとも間隙水圧計P4の位置まで水圧が上昇し始めている。しかし、P4位置の圧力水頭はCase1-1が0.4m、Case2-1が0.05m、Case4-1が0.06mとなり、亀裂を設けなかったCase1-1が最も浸透速度が大きくなり結果となっている。また、川表水位が完全に低下した実験開始5時間後の圧力水頭分布に着目するとCase1-1、Case4-1はP5位置まで水圧上昇域が到達したものの、Case2-1は反応しなかった。

また、表法に亀裂を設けたCase2-1および4-1では、開始15分には亀裂からの直接的な浸水が始まっているにもかかわらず、亀裂から30cm側方のP5位置の間隙水圧が全く上昇しない、あるいは上昇開始まで240分程度を要する結果であったことから、亀裂から浸入した水の進行が非常に遅いことが分かる。実験後の断面観察結果や密度分布の測定結果に基づくと、その原因としては、亀裂の上方あるいは内部で侵食された土砂が亀裂内に堆積することで亀裂が埋没したことによるものと考えられる。結果として、いずれのケースも飽和域が裏法側まで到達することはなく、縦断亀裂が短時間の高水位によって遮水機能を低下させる状況は確認されなかった。

(2) 長時間の高水位を与えたケース

縦断亀裂の条件が異なる3ケースについて、洪水を想定した長時間高水位を与えたStep2における堤体底面の圧力水頭分布の経時変化を図-3.4に示す。実験開始1時間後までの圧力水頭分布に着目すると、いずれのケースもP5位置まで水圧が上昇し始めているが、Step1の開始1時間後と比較すると、浸透速度が明らかに大きくなっていることが分かる。これは、Step1で飽和度が一度上昇した領域にあたるため、初期飽和度の違いによる透水係数の差異が影響を及ぼしたものと見られる。

また、開始24時間後の圧力水頭分布に着目すると、亀裂のないCase1-2では水圧上昇域がP12位置まで達したが、その一方で、亀裂を設けたCase2-2およびCase4-2では水圧上昇域がP10位置にとどまる結果となった。このように、亀裂を設けなかったCase1において浸透速度が最も大きくなる傾向は、Step1と同様であった。

なお、亀裂の影響を無視して3ケースの透水係数の差

異のみを考慮して非定常浸透流解析を行ったところ、図-3.4中の破線で示すように、概ね実験と整合した解析結果が得られた。このことから、亀裂のないCase1において浸透速度が大きくなった理由は、盛土作製時の含水比の違いによる透水係数の差異によるものとして説明することができる。

4. まとめ

本研究は、地震後における河川堤防の越流防止機能に加え、亀裂等の変状を一定以下に抑制することで、より修復が容易な範囲にとどめるような耐震性評価技術・対策技術を開発することを目的としている。平成28年度は、地震後の堤防機能について明らかにするため、方向及び位置の異なる亀裂を設けた堤防模型に対する浸透実験を行った。その結果として得られた知見は以下のとおりである。

- 表法の縦断亀裂から河川水を直接的に浸入させるケースでは、亀裂のない条件に比べて浸透速度が大きくなる傾向は認められなかった。これは、浸水時に亀裂周辺で侵食された土砂によって亀裂内が閉塞したことによるものと考えられる。特に、津波を想定した短時間の高水位に対しては、縦断亀裂の有無によらず、浸透速度の差異に有意な差が認められなかった。ただし、このような閉塞効果が常に期待できるとは限らず、土の自立性や耐侵食性が異なる場合は本実験とは異なる結果となる可能性が考えられる点に注意が必要である。
- 天端および裏法に縦断亀裂を設けたケースでは、亀裂周辺の土の飽和度の上昇に伴って主動破壊が生じ、盛土表面に新たに亀裂が進展する結果となった。少なくとも、縦断亀裂が生じた堤防の本復旧においては、以後の変状の拡大を防止するためにも、亀裂の下端深度までの範囲について適切に切り返しを行うことが必要であると言える。
- 横断亀裂を模擬したケースでは、短時間の増水による亀裂内の流水によって土砂が侵食されて空洞が拡大し、堤防機能を喪失する結果となった。

4.3 構造物への影響を考慮した地盤の液状化評価法の開発

4.3.1 構造物への影響を考慮した液状化判定法に関する研究

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）、寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤チーム）
研究担当者：佐々木哲也、山梨高裕、石原雅規、谷本俊輔、林宏親、富澤幸一、江川拓也

【要旨】

東日本大震災では広範囲にわたって液状化が発生しインフラ施設等においても多大な被害が生じており、次なる大地震による液状化被害の軽減に向け、インフラ施設の適確な液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である。本研究は、多様な土質、地質構造を有する地盤を対象として液状化発生予測の精度を高めるとともに、液状化に対する各種構造物の耐震性能をよりの確に評価する方法を確立することを目的として実施するものである。

平成 28 年度は、多様な土の液状化挙動の評価方法を確立するための基礎的検討として、液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比およびダイレイタンシーの関係について分析を行った。また、2016 年(平成 28 年)熊本地震における鉛直アレー記録の解析を行うことで、火山灰質砂の原位置液状化強度に関するデータを取得した。さらに、北海道の火山灰質土の液状化強度比に及ぼす各種要因と評価手法に関し、地盤調査・室内土質試験により考察した。
キーワード：液状化判定、耐震設計、地震記録、間隙水圧、火山灰質土、液状化強度比、S 波速度、年代効果

1. はじめに

東日本大震災では広範囲にわたって液状化が発生しインフラ施設等においても多大な被害が生じており、次なる大地震による液状化被害の軽減に向け、インフラ施設の的確な液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である。一方で、液状化対策には多大なコストを伴うことから、多様な土質、地質構造を有する地盤を対象として液状化発生予測の精度を高めるとともに、液状化に対する各種構造物の耐震性能をよりの確に評価することが必要である。

そこで、本研究は、年代効果を含めた液状化の発生予測の精度を向上させるとともに、液状化に及ぼす各種影響要因による土の液状化挙動の違いを系統的に反映することのできる要素挙動のモデル化手法を確立し、液状化の構造物への影響を適切に評価することにより各種インフラ施設の機能確保や被害低減に貢献することを目的として実施するものである。

平成 28 年度は、多様な土の液状化挙動の評価方法を確立するための基礎的検討として、液状化に対する抵抗率 F_L と過剰間隙水圧比およびダイレイタンシーの関係を定式化するとともに、それらに対する影響要因を明らかにした。また、2016 年(平成 28 年)熊本地震における鉛直アレー記録の解析を行うことで、火山灰質砂の原位置液状化強度に関するデータを取得した。さらに、2003 年(平成 15 年)十勝沖地震において火山灰質地盤の液状化が確認された箇所近傍において、地盤調査・室内土質

