

## 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～令和 3 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

本研究プログラムでは、南海トラフの巨大地震、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。液化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化化評価法の開発

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や、具体化などをした。H29、H30 年度は多くの研究項目において、過年度成果を踏まえつつ実験や解析、事例調査を引き続き実施し、今後の検討に必要な知見を蓄積した。それに加えて、個別には、超過外力に対する損傷シナリオ案の提案、軟弱地盤における橋台の地震時挙動の解明など、今後の耐震設計の進歩や改善に資する成果を挙げることができた。

### 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 30 年度まで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の開発を目標とし、平成 28 年度は盛土脆弱箇所を効率的に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。

まず、物理探査技術については、H28 年度は熊本地震および豪雨による盛土の変状域を統合物理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

#### 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

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。H29 年度は引き続きこの盛土崩壊現場で詳細物理探査を主体に総合的な現地調査解析を実施し、段階的な崩壊過程の推定に至った。H30 年度は、独立型振動受振装置による浅層微動探査の有効性を試験し、地盤の3次元S波速度分布の取得が現実的な作業量で実際に行えることを示した。

サウンディング手法について H28 年度は原位置サウンディング（三成分コーン貫入試験）の結果として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。H29、H30 年度は、泥炭に沈埋した道路盛土の液状化の判定のため、PDC（ピエゾドライブコーン）を実施し、既往調査法に比べて経済的・簡易に液状化を判定できる可能性を示した。

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、H28 年度および H29 年度に遠心力载荷模型実験を実施した。その結果 H28 年度は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。H29 年度は細粒分中のシルト・粘土含有率による地震時変形挙動の違いおよび塑性指数の影響についての知見を得た。H30 年度は、透水性の相似則の影響および締固めの影響を確認するための模型実験を実施し、締固め度が一定の場合、細粒分含有率、塑性指数が増加することで変形量が小さくなる傾向が確認された。

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、H28 年度は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。H29 年度は検討をさらに進め、解析により超過外力に対し設計上配慮可能な損傷制御の方策を検討、その有効性を検証した。さらに所要の供用性・修復性等に対し、とどめるべき損傷度を示すシナリオ案を提案した。H30 年度は、支承部への損傷制御の実現性を検証するため、既往文献調査による橋脚の設計条件の検討供試体設計と、支承の各部品における力の作用状況および耐力を把握するための载荷実験を行った。

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ついては、H28 年度は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。H29 年度は、基礎の補強に関する既往の実験事例について文献調査を実施し、補強工法の効果などを把握した。H30 年度は、基礎の補強として一般的に用いられる既設・増設フーチングを剛結した増し杭工法を対象に、既設杭と増し杭の荷重分担や既設・増設部材の結合部挙動の評価を目的に解析的検討を実施した。

#### (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、H28 年度は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。H29 年度は変形解析を行うためおよび基本的な材料物性を把握するため、室内土質試験を実施し、盛土材の変形特性に及ぼす締固め程度、細粒分含有率の関係を確認した。H30 年度は、変形解析を行う上でのパラメータ検討を行うための基礎データを蓄積するため、細粒分含有率や塑性指数、締固め条件の違い等の土質条件による強度特性の違いを把握するための室内土質試験を実施した。

土構造内部を調査する物理探査に関しては、H28、29 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するとともに、測定地点の試料を採取して含水比と粒度分布を測定し、探査結果との比較を行った。H29、30 年度は、光ファイバーを用いた地盤振動の取得と表面波の解析を行い、変状モニタリングへの有効性を検証した。

また、特殊土（泥炭）地盤の地震時の剛性低下の把握のため、H28 年度は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

#### 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

た可能性が示された。H29、30年度はALIDによる再現解析を行い、泥炭の剛性低下の度合いが解析結果に影響を及ぼすことを確認した。

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、H28年度は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載荷実験を実施した。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。H29年度は、大きな変位の斜面変状が橋梁に及ぼす影響を評価する解析手法を検討した。新たな解析的アプローチとして有限差分法を試用し、過年度の実験について再現解析で適用性を確認した。その結果4mの地盤変位により生じた地盤の受働破壊や杭の断面力等を精度よく再現できた。地盤流動の影響を受ける既設橋の耐震性能の高精度な評価技術の確立に貢献する成果となった。H30年度は、軟弱粘土地盤上に設置された既設道路橋を対象に、粘土地盤の側方流動の影響を受けた橋台杭基礎の破壊メカニズムを解明することを目的として、動的遠心載荷模型実験を用いて、橋台杭基礎の地震時挙動を調べた。

また、地震時の橋の耐震性能を合理的に評価するため、基礎と地盤特性も含めた橋全体系として耐震性能を評価する手法を構築することを目的として、H28年度は古い基準により設計された既設RC杭を模した既往の実験を対象に、解析的に杭列ごとの曲げやせん断耐力特性の評価法を検討した。H29年度は、入力損失の大きい注状体基礎の動的加振実験を対象に、解析的に地震時応答の再現及び地盤振動の特性が構造物の振動に及ぼす影響を確認した。H30年度は、橋台模型遠心実験を実施し、橋台の地震時挙動を確認するとともに、橋台と地盤の動的相互作用について分析した。また、模型PC杭の載荷試験を実施し、せん断耐力及び破壊形態を確認した。

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。また、堤防の浸透機能に影響を与える要因の1つである堤体のゆるみについて、過去の動的遠心模型実験において加振前後での堤体の密度分布を測定した事例を用いて分析した。さらに、堤体の側方変位量について、実測値と実務に用いられる河川堤防の地震時地盤変形解析手法によって算出される解析値の検証を行った。

### (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、H28年度は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  $\varepsilon_d$  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。H29年度は過年度に提案した  $F_L \cdot \varepsilon_d$  関係を組み込み、液状化時の土の要素挙動のモデルを作成した。H30年度はこれを用いて原位置不攪乱試料の液状化試験の再現計算を行い、堆積年代が異なる砂質土や粘性土の非排水繰返しせん断挙動を良好に再現できることを確認した。

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、H28～H29年度と地盤調査および土質試験を実施した。液状化試験は、H28年度は美幌町における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を対象とした。H29年度は森町における、原位置で採取した攪乱試料の再構成試料とトリプルサンプリングを対象とした。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るなど正確な  $R_L$  を簡易に評価できる可能性を強めることができた。H30年度は、美幌町、森町で同時に採取した火山灰質土の攪乱試料を対象に、過年度とは異なる密度で作製した再構成材料の繰返し非排水三軸試験結果から考察を行った。

## DEVELOPMENT OF SEISMIC TECHNOLOGY FOR STRENGTHENING EARTHQUAKE RESILIENCE OF INFRASTRUCTURE FACILITIES

**Research Period** : FY2016-2021

**Program Leader** : Executive Director for Earthquake Engineering

**KUSAKABE** Takeaki

**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** : disaster mitigation, resilience, infrastructure, seismic design, 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を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 波速度分布を用いて耐震性が低い箇所の評価が可能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。また、独立型振動受振装置を用いた浅部地盤の 3 次元構造解析の実用性に関する評価を行った。

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、3 次元 S 波速度分布

#### 1. はじめに

地震外力や降雨による盛土の応答は、内部物性構造に依存する。内部物性構造が分かれば、地震の土工構造物に対する影響や被害度合いの特定が可能である。しかし、道路盛土は一般に考えられているよりも不均質な分布を示している。盛土内部の詳細な不均質構造や物性分布の把握が必要であり、物理探査を用いた 2～3 次元の非開削イメージング手法の利用が実用的であると考え、研究開発を進めている。

平成 28～29 年度に、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。

また、H30 年度は、独立型振動受振装置による浅部微動探査の有効性を試験し、地盤の 3 次元 S 波速度分布の取得が現実的な作業量で実際に行えることを示した。

#### 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。



図-1 盛土変状箇所

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<sup>1)</sup>を行った。地震探査装置にはGEOMETRICS 社製 DAS-1 を2 台用いた。

表面波の解析は CMP-CC 法<sup>2)</sup>、および CMP-SPAC 法<sup>3)</sup>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。平成29 年度に再解析を進め、得られた解析結果を図-2 に示す。比抵抗断面も合わせて掲載している。

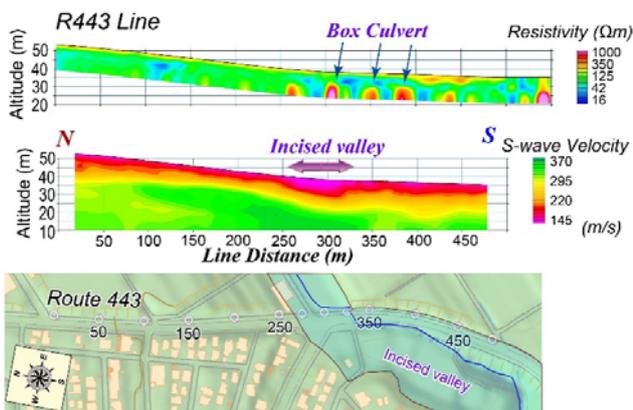


図-2 熊本地震時盛土崩壊箇所接続部での盛土内部断面

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示すと共に、軟弱盛土区間で崩落が発生したことが推定された。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、提案しているハイブリッド表面波探査を中心とした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

平成28 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<sup>4)</sup>を適用した。

崩壊直後にドローンで撮影された画像(佐賀新聞社撮影)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<sup>5)</sup>。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

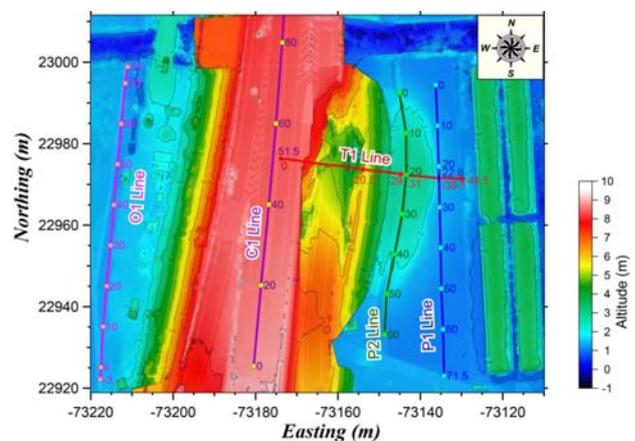


図-4 崩壊盛土の DSM 表示(探査測線を併記)

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

めに、路盤・路床境界に空隙が生じている可能性がある  
と解釈した。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。

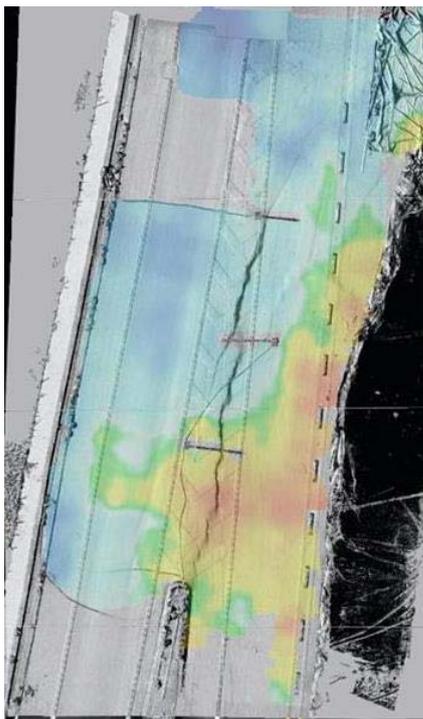


図-5 DSMによる陰影図と地中レーダ反射振幅分布の  
統合表示画像

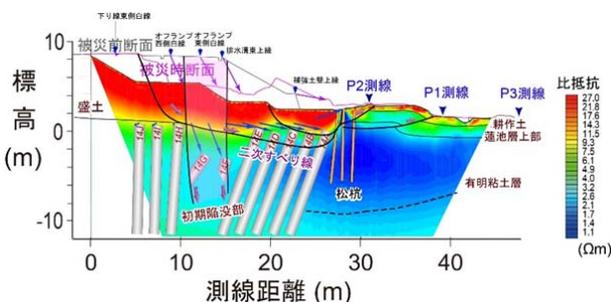


図-6 盛土を横断する比抵抗分布および地下構造とす  
べり面の解釈断面

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  
盤の粘土層また、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、設計図面と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  
いて複数のブロックに分かれていると推定した。また、  
平成29年度には追加探査や再解析を行い、改良体位置  
の推定および初期陥没領域を伴う段階的崩壊プロセスの  
推定を行った。

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  
土崩落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。

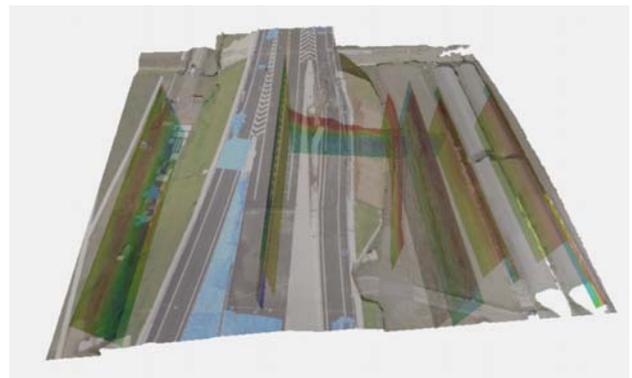


図-7 空間統合化情報の表示例

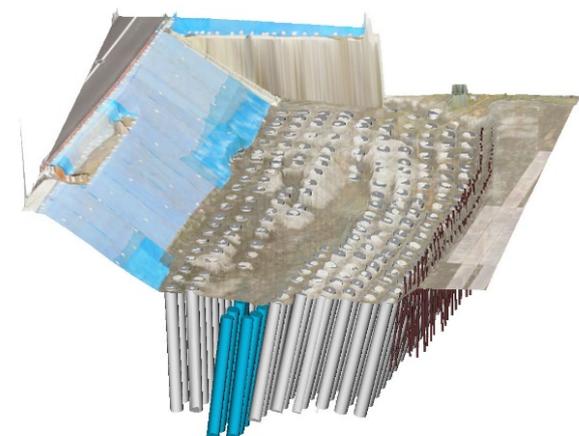


図-8 改良体の推定位置の空間情報

また、平成 29 年度に追加調査を行い、改良体の推定位置と地表空間情報を組み合わせた 3 次元空間モデルを構築した。改良体が損傷していない場合の推定地中位置を図-8 に示す。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、関係機関と情報共有が行えた。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。

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-9)。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。崩壊箇所は平成 30 年度に全面復旧した。



図-9 現場担当者との共同による計測調査風景

### 2. 3 3次元S波速度取得技術の開発

物理探査技術は、ボーリングなどによる 1 次元情報を 2 次元分布に拡張することができる。集水地形に形成された盛土などの内部構造は、3 次元的に変化しており、地盤の 3 次元分布の把握が求められる。

これまで、浅部地盤調査では、現場条件や調査経費等の制約から、3 次元調査の実施は非現実的なことが多かったが、近年、比較的低廉で取り扱いが簡便な独立型計測システムの開発が進められ、以前に比べ 3 次元探査が容易になった。そこで独立型振動受振装置の浅部構造

探査への適用性を検証した<sup>6)</sup>。

図-10 に示す独立型振動受振装置は、既往の受振装置と異なり、受振点間を信号ケーブルで接続する必要がなく、個々の地点の振動記録を個々の収録器で記録する(図-11)。GPS により計測時刻を高精度で記録することで、各受振装置に収録された振動データの時刻合わせが可能となっている。柔軟な受信器配置が可能となるため、地表面に対して 2 次元状に受振器を配置することが容易となる。

土木研究所の舗装走行実験場の試験では、独立型振動受振装置を 49 個用い調査を行った。サンプリング間隔を 4msec とし、22 時間の自然振動を取得した。解析には 2 点 SPAC 法<sup>7)</sup>を適用した。なお、受振器の設置など準備に要した時間は約 2 時間で、従来の方法に比べ大幅に短縮されている。

3 次元の解析結果例(図-12)と S 波速度分布の 2 次元断面(図-13)を示す。深度 40m 付近の基盤面を明瞭に捉えることができた。約 1 日の調査で、一辺 80m の領域の不均質な S 波速度分布を 3 次元で把握することが可能であることを検証し、実用性の高い探査手法であることを確認した。



図-10 独立型振動受振装置

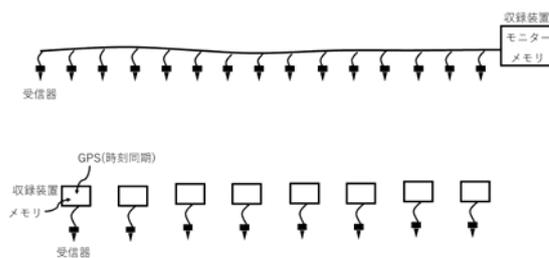


図-11 通常型と独立型の振動受振装置の相違(上:通常型, 下:独立型)

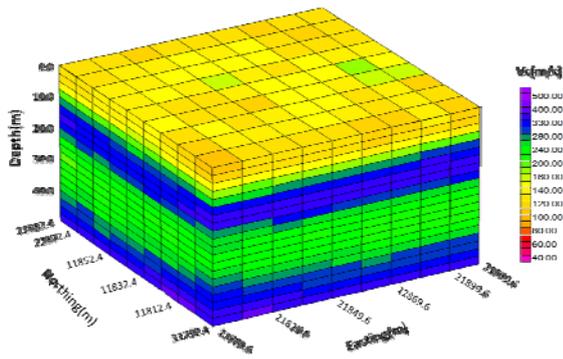


図-12 3次元S波速度分布

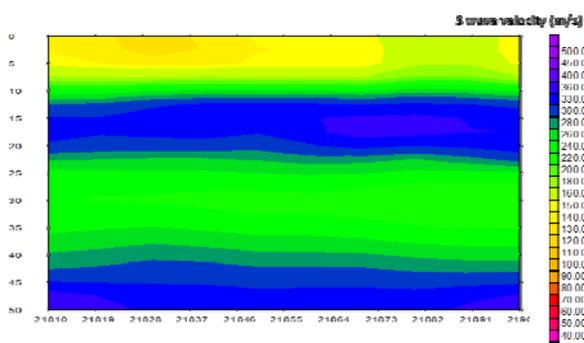


図-13 2次元S波速度分布

### 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。測量図面や地表情報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ることが示された。土構造物が崩壊する原因やメカニズムがわからない場合には、対策復旧に時間

を要する場合がある。事前の地中情報が不十分な場合が多く、事前情報を含む地表情報を活用し、地中変状を推定する手法の普及活用に努めたい。

また、独立型振動受振装置を用いた浅部微動探査の浅部地盤探査への有効性を確認した。1 日程度の調査で、80m 四方の領域の 3 次元 S 波速度分布の取得が可能であることがわかった。今後は、実用化に際し、現場での要望に即した調査設計や解析結果の提供方法について検討し、実質的な有効性を評価することが重要である。

### 参考文献

- 1) 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。
- 2) Hayashi, K., and Suzuki, H. : CMP cross-correlation analysis of multichannel surface-wave data, Exploration Geophysics, 35, 7-13. 2004.
- 3) Hayashi, K., et al. : CMP spatial autocorrelation analysis of multichannel passive surface-wave data, SEG Expanded Abstracts, 85, 2200-2204, 2015.
- 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.
- 6) Kobayashi, T., Ogahara, T. and Inazaki, T., Construction of a 3D S-wave velocity structure model utilizing passive surface wave method, NS33C-0817, AGU Fall Meeting, 2018.
- 7) Morikawa, H., Sawada, S. and Akamatsu, J., A Method to Estimate Phase Velocities of Rayleigh Waves Using Microseisms Simultaneously Observed at Two Sites, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 94, No. 3, 961-976, 2000.

### 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（高盛土・谷状地形盛土の耐震補強技術）

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。

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。これまでの実験結果より、細粒分含有率および締固め条件の違いにより、盛土の変形モードが異なることを確認した。また、締固め度が一定の場合、実験の範囲内では細粒分含有率が増加し、塑性指数が増加することで変形量が小さくなる傾向が確認された。

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、盛土材料の細粒分含有率、含水状態、締固め程度の違いが盛土の動的変形特性に及ぼす影響について検討し、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、細粒分含有率の違いによる盛土地震時の変形特性を把握するための遠心力載荷模型実験を行い、細粒分含有率が高いと変形が大きくなる傾向があることを確認した。さらに平成 29 年度は、細粒分含有率が高い盛土材の塑性指数の違いによる地震時の変形挙動に着目した遠心力載荷模型実験を行い、塑性指数が大きくなると変形量が小さくなる傾向があることを確認した。

一方、平成 28、29 年度に実施した模型実験での課題として、より適切な変形状態の評価を行うため、浸透水の粘性（透水性）の相似則の影響、締固め度の低下による影響を把握する必要がある。

このため平成 30 年度は、透水性の相似則の影響および締固めの影響を確認するための模型実験を実施し、加振

時の過剰間隙水圧の発生状況、材料の締固め状況等の影響に関する分析を行った。

#### 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。ここでは、平成 28～30 年までの結果をまとめて示す。

##### 2.1 実験模型および加振実験の概要

模型実験は 50G の遠心場で行い、盛土高さ 15m 相当の山岳盛り土を想定したものである。図-2.1 に実験模型概要を示す。実験模型は、幅 150cm、奥行き 30cm、高さ 50cm の鋼製大型土槽内に、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した。

地山模型は、勾配 5° の傾斜部（図右側）と上部の傾斜 30° の段切り部（図左側）からなり、アルミ製で摩擦を確保するために表面にサンドペーパーを貼っている。また、盛土内に浸透水を通水するため、実験土槽の段切り部背面側に注水タンクを設け、深さ方向で 2 箇所盛土内への注水パイプを等間隔で 7 本取り付け、水頭差を形成することで盛土内に水を浸透させる構造としている。さらに、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。

盛土模型は、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。また、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、硅

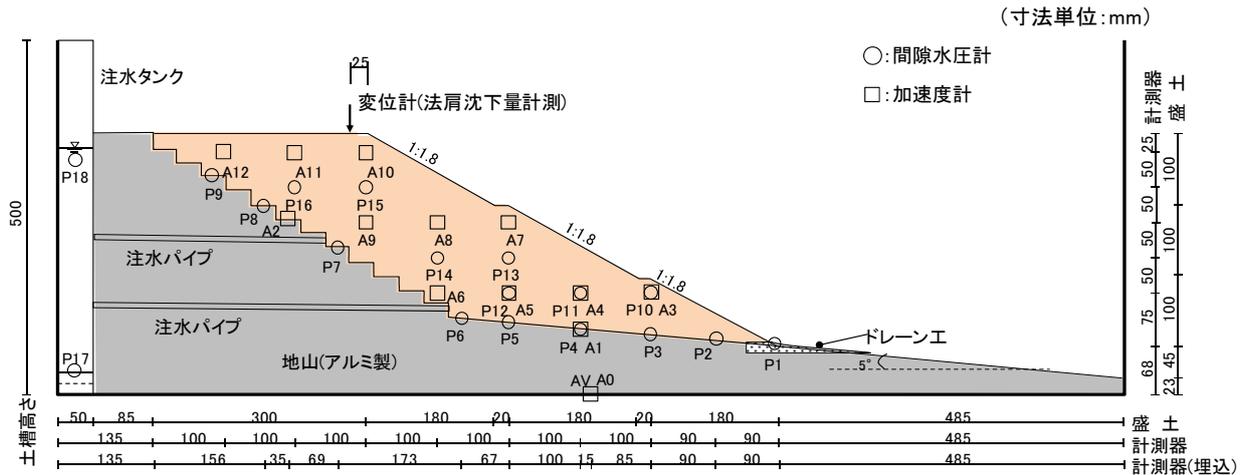


図-2.1 実験模型図

表-2.1 動的遠心力载荷実験 ケース一覧

年度	ケース	実験条件				盛土材料の物性												
		盛土材料名	細粒分含有率 Fc (%)	締固め度 Dc (%)	含水率 ω (%)	空気間隙率 va (%)	土粒子密度 ρs (g/cm³)	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 Uc	平均粒径 D50 (mm)	液性限界 ωL (%)	塑性限界 ωP (%)	塑性指数 Ip (%)	最大乾燥密度 ρdmax (g/cm³)	最適含水比 ωopt (%)
H28	CASE1	FC50	51.3	85	17.3	23.0	2.712	0	48.7	38.0	13.3	—	0.0720	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6
	CASE2	FC20	20.8		16.2	22.7	2.728	0	79.2	10.9	9.9	45.55	0.1940	NP	NP	—	1.718	16.3
	CASE3	FC35	36.5		15.2	25.5	2.713	0	63.5	26.5	10.0	38.8	0.1320	NP	NP	—	1.696	15.0
	CASE4	FC50	51.3		23.6	15.0	2.712	0	48.7	38.0	13.3	—	0.0720	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6
H29	CASE5	A	39.8	85	17.1	23.3	2.762	0	60.2	32.7	7.1	9.91	0.0990	29.9	19.3	10.5	1.693	17.1
	CASE6	B	41.0		22.5	15.5	2.729	0	58.9	33.8	7.2	10.19	0.0932	31.0	19.4	11.6	1.693	17.1
	CASE7	B	56.1		20.7	24.4	2.744	0	43.9	50.6	5.5	4.96	0.0690	35.1	21.0	14.1	1.558	20.0
	CASE8	B	43.6		27.9	14.8	2.747	0	56.5	34.4	9.2	13.97	0.0863	33.9	20.2	13.7	1.558	20.0
H30	CASE9	FC20	20.8	85	16.2	22.7	2.728	0	79.2	10.9	9.9	45.55	0.1940	NP	NP	—	1.718	16.3
	CASE10	A	39.8	82	17.1	23.3	2.762	0	60.2	32.7	7.1	9.91	0.0990	29.9	19.3	10.5	1.693	17.1

※CASE9 は間隙水にメトロゾ水溶液を使用。他のCASE は脱気水を使用。

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観察用の標点を設置した。

加振実験は、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た後、加速度振幅を 0.7 倍に調整した JMA 神戸波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。

表-2.1 に、H30 までに実施した実験ケース一覧を示す。

## 2.2 細粒分含有率の違いに関する模型実験

### (1) 実験概要

平成 28 年度は、まず、細粒分含有率の違いが盛土の地震時の変形挙動に及ぼす影響を把握することを目的とした実験を行った (表-1 CASE1~CASE4)。

各ケースで用いた盛土材料は、江戸崎砂を 0.075mm 分

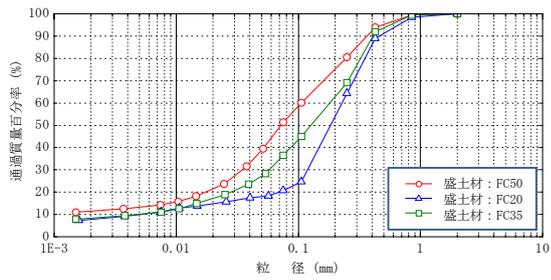
るいで分級したのち、分級時に生成された材料を再混合して作製したもので、細粒分含有率に応じてそれぞれ FC20、FC35、FC50 と呼ぶ。図-2.2 に、それぞれの地盤材料の粒径加積曲線と、締固め曲線を示す。

盛土模型は、CASE1~3 については、FC50、FC20、FC35、の各材料を、締固め度 Dc=85%、最適含水比付近 (含水比 15~17%) で、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) で作製した。

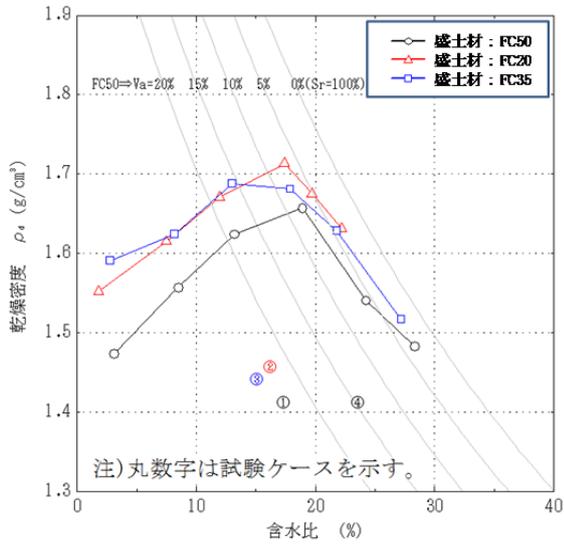
なお、細粒分含有率の高い盛土材では透水性が低く、遠心場での浸透現象と動的現象の相似則を合せた実験を行うために間隙水として粘性の高い流体を用いると非常に時間を要し、通常粘性の高い流体として用いているメトロゾ水溶液が実験中に分離することから、本実験では浸透水に脱気水を用いた。

### (2) 実験結果

図-2.3 に細粒分含有率と法尻沈下量の関係と、図-2.4



(a) 粒径加積曲線



(b) 締固め曲線

図-2.2 盛土材料の粒径加積曲線及び締固め曲線

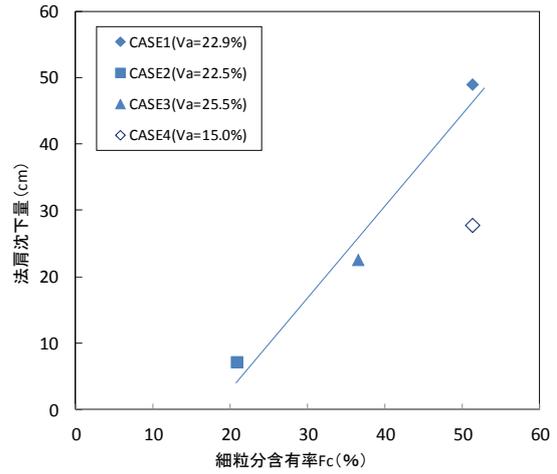


図-2.3 細粒分含有率と法肩沈下量の関係

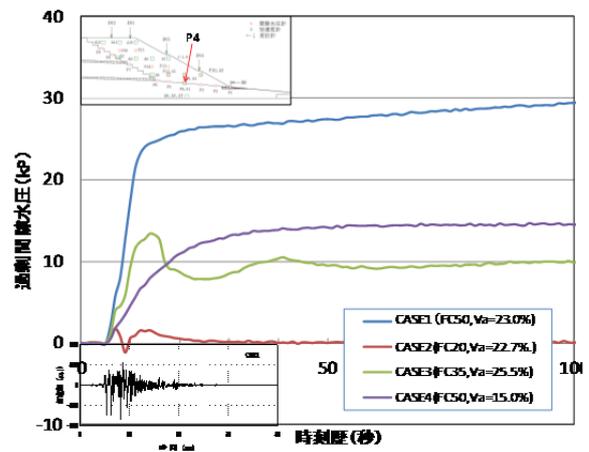
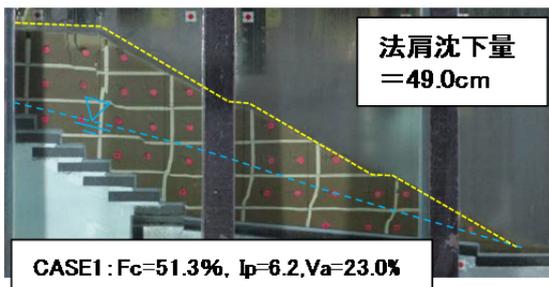
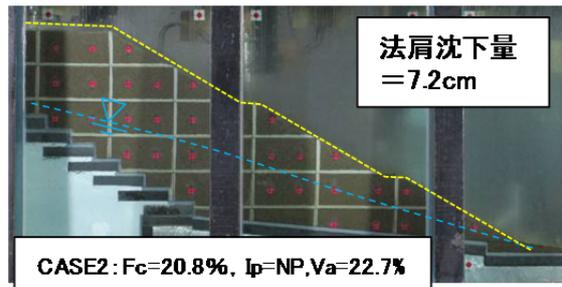


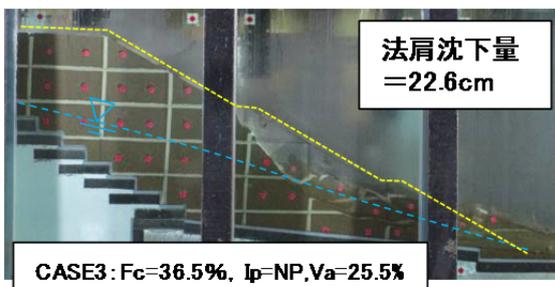
図-2.4 加振時の盛土内の間隙水圧の変化状況例



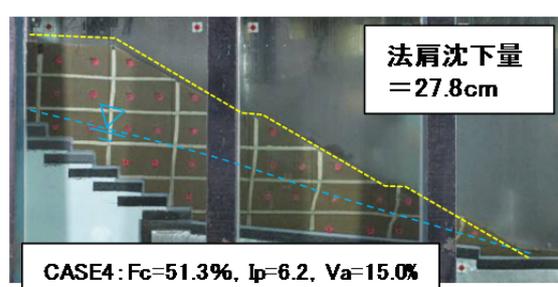
(a) CASE1



(b) CASE2



(c) CASE3



(d) CASE4

写真-2.1 加振後の模型の変形状態 (青色破線は加振時の盛土内水位)

に加振時の盛土内の間隙水圧の状況について盛土底面中央の間隙水圧計(P4)の例を、写真-2.1に各ケースの加振後の変形状態を示す。図-2.3を見ると細粒分含有率の増加に伴い法肩沈下量も増加している。それぞれのケースの変形状況(写真-1)をみると、まずFC50を用いたCASE1では、盛土全体が変形し、天端付近にすべり線が見られた。一方、同じFC50でも空気間隙率が低いCASE4では、尻付近で変形は見られたものの、明瞭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り、細粒分含有率および締固め度が同程度でも、締固め時の含水比(空気間隙率)により変形挙動が異なった。

加振時の過剰間隙水圧の変化状況(図-2.4)を見ると、CASE1は主要動時に急激な過剰間隙水圧の上昇がみられるが、CASE4では間隙水圧の上昇が緩やかやかになっていく。空気間隙率を小さくすることで一般に透水性が低下するが、これにより地下水浸透によって飽和度が上昇しにくくなったことが推察される。このことにより、加振時の過剰間隙水圧が上昇しにくくなることでCASE1に対してCASE4では変形が抑制されたことが考えられる。ただし、作成時の含水比を上げる(空気間隙率を小さくする)ことにより、繰り返しせん断強度(液状化強度)が低下することも知られており<sup>1)</sup>、これは盛土の変形を大きくする方向に影響するが、今回の条件では不飽和の影響が大きく変形が抑制された可能性がある。

一方で、細粒分含有率が少なく透水性が高いFC20を用いたCASE2では、加振時の水圧がほとんど上昇せず、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、細粒分が少ないため透水

性が高いうえ、透水現象と動的現象の相似側があつていない影響もあり、加振時の間隙水圧が上昇しづらい状況であったものと考えられる。

FC35を用いたCASE3では、加振中の間隙水圧はやや上昇し天端付近の変形量はCASE1と比較して少ないが、法面中央付近から法尻かけて部分的に表層部に大きな崩壊が生じている。この表層部での崩壊はより尻付近の局所的な水位等が影響すると考えられるが、今後さらに分析が必要と考えている。

このように盛土の変形モードは、盛土内の水位、盛土材料の物性や締固め方法によって大きく異なることがわかる。ただし、これらの結果については、間隙流体に水(脱気水)を使用しており、透水性の相似則が厳密には合っていないため、特にCASE2のような盛土材料の透水性が高いケースは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。

### 2.3 塑性指数の違いに関する模型実験

#### (1) 実験概要

2.2の実験結果から、天端付近まで変形が及んだものはFC50のCASE1とCASE4であった。この実験ではFC50は塑性指数IP=6.2程度であったが、同じFC50でもより塑性指数(以下、 $I_p$ )が高い条件では地震時の変形挙動が異なることが考えられる。このため、平成29年度は、細粒分含有率が大きな場合の塑性指数の違いによる盛土の地震時の変形挙動を把握することを目的とした実験を行った(表-2.1 CASE5~CASE8)。

各ケースで用いた盛土材料は、平成28年度に実施したFC50の $I_p$ が6.2%であったことから、江戸崎砂を

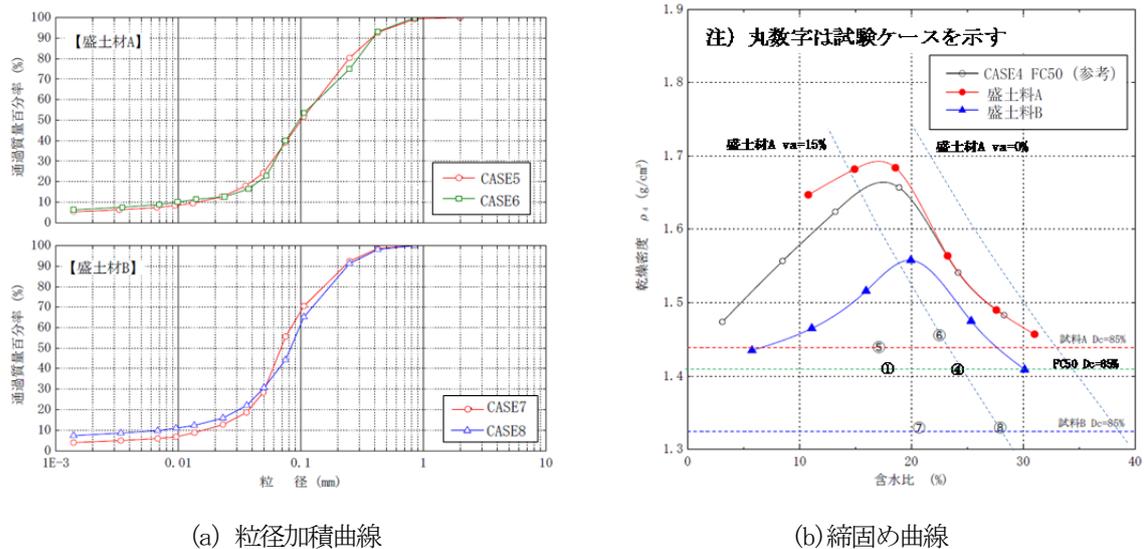


図-2.5 盛土材料の粒径加積曲線及び締固め曲線

0.105mm、0.075mmふるいで分級し生成された3つの試料を再混合して $F_c=50\%$ で $I_p$ が10%および15%程度となる2種類の材料を追加で作製した。以下これらを盛土材A、盛土材Bと呼ぶ。図-2.5に、それぞれの地盤材料の粒径加積曲線と、締固め曲線を示す。

盛土模型は、CASE5、CASE6については盛土材Aを、CASE7、CASE8については盛土材B用い、いずれのケースも締固め度 $D_c=85\%$ とし、CASE5およびCASE7は最適含水比付近(それぞれ17.1%、20.7%)、CASE6およびCASE8は空気間隙率 $v_a=15\%$ 相当となる含水比(それぞれ22.5%、27.9%)で作製した。これらは、比較対象とするCASE1およびCASE2の条件である。

浸透水は、2.2と同様に脱気水を用いた。

## (2) 実験結果

図-2.6に $I_p$ と法肩沈下量の関係を、図-2.7に加振時の盛土内間隙水圧の状況の例を、写真-2に各ケースの加振後の模型の変形状態を示す。また、図-2.8に全ケースの加振時の過剰間隙水圧の最大値と法肩沈下量の関係を示す。

図-2.6を見ると、 $I_p$ の小さいFC50(CASE1、CASE4)と $I_p$ の比較的大きい盛土材A(CASE5、CASE6)および盛土材B(CASE7)とを比較すると、 $I_p$ の増加により変形量が小さくなる傾向がみられる。加振時の過剰間隙水圧の変化状況(図-2.7)を見ても、 $I_p$ の高いケース(CASE5~7)で過剰間隙水圧の増加が小さくなっており、変形量と同様の傾向を示している。

一方で、盛土材Aと盛土材Bとを比較すると、変形量の値は全体的に小さいものの、 $I_p$ が大きくなると変形量および過剰間隙水圧も若干ではあるが増加しており(図-2.6、図-2.8)、締固め時含水比と細粒分含有率について強度に最適な条件があるものと推察される。

ここで、CASE8については、CASE5~7と比して変形量も大きくかつ過剰間隙水圧の上昇も大きかった。CASE8はCASE7との比較実験であったが、盛土材Bについてはバラツキが大きく、細粒分含有率を考慮するとCASE8の試料は盛土材Aに近いものであったと推察される。仮に盛土材Aの締固め曲線で管理した場合の締固め度 $D_c$ 、空気間隙率 $V_a$ の条件は、 $D_c=78\%$ 、 $V_a=15.6\%$ となり、締固め不足の影響を受けて若干変形量が大きくなった可能性がある。

## 2.4 浸透水の違いおよび締固め度の影響に関する実験

平成30年度は、今後の検討を進めるうえでより適切な変形状態の評価を行うため、浸透水の粘性(透水性)の相似則の影響および締固め度の低下による影響を確認す

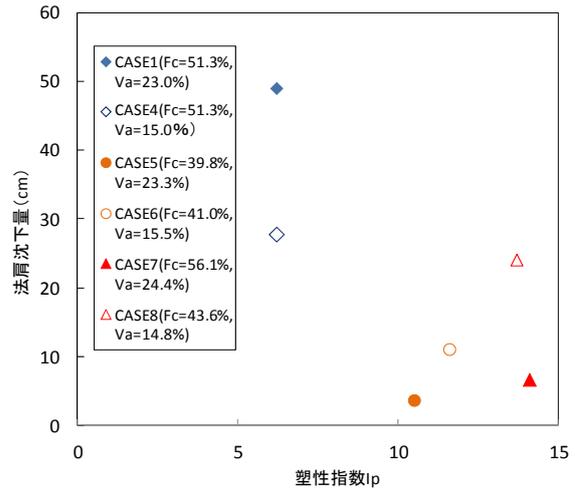


図-2.6 塑性指数と法肩沈下量の関係

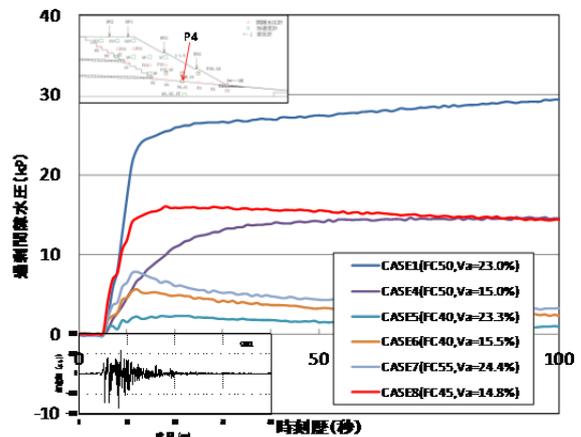


図-2.7 加振時の盛土内の間隙水圧の変化状況例の例

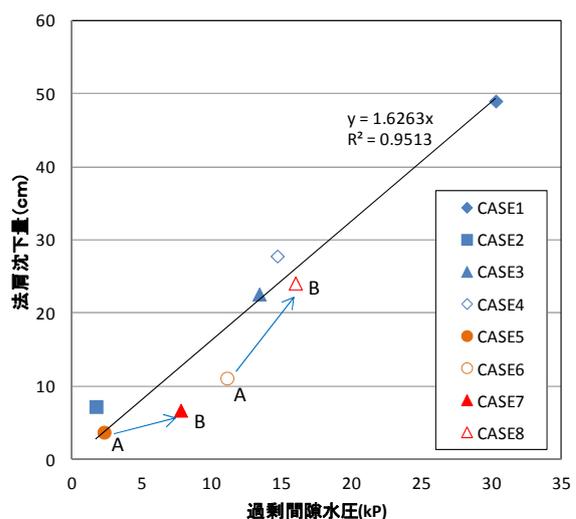
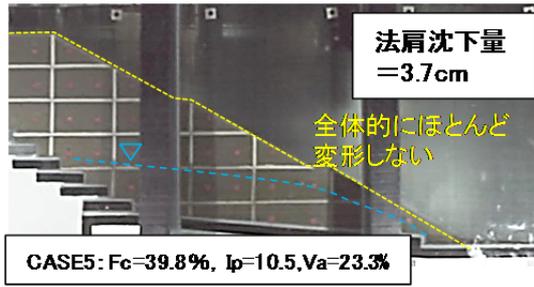
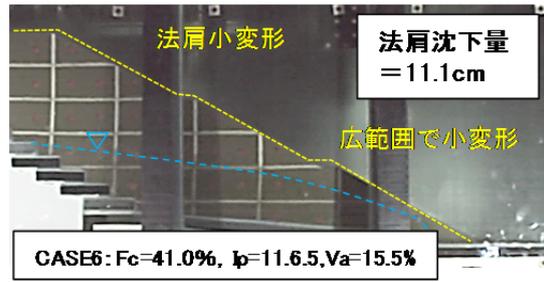


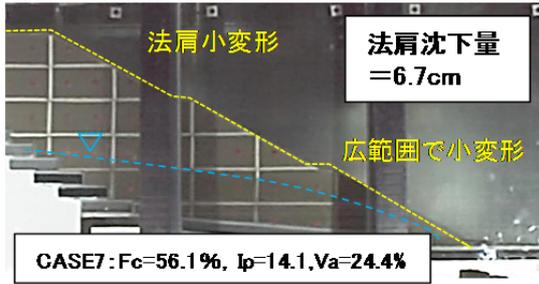
図-2.8 加振時の最大間隙水圧と法肩沈下量の関係



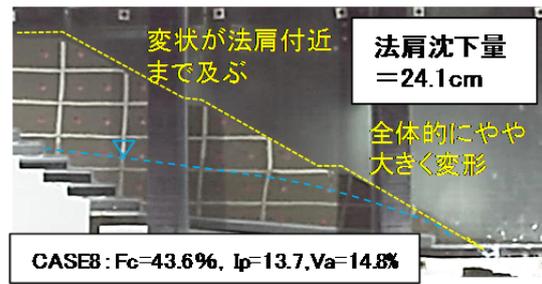
(a) CASE5



(b) CASE6



(c) CASE7



(d) CASE8

写真-2.2 加振後の模型の変形状態 (青色破線は加振時の盛土内水位)

るための実験を行った。

### (1) 実験概要

平成 28、29 年度に実施した実験では、浸透水に脱気水を用いており、脱気水を用いた場合には、加振中の浸透水の流入・流出が実現象よりも速くなることから、透水性の高い盛土材になるにつれて地震時の変形挙動に影響している可能性が高くなると考えられる。よって、盛土の地震時の変形に対する浸透の相似則の影響を確認するため、平成 28 年度に実施した CASE2 の条件で浸透水に水の 50 倍の粘性を持つメトロゾ水溶液を用いた比較実験を行うこととした (表-2.1 CASE9)。

また、平成 29 年度に実施した実験では、材料調整のバラツキの影響から盛土材 B の実験 (CASE7、CASE8) では想定していた細粒分含有率と異なった試料での実験となり、特に CASE8 については盛土材 A と比較して  $I_p$  は大きいものの細粒分含有率は盛土材 A に近いことから、前述のしたように締固め不足の可能性から変形量が大きくなった可能性が考えられた。このため、CASE5 の条件で締固め度を 82% とした比較実験を行うこととした (表-2.1 CASE10)

### (2) 実験結果

#### 1) 浸透水の粘性の違いの影響

図-2.9 に加振時の法肩沈下量の変化状況 (比較として CASE1~CASE4 の結果を併記) を、図-2.10 に加振時の過剰間隙水圧の変化状況を (図-2.4 に CASE9 の結果を追記)、

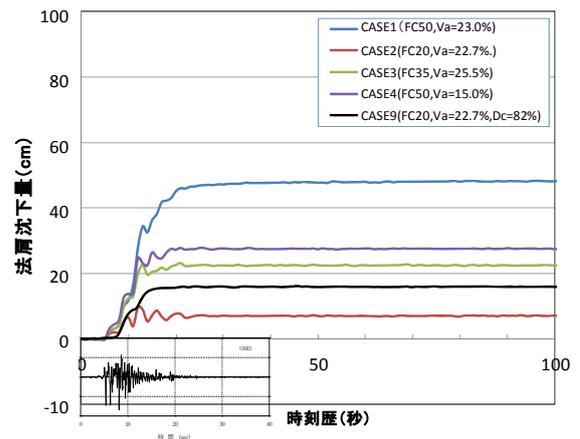


図-2.9 加振時の法肩沈下量の変化状況の例

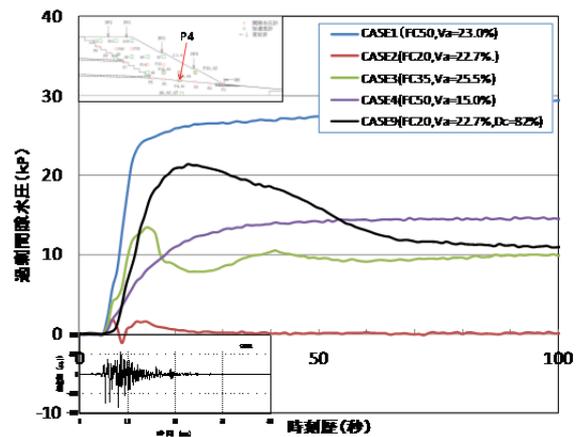


図-2.10 加振時の盛土内の間隙水圧の変化状況の例

図-2.11 に過剰間隙水圧の最大値と法肩沈下量の関係 (図-2.8にCASE9の結果を追記)、写真-2.3に加振後の模型の変形状態 (比較としてCASE2を再掲)を示す。

図-2.9および図-2.10を見ると、浸透水に脱気水を用いたCASE2ではほとんど過剰間隙水圧の上昇が見られず、加振時にすぐに消散し変形量も小さかったが、メトロゾを用いたCASE9では、加振時の過剰間隙水圧も上昇し、変形量も若干増加した。一方で、過剰間隙水圧の最大値と変形量との関係を見ると、メトロゾ水溶液を用いたCASE9は過剰間隙水圧に対する変形量が小さい値となっている (図-2.11)。

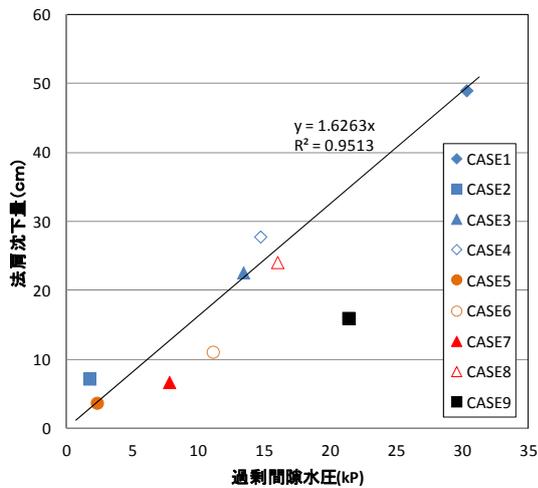
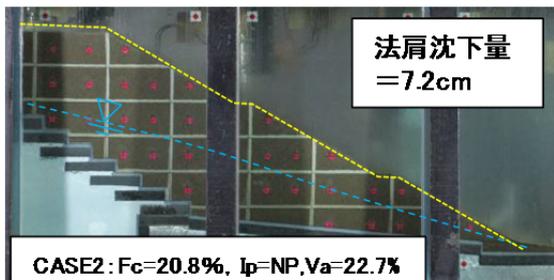
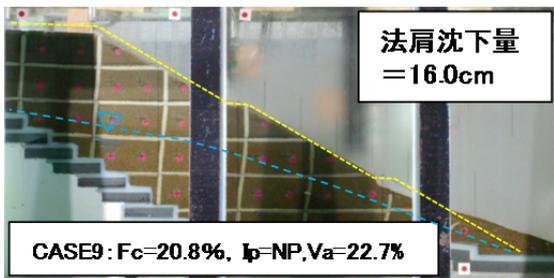


図-2.11 過剰間隙水圧の最大値と法肩沈下量の関係 (図-2.8にCASE9を追記)



(a)CASE2 (再掲)



(b)CASE9

写真-2.3 加振後の模型の変形状態 (青色破線は加振時の盛土内水位)

以上のように、水に対してメトロゾ水溶液を用いた場合に、若干変形量は大きくなるものの大きな差は生じなかった。

変形状況を見ると、メトロゾ水溶液を用いたCASE9において法尻付近で小崩壊は発生しているものの、全体的な傾向としては、CASE2と同様の変形形態であると考えられる。なお、産地の異なる材料や締めめ条件が異なるもの、地震波形の異なるもの等の実験条件が異なれば、これらの傾向も異なるものと考えるので、その場合の影響については別途比較検討をする必要がある。

2) 締めめ度の影響

図-2.12に全ケースにおける遠心力を50Gまで上げた際の圧密による法肩沈下量を、図-2.13に加振時の法肩沈下量の変化状況 (比較としてCASE1、CASE4、CASE5~CASE8の結果を併記)を、図-2.14に加振時の過剰間隙水圧の変化状況 (図-2.7にCASE10の結果を追記)を、写真-2.4に実験後の模型の変形状態を示す。

加振前の静的圧密による法肩沈下量を見るとCASE8およびCASE10以外のケースは計測値で1mm前後と小さかったが、CASE8では2.5mm、CASE10では3.8mmであったこ

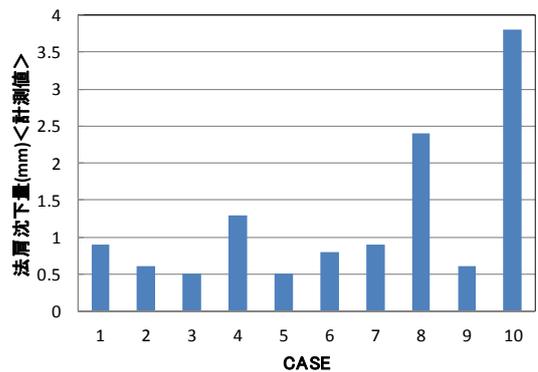


図-2.12 50Gでの圧密による法肩沈下量

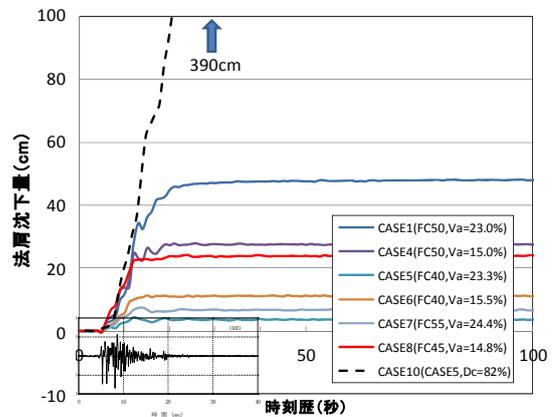


図-2.13 加振時の法肩沈下量の変化状況の例

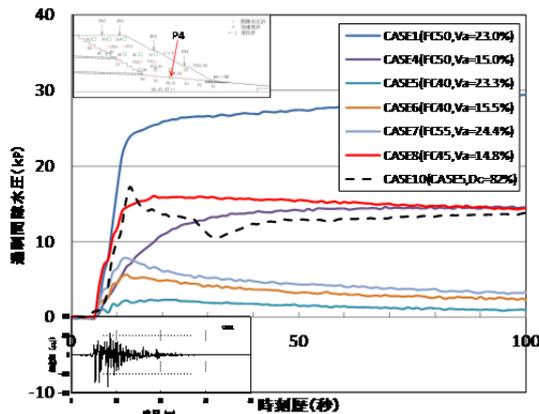
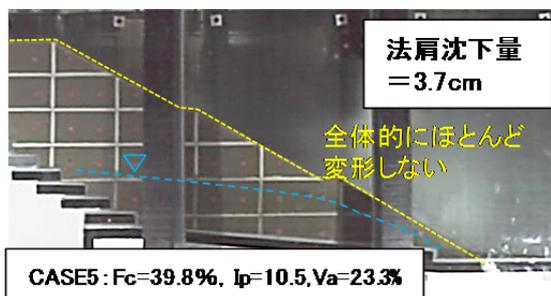
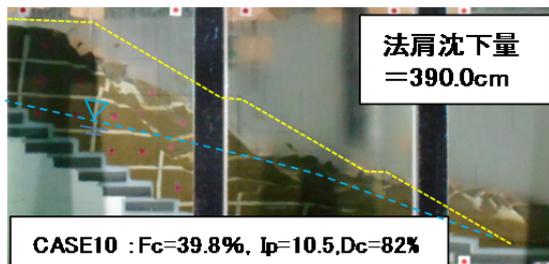


図-2.14 加振時の盛土内の間隙水圧の変化状況例  
の例



(a) CASE5 (再掲)



(b) CASE10

写真-2.4 加振後の模型の変形状態  
(青色破線は加振時の盛土内水位)

とから、CASE8 の締固め状況は比較的緩い状態であったといえる。

一方で、締固め度を82%としたCASE10では大変形(法肩部を含む崩壊)が生じており、CASE8の加振時の法肩沈下量および過剰間隙水圧の変化傾向と大きく異なっている。締固めが不十分でゆるい場合には、大規模な崩壊につながるということがわかった。

これらの結果を踏まえると、CASE8で用いた盛土材は、CASE10で用いた盛土材Aと比較してやや $I_p$ が高く、材料特性としては盛土材Bに近いものであったと考えられ、また締固め度についてもCASE10より高く、CASE10のよ

うな崩壊に至るような状態ではなかったものと考えられる。

### 3. まとめ

これまでの実験結果についてまとめると、以下のとおりである。

- (1) 細粒分含有率の増加に伴い変形量(法肩沈下量)が増加する傾向が確認された。
- (2)  $I_p$ が大きくなると変形量が小さくなる傾向が見られた。
- (3) 空気間隙率管理を行うことである程度の変形量を抑制することができるか、比較的 $I_p$ が高い場合にはもともとの変形量が小さく、大きな違いがない場合もある。
- (4) 地震時の変形量は、過剰間隙水圧の上昇が影響し、過剰間隙水圧最大値に比例する傾向が見られた。
- (5) ここでの実験条件においては、浸透水に水を用いた場合と比較して透水性の相似則を考慮したメトロゾ水溶液を使用した場合では、同じ過剰間隙水圧であれば概ね変形量は1/2程度であることが推察された。ただし、同一の実験条件では、メトロゾ水溶液を用いたほうが加振時の過剰間隙水圧が大きくなり変形量も若干大きくなる。

(6) 締固めがゆるい状態の盛土では、過剰間隙水圧の上昇で大崩壊となりやすく、締固め管理が重要であることが再確認できた。

これまでの実験は、良質な砂質土を粒度調整した細粒分含有率の高い材料で $I_p$ が15程度までの比較的小さな範囲の結果であるが、細粒分含有率の高い材料でも締固め管理と空気間隙率管理を行うことである程度の耐震性が確保できる可能性を確認することができた。一方で、材料物性や含水状態の変化で変形量が大きく異なり、施工時の管理方法の重要性も再確認できた。

盛土の変形モードは盛土材料の物性や締固め方法などによって大きく異なる。このため、今後も引き続き様々な盛土材料を用いた模型実験および強度特性・変形特性を把握するための室内強度試験を実施して、地震時の変形挙動に関するデータの蓄積を進め、盛土の耐震性診断や対策方法、耐震性を考慮した締固め管理基準の検討を行っていく予定である。

### 参考文献

- 1) 佐々木亨、富澤彰仁、東拓生、石原雅規、佐々木哲也：細粒分の多い土の締固め条件と繰返し非排水強度比の関係に関する検討、土木学会第73回年次学術講演会、2018.9

### 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（泥炭地盤上盛土の調査法）

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：畠山 乃、林 宏親、青木卓也、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<sup>1)</sup>）。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<sup>2)</sup>。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、平成 29 年度と平成 30 年度は簡易動的コーン貫入試験(*Piezo Drive Cone*, 以降、PDC という)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

##### 2. 1 概要

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点が挙げられる。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<sup>3)</sup>に従っている。図-1に使用した試験機の概況を示す。

##### 2. 2 対象現場



図-1 電気式静的コーン貫入試験機

対象とした現場は、平成 22 年に一般国道 274 号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<sup>4)</sup>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  $L_t=19\sim 67\%$ 、圧縮指数  $C_c=1.7\sim 5.4$  と北海道に分布する一般的な泥炭地盤<sup>5)</sup>である。

##### 2. 3 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。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。

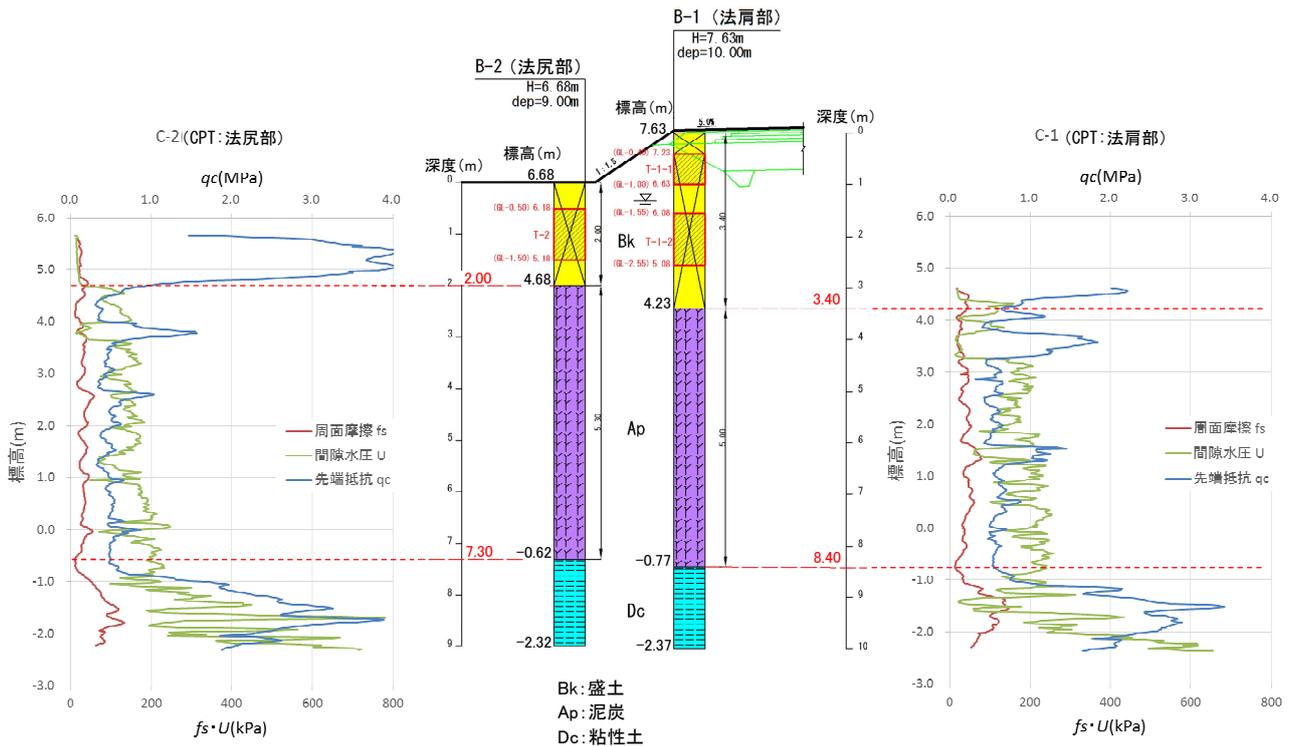


図-2 ボーリングおよびCPTの調査結果

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推測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、次章より 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) による検討について考察する。また、調査対象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。

### 3. PDC (Piezo Drive Cone)

#### 3. 1 概要

簡易動的コーン貫入試験の一つである PDC は、小型動的コーン貫入試験 (以下ミニラムという) に間隙水圧を計測できる装置を兼ね備えた原位置試験で、地盤の液状化強度を簡易に把握できる調査法<sup>6) 7)</sup>である (図-3)。PDC は圧力センサーが内蔵されたロッドの先端コーンをハンマーの打撃で地盤内に貫入させた際、1 打撃ごとの貫入量と貫入時の過剰間隙水圧を計測する。貫入量からは標準貫入試験 (以降、SPT という) の  $N$  値に相当する地盤の動的貫入抵抗  $N_d$  値 (以下、 $N_{d, pdc}$  という) を評価 (詳細は後述) するとともに、貫入時に計測された間隙水圧の応答 (累積間隙水圧比= $u_R/\sigma_v'$ 、 $u_R$ : 残留間隙水圧、 $\sigma_v'$ : 有効上載圧、詳細は後述) から細粒分含有率  $F_c$  を深度方向に連続して推定することが可能である。

図-4 は  $u_R$  の概念を示している<sup>7)</sup>が、 $u_R$  は一打撃に生じる残留間隙水圧であり打撃後 190msec~200msec に累積する (200 データ) 間隙水圧の平均値である。

図-5 は PDC で得られた  $u_R$  を  $\sigma_v'$  で除した  $u_R/\sigma_v'$  と、室内物理試験 (土の粒度試験) で得られた  $F_c$  の関係を示している<sup>7)</sup>。澤田ら<sup>8)</sup>はこれらの関係を経験的に導き出しており、式 1) の近似式が成り立つとしている。なお、 $u_R$  からは地下水位 GWL の設定も可能であると報告<sup>9)</sup>している。



(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<sup>7)</sup>

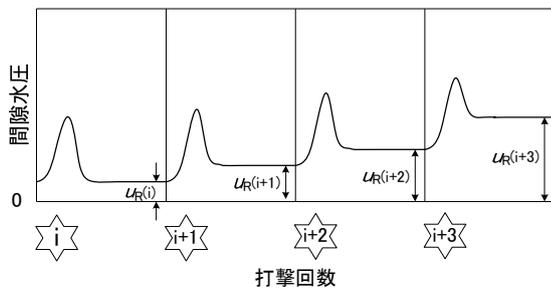


図-4 残留間隙水圧  $u_R$  の概念図<sup>7)</sup>

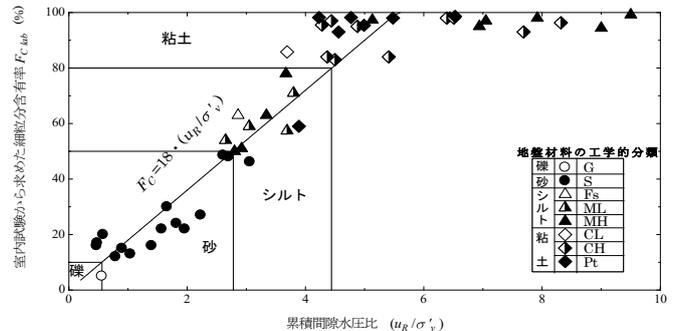


図-5 累積間隙水圧比 ( $u_R / \sigma_v'$ ) と細粒含有率  $F_c$  の関係<sup>7)</sup>

$$F_c = 18 \cdot u_R / \sigma_v' \quad 1)$$

以上、液状化判定に必要な項目は前述のとおり PDC のみで計測が可能であり、これらを体系的に整理した PDC の液状化判定手順<sup>7)</sup>を図-6 に示す。本論文の液状化判定法は『道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編<sup>10)</sup>』(以降、道示とする)に準拠した  $F_L$  法であることから、液状化判定には単位体積重量  $\gamma_t$ 、 $N$  値、 $F_c$  および地下水位  $GWL$  と塑性指数  $I_p$  が必要である。このうち、PDC では  $N$  値 ( $=N_{d\_pdc}$ )、 $F_c$  および  $GWL$  を得ることが可能である。 $\gamma_t$  は PDC では評価できないため仮定値を設けて計算を行い、必要に応じて  $\gamma_t$  を修正して再計算を実施する。一方、 $I_p$  は液状化対象層の設定に必要であるが、PDC では  $I_p$  を評価できないため、PDC による液状化対象層の決定は、便宜上、 $F_c$  が 50% 未満の土層をすべて液状化判定の対象層とみなしている。以上より、PDC を用いるだけで、 $N$  値 ( $=N_{d\_pdc}$ )、 $F_c$  および  $GWL$  を求めることが可能で、道示をはじめとする各種構造物の設

計指針や設計基準などに示された液状化判定が可能となる。

### 3. 2 調査の目的

本研究では、沈下して地下水位以下にめり込んだ道路盛土を対象に以下の 3 つの方法で液状化判定を行い、PDC がこのような盛土状態の液状化判定に活用できるか検討した。調査箇所は平成 29 年度では、泥炭性軟弱地盤上に構築された一般国道の既設盛土 2 か所、平成 30 年度は高規格道路盛土 2 箇所である。

- ① 物理試験やサウンディングで得たパラメータ ( $F_c$ 、 $N$  値、 $\sigma_v'$ ) を用いて、道示に従って整理 (以下、道示の簡便法)
- ② 繰返し三軸強度比 ( $R_L$ ) を用いて、道示に従って整理 (以下、道示の詳細法)
- ③ PDC で得たパラメータ ( $F_c$ 、 $N_{d\_pdc}$  値) を用いて、道示に従って整理

### 3. 3 一般国道 275 号の現場および調査概要

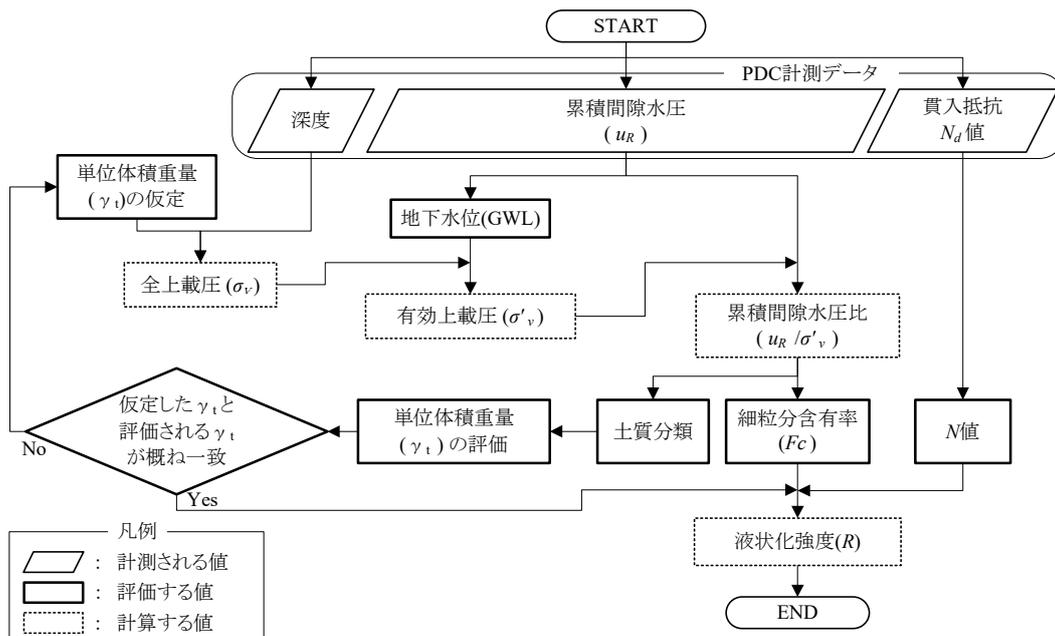


図-6 PDCによる液状化判定手順<sup>7)</sup>

図-7は一般国道275号(以降、R275とする)月形町 KP=41.62km 付近の盛土および土層横断を示している。また、表-1はR275と後述する美原の不飽和部と飽和部の盛土の物性値である。

R275の土層構成は、盛土横断方向L側は堅固な礫質土が厚く堆積しているが、盛土中央部よりR側では表層が沖積粘性土でその下に泥炭が堆積しており、盛土中央部よりR側に離れるに従って厚く堆積している。道路管理者の聞き取り調査の結果、R側盛土は低盛土のために繰返し作用する交通荷重で盛土が沈下し、それに伴って頻繁に舗装面にクラックが発生して定期的にオーバーレイが実施されていた。舗装は盛土よりも荷重が重いためにオーバーレイが繰

り返されることによって、相当量の盛土が地下水位以下の泥炭内にめり込んでいると思われる。

PDCを実施する前に盛土の性状や盛土厚を把握するため、PDCの調査孔近傍にてハンドオーガーによる簡易ボーリングを利用してSPTを実施した。その後、PDCを盛土法肩(PDC-1)と盛土法尻(PDC-2)で実施した。調査深度は盛土法肩では5m、盛土法尻は2mである。いずれもBk1、Bk2(盛土)下のAp(泥炭)が明らかになるまで実施した。サンプリングは盛土法肩からGL-1.00~1.90m(不飽和部)、GL-2.65~3.50m(飽和部)の位置でトリプルチューブサンプラーを用いて乱さない試料を採取し、図-7に記載した物理試験と力学試験を実施した。

表-1 R275 および美原道路の盛土物性値

調査箇所	R275		美原	
	不飽和部 (1.00~1.90m)	飽和部 (2.65~3.50m)	不飽和部 (6.00~7.00m)	飽和部 (8.50~9.50m)
(調査深度)m				
湿潤密度 $\rho_w$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.059	2.054	1.861	1.987
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.735	1.719	1.511	1.596
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.713	2.747	2.702	2.692
自然含水比 $w_n$ (%)	16.9	17.7	14.3	21.3
間隙比 $e$	0.567	0.602	0.788	0.688
礫分 (%)	35.6	33.8	0.1	0
砂分 (%)	40	41.5	66.8	64.7
シルト分 (%)	14.7	16.7	25.5	28.7
粘土分 (%)	9.7	8	7.6	6.6
最大粒径 mm	37.5	19	4.75	2
均等係数 $U_c$	194.5	184.4	15.1	12.8
D20(mm)	0.0389	0.0385	0.0258	0.0284
細粒含有率 $F_c$ (%)	24.4	24.7	33.1	35.3
液性限界 $w_L$ (%)	36.6	50.3	30.1	31.2
塑性限界 $w_p$ (%)	19.4	24.3	19.1	21
塑性指数 $I_p$	17.2	26	11	10.2
地盤材料の分類名	粘性土質礫質砂	粘性土質礫質砂	粘性土質砂	粘性土質砂
分類記号	(SCsG)	(SCsG)	(SCs)	(SCs)
試験方法	A-a	A-a	A-a	A-a
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.921	2.03	1.671	1.678
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	12.7	11.3	17.3	17.1
液状化強度比 $R_{L20}$	-	0.380	-	0.361

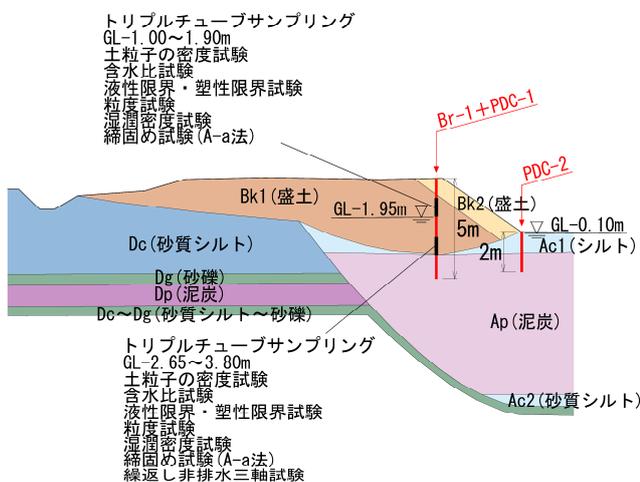


図-7 R275の調査箇所における土層横断図

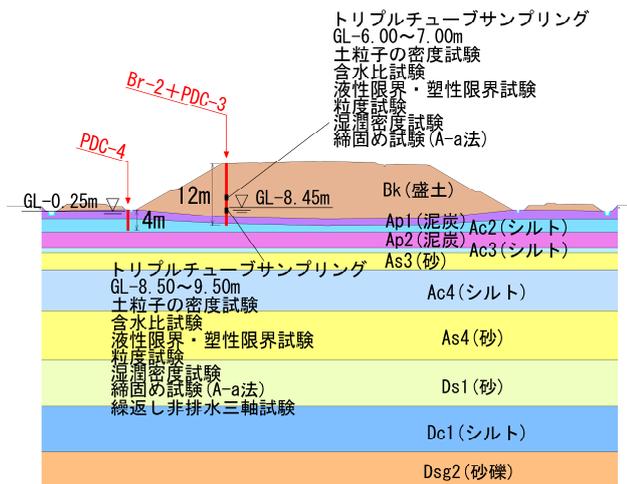


図-8 一般国道 337 号美原道路の調査箇所における土層横断面図

### 3. 4 一般国道 337 号の現場および調査概要

図-8 は一般国道 337 号当別町美原道路 (以下、美原という) KP=51,600 付近の盛土および土層横断を示している。既往の調査結果より、調査箇所の軟弱地盤は表層部が未分解の Ap1 (泥炭) でその下に Ac2 (シルト)、Ap2 (泥炭)、Ac3 (シルト) が続いている。当該箇所における盛土は計画盛土高  $H_p=9.0\text{m}$  に対して必要盛土厚  $H_t=13.6\text{m}$  で盛土中央部の沈下量は 4.6m と推定された。当該箇所の軟弱地盤対策はプラスチックドレーン+敷網 (2 段) であり、プラスチックドレーンの打設間隔は施工速度 5cm/day で盛土立ち上がり時に泥炭が圧密度  $U=90\%$  となる正方配置の 1.0m 間隔であった。敷網は圧密による地盤強度増加で盛土完成時のすべり安全率 1.0 を満足させた上で、所要すべり安全率 1.2 に不足するせん断抵抗力を金網の引張り力で補う網径  $\phi=4.0\text{mm}$  であった。施工は平成 19 年 12 月下旬に所定の盛土高さまで構築され、盛土開始から 2 年後の盛土中央部の沈下量は 4.49m に達していたことが確認された。

美原では R275 と同様に盛土の性状や盛土厚を把握するため、先行的に土質ボーリング ( $\phi=66\text{mm}$ ) を実施した。その後、盛土法肩より SPT、PDC を行い、泥炭への盛土のめり込み量や地下水位、盛土の締固め具合を把握した。調査深度は盛土法肩では 12m、盛土法尻は 4m である。盛土法肩の位置では盛土内水位が深い位置にあるため、先端コーン内の間隙水圧計の破損を避けるべく GL-7.00m までは間隙水圧計を内蔵しない先端コーンで計測を実施し、それ以下では PDC の先端コーンに付け替えて盛土下の Ac2 (シルト) まで貫入した。なお、盛土法尻

では PDC のみを実施した。ボーリングは盛土法肩から GL-6.00~7.00m (不飽和部)、GL-8.50~9.50m (飽和部) の位置でトリプルチューブサンプラーを用いて乱さない試料を採取し、図-8 に記載した物理試験と力学試験を実施した。

### 3. 5 深川留萌自動車道の現場および調査概要

図-9 は深川留萌自動車道 (以下、深川留萌道という) KP=8,600 付近の盛土および土層横断を示している。当該箇所は大鳳川流域の後背湿地地形の沖積平野で旧河道部にあたり、調査箇所の軟弱地盤は表層部では Ap (泥炭)、その下に Ag (砂礫) で構成されている。盛土は不均一な礫混じり火山灰質砂 (SV-G)、その下のサンドマットは粘性土混じり礫質砂 (SG-Cs) が厚さ 0.8m 施工された。必要盛土厚は  $H_t=9.5\text{m}$  で盛土中央部の沈下量は 2.5m と推定された。

深川留萌道では美原や R275 と同様に盛土の性状や盛土厚を把握するため、先行的に土質ボーリング ( $\phi=66\text{mm}$ ) および SPT を実施した。その後、盛土法肩より PDC を行い、泥炭への盛土のめり込み量や地下水位、盛土の締固め具合を把握した。調査深度は盛土法肩では 17m である。盛土法肩の位置は盛土内水位が深い位置にあるため、先端コーン内の間隙水圧計の破損を避けるべく GL-7.00m (PDC-1)、GL-9.50m (PDC-2) まではボーリングで削孔し、それ以下では PDC を用いて盛土下の Ag (砂礫) まで貫入した。乱さない試料の採取は図-9 に記載のボーリング位置の GL-4.00~5.00m (不飽和部)、GL-7.00~7.90m (飽和部) の位置でトリプルチューブサンプラーを用いて行い、図-8 に記載された物理試験と力学試験を実施した。これらの結果は表-2 に示す。

### 3. 6 日高自動車道の現場および調査概要

図-10 は日高自動車道 (以下、日高道という) KP=22,100 付近の R 側駐車スペースの盛土および土層横断を示している。調査箇所は Bk (盛土) の下に At (火山灰質土まじり礫質砂)、さらに pt (高有機質土) と Ac1 (粘土)、基盤層として As (砂) 層の順に構成されている。

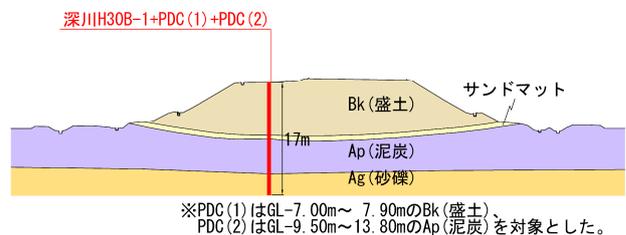


図-9 深川留萌自動車道の調査箇所における土層横断面図

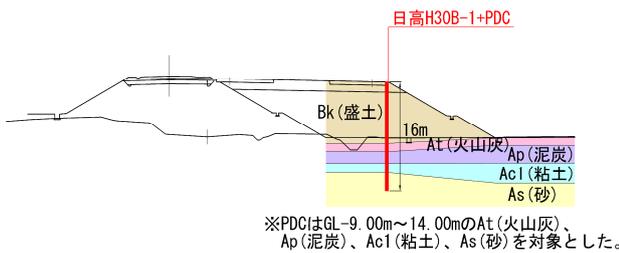


図-10 日高自動車道の調査箇所における土層横断面図

表-2 深川留萌自動車道における盛土の物性値

調査箇所	深川留萌道		日高道	
	不飽和部	飽和部	不飽和部	飽和部
(調査深度)m	(4.00~5.00m)	(7.00~7.90m)	—	—
湿潤密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.719	1.818	—	—
乾燥密度 $\rho_d$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.225	1.357	—	—
土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	2.643	2.568	—	—
自然含水比 $w_n$ (%)	40.4	34.3	—	—
間隙比 $e$	1.159	0.903	—	—
礫分(%)	16.9	12.3	—	—
砂分(%)	39.6	51.4	—	—
シルト分(%)	26.5	19.9	—	—
粘土分(%)	17	16.4	—	—
最大粒径mm	19	19	—	—
均等係数 $U_c$	—	—	—	—
D20(mm)	0.00721	0.00852	—	—
細粒含有率 $F_c$ (%)	43.5	36.3	—	—
液性限界 $w_L$ (%)	69.8	56	—	—
塑性限界 $w_p$ (%)	35.4	25.1	—	—
塑性指数 $I_p$	34.4	30.9	—	—
地盤材料の分類名	火山灰質礫質砂	礫混じり火山灰質砂	—	—
分類記号	(SVG)	(SV-G)	—	—
試験方法	A-c	A-c	—	—
最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.324	1.497	—	—
最適含水比 $w_{opt}$ (%)	31.9	23.4	—	—
液状化強度比 $R_{L20}$	—	0.361	—	—

当該箇所は暫定盛土に対する新規拡幅盛土箇所が必要盛土厚は  $H=11.4m$ 、拡幅盛土法肩の最終沈下量は約  $1.6m$  と推定された。

日高道の調査は美原や R275 と同様に盛土の性状や盛土厚を把握するため、先行的に土質ボーリング ( $\phi=66mm$ ) を SPT 実施した。その後、盛土法肩より PDC を行い、泥炭への盛土のめり込み量や地下水位、盛土の締固め具合を把握した。調査深度は盛土法肩から  $16m$  である。盛土法肩の位置は盛土内水位が深い位置にあるため、先端コーン内の間隙水圧計の破損を避けるべく GL-9.50m(PDC-1)まではボーリングで削孔し、それ以下では PDC を用いて盛土下の As (砂) まで貫入した。盛土の物理特性は本調査前のパイロットボーリングの結果、礫が多く確認されたために不攪乱試料の採取が実施できなかった。

### 3. 7 調査結果および考察

#### 3.7.1 N 値と $N_d$ 値の比較

3.1 で述べたとおり、PDC はベースとなるミニラムの先端コーン内に間隙水圧を計測できる装置を兼ね備えた原位置試験である。ミニラムは大型動的コーン貫入試験 (ラムサウンディング) を打撃エネ

ルギーが半分 ( $98kJ/m^2$ ) になるよう小型化したもので、直径  $28mm$  のロッド先端に角度  $90^\circ$ 、直径  $36.6mm$ 、長さ  $69mm$  の円錐コーンを設置し、重さ  $294N$  のドライブハンマーを高さ  $35cm$  から自由落下させて  $20cm$  貫入ごとの貫入抵抗値  $N_d$  を連続的に求めるものである。対象地盤が砂質土であれば式 2) で整理されるが、粘性土では貫入中のロッドの周面摩擦力により打撃回数が過大評価されるため、コーン先端が  $20cm$  打撃貫入した時の打撃回数  $N_{dm}$  を測定してからロッドを回転させたときのトルク  $M_r$  を測定して、ロッドの周面摩擦力の影響を補正した菅原ら<sup>11)</sup>による式 3) で  $N_d$  を算出する。

$$\text{砂質土地盤} \quad N_d = \frac{1}{2} N_{dm} \quad 2)$$

$$\text{粘性土地盤} \quad N_d = \frac{1}{2} N_{dm} - 0.16 M_r \quad 3)$$

ここに、 $N_d$  : ミニラムによって得られる換算  $N$  値、 $N_{dm}$  : ミニラムの  $20cm$  貫入に要する打撃回数、 $M_r$  : 回転トルク ( $N \cdot m$ ) とする。

一方、PDC は 1 打撃ごとに先端ロッドの貫入量  $d$  を測定していることから、式 4) を用いて PDC の 1 打撃当たりの貫入量とミニラムの  $20cm$  貫入に要する打撃回数 ( $N_{dm}$  値) の関係を求めることができる。

$$N_{dm} = \frac{20}{d} \quad 4)$$

ここに、 $N_{dm}$  : ミニラムの  $20cm$  貫入に要する打撃回数 (回)、 $d$  : PDC による 1 打撃当たりの貫入量 (cm) とする。

また、PDC は地盤条件に関わらず周面摩擦力の影響を補正した  $N_{d\_pdc}$  値を採用し、式 3) に式 4) を代入した式 5) より、1 打撃ごとの  $N_{d\_pdc}$  値を算出している。

$$N_{d\_pdc} = \frac{1}{2} \cdot \frac{20}{d} - 0.16 M_r = \frac{10}{d} - 0.16 M_r \quad 5)$$

ここに、 $N_{d\_pdc}$  : PDC によって得られる換算  $N$  値 (= ミニラムによって得られる換算  $N$  値)、 $d$  : PDC による 1 打撃当たりの貫入量 (cm)、 $M_r$  : 回転トルク ( $N \cdot m$ ) とする。※ただし  $N_d \leq 0$  の場合、 $N_d = 0$  とする。

図-11 は盛土法肩において SPT と PDC で得られた  $N$  値と  $N_{d\_pdc}$  の深度分布である。土層区分は打込みサンプリング (R275) とプレボーリングに基づいて評価した。また、凡例の  $WL_{pdc}$  は PDC 試験後の試験孔による地下水位、 $WL_{bor}$  はボーリング孔の地下水位でいずれも手動計測である。図-11 a) ~ d) をみると、 $N$  値と  $N_{d\_pdc}$  に差異が生じている深度が確

認められるが、両者は概ね近い値である。

$N_{d\_pdc}$  は一打撃ごとに  $N_{d\_pdc}$  として評価が可能であるため、Bk1 (Bk2) や Bk (盛土), Ap (泥炭) の深度方向の詳細な  $N_{d\_pdc}$  が連続的に評価できることがわかる。これらの結果は泥炭に沈埋した盛土に対しても、澤田らの調査結果<sup>7)</sup>と同様、深度 1m ピッチで実施する SPT では確認できない箇所を  $N_{d\_pdc}$  が補完するとともに、 $N_{d\_pdc}$  は  $N$  値と概ね良い相関が得られることと調和的である。

一方、盛土と泥炭の境界付近 (美原\_GL.-10.25m) や泥炭 (深川\_GL.-9.5m 前後, 日高\_GL.-11.2m) の  $N_{d\_pdc}$  は  $N$  値と比較して相対的に低い値であった。

SPT と PDC で得られた先端抵抗の差異は、単なる泥炭に含有する繊維分の大小なのか堆積環境なのかは不明確である。

### 3.7.2 土の粒度試験と PDC による細粒分含有率の比較

図-12 は盛土法肩で実施した SPT (レイモンドサンプラー) による土の粒度試験と PDC で得られた細粒分含有率  $F_c$  の深度分布であり、PDC で得た細粒分含有率は  $F_{c\_pdc}$ 、土の粒度試験で得た細粒分含有率は  $F_{c\_JIS}$  とする。図では土の粒度試験を実施した深度の位置を ● (赤丸) で表示している。

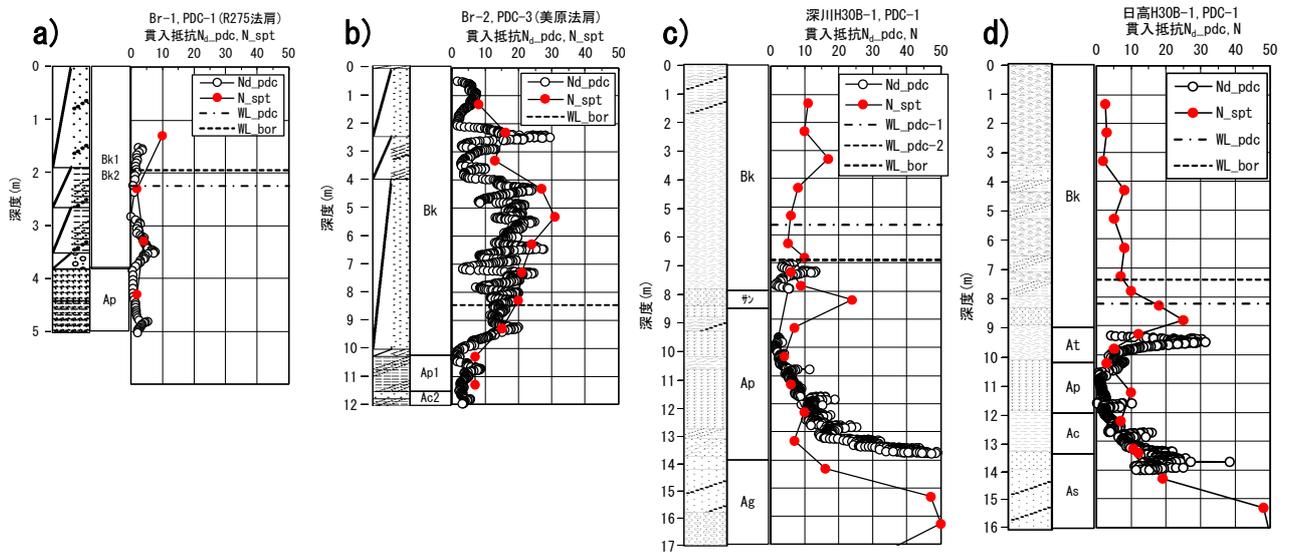


図-11 SPT と PDC による  $N$  値と深度  $N_{d\_pdc}$  値の深度分布比較

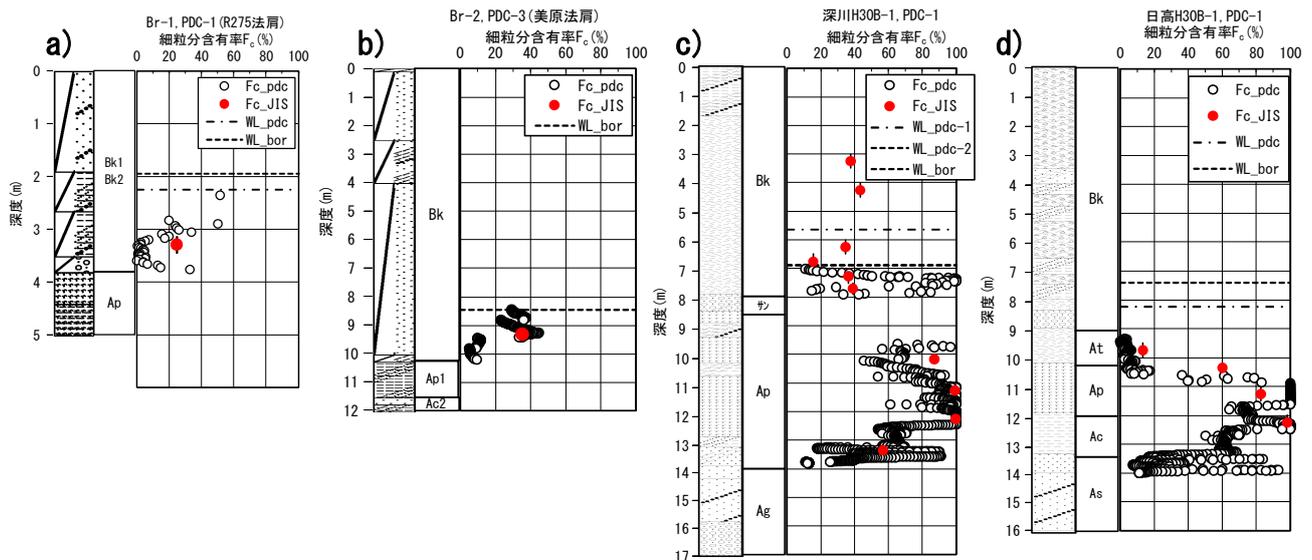


図-12 SPT と PDC による細粒分含有率  $F_c$  の深度分布比較

表-3 液状化判定に必要な地盤定数の算出方法

	道路橋示方書		PDC	
	簡便法	詳細法		
必要な地盤定数	$N$ 値	標準貫入試験	土の繰返し非排水三軸試験	$N_d=10/d-0.16Mr$
	細粒分含有率 $F_c$	土の粒度試験		$F_c=18 \cdot u_R/\sigma_v'$
	平均粒径 $D_{50}$ , 有効径 $D_{10}$	土の粒度試験		—
	塑性指数 $I_p$	土の液性限界・塑性限界試験		—
	単位体積重量 $\gamma_t$	土の湿潤密度試験 or 一般値		土質区分により仮定