試験を実施し、火山灰質土の液状化強度比に及ぼす各種要因、評価手法に関する考察を行った。

2. F_L ・過剰間隙水圧比・ダイレイタンシーの関係と影響要因に関する考察

2.1 はじめに

液状化に対する抵抗率 F_L は、液状化の発生有無を判定するための指標であると同時に、液状化が各種構造物に与える影響を評価する際の地盤の剛性・強度の低下度合いを設定するための指標として用いられている。 F_L を指標とした一連の液状化判定法～影響評価法は、既往の液状化被害事例による検証を経て改善が重ねられてきた実績がある^(例えば1)2)3)4)。その一方で、応力安全率に相当する F_L は、剛性・強度等の力学定数と直接的な関係を持つものではないことから、その用途は実務設計における便宜的な指標にとどまっており、結果として F_L 法は経験則の域を超えていないのが現状であると考えられる。

ここでは、 F_L に基づく液状化の評価体系の発展可能性を明らかにするため、液状化の進行度合いを表す状態変数である過剰間隙水圧比やダイレイタンシーと F_L の関係を簡易に定式化し、これらの関係への影響要因について考察を行った。

2.2 液状化強度曲線と液状化抵抗率 F_L 、繰返し回数比

$$R_N$$

液状化強度曲線は、一定振幅の繰返し応力比 R と、液状化が生じるまでに要する繰返し回数 N_c の関係を曲線で表したものである。いま、図-2.1のように一定の応力振幅比 L の繰返しせん断を N_c 回与えた状態を考えると、現状状態点と液状化強度曲線との比率を縦軸方向にとったものが $F_L (=R/L)$ となる。これに対し、横軸方向にとった比率をここでは繰返し回数比 $R_N (=N/N_c)$ と定義する。液状化強度曲線は一般に単調減少傾向を示すため、 F_L と R_N の関係は一意的である。例えば、液状化強度曲線が次の単純な指数関数で近似される場合、

$$R = a (N_c / N_c)^b \tag{2.1}$$

F_L と R_N の関係は次式で表される¹⁾。

$$F_L = R_N^b \tag{2.2}$$

ここに、 a は液状化強度の代表値、 b は $\log R \cdot \log N_c$ 関係の勾配、 N_c は規準繰返し回数 (通常は20回) である。

なお、応力振幅が不規則な場合でも、累積損傷度法を用いれば液状化強度曲線から R_N 、 F_L を求めることができる。液状化強度曲線が式(2.1)で表される場合、せん断応力比の半パルス列 L_j ($j = 1, 2, \dots, n$) に対する R_N 、 F_L は次式により算出される⁵⁾。

$$R_N (= F_L^{-1/b}) = \frac{1}{2N_{cr}} \sum_{j=1}^n (L_j / a)^{1/b} \tag{2.3}$$

2.3 過剰間隙水圧比 R_u と繰返し回数比 R_N の関係

応力振幅一定の液状化試験で得られる過剰間隙水圧比 R_u の時刻歴より、半サイクルごとの最大値を抽出し、さらに整理を加えると過剰間隙水圧比 R_u と繰返し回数比 R_N の関係 (以下、水圧上昇曲線と呼ぶ) が得られる。なお、このように整理すると繰返しせん断中の一時的な水圧低下傾向が除かれるため、水圧上昇曲線にはサイクリックモビリティの影響は含まれない。

図-2.2のように、水圧上昇曲線は種々の土質により異なることが知られているが、岩崎ら¹⁾はこれを次の単純な式で近似した。

$$R_u = R_N (\leq 1) \tag{2.4}$$

ただし、式(2.4)では液状化の発生 ($R_N = 1$) とともに $R_u = 1$ (有効応力がゼロ) となってしまうが、実際にはその後も微小な有効応力が残存するものと考え、次のように修正してみる。

$$R_u^m = \frac{R_N^m}{(1/c_u)^m + (R_N / R_{u,max})^m} \tag{2.5}$$

式(2.5)は $R_N \rightarrow 0$ に対して $dR_u / dR_N = c_u$ 、 $R \rightarrow \infty$ に対して $R_u = R_{u,max}$ を与える。また、 $R_{u,max} \doteq 1$ としつつ、式(2.4)

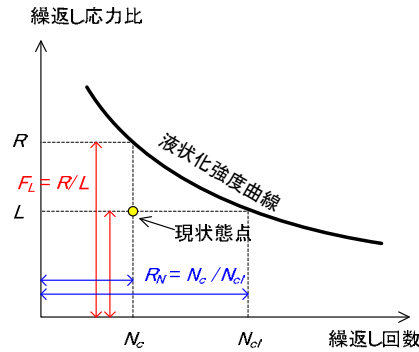


図-2.1 液状化強度曲線と液状化抵抗率 F_L 、繰返し回数比 R_N

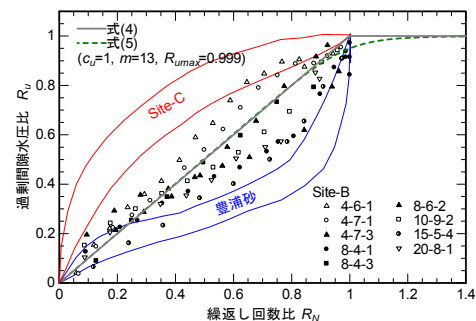


図-2.2 過剰間隙水圧比 R_u と R_N の関係¹⁾に加筆

と同様に $c_u \doteq 1$ となるように $m \doteq 13$ を与えると、 $F_L = R_N = 1$ のときに過剰間隙水圧比 $R_u \doteq 0.95$ となる。

2.4 ダイレイタンス ε_d と過剰間隙水圧比 R_u の関係

非排水繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧比 R_u とその後の再圧密過程で生じる体積ひずみ (ダイレイタンス) は表裏一体の関係にある。例えば、洪積シルト質砂に関する不攪乱試料と、同じ密度で再構成した試料に同一の繰返しせん断ひずみを与えた実験結果⁶⁾によると、せん断応力の発現に大きな差異が現れることに加え、平均有効応力の低下度合いとその後の再圧密過程における体積ひずみにも著しい差異が現れることが確認されている (図-2.3)。

土の体積ひずみ ε_v と平均有効応力 p の関係 (以下、圧縮曲線と呼ぶ) を表す際の古典的かつ簡易な式として、 $e \cdot \ln p$ 関係の線形性を仮定して得られる式がある。これにダイレイタンス ε_d の影響を加味すると、次のように表される。

$$\varepsilon_v - \varepsilon_d = \frac{\lambda}{1 + e_0} \ln \frac{p}{p_0} \tag{2.6}$$

e_0 、 p_0 はそれぞれ間隙比、平均有効応力の初期値、 λ は圧縮指数である。特に、非排水条件 ($\varepsilon_v \doteq 0$) を仮定して整理すると、次式が得られる。

$$\varepsilon_d = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln\left(\frac{1}{1-R_u}\right) \quad (2.7)$$