表-4 液状化判定に用いる地盤面の設計水平震度 ( $k_n$ )

	L1	L2		備考
		タイプI	タイプII	
I 種地盤	0.10	0.50	0.68	R275
III 種地盤	0.15	0.40	0.51	美原
III 種地盤	0.15	0.40	0.51	深川留萌道
III 種地盤	0.15	0.40	0.51	日高道

R275 と美原では盛土内における土の粒度試験は 1 ヶ所、深川留萌道の盛土では 6 ヶ所実施した。日高道は盛土内に礫分が多いために土の粒度試験を実施していない。

PDC で得た  $F_c$  の深度分布に着目すると、R275 (図-12 a)) では盛土内 GL.-2.36~-3.77m の深さ 1.41m に  $F_c=0\sim 50\%$  程度の幅広い数値が確認された。また、美原 (図-12 b)) をみると、同じく盛土内 GL.-8.45~-9.42m では  $F_c=23.4\sim 44.8\%$ 、GL.-9.45~-10.21m は  $F_c=5.5\sim 11.8\%$  と評価された。深川留萌道 (図-12 c)) では盛土内 GL.-7.01~-7.91m の深さ 0.90m に  $F_c=10.1\sim 100\%$  程度の幅広い数値が確認された。なお、日高道 (図-12 d)) では既に述べたとおり、盛土内に礫分が多いために PDC による評価は実施していない。粒度試験で得られる  $F_c$  はいわゆる点の評価であるが、PDC で得られる  $F_c$  は一打撃ごとに評価が可能であるため、盛土の深度方向のばらつきを連続的に捉えていると考えられる。

### 3.7.3 液状化の判定

本調査箇所における液状化判定は道示に従って実施した。表-3 は道示の簡便法と詳細法、PDC による液状化判定に必要な地盤定数の算定方法を示している。

道示の簡便法による動的せん断強度比  $R$  と液状化に対する抵抗率  $F_L$  は表-1、表-2 に記載の物理試験値、単位体積重量は土の湿潤密度試験の値より算出した。道示の詳細法による  $R$  と  $F_L$  は、地盤工学会基準「土の繰返し非排水三軸試験 (JGS0541)」(以降、液状化試験とする) で求めた繰返し応力振幅比  $R_{L20}$

より道示に従って算出した。また、PDC による  $R$  と  $F_L$  は  $\gamma_t$  を土の湿潤密度試験の値より道示にて算出し、前項の 1), 2) 式を用いて  $N_{d\_pdc}$  と  $F_c$  を導出した。なお、地震時せん断応力比  $L$  はいずれの液状化判定手法とも同じ値を用いた。

液状化判定に用いる地盤面の設計水平震度は調査箇所が空知地方、石狩地方、日高地方であるため、地域区分はいずれも B2 である。各地震動レベルの地域別補正係数は文献<sup>10)</sup>に従って、 $c_z=0.85$ 、 $c_{1z}=1.0$ 、 $c_{2z}=0.85$  とした。地盤種別は調査箇所における既往の地盤調査結果で得られた  $N$  値から、道示の推定による簡易法 (慣用法)<sup>10)</sup> により R275 は I 種地盤、美原、深川留萌道、日高道は III 種地盤とした。表-4 は各地震動レベルにおける設計水平震度を示す。

また、各調査箇所 で採取した砂質土の繰返し三軸強度比  $R_L$  を直接的に把握するために液状化試験を実施した。各現場で採取した乱さない試料は、直径に対して高さが 2 倍前後を確保する供試体に成形した。供試体は炭酸ガスで飽和させたあと背圧  $u_b=200\text{kN/m}^2$  を与えて、間隙水圧係数  $B$  値が 0.95 以上になっていることを確認した。飽和した供試体は各現場の試料採取深度に応じた有効拘束力  $\sigma_v'=50\text{kN/m}^2$  を等方応力で載荷し、排水量がほぼ一定値に収束するまで圧密した。その後、正弦波の載荷周波数  $f=0.2\text{Hz}$  の一定応力振幅による非排水繰返し載荷を両振幅軸ひずみ  $DA=5\%$ 、繰返し載荷回数  $N_c=20$  回に達するまで実施した。

#### 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

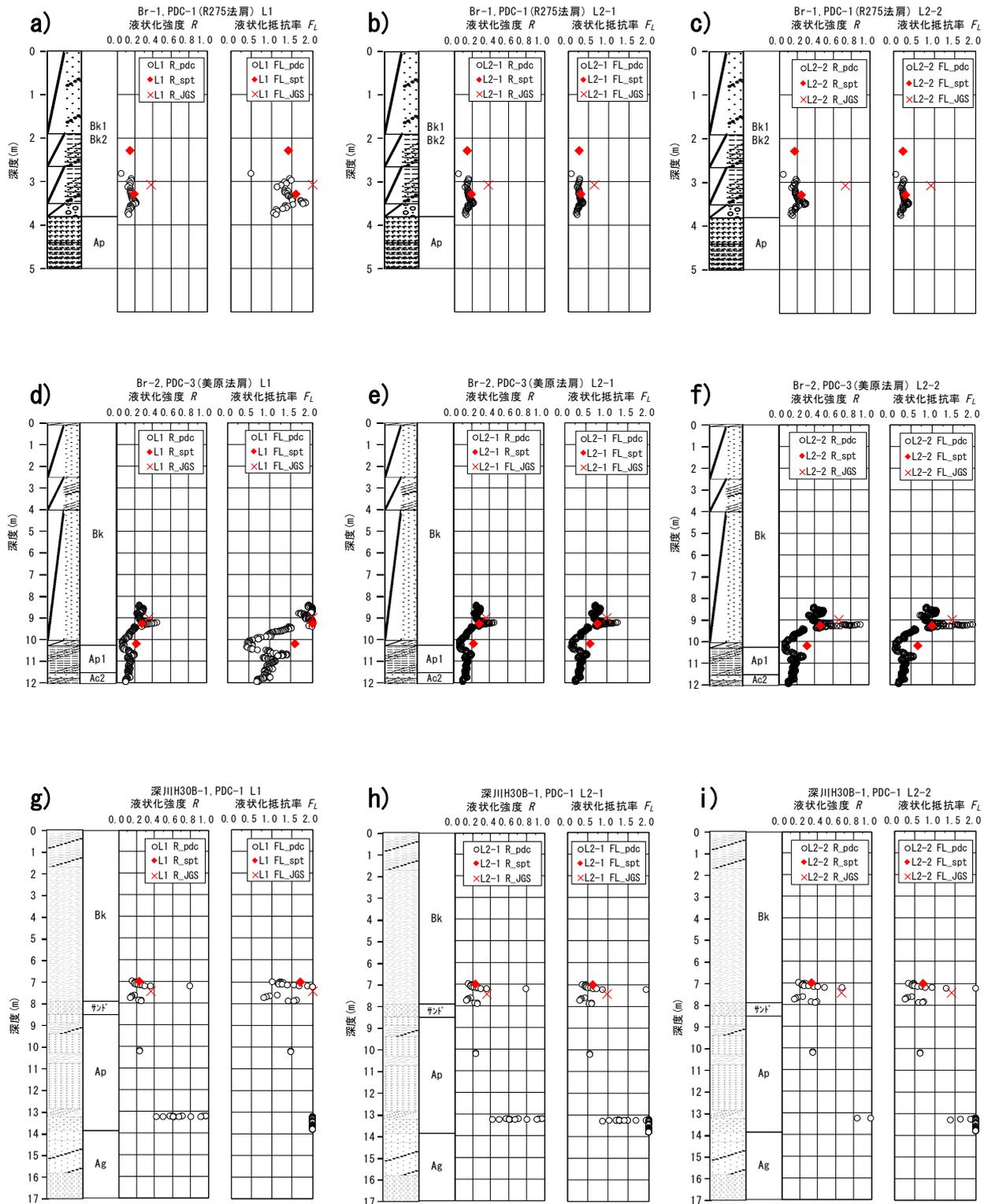


図-13 R275、美原、深川留萌道における調査深度と液状化強度  $R$ 、液状化抵抗率  $F_L$  の関係

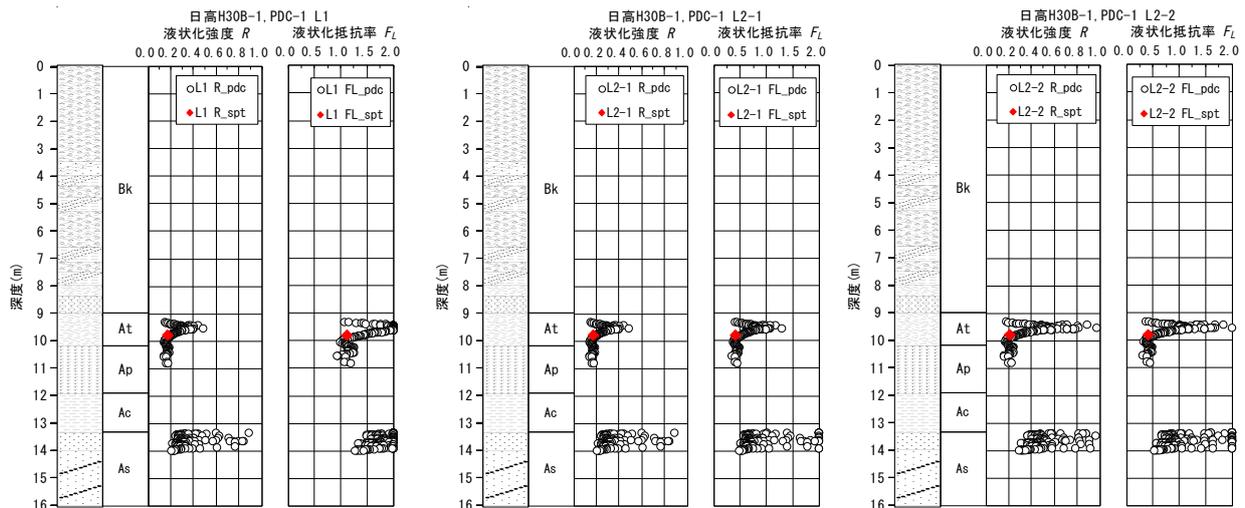


図-14 日高自動車道における調査深度と液状化強度  $R$ 、液状化抵抗率  $F_L$  の関係

図-13、図-14 は各調査箇所における調査深度と液状化強度  $R$ 、液状化抵抗率  $F_L$  の関係を示す。凡例の L1 はレベル 1 地震動、L2-1 はレベル 2 地震動（タイプ I）、L2-2 はレベル 2 地震動（タイプ II）を表しており、 $R$  および  $F_L$  の後に表記している『 $\circ\circ_{\text{pdc}}$ 』は PDC による評価、『 $\circ\circ_{\text{spt}}$ 』は道示の簡便法、『 $\circ\circ_{\text{jgs}}$ 』は道示の詳細法による検討結果である。得られた  $F_L$  のうち  $F_L \geq 2.0$  のデータは便宜上、 $F_L = 2.0$  で標記した。

図-13、図-14 の  $R(F_L)_{\text{pdc}}$  と  $R(F_L)_{\text{spt}}$  をみると、美原の GL.-10.25m 付近の結果（図-13 d）～f）を除いて概ね同じである。一方、美原の GL.-10.25m 付近の  $R_{\text{pdc}}$  と  $R_{\text{spt}}$  の結果の違いは顕著であり、これが  $F_{L_{\text{pdc}}}$  と  $F_{L_{\text{spt}}}$  の結果として表れている。特に L1 地震動レベルでは  $F_{L_{\text{pdc}}}$  の結果から液状化する、液状化しないと相反する結果が得られた。この要因として、図-11 b) に示すとおり、美原の GL.-10.25m 付近における SPT による  $N$  値（ $\approx 8$ ）と PDC による  $N_{d_{\text{pdc}}}$ （ $\approx 2$ ）の差が  $F_L$  の差に表れたと推察される。

美原の GL.-10.25m 付近は盛土と泥炭の境界部にあたるが、既往の文献<sup>12)、13)</sup>によると、基礎地盤が泥炭または軟弱な粘性土の場合、圧密沈下によって盛土が下凸状に基礎地盤にめり込んだ際に盛土底部が水平方向に伸張するため、密度や拘束圧の低下が生じるとの指摘がある。このような盛土底部の緩みに対して、SPT と PDC の貫入抵抗に違いが生じた要因については今後、検証していく必要がある。

次に、 $R(F_L)_{\text{pdc}}$  や  $R(F_L)_{\text{spt}}$  と道示の詳細法による  $R(F_L)_{\text{jgs}}$  を比較すると、 $R(F_L)_{\text{pdc}}$  や  $R(F_L)_{\text{spt}}$  は相対的に小さいことがわかる。既往の研究では、同じ  $N$  値であっても粒度の細かい（細粒分が多い、あるいは平均粒径が小さい）土層の液状化抵抗は大きくなる<sup>例えば 14)</sup>ことや、最近の研究<sup>15)、16)</sup>では細粒分を含む

砂の液状化強度試験の結果、道示の液状化強度式は  $F_L$  が大きい場合に液状化強度を小さめに評価することが指摘されている。このような知見を踏まえると、 $R_{\text{pdc}}$  や  $R_{\text{spt}}$  は実態の液状化特性をより精度良く評価しているといえ、道示で算出された  $R_{\text{jgs}}$  より相対的に小さくなることは明白である。

#### 4. 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）および簡易動的コーン貫入試験（PDC）を行った。その結果、以下の知見を得た。

##### 【電気式静的コーン貫入試験(CPT)】

- 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。
- 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 により地下水位を把握するには制約があることがわかった。

##### 【簡易動的コーン貫入試験（PDC）】

- 飽和地盤における PDC と SPT で得られた  $N$  値（ $=N_{d_{\text{pdc}}}$ ）および、PDC と土の粒度試験で得られた細粒分含有率  $F_L$  は概ね同じ数値を示し、双方で得られる  $F_L$  は地震動レベルに拘わらず同様であった。
- したがって、PDC は地下水位以下に沈埋している盛土の液状化判定に有効であると思われる。

- ・ 高盛土底部と泥炭の境界では計測された  $N$  値と  $N_{d\_pdc}$  が異なり、その結果が L1 地震動レベルにおいて異なる液状化判定に繋がった。
  - ・ この理由が SPT と PDC の貫入特性によるものか偶然なのかは定かでない。
  - ・ 今後は緩みが生じている盛土底部と軟弱地盤の境界部における PDC の貫入特性や液状化強度との関連を把握するとともに、PDC 単独でこの境界部を判断できる指標を提案したいと考えている。
- pp.487-488、2013
- 16) 谷本俊輔、鷺見浩司、江川拓也、石原雅規、佐々木哲也：細粒分を含む砂の液状化強度に関する調査（その 2 液状化強度評価式の再検討）、第 48 回地盤工学研究発表会 pp.489-490、2013

#### 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) Sawada.S : Estimation of liquefaction potential using dynamic penetration with pore pressure transducer, International Conference on Cyclic Behavior of Soil and Liquefaction Phenomena, Bochum, pp.305-312, 2004
- 7) 応用地質(株) : PDC 技術資料、PDC コンソーシアム、PDC コンソーシアムオフィシャルサイト、<http://www.pdc-cons.jp/documents/index.html>
- 8) 澤田俊一、塚本良道、石原研而：間隙水圧測定を伴う動的貫入試験法 その 6 液状化強度、第 50 回地盤工学シンポジウム pp.1-6、2005
- 9) 澤田俊一：間隙水圧測定を伴う動的貫入試験法 その 14 新しい地下水位設定法、土木学会第 66 回年次学術講演会 pp.717-718、2011
- 10) 社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2012
- 11) 菅原紀明、鈴木勝久、菅原章治：小型動的貫入試験機の開発とその利用、全地連「技術フォーラム'97」講演集 pp.461-464、1997
- 12) Sasaki, Y. Oshiki, H. and Nishikawa, J. : River Dike Failures during the 1993 Kushiro-oki Earthquake , Proceedings of IS-Tokyo, 2009
- 13) Okamura, M. and Tamamura, S. : Seismic Stability of Embankment on Soft Soil Deposit, International Journal of Physical Modeling in Geotechnics, 11(2), pp.50-57, 2011
- 14) 松尾修：道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題、土木学会論文集 No.757/III-66、pp.1-20、2004
- 15) 鷺見浩司、谷本俊輔、江川拓也、石原雅規、佐々木哲也：細粒分を含む砂の液状化強度に関する調査（その 1 地盤の不均一性）、第 48 回地盤工学研究発表会



## 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、二宮智大、中尾尚史  
 葛西 聡、秋本光雄、佐藤 京

## 【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 30 年度は支承部への損傷制御の実現性を検証するため、既往文献調査による橋脚の設計条件の検討、供試体設計と、支承の各部品における力の作用状況および耐力を把握するための載荷実験を実施した。また、超過作用も含めた作用の影響を考慮した場合の橋梁構造物の安全余裕度を評価する手法の確立を目的に、実際の損傷事例を整理した。

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の切迫性が指摘され、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。

このような背景から、本研究で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行っている。

平成 28～29 年度は桁橋・ラーメン橋を対象として、既往地震の被害事例および損傷状況を分析し、超過外力が作用した場合の望ましい損傷シナリオを整理するとともに、橋脚と支承における耐力の階層化を考慮した場合の損傷過程について検討を行った。また、アーチ橋を対象として、構造条件の違いによる損傷過程への影響や望ましい損傷シナリオ、それに誘導するための損傷制御方法について解析により検討した。

これらの検討により、超過外力に対し損傷を制御することで橋全体が崩壊に至りにくくなることを示すとともに、特に損傷部位を支承に誘導することの有効性を示した。

平成 30 年度は支承部への損傷制御の実現性を検証するため、既往文献調査による橋脚の設計条件の検討、供試体設計と、支承の各部品における力の作用状況お

よび耐力を把握するための載荷実験を実施した。また、超過作用も含めた作用の影響を考慮した場合の橋梁構造物の安全余裕度を評価する手法の確立を目的に、実際の損傷事例を整理した。

## 2. 損傷制御を目的とした RC 橋脚供試体の検討

## 2.1 下部構造の耐力階層化

## 2.1.1 支承耐力と橋梁耐力の関係

図-1 は、桁橋の免震構造を対象とした橋脚と支承耐力の大小関係を示した水平荷重-水平変位曲線である。実際のレベル 2 地震動に対する設計では、支承耐力が橋脚耐力を上回るケース A と支承耐力が橋脚耐力を下回るケース B が存在する。ケース A では支承より先に橋脚が損傷し作用が大きくなるにつれて橋脚の損傷が進展するが、ケース B では橋脚より先に支承が損傷し以後、作用が大きくなっても橋脚の損傷は進展しない破壊形態となる。

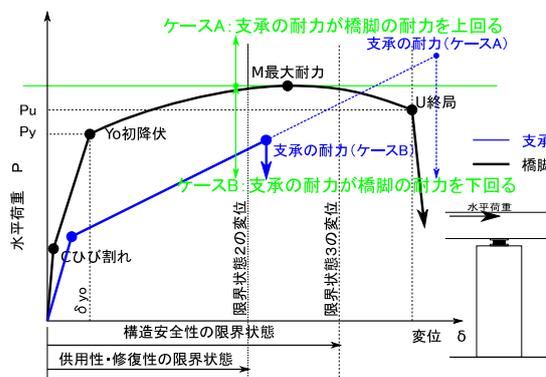


図-1 支承と橋脚の耐力の関係（免震）

### 2.1.2 望ましい損傷シナリオ

ケース B の中でも、支承耐力を「橋脚の降伏耐力以下」にするケースと「橋脚の降伏を超え最大耐力以下」にするケースの 2 通りある。それぞれのケースは、橋梁の架橋条件等により被災後の復旧作業のしやすさを考慮して選定することが考えられるが前者の場合、支承耐力を上回るよう橋脚耐力を過度に高める必要があり、基礎工を含めた橋全体系の設計合理化を踏まえると超過作用に対し、後者のケースが早期復旧の観点からも望ましい損傷シナリオの一例であると考えられる。

## 2. 2 損傷制御を検討するための文献調査

### 2.2.1 文献資料の収集・整理

望ましい損傷シナリオを実現させるためには、橋脚降伏耐力と最大耐力の間に支承耐力を精度よく制御する必要がある。設計上意図したとおりの耐力制御ができたとしても、支承を構成するゴムや金物材料のバラつき等から、地震による実際の挙動の中で意図的に耐力制御ができるかどうか課題がある。

橋脚の最大耐力と降伏耐力との差異が大きいほど支承の損傷制御の実現性が高まると考えられるため、**図-2** に示す設計計算上の降伏耐力と実験による最大耐力との差異が大きくなる橋脚の設計条件を確認することを目的とした文献調査を実施した。なお、文献調査は既往の RC 橋脚供試体及び SRC 橋脚供試体の実験結果を収集・整理し分析を行った。

### 2.2.2 既往 RC 橋脚供試体の実験結果

**図-3** は、文献調査により 24 個の RC 橋脚供試体実験結果から得られた最大耐力  $P_{max}$  と設計計算上の保有耐力  $P_a(P_y)$  との比 ( $P_{max}/P_a$  以下、「耐力比」という) を軸方向鉄筋比別に整理したものである。また、**図-4** は実験結果としての荷重・変位曲線を事例として示したものである。これら文献調査から耐力比を整理すると、概ね 1.0~1.2 倍と耐力の差異が小さいことを確認した。調査した供試体はせん断スパン比が概ね 3~5 倍であり、ディープビーム効果のような平面保持の仮定が適用できない耐力特性は特に持たない。このような橋脚は曲げ応力で軸方向鉄筋が決定され、断面の中央付近の鋼材もあまり多くないことから保有耐力と最大耐力の差異が生じにくいものと推察される。

### 2.2.3 既往 SRC 橋脚供試体の実験結果

RC 橋脚供試体と同様、文献調査により 23 個の SRC 橋脚供試体について耐力比の整理を行った。**図-5**、**図-6** は、実験結果としての荷重・変位履歴曲線の事例を示したものである。調査した SRC 橋脚供試体は、最外縁の軸方向鉄筋より断面内部の鉄骨材が H 形鋼 (**図**

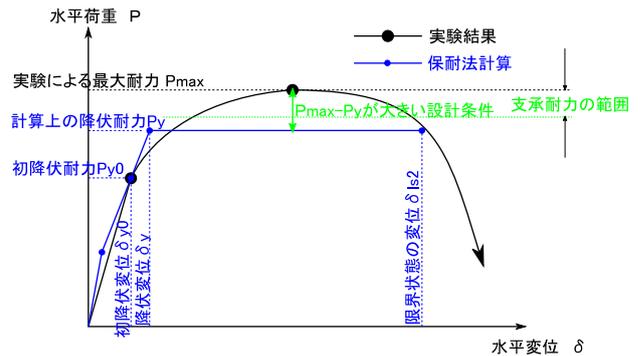


図-2 橋脚供試体の計算上の耐力と最大耐力の差

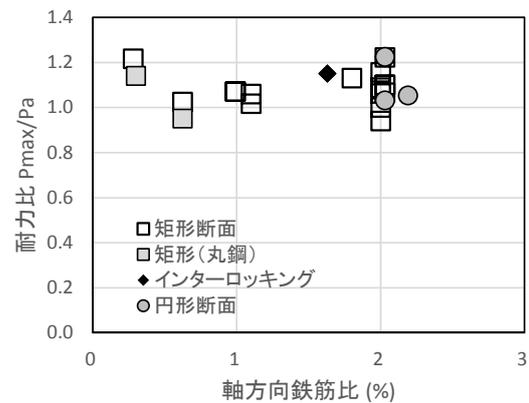


図-3 RC 橋脚供試体の最大耐力と降伏耐力の比

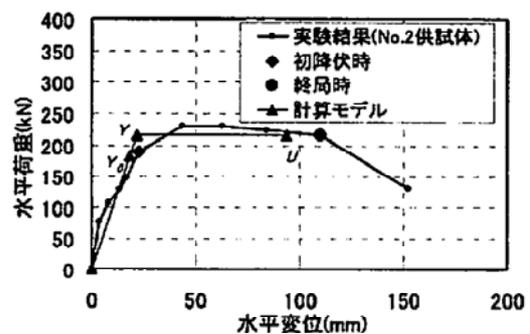


図-4 RC 橋脚供試体 (No.2) の P- $\delta$  関係<sup>1)</sup>

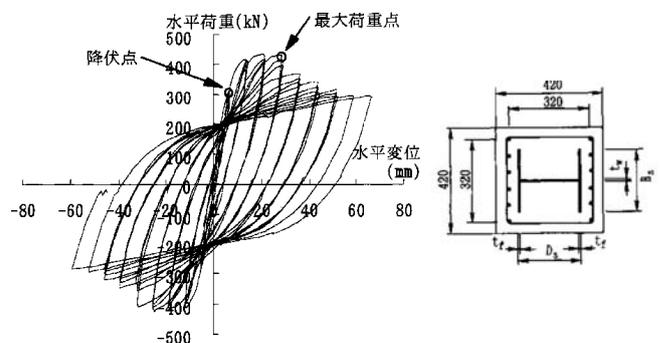


図-5 SRC 橋脚の荷重・変位履歴曲線とその橋脚断面(A-2)<sup>2)</sup>

-5) あるいは鋼板を配置した構造 (図-6) などあるが、図-6 に示した橋脚断面内部に鋼板を複数枚入れた供試体断面において、最大の耐力比 2.07 倍を得ていた。なお、図-5 の H 形鋼を配置した構造では耐力比 1.39 倍であった。SRC 橋脚はせん断スパン比については RC 橋脚と同様 3~5 倍であるが、最大耐力は降伏耐力の概ね 1.2~2.1 倍程度と RC 橋脚より耐力比が大きいことを確認した。これは、SRC 橋脚の場合は断面の中央付近に配置する鋼材が多いことから、最外縁の引張鉄筋が降伏した後、断面内部の鋼材が抵抗することでさらに橋脚の耐力を大きくしているものと推察される。

## 2. 3 損傷制御を実現するための供試体設計

### 2.3.1 新しい実験供試体の設計

橋脚の降伏耐力と最大耐力の差異が大きくなる設計条件を今後実験で検証することを目的として、新たな実験用供試体の設計を行った。

実験供試体の設計は、最初に支間長 40m の連続高架橋のうち 1 基の中間橋脚を想定し、星隈ら<sup>4)</sup>が行った実物大橋脚の載荷実験における供試体を参考にして、柱部断面 2400×2400mm、高さ 9600mm を有するモデル橋脚を設計することから始めた。橋脚の配筋は、従来の配筋方法に加え、SRC 橋脚の耐力比が大きいことに着目して、鉄骨配置と同様の効果を期待するため、断面内部を横断するよう軸方向鉄筋を配置する 2 断面で設計を行った。2 断面について動的解析を行い、それぞれ従来のレベル 2 地震動に対し必要十分な耐荷性能が得られるよう鉄筋量を決定した。

実験供試体は 2 断面のモデル橋脚をそれぞれ 1/4 倍に縮尺し、柱部寸法 600×600×1800mm、配筋方法が異なる 2 断面の供試体とした。

### 2.3.2 解析方法

実験供試体について以下の 2 ケースを想定し、ファイバーモデルによるプッシュオーバー解析を行った。上部工からの鉛直荷重は 360kN とし、上部工載荷位置に水平荷重を漸増させ、橋脚の耐荷力特性を確認した。

ケース①：耐力階層化を考慮しない

- ・ 支承耐力非制御 (支承耐力 > 橋脚最大耐力)
- ・ 従来と同様の配筋 (図-7)

ケース②：耐力階層化を考慮

- ・ 支承耐力制御 (橋脚降伏耐力 < 支承耐力 < 橋脚最大耐力)
- ・ 断面内部に軸方向鉄筋を配筋 (図-8)

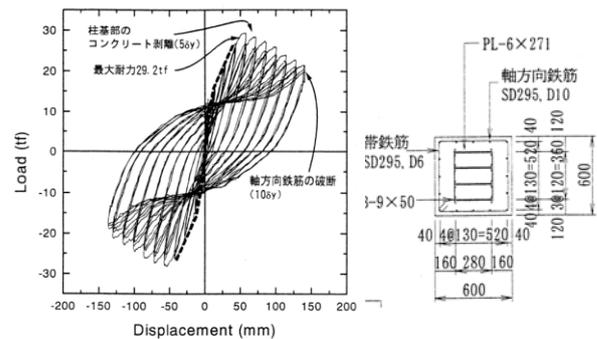


図-3 荷重・変位履歴曲線(SRC-4供試体)

図-6 SRC 橋脚の荷重・変位履歴曲線とその橋脚断面(SRC-4)<sup>3)</sup>

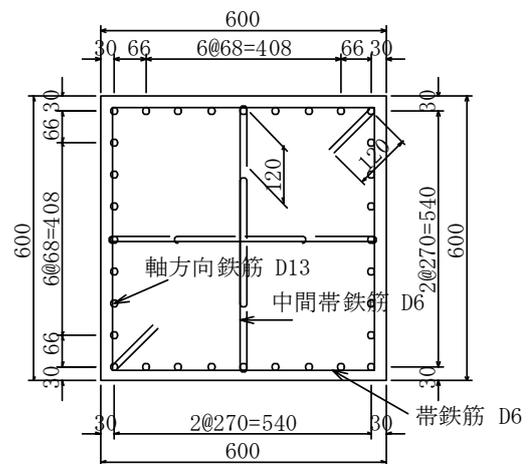


図-7 実験供試体の配筋断面 (ケース①)

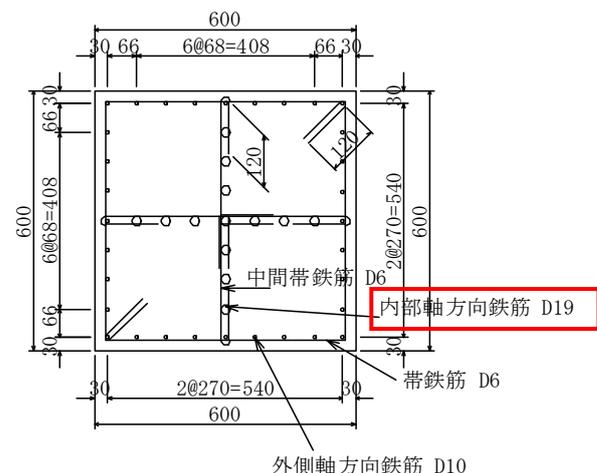


図-8 実験供試体の配筋断面 (ケース②)

ケース①は、支承設計、橋脚設計ともに従来と同様な設計を行うものであり、超過作用時は支承が損傷するまで橋脚の損傷が増大するケースである。橋脚の軸方向鉄筋は SD345 D13×32 本、鉄筋比 1.13% とし、鉄筋量はレベル 2 地震動に対し必要な耐荷性能が得ら

れる鉄筋量とした。

ケース②は、支承耐力を橋脚降伏耐力と最大耐力の間に制御することで超過作用時の橋脚損傷を限定的な程度に抑えるケースである。橋脚の配筋は、SRC 構造を模擬した配筋で、最外縁が SD345 D10×32 本、断面内部が SD345 D19×13 本で鉄筋比は 1.67% である。最外縁の軸方向鉄筋量はレベル 1 地震動以上で降伏する鉄筋量とし、断面内部の軸方向鉄筋量はレベル 2 地震動で必要な耐荷性能が得られる鉄筋量とした。

### 2.3.3 解析結果

ケース①の P-δ 関係を図-9 に示す。このケースでは、橋脚はレベル 2 地震時に降伏しエネルギー吸収が図れる、鉄筋量が少なく合理的な設計となるなどの特徴を有するが、最大耐力と設計上の降伏耐力の差異がほとんどなく、実際の設計では支承に望ましい位置で損傷制御することが困難であるケースと推察される。

ケース②の P-δ 関係を図-10 に示す。レベル 1 地震動に相当する水平荷重で最外縁鉄筋が初降伏した後、断面内部に配置した鉄筋が水平荷重に抵抗し、レベル 2 地震動で降伏することでエネルギー吸収が図れるとともに、最大耐力と降伏耐力の差異を大きくすることが可能となり、支承部で損傷制御する実現性が向上することを確認した。ケース①に比べてケース②の方が軸方向鉄筋量は若干増加するが、ケース②の中間帯鉄筋の配筋では断面内部で継ぐ場合、フックを断面内部の軸方向鉄筋に引っ掛けることで中間帯鉄筋のラップ長（鉄筋径の 40 倍）が必要なくなるため、その分の鉄筋量削減や実際の配筋作業の省力化が期待できる。

### 3. 支承に用いるボルトの耐力に関する実験的検討

支承部に損傷を誘導して橋全体系が致命的な被害に至らないようにするための構造的な工夫の 1 つとして、損傷させる部品を設定し、かつ損傷させない部品と損傷させない部品の耐力を正確に評価したうえで、耐力差を設定する方法が挙げられる。

また、支承各 부품の耐力は、主に水平方向および鉛直方向に対して、それぞれ評価している。しかし、支承には水平および鉛直方向の力が同時に作用するため、これらの力を同時に考えて評価する必要がある。そこで本研究では、支承各 부품における力の作用状況および耐力を把握することを目的とした。本章では、下沓とベースプレートの間に取り付けられている六角ボルトを対象として、六角ボルトを実際の支承配置に取り付けた場合の六角ボルト全体としての耐力を載荷実験により検討した結果を報告する。

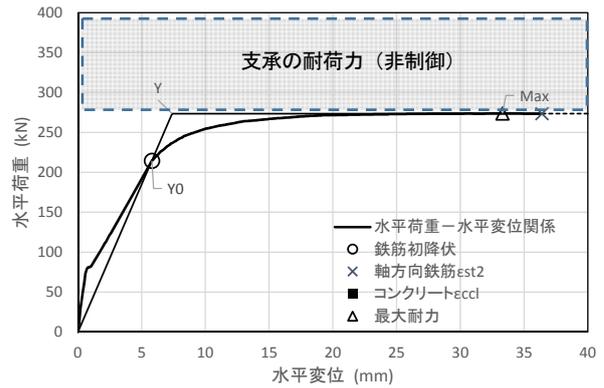


図-9 橋脚実験供試体の耐荷力特性 (ケース①)

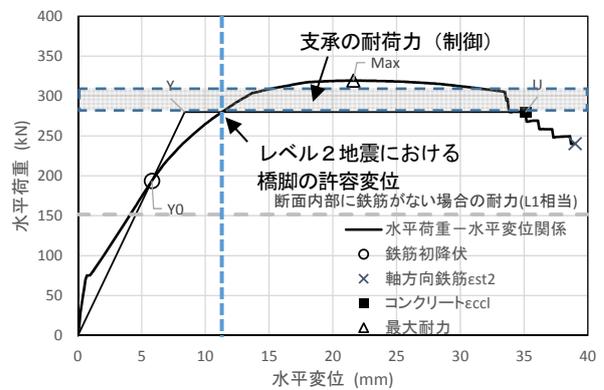
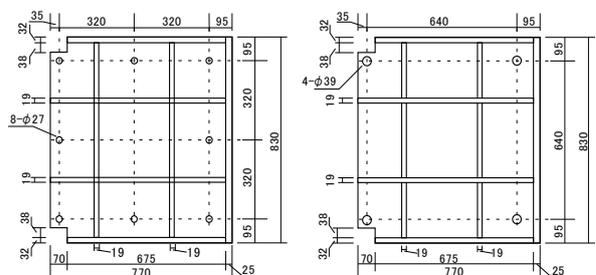


図-10 橋脚実験供試体の耐荷力特性 (ケース②)

表-1 使用する六角ボルトの材料諸元

材質	ボルト径	強度区分	引張荷重(kN)	
			JIS※	実強度
S45C	24(M24)	8.8	293	307
	24(M24)	10.9	367	406
	36(M36)	8.8	678	-

※JIS に記載されている引張強度に断面積をかけて算出



(a) M24 の場合 (b) M36 の場合  
(各図の右側にジャッキを設置)

図-11 六角ボルトの取り付け位置

### 3. 1 実験概要

#### 3.1.1 実験供試体および実験装置

##### (1) 実験供試体

本研究では、支承に使用されている六角ボルト (S45C：機械構造用炭素鋼) を実験の対象とした。対象とした六角ボルトの材料諸元は表-1 に示したとおりである。表中の引張荷重に示した実強度は、ミルシートにより得られたデータである。なお、径が 36mm(M36)の六角ボルトの引張強度は計測されていなかったため、JIS で記載されている引張強度から算出した値のみ示した。

本実験ではゴム支承本体の平面寸法が 570mm × 570mm の支承を想定し、六角ボルトは図-11 に示すように、M24 の六角ボルトの場合は 8 本、M36 の六角ボルトの場合は 4 本取り付けられた。

##### (2) 実験装置

本研究では図-12 および写真-1 に示すような実験装置を用いた。実験では、ベースプレート (SM490 材) と载荷治具 (SS400 材) を六角ボルトで接合し、1 基又は 2 基の油圧ジャッキ (容量：200kN、最大ストローク：100mm) を用いて水平方向に载荷することで、接合させた六角ボルトを破断させた。なお、ベースプレートと载荷治具の間には、できるだけ摩擦が生じないように、接触面は磨きをかけた。

六角ボルトはインパクトレンチにより、所定の値で締め付けた。ここで、六角ボルトを締め付ける大きさは、ベースプレートのネジ部が切れない大きさとし、M24 は 229.3Nm、M36 は 804.6Nm とした。

ジャッキにはロードセルを設置し、载荷荷重を計測した。また、载荷治具に変位計を設置し、载荷治具の水平及び鉛直変位を計測した。さらに、六角ボルトに生じたせん断力を把握するために、载荷治具の六角ボルト穴近傍にひずみゲージを貼り付け、六角ボルトを介して载荷治具に生じるひずみを計測した。各計測位置および各ボルトの名称は図-13 に示した通りである。

##### 3.1.2 実験方法

本研究では、支承への作用状況の違いによる六角ボルト全体の耐力の変化を検討するために、载荷高および载荷方向を変化させて実験を行った。表-2 及び図-14 に本実験で検討したケースを示す。表中の载荷高は、ベースプレートからの高さであり、実際の支承の高さを想定して設定した。なお载荷高が 0(H=0) はせん断力が卓越した場合に相当する。偏心量は、図-14 に示すように、载荷治具の中心位置から偏心した距離であり、実験では载荷治具の端部とした。载荷方向は、

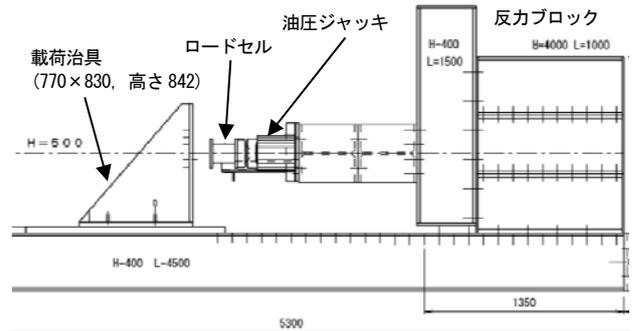


図-12 実験装置の概要(载荷高 500mm の場合)

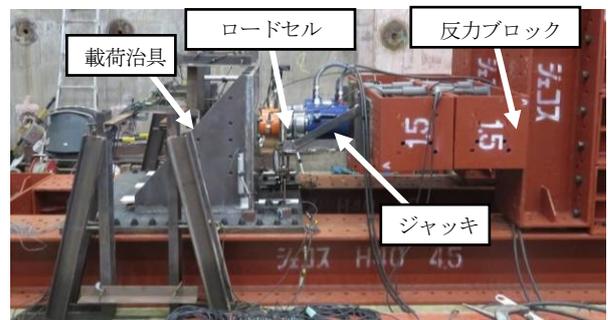
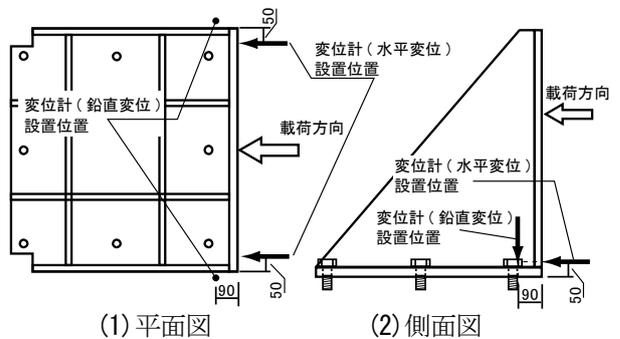
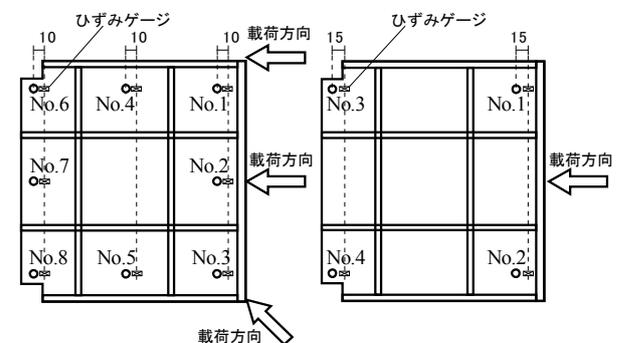


写真-1 実験装置のセットアップ状況(载荷高 500mm)



(a) 変位計の設置位置



(b) ひずみゲージの貼り付け位置と各ボルトの名称

図-13 変位計及びひずみゲージの位置

図-13 や図-14 に示すように斜め載荷したときの角度であり、実験では 45° とした。本研究では、偏心および斜め載荷していないケースを基準載荷、偏心して載荷したケースを偏心載荷、斜め方向に載荷したケースを斜め載荷と呼称する。基準載荷および斜め載荷では、ジャッキを 2 基使用するため、載荷治具の左右に取り付けた変位計により、実験供試体にねじりが生じないように監視しながら載荷した。

実験では、全ての六角ボルトが破断又はジャッキのストロークが限界に達するまで載荷を行った。得られた結果から、各ケースにおける六角ボルト全体の耐力を比較した。また、載荷治具より得られた水平変位、鉛直変位、ひずみから、六角ボルトにどのような応力が生じたか計測した。但し、偏心載荷と斜め載荷は、ひずみゲージの向きと実際の主ひずみの方向が合っていないため、正しいひずみは計測できなかった。

### 3. 2 基準載荷による六角ボルトの耐力

#### 3.2.1 載荷高が異なる場合(Case1~4)

##### (1) 荷重と変位の関係

図-15 は水平変位と載荷荷重の関係を示したものである。横軸は載荷治具の水平変位、縦軸は載荷荷重である。載荷荷重は 2 基のロードセルの合計、水平変位は左右の変位計の平均を示した。なお、載荷高が 750mm(Case4)については、ジャッキのストローク限界に達してもボルトが破断しなかったため、六角ボルトが全て破断する前に実験を終了した。

図より、載荷高が 300mm(Case2)及び 500mm (Case3)の場合、最大荷重は載荷高 0(Case1)に対して 4%及び 14%程度低下している。逆に破断に至る水平変位は 60%及び 90%程度大きくなっている。載荷高が 750mm(Case4)の場合、最大荷重は Case1 に比べて 40%程度低下している。なお、水平変位が 0 における 100kN 程度の急激な荷重の立ち上がりは、六角ボルトを締め付けたことによる下沓とベースプレート間に生じる摩擦の影響と考えられる。

本研究では参考として、道路橋示方書<sup>5)</sup>に記載されているせん断耐力の推定式を基に六角ボルト全体の耐力を次式により算出した。

$$F = \frac{\sigma_u}{\sqrt{3}} An = \frac{F_u}{\sqrt{3}} n \quad (1)$$

ここで、 $F$ は六角ボルト全体の耐力、 $F_u$ は表-1で示した六角ボルト単体の引張荷重、 $\sigma_u$ は引張強さ、 $A$ は断面積、 $n$ は六角ボルトの本数である。本研究では、表-1で示したM24で強度区分8.8の六角ボルトにおける引張荷重を用いて六角ボルトの耐力の合計を求めた。

表-2 実験ケース

	対象とするボルト		載荷高 $H$ (mm)	偏心量 $e$ (mm)	載荷方向 (°)	
	ボルト径	強度区分				
Case1	M24	8.8	0	0	0	基準 載荷
Case2	M24	8.8	300	0	0	
Case3	M24	8.8	500	0	0	
Case4	M24	8.8	750	0	0	
Case5	M24	10.9	500	0	0	
Case6	M36	8.8	500	0	0	
Case7	M24	8.8	0	350	0	載 偏 荷 心
Case8	M24	8.8	500	350	0	
Case9	M24	8.8	300	0	45	載 斜 荷 め
Case10	M24	8.8	500	0	45	

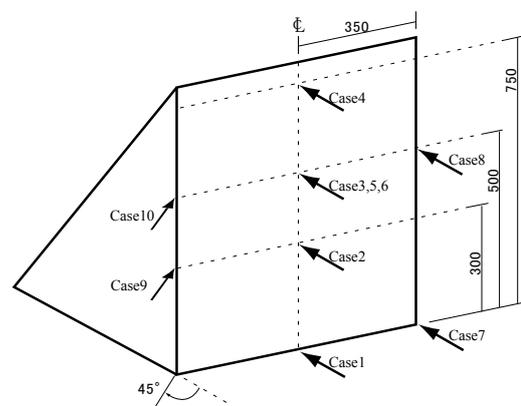


図-14 各ケースの載荷位置

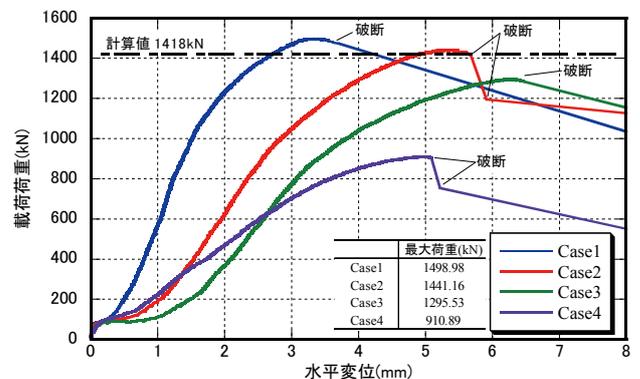


図-15 水平変位と載荷荷重の関係(Case1-Case4)

その結果、全体の耐力は 1418kN であった。

破断までの載荷荷重の最大値と比較した結果、実験値と計算値の誤差は、Case1 では 5%、Case2 では 2% 程度である。一方、Case3 では約 10%、Case4 になると約 35%となり、計算値との誤差は大きくなる。そのため、載荷高が高くなるとせん断耐力のみで六角ボルト全体の耐力を評価することは困難になる。

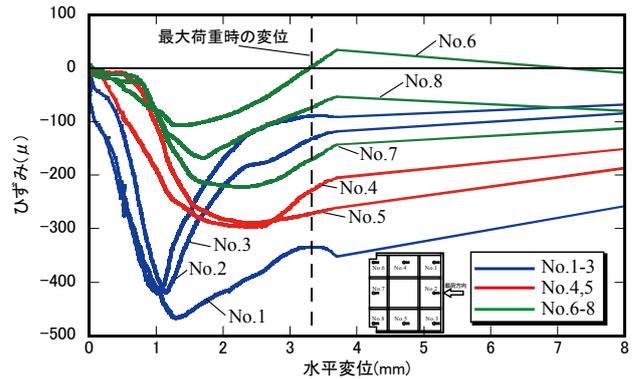
(2) 六角ボルトに生じる応力と破断状況

図-16 は、六角ボルト穴近傍の载荷治具のひずみ量を示したものである。ここでは载荷高が 0(Case1)と 500mm(Case3)の結果を示した。横軸は载荷治具の水平変位、縦軸は六角ボルト穴近傍のひずみ量である。载荷治具に生じるひずみは、六角ボルトを介して载荷治具に圧縮ひずみ(負値)として生じるため、圧縮ひずみが大きいほど六角ボルトにせん断応力が生じていることを意味している。

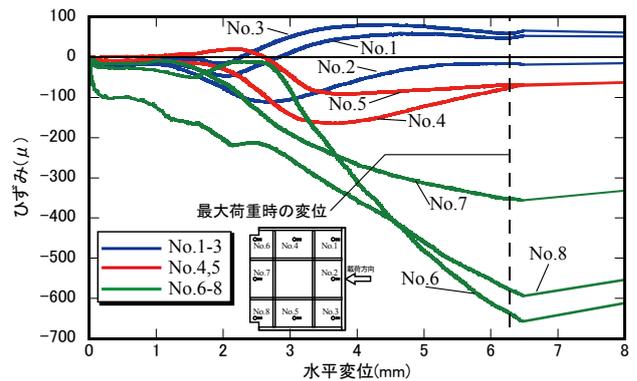
载荷高が 0(Case1)の場合、図-16(a)に示すように、载荷開始から 1mm 程度までは载荷側に近い六角ボルト穴付近(No.1~No.3)にひずみが生じている。しかし、1mm を超えた辺りから、ひずみが低下している。一方、载荷側から離れた位置(No.4~No.8)のひずみは、水平変位が 1mm あたりから増加している。これより、最初は载荷側の六角ボルトに力が集中し、その後他の六角ボルトにも力が作用すると考えられる。载荷高が 500mm(Case3)の場合、図-16(b)に示すように载荷側のひずみ(No.1~3)は最大で-100 $\mu$  程度しか生じていない。一方、载荷側から離れた位置(No.6~8)のひずみは、最大荷重時に-700 $\mu$  近くまで達している。この計測結果から、载荷側の六角ボルトに作用したせん断力は非常に小さいと考えられる。

ここで、载荷治具のひずみからせん断力の合計を算出してみた。せん断力は得られた载荷治具に生じるひずみに鋼材のヤング率( $2.0 \times 10^5 \text{N/mm}^2$ )をかけ、この値を六角ボルトに作用させることで、六角ボルトのせん断応力度を算出した。なお、六角ボルトはベースプレート面を支点とした片持ちばりを仮定して(長さは板厚の 32mm、幅はボルト径の 24mm)、せん断応力度を計算した。

図-17 はせん断力を算出した結果である。横軸は水平変位、縦軸はひずみから算出したせん断力の合計と载荷荷重である。図中には载荷荷重の結果も示した。算出した結果、両ケース共に合計したせん断力の最大値は、载荷荷重の最大値に比べて約 20%になっている。また、式(1)から、六角ボルト 1 本当たりのせん断耐力を計算すると 177kN に対し、ひずみから算出したせん断力は最大で 100kN 程度である。そのため、せん断力以外に引張力の影響もあると考えられる。ただし、図-15 に示したように、式(1)で算出したせん断耐力の合計と载荷荷重の誤差が 5%程度であったことから、全体の 80%が引張力の影響とは考えられない。したがって、六角ボルトに生じるせん断応力の具体的な数値は判定できない。



(a) Case1(载荷高 0)



(b) Case3(载荷高 500mm)

図-16 各ボルト近傍の载荷治具に生じるひずみ

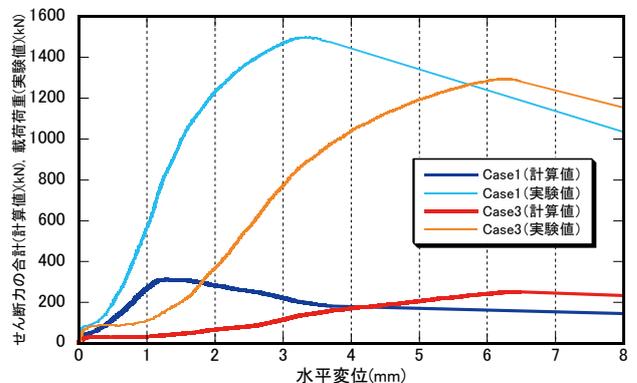
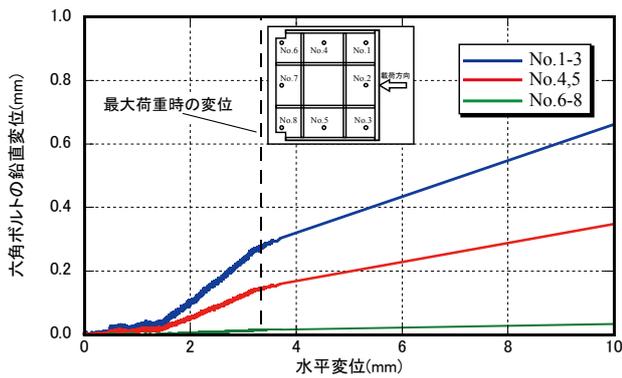
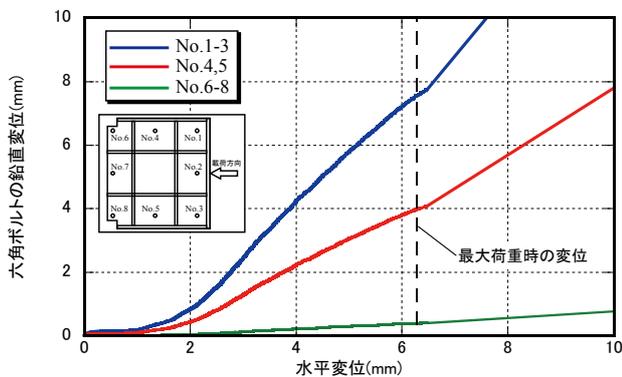


図-17 ひずみから算出した結果

本研究では、载荷治具の鉛直変位から六角ボルトの鉛直変位を求めた。算出した結果を図-18 に示す。ここでは、载荷治具は剛体と仮定し、载荷治具先端から各六角ボルト位置までの距離の比率で六角ボルトの鉛直変位を求めた。载荷高が 0(Case1)の場合、最大荷重時でも六角ボルトの鉛直変位は 0.3mm 程度である(図-18(a))。一方、载荷高が 500mm(Case3)の場合、最大荷重時における载荷側の六角ボルトは 7mm 以上鉛直方向に変位している(図-18(b))。

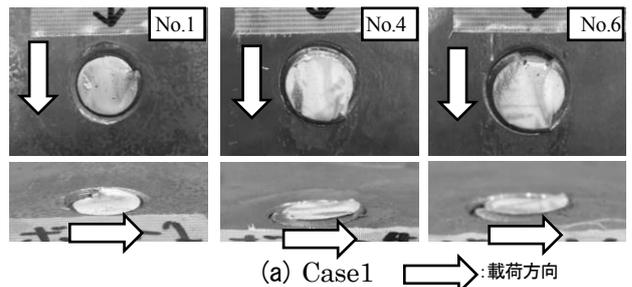


(a) Case1(載荷高 0)

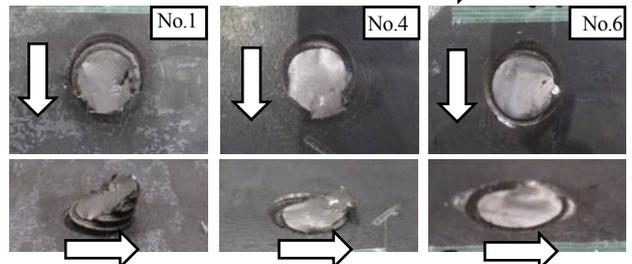


(b) Case3(載荷高 500mm)

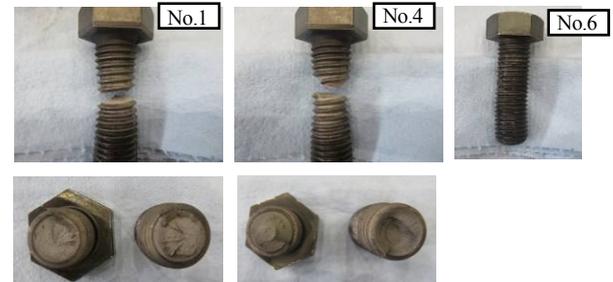
図-18 六角ボルトのボルト鉛直変位



(a) Case1 荷重方向



(b) Case3



(c) Case4

写真-2 実験終了後のボルトの破断状況

写真-2は六角ボルトの破断状況である。基準荷重の場合、同じ列の六角ボルトの破断状況は同じだったため、ここでは No.1,4,6 を示した。載荷高が 0(Case1)の場合、全ての六角ボルトはベースプレート面で破断しており、その破断面は平らである(写真-2(a))。一方、載荷高が 500mm(Case3)になると写真-2(b)に示すように、載荷側である No.1 から 3 の六角ボルトの破断面はベースプレート面に対して斜めで、かつ若干伸び出した変形が見られる。No.4 から 8 はベースプレート面で破断している。載荷高が 750mm(Case4)の場合、写真-2(c)に示すように No.1 から 5 の六角ボルトは水平にかつ破断面付近の断面は小さくなっている。なお、破断しなかった No.6 から 8 の六角ボルトは、若干の曲げ変形が見られた。

このように、載荷高が高くなると六角ボルトに作用する力や破断状態は各位置で異なる。そのため、六角ボルト全体の耐力を評価するためには、前述した式(1)で示したせん断耐力のみで評価するのではなく、引張耐力も考慮する必要がある。

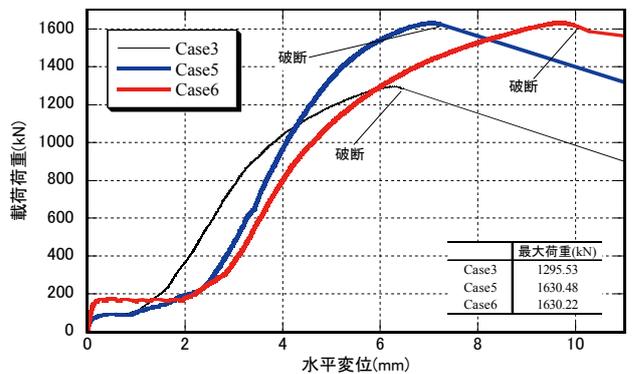


図-19 水平変位-載荷荷重の関係(Case5, 6)

### 3.2.2 材料強度及びボルト径が異なる場合 (Case5, 6)

図-19は六角ボルトの強度や径を変えた場合における載荷荷重と水平変位の関係である。参考として、Case3の結果も示した。図より、載荷荷重はどのケースもほぼ同じ挙動を示している。また、M36の六角ボルト(Case6)になると、破断した時の水平変位がCase3に比べて55%程度大きくなっている。なお、Case6については、水平変位0付近における荷重の立ち上がり

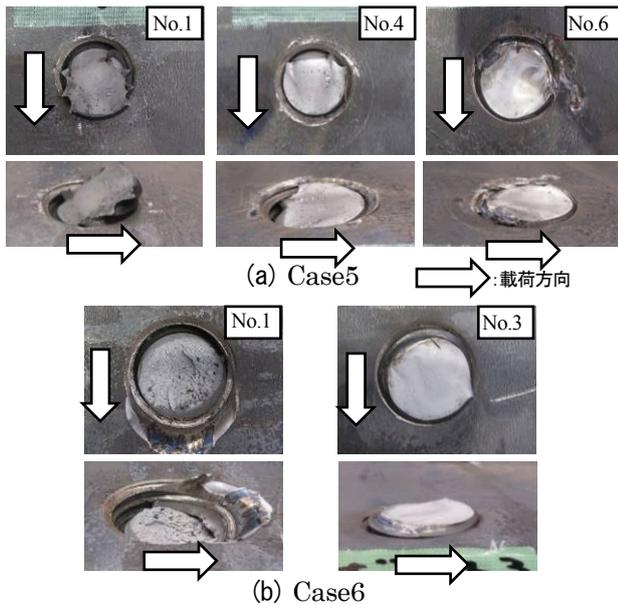


写真-3 実験終了後のボルトの破断状況

が他のケースよりも 100kN 程度大きくなっている。六角ボルトを締め付けた大きさが、M24 の六角ボルトに比べて大きいので、下沓とベースプレート間の摩擦が大きくなったと考えられる。

写真-3 は六角ボルトの破断状況である。写真-3(a)に示した強度区分 10.9 の六角ボルト(Case5)の破断形状を見ると、写真-2(b)で示した Case3 とほぼ同じ破断形状であった。ことから、六角ボルトの強度区分が変わっても、六角ボルトの破断挙動は変化しないと考えられる。M36 の六角ボルト(Case6)の場合、写真-3(b)に示した六角ボルトの破断状況を見ると、ベースプレートのネジ部から破断していた。そのため、ボルト径が変わると、破断挙動に変化又はばらつきがみられると考えられる。

### 3.3 偏心載荷、斜め載荷による六角ボルト耐力

#### 3.3.1 偏心載荷の場合 (Case7, 8)

##### (1) 荷重と変位の関係

図-20 は偏心載荷(Case7, 8)した場合の荷重と変位の結果である。横軸は水平変位であり、載荷側(ジャッキ側設置側)で計測した水平変位を示した。縦軸は載荷荷重である。また比較のため、基準載荷(Case1:載荷高 0, Case3:載荷高 500mm)の結果も示した。なお、Case7(載荷高 0)における No.5 の六角ボルト、Case8(載荷高 500mm)における No.5 と No.8 の六角ボルトは、ジャッキのストローク限界に達しても破断しなかった。

載荷高が 0(Case7)の場合、基準載荷(Case1)に比べて最大荷重は約 1/2 に低下している。載荷高が

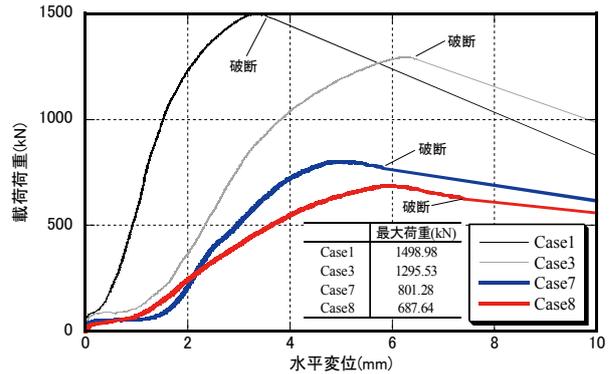


図-20 水平変位-載荷荷重関係(Case7, Case8)

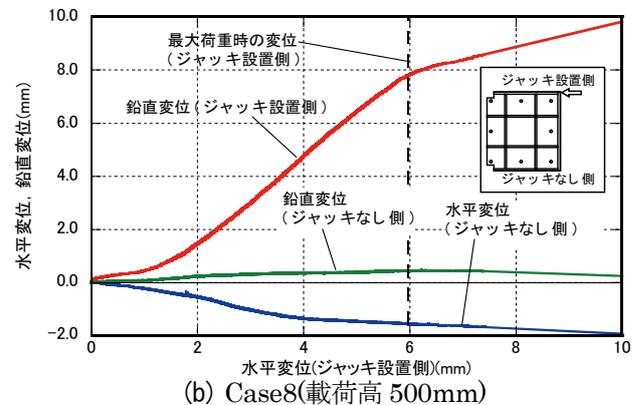
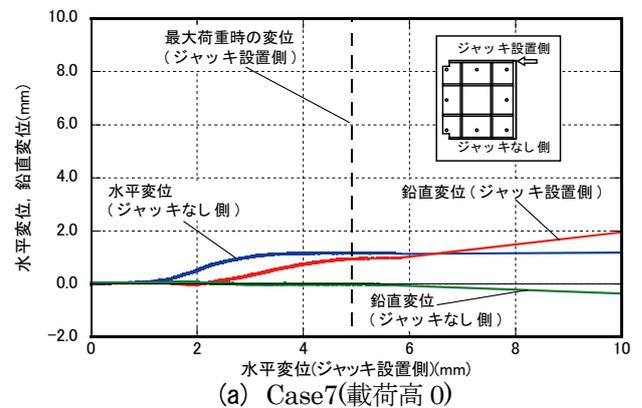


図-21 水平変位と鉛直変位の関係

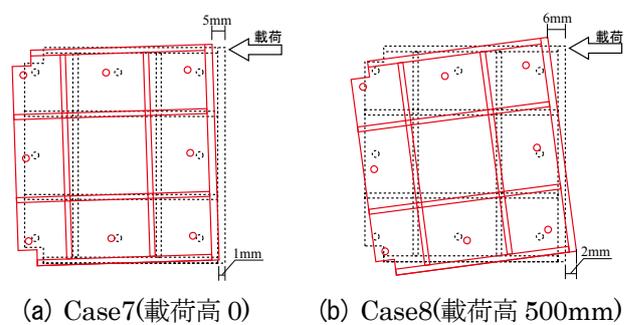


図-22 載荷器具の挙動

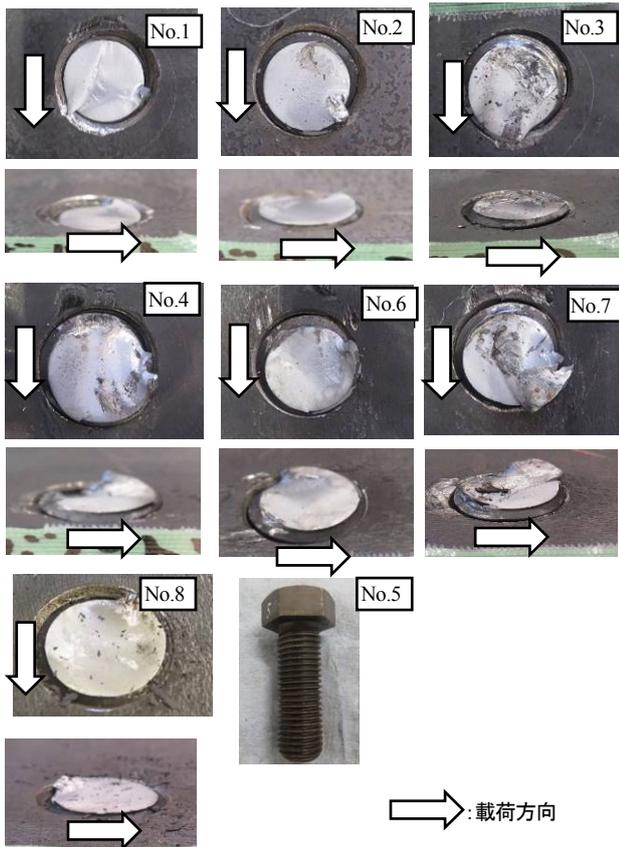


写真-4 実験終了後のボルトの破断状況(Case7)

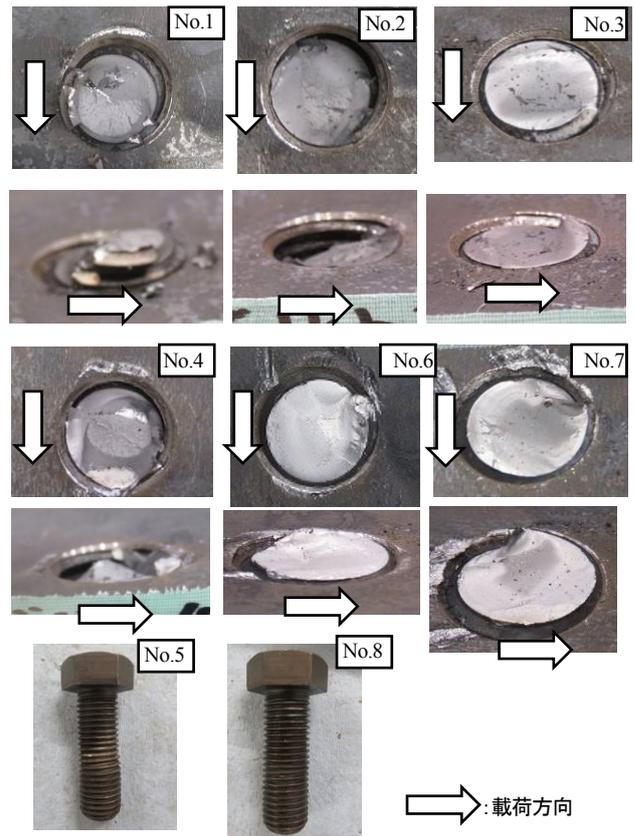


写真-5 実験終了後のボルトの破断状況(Case8)

500mm(Case8)の場合も同様に基準荷重(Case3)に比べて最大荷重は約 1/2 に低下している。基準荷重と異なり、同じ列の六角ボルトでも同じ大きさの力が作用していなかったと推定される。

## (2) 荷重治具の挙動メカニズム

図-21 は荷重治具の水平及び鉛直変位の関係を示したものである。横軸はジャッキ設置側の水平変位、縦軸はジャッキなし側の水平変位と鉛直変位である。

図-22 に示すように、荷重高が 0(case7)の場合、最大荷重の水平変位は、ジャッキ設置側では 5mm 程度に対し、ジャッキなし側では 1mm 程度であったため、荷重治具は反時計まわりに回転していたと考えられる。最大荷重時の鉛直変位は、両側共に 1mm 以下であり荷重治具は浮き上がっていない。No.5 の六角ボルトが破断しなかったことも考慮して、荷重治具はほぼ浮き上がらずに No.5 の六角ボルトを軸として反時計回りに回転する挙動を示していたと考えられる。

荷重高が 500mm(Case8)の場合、最大荷重時における水平変位は、ジャッキなし側で負値になっているため、荷重治具は時計回りに回転していたと考えられる。鉛直変位は、ジャッキ設置側では 8mm 程度に対して、ジャッキなし側では 1mm 以下である。No.5 お

よび No.8 の六角ボルトが破断しなかったことも考慮して、荷重治具はジャッキ設置側が持ち上がり、かつ、No.5 および No.8 付近を軸として反時計回りに回転する挙動を示していたと考えられる。

## (3) 六角ボルトの破断状況

荷重高 0(Case7)の場合、写真-4 に示した六角ボルトの破断状況を見ると、六角ボルトはベースプレート面で破断しており、かつ破断面は平らである。したがって、せん断破断したといえる。また、破断しなかった No.5 の六角ボルトを見ると、ほぼ変形していない。このことから、このボルト回りに回転していたといえる。荷重高が 300mm(Case8)の場合、写真-5 に示すように、No.1, 2, 4 の六角ボルトはベースプレート面に対して斜め方向かつ若干伸びて破断している。一方、No.3, 6, 7 の六角ボルトは、ベースプレート面で平らに破断している。また、破断しなかった No.8 の六角ボルトには変形が見られなかった。

### 3.3.2 斜め荷重の場合 (Case9, 10)

図-23 は斜め荷重(Case9, 10)した場合の荷重と変位の関係の結果である。横軸は水平変位、縦軸は荷重である。また図中には比較のため基準荷重(Case2: 荷重高 300mm、Case3: 荷重高 500mm) の結果も示

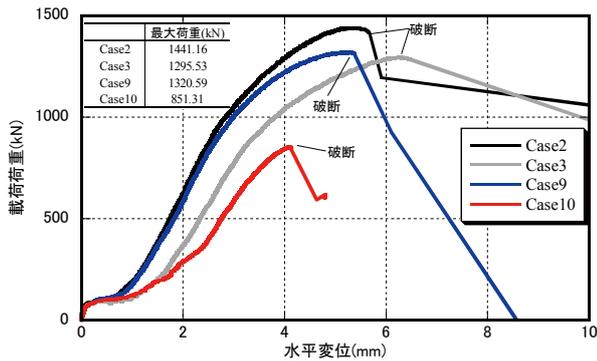


図-23 水平変位-載荷荷重関係 (Case9, Case10)

した。なお、Case10の場合、No.1, 4, 6-8の六角ボルトはジャッキのストロークの限界に達しても破断しなかった。

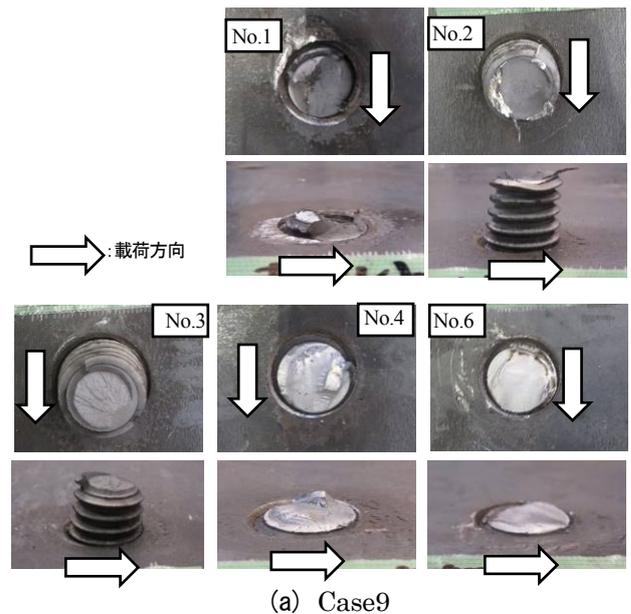
載荷高が300mm(Case9)における最大荷重は、基準載荷(Case2)に比べて約8%低下している。載荷高が500mm(Case10)では、最大荷重は基準載荷(Case3)に比べて約34%低下している。

写真-6は、実験終了後の六角ボルトの破断状況を示したものである。載荷側に近い六角ボルトは、ベースプレート面で破断せず、少し上方の位置で破断している。また、破断したボルトの破断面を確認したところ、破断面付近の断面が小さくなっていった。また、斜め載荷の場合も載荷治具の載荷側が持ち上がるような挙動を示したために、載荷側の六角ボルトには引張力の影響が大きくなったと考えられる。

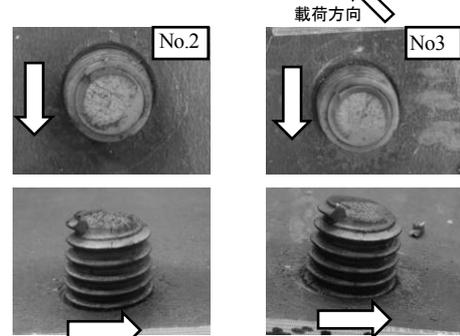
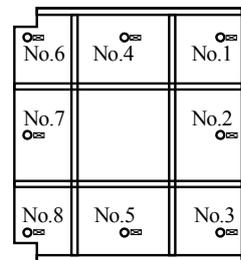
#### 4. 橋梁構造物における安全余裕度の整理

道路橋の耐震設計では、橋の耐荷性能を満足しなければならない。ただし、道路橋示方書V耐震設計編<sup>6)</sup>では、橋全体系を直接評価する一般的な方法を示すには至っていない。そのため、橋の耐荷性能を上部構造・下部構造・上下部接続部で、更に各構造は、これらを構成する部材の耐荷性能で代表させている。これにより、各部材の応答が限界状態を超えないことを照査することで、橋の耐震性能を照査することができる。また地震による上部構造等の構造や部材の損傷は、橋全体系の挙動に影響を及ぼすため、構造や部材には、適切な安全余裕を確保することが重要である。

2011年東北地方太平洋沖地震や2016年熊本地震では、設計時に荷重として設定されていない作用(超過作用)により、橋が致命的な被害を受けた<sup>7)9)</sup>。これらの被害から、超過作用を受けても致命的な状態に対して、どの程度の安全余裕度があるのか把握することはその



(a) Case9



(b) Case10

写真-6 実験終了後のボルトの破断状況

効果的な対策を検討する上で重要である。

しかし、安全余裕度は色々な部分に、かつ色々な形で存在しており、安全余裕度を評価する手法は確立していないのが現状である。そのため、超過作用も含む作用に対して、橋の耐荷性能を満足させるためには、安全余裕度を適切に評価する必要がある。

そこで本研究では、超過作用も含めた作用の影響を考慮した場合の橋梁構造物の安全余裕度を評価する手法を確立することを目的とした。本章では、道路橋が致命的な被害を受けるまでに有する安全余裕度について、根拠を挙げつつ安全余裕度をレベル別に分類した。

さらに、構造の違いによる安全余裕度についても例示した。なお、超過作用として任意の作用を考慮するため、作用の不確実性については本検討の対象とはしていない。

#### 4. 1 安全余裕度の考え方

##### 4.1.1 損傷度と安全余裕の関係

道路橋が地震動等の作用に対して耐えられるかどうかを評価するとき、道路橋の安全余裕度は図-24 に示すような段階があると考えられる。図の縦軸は安全余裕度の段階、横軸は橋の機能喪失であり、右へ行くほど損傷度は大きくなる。また、図中に示した斜めの線は構造条件等により変化し、この線と横軸が交わる点が右へ行くほど、安全余裕のある(冗長性のある)構造物になる。

安全余裕度は図に示すように、3つのレベルがあり、各レベルに応じた安全余裕度があると考えられる。3つのレベルには、「部材レベル」「構造レベル」「他機構レベル」が存在すると考えられる。さらに、安全余裕度は、以下のようにiからviの6つに分けることができると考えられる。

- i. 設計された部材が制限値に達するまでの間
- ii. ばらつき等に対する安全余裕度をとった値(制限値)から工学的指標で表された部材の限界状態(特性値)までの間
- iii. 工学的指標で表された部材の限界状態(特性値)から部材の真の限界状態までの間
- iv. 部材の真の限界状態を超えた後、設計振動単位全体の限界状態までの間
- v. 機能のレベルが下がっているが、致命的な状態に至らない間
- vi. 構造的なりダンダンシーにより、別途の機構により、完全ではないが一定の機能が維持されている間

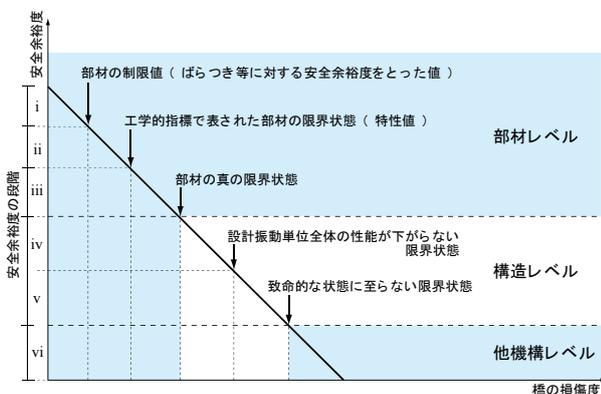


図-24 安全余裕度の段階

#### 4.1.2 部材レベルにおける安全余裕度(i~iii)

##### (1) 安全余裕度 i

道路橋は、地震動に対して全ての照査を満たすように断面等を設計しなければならない<sup>6)</sup>。しかし、全ての照査を満たすように設計した場合、個々の照査項目における制限値と実際の構造物の耐力には差が生じる。

例えば橋脚断面が、地震動に対する残留変位によって決まる場合、水平変位の制限値と設計された水平変形能との間には余裕が生じる。また、制限値を満足するために必要な強度や寸法等が材料の規格品と一致するケースは少ない。多くの場合、必要となる材料よりも大きい規格の材料を使用する。そのため、要求される制限値よりも大きくなるため、そこに余裕が生じる。このように、これらから生じる余裕が安全余裕となる。

したがって、限界状態3の制限値に達するまでの間に安全余裕(安全余裕度 i)が存在すると考えられる。

##### (2) 安全余裕度 ii

RC 橋脚の場合、過去に実施された RC 橋脚の載荷実験<sup>9)</sup>を基に部材の限界状態2や限界状態3が設定されている。図-25 は、RC 橋脚の載荷実験で得られた荷重変位関係を示したものである。ここでは、限界状態3付近を示している。これらの実験結果を包括するように道路橋示方書<sup>6)</sup>では水平変位-水平荷重関係と限界状態が設定されている。

ここで、道路橋示方書<sup>6)</sup>では、適切な安全余裕を確保することを部材等の限界状態に対応する制限値の設定において考慮する必要があると規定されている。そのため、次式に示すように限界状態3の制限値が規定されている<sup>6)</sup>。

$$\delta_{ls3d} = \xi_1 \cdot \xi_2 \cdot \Phi_s \cdot \delta_{ls3} \quad (2)$$

式中の  $\delta_{ls3d}$  は塑性化を期待する鉄筋コンクリート橋脚の限界状態3に対応する水平変位の制限値、 $\xi_1$  は調査・

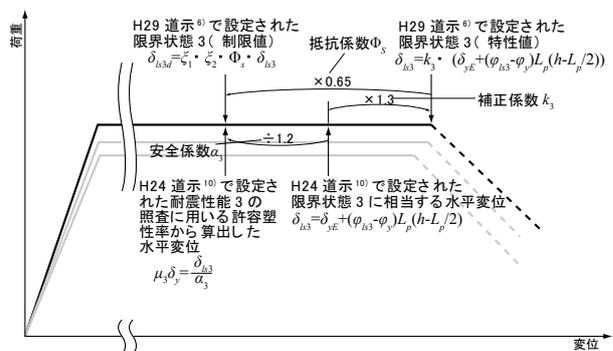


図-25 限界状態3の考え方

解析係数(=1.0)、 $\xi_2$  は部材・構造係数(=1.0)、 $\Phi_s$  は抵抗係数(=0.65)である。

耐荷性能の照査では、限界状態 1~3 に相当する変位を工学的指標として設定する必要がある。この工学的指標で表された限界状態が、限界状態の特性値であり、次式で規定されている<sup>6)</sup>。

$$\delta_{ls3} = k_3 \cdot (\delta_{yE} + (\varphi_{ls3} - \varphi_y) L_p (h - L_p / 2)) \quad (3)$$

式中の  $\delta_{ls3}$  は、単柱式の鉄筋コンクリート橋脚の限界状態 3 に相当する水平変位の特性値、 $\delta_{yE}$  は限界状態 1 に相当する水平変位の特性値、 $\varphi_{ls3}$  は橋脚基部断面における限界状態 3 に達するとき生じる曲率、 $\varphi_y$  は橋脚基部断面における限界状態 1 に達するとき生じる曲率、 $L_p$  は塑性ヒンジ長、 $h$  は橋脚基部から上部構造の慣性力の作用位置までの距離、 $k_3$  は補正係数(=1.3)である。

上式には、評価式のもつばらつきが存在する。そのため、式(2)で示したように限界状態 3 の制限値には、式(3)で示した限界状態 3 の特性値に、評価式のもつばらつきを考慮して抵抗係数を乗じている。

したがって、限界状態 3 の制限値と限界状態 3 の特性値の間には式(2)で示した抵抗係数分の安全余裕(安全余裕度 ii)が存在していると考えられる。

なお、平成 24 年道路橋示方書 V 耐震設計編<sup>10)</sup>において、限界状態 3 に相当する水平変位は橋脚基部に形成される塑性ヒンジを考慮して、式(4)のように設定されていた。

$$\delta_{ls3} = \delta_{yE} + (\varphi_{ls3} - \varphi_y) L_p (h - L_p / 2) \quad (4)$$

しかし、式(4)の算定式と RC 橋脚の載荷実験<sup>11)</sup>とを比較すると、実験値の方が算定式を約 1.3 倍上回っていたことから<sup>12)</sup>、平成 29 年道路橋示方書<sup>9)</sup>では、式(4)の算定式に補正係数  $k_3$  を導入している。また、平成 24 年道路橋示方書<sup>10)</sup>において、安全係数 1.2 で割ることで設定された許容塑性率に相当する水平変位になるように抵抗係数(0.65 : 安全係数 1.2 と補正係数 1.3 を考慮した値)が設定されている。

### (3) 安全余裕度 iii

道路橋示方書 V 耐震設計編<sup>9)</sup>で示されている限界状態 3 の特性値は、繰返し回数が 3 回の正負交番載荷実験に基づいて推定される値であり、かぶりコンクリートが剥離し、軸方向鉄筋のはらみ出しが顕著になり、かつ水平力-水平変位関係において、最大水平力の低下が生じ地震時保有水平耐力を保持できなくなる直前の状態の水平変位である<sup>11)</sup>。そのため、限界状態 3 の

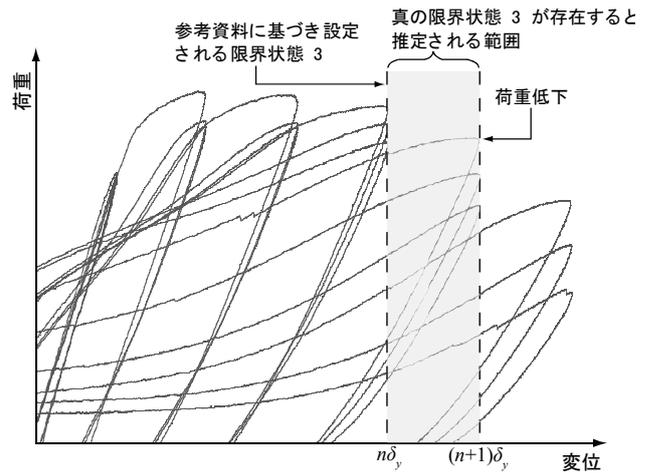


図-26 真の限界状態3

特性値は、工学的指標として設定されている。

図-26 は RC 橋脚の正負交番載荷実験で得られた荷重-変位関係の一例である。図に示すように、上記に基づいて限界状態 3 を求めると、 $(n+1) \delta_y$  で荷重が低下していることから、限界状態 3 はその直前の  $n \delta_y$  であると推定できる。しかし、実際は  $n \delta_y$  と  $(n+1) \delta_y$  の間に限界状態 3 になる点(真の限界状態 3 と呼称)が存在していると考えられる。そのため、工学的指標で推定される限界状態 3 から真の限界状態 3 の間には安全余裕(安全余裕度 iii)が存在すると考えられる。なお、[iii]の工学的指標で表された部材の限界状態から部材の真の限界状態までの間の部材挙動については、これまで詳細に評価されていない。

### 4.1.3 構造レベルにおける安全余裕度

#### (1) 安全余裕度 iv

部材レベルで、限界状態 3 に達することで部材の要求性能が喪失しても、設計振動単位全体で考えると、部材が限界状態 3 に達した後、直ぐに橋が崩壊するとは限らない。本研究では、この橋全体系で安全余裕を考えるレベルを構造レベルと呼ぶ。部材レベルの限界状態と構造レベルの限界状態は異なるため、部材が限界状態 3 に至ったとしても、すぐに設計振動単位全体が致命的な被害に至るとは限らない。

著者らは、RC 橋脚の載荷実験により、限界状態 3 を超えて水平方向の耐荷力が失っても、鉛直方向の耐荷力は残存していることがわかっている<sup>13)</sup>。そのため、水平力に対する抵抗と鉛直力に対する抵抗は別として捉えることができる。水平力に対する抵抗と鉛直力に対する抵抗を別として捉えることができると、仮に図-27 に示すような連続桁において、一部の橋脚が限界状態 3 に達して水平方向の抵抗力が喪失しても、鉛直

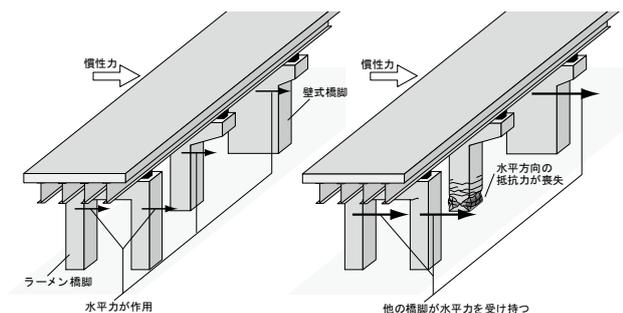


図-27 安全余裕度ivの例(連続桁)

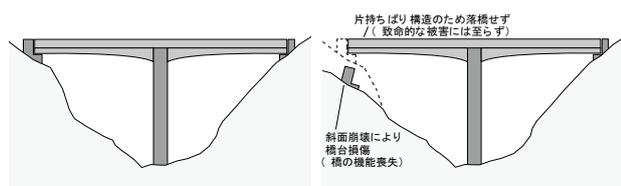


図-28 安全余裕度vの例(PCラーメン橋)

方向の抵抗力が残存していれば、他の橋脚が水平方向の力を受け持つことで、橋が崩壊に至らないと考えられる。

このように、部材の限界状態3と設計振動単位全体の限界状態までの間に安全余裕(安全余裕度 iv)が存在すると考えられる。

## (2) 安全余裕度 v

安全余裕度 iv は橋の機能は保持されている状態である。しかし、段差等により橋の機能が喪失しても、落橋等の致命的な被害に至っていなければ、橋全体系としての安全性は維持できると考えられる。

例えば図-28 に示すような PC ラーメン橋を考えた場合、斜面崩壊により橋台が損傷して橋の機能は喪失しているが、PC ラーメン橋が片持ちばりとなり、橋が崩壊しない、すなわち橋全体系の安全性は維持できている可能性も考えられる。実際に 2016 年熊本地震では、阿蘇長陽大橋で上記のような損傷が生じている(写真-7)。本橋は、斜面崩壊により橋台部が沈下する被害を受け、橋台部と上部構造の間に段差が生じたために橋の機能喪失に至ったが、橋自体は自立した状態で留まっており、落橋は免れた。そのため、橋台の再構築および上部構造や橋脚の補修等により、機能喪失後 1 年 4 か月で復旧できている<sup>14)</sup>。

このように、設計振動単位全体の限界状態から、橋の機能レベルは低下しているが橋崩壊等の致命的な被害に至っていない限界までの間にも安全余裕(安全余裕度 v)が存在していると考えられる。



写真-7 阿蘇長陽大橋の損傷(熊本県)

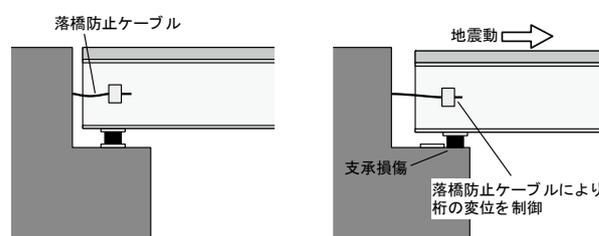


図-29 安全余裕度viの例

### 4.1.4 他機構レベルにおける安全余裕度 (安全余裕度 vi)

構造レベルで致命的な状態になると、橋は落橋や崩壊に至る。この場合、橋単独では落橋等を防ぐことができないが、例えば図-29 で示す落橋防止ケーブルのような別途の機構を用いることで、一定の性能は維持できる可能性がある。本研究では、別途の機構を用いることで一定の性能が維持できるレベルを他機構レベルと呼ぶ。そして他機構レベルで、機能のレベルが下がっているが、致命的な状態に至らない限界から、別途の機構で一定の性能は維持できる限界との間には安全余裕(安全余裕度 vi)が存在すると考えられる。

他機構レベルの例を写真-8 に示す。写真は、平成 15 年宮城県北部地震による被害を受けた小野橋(宮城県)である<sup>15)</sup>。この橋は、地震により全ての支承が損傷し、ジョイント部に 10cm 程度の段差、橋軸方向に 20cm 程度の移動が生じた。これにより、橋の機能は喪失したが、落橋防止構造として橋台と桁を PC ケーブルが設置されていたことで、桁の変位拘束に有効に機能したと推定されている。



支承損傷により桁が  
橋軸方向に移動  
落橋防止ケーブルにより致命的  
な被害に至らず

写真-8 小野橋の損傷(宮城県)

#### 4. 2 構造の違いによる安全余裕度の評価例

前節では、安全余裕度の段階とその根拠について、実例を踏まえて述べた。本節では、提案した安全余裕度を用いて、橋の形式の違いと安全余裕度の関係について述べる。

本研究では、図-30 に示す 3 ケースを例とした。Case1 は単純桁で、何も構造的な対策をとっていないものである。Case2 は単純桁を連結板により連続桁化したものである。Case3 は連続桁化した上で、さらに橋座部を拡幅したものである。ここでは地震により部材レベルとして支承を仮定し、支承が損傷した場合を考えてみる。

Case1 のように何も対策を施していない場合、部材レベルで一部の安全余裕を失うと、桁が移動して落橋により直ぐに致命的な被害に至る。Case2 のように連続桁化すると、部材レベルで一部の安全余裕を失っても、橋全体系で考えると他の部材(支承)で桁の移動を制限することが可能になる。Case3 の場合は、橋座部を拡幅(他機構)していることで、一定量の変位に対しても、安全余裕は確保できると考えられる。これらを考慮して、安全余裕度を描くと、図-31 のようになる。