2.5 F_L とダイレイタンス ε_d の関係および影響要因

液状化強度曲線、水圧上昇曲線、圧縮曲線をそれぞれ式(2.1)、(2.5)、(2.7)により近似することで、大まかなながらも $F_L \sim R_u \sim R_{ur} \sim \varepsilon_d$ の関係に関連付けることができた。そこで、非排水繰返しせん断を受ける緩詰め単粒砂を想定してパラメータ $b=0.2$ 、 $c_u=1$ 、 $m=13$ 、 $e_0=0.8$ 、 $\lambda=0.01$ を概略的に設定し、数通りの $R_{u,max}$ に対する $F_L \cdot \varepsilon_d$ 関係を計算してプロットすると、図-2.4が得られる。 $F_L=1$ の前後でダイレイタンスが急増する傾向や、 $F_L < 1$ でダイレイタンスの増加が鈍くなり概ね上限を示す傾向は、数多くの室内試験データに基づいて提案された Ishihara & Yoshimine⁷⁾ のチャートの特徴をよく表している。

さらに、 $\alpha_r=1$ 、 $n=13$ 、 $R_{u,max}=0.999$ 、 $\alpha=0.80$ として、 $F_L \cdot \varepsilon_d$ 関係に及ぼす b 、 λ の影響について試算した結果を図-2.5に示す。液状化強度曲線の勾配 b は、例えば緩い砂ほど小さく、密な砂ほど大きな値をとるが、この差異は $F_L=1$ 前後におけるダイレイタンス ε_d の急増の度合いに影響を与える結果が得られている。この傾向は既往の試験データ⁷⁾とも一致し、密な砂ほど液状化後に粘り強い挙動を示すことと関連しているものと考えられる。また、圧縮指数 λ は細粒な土ほど大きな値をとるが、この差異は液状化後の体積収縮量に大きな影響を与えていることが分かる。細粒な土ほど液状化後に大きな体積収縮を生じる傾向は、Ishihara⁸⁾の室内試験データからも確認される。いずれについても、少なくとも定性的には、既往の実験事実と整合した傾向を与えている。

以上の検討結果に基づくと、次の考察を導くことができる。

- 1) F_L とダイレイタンス ε_d について得られている既往の実験的關係は、液状化強度曲線、水圧上昇曲線、圧縮曲線の3つを組み合わせることで再現できる可能性がある。また、この関係を利用することが、 F_L に物理的意味を与えるための道筋の一つとして考えられる。
- 2) 一方で、 F_L と過剰間隙水圧比 R_u 、ダイレイタンス ε_d の關係は直接的ではなく、種々の土質条件に依存するものと推察される。

2.6 まとめ

ここでは、 F_L と過剰間隙水圧比 R_u 、ダイレイタンス ε_d の關係について考察を行い、これらが液状化強度曲線、

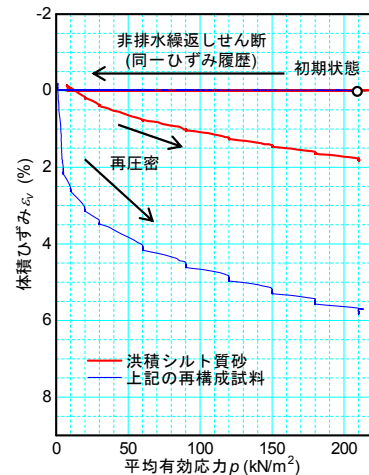


図-2.3 不攪乱洪積シルト質砂とその再構成試料の液状化後の再圧密経路⁶⁾を基に編集

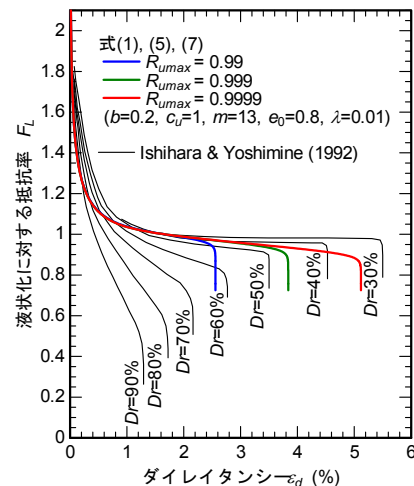


図-2.4 F_L とダイレイタンス ε_d の關係

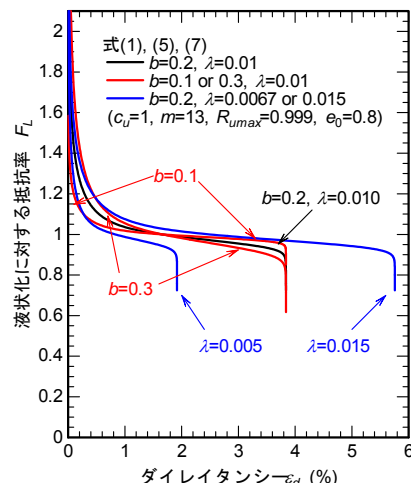


図-2.5 $F_L \cdot \varepsilon_d$ 關係に与える b 、 λ の影響

水圧上昇曲線、圧縮曲線の組み合わせによって再現される可能性があることを示した。 F_L に基づく評価体系を発展させるためには、この関係を利用することが道筋の一

つであると考えられる一方で、土質条件ごとの $F_L \sim R_u \sim \varepsilon_i$ 関係の差異をいかに評価できるかが課題として挙げられる。

また、2.3節で述べたように、上記の関係にはサイクリックモビリティ（またはせん断変形に伴う体積膨張特性）の影響が含まれていない。これは液状化後の挙動の粘り強さを考慮する上で重要であるため、その評価方法も課題として挙げられる。

3. 鉛直アレー記録に基づく実地盤の液状化強度の推定

3.1 はじめに

白川の下流域の河川堤防では、2016年熊本地震の前震、本震における地震動と間隙水圧の記録が得られた。液状化判定法や盛土構造物の耐震技術の向上を図る上では、こうした実地震記録の蓄積・分析を重ねていくことが重要である。ここでは、上記の地震動および間隙水圧記録について示すとともに、過年度に提案した地中せん断応力の推定手法⁹⁾¹⁰⁾と液状化強度曲線の同定手法⁵⁾を適用することで、本サイトにおける原位置液状化強度の推定を試みた結果を示す。

3.2 観測点の概要

白川(小島)観測所は、白川水系白川の河口から約3.0kmの右岸堤防に設置された地震観測施設であり、地震計と間隙水圧計が設置されている。観測点における概略断面図を図-3.1に示す。

地震計は堤防天端(05a)と旧裏のり尻部のG.L.-8m(04a)、G.L.-49m(03a)に、間隙水圧計は旧裏のり尻部のG.L.-13.8m(SBa)に設置されている。本観測所が設置された後に、堤防天端の盛土拡幅、建物(小島河川防災センター)の建設がなされ、以降では旧裏のり尻部の地震計と間隙水圧計が建物の直下に位置することとなった。ボーリング柱状図No.1'と計器の名称に付されている深度は、計器設置当時の地表を起点としたものであり、熊本地震発生時点の地表(天端)からの深度は盛土高(3.4m)を加えた値となる点に注意が必要である。また、地震前から生じていたとみられる建物基礎の抜け上がりの痕跡から、建物が杭基礎に支持されていると推定し、建物荷重の影響を無視して水圧計設置深度の有効上載圧を算出すると $\sigma_v = 213 \text{ kN/m}^2$ である。