ここで示した安全余裕度は、定性的に論じたものであるが、各ケースの安全余裕度を定量的に示すことも今後の課題として検討を行う必要がある。

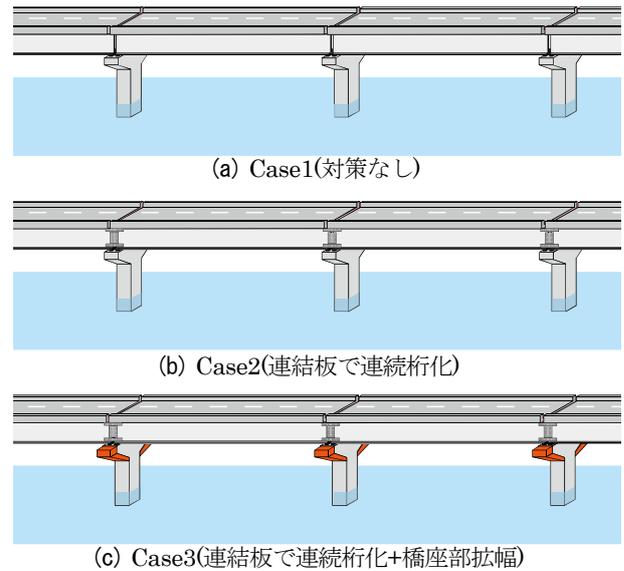


図-30 構造ケース

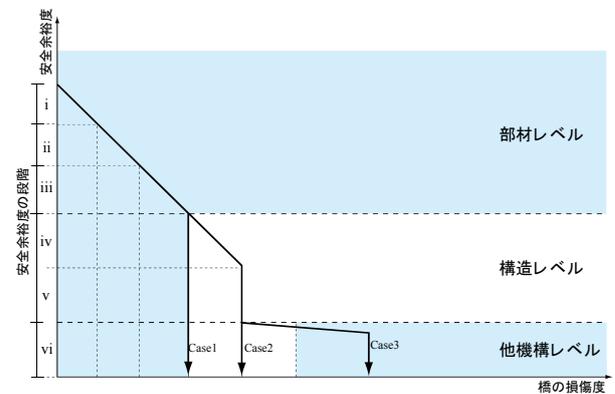


図-31 安全余裕度

#### 5. まとめ

支承部への損傷制御の実現性を検証するための供試体設計と配筋方法の検討と、支承に用いるボルトの耐力に関する実験的検討、安全余裕度に関する検討より得られた成果について以下に示す。

- 1) 既往の文献調査から RC 橋脚供試体と SRC 橋脚供試体の実験結果を整理し、超過作用時に耐力階層化による支承部への損傷制御を行う上で SRC 構造の方が有利であることを確認した。その結果を受けて、橋脚断面内に軸方向鉄筋を配置すること耐力の差異を大きくすることが可能となり、支承に損傷を制御する実現性が高まることを確認した。
- 2) 橋脚断面内に軸方向鉄筋を配置することで橋脚の最大耐力と降伏耐力の差異を大きくすることが可能となり、支承に損傷を制御する実現性が高まることを確認した。

- 3) 基準載荷(支承設置の方向に対して平行に載荷)の結果、載荷高が 0(せん断力が卓越)の場合、載荷治具は水平に移動する挙動を示す。そのため、六角ボルト全体には、主としてせん断力が作用する。また、最大荷重は道路橋示方書に記載されているせん断耐力の和とほぼ等しかった。
  - 4) 載荷高が高くなると、載荷治具の載荷側が浮き上がりながら水平移動する挙動を示す。この挙動により、六角ボルトにはせん断力以外に引張力も作用するため、載荷高 0 に比べて破断至る荷重が小さくなる。したがって、支承としての破断を評価するためには、せん断力のみで評価するのではなく、引張力も考慮する必要がある。
  - 5) 偏心載荷および斜め載荷した結果、載荷治具は平行載荷と異なる挙動を示すため、各六角ボルトに作用する力が異なり、全体の破壊挙動も異なる。
  - 6) ボルトの破断面を見ると、載荷高が 0 の場合は主にせん断力が作用するため、六角ボルトはベースプレート面でかつ水平に破断した。一方、載荷高が高くなると、破断面はベースプレート面に対して斜め方向に破断した。また、斜め載荷で載荷高が 500mm の場合、載荷側に近い六角ボルトはベースプレートの上方で水平に破断していた。これらは、引張力の影響が大きくなった可能性が考えられる。
  - 7) 橋梁構造物の安全余裕度をレベル別に分類した内容について、実際の損傷事例を踏まえて整理した結果、構造物の安全余裕度は 3 つのレベル、6 つの安全余裕度に整理できること、これらの安全余裕度について、その考え方を示した。
- 今後は、耐力階層化について個々に設計した橋脚供試体と支承供試体を合わせた状態で載荷した場合に、意図した損傷制御ができるかどうか課題である。また、載荷実験結果から六角ボルト全体の耐力を評価する手法の検討が課題である。さらに、本研究において定性的に論じた構造物の損傷度と安全余裕度の関係を定量的に評価する手法の検討が課題である。
- 参考文献**
- 1) 星隈順一・運上茂樹・川島一彦・長屋和宏：載荷繰返し特性と塑性曲率分布に着目した曲げ破壊型鉄筋コンクリート橋脚の塑性変形性能とその評価法、構造工学論文集、Vol.44A、pp.877-888、1998.3
  - 2) 村田清満・池田学：SRC 柱の動的耐力、変形性能に関する実験的検討、第 2 回地震時保有水平耐力法に基づく橋梁の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.183-188、1998.12
  - 3) 長屋和宏・運上茂樹・星隈順一：SRC 橋脚の非線形履歴特性に関する実験的研究、第 24 回地震構造研究発表講演論文集、pp.769-772、1997.7
  - 4) 星隈順一・運上茂樹・長屋和宏：鉄筋コンクリート橋脚の変形性能に及ぼす断面寸法の影響に関する研究、土木学会論文集、No.669/V-50、pp.215-232、2001.2
  - 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋・鋼部材編、pp.60、2017
  - 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、302p.、2017
  - 7) 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、752p.、2014
  - 8) 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No.967/土木研究所資料No.4359、356p.、2017
  - 9) 大住道生・星隈順一：熊本地震により被害を受けた道路橋の損傷痕に基づく要因分析、第 20 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.121-128、2017
  - 10) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、pp.170、2012
  - 11) 星隈順一・塚淳一・小森暢行・坂柳皓文：鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究、土木研究所資料、第4262号、2013
  - 12) 大住道生：V耐震設計編の改定と関連する調査研究、土木技術資料、60-2、pp.30-33、2018
  - 13) 中尾尚史・宮田秀太・大住道生：超過作用により限界状態3に至ったRC橋脚の耐荷能力に関する評価、土木学会論文集A1(構造・地震工学) Vol.75、No.4(地震工学論文集、Vol.39)、2019
  - 14) 星隈順一：熊本地震で被災した長陽大橋ルート、1年4か月ぶりに開通、土木技術資料、第59巻、第10号、pp.46-49、2017
  - 15) 平成15年7月26日宮城県北部地震被害に係わる現地調査報告書、国土技術政策総合研究所資料、第133号、pp.35-38、2003

### 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：桐山孝晴、吉田英二、楊勇

#### 【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～平成 29 年度には、熊本地震等における基礎の被災・補強事例の調査により、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、基礎の耐震補強に関する既往研究の文献調査結果より、補強における増設部材の構造（根入れ深さ、接合方法等）の観点から、従来の一般的な補強構造を合理化していく余地があるという知見が得られた。

平成 30 年度は、これらの知見を踏まえ、基礎の補強として一般的に用いられる既設・増設フーチングを剛結合した増し杭工法に対して、既設杭と増し杭の荷重分担や既設・増設部材の結合部挙動を明確にすることで、設計手法を確立するとともに、施工規模が大きくなり、煩雑な工事が必要となり得る既設基礎に手を加える構造の合理化に対する検討を実施した。

キーワード：道路橋、耐震補強、基礎補強、接合方法、荷重分担

#### 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。

過年度の成果として、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<sup>①</sup>、②し、基礎の耐震補強に関する課題等を把握した。

また、平成 29 年度には、現在まで開発されてきた補強工法の効果を定性的に把握するため、基礎の耐震補強に関する既往研究の文献調査<sup>③</sup>、④、⑤、⑥を行い、補強時に増設部材の構造（根入れ深さ、接合方法等）の観点から従来の一般的な補強構造を合理化していく余地があり、既設基礎の構造条件や地盤条件に応じて、補強工法や増設部材の構造（根入れ深さ、接合方法等）の違いが補強効果に与える影響に対する更なる検討や、既設基礎の補強設計法の確立に向け、各補強工法の補強効果に対する定量的な評価が必要であるという知見が得られた。

そこで、平成 30 年度の研究では、これらの知見を踏ま

え、基礎の補強として一般的に用いられる既設・増設フーチングを剛結合した増し杭工法を対象に、既設杭と増し杭の荷重分担や既設・増設部材の結合部挙動の評価を行うとともに、構造の合理化を図ることを目的に解析的検討を実施した。

#### 2. 検討課題と検討手法

##### 2.1 検討課題

平成 8 年道路橋示方書以前の古い基準で設計された道路橋下部構造の杭基礎は、レベル 2 地震動による照査が実施されていないことから、現行の基準に基づき評価すると、所要の耐荷性能を満足しない場合が多い。このため、既設基礎杭のせん断耐力等を合理的に評価し、地震に対する耐荷性能が不足する基礎杭を抽出する方法を確立することが実務上の課題となっている。

一方、所要の性能が確保されていない基礎杭については補強を行う必要があるが、既設杭との荷重分担や既設・新設部材の接合部の挙動が十分に明らかにされておらず、設計手法が確立できていないという課題がある。

また、既設・増設フーチングを剛結合とする場合、図-1に示すような構造が標準的に用いられる。剛結合では、

地中に埋設されている既設基礎に対して手を加えるため、施工規模が大きくなりやすく、狭隘な作業空間で行われることから煩雑な工事となりやすい点で、構造上の課題を有している。

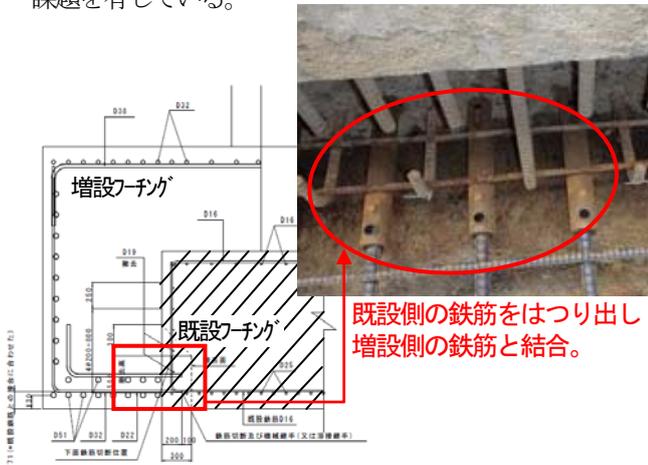


図-1 既設杭基礎の増し杭補強事例

## 2.2 検討手法

2.1 で述べた検討課題を解決するべく、既設杭基礎を有する道路橋下部構造の合理的な補強方法として、優れた施工性が期待できる、面接触構造による補強方法を提案するとともに、既設杭・増設杭の荷重分担状況や補強効果に対する評価を目的とした解析的検討を、以下の順序で実施した。

- ①：平成 8 年道路橋示方書以前の設計基準により設計された既設橋梁を対象に、平成 24 年道路橋示方書による照査を実施。
- ②：照査結果に基づいて、橋脚に対する補強設計を行い、コンクリート巻立て補強を実施。
- ③：橋脚に対する補強後の状態を対象に、既設杭基礎の照査を実施し、その結果に対して実施した結合方法の異なる補強方法による補強効果を検証。

図-2～図-4 に、結合方法の異なる補強方法のイメージを示す。

図-2 は、既設・増設部のフーチングを剛結合とする一般的な増し杭補強方法（以降、結合方法 A）である。これに対して図-3 は、既設・増設部のフーチング境界面を縁切り、面接触とする補強方法（以降、結合方法 B）である。

また、橋台等で補強を行う際に制約がある場合や、特定の方向のみを対象とした補強を行う場合の対策として、図-4 に示すように面接触で一方向のみを補強する工法（以降、結合方法 C）の 3 工法を対象に検討を実施した。

結合方法 B、結合方法 C で用いる面接触構造は、増し

杭補強に際して、施工時に既設フーチングに影響を与えないことで施工性を向上させ、緩衝材による縁切りによって水平力のみを伝達することで、既設杭基礎におけるせん断力負担軽減に着目し、より合理的な補強効果を期待したものである。

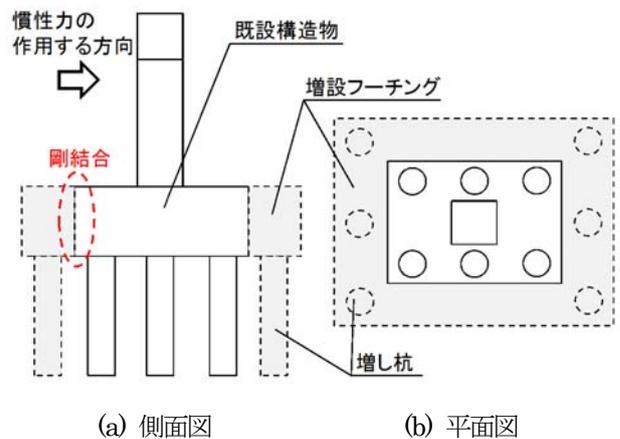


図-2 結合方法 A による既設杭基礎の補強方法

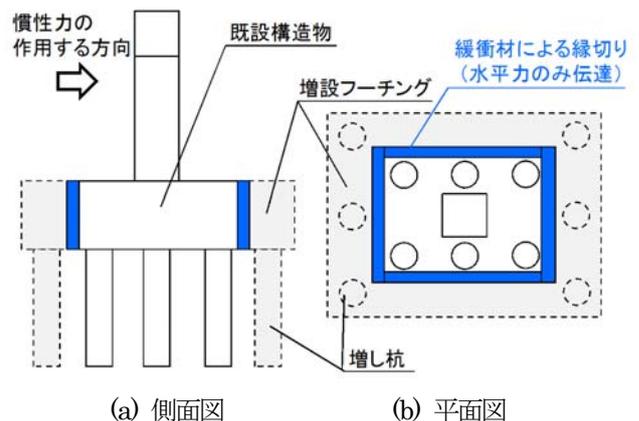


図-3 結合方法 B による既設杭基礎の補強方法

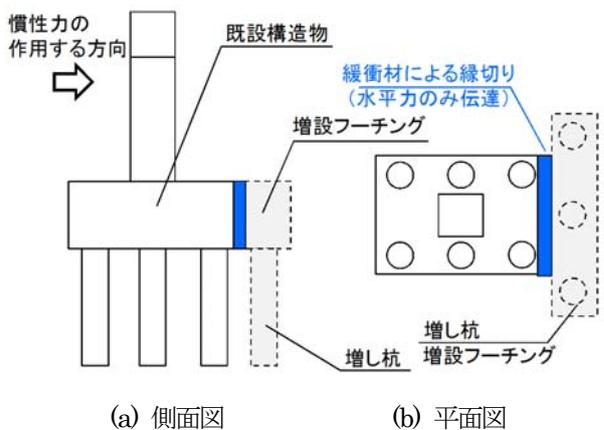


図-4 結合方法 C による既設杭基礎の補強方法

### 2.3 対象構造物の諸元

解析対象は、文献 7) に示される平成 8 年以前の設計基準による構造物とし、上部構造・下部構造諸元を設定した。対象構造物の主たる諸元を表-1 及び図-5 に示す。

表-1 対象構造物の主な諸元 8)

項目	概要
上部構造形式 設計諸元	単純鋼 I 桁橋 (2 径間) 上部構造重量 : $W_u=3,300\text{kN}$ 、 設計水平震度 : $K_h=0.20$
下部構造形式 補強工法	梁出し式橋脚 (RC) RC 巻立て補強 ( $t=250\text{mm}$ )
基礎構造	場所打ち杭 ( $\Phi 1000\text{mm} \times 6$ 本)
地盤種別	II 種地盤
増し杭諸元 (結合方法 A・B)	鋼管杭 ( $\Phi 800\text{mm} \times 6$ 本)
増し杭諸元 (結合方法 C)	鋼管杭 ( $\Phi 800\text{mm} \times 3$ 本)

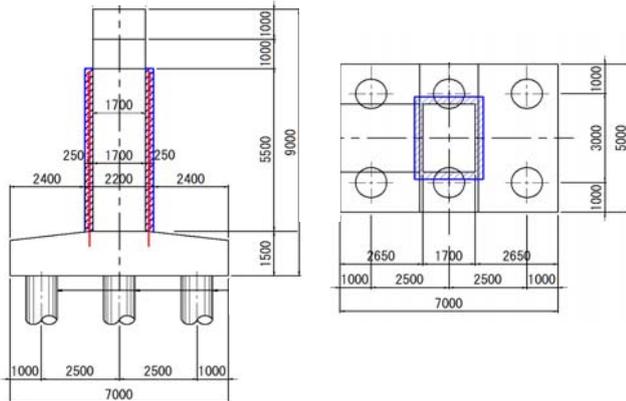


図-5 対象橋脚の構造図 8)

### 2.4 解析モデル・解析手法

解析モデルは、道路橋示方書 8) に示される、杭体を梁要素・地盤を分布バネとする骨組みモデルとした。フーチングは剛体として扱い、杭体と地盤ばねには非線形特性を考慮した。なお、杭体曲げモーメント及び、材料の応力度-ひずみ関係についても、道路橋示方書 8) に示されるモデルに準じた。

モデル形状を図-6 に示す。図に示すモデルは結合方法 B であり、既設・増設フーチングの界面は面接触構造として、圧縮側には剛、引張側には抵抗しないバネを設けた。これにより、水平力は既設・増設部が一体で抵抗するが、鉛直力・モーメントは既設のみで抵抗する。

本モデルを対象に、鉛直方向に死荷重を載荷した状態

で上部構造、柱、杭基礎等の部材の質点位置に地震時慣性力を水平方向に漸増載荷重する解析（プッシュオーバー解析）を実施した。

また、結合方法 C に関しては、本モデルに対して載荷点側の増し杭列を除外（図中における点線枠囲み部分）したモデルによる解析とした。

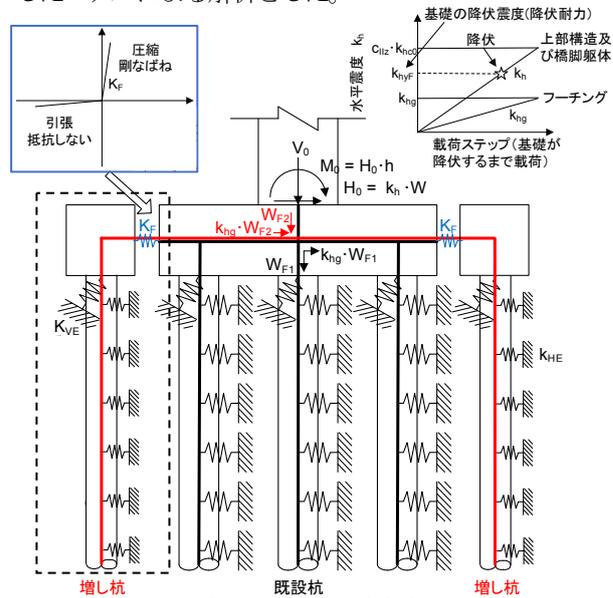


図-6 解析モデル (結合方法 B)

## 3. 解析による補強効果の検証結果

### 3.1 基礎の水平震度-水平変位関係

プッシュオーバー解析結果として、表-2 に基礎の降伏震度・既設杭のせん断破壊震度、図-7 に水平震度-水平変位関係を示す。基礎の降伏震度は、基礎補強前の 0.46 に対して、結合方法 A による補強では、剛結合により増し杭されることで基礎としての杭本数が増加し、全杭降伏によって基礎の降伏震度が定まる状況から、基礎の降伏震度としては 1.04 で、既設杭基礎と比較して 2.26 倍となる耐荷性能の向上が認められた。

これに対して結合方法 B は、水平力のみ既設・増設部が一体で抵抗することで、基礎補強前と比べて、既設杭基礎では曲げモーメント・せん断力の比率が変化して、回転成分が卓越する挙動となることが確認された。その結果、杭体の降伏発生が抑制されるとともに、既設杭基礎では引抜き上限が基礎降伏の支配的な要因に変わること、基礎の降伏震度としては 0.95 で、既設杭基礎と比較して 2.07 倍の耐荷性能の向上が認められ、剛結合とする結合方法 A と同程度の補強効果を有することが確認された。

結合方法 C では、基礎の降伏震度として 0.59 と、既設杭基礎と比較して 1.28 倍の耐荷性能向上に留まった。

この理由としては、結合方法 A・B とともに、補強側の増し杭本数が 6 本であるのに対し、結合方法 C では増し杭本数が 3 本であったこと、また、単列で増し杭部分が抵抗する機構となるため、組杭（ラーメン構造）としての効果が発揮されなかった点等が考えられる。

より高い補強効果を期待するためには、増し杭を少数多列配置として抵抗させることが考えられ、本検討結果としては一定の補強効果が得られたことから、今後より合理的な方法へと改善することによって、十分実用性が見込めるものと考えられる。

表-2 降伏震度及びせん断破壊震度

	基礎の降伏震度	既設杭のせん断破壊震度
補強前	0.46	0.54
結合方法 A	1.04 (2.26)	1.10 (2.04)
結合方法 B	0.95 (2.07)	至らない
結合方法 C	0.59 (1.28)	0.67 (1.24)

( )内は、補強前との比率

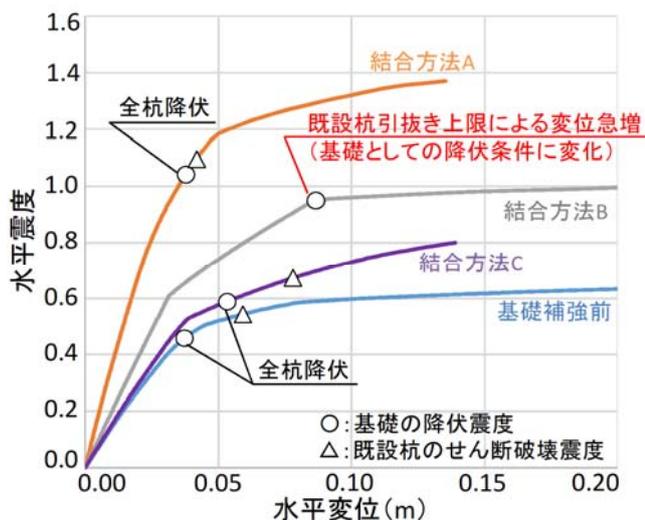


図-7 水平震度－水平変位関係

### 3.2 既設杭・増設杭のせん断力負担割合

結合方法 B では、結合方法 A・C と比べ、既設杭のせん断破壊が発生しない状況が確認された。

これは、基礎に対する荷重が、水平成分よりも回転成分が卓越する挙動になったことにより、既設基礎の引抜き上限が基礎降伏の支配的な要因になったことが考えられるが、この点に対して考察する上で、表-3 に結合方法 A・B でのせん断力負担割合を示す。

既設杭と増し杭の負担割合では、結合方法 A で既設杭 0.45、増し杭 0.55、結合方法 B で既設杭 0.30、増し杭 0.70 と、結合方法 B で、増し杭の負担するせん断力が大

きい。これは、既設杭と増し杭が分離構造となることで、剛性の高い増し杭側で負担するせん断力が大きくなったことが要因の一つと推察される。

表-3 各解析におけるせん断力負担割合

	種別	基礎降伏時のせん断力の合計 ( )内は負担割合
結合方法 A	既設杭 (場所打ち杭)	2、826kN (0.45)
	増し杭 (鋼管杭)	3、476kN (0.55)
結合方法 B	既設杭 (場所打ち杭)	1、794kN (0.30)
	増し杭 (鋼管杭)	3、957kN (0.70)

### 3.3 解析結果から得られた知見及び課題

上記の解析的検討から、接合構造（結合方法 A、結合方法 B、結合方法 C）の違いによる補強効果について、以下の知見や課題が得られた。

基礎の降伏震度として、基礎補強前の 0.46 に対して、結合方法 A では 1.04（基礎補強前と比較して 2.26 倍）、結合方法 B では 0.95（基礎補強前と比較して 2.07 倍）、結合方法 C では 0.59（基礎補強前と比較して 1.28 倍）と補強効果が認められ、結合方法 B は結合方法 A と同等の補強効果を有することが確認された。また、せん断力負担割合としては、分離構造とすることによって、剛性の高い増し杭側で負担するせん断力が大きくなる結合方法 B が、既設杭側のせん断破壊リスクを低減できる効果が高いことが確認された。

これらの知見より、分離構造とする結合方法 B では、補強効果としては剛結合とする結合方法 A と比較して同等以上の補強効果を有するとともに、施工性においても既設構造物に手を加える必要が無い点から、より合理的な補強方法となり得ることが示された。

今後の課題として、本検討によって確認された傾向が、どのような地盤条件・杭種別等においても同様であるかを実験または数値解析で検証するとともに、既設・増設側の荷重分担割合を定量的に評価する手法に対する検討を進めていくことが考えられる。

また、結合方法 C については、基礎補強前の基礎の降伏震度 0.46 に対して、0.59（基礎補強前と比較して 1.28 倍）と、結合方法 A・B と比較して僅かではあるものの、耐荷性能向上が見込めることが確認されたことから、補強時の周辺状況として制約がある場合や、橋台に対して等、活用の場面を考慮して、今後より合理的な方法へと改善する上で、杭径・杭列数を変えた条件による検討を

進めていくことが考えられる。

#### 4. まとめ

平成 28 年度～平成 29 年度に実施された、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の整理や、基礎の耐震補強に関する既往研究の文献調査によって得られた知見を踏まえ、平成 30 年度の研究では、基礎の補強として一般的に用いられる既設・増設フーチングを剛結合した増し杭工法を対象に、既設杭と増し杭の荷重分担や既設・増設部材の結合部挙動の評価を目的に解析的検討を実施した。

その結果、既設・増設部のフーチング境界面を縁切り、面接触とする補強方法（結合方法 B）は、既設・増設部のフーチングを剛結合とする一般的な増し杭補強方法（結合方法 A）と同等の補強効果を有することが確認された。また、面接触で一方向のみを補強する工法（結合方法 C）についても、結合方法 A・B と比較して僅かではあるものの、耐荷性能向上が見込めることが確認された。施工性においても既設構造物に手を加える必要が無い点から、より合理的な補強方法となり得ることが示された。

今後は、これらの知見を実験的検証等によりその実現性を確認するとともに、荷重負担割合等に対する設定方法をより具体化することで、設計法としての確立を目指した検討を進めていく。

#### 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、751p.、2014.12
- 2) 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、356p.、2017.3
- 3) 城戸康介、佐藤恭孝、末政直晃、片田敏行、長野正：地中連壁による杭基礎の耐震補強について、土木学会関東支部技術研究発表会講演概要集、pp.484-485、1998
- 4) 真野英之、吉成勝美：極短杭による基礎の耐震補強効果に関する研究、土木学会第 58 回年次学術講演会、pp.625-626、2003
- 5) 磯部公一、木村亮、吉澤幸仁、河野謙治、原田典佳、槇野健：鋼管矢板基礎増設による既設橋ケーソン基礎の補強効果に関する実験的研究、土木学会論文集 C、Vol.62、No.1、pp.191-200、2006
- 6) 西岡 英俊、樋口 俊一、西村 昌宏、神田 政幸、山本 忠久、平尾 淳一：シートパイルによる既設杭基礎の耐震補強効果に関する模型実験、地盤工学ジャーナル、 Vol. 5、No. 2、pp.251-262、2010
- 7) (社) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料、pp.4\_1-4\_70、2000.12
- 8) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説、IV 下部構造編、pp.226-310、2017.11

## 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 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（高盛土・谷状地形盛土：耐震性診断手法）

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、変形解析の適用性を検討するものである。

平成 28、29 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。平成 30 年度は、変形解析手法の検討を行う上でのデータ蓄積を目的として、材料物性と強度定数との関係に着目した室内試験を行った。その結果、同様の細粒分含有率であっても粘土分含有率の変化に伴い内部摩擦角や粘着力が高い相関性で増減していることが確認できた。

キーワード：道路盛土、遠心力載荷実験、変形解析、材料物性

#### 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、過年度に実施した砂質土および粘性土で構築した盛土模型の遠心模型実験 2 ケースについて、2 次元 FEM 解析（自重変形解析等）を行い、実験結果と解析結果の比較を行った。平成 29 年度は、さらに地震時変形照査法における改善点を把握することを目的に、盛土内水位およびのり尻補強工の有無をパラメータとして平成 28 年度に実施した解析結果と比較した感度分析を行った。平成 30 年度は、変形解析を行う上でのパラ

メータ検討を行うための基礎データを蓄積するため、細粒分含有率や塑性指数、締固め条件の違い等の土質条件による強度特性の違いを把握するための室内土質試験を実施した。

#### 2. 高盛土・谷状地形盛土の 2 次元変形解析

##### 2.1 解析概要

平成 28、29 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、過年度に行った砂質土および粘性土を用いた遠心力載荷実験での地盤条件を模擬した 2 次元変形解析を地震時残留変形解析手法 ALID で行うとともに、感度分析を目的に盛土内水位の高低およびのり尻補強工の有無に関する比較解析を行った。解析条件を、表-2.1 に示す。

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  $\gamma_t$  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  $c$ 、 $\phi$  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  $c'$ 、 $\phi'$  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。

表-2.1 2次元変形解析のケース一覧

ケース	盛土材料	締固め度 Dc(%)	含水率 ω (%)	法尻補強	法尻ドレーン	水位	湿潤単位体積重量 γt (kN/m <sup>3</sup> )	せん断弾性係数 Gr(kN/m <sup>2</sup> )	繰返しせん断強度比 RL20	粘着力 C(kN/m <sup>2</sup> )	内部摩擦角 φ(°)
1	砂質土 (江戸崎砂)	85	16.7	無	2.5m	高	18.2	6.539	0.130	0.0	33.8
2						低(1/2h)					
3				ふとんかご 幅3m		高					
4						低(1/2h)					
5	粘性土 (江戸崎砂+SA-400)	85	17.0	無	無	高	18.0	3.590	0.161	0.0	38.5
6						低(1/2h)					

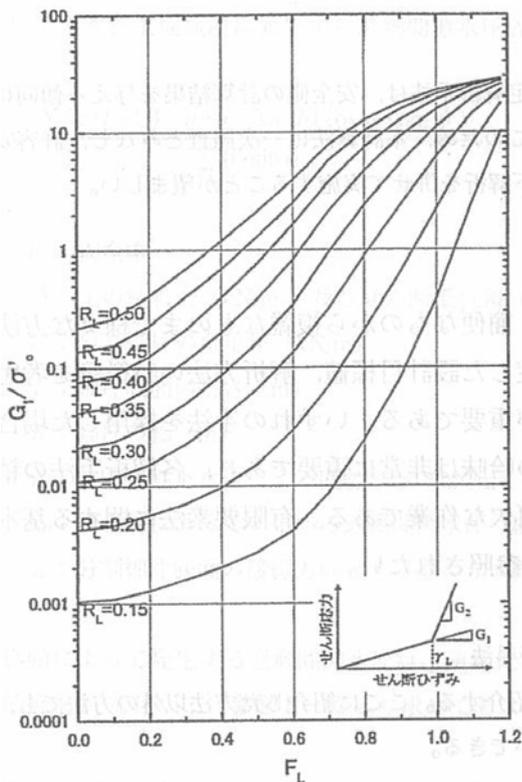


図-2.1 変形解析に使用した液状化抵抗率  $F_L$  とせん断剛性低下率の関係<sup>1)</sup>

- 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  $\sigma'_c$  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/m<sup>2</sup>) 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  $\nu$ 、 $E_0=4 \cdot E_{50}$  として、 $G=E_0/2/(1+\nu)=2 \cdot E_{50}/(1+\nu)$
- ④ 液状化抵抗率  $F_L$  によるせん断剛性の低減については、図-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。

ケース 3、4 の法尻補強は、図-2.2 に示すように底面幅 3m×高さ 1m のふとんかごを 0.5m ずらして 3 段積んだ形状の一体構造とした。ふとんかごの単位体積重量は、割栗石をふとんかごに投入した状態を想定して、割栗石の表乾比重を 2.65、かごの単位容積に占める割栗石の実積率を 55% と仮定して求めた値 14.7 (kN/m<sup>3</sup>) とした。また、変形およびすべりがふとんかご内に生じないように変形係数および強度定数を十分に大きな値とし、ふとんかごの底面にはジョイント要素を設け、ふとんかごの滑動抵抗 (すべり摩擦角 35°) を考慮した。

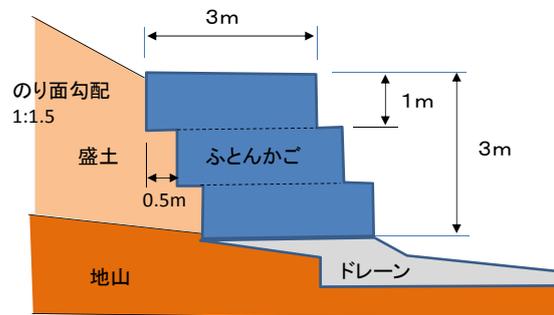


図-2.2 ふとんかごの形状

## 2.2 解析結果

解析による盛土法尻沈下量を表-2.2 に示す。なお、遠心模型実験を行ったケース 1 およびケース 6 については、実験結果で得られた法尻沈下量も示している。

まず、砂質土盛土による遠心力載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-2.3 に示す、遠心力載荷模型実験結果との比較解析であるケース 1 についてみると、解析における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、遠心力載荷実験で計測された盛土法尻沈下量の 3 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

表-2.2 解析結果と実験結果の盛土法肩沈下量の比較

ケース	盛土材料	締固め度 Dc(%)	含水率 ω (%)	法尻補強	法尻 ドレーン	水位	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	
1	砂質土 (江戸崎砂)	85	16.7	無	2.5m	高	5.17	0.45	5.63	1.67
低(1/2h)						1.16	0.22	1.38	—	
ふとんかご 幅3m				高		4.28	0.45	4.73	—	
				低(1/2h)		0.74	0.21	0.94	—	
5	粘性土 (江戸崎砂+ SA-400)	85	17.0	無	無	高	7.78	0.39	8.17	—
6						低(1/2h)	4.14	0.18	4.32	0.25

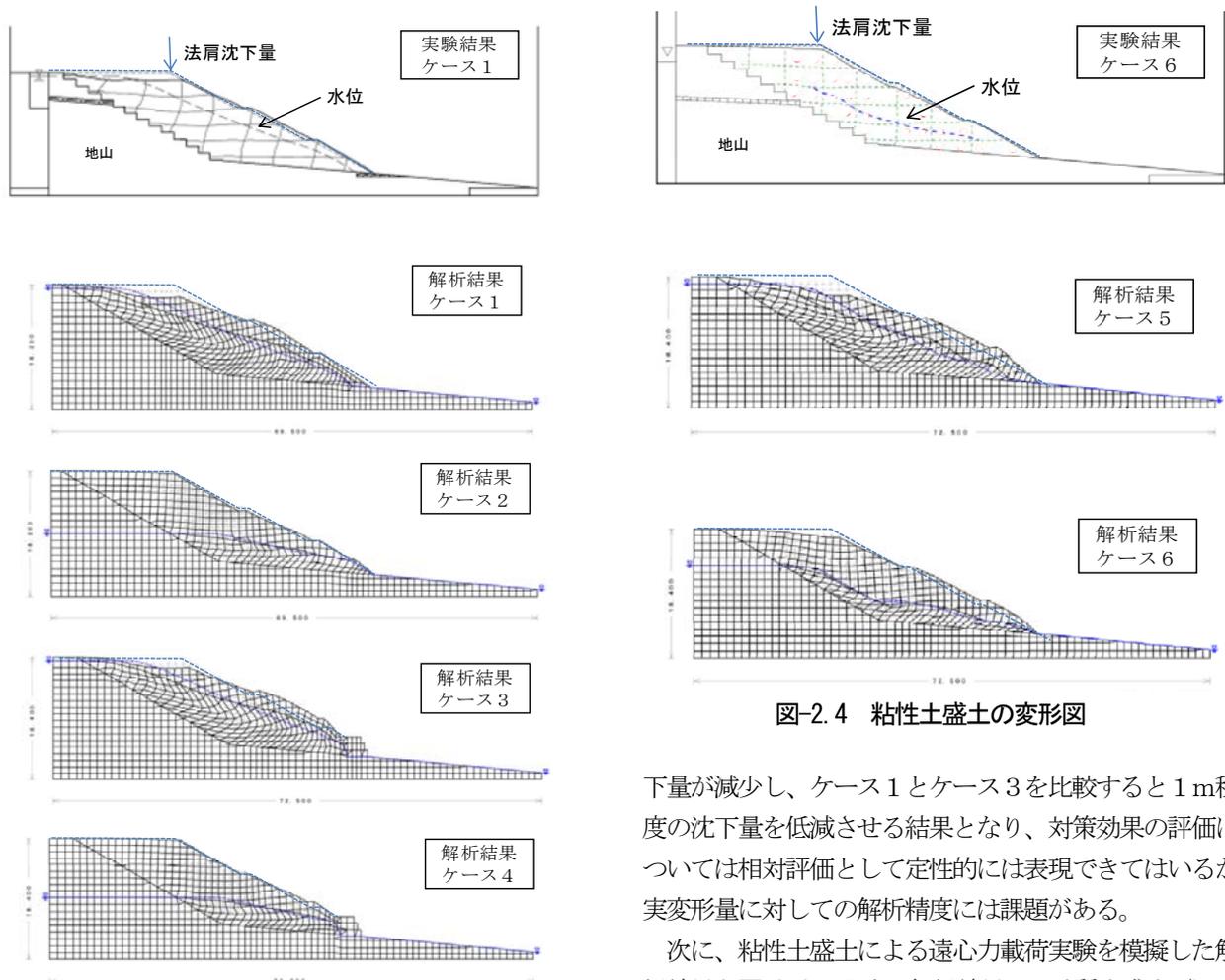


図-2.3 砂質土盛土の変形図

図-2.4 粘性土盛土の変形図

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 0.13~0.16 とかなり低いため、水位以下の剛性低下が大きく、変形量が大きめに評価されたものと考えられる。

感度分析のため比較として水位を盛土高さの 1/2 に低下させたケース 2 の解析結果を見ると、特に液状化による流動変形量が大幅に低下して変形量が小さくなった。また、のり尻補強工により流動化が抑制されることで沈

下量が減少し、ケース 1 とケース 3 を比較すると 1 m 程度の沈下量を低減させる結果となり、対策効果の評価については相対評価として定性的には表現できてはいるが、実変形量に対する解析精度には課題がある。

次に、粘性土盛土による遠心力载荷実験を模擬した解析結果を図-2.4 に示す。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 0.16~0.18 と高いため、砂質土盛土よりも変形量が抑制される傾向がみられるが、地下水水位下の剛性低下は大きく、やはり数 m オーダーの変形が発生し、斜面下方にすべり落ちるような変形パターンを示し、砂質土と同様に、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。

これは、砂質土と同様に一般的な砂質土の  $F_L \sim G/\sigma'_v$  関係を用いたこととともに、室内試験で得られた液状化強

表-3.1 試料条件および室内土質試験結果

No.	試料		物理試験結果					締固め試験結果		一面せん断試験結果					
			土粒子の密度 $\rho_s$ ( $g/cm^3$ )	細粒分含有率 FC (%)	粘土分含有率 CC (%)	液性限界 $\omega_L$ (%)	塑性限界 $\omega_P$ (%)	塑性指数 $I_P$	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ ( $g/cm^3$ )	最適含水比 $\omega_{opt}$ (%)	一面せん断試験 供試体作製条件 (目標値)	作製供試体 空気間隙率 $v_a$ (3本平均値)	平均含水比 $\omega$ (%)	$c_d$ ( $kN/m^2$ )	$\phi_d$ ( $^\circ$ )
1	E20	江戸崎砂原砂	2.715	18.6	7.1	NP	NP	NP	1.638	16.3	Dc=85%, 最適含水比	25.8	16.4	8.5	34.5
2											Dc=85%, 最適含水比	22.5	17.9	15.1	31.1
3	E50-1	江戸崎砂再混合	2.712	51.3	13.3	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6	Dc=85%, $v_a=15\%$	14.6	23.5	0.0	33.2
4											Dc=85%, $v_a=10\%$	9.8	26.9	6.2	32.6
5	E50-2	江戸崎砂再混合	2.697	52.9	15.5	33.0	19.6	13.4	1.631	19.3	Dc=85%, 最適含水比	21.0	19.9	34.6	26.8
6											Dc=85%, 最適含水比	18.3	19.6	37.0	24.6
7	EK50-1	江戸崎砂再混合 +カオリン	2.657	52.0	24.2	29.6	14.2	15.4	1.678	18.9	Dc=85%, $v_a=15\%$	14.7	22.2	14.0	24.5
8											Dc=85%, $v_a=10\%$	10.0	15.3	0.0	20.0
9	EK50-2	江戸崎砂再混合 +カオリン	2.679	55.3	33.2	28.8	14.4	14.4	1.702	18.5	Dc=85%, 最適含水比	18.7	18.9	42.8	21.8
10	EK50-3	江戸崎砂再混合 +カオリン	2.680	56.6	36.8	29.7	14.6	15.1	1.688	18.4	Dc=85%, 最適含水比	19.4	18.8	57.8	23.5
11											Dc=85%, 最適含水比	19.7	20.1	59.0	24.0
12	EK50-4	江戸崎砂原砂 +カオリン	2.635	48.7	39.1	33.1	15.9	17.2	1.627	19.4	Dc=85%, $v_a=15\%$	14.9	23.6	17.2	19.8
13											Dc=85%, $v_a=10\%$	9.9	27.2	6.1	18.2
14											Dc=85%, $v_a=5\%$	5.1	30.7	0.0	17.3

度  $R_{120}$  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。

上記のように液状化流動時の変形に関しては、大きな値となった一方で、水圧消散時の沈下を見ると砂質土、粘性土をつうじて、水圧消散時の変形量は小さい傾向となった。

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、特に液状化流動時の変形に関する解析精度の向上が求められる。このためには、解析に用いる液状化抵抗率  $F_L$  ~ せん断剛性低下率  $G/\sigma'_v$  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。特に、細粒分を多く含む中間土については  $F_L$  ~  $G/\sigma'_v$  関係などの必要なパラメータについて定式化することも必要である。

### 3. 室内土質試験による基礎データの蓄積

#### (1) 概要

変形解析方法の検討を進めるにあたり、盛土材料の物性と強度特性との関係を整理し、地震時の変形特性に影響する物性を把握するとともに、地震時の変形に関する模型実験と併せた検討が必要である。このためには、多くの材料について試験を実施して基礎データを蓄積し傾向分析を行ったうえで、適切な実験条件および解析条件を設定することが重要である。

そこで、平成 30 年度は盛土材料の強度特性へ影響すると考えられる物性を整理することを目的に、盛土材料の細粒分含有率や塑性指数、締固め方法に着目した試験を行った。ここでは、強度特性の傾向を把握するために試験体の数や試験の効率性を考慮して一面せん断試験による土質定数の変化に着目した検討を行うこととし

た。なお次年度以降は、繰返し三軸試験等による変形特性との関連性についても検討を行い、解析条件および模型実験の実験条件の設定を行うことを考えている。

試験に用いる試料として、細粒分含有率の少ない江戸崎砂原砂 (表-3.1 E20) のほかに、分級した江戸崎砂を混合をして概ね細粒分含有率が 50% 程度で粘土分含有率あるいは塑性指数が異なるように調整したもの (表-3.1 E50-1、E50-2) および分級した江戸崎砂とカオリン粘土を混合して粘土分含有率あるいは塑性指数が異なるように調整したもの (表-3.1 EK50-1~EK50-4) を作製した。一面せん断試験は、最適含水比で作製した供試体を基本とし、一部の試料については含水比 (空気間隙率) を変化させた供試体を用いた。試験時の圧密応力は、実スケールで 15m の盛土での遠心模型実験を想定して深度方向に 5m、10m、15m 相当となる 80kPa、160kPa、240kPa とし、せん断速度 1mm/mim で試験を行った (圧密排水(CD)試験)。

#### (2) 結果

表-3.1 に試験に用いた試料と各種試験結果の一覧を示す。まず、図-3.1 に試験に用いた試料の細粒分含有率および粘土分含有率と塑性指数との関係を示す。細粒分含有率と塑性指数の関係を見ると、今回の実験では細粒分含有率 20% の 1 試料と細粒分含有率 50% 程度の試料での判断となるが、細粒分含有率が大きくなると塑性指数も大きくなる傾向があることが推察される。一方で、細粒分含有率 50% 程度であっても、粘土分含有率が異なることで塑性指数は変化しており、粘土分含有率と塑性指数に相関関係が見られる。次に、図-3.2~図-3.4 に、最適含水比に調整した試料を用いて一面せん断試験によって得られた土質定数 (粘着力および内部摩擦角) と細粒分含有率、粘土分含有率、塑性指数との関係を整

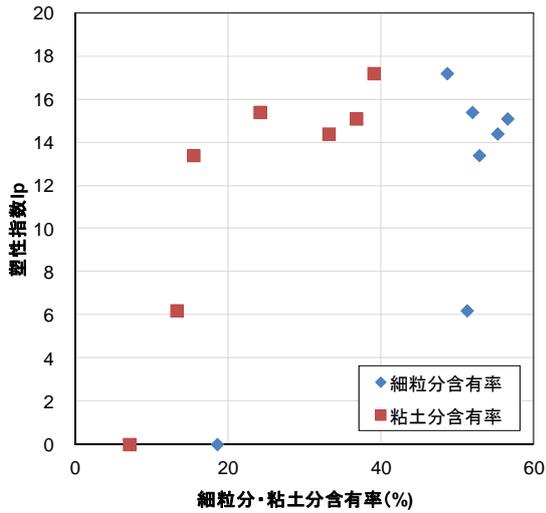


図-3.1 細粒分、粘土分の含有率と塑性指数の関係

理した結果を示す。

図-3.2 を見ると、細粒分含有率が増加することで内部摩擦角は小さくなり、同様の細粒分含有率であれば内部摩擦角に大きな違いは見られないが、粘着力に関しては細粒分含有率の増加に伴い粘着力も増加する傾向は見られるものの、同様の細粒分含有率であっても粘着力が大きくばらついており、粘着力の変動が大きいことがわかる。

図-3.3 を見ると、粘土分含有率の増加に伴って粘着力は増加しており、高い相関性が見られる。さらに、内部摩擦角に関しては細粒分含有率では違いが明確に見られなかったが、粘土分含有率の増加に伴い内部摩擦角も減少し、これについても高い相関性が見られる。

図-3.4 を見ると、塑性指数で整理した場合も粘土分含有率で整理したように、粘着力および内部摩擦角の増

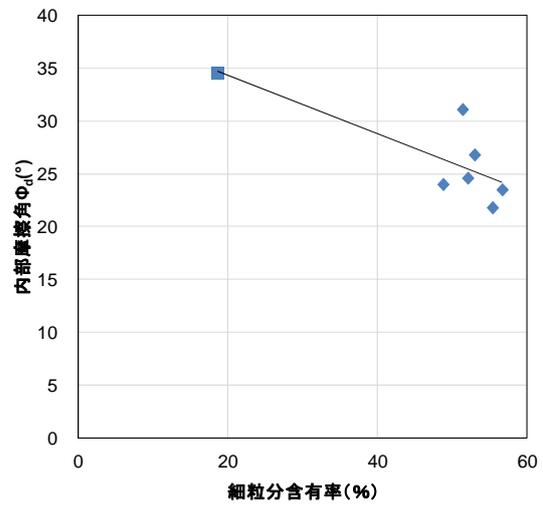
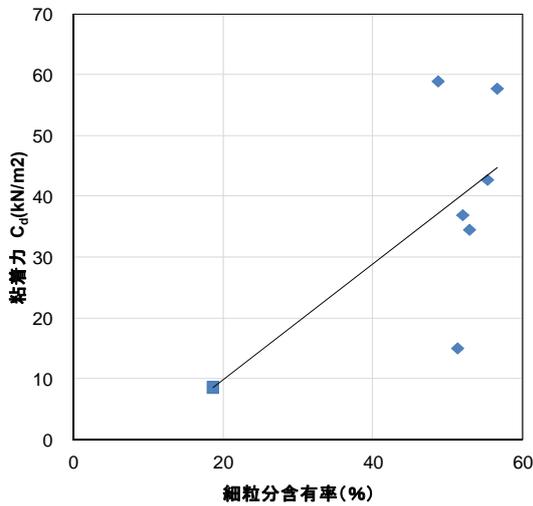


図-3.2 細粒分含有率と土質定数の関係

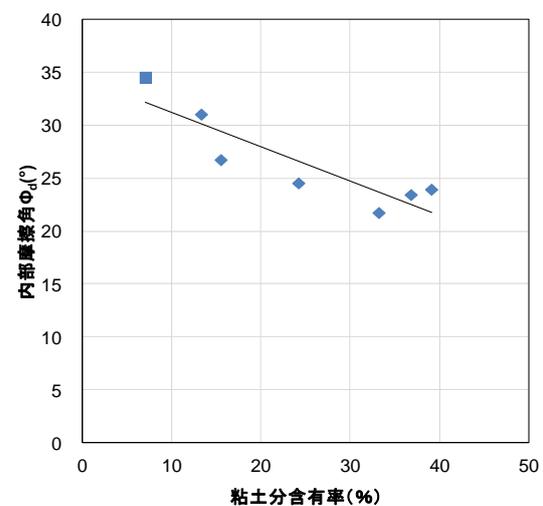
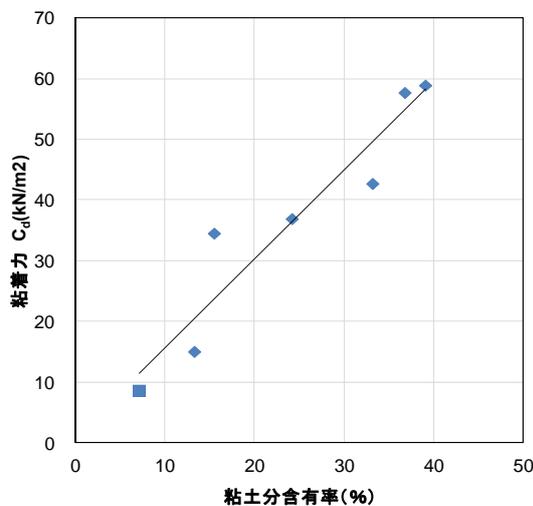


図-3.3 粘土分含有率と土質定数の関係

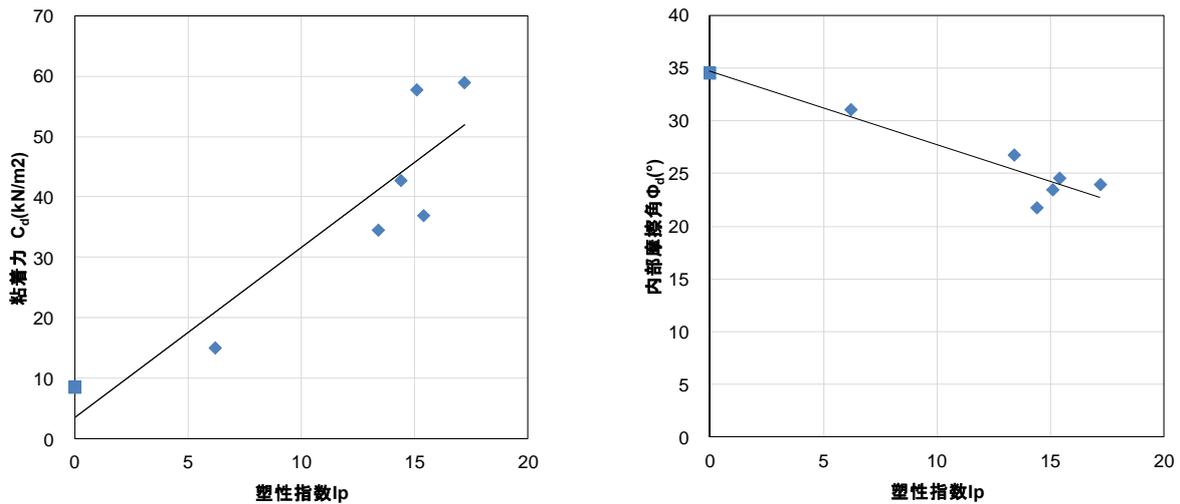


図-3.4 塑性指数と土質定数の関係

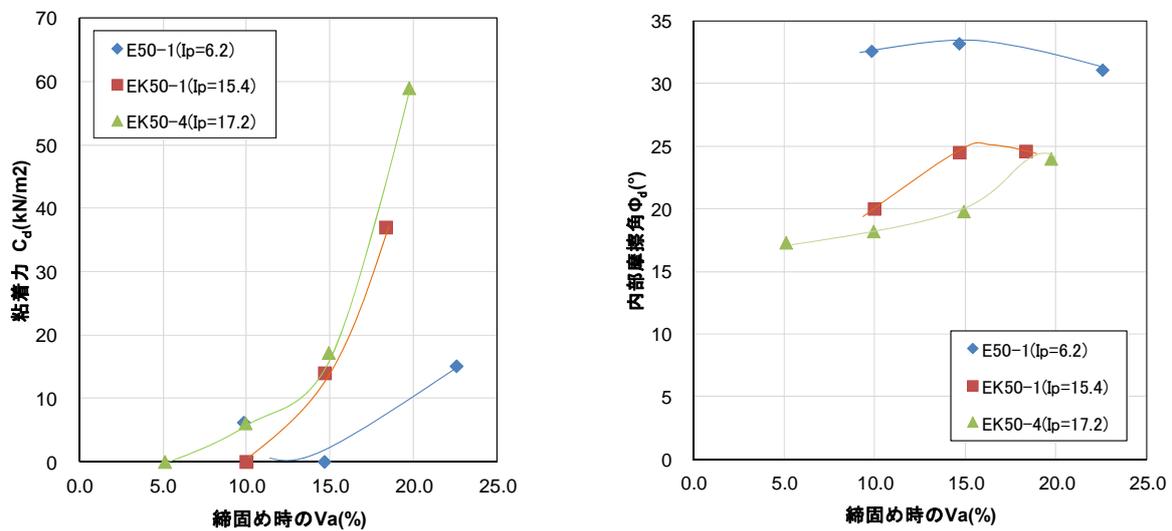


図-3.5 縮固め時の空気間隙率と土質定数の関係

減との相関性が見られるが、塑性指数 15 付近での状況を見ると、細粒分含有率で整理した結果ほどではないもののばらつきが見られる。

これらの結果を踏まえると、粘土分含有率や塑性指数が変形特性に影響する物性の一つになると考えられ、特に粘土分含有率が良好な相関性があるものと考えられる。

つぎに、図-3.5 に縮固め時の空気間隙率と土質定数との関係を整理した結果を示す。同じ縮固め度で縮固め時の空気間隙率を小さく（含水比を大きく）すると粘着力は大きく低下し、内部摩擦角についてはピーク値があるような傾向が見られ、内部摩擦角に対して最適な空気間隙率が存在すると考えられる。一方、粘着力は内部摩擦角に比べて水分量の影響が大きいとみられ、含水比の

狭い範囲でピークが存在する可能性も考えられる。縮固め条件に関しては、縮固めエネルギーとの関係性や縮固め度の影響も考えられることから、今後はこれらの影響も踏まえた検討も進めていく予定である。

#### 4. まとめ

過年度に行った遠心力载荷実験結果をベースに、砂質土および粘性土の違い、盛土内水位の高低およびのり尻補強工の有無による感度分析を目的として、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。また、盛土内水位の高低やのり尻補強工の有無による感度分析の結果、盛土内水位の高低によ

る水圧消散時の変形やのり尻補強の効果については、ほぼ妥当な傾向を示していたが、液状化流動時の変形が大きく解析結果に影響しており、これに対する精度向上が必要であることを確認した。

液状化流動時の変形が大きくなった点に関しては、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  $G/\sigma_0'$  関係を用いたことが一つの要因ではあるが、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り、特に、細粒分を多く含む中間土や粘性土については  $F_L \sim G/\sigma_0'$  関係などの必要なパラメータについて定式化することも必要である。

パラメータの検討にあたっては、一面せん断試験による土質定数と土の物性の関係性を見ると、粘土分含有率や塑性指数に相関性が見られた。

今後は、繰り返しせん断後に静的せん断を加える試験等の動的変形特性を把握するための室内試験を、様々な条件の盛土材料に対して行い、細粒分を多く含む中間土・粘性土の解析に必要なパラメータの定式化に向けた検討を行っていく予定である。

#### 参考文献

- 1) 国土交通省：河川構造物の耐震性能照査指針・解説（I 共通編）、p.28、2012

## 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ために、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が、この際、盛土の管理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。そこで、試験盛土において、物理探査により非開削探査記録を取得すると共に、構成土質の比抵抗と水分特性の関係を評価した。また、S波速度と含水比の関係性について検討した。さらに、光ファイバーによる地盤振動の取得と表面波の解析を行い、長大区間の土工構造物の監視に対して、将来性の高い技術であることを確認した。  
キーワード：S波速度と地盤強度、比抵抗、含水比、光ファイバー

### 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28～29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。S波速度を指標にした土工構造物の安全性を空間的に評価することが目標である。平成29～30年度は、光ファイバーを用いた地盤振動の取得と、表面波の解析を行い、変状モニタリングへの有効性を検討した。

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。

平成28～29年度は、試験盛土の天端と横断方向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、土壌試料を採取し、含水比の測定や粒度分析を行った。

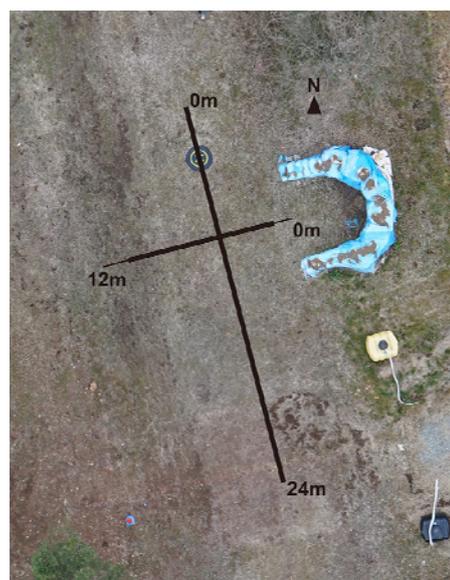


図-1 試験盛土測線

### 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

横断方向の探査測線において、ハイブリッド表面波探

査技術によるタイムラプス探査を行った(図-2)。タイムラプス探査とは同じ地点を繰り返し探査する手法を指す。物理探査は各種の計測センサーを用いたモニタリング測定のように時間方向に高密度な連続測定は行えないことから異なる呼称を用いている。タイムラプス探査の結果、降雨浸透による含水比の増加に伴う、S波速度の低下分布を明瞭に検知できることが示された。表面波探査により盛土表層からの浸透過程をイメージ可能であることが確認された。

かけや振動などの能動的震源を用いなくても、環境振動により表面波探査を行える条件は存在し、この場合、降雨浸透時のS波速度分布のモニタリングが可能となる。

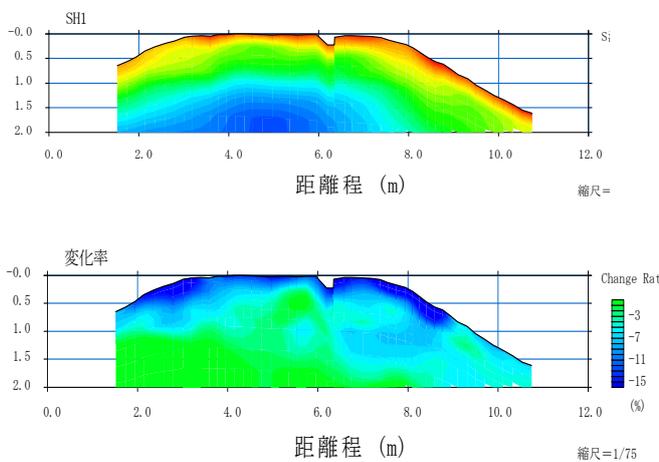


図-2 試験盛土のS波速度断面(上)と降雨(30mm/日)前後の変化率空間分布(下)

## 2.2 比抵抗と含水比の関係

天端における表面波探査は、50cm間隔で計48点に受信点を設け探査した。測線長は24mとなる。結果断面を図-3(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-3(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-3(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

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-4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潤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、各構成土質の比抵抗と含水比の関係を調べた(図-5)。この結果、既往研究でも明らかのように、細粒成分の含有が少なければ土質分類情報から、簡単なパラメータ設定により、高い精度で比抵抗分布から含水比分布を推定できることが確認された。

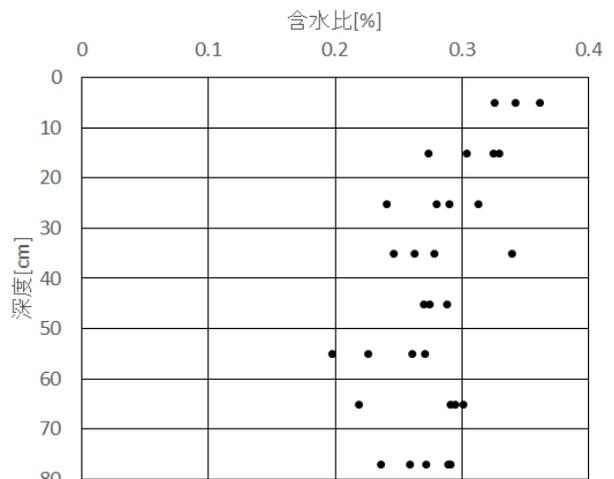


図-4 盛土の含水比分布

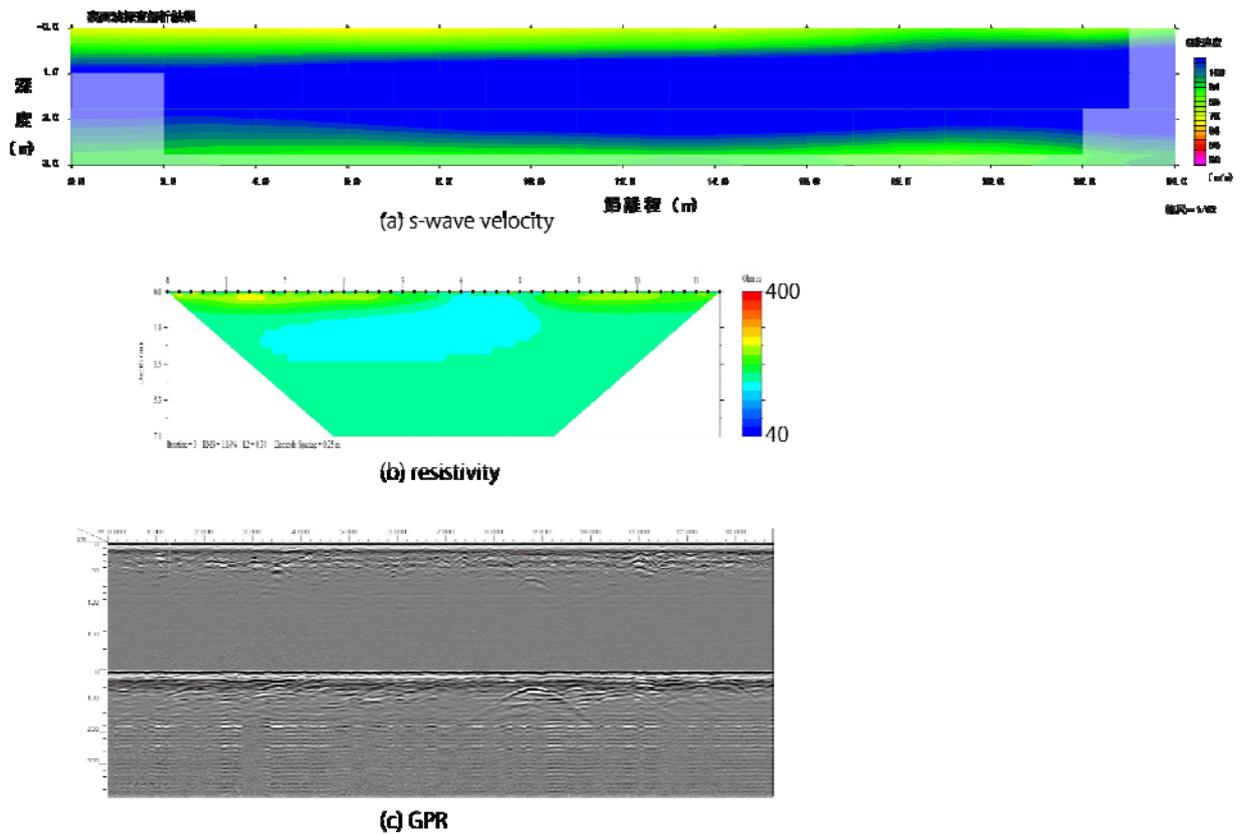


図-3 実験盛土における調査結果断面。(a)表面波探査によるS波速度分布。(b)電気探査による比抵抗分布。(c)地中レーダ探査断面（上半分800MHz，下半分300MHz）。各探査記録は探査位置を合わせて配置されている。

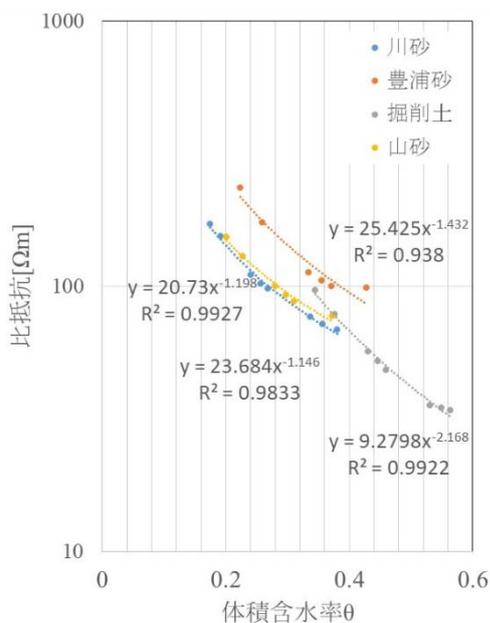


図-5 土質による水分特性曲線計測結果

### 2.3 光ファイバーを用いた地盤調査

近年光ファイバーを用いた分布型音響センシング

(distributed acoustic sensing : DAS) 技術の開発が進んでいる。石油開発の試験坑井を用いた探査で試験探査の報告が頻繁に行われている。一方、浅部地盤用途では、DAS は低価格な光ファイバーをセンサーとして長区間の記録が取得できるため、特にモニタリング用途に将来性が期待されている。堤防探査や浅部地盤調査等で弾性波を用いた物理探査を行う際に、現在主流な方法は表面波探査である。したがって、DAS 技術を用いて浅部地盤探査を行う際に、表面波の記録を観測し、解析できることが重要となる。

光ファイバーは理想的な材質と異なり、レーザー光の透過に対しわずかな散乱を生じる。散乱方式には幾つか種類が存在し、各種の後方散乱光がひずみと温度により周波数が変化する。このうち、レイリー散乱の周波数シフトを観測する方法により、主に現在の DAS 技術は実用化されている。

DAS 測定に用いることが可能な光ファイバーは、光ファイバーによるセンシング技術の中で比較的普及が進んでいる FBG (Fiber Bragg Grating) と異なり特別な加工は不必要であり、基本的に種類を問わない。そのた

め、安価な光ファイバーや既設の光ファイバーを用いることができる。

土木研究所の敷地内にある試験用の盛土で探査試験を行った<sup>1)</sup>。高さ約 2 m、天端幅約 5 m、長さは約 195.5 m の盛土である。この盛土の天端中央部に深度約 50 cm の溝を掘り、光ファイバーを設置した。光ファイバーは付近のコンテナハウスまで延長され、DAS 機器は温度管理可能なコンテナハウスの中に設置した (図-6)。

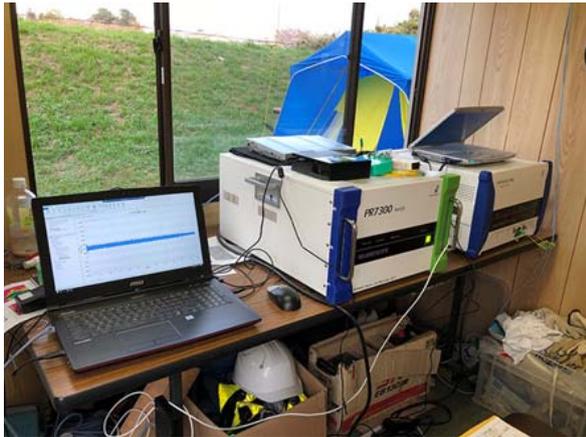


図-6 DAS 装置 (Neubrex S7300)

光ファイバーはシングルモードで、素線外径は 0.25 mm である。DAS の測定と同時に、1 成分 4.5Hz のジオフォンで地盤振動を記録した。盛土南端を 0 m 地点と設定し、30~87.2 m の測線区間を、0.4 m の受振点間隔で、計 144 ch の記録を取得した。収録装置は、DAS-1 (OYO Geospace) を用いた。

ゲージ長が 0.8m の記録とジオフォンの記録の比較を図-7 に示す。比較的同様な波形の記録の取得が行えた。常時の振動監視用途には実用可能な段階であることがわかった。また、ジオフォンに比べると S/N (信号対雑音比) は不良であるが、表面波の伝播が特定できる波形記録が得られた。CMP-CC 解析<sup>2)</sup>により周波数ごとの位相速度を求めたところ、良好な分散特性イメージを得ることができた。

ジオフォン (1c,4.5Hz)

光DAS (ゲージ長 0.8m)

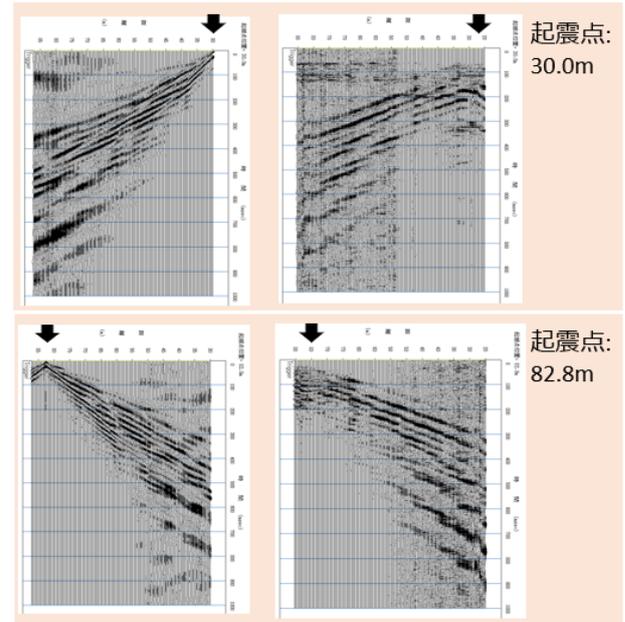


図-7 光ファイバーとジオフォンで取得した表面波の比較

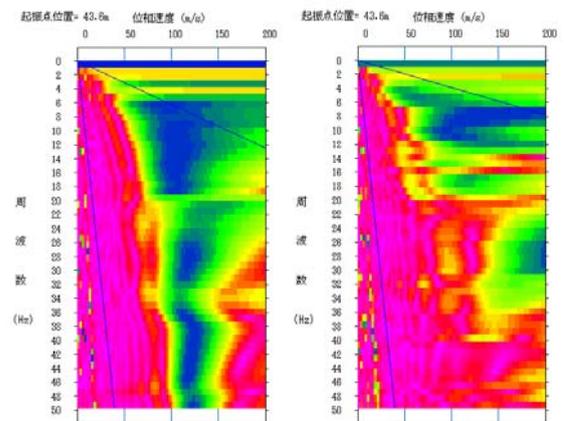


図-8 ジオフォン (左) と光ファイバー (右) とにより取得された表面波の位相速度の周波数分散例の比較。青色の箇所が各周波数に対する位相速度成分が相対的に強い箇所。

位相速度分布の比較結果を図-8 に示す。15 Hz 程度までの速度分布が確認できる。表面波の伝播速度が 100 m/s の場合には、波長が 6~7 m の波動を観測していることを示している。同地点のジオフォンによる分散曲線を、合わせて図中に示す。ジオフォンの分散曲線は安定した速度分布が高周波まで取得できている。8~15 Hz 付近の速度分布は両者共に同様な値を示しており、DAS の測定により表面波の伝播速度が得られることがわかった。DAS は震源近傍の強振幅の記録の S/N が低く、適

切な前処理による改善が望まれる。

また、一部の地点では位相速度の特定を行うことができておらず、原因解明と解析手法の改良が求められる。安定して分散曲線を取得できるようになれば、DASを用いることにより表面波探査が行えるようになり、普及開発へ向けた技術開発の促進が期待される。

#### 4. 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。比抵抗と含水比は土質種類の特定により高い相関を示すことが確認された。また、表面波のタイプラプス探査により降雨浸透に伴うS波速度分布が明瞭に得られた。受動的震源を用いた表面波探査により、盛土内部の含水状態や強度モニタリングが可能となる。

光ファイバーで表面波による盛土の状態監視が可能か評価した。天端へ敷設設置した光ファイバーを用いた計測では、ジオフォンに対して記録品質が低下しているものの、位相速度の推定が行えることが確認できた。表面波を用いた盛土内部の遠隔状態監視の可能性が示された。実用化には機器の改良によるS/Nのさらなる低下が必要であることがわかった。今後の課題は、実用技術となるために、全ての計測地点での安定した解析を実現する点である。

#### 参考文献

- 1) 尾西恭亮、稲崎富士、小河原敬徳、小林貴幸、西澤 修：  
分布型音響センシングにより記録された表面波と伝播速度の解析、第139回学術講演会講演論文集、物理探査学会、pp.107-110、2018
- 2) Hayashi, K., and Suzuki, H. : CMP cross-correlation analysis of multichannel surface-wave data, Exploration Geophysics, 35, pp.7-13. 2004

### 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（泥炭地盤上盛土の耐震照査法）

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：畠山 乃、林 宏親、青木卓也、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、ALID

#### 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<sup>1)2)</sup>。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とともに、泥炭の剛性変化を考慮した解析モデルの適用性を把握することを目的としている。平成28年度は、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。さらに平成29年度と平成30年度は、泥炭の剛性変化を考慮した「液状化に伴う残留変形解析」による解析モデルが、地下水位以下の泥炭地盤に沈埋した河川堤防盛土の液状化による崩壊事象を再現することが可能か検証した。

#### 2. 中空ねじり試験の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



図-1 試料採取位置図

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  $Li$  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。なお地盤工学上の分類では、泥炭とは観察により有機物を多く含むもののうち未分解で繊維質なものを指すため、強熱減量が比較的小さい試料 B および試料 H を泥炭と定義するかどうか議論の余地はあるが、試料の観察の結果を踏まえ本報では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<sup>3)</sup>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<sup>4)</sup>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

表-1 泥炭試料の物性値等

試料	採取地	湿潤密度 (g/cm <sup>3</sup> )	乾燥密度 (g/cm <sup>3</sup> )	自然含水比 (%)	強熱減量 (%)	圧密降伏応力 (kN/m <sup>2</sup> )	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		

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。

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

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 $\sigma_{ac}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	側方向 圧密応力 $\sigma_{rc}'$ (kN/m <sup>2</sup> )	初期せん断 剛性率 $G_{0i}$ (kPa)	せん断 応力比 $\sigma_d/\sigma_{ac}'$
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		7.4		1068
E-1			—	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	50	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

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。

### 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

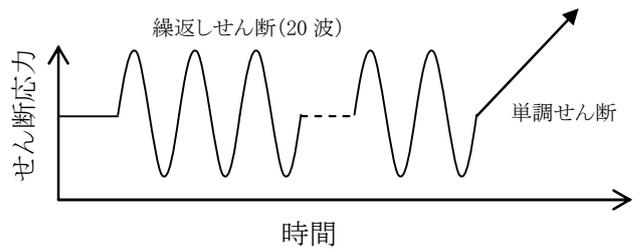


図-2 本試験の載荷イメージ

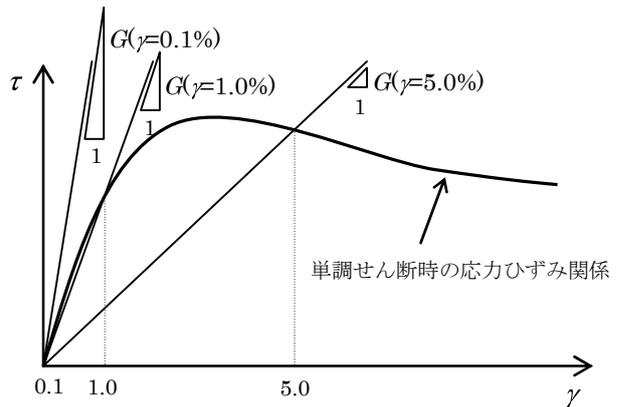


図-3 本試験におけるせん断剛性の取り方

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<sup>5)</sup>を踏まえると、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/m<sup>2</sup> の背圧を載荷した。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、先述した繰返し載荷後単調載荷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、剛性低下率と称する) と繰返しせん断応力比  $\tau_d/\sigma_{ac}$  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

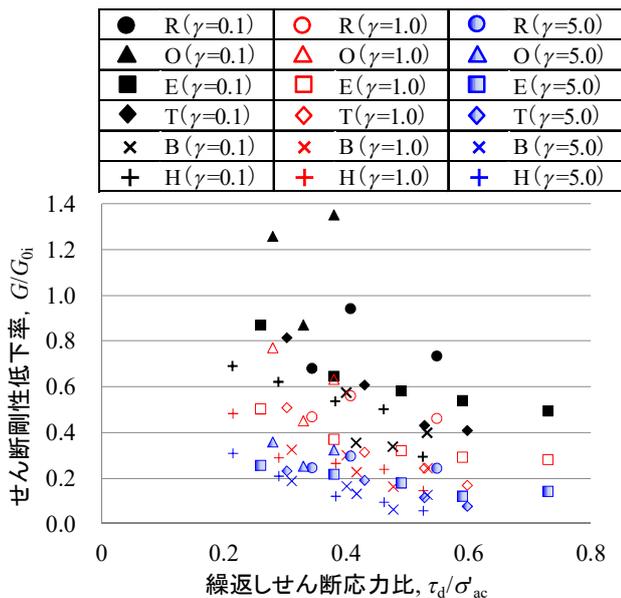


図-4 繰返しせん断によるせん断剛性の変化

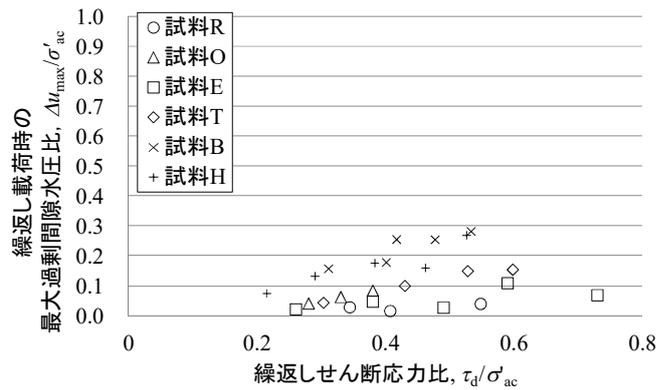


図-5 各試料における  $\tau_d/\sigma_{ac}$  と  $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$

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<sup>7)</sup>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  $\Delta u_{max}$  を鉛直の有効拘束圧  $\sigma_{ac}$  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  $\tau_d/\sigma_{ac}$  と  $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$  の関係である。図より、 $\tau_d/\sigma_{ac}$  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<sup>6), 7)</sup>、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。なお、詳細な試験結果は文献<sup>8), 9)</sup>で述べている。

### 4. 地震時自重変形解析の泥炭地盤上盛土への適用

#### 4. 1 検討の経緯

寒冷地である北海道に広く分布する泥炭地盤上には、相当な延長の道路盛土や堤防盛土が構築されている。



写真-1 1993年釧路沖地震における  
河川堤防（十勝川統内築堤）の被災状況<sup>10)</sup>

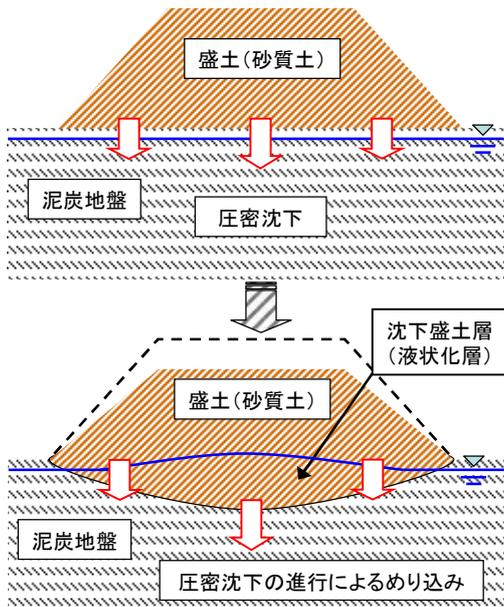


図-6 泥炭地盤上の盛土の液状化のイメージ

過去、北海道で発生した大規模地震では、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。中でも1993年釧路沖地震や2003年十勝沖地震では、地下水位以下の泥炭地盤にめり込んだ盛土が液状化して、写真-1のように被害が拡大したと推測された<sup>10)・11)</sup>。

図-6に上記の被災メカニズムのイメージを示す。泥炭はいわゆる液状化しない地盤材料であるが、泥炭などの圧縮性の高い軟弱地盤上に盛土を構築した場合、時間経過に伴い軟弱地盤が相当量圧密沈下し、盛土が軟弱地盤にめり込んで軟弱地盤が凹状になる。この圧密沈下の過程で、盛土下部の密度低下や拘束力の低下が生じると考えられる<sup>12)</sup>。また、地下水位以下の軟弱地盤にめり込んだ一部の盛土が飽和した状態となるが、盛土が液状化しやすい砂質土等で構築されている場合、この領域が地震時に液状化してせん断強度を失い、大規模な変状が生じると考えられる。この現象は遠心力载荷模型実験により再現され<sup>13)</sup>、そのメカニズムは解明されつつある。

地震時の土構造物の変形量を算出する手法はいくつか提案されているが（ニューマーク法や動的解析等）、液状化に伴う盛土の変形を簡便かつ精度よく静的に算定する方法としては、液状化の発生による土層の剛性低下を仮定した上で土構造物の自重をそれに作用させ、その変形量を有限要素法により算定する方法（有限要素法を用いた自重変形解析法）が、「河川構造物の耐震性能照査指針・解説」で紹介されている。この解析手法は安田ら<sup>3)</sup>により提案されており、本解析手法を「液状化に伴う残留変形解析(Analysis for Liquefaction-induced Deformation)」、略してALIDと称していることから、本報においても以降、ALIDと記述する。ALIDは基礎地盤の液状化解析には実績があるものの、盛土の液状化解析にはその適用性は明確になっていない。

本報では、先述した被災メカニズムである、泥炭地盤上に構築された盛土の大規模地震による被災事例を対象に再現解析を行い、泥炭地盤にめり込んだ盛土の液状化に対してALIDが適用可能であるか検討した。

#### 4.2 解析対象断面の概要

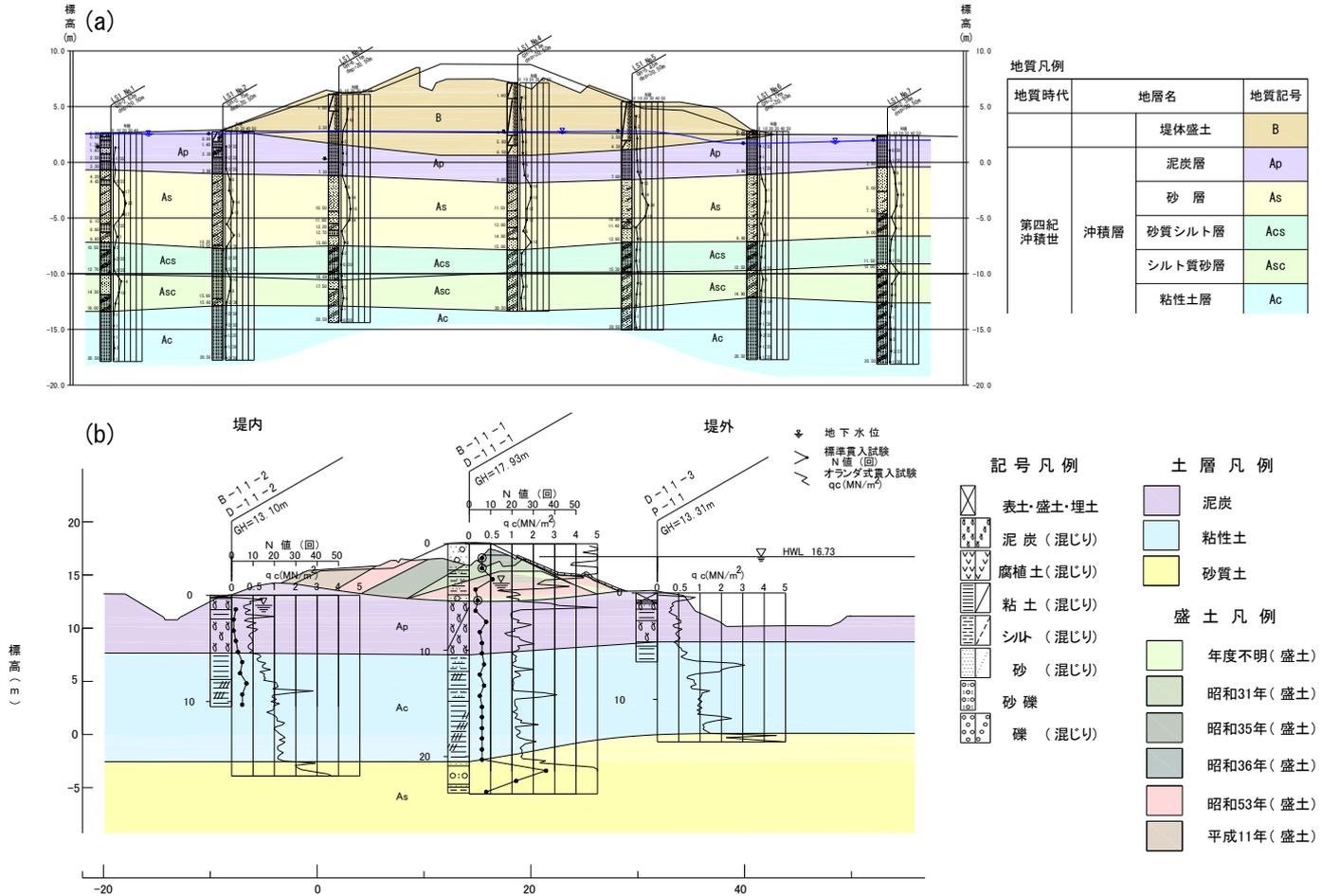
解析対象の盛土断面は、1993年釧路沖地震で被災した釧路川左岸 KP9.85 の堤防断面（以下、釧路川堤防）と、2003年十勝沖地震で被災した牛首別川左岸 KP4.0 の堤防断面（以下、牛首別川堤防）である。各地震の諸元を表-3に、被災後の各地質横断図を図-7に示す。

釧路川堤防は、その被災後の調査により次のことがわかっている。基礎地盤の表層には圧縮性の大きな泥炭(Ap)が分布し、盛土(B)はこの泥炭の沈下で基礎地盤に沈み込んでいる。泥炭の下位にはN値10~20程度の緩い砂層(As)が厚く堆積し、以深は粘性土と砂質土が互層を呈している。深度20mを過ぎても基盤層は確認されていない。盛土(B)は、火山灰質の砂を構成物とし、地下水位以下のN値が6以下である。地下水位はこの盛土内の高くに位置し、盛土底部では広い範囲に渡り飽和状態にあったものと考えられる。釧路川堤防の被災形態は、天端で最大1.9mの沈下・陥没が発生し、堤内側の法肩部に段差を伴う縦断亀裂が見られた。また、表面は崩壊し、はらみだしが生じた。このような被害が生じた原因として、①地下水面以下となった堤体砂質材料の液状化、②基礎地盤の砂層(As)の液状化、が考えられる。

牛首別川堤防に関しては、基礎地盤の上部には圧縮性の大きな泥炭(Ap)および軟弱粘性土(Ac)が厚く堆積し、盛土はこれらの土層の沈下で基礎地盤に沈み込んでいる。その下位は砂質土(As)が分布し、そのN値は20~35を示す。なお、盛土中央部で確認された盛土材

表一三 1993年釧路沖地震と2003年十勝沖地震の諸元

地震名	発生日時	最大震度	マグニチュード	震源地	震源の深さ
釧路沖地震	1993年1月15日	6	M7.5	釧路沖	101km
十勝沖地震	2003年9月26日	6	M8.0	十勝沖	45km



図一七 解析対象断面 (a) 釧路川堤防 (b) 牛首別川堤防

は、築造年代の違いで、地下水位より上位は礫混じり砂、下位は礫混じり砂質シルトと礫混じり砂である。地下水位以下の盛土の  $N$  値は 3 程度と非常に緩く、盛土底部の盛土材は飽和状態にある。

牛首別川堤防の被災形態は、盛土天端で最大 2m の沈下・陥没が発生し、裏法面は崩れ、水平変位が生じた。表法面には目立った変状は確認されていない。このような被害が生じた原因として、地下水面以下となった堤体砂質材料の液状化によるものと考えられる。

### 4.3 自重変形解析 (ALID)

#### 4.3.1 ALID の概要

ALID は、液状化に伴う盛土の変形は基礎地盤の砂質土層が液状化による剛性低下に起因するものと仮定し、解析における外力は盛土荷重と各層の自重のみを考慮

した静的な自重変形解析である。

液状化した土層の剛性低下は、剛性低下が生じていない地震前と、液状化が発生し土層の剛性が低下した時のせん断応力  $\tau$  ~ せん断ひずみ  $\gamma$  の関係で示される (図一八)。液状化した土層は、状態点 O 点 ~ C 点までは液状化の発生により剛性が非常に小さい状態にあるが、C 点を越えて変形が進むと剛性が急激に回復するような挙動を示す。この挙動はバイリニア型のせん断応力  $\tau$  ~ せん断ひずみ  $\gamma$  の関係でモデル化される。

地震前の状態から液状化が発生するまでの土層の応力状態は、O 点 ~ A 点までの応力の経路をたどる。次に、

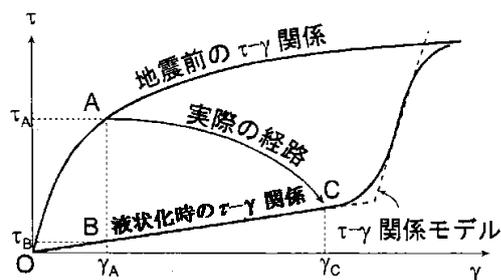


図-8 地震前と液状化時のせん断応力 $\tau$ ～せん断ひずみ $\gamma$ 関係の模式図<sup>3)</sup>

液状化が発生し、砂質土層の剛性が低下した状態の応力状態は、A点からC点へと移行する。地震により発生したせん断ひずみは $\gamma_A - \gamma_C$ であり、これが液状化時の剛性低下に伴う変形である。液状化層の剛性低下を考慮した解析では、A点→B点→C点の経路にしたがってこの過程を追跡して、変形量を算定することが可能になる。

#### 4.3.2 液状化層の検討

先に述べた通り、ALIDでは液状化に伴う地盤の剛性低下に起因する変形を取り扱うため、対象断面の液状化層を明らかにする必要がある。ここで、「道路橋示方書・同解説 V耐震設計編<sup>14)</sup>」(以下、道示)に従って、検討対象断面の液状化判定を行う。

道示では、次の3つの条件全てに該当する土層に対し、液状化判定を行う必要があるものとしている。

- 1) 地下水位が地表面から10m以内にあり、かつ地表面から20m以内の深さに存在する飽和土層。
- 2) 細粒分含有率 $FC$ が35%以下の土層、または $FC$ が35%を超えても塑性指数 $I_p$ が15以下の土層。
- 3) 50%粒径 $D_{50}$ が10mm以下で、かつ10%粒径 $D_{10}$ が1mm以下である土層。

釧路川堤防においては、上記3条件全てに該当する土層は、盛土(B)と砂層(As)であった(図-7(a)参照)。

牛首別川堤防においては、堤防の築堤年代によって盛土材料が異なっており、主な構成物は礫混じり砂、礫混じり砂質シルトであった。その中で地下水位以深にある盛土のうち、礫混じり砂は $FC < 35\%$ であり、液状化判定の対象土層であった。

液状化の判定に必要な水平震度は、牛首別川堤防に関しては、その被災地点(左岸 KP4.0)は直近の気象庁の震度観測点(豊頃町茂岩本町)から直線距離で1km

表-4 各解析断面の地表面加速度

解析断面	地震動タイプ	地表面加速度(gal)
釧路川	タイプI	300
牛朱別川	タイプI	544

程度であるため、観測記録(最大加速度543.8gal)から得た。一方、釧路川堤防の被災地点(左岸 KP9.85)は直近の気象庁の震度観測点(釧路市幣舞町)から直線距離で10km程度離れている。その観測点における最大加速度(919.3gal)を基に、一次元地震応答解析により被災地点の加速度を算出したところ294galであった。また、北海道開発局で設置している広里地震計(釧路川左岸 KP7.4、被災地点から直線距離で2km程度)における最大加速度が320galであったことも踏まえ、被災地点の最大加速度は300galとし水平震度を得た。表-4は各解析断面の地表面加速度を示す。