旧裏のり尻位置で行われたボーリングNo.1'によると、G.L.-14.5mまでは盛土、堆積層ともに黒灰色の火山灰質砂(Bs~As2)が主体であること、その下位に層厚25.8mの軟弱な海成粘土(Ac2~Ac5)が堆積していること、それ

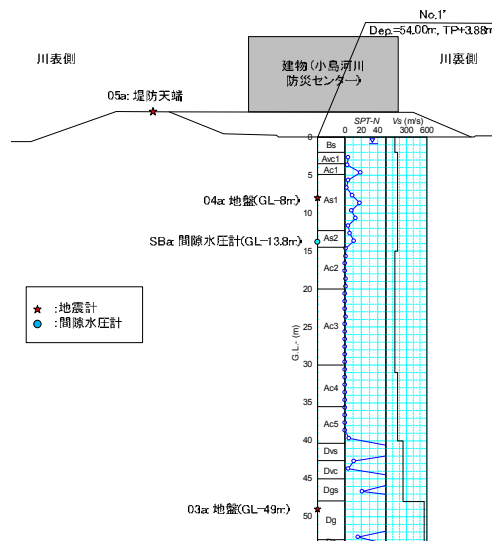


図-3.1 白川(小島)観測所の概略断面図

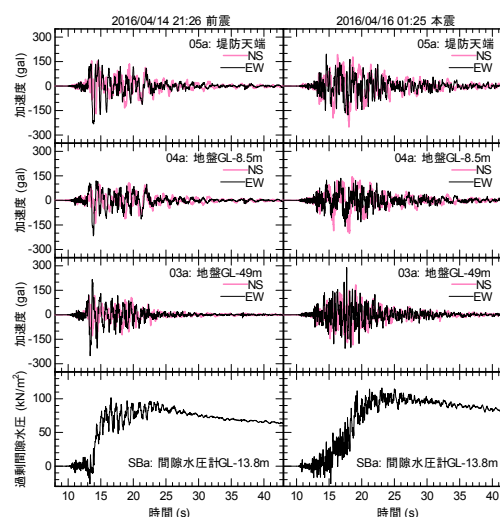


図-3.2 地震動及び間隙水圧の記録

とが特徴である。なお、本地点の堤防では、熊本地震による目立った被害は確認されていない。

3.3 観測点の概要

2016年4月14日の前震と同4月16日の本震で得られた記録のうち、代表的な時刻歴を図-3.2に示す。天端記録に着目すると、前震では $PGA = 233 \text{ gal}$ 、 $PGV = 48 \text{ cm/s}$ 、本震では $PGA = 256 \text{ gal}$ 、 $PGV = 56 \text{ cm/s}$ が観測されており、前震と本震による違いは小さい。地中加速度は、G.L.-49m(03a)からG.L.-8.5m(04a)への伝播の際に減衰しつつピーク形状が丸みを帯びていること、その後わずかに増幅して堤防天端(05a)に伝播していることが特徴的である。火山灰質砂層の下部で得られた間隙水圧記録から、過剰間隙水圧比の最大値は前震、本震

ともに0.4~0.5程度であり、主要動が終わる25s頃から直ちに消散が始まっている。

3.4 地中せん断応力の評価

川口ら⁹⁾は、地表で加速度記録が得られている場合の地中せん断応力 τ の簡易推定法として、次式を提案している。

$$\tau = F_r \ddot{u}_s \cdot (\sigma_v / g) \tag{3.1}$$

$$F_r(\omega) = \begin{cases} F_{r0}(\omega) & (\omega \leq \omega_{rev}) \\ [F_{r0}(\omega_{rev}) \cdot \exp[-i \cdot \phi_{Fr0}(\omega)]] & (\omega_{rev} < \omega) \end{cases}$$

$$F_{r0}(\omega) = \frac{\sin \omega z / c_s \cdot AVS^*}{\omega z / c_s \cdot AVS^*} \tag{3.2}$$

ここに、 F_r は表層地盤の逆増幅関数に相当するローパスフィルタ、 AVS^* は複素平均S波速度である。また、表層地盤の平均的な非線形性を表すパラメータ(S波速度低下率 c_v 、減衰定数 h)は次式¹⁰⁾により算出した。

$$c_v = \sqrt{1 + (PGV/V_r)^2} - PGV/V_r, \quad V_r = 4AVS \cdot \gamma_r \tag{3.3}$$

$$h = h_{max} (1 - c_v^2) \tag{3.4}$$

AVS は表層地盤全体の平均的なS波速度であり、G.L.-47.9m(堤防天端+51.3m)を工学的基盤面とみなして157.7m/sとした。 γ_r は表層地盤全体の平均的な規準ひずみであり、各層の非線形性を考慮しつつ表層地盤の1次モードの変位分布を保持して行うプッシュオーバー解析¹⁰⁾¹¹⁾の結果に基づいて設定した。最大減衰定数 h_{max} =20%とした。なお、式(3.1)~(3.3)の計算は、堤防天端(05a)で得られた水平2成分の記録から抽出したPGV最大方向成分を対象としている。 c_v 、 h 、 γ_r 等のパラメータの計算結果を表-3.1に示す。地盤全体の平均的な剛性低下率 $G/G_0 = c_v^2$ は前震、余震ともに0.5~0.6程度であり、非線形性の度合いとしては顕著でない。これは、地震動がさほど強くなかったことに加え、表層地盤の増幅特性に対して軟弱なAc2~Ac3層の影響が表れやすい地盤構造に起因して規準ひずみが大きめ($\gamma_r = 0.275\%$)となっていることによると考えられる。

式(3.1)により得られた地中せん断応力の最大値から、地震時せん断応力比 L と深さ方向の低減係数 r_d を求めた結果を図-3.3に示す。水圧計設置深度の r_d は、岩崎ら¹²⁾の式($r_d = 1 - 0.015z$)と比べると前震ではやや大きめとなっている。一方、本震の r_d 分布は堤防天端20m程度まで岩崎らの式とほぼ一致している。結果として、水圧計設置深度における L は、前震の方がやや大きかったものと推定された。

表-3.1 地震動と表層地盤の非線形性に関する計算結果

	前震	本震	備考
PGV最大方向	N62E	N2E	
PGV (cm/s)	48.2	55.9	PGV最大方向
PGA (gal)	227.8	252.7	〃
S波速度AVS (m/s)	157.7		表層地盤の平均値
規準ひずみ γ_r (%)	0.275		〃
S波速度低下率 c_v	0.760	0.728	〃
減衰定数 h (%)	8.45	9.39	〃