これらの水平震度や盛土等の $N$ 値を用いて行った道示による液状化判定の結果、釧路川堤防においては盛土(B)と砂層(As)ともに $F_L$ (液状化に対する抵抗率)が1.0未満(盛土(B)で $F_L \approx 0.5$ 、砂層(As)で $F_L \approx 0.6$ )となり、液状化する土層と判定された。

一方、折敷ら<sup>15)</sup>の報告では、基礎地盤の砂層では周辺の地下水位記録から、地震時に過剰間隙水圧の上昇が確認されたが、地震後に実施した開削調査の結果、泥炭層上面にはすべり面は確認されず、砂層の液状化は今回の被害には影響がなかったと結論付けている。このことは、砂層において地震時に過剰間隙水圧がある程度発生したものの、砂層のせん断強度は完全には消失していなかった可能性を示唆している。以上の知見を踏まえて、砂層(As)を非液状化層と仮定し、盛土(B)のみを液状化対象として試算した。

また、牛首別川堤防では盛土(礫混じり砂)の $F_L$ が1.0未満( $F_L \approx 0.3$ )となり、液状化層と判定された。以降、地下水位以下の牛首別川堤防の盛土の一部を液状化層として扱うこととした。

#### 4.3.3 解析条件等

解析断面の有限要素メッシュを図-9に示す。図-9(a)は釧路川堤防、同(b)は牛首別川堤防である。

モデルの鉛直方向は、現地盤面から深度20mまでを対象とし、モデル幅は天端中央から堤防敷幅の5倍程度とした。メッシュ分割は、盛土部とその直下の基礎地盤(液状化層)境界条件では大きな変形が想定される領域のため、鉛直方向および水平方向ともに1m程度の細かなメッシュ分割とした。上記の領域以外の盛

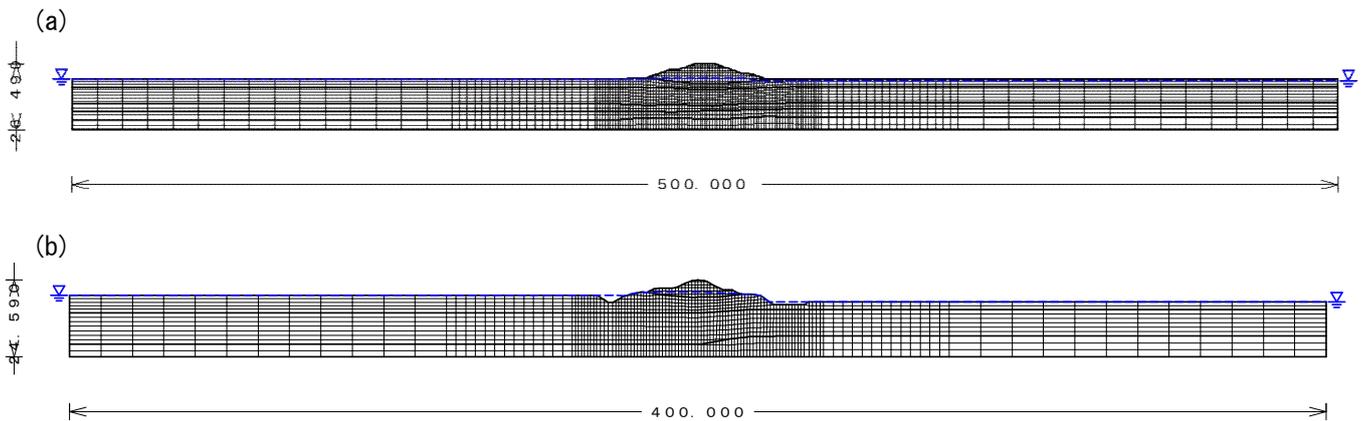


図-9 有限要素メッシュ (a) 釧路川堤防 (b) 牛首別川堤防

表-5 解析に使用した地盤パラメータ等一覧

(a) 釧路川堤防

土層記号	適用モデル	代表N値	単位体積重量 $\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	せん断弾性係数( $\text{kN/m}^2$ )		ポアソン比 (地震前) $\nu$	粘着力 $c'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	せん断抵抗角 $\phi'$ (度)	剛性低下率 $G/G_0$	圧縮指数 $C_c$	膨張指数 $C_s$	限界状態 応力比M	基準 間隙比 $e_0$	過圧密比 OCR	静止土圧係数		繰返し三軸 強度比 $R_L$	相対 密度 $D_r$ (%)
				地震前 G	液化化時 $G_1$										正規圧密 $K_{INC}$	過圧密 $K_{OCC}$		
B	MC-DP (弾塑性体)	3	17.0	3295	要素毎に設定	0.27	0	38	-	-	-	-	-	-	0.38	-	0.18	53
Ap	カムクレイモデル (地震時:剛性低下)	-	11.3	72	盛土後のG	0.27	0	39	0.71 ~0.07	4.06	0.81	1.60	7.5	4.1	0.37	0.91	-	-
As	弾塑性体 (液化化時:剛性低下)	12	17.2	13338	要素毎に設定	0.26	0	41	-	-	-	-	-	0.35	-	0.24	71	
Acs	弾塑性体	2	16.1	2100	$G=G_1$	0.33	0	30	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-	
Asc	弾塑性体	6	17.0	6238	$G=G_1$	0.35	0	28	-	-	-	-	-	0.53	-	-	-	
Ac	弾塑性体	1	16.0	1050	$G=G_1$	0.33	0	30	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-	

※1 カムクレイモデルを適用した泥炭(Ap)のGは、盛土載荷前の値である。

※2 地下水位以下の盛土(B)は液化化層として扱い、液化化時は剛性低下を考慮する。

※3 三軸試験を実施している盛土(B)およびAs層は試験値を、試験を行っていないAsc層はN値から推定したせん断抵抗角を用いた。

※4 As層の繰返し三軸強度比RLには試験値を用いることにしたが、B層の試験はN値が相対的に大きい箇所の採取試料に対して行われたものであるため、N値からの推定値を用いることにした。

※5 黄色の着色部は今回再設定した値である。

(b) 牛首別川堤防

土層記号	適用モデル	代表N値	単位体積重量 $\gamma_t$ ( $\text{kN/m}^3$ )	せん断弾性係数( $\text{kN/m}^2$ )		ポアソン比 (地震前) $\nu$	粘着力 $c'$ ( $\text{kN/m}^2$ )	せん断抵抗角 $\phi'$ (度)	剛性低下率 $G/G_0$	圧縮指数 $C_c$	膨張指数 $C_s$	限界状態 応力比M	基準 間隙比 $e_0$	過圧密比 OCR	静止土圧係数		繰返し三軸 強度比 $R_L$	相対 密度 $D_r$ (%)
				地震前 G	液化化時 $G_1$										正規圧密 $K_{INC}$	過圧密 $K_{OCC}$		
B	MC-DP (弾塑性体)	6	19.0	6300	要素毎に設定	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	0.19	57
Ap	カムクレイモデル (弾塑性体)	-	11.0	110	盛土後のG	0.28	0	37	後述	2.84	0.57	1.52	6.2	1.0	0.39	0.39	-	-
Ac	弾塑性体	6	17.0	6300	$G=G_1$	0.33	0	30	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-	
As	弾塑性体	29	19.0	31256	$G=G_1$	0.30	0	35	-	-	-	-	-	0.43	-	-	-	

※1 カムクレイモデルを適用した泥炭(Ap)のGは、盛土載荷前の値である。

※2 地下水位以下の盛土(B)は液化化層として扱い、液化化時は剛性低下を考慮する。

※3 圧密試験データがないため、泥炭(Ap)は正規圧密状態にあるものと仮定した。

※4 黄色の着色部は今回再設定した値である。

土から離れた範囲や、液化化層以深の土層に関しては盛土部およびその直下の基礎地盤よりも粗いメッシュ分割とした。水平方向の分割幅は両法尻から盛土高の2倍程度離れた範囲までは幅1mで分割し、それより外側では盛土天端中央から盛土敷き幅の2倍の範囲は幅3m、それより外側は幅10mで分割した。境界条件は左右側面では水平方向固定で鉛直方向自由、モデル底面は水平・鉛直方向ともに固定とした。

4.3.4 地盤パラメータ

解析に用いた地盤パラメータ等を表-5に示す。表-5(a)は釧路川堤防、同(b)は牛首別川堤防である。

各土層に適用した構成モデルは、液化化層(沈下盛土)には弾塑性モデルを用い、液化化時には液化化に対する液化化抵抗率  $R_L$  および繰返し三軸強度比  $R_L$  に応じてせん断剛性を低下させた。液化化対象層によりも上位に堆積する非液化化層は弾塑性モデルを適用し、液化化時

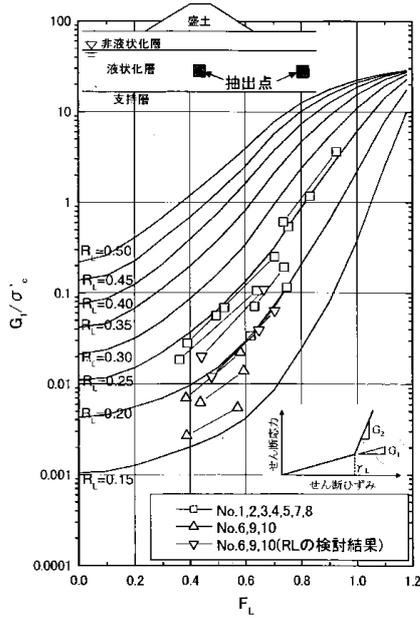


図-10  $F_L$  が 0.8 より小さい範囲のせん断剛性比と  $F_L$ 、 $R_L$  の関係 (豊田ら<sup>18)</sup>)

には過度な引張応力が生じないようにした。泥炭は盛土施工時の圧密、せん断挙動を表現するために修正カムクレイモデルを使用した。表中の注記にもあるが、基本的に試験を行った土質パラメータは試験値を用い、試験を実施していない土質パラメータは、既往の一般値や推定値等を使用した<sup>14) 16) 17)</sup>。

図-10 は液状化層における剛性低下を、液状化に対する抵抗率  $F_L$  および繰返し三軸強度比  $R_L$  の関係で整理したものである<sup>18)</sup>。ALID においてはこの関係をもって液状化層の各要素の剛性を自動的に算出している。

本検討では液状化に関する最新の知見<sup>19)</sup>を考慮して、①繰返し三軸強度比、②相対密度  $D_r$ 、③液状化層のせん断弾性の拘束圧補正、④地震動を考慮した泥炭のせん断剛性、について別途、条件設定を変えた解析モデルとした。

#### (1) 繰返し三軸強度比 $R_L$

繰返し三軸強度比  $R_L$  を既往の評価式で算出した場合、細粒分が液状化対象層に多く含有したとしても、液状化抵抗率を過小評価する傾向があった。これらを解決するために土木研究所では新たな算定式<sup>19)</sup>を提案した。新たな算定式は以下の(1)~(4)式である。

$$R_L = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_a + 2.1)/1.7} & (N_a < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_a/1.7 + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_a - 14)^{4.5}} & (14 \leq N_a) \end{cases} \quad (1)$$

<礫質土以外の場合>

$$N_a = c_{FC}(N_1 + 2.47) - 2.47 \quad (2)$$

$$N_1 = 170N / (\sigma'_v + 70) \quad (3)$$

$$c_{FC} = \begin{cases} 1 & (0\% \leq FC < 10\%) \\ (FC + 20)/30 & (10\% \leq FC < 40\%) \\ (FC - 16)/12 & (40\% \leq FC) \end{cases} \quad (4)$$

ここに、

$R_L$ : 繰返し三軸強度比

$N$ : 標準貫入試験から得られる  $N$  値

$N_1$ : 有効上載圧  $100\text{kN/m}^2$  相当に換算した  $N$  値

$N_a$ : 粒度の影響を考慮した補正  $N$  値

$c_{FC}$ : 細粒分含有率による  $N$  値の補正係数

$FC$ : 細粒分含有率 (%) (粒径  $75\mu\text{m}$  以下の土粒子の通過質量百分率)

ただし、釧路川の繰返し三軸強度比  $R_L$  は、既存資料と同様に繰返し非排水三軸圧縮試験の試験値を用いることにした。

#### (2) 相対密度 $D_r$

液状化層に発生した過剰間隙水圧が地震後に消散することにより生じる体積圧縮に伴う変位量は、相対密度  $D_r$  と液状化に対する抵抗率  $F_L$  より、図-11 を用いて体積ひずみ  $\varepsilon_v$  を求め、 $\varepsilon_v$  に液状化層の層厚を乗じて算出する。

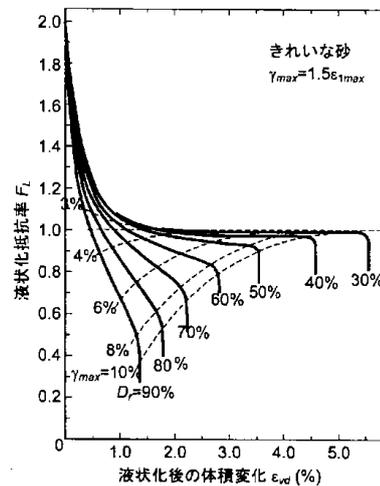


図-11 液状化時の体積ひずみ  $\varepsilon_v$  と  $F_L$  の関係<sup>20)</sup>

$D_r$  は現地盤  $N$  値  $N_0$  と拘束圧  $\sigma'_v$  ( $\text{kN/m}^2$ ) および細粒分による補正  $N$  値増分  $\Delta N_f$  から、下記の(5)式を用いて求めた<sup>19)</sup>。

$$D_{r0} = 21 \sqrt{\frac{N_0}{0.7 + \sigma'_v/98} + \frac{\Delta N_f}{1.7}} \quad (5)$$

ここで、 $\Delta N_f$ は表-6より算出した。

$F_C$ (%)	$\Delta N_f$
0~5	0
5~10	$1.2 \cdot (F_C - 5)$
10~20	$6 + 0.2 \cdot (F_C - 10)$
20~	$8 + 0.1 \cdot (F_C - 20)$

### (3) 液状化層のせん断弾性の拘束圧補正

堤防の耐震性能照査で用いる液状化層のせん断剛性は、前述の通り、液状化抵抗率  $F_L$  及び液状化強度比  $R_L$  と拘束圧で正規化したせん断剛性の関係(図-10)から設定するのが一般的である。

東日本大震災では液状化判定上の液状化層のうち、浅い液状化層のみが被災に影響し、深い液状化層は寄与していないと推測される箇所が多く存在した<sup>19)</sup>。その結果、従来の解析では深い液状化層も変形に寄与するために、実測の沈下量に比べて過大な沈下量となっている解析事例が多く見られた。このような深い液状化層の変形を抑制するために導入されたのが、拘束圧補正である。

拘束圧補正は安田・稲垣の式<sup>9)</sup>から求めたせん断剛性に、(6)式で得られた値に補正係数  $c_{cp}$  を乗じて算出する。

$$c_{cp} = \begin{cases} 1 & (\sigma_v' < \sigma_{v0}') \\ \left( \frac{\sigma_v'}{\sigma_{v0}'} \right)^n & (\sigma_v' \geq \sigma_{v0}') \end{cases} \quad (6)$$

ここに、

$c_{cp}$  : 微小抵抗領域のせん断剛性に乗じる拘束圧による補正係数

$\sigma_v'$  : 鉛直有効応力

$\sigma_{v0}'$  : パラメータ (基準鉛直有効応力)

$n$  : パラメータ

ALIDの解析結果は $\sigma_{v0}'$ と $n$ の2つパラメータの組合せによって、得られる沈下量は大きく変わる。被災事例(1993北海道南西沖地震や1995年兵庫県南部地震、2011年東北地方太平洋沖地震などの27事例)の実測沈下量と再現解析(図-12)による沈下量を比較した時に、バラツキができるだけ小さくかつ、再現解析による沈下量が概ね実測沈下量以上となるような組合せの1つが $\sigma_{v0}'=75\text{kN/m}^2$ ,  $n=2.0$ であった<sup>21)</sup>。

拘束圧による補正は、深い液状化層が実際には液状化しにくい、あるいは堤防の沈下に寄与しにくいこと

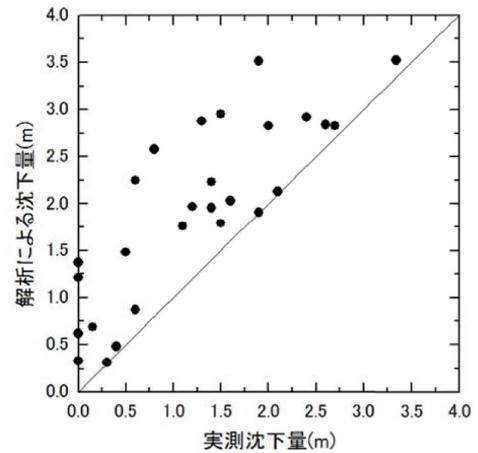


図-12 被災事例の実測沈下量と解析による沈下量(拘束圧補正:  $\sigma_{v0}' = 75\text{kN/m}^2$ と $n=2.0$ )

を静的照査法(有限要素法による自重変形解析)において考慮するために便宜的に導入したものである。

### (4) 地震動を考慮した泥炭のせん断剛性

図-13は図-4、図-5のデータを横軸に泥炭の物性値(自然含水比および強熱減量)に置き換えて剛性低下率の関係で再整理し、各繰返しせん断応力比( $\tau_d/\sigma_{ac}'$ )におけるひずみレベル $\gamma=0.1\%$ 、 $1.0\%$ 、 $5.0\%$ 時の剛性率低下率( $G/G_0$ )を自然含水比および強熱減量の関係で示したものである<sup>22)</sup>。

繰返しせん断応力比とひずみレベルの関係は、山木らが実施した実験結果<sup>23) 24)</sup>より、①泥炭に地震動を想定した繰返し载荷を与えると、その剛性は低下する傾向にある、②その剛性低下の程度は与える繰返し応力の大きさに依存する、③その一方で、繰返し载荷時に泥炭に発生する過剰間隙水圧は、極めて限定的で泥炭は液状化が生じない、といった知見を整理したものである。

本研究では、山木らが提案した下記の(7)、(8)式を用いてALID解析を実施した。下記の式は、含水比 $W_n$ と強熱減量 $L_i$ を使用して泥炭のせん断剛性低下率( $G/G_0$ )を求めるものである。

$$G/G_{0i} = A \times W_n + B \quad (7)$$

$$G/G_{0i} = C \times L_i + D \quad (8)$$

A、B、C、Dは2.2.1で記載した試料の中空ねじり試験結果を、図-13の各近似直線の切片と傾きで表現したものであり、表-7の定数より設定する。

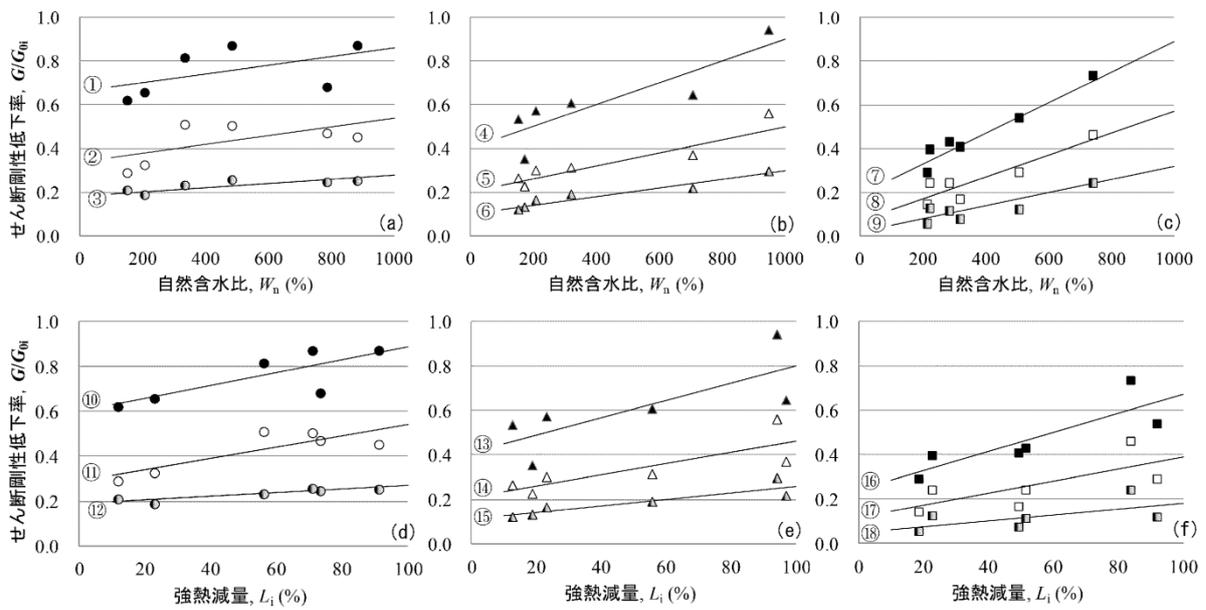


図-13 泥炭の自然含水比  $W_n$  および強熱減量  $L_i$  とせん断剛性低下率  $G/G_0$  の関係

(a)、(d) :  $\tau_d/\sigma'_{ac} \doteq 0.30$  のケース

(b)、(e) :  $\tau_d/\sigma'_{ac} \doteq 0.40$  のケース

(c)、(f) :  $\tau_d/\sigma'_{ac} \doteq 0.55$  のケース

(各々ひずみレベル  $\gamma=0.1\%$ 、 $1.0\%$ 、 $5.0\%$  時の結果を示している)

表-7 式(7)および(8)に与えられる定数 A, B, C, D

		①	②	③	④	⑤	⑥	⑦	⑧	⑨
式(7) (自然含水比 $W_n$ )	A	0.0002	0.0002	0.0001	0.0005	0.0003	0.0002	0.0007	0.0005	0.0003
	B	0.66	0.34	0.18	0.40	0.20	0.10	0.19	0.07	0.02
		⑩	⑪	⑫	⑬	⑭	⑮	⑯	⑰	⑱
式(8) (強熱減量 $L_i$ )	C	0.0029	0.0025	0.0008	0.0039	0.0025	0.0008	0.0043	0.0027	0.0013
	D	0.60	0.29	0.19	0.41	0.21	0.11	0.24	0.12	0.05

これらの泥炭の剛性低下率の算出式は、ALID 解析を実施する際に泥炭の剛性低下を表現する上で非常に重要であるが、実際の変形挙動を精緻に再現する上で適切な繰返しせん断応力比とひずみレベルの関係が明確ではない。したがって、ALID を用いた際の有用な泥炭の剛性低下率を評価するために、被災した堤防盛土直下と堤防周辺地盤で得られた泥炭の含水比および強熱減量（牛首別川は含水比のみ）を使用した。2種類の含水比を検討項目とした理由は荷重履歴の有無による含水比が解析結果に与える影響を把握するためである。なお、強熱減量は履歴の有無に影響を及ぼさないと仮定して試験箇所の平均値とした。3段階の繰返し

せん断応力比 ( $\tau_d/\sigma'_{ac}$ ) におけるひずみレベル  $\gamma=0.1\%$ 、 $1.0\%$ 、 $5.0\%$  のすべてを組合せた泥炭の剛性低下率 ( $G/G_0$ ) によるパラメトリックスタディを実施した。

#### 4.4 結果と考察

##### 4.4.1 釧路川堤防

表-8～表-10は1993年釧路沖地震後の現地調査で得られた含水比および強熱減量（図-14）を式(7)、式(8)により、図-13および表-8に従って得られた泥炭の剛性低下率の一覧である。

表-8 泥炭の剛性低下率一覧: 含水比 (周辺地盤)

$\tau_d/\sigma'_{ac}$	歪みレベル (%)		
	0.1	1.0	5.0
0.30	0.73	0.41	0.22
0.40	0.58	0.31	0.17
0.55	0.44	0.25	0.13

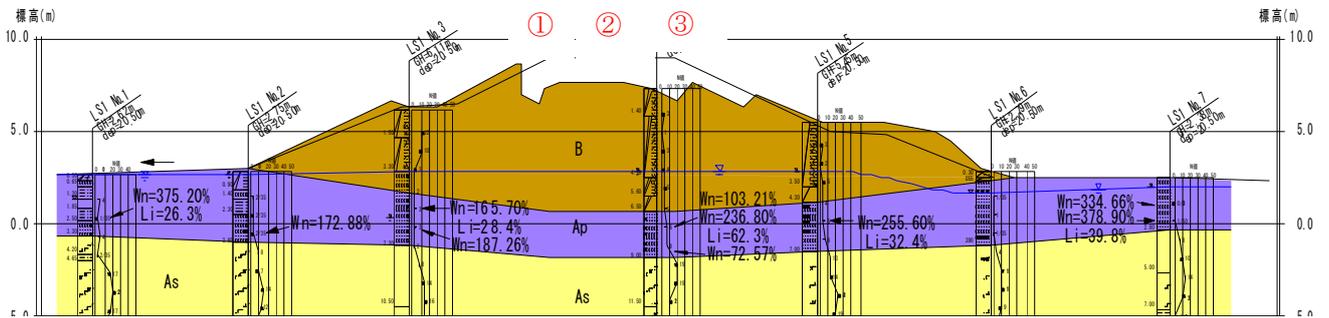


図-14 鉏路川堤防の自然含水比  $W_n$  と強熱減量  $L_i$  の分布

表-9 泥炭の剛性低下率一覧：含水比（盛土直下）

$\tau_d / \sigma'_{ac}$	歪みレベル (%)		
	0.1	1.0	5.0
0.30	0.69	0.37	0.20
0.40	0.49	0.25	0.13
0.55	0.31	0.16	0.07

表-10 泥炭の剛性低下率一覧：強熱減量

$\tau_d / \sigma'_{ac}$	歪みレベル (%)		
	0.1	1.0	5.0
0.30	0.71	0.38	0.22
0.40	0.56	0.30	0.14
0.55	0.40	0.22	0.10

表-11 実施検討ケースと泥炭のせん断剛性低下率

実施ケース	剛性低下率	備考
1	0.73	含水比（素地部平均）による最大
2	0.36	含水比（素地部平均）による平均
3	0.13	含水比（素地部平均）による最小
4	0.69	含水比（盛土直下平均）による最大
5	0.30	含水比（盛土直下平均）による平均
6	0.07	含水比（盛土直下平均）による最小
7	0.71	強熱減量による最大
8	0.34	強熱減量による平均
9	0.10	強熱減量による最小

表-12 パラメトリックスタディによる盛土天端沈下量一覧（単位：cm）

ケース	変位量 $s$ (cm)				剛性低下率 $G/G_0$
	天端左	天端中央	天端右	平均	
	①	②	③		
ケース1	-45	-69	-50	-55	0.73
ケース2	-78	-99	-74	-84	0.36
ケース3	-126	-152	-119	-132	0.13
ケース4	-52	-70	-50	-57	0.69
ケース5	-81	-108	-78	-89	0.30
ケース6	-158	-186	-168	-171	0.07
ケース7	-48	-70	-53	-57	0.71
ケース8	-75	-101	-76	-84	0.34
ケース9	-138	-165	-140	-148	0.10
実測	-155	-132	-217	-168	-

表-8~表-10をみると、繰返しせん断応力比 ( $\tau/\sigma'_{ac}$ ) が大きくなる、あるいはひずみレベル ( $\gamma$ ) が大きくなるに従って、剛性低下率 ( $G/G_0$ ) は小さくなっていることがわかる。一方で、各ひずみレベルと繰返しせん断応力比の剛性低下率は部分的に同じ値を示している。このため、ALID で検討すべき泥炭の剛性低下率は、その大小がどの程度解析結果に影響を及ぼすかを把握するために、盛土周辺地盤の含水比(平均値)で得られたせん断剛性率の最大値、最小値および平均値、盛土直下の含水比(平均値)で得られたせん断剛性率の最大値、最小値および平均値、強熱減量の最大値、最小値、平均値の合計9ケースとした(表-11)。

表-12は上記の泥炭の剛性低下率を考慮して得られた堤防盛土の天端沈下量の一覧であり、釧路沖地震後に得られた実測の沈下量も併記している。得られた解析結果をみると、実測の盛土沈下量とを整合している

ケースは存在しない。このため、解析で得られる盛土沈下量は各照査位置(図-14 ①、②、③)で評価するのではなく、各照査位置の沈下量の平均値を用いて解析の再現性を評価する事にした。

ケース1~9のうち、盛土沈下量が実測に近かったものは盛土直下の含水比を使用し、ひずみレベル  $\gamma=5\%$  と繰返しせん断応力比  $\tau/\sigma'_{ac}=0.55$  の組み合わせにより剛性低下率 ( $G/G_0=0.07$ ) を求めたケース6で、次にケース6と同じひずみレベルと繰返しせん断応力比の組合せで強熱減量を使用したケース9 ( $G/G_0=0.10$ ) であった。これらより、盛土法尻および小段の変形照査はこれらを対象に実施した。

表-13は盛土天端沈下量のほかに左右法尻および小段の水平変位量を示している。標記の- (マイナス) 表示は水平方向では図上を左側へ変形することを示し、鉛直方向では同じく上側へ変形することを表している。

表-13 盛土法尻および小段変形量 (cm) 一覧

ケース	剛性低下率 $G/G_0$	変位量s (cm)							
		左法尻		左小段		右小段		右法尻	
		水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直
ケース6	0.07	-207	47	-223	-19	226	-19	198	60
ケース9	0.10	-162	36	-190	-14	184	-13	142	45
実測	-	1	0	-68	28			132	7

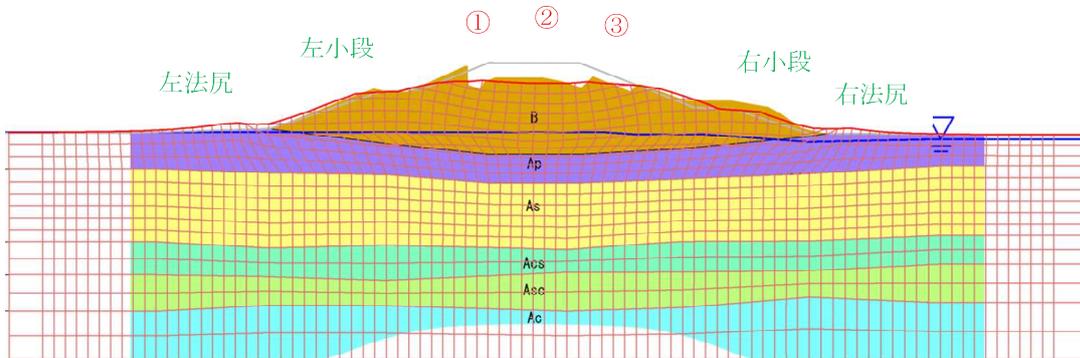


図-15 解析結果断面図 (ケース6)

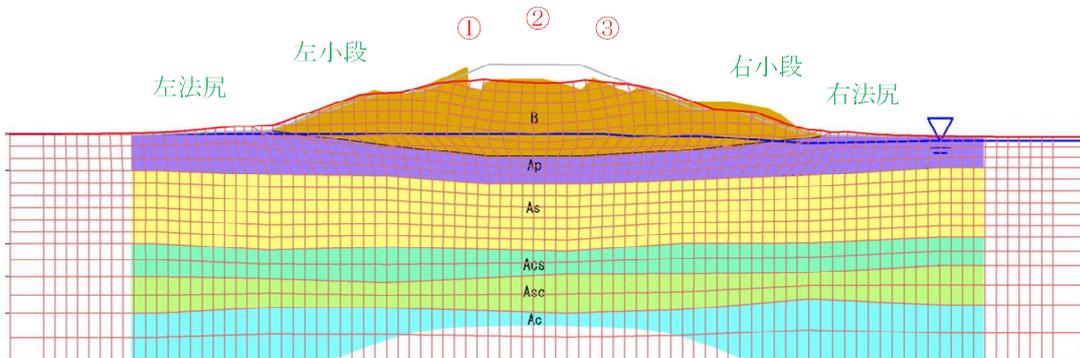


図-16 解析結果断面図 (ケース9)

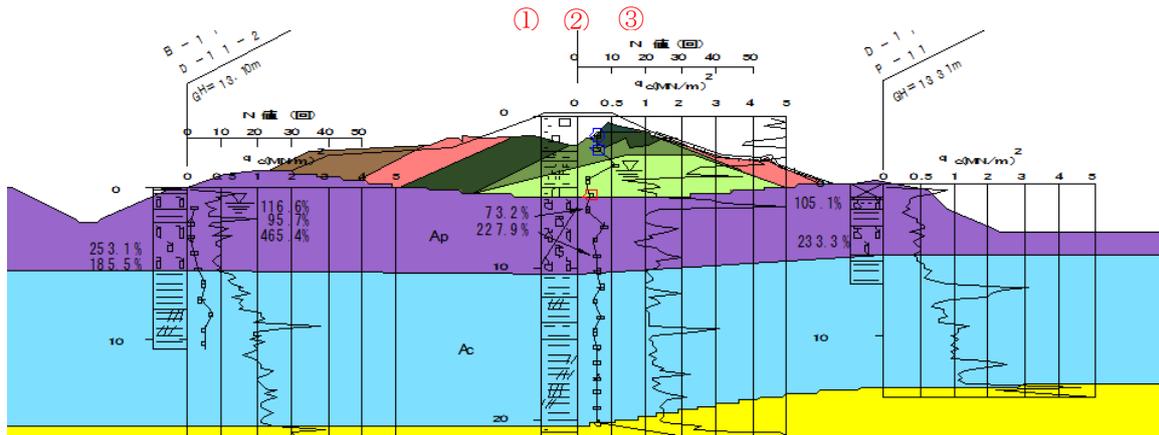


図-17 牛首別川堤防の自然含水比  $w_h$  の分布

表-14 泥炭の剛性低下率一覧：含水比（周辺地盤）

$\tau_d / \sigma'_{ac}$	歪みレベル (%)		
	0.1	1.0	5.0
0.30	0.70	0.38	0.20
0.40	0.50	0.26	0.14
0.55	0.34	0.17	0.08

表-15 泥炭の剛性低下率一覧：含水比（盛土直下）

$\tau_d / \sigma'_{ac}$	歪みレベル (%)		
	0.1	1.0	5.0
0.30	0.69	0.37	0.20
0.40	0.48	0.25	0.13
0.55	0.30	0.15	0.07

表-16 実施検討ケースと泥炭の剛性低下率

実施 case	剛性低下率	備考
1	0.70	含水比(素地部平均)による最大
2	0.31	含水比(素地部平均)による平均
3	0.08	含水比(素地部平均)による最小
4	0.69	含水比(盛土直下平均)による最大
5	0.29	含水比(盛土直下平均)による平均
6	0.07	含水比(盛土直下平均)による最小

表-17 パラメトリックスタディによる盛土天端沈下量一覧（単位：cm）

ケース	変位量 s (cm)				剛性低下率 G/G <sub>0</sub>
	天端左	天端中央	天端右	平均	
	①	②	③		
ケース1	-127	-124	-84	-112	0.70
ケース2	-146	-146	-106	-133	0.31
ケース3	-240	-249	-199	-229	0.08
ケース4	-128	-124	-84	-112	0.69
ケース5	-156	-159	-113	-143	0.29
ケース6	-251	-262	-215	-243	0.07
実測	-160	-218	-59	-146	-

左法尻と左小段の解析値は実測値よりも大きく水平方向に変形する結果が得られた。また、右法尻も水平変形および沈下ともに解析値が実測値を上回る傾向にあった（図-15、図-16）。これらの理由として、泥炭

の剛性低下率は盛土直下および周辺地盤ともに同じ値を採用しているため、盛土の応力が作用していない盛土周辺部の泥炭では、盛土直下より剛性低下率が低い（値が大きい）可能性がある。これは、実測の地表面

表-18 盛土法尻および小段変形量 (cm) 一覧

ケース	剛性低下率 $G/G_0$	変位量 $s$ (cm)							
		左法尻		左小段		右小段		右法尻	
		水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直
ケース2	0.31	-64	-6	-66	-21	177	-5	86	-22
ケース5	0.29	-71	-7	-73	-23	182	-6	90	-21
実測	-	-126	6	-122	3			8	0

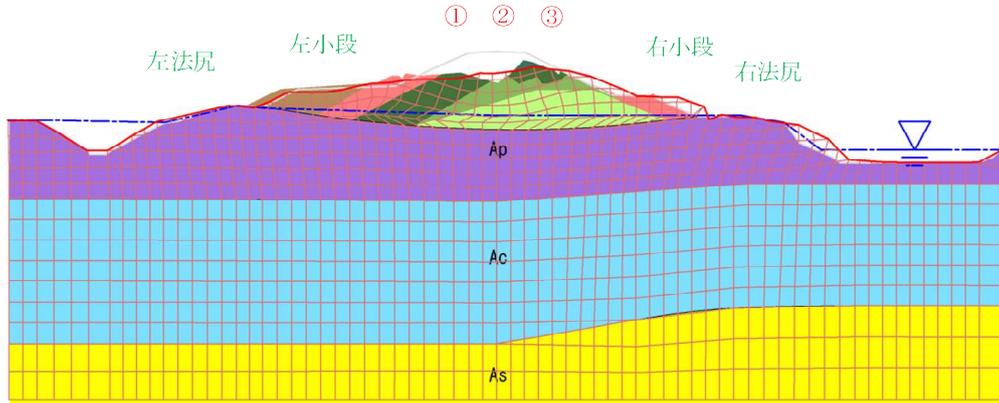


図-18 解析結果断面図 (ケース 2)

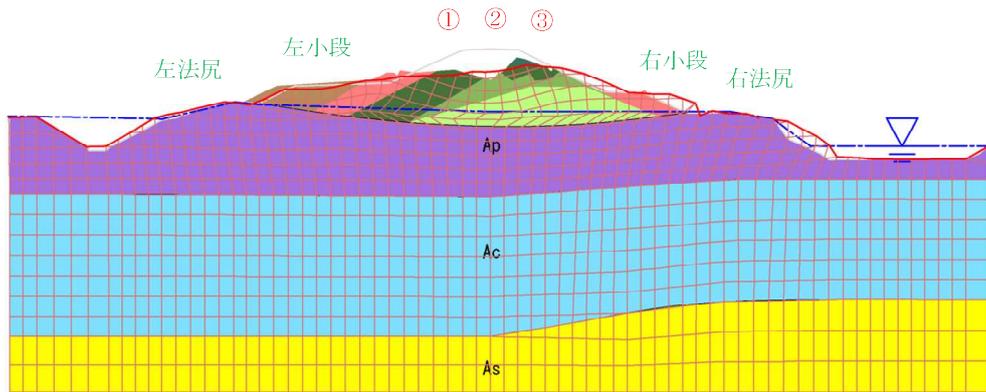


図-19 解析結果断面図 (ケース 5)

加速度から逆算して繰返しせん断応力比  $L(=\tau_a/\sigma'_{ac})$  を算出した結果、盛土直下 (図-7 a) \_LS1 No.4) の泥炭層厚中央部と盛土周面部の泥炭層中央部 (図-7 a) \_LS1 No.7) では、盛土周面部の  $L(=0.81)$  は泥炭層厚中央部の  $L(=0.40)$  の 2 倍の大きさであったためである。このような状況を加味した解析精度に関しては今後の課題としたい。

#### 4.4.2 牛首別川堤防

表-14、表-15 は 2003 年十勝沖地震後の現地調査で得られた含水比 (図-17) を用いて、釧路川堤防と同様、式(7)、式(8)に従って得られた泥炭の剛性低下率の一覧である。

表-14、表-15 をみると、釧路川堤防と同様に繰返しせん断応力比  $(\tau_a/\sigma'_{ac})$  が大きくなる、あるいはひずみレベル ( $\gamma$ ) が大きくなるに従って、剛性低下率 ( $G/G_0$ ) は小さくなっている。各ひずみレベルと繰返しせん断応力比の組み合わせをみると剛性低下率は部分的に重複しているため、解析で検討すべき泥炭の剛性低下率は、盛土周辺地盤の含水比 (平均値) で得られた剛性低下率の最大値、最小値および平均値、盛土直下の含水比 (平均値) で得られた剛性低下率の最大値、最小値および平均値の合計 6 ケースとした (表-16)。表-17 は上記の泥炭の剛性低下率を考慮して得られた堤防盛土の天端沈下量の一覧であり、十勝沖地

震後に得られた実測の沈下量も併記している。得られた解析結果をみると、実測の盛土沈下量と整合しているケースは存在しない。これは、釧路川堤防と同様に泥炭の剛性低下率は一律な値で設定しているが、現実的には盛土天端や盛土法肩直下の泥炭に作用している応力が異なることのほか、堤防盛土の材料や施工時期が場所ごとで異なることも泥炭に作用する応力が異なる要因と考えられる。このため、解析で得られる盛土沈下量は釧路川堤防と同様、各照査位置(図-17 ①、②、③)で評価するのではなく、各照査位置の平均値を用いて解析の再現性を評価することにした。

ケース1~6のうち、盛土沈下量が近かったものは、盛土直下の含水比を使用して得られた剛性低下率( $G/G_0=0.29$ )の平均値であるケース5(ひずみレベル $\gamma=1\%$ と繰返しせん断応力比 $\tau_d/\sigma'_{ac}=0.40$ とひずみレベル $\gamma=0.1\%$ と繰返しせん断応力比 $\tau_d/\sigma'_{ac}=0.55$ の組み合わせに相当)で、次に周辺地盤の含水比で算出された剛性低下率( $G/G_0=0.31$ )のケース2( $\gamma=0.1\%$ と繰返しせん断応力比 $\tau_d/\sigma'_{ac}=0.55$ の組み合わせ相当)であった。これらより、盛土法尻および小段の変形照査はこれらを対象に実施した。

表-18は盛土天端沈下量のほかに左右法尻および小段の水平変位量を示している。標記の- (マイナス)表示は水平方向では図上を左側へ変形することを示し、鉛直報告では同じく上側へ変形していることを表している。左法尻と左小段の解析値は釧路川堤防とは逆に、実測値よりも小さく水平方向に変形する結果が得られた。ただし、右法尻の水平変位は解析値が実測値を上回っており、小段および法尻のはらみ出しが顕著である(図-18、図-19)。これは、盛土右側の法尻に掘り込み(クリーク)があるために、解析モデル上、この周辺にひずみが集中したに実測値よりも解析が大きくなったことが推測されるほか、実測の地表面加速度から逆算して繰返しせん断応力比 $L(=\tau_d/\sigma'_{ac})$ を算出した結果、盛土直下(図-7b)\_B-11-1)の泥炭層厚中央部と盛土周面部の泥炭層中央部(図-7a)\_B-11-2)では、盛土周辺部の $L(=0.78)$ は泥炭層厚中央部の $L(=5.85)$ と盛土周辺部の $L$ の7倍以上の大きさであったことによるものと考えられる。このような状況を加味した解析精度に関しては今後の課題としたい。

#### 4.5 釧路川堤防の再検討

4.4.1のパラメトリックスタディは泥炭の剛性低下率を一律に設定する検討であった。本節では解析精度を上げることを目的に、盛土直下と素地盤の泥炭の物理特性(剛性低下率)を分離して検討した。

##### 4.5.1 地盤パラメータの設定

解析条件は図-9の有限要素メッシュ(釧路川堤防)を用いており、表-5に示す解析に使用した地盤パラメータのうち、盛土直下と素地盤の泥炭( $A_p$ )の剛性低下率をパラメトリックに変化させた(表-19)。

盛土直下と素地盤の泥炭の剛性低下率は式(7)、式(8)を用いて、それぞれの含水比の平均値より算出した。強熱減量は上載荷重の有無に依存しないため、盛土直下と素地盤を分離せずに全箇所を平均値を代表値として使用した。

本節の検討では、釧路沖地震で泥炭層に作用したと推定される実測の水平震度300gal(前述の4.3.2参照)から下記の式を用いて地震時せん断応力比を設定した。

$$L = \gamma_d k_{hgL} \sigma_v / \sigma'_v \quad (9)$$

$$\gamma_d = 1.0 - 0.015x \quad (10)$$

$$k_{hgL} = c_z k_{hgL0} \quad (11)$$

$$\sigma_v = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)\} \quad (12)$$

$$\sigma'_v = \{\gamma_{t1} h_w + \gamma'_{t2}(x - h_w)\} \quad (13)$$

ここに、

$L$ :地震時(繰返し)せん断応力比

$\gamma_d$ :地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

$k_{hgL}$ :液状化の判定に用いる地盤面の水平震度

$c_z$ :地域別補正係数で、河川構造物の耐震性能照査指針・解説 II.堤防編の規定<sup>25)</sup>により求める

前項より算出された繰返しせん断応力比を用いて、ひずみレベル以外の条件を固定した。表-20と表-21は繰返しせん断応力比と含水比、強熱減量から算出した剛性低下率である。繰返しせん断応力比は素地盤において0.81と算出されたが、剛性低下率を算出する式(図-13)は $\tau_d/\sigma'_{ac}=0.55$ が最大値なため、素地盤の剛性低下率は $\tau_d/\sigma'_{ac}=0.55$ で検討することとした。

表-19 解析パラメータ一覧：釧路川

土層記号	適用モデル	代表N値	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	せん断弾性係数(kN/m <sup>2</sup> )		ポアソン比 (地震前) $\nu$	粘着力 $c'$ (kN/m <sup>2</sup> )	せん断抵抗角 $\phi'$ (度)	剛性低下率 G/G <sub>0</sub>	圧縮指数 C <sub>c</sub>	膨張指数 C <sub>s</sub>	限界状態 応力比M	基準 間隙比 e <sub>0</sub>	過圧密比 OCR	静止土圧係数		繰返し三軸 強度比 R <sub>L</sub>	相対 密度 D <sub>r</sub> (%)
				地震前 G	液状化時 G <sub>1</sub>										正規圧密 K <sub>0nc</sub>	過圧密 K <sub>0oc</sub>		
B	MC-DP (弾塑性体)	3	17.0	3295	要素毎に設定	0.27	0	38	-	-	-	-	-	-	0.38	-	0.18	53
Ap	カムクレイモデル (地震時:剛性低下)	-	11.3	72	盛土後のG	0.27	0	39	後述	4.06	0.81	1.60	7.5	4.1	0.37	0.91	-	-
As	弾塑性体 (液状化時:剛性低下)	12	17.2	13338	要素毎に設定	0.26	0	41	-	-	-	-	-	-	0.35	-	0.24	71
Acs	弾塑性体	2	16.1	2100	G=G <sub>1</sub>	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-
Asc	弾塑性体	6	17.0	6238	G=G <sub>1</sub>	0.35	0	28	-	-	-	-	-	-	0.53	-	-	-
Ac	弾塑性体	1	16.0	1050	G=G <sub>1</sub>	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-