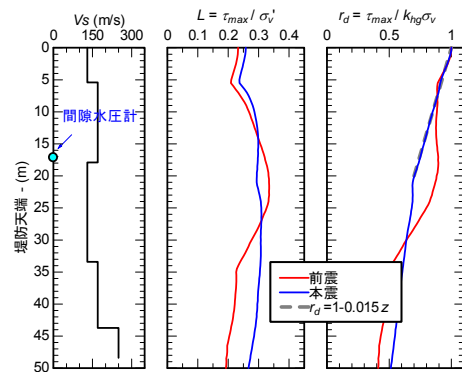


図-3.3 地震動および間隙水圧の記録

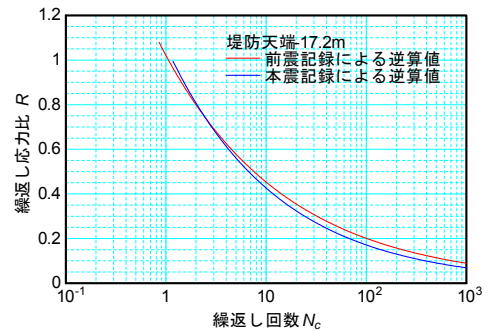


図-3.4 観測記録から逆算された液状化強度曲線

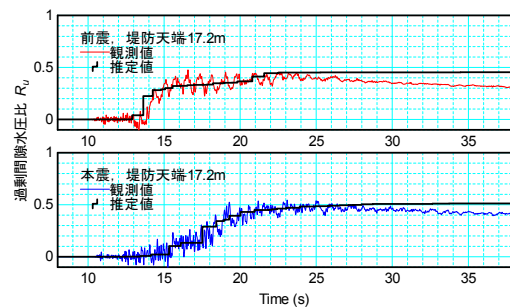


図-3.5 最適な液状化強度曲線から推定された過剰間隙水圧比 R_u の時刻歴

3.5 間隙水圧計設置深度における液状化強度の推定

続けて、G.L.-13.8mの間隙水圧記録から算出される過剰間隙水圧比 R_u の時刻歴と同深度で算出された L の時刻歴を基に、累積損傷度法と最適化手法を組み合わせた逆解析手法⁵⁾により、液状化強度曲線を推定した。累積損傷度法による計算が成り立つのはせいぜい水圧の単

調増加過程に限られることから、水圧の消散が見られる時間帯を除くため、前震では0～23s、本震では0～25sを対象に最適化を行った。得られた液状化強度曲線を図-3.4に、それが得られたときの R_u の時刻歴を図-3.5に示す。なお、水圧計設置深度の N 値は6ないしは11であり、これらから佐々木ら¹³⁾の提案式により概算される繰返し三軸強度比 R_L は、0.213ないしは0.266である。

水圧の観測値が低下し始める25s程度以降の時間帯で R_u の推定値が低下していないのは、非排水条件を仮定して計算しているためである。この点と水圧の短周期応答を除けば、 R_u の観測値を精度よく再現できている。また、25s程度以降については、少なくとも、せん断履歴によって水圧が上昇しにくい傾向が再現されていると言える。

逆算された繰返し三軸強度比 R_L は前震で0.354、本震で0.324とよく似た値を示しており、前震の際のせん断履歴による液状化特性の変化はほぼ生じていないとみられる。また、前述の N 値による R_L の推定値に比べると大きな値が得られている。今後のさらなる調査・検討が必要であるが、原因の一つとして、水圧記録にも表れている水圧消散の早さが考えられる。特に、水圧計設置深度は砂質土層の下面に近いことから、水圧が消散しやすい(再圧密に要する時間が短い)と考えられる。各種構造物の耐震性評価において、地中深部の液状化は大きな影響を及ぼすことが多いことから、本記録は合理化を図る上で重要な情報を与えている可能性が考えられるため、今後引き続き分析を進めていきたい。

3. 6 まとめ

熊本地震による白川堤防で得られた地震動、間隙水圧記録と、これらを対象とした簡易な解析の結果から、地中深部において大きな液状化強度を有していたことが推定された。各種構造物の耐震性評価手法の合理化を図る上で重要な情報を与えていることも考えられるため、今後引き続き分析を進めていきたい。

4. 火山灰質土の液状化強度比 R_L に及ぼす各種要因の解明と評価手法に関する地盤調査・土質試験

4. 1 はじめに

次なる大地震による各種構造物の液状化被害軽減のためには、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより的確に評価することが必要であり、構造物周辺の多様な土質、地質構造に応じたより精度の高い液状化判定法の検

討が必要である。過去のいくつかの地震により火山灰質粗粒土で構成された地盤の液状化が確認されており、これらの現象は、砂質土を対象とした既往の液状化判定法では適切に評価できないこと、特に、繰返し三軸強度比(液状化強度比) R_L の算出値の実際の現象との対応が悪いことが指摘されている^{例えば4)15)16)}。土の液状化強度比 R_L の適切な評価にあたっては、サンプリング時の試料の乱れの影響や、土粒子のかみ合わせ効果やセメンテーション効果に代表される年代効果の影響を把握することが重要である。

ここでは、火山灰質土の液状化強度比 R_L に及ぼすサンプリング試料の乱れの影響、年代効果の影響について、現地地盤調査、室内土質試験から考察する。

4. 2 調査試験概要

本章における調査試験対象土は、過去にトリプルチューブサンプリング試料において繰返し非排水三軸試験(液状化試験)が実施された北海道美幌町の火山灰質土である。図-4.1に、調査試験箇所の地質断面図を示す。

対象土層は屈斜路火山砕屑流堆積物の二次堆積物であるBk層とした。当該箇所は、過去の地震による液状化の発生やその痕跡は確認されていないが、現行の液状化判定法¹⁷⁾では全層に亘って液状化すると判定される。また、2003年十勝沖地震では、近傍の火山灰質土で構成された

時代	地質	土層	記号	層厚 (m)	N値	土質・岩質
第四紀	盛土	盛土	Bk	3.35	0～10	火山灰有機質土
	屈斜路火山砕屑流堆積物	火山灰-1	Kc1	6.75	7～13	火山灰 火山灰質砂
		火山灰-2	Kc2	5.35	10～31	砂混じり火山灰

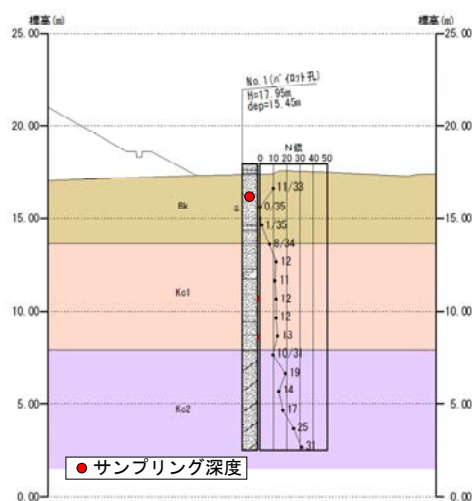


図-4.1 調査試験箇所の地質断面図

緩斜面で大規模な液状化被害が発生している¹⁶⁾。

本検討の液状化試験に用いる乱れの少ない試料は、 N 値1程度の土層まで静かに掘削して作業ピットを作成し、その後、押切り式ブロックサンプリングにより採取した。併せて同深度において、現場密度試験(砂置換法)、攪乱試料の採取を行った。図-4.2に、ブロックサンプリング状況を示す。本検討では、同様の作業を隣接して全3箇所(No.1、No.2、No.3)で実施した。箇所No.1、No.2から採取した試料は、試料の乱れの影響の考察に関する試験に供した。箇所No.3から採取した試料は、年代効果の影響の考察に関する試験に供した。



図-4.2 箇所 No.2のブロックサンプリング状況
(同様の作業を隣接した3箇所で行った)

4.3 試料の乱れの影響

通常行われるチューブサンプリングによる採取試料の液状化強度比 R_L は、サンプリングから室内試験に至る過程で少なからず試料の乱れの影響を受け、採取試料の乱れが極めて少ないとされる凍結サンプリングによる採取試料の液状化強度比 R_L とは異なることが指摘されている¹⁸⁾。表-4.1に、液状化試験に供した試料の概要を示したが、液状化試験に供したブロックサンプリング試料No.1、No.2の乾燥密度 ρ_d 、間隙比 e は、現場密度試験に近い値を示した。また、過去に実施したトリプルサンプリング試料も現場密度試験と同様の値を示している。ブロックサンプリング試料については、液状化試験に先立ち供試体のS波速度を計測しているが、原位置にて実施したPS検層のS波速度よりも若干小さな値を示した。

図-4.3に、表-4.1の試料の液状化試験から得られた液状化強度曲線を示す。試料の乱れが少ないと考えられるブロックサンプリング試料の液状化強度比 R_{L20} とトリプルサンプリング試料の液状化強度比 R_{L20} は明らかに異なっており、 M 値の小さい試料ではチューブサンプリングによる採取試料の液状化強度比 R_L が凍結サンプリ

ング試料による液状化強度比 R_L よりも大きな値が得られるとの知見¹⁸⁾と合致する。

図-4.4に、図-4.3で得られた液状化強度比 R_{L20} と、現行の道路橋示方書に示される M 値と細粒分含有率 FC 等から算出¹⁷⁾した繰返し三軸強度比 R_L とを比較して示す。現行の道路橋示方書に示される繰返し三軸強度比 R_L 算出の骨格曲線は、試料の乱れが極めて少ない凍結サンプリング試料の試験結果に基づくものであるが、ブロックサンプリング試料はチューブサンプリング試料よりも道路橋示方書の算出値に近い値を示している。

表-4.1 試験試料の概要

試料名	液状化試験 (圧密後)				現場密度試験・PS検層			
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	間隙比 e	S波速度 V_s m/sec	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	間隙比 e	S波速度 V_s m/s
No.1ブロック	2.567	1.330	0.930	123.0	2.630	1.376	0.911	129.2
No.2ブロック	2.636	1.396	0.890	122.8	2.641	1.451	0.820	129.2
トリプル	2.620	1.411	0.859	-	-	-	-	-

※液状化試験供試体の各種値は圧密後の4供試体の平均値

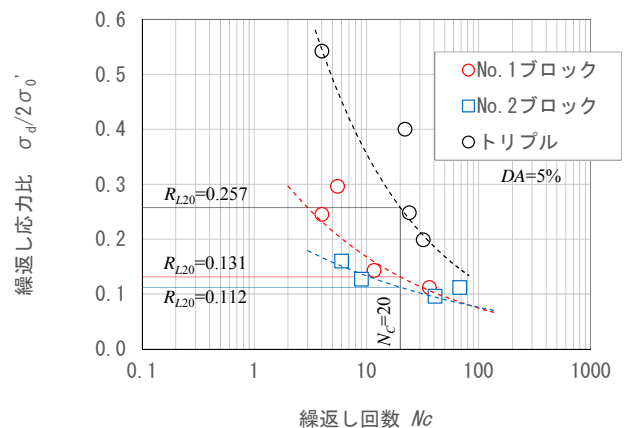


図-4.3 各試料の液状化強度曲線

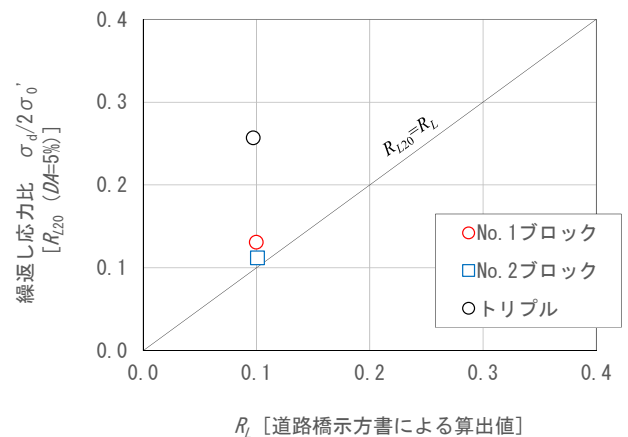


図-4.4 液状化試験による R_{L20} と道路橋示方書により算出した R_L

これらのことから、チューブサンプリング試料では、乾燥密度 ρ_d や間隙比 e が現場密度に近い値であっても、原位置の液状化強度比 R_L を適切に評価していないことが考えられる。

そこで、箇所No.1、No.2それぞれで採取した攪乱試料を用いて、ブロックサンプリング試料の供試体密度と同等の密度の再構成供試体を作成し、液状化試験を行った。図-4.5に、ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化強度比 R_{L20} とS波速度 V_S の関係を示す。再構成試料の V_S は、年代効果の影響が喪失したためか、ブロックサンプリング試料と同等の密度であっても V_S の値が異なった。一方、液状化強度比 R_{L20} と V_S に相関が認められ、液状化強度比 R_L は V_S の影響を強く受けるようである。前述のトリプルサンプリング試料は、乾燥密度 ρ_d や間隙比 e が現場密度に近い値であったが、再構成試料と同様に年代効果が喪失し、 V_S が異なっていたことが考えられる。今後、同様のデータを収集しこれらの関係を整理すると、再構成試料の V_S 、液状化強度比 R_{L20} と原位置における V_S から、原位置の液状化強度比 R_L を推定できる可能性が示唆されるものと考えられる。

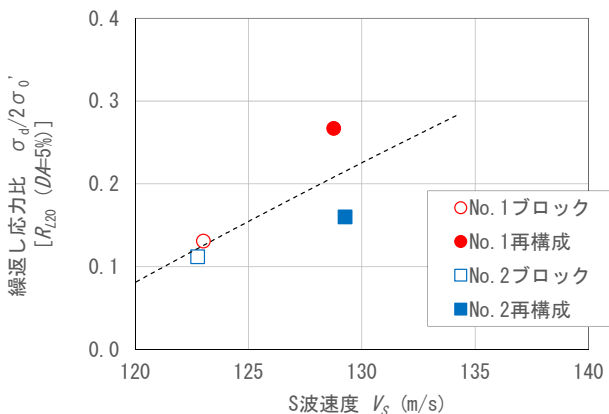


図-4.5 ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化強度比 R_{L20} と S 波速度 V_S

4. 4 年代効果の影響

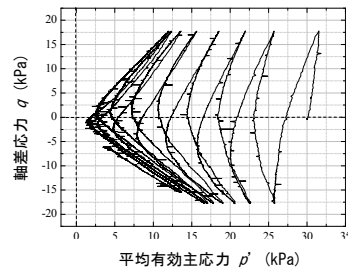
箇所No.3での採取試料を用いた液状化試験結果から、当該試料の年代効果の特性の把握を試みた。

表-4.2に、液状化試験に供した試料の概要を示す。液状化試験開始時(圧密後)のブロックサンプリング試料の乾燥密度 ρ_d は 1.3g/cm^3 程度となっており、現場密度試験結果の $\rho_d = 1.4\text{g/cm}^3$ より低い値である。現場密度試験の値は、箇所No.1~No.3でかなりばらつきがあることから、本ブロックサンプリング試料が必ずしも乱れているとは言えないが留意すべき点である。

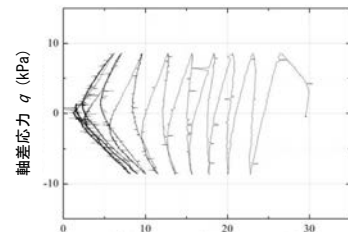
表-4.2 試験試料の概要と液状化試験結果

試料名	液状化試験 (圧密後)				現場密度試験・PS検層			
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	S波速度 V_S m/sec	繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_v$	繰返し回数 N_c DA=5%	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	間隙比 e	S波速度 V_S m/s
No.3ブロック1	1.278	122.4	0.296	8.0	2.612	1.400	0.866	129.2
No.3ブロック2	1.290	85.7	0.143	8.4				
No.3再構成1	1.312	91.0	0.143	10.3				

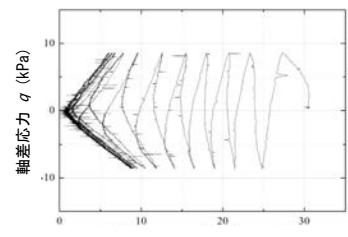
※液状化試験供試体の各種値は圧密後の1供試体の値



No. 3 ブロック 1



No. 3 ブロック 2



No. 3 再構成 1

図-4.6 各試料液状化試験の有効応力経路

ブロックサンプリング試料の V_S は、供試体密度に差はないにもかかわらず、ブロック1とブロック2で非常に大きな V_S の差が生じた。その値は、ブロック1の方が原位置に近く、また、箇所No.1、No.2の試験結果と整合する。このことから、ブロック2はサンプリング時、もしくは実験準備時にその構造に乱れが生じた可能性が考えられる。再構成試料の V_S はブロック1よりかなり低く、ブロック2に近い値を示した。この V_S の結果が年代効果の喪失の影響と考えると、箇所No.1、No.2とは相反する傾向を示しており、近接した箇所においてもその特性に差が生じるためであるのか、もしくは再構成供試体の作成方法の誤

差の影響であるのか、今後、明らかにする必要がある。ここでは、ブロック1の試料品質が良く年代効果を保持するもの、ブロック2、再構成1の試料は年代効果を喪失したものと考える。

図-4.6に、各試料の液状化試験から得られた有効応力経路を示す。ブロック1とブロック2を比較すると、同じ不攪乱試料であるにもかかわらず、第1サイクル時の間隙水圧の発達の傾向がやや異なっている。ブロック2の方が有効応力の低下が大きく、上述した試料の乱れの影響が液状化試験結果に表れている可能性がある。なお、ブロック2と再構成1の液状化中の有効応力経路は似通っている。

所定のひずみ($DA=5\%$)に達するまでの繰返し回数 N_c に着目すると、ブロック1とブロック2では繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_v$ が2倍異なるにもかかわらず、 N_c 値はほぼ同じ値となった。これは、ブロック2の年代効果が喪失した分、液状化に対する抵抗も弱くなったことが考えられる。また、ブロック2と再構成1の繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_v$ は同じとしたが、再構成1の方が若干大きな N_c であった。両試料の V_s は再構成1の方がやや高いことが、液状化試験結果にも現れたと考えられる。

Kiyota et al.¹⁹⁾は砂地盤の年代効果について、その密度化を除くと、土粒子のかみ合わせ効果とセメンテーション効果に分類されることを示している。また、Kiyota et al.²⁰⁾は、いずれの効果も V_s の値に反映されるが、前者の影響は液状化の進行に伴い早期に喪失され、後者は有効応力が低下しても粘り強く残る可能性を指摘している。この知見を元に、液状化中の V_s についてブロック1と再構成1を比較したものを図-4.7に示す。

液状化開始時点($p'=30\text{kPa}$)における V_s の値は、年代効果を有するブロック1の方が、それを有しない再構成1よりも高い値になっている。しかし、ブロック1の V_s の値は液状化による有効応力の低下に伴って徐々に低下し、

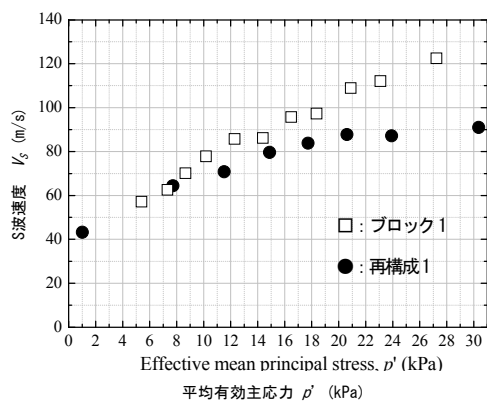


図-4.7 不攪乱試料と再構成試料の液状化中の V_s の変化

$p'=10\text{kPa}$ 付近で再構成1の値とほぼ重なる結果が得られている。この傾向を、年代効果の液状化による喪失と仮定すると、ブロック1の年代効果のタイプは「土粒子のかみ合わせ」が主体であり、「セメンテーション効果」を有していないことが示唆される。

4.5 まとめ

過去に火山灰質地盤の液状化判定を目的にトリプルチューブサンプリングが実施された北海道美幌町の火山灰質土を対象に、ブロックサンプリングにより不攪乱試料を採取し液状化試験を実施した。その結果、ブロックサンプリング試料の液状化強度比 R_{L20} はチューブサンプリング試料よりも現行の道路橋示方書による算出値に近い値を示した。また、試験供試体のS波速度 V_s と液状化強度比 R_{L20} に相関が認められ、これらの関係から原位置の液状化強度比 R_L を推定できる可能性が示唆された。

不攪乱試料と再構成試料の液状化試験結果から、液状化強度比 R_L に年代効果の喪失の影響が確認された。液状化試験中の V_s の計測から、当該試料の年代効果のタイプは「土粒子のかみ合わせ」が主体であり、「セメンテーション効果」を有していないことが示唆された。

5. まとめ

本研究は、多様な土質、地質構造を有する地盤を対象として液状化発生予測の精度を高めるとともに、液状化に対する各種構造物の耐震性能をよりの確に評価する方法を確立することを目的として実施するものである。

平成28年度の検討によって得られた知見をまとめると、以下のとおりである。

- 1) 多様な土の液状化挙動の評価方法を確立するための基礎的検討として、液状化に対する抵抗率 F_L 、過剰間隙水圧比 R_u およびダイレイタンス ε_d の関係について考察を行い、これらの関係が液状化強度曲線、水圧上昇曲線、圧縮曲線の組み合わせによって表現される可能性があることを示した。また、 F_L に基づく評価体系を発展させるためには、この関係を利用することが道筋の一つであると考えられる一方で、土質条件ごとの $F_L \sim R_u \sim \varepsilon_d$ 関係の差異をいかに評価できるかが課題として挙げられる。
- 2) 白川堤防で得られた2016年(平成28年)熊本地震における地震動、間隙水圧の記録に対し、過年度に提案した地中せん断応力の推定手法および液状化強度曲線の同定手法を適用することで、火山灰質砂の原位置液状化強度に関するデータを取得した。逆算された繰返し三軸強度比 R_L は前震で0.354、本震で0.324とよ

く似た値を示しており、 N 値に基づく R_L の推定値に比べると大きな値が得られた。

- 3) 北海道美幌町の火山灰質土を対象に、ブロックサンプリングにより不攪乱試料を採取し液状化試験を実施した。その結果、ブロックサンプリング試料の液状化強度比 R_{L20} はチューブサンプリング試料よりも現行の道路橋示方書による算出値に近い値を示した。また、試験供試体の S 波速度 V_S と液状化強度比 R_{L20} に相関が認められ、これらの関係から原位置の液状化強度比 R_L を推定できる可能性が示唆された。

不攪乱試料と再構成試料の液状化試験結果から、液状化強度比 R_L に年代効果の喪失の影響が確認された。液状化試験中の V_S の計測から、当該試料の年代効果のタイプは「土粒子のかみ合わせ」が主体であり、「セメンテーション効果」を有していないことが示唆された。

謝辞

白川観測所における地震記録や地盤データ等の基礎情報は、国土交通省国土技術政策総合研究所より提供いただいた。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 岩崎敏男, 常田賢一, 木全俊雄: 地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究, 土木研究所資料, 第1729号, 1981.9.
- 2) 田村敬一, 東拓生, 小林寛, 濱田禎: 橋梁基礎に作用した流動力の逆解析, 土木研究所資料, 第3770号, 2000.12.
- 3) 谷本俊輔, 杉田秀樹, 白戸真大, 河野哲也: 道路橋基礎における液状化時の地盤反力特性の評価事例, 基礎工, Vol.37, No.4, pp.72-75, 2009.4.
- 4) 脇中康太, 石原雅規, 佐々木哲也: 造成年代等を考慮した河川堤防の液状化被害事例再現解析, 第49回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1643-1644, 2014.7.
- 5) 脇中康太, 谷本俊輔, 石原雅規, 佐々木哲也: 地震履歴が砂の液状化強度に及ぼす影響に関する動的遠心模型実験, 日本地震工学論文集, Vol.15, No.6, pp.6_44-6_59, 2015.11.
- 6) 谷本俊輔, 地蔵智樹, 川口剛, 荒木裕行, 佐々木哲也: 堆積年代の古いシルト質砂とその再構成試料の繰返しせん断特性, 第35回地震工学研究発表会講演論文集, 2015.10.
- 7) Ishihara, K. & Yoshimine, M.: Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.32 No.1, pp.173-188, 1992.3.
- 8) Ishihara, K., Harada, K., Lee, W.F., Chan, C.C. & Safiullah, A.M.M.: Post-liquefaction settlement analyses based on the volume change characteristics of undisturbed and re-constituted samples, *Soils and Foundations*, 56, pp.545-558, 2016.
- 9) 川口剛, 谷本俊輔, 佐々木哲也: 地震動特性と地盤の非線形応答特性を考慮した地中せん断応力の評価方法, 日本地震工学論文集, Vol.16, No.1, pp.1_106-1_125, 2016.1.
- 10) 地蔵智樹, 谷本俊輔, 佐々木哲也: 地震動特性と地盤特性を考慮した地中せん断応力の低減係数 r_d の評価方法の検討, 第36回地震工学研究発表会, 2016.10.
- 11) 坂井公俊, 室野剛隆: 地盤の等価1自由度モデルを用いた動的解析法の提案, 第14回日本地震工学シンポジウム, 2014.
- 12) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 常田賢一: N 値等による飽和砂質土の非排水動的強度推定式の検討, 第13回土質工学研究発表会発表講演集, pp.473-476, 1978.
- 13) 佐々木哲也, 石原雅規, 林宏親, 江川拓也, 谷本俊輔, 鷺見浩司, 川口剛: 細粒分を有する砂の液状化強度の評価法に関する再検討, 土木研究所資料, 第4352号, 2016.3.
- 14) 高田誠, 北村良介, 北田貴光, 富山貴史: 二次しらす地盤の動的力学特性と液状化ポテンシャル, 土木学会論文集, No.631/III-48, pp.61-69, 1999.9.
- 15) 風岡修, 楠田隆, 香村一夫, 楡井久: 軽石質火山灰の混入が砂層の液状化強度に与える影響, 日本地質学会学術大会講演要旨, 巻107th, p.193, 2000.9.
- 16) 國生剛治, 三森祐貴, 石田小百合: エネルギー法とFL法による液状化判定の比較—2003年十勝沖地震端野町ケーススタディー—, 第49回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1559-1560, 2014.7.
- 17) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説, V耐震設計編, pp.134-143, 2012.3.
- 18) 地盤工学会: 地盤材料試験の方法と解説, 第7編, 第6章, 土の液状化強度特性を求めるための繰返し非排水三軸試験, pp.743-746, 2009.11.
- 19) T. Kiyota, J. Koseki, T. Sato and Y. Tsutsumi: Effects of sample disturbance on small strain characteristics and liquefaction properties of holocene and pleistocene sandy soils, *Soils and*

Foundations, Vol. 49, No.4, pp. 509-523, 2009.8.

- 20) T. Kiyota, J. Koseki, T. Sato and R. Kuwano:
Aging effects on small strain shear moduli and
liquefaction properties of in-situ frozen and
reconstituted sandy soils, *Soils and Foundations*,
Vol. 49, No.2, pp.259-274, 2009.4.