※1 カムクレイモデルを適用した泥炭のGは、盛土載荷前の値である。  
 ※2 地下水位以下の盛土(B)は液状化層として扱い、液状化時は剛性低下を考慮する。  
 ※3 三軸試験を実施している盛土(B)およびAs層は試験値を、試験を行っていないAsc層はN値から推定したせん断抵抗角を用いた。  
 ※4 As層の繰返し三軸強度比RLには試験値を用いることにしたが、B層の試験はN値が相対的に大きい箇所採取試料に対して行われたものであるため、N値からの推定値を用いることにした。  
 ※5 黄色の着色部のH29業務で再設定した値である。

$k_{hgLo}$ : 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標準値で、河川構造物の耐震性能照査指針・解説 II.堤防編の規定<sup>25)</sup>により求める

$\sigma_v$ : 全上載圧 (kN/m<sup>2</sup>)

$\sigma'_v$ : 有効上載圧(kN/m<sup>2</sup>)

x : 地表面からの深さ(m)

$\gamma_{t1}$ : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma_{t2}$ : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$\gamma'_{t2}$ : 地下水位面より深い位置での土の有効単位体積重量(kN/m<sup>3</sup>)

$h_w$ : 地下水位の深さ(m)

表-20 含水比による泥炭の剛性低下率

	$\tau_d / \sigma'_{ac}$	ひずみレベル (%)		
		0.1	1.0	5.0
素地	0.81→0.55	0.403	0.222	0.099
盛土	0.40	0.557	0.305	0.140

表-21 強熱減量による泥炭の剛性低下率

	$\tau_d / \sigma'_{ac}$	ひずみレベル (%)		
		0.1	1.0	5.0
素地	0.81→0.55	0.444	0.251	0.129
盛土	0.40	0.485	0.251	0.134

以上より、盛土直下部のひずみレベルに応じて素地部の剛性低下率を変動させるが、素地部のひずみレベルは盛土直下より大きくならないことを前提とし、ひずみレベルが低下しないパターンも加えて、含水比、強熱減量のそれぞれ検討ケースを設定した(表-22、表-23)。

表-22 検討ケースとせん断剛性低下率(含水比)

実施ケース	剛性低下率		備考
	盛土直下	素地	
1	0.557	低下無し	盛土直下のひずみレベル 0.1%
2		0.403	
3	0.305	低下無し	盛土直下のひずみレベル 1.0%
4		0.403	
5		0.222	
6	0.140	低下無し	盛土直下のひずみレベル 5.0%
7		0.403	
8		0.222	
9		0.099	

表-23 検討ケースとせん断剛性低下率(強熱減量)

実施ケース	剛性低下率		備考
	盛土直下	素地	
1	0.485	低下無し	盛土直下のひずみレベル 0.1%
2		0.444	
3	0.251	低下無し	盛土直下のひずみレベル 1.0%
4		0.444	
5		0.251	
6	0.134	低下無し	盛土直下のひずみレベル 5.0%
7		0.444	
8		0.251	
9		0.134	

#### 4.5.2 解析結果と考察

解析結果は前回(4.4.1)の検討内容と比較しながら取りまとめた。

泥炭の剛性低下率を推定する式において必要な項目は、①物理パラメータ(含水比および強熱減量)、②繰返しせん断応力比、③ひずみレベルの3要素である。

前節の検討では物理試験結果を利用し、泥炭層に含水比および強熱減量の代表値を一様に与えた。繰返しせん断応力比、ひずみレベルは推定式で考え得る全ての組み合わせを用いて、剛性低下率を算出し

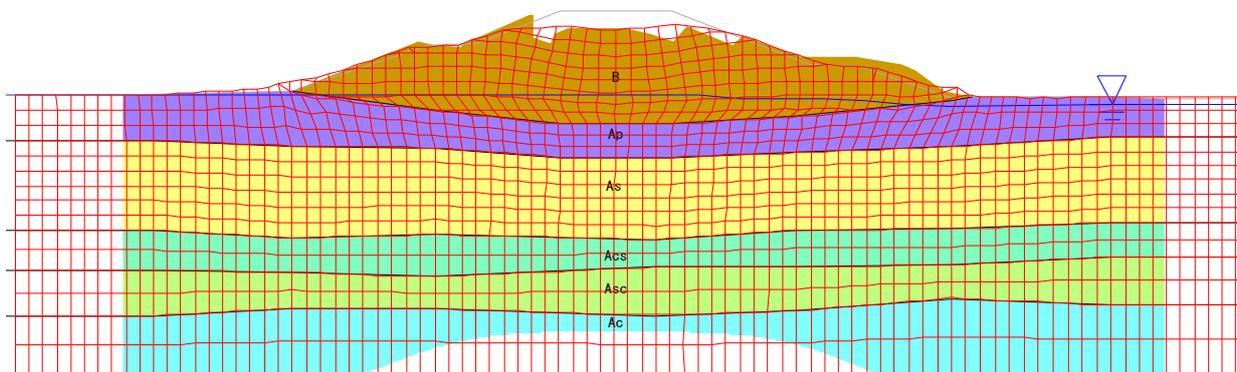


図-20 解析結果断面図ケース9（含水比）

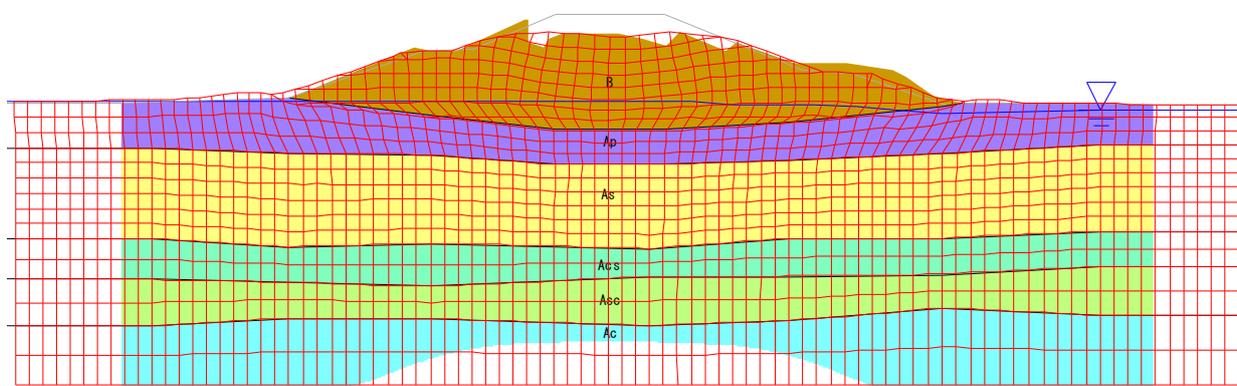


図-21 解析結果断面図ケース9（強熱減量）

た。解析ケースは、含水比および強熱減量から求められる剛性低下率の最大値、最小値、平均値をそれぞれ設定して検討した。

本節の解析では、含水比および強熱減量は盛土直下と素地部で分けて設定し、繰返しせん断応力比は釧路川堤防（検討箇所）近傍で得られた地表面の水平震度（300gal）を利用して盛土直下と素地部で分けて設定した。上記の①～③の3要素のうち、ひずみレベルのみをパラメトリックに変化（ $\gamma=0.1\%$ 、 $1.0\%$ 、 $5.0\%$ ）させて泥炭の剛性低下率を設定した。

前節および本節の検討結果において、液状化時には盛土の法尻が側方へ広がり、盛土天端中央では折れ曲がるように沈下し、盛土法尻ですべるような挙動を示す結果となった。盛土直下に分布する泥炭層の剛性が低下するほど、その挙動は大きくなる。

盛土天端の沈下量に着目した前回の検討では、解析結果は実際の変位量に近似させることは出来たが、盛土法尻や小段の変形に着目すると変形モードは再現出来ていなかった（図-20、図-21）。

前節と本節の検討結果（表-24、表-25）に関して盛土天端の沈下量に着目すると、解析精度が上がったとは言えないが、盛土直下と素地盤の含水比および強熱減量から得られたひずみレベルは、いずれも $\gamma=5\%$ で算出したせん断剛性低下率を用いた変形量が実測値に近い結果であった。

しかしながら、解析で得られた盛土天端量は前回のそれ（表-12）と比較して精度は向上していない。したがって、盛土沈下量の解析精度は盛土直下および周辺地盤の有効上載厚を考慮した繰返しせん断応力比ではなく、泥炭のひずみレベル、すなわち、剛性低下率の大小に依存することがわかった。

## 5. まとめと今後の課題

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うとともに、泥炭の剛性変化を考慮した「液状化に伴う残留変形解析（ALID）」による解析モデルが、地下水位以下の泥炭地盤に沈埋した河川堤防盛土の液状化による崩壊事象を

表-24 盛土天端沈下量一覧（含水比）

実験ケース	変位量s(cm)				剛性低下率	
	天端左	天端中央	天端右	平均	盛土直下	素地
	①	②	③			
ケース1	-70	-88	-67	-75	0.49	1.00
ケース2	-60	-84	-62	-69	0.49	0.44
ケース3	-97	-122	-92	-104	0.25	1.00
ケース4	-84	-109	-82	-92	0.25	0.44
ケース5	-90	-117	-91	-99	0.25	0.25
ケース6	-123	-149	-119	-130	0.13	1.00
ケース7	-115	-140	-108	-121	0.13	0.44
ケース8	-121	-147	-112	-127	0.13	0.25
ケース9	-124	-151	-120	-132	0.13	0.13
H29 ケース6	-158	-186	-168	-171	0.07	0.07
実測	-155	-132	-217	-168	-	-

表-25 盛土天端沈下量一覧（強熱減量）

実験ケース	変位量s(cm)				剛性低下率	
	天端左	天端中央	天端右	平均	盛土直下	素地
	①	②	③			
ケース1	-64	-84	-63	-70	0.56	1.00
ケース2	-56	-75	-57	-63	0.56	0.40
ケース3	-88	-110	-81	-93	0.31	1.00
ケース4	-78	-102	-76	-85	0.31	0.40
ケース5	-85	-107	-80	-91	0.31	0.22
ケース6	-122	-149	-116	-129	0.14	1.00
ケース7	-112	-141	-108	-120	0.14	0.40
ケース8	-118	-147	-115	-127	0.14	0.22
ケース9	-121	-150	-121	-131	0.14	0.10
H29 ケース9	-138	-165	-148	-150	0.10	0.10
実測	-155	-132	-217	-168	-	-

再現することが可能か検証した。得られた主たる結論は以下の通りである。

【中空ねじりせん断試験】

- ・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。
- ・繰返し载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ある。

【ALID】

- ・本検討では、地震動を考慮した泥炭のせん断剛性低下率を考慮してALIDを実施した。
- ・ALIDによる盛土天端の沈下量は盛土中央、盛土法肩の平均値ではあるが、実測値に近い解析結果を得ることができた。

- ・ただし、上記の解析結果において、泥炭のせん断剛性低下率（ひずみレベル、繰返しせん断応力）は釧路川堤防と牛首別川堤防で異なった。
- ・また、盛土の法尻や小段に着目すると、これらの位置で得られたALIDの変形量は盛土天端のそれと比較して実測値に対し精度が低かった。
- ・被災した釧路川堤防周辺で得られた水平震度を用いた繰返しせん断応力比、ならびに、盛土直下と素地盤の含水比（強熱減量）及び有効上載厚を考慮した各ひずみレベルの泥炭のせん断剛性低下率を用いたパラメトリックスタディを実施した。
- ・上記のパラメトリックスタディの結果、盛土沈下量の解析精度は盛土直下および周辺地盤の有効上載厚を考慮した繰返しせん断応力比ではなく、泥炭のひずみレベル、すなわち、剛性低下率の大小に依存することがわかった。

今回の検討結果より、実現象に変形モードを近づけるためには天端の変位量にとらわれ、泥炭の剛性を低

下させるだけでは実態の挙動を再現できなかった。

したがって、今回検討した盛土直下と素地盤のひずみレベルを分割するのではなく、地震時のひずみ分布を試算してそれぞれの位置の剛性低下率を算出した検討を行うことが有効かと考えられる。

また、釧路川堤防のモデルの場合、含水比で泥炭を評価すると、盛土直下 ( $W_n=150\%$ 程度) と素地盤 ( $W_n=350\%$ 程度) に大きく分かれるため、強熱減量を泥炭層の平均値ではなく実態に合わせて区分し、これらを考慮して剛性低下率を設定する方法も有効かと考えられる。

## 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) 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) 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
- 5) 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
- 6) 安田進、稲垣太浩、長尾和之、山田真一、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
- 10) 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
- 11) 地盤工学会：2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書、pp.49-69、2004
- 12) Okamura, S. and Tamamura, S.: Seismic Stability of Embankment on Soft Soil Deposit, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 11(2), pp.50-57,

2011

- 13) 山木正彦、山梨高裕、林宏親、橋本聖：泥炭地盤上盛土の耐震対策に関する遠心力模型実験、第11回地盤改良シンポジウム論文集、pp.257-262、2014
- 14) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編、2012
- 15) 折敷秀雄、佐々木康：液状化により被災した河川堤防の地盤改良を併用した復旧、土木学会論文集 No.686/VI-52、pp.15-29、2001
- 16) 木暮敬二：高有機質土の地盤工学、東洋書店、1995
- 17) 林宏親、三田地利之、西本聡：泥炭地盤の変形挙動解析に用いる土質パラメータの決定法、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.48、pp.283-290、2008
- 18) 豊田耕一、杉田秀樹、石原雅規：河川堤防の地震被災事例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討、第4回日本地震工学会大会—2005梗概集、pp.226-227、2005
- 19) (国研)土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：河川堤防の液状化対策の手引き、土木研究所資料第4332号、2016
- 20) Ishihara, K and Yoshimine, M : Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992
- 21) 脇中康太、石原雅規、佐々木哲也：造成年代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、pp.1643-1644、2014
- 22) 山木正彦、林憲裕、林宏親：地震動を考慮した泥炭のせん断剛性の推測、地盤工学会北海道支部第57号、pp.277-284、2017
- 23) 山木正彦、山梨高裕、林宏親：繰返しせん断を受けた泥炭のせん断剛性の変化、地盤工学会北海道支部第54号、pp.1-6、2014
- 24) 山木正彦、山梨高裕、林宏親：繰返しせん断を受けた泥炭の剛性変化に関する考察、地盤工学会北海道支部第55号、pp.279-284、2015
- 25) 国土交通省水管理・国土保全局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針・解説 II 堤防編、p.15、2016

## 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：桐山孝晴、谷本俊輔、楊勇

## 【要旨】

本研究は、地盤流動に伴う作用に対して、地盤からの作用や基礎の抵抗機構を明らかにした上で、橋梁基礎の性能評価技術を開発することを目的としたものである。平成 28 年度には、斜面変状を生じうる箇所に設置された道路橋の柱状体深礎基礎を対象に、解析及び遠心載荷模型実験より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。平成 29 年度には、三次元有限差分法により、前年度に行った遠心載荷模型実験の再現解析を実施し、斜面変状が生じた際の地盤破壊のメカニズムや、道路橋基礎に作用する土圧の影響等について検討を行った。

平成 30 年度には、軟弱粘土地盤上に設置された既設道路橋を対象に、粘土地盤の側方流動の影響を受けた橋台杭基礎の破壊メカニズムを解明することを目的として、動的遠心載荷模型実験を用いて橋台杭基礎の地震時挙動を調べた。計測した実験データに基づき、前背面地盤の応答加速度・変位、橋台模型の変位・回転角、橋台の背面土圧、杭の作用土圧及び杭の軸力・曲げモーメントなどの実験結果を分析した。粘性地盤の側方流動の影響は、算定した杭の作用土圧に基づき入力地震動の増加と共に増加することが確認できた。また、地震中の杭に大きな断面力が発生し、地震後に側方流動の影響で杭の断面力が大きく残留することも確認できた。

キーワード：既設道路橋、粘性土層、側方流動、遠心力載荷実験、橋台杭基礎

## 1. はじめに

2011 年東北地方太平洋沖地震では、東北地方整備局が管理する 1504 橋のうち 364 橋で、橋台背面アプローチ部に段差が生じた。この被害に対しては、地盤の液状化以外に、橋台背面の軟弱粘土地盤の沈下や側方流動も原因であると考えられる。また、過去の地震被害において、軟弱地盤の側方流動が過大の場合、写真-1<sup>2)</sup> に示すように、橋台が後転し、桁がストラットとして働き、堅壁が被災した事例も見られる。このような被害が発生した場合、段差障害により緊急車両の通行が妨げられたり、通行時の速度制限が行われたりする。地震直後にも緊急輸送道路としての役割を果たすには、このような被害を減らすことが非常に重要である。

上記の上部構造と堅壁が衝突する場合、桁や基礎等の部材に発生する断面力の分布は、上部構造慣性力作用時の断面力分布と異なることが考えられ、想定外の荷重で桁や橋台基礎が破壊する。特に、遊間が狭い既設道路橋梁は、軟弱地盤の側方流動により上部構造と堅壁が衝突しやすいと考えられる。現在、地震時の橋台背面の軟弱地盤の側面流動による橋梁への影響を全て定量的に評価することは難しいが、

既設道路橋梁の耐震性能評価や耐震補強においては上記のような被害を定性的に把握しておく必要があり、重要な課題であると考えられる。

そのため、本研究では、軟弱地盤の側方流動が発生しうる既設道路橋梁を対象に、遠心載荷実験より地震時の橋台基礎や桁の断面力や変位などを調べることで、軟弱地盤の過大な変位による橋梁の破壊メカニズムの解明を主目的とし、既設道路橋梁の耐震性能評価や耐震補強に知見を提供する。

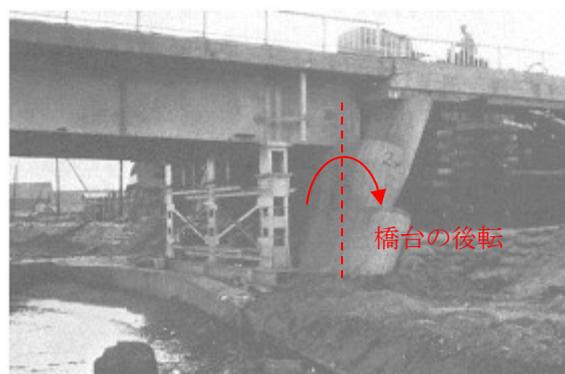


写真-1 桁がストラットとして堅壁と衝突した被災事例<sup>2)</sup>

本報では、地震時の軟弱地盤の過大な変位による橋梁の破壊メカニズムの解明を目指し、粘土地盤に設置された橋台基礎の遠心載荷実験による検討結果を報告する。

## 2. 遠心模型実験の設計

### 2. 1 実験ケースの設定

本研究では、地震時に発生した軟弱地盤の側方流動により橋台杭基礎が桁側に大きく変位し、可動支承の移動で遊間を吸収した後に橋台と桁が衝突する被害パターンを想定する。動的遠心模型実験において、表-1に示すように橋台の地盤や杭基礎の諸元を変化させることにより、1/75縮尺の逆T型橋台模型（計4ケース）を設計する。そのうち、ケース1は基準ケースとする。具体的に、実験パラメータは、粘性土層の厚さ・材料、杭の長さ、杭の直径及び本数とする。

### 2. 2 地盤模型

基準ケース1を例として、本実験における模型地盤の構成・計測項目及び計測点を図-1に示す。各ケースにおいて、同一の剛土槽（内法寸法：1500mm×30mm×500mm）を用いて動的遠心実験を行う。

各ケースにおける背面盛土は、厚さが160mmで、6号宇部珪砂で相対密度 $Dr=80\%$ となるように作製する。また、各ケースの支持層は、厚さが80mmで、6号宇部珪砂で相対密度 $Dr=90\%$ となるように作製する。

基準ケース1とケース4における粘性土層は、厚さが160mmで、カオリンで作製する。ケース3において、同様にカオリンで粘性土層を製作するが、粘性土層が基準ケース1より厚く設定し、ケース1の約1.5倍である。一方で、ケース2における粘性土層は、基準ケース1と同様な厚さを有するが、物理特性が大きく異なるスミクレーで作製する。

粘土成分を比較すると、カオリンは粘土分含有率

(95%以上)が最も大きい、スミクレーはシルト分含有率(50%以上)が最も大きい。また、遠心実験の終了後に、橋台前面地盤から採取した試料を用いて行った地盤材料試験の結果を表-2に示す。スミクレーはカオリンに比べて粘着力が高く、圧縮性が低く、せん断強度が大きいのが特徴である。

地盤模型の製作順番について、以下のようにする。まず、杭模型を土槽に設置・仮固定した上で、所定厚さで支持層を製作する。次に、支持層の上にスラリー状の粘性土材料を土槽に投入した後、75G遠心力場（遠心加速度の上昇速度0.1G/分）で75kPa程度の上載荷重を与えた状態で、沈下量の90%まで粘性土層を圧密させる。その後、粘性土層を1G重力場で所定厚さまで整形し、堅壁やフーチングを設置した後に背面盛土を製作する。最後に、加振前に再び75G遠心力場で沈下量の90%まで圧密させる。

また、図-1に示すように、橋台の地盤の表面に設置した変位計や、地中部に設置した加速度計と間隙水圧計より、前面・背面地盤の水平・鉛直変位、加速度及び間隙水圧を計測する。

### 2. 3 橋台、杭及び桁の模型

図-1に示すように、粘性土と土槽壁の粘着影響を低減するために、実験対象となる中央橋台模型の両側にダミー橋台を設ける。また、中央とダミー橋台模型の間、ダミー橋台模型と土槽壁の間に、摩擦軽減材（厚さ5mm）も設置する。

中央橋台における堅壁とフーチングの詳細を図-2に示す。全ケースとも、堅壁とフーチングの平面的大きさは、それぞれ160mm（鉛直方向）×140mm（水平方向）、105mm（橋軸方向）×140mm（橋軸直交方向）である。また、堅壁とフーチングの厚さは、それぞれ15と30mmである。なお、全てのケースにおいて、堅壁とフーチングは両方ともアルミ製板より製作する。

表-1 実験ケース（1/75縮尺化した模型寸法）

ケース	地盤条件			杭		
	背面盛土の厚さ (mm)	粘性土層の厚さ (mm)	支持層の厚さ(mm)	長さ(mm)	直径(mm)	本数
1	160 (宇部珪砂6号)	160 (カオリン)	80 (宇部珪砂6号)	230	14	12
2		160 (スミクレー)				
3		240 (カオリン)		310		
4		160 (カオリン)		230		

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

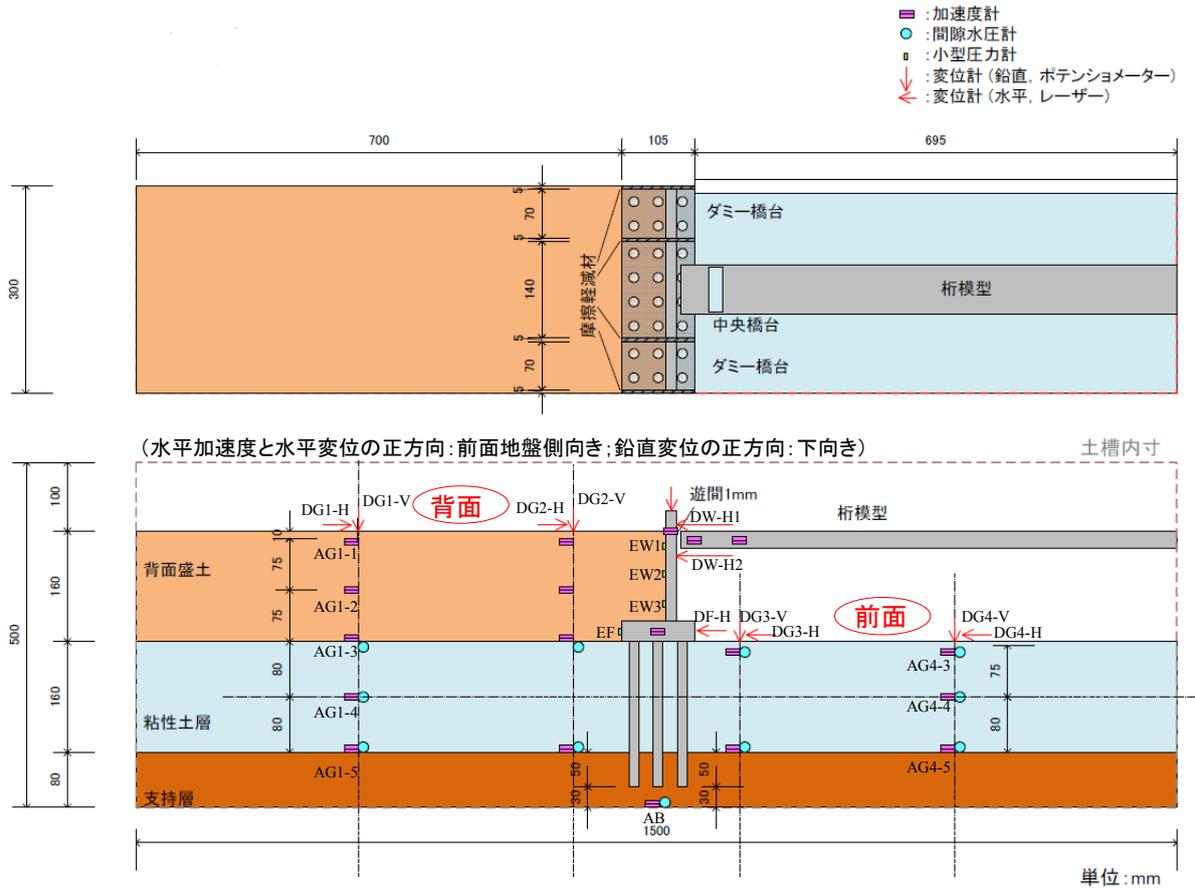


図-1 模型地盤・計測項目及び計測点 (基準ケース 1、1/75 縮尺化した模型寸法)

表-2 粘性土層の材料の物理特性

地盤材料試験		カオリン	スミクレー
圧密試験	圧縮指数	0.336	0.195
	圧密降伏応力 (kN/m <sup>2</sup> )	66.9	375.0

に杭の配置や杭径が同様で、それぞれ 3×4 列と 14mm である。一方で、ケース 4 において、杭の配置が 2×3 列で、杭径が 20mm である。なお、全てのケースにおいて、杭をアルミ製パイプより製作し、フーチングと剛結させる。また、直径が異なる二種類のアルミ製パイプの材料試験の結果を表-3 に示す。二種類のパイプに対して、それぞれの降伏強度は 196.7 と 198.2N/mm<sup>2</sup>で、降伏ひずみは 4862 と 4938 μ で、弾性係数は 68.9 と 67.6k N/mm<sup>2</sup>である。

杭の断面力を算定するため、ひずみゲージを杭の内側に貼付し、発生した軸方向ひずみを計測する。計測対象となる杭の位置を図-2 に示す。また、計測対象杭のひずみゲージの貼付位置を図-3 に示す。長さ 230mm の杭を有するケース 1、2、4 において、杭ごとに計 14 枚を設置する。一方で、長さ 310mm の杭を有するケース 3 において、杭ごとに計 16 枚を設置する。

また、堅壁との衝突による桁の断面力を発生した軸ひずみより把握するため、簡易なアルミ桁模型も設置する。

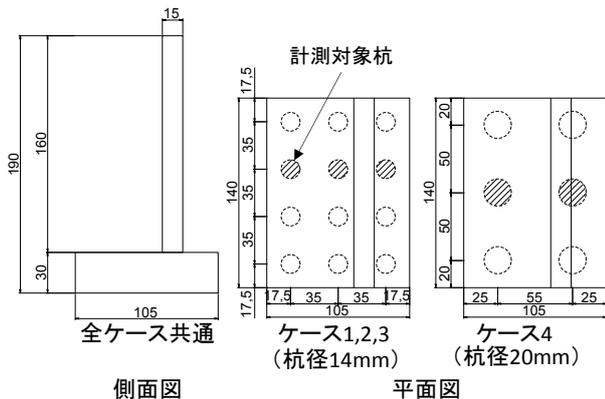
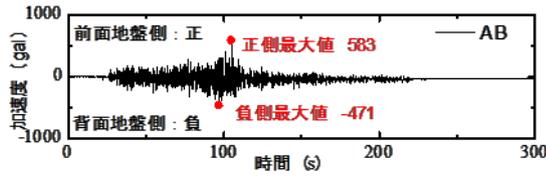


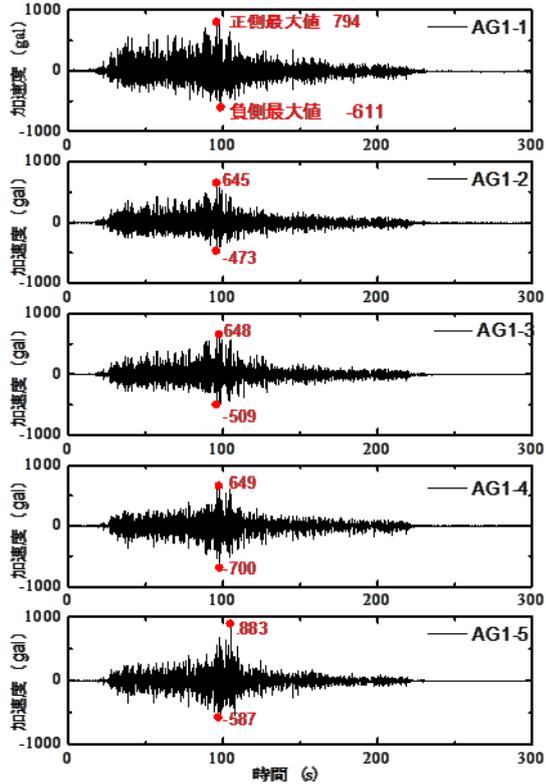
図-2 堅壁・フーチング部分の詳細と杭の配置 (中央橋台)

ケース 1~3 において、粘性土層の厚さの違いにより杭の長さが異なる (表-1) が、図-2 に示すよう

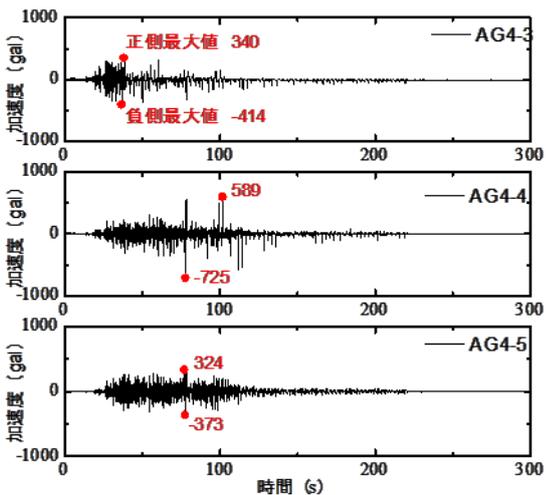




(a) 土槽底面からの入力加速度



(b) 背面地盤の深さ方向の応答加速度



(c) 前面地盤の深さ方向の応答加速度

図-4 地盤の入力加速度と応答加速度 (基準ケース1)

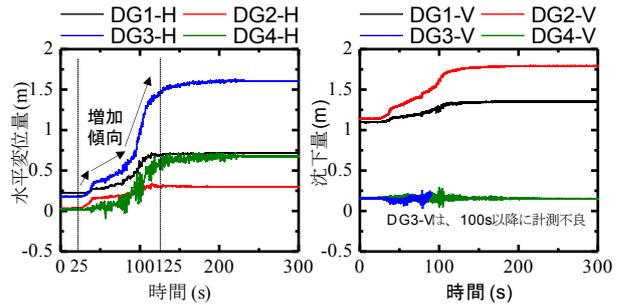


図-5 前背面地盤の応答変位の時刻歴 (基準ケース1)

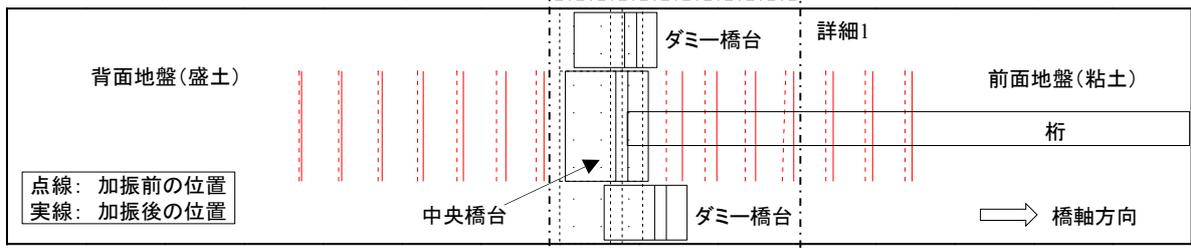
て粘性土層の側方流動が発生し、地盤の水平変位が再び急に増加することが考えられる。桁と橋台の衝突により背面地盤が拘束され、前面地盤 (DG3-H) と比べて背面地盤 (DG1-H、DG2-H) の水平変位が明らかに小さい。

前背面地盤の沈下量について、橋台の堅壁に近い背面地盤の沈下量 (DG2-V) は最も大きいことが分かる。つまり、盛土による偏荷重が作用する橋台に対して、地震時に橋台に近い背面地盤の粘性土層に側方流動が発生するため、背面地盤 (DG2-V) が大きく沈下して前面地盤 (DG3-H) が大きく水平方向に変位する挙動が理解できる。

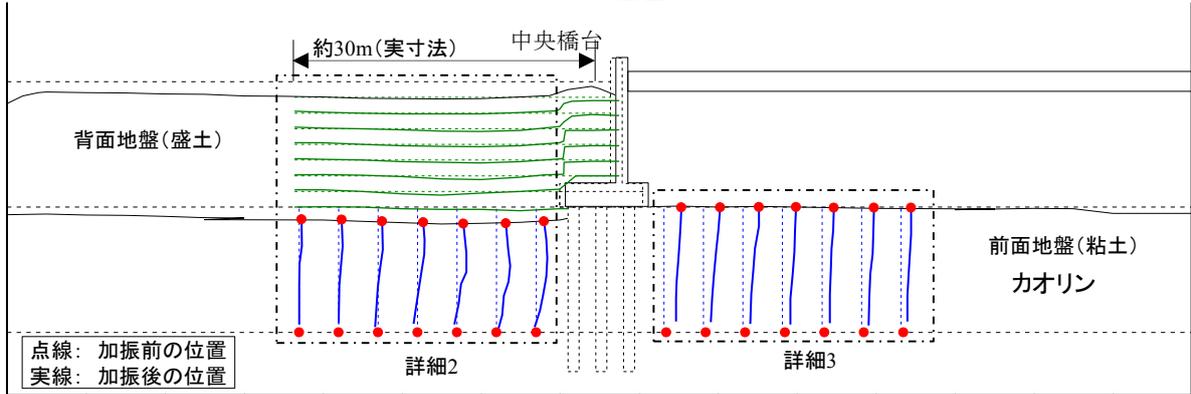
加振中に計測できない前背面地盤の地中部変位の分布や大きさを把握するため、実験終了後に地盤を切断し残留変位を測った。加振終了後の残留変位の概要を図-6 に示す。橋軸直角方向に中央橋台の幅範囲内、粘性土層が同様に橋軸方向に変位し (図-6(a)、(c))、土槽壁と粘性土層の粘着力の影響が小さいことが分かる。また、桁を設置していないダミー橋台の残留変位が中央橋台より明らかに大きいことから、桁の背面地盤の盛土への変位抑制効果が見られる。また、図-6(b)及び(c)から、フーチング中心から約30m範囲の背面地盤は、ほぼ同様に沈下する。粘性土層の水平方向の残留変位は、橋台の堅壁や杭の抑制効果のため、前面地盤より背面地盤が小さい傾向が分かる (図-6(b)及び(c))。

また、基準ケース1において、実験終了後に測った前背面の粘性土層の上面と下面 (支持層上面より0.75m上の位置) の残留変位を図-7 に示す。前背面地盤ともに、フーチング中心から離れるほど水平残留変位が小さくなる傾向が見られる。

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



(a) 平面図



(b) 断面図



(c) 加振後の変形様子

図-6 前背面地盤の加振終了後の残留変位 (基準ケース 1)

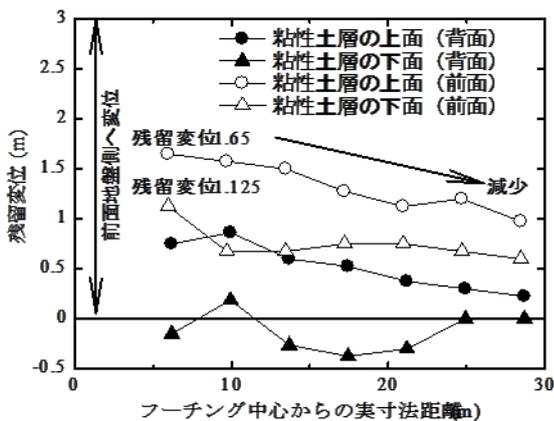


図-7 前背面地盤の粘性土層の天端と底面の水平残留変位 (基準ケース 1)

背面の粘性地盤の下面において、沈下の影響で背面側に移動するところを除き、残留変位がほとんど発生しないことが分かる。また、背面の粘性地盤の上面における残留変位は、下面より大きい、橋台の堅壁や杭による変位抑制のため、前面地盤より小さい結果となる。

前面の粘性地盤において、上面の残留変位が下面より大きく、粘性土層全体が前面側に変位することがわかる。フーチングに最も近いところ、上面と下面の残留変位は、それぞれ約1.65と1.125mとなる。変位計より計測した天端位置の結果 (図-5、DG3-H) とほぼ一致する。これらの結果から、粘性地盤の側方流動により大きな流動力が橋台基礎に作用することが考えられる。

3. 3 橋台の応答変位とフーチングの応答回転角

基準ケース1を例として、橋台の応答変位を図-8に示すが、他のケースにおいて同様な実験結果が確認された。

加振前に、圧密沈下による水平変位は、フーチング (DF-H) が橋台の堅壁 (DW-H1、DW-H2) より小さい。それに対して、加振後に、フーチング (DF-H) の水平変位は橋台の堅壁 (DW-H1、DW-H2) より大きく増加する。その原因は、粘性土層の側方流動により橋台基礎に流動力を作用するが、桁と堅壁が衝突し堅壁の変形を抑制するため、フーチングのみの水平変位が大きく増加すると考えられる。また、フーチングの水平変位 (DF-H) の増加とともに、DW-H2が増加する一方で、DW-H1が減少する傾向が見られる。つまり、加振中に、橋台が逆方向に回転し、これらの水平変位の大小関係は、加振前と逆になる。

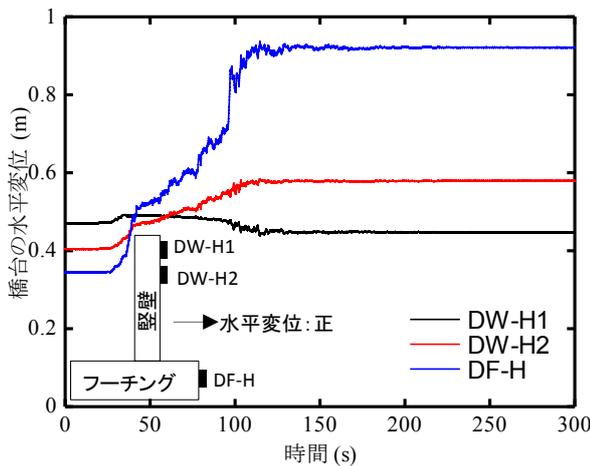


図-8 橋台の応答変位の時刻歴 (基準ケース1)

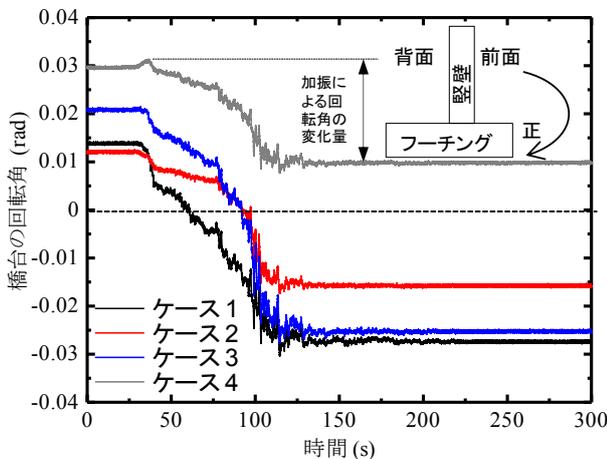


図-9 フーチングの回転角の時刻歴

橋台の壁やフーチングを剛体と仮定した上で、計測データ DW-H1 と DW-H2 を用いてフーチングの回転角を算定する (図-9)。いずれのケースにおける回転角が加振と共に減少することが分かる。つまり、加振中に橋台が背面側に回転し、図-8に示す水平変位の大小関係とよく対応する。また、加振中に生じた橋台回転角の変化量について、粘性土層が厚いケース3は最も大きく、杭径が大きいケース4は最も小さい結果となる。

3. 4 橋台背面の土圧分布

基準ケース1を例として、計測した橋台背面の土圧の変化を図-10に示すが、他のケースにおいて以下と同様な実験結果が確認された。加振前 (圧密終了後)、加振中の最大値及び加振終了後の深さ方向の土圧分布を図-11に示す。計測した EW1、EW2、EW3 及び EF における土圧は、いずれも入力が増加とともに大きくなること分かる (図-10)。また、図-11に示すように、加振終了後の土圧は、加振前よりやや大きくなるが、ほぼ同様な分布を有することが分かる。それに対して、加振中に大きい土圧が発生し、異なる分布を有する。更に、加振終了後の土圧と比較することより、振動による土圧の寄与分は、背面盛土の上層が下層よりかなり大きく、支配的であることも分かる。なお、他のケースにおいても同様な傾向が確認できる。それは、入力が増加とともに堅壁と桁が衝突し、背面盛土の上層が強く拘束され、大きい土圧が発生することが考えられる

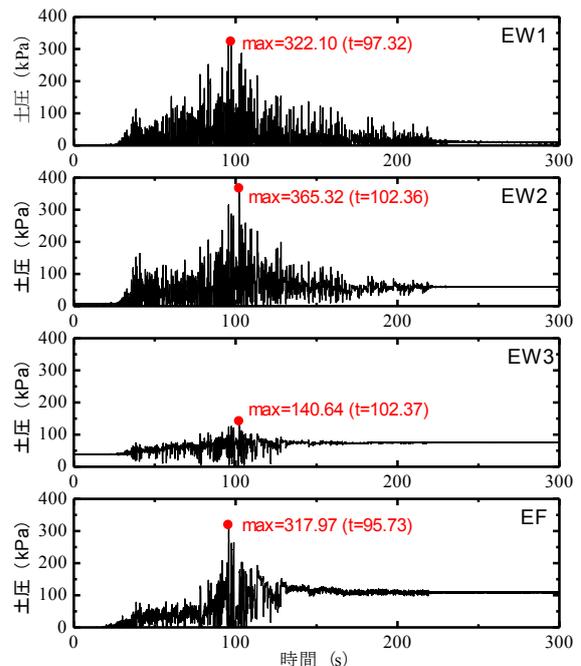


図-10 橋台背面の土圧の時刻歴 (基準ケース1)

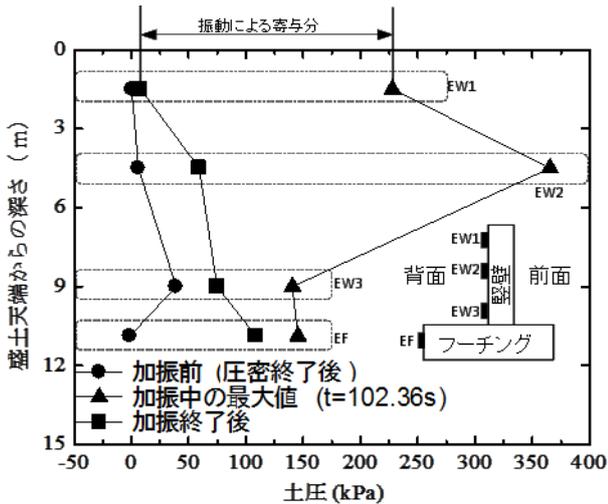


図-11 橋台背面の土圧の深さ方向分布 (基準ケース 1)

3. 5 側方流動による橋梁部材の断面力の時刻歴

粘性地盤上に設置された橋梁に対して、地震時に側方流動が発生する場合、図-12 に示すように橋台が前面へ移動し、杭に大きな土圧が作用する。また、桁と橋台の堅壁が衝突して背面地盤を拘束し、堅壁に大きな土圧も発生する。そのため、側方流動が発生しない場合と比べて、杭などの部材に大きな断面力が生じる。基準ケース 1 を例として、杭の土圧や背面土圧の合力及び部材断面力の時刻歴を図-13 に示すが、他のケースにおいて以下と同様な結果が確認された。なお、杭の土圧は、杭の断面モーメントに対して 2 回微分した結果とし、背面土圧の合力は、計測した土圧と作用面積より算定する。部材の断面力は、計測したひずみより算定する。

杭の土圧や背面土圧の合力が増加するとともに、杭の断面モーメント、桁の軸力及び堅壁の基部モーメントが増加する傾向が見られる。また、同図の 90 ~ 100 s 間の時刻歴を拡大すると、杭の断面モーメントは、杭の作用土圧とほぼ同時にピーク値になることがわかる。また、桁の軸力や堅壁基部のモーメントのピーク値の時刻も、背面土圧の合力とほぼ一致する。更に、杭の深さ方向の作用土圧の分布に着目し、求めた加振前 (0s) と加振中 (93.7425s) の土圧分布の比較を図-14 に示す。加振前に、後列・中列杭の中央付近に前面向きの土圧が作用することに対して、加振中に、杭の中央から先端まで、大きな土圧が作用することがわかる。また、加振前に、前列杭の下部に背面向きの土圧が作用することに対して、加振中に逆方向の土圧が作用することもわか

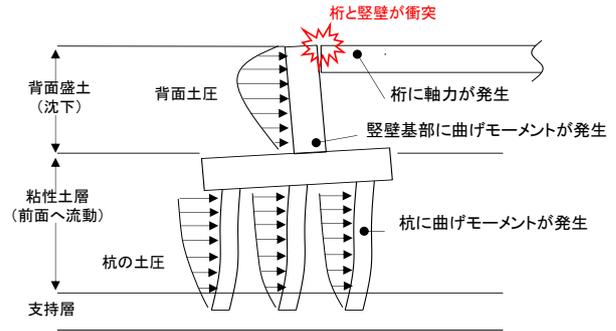


図-12 側方流動による作用力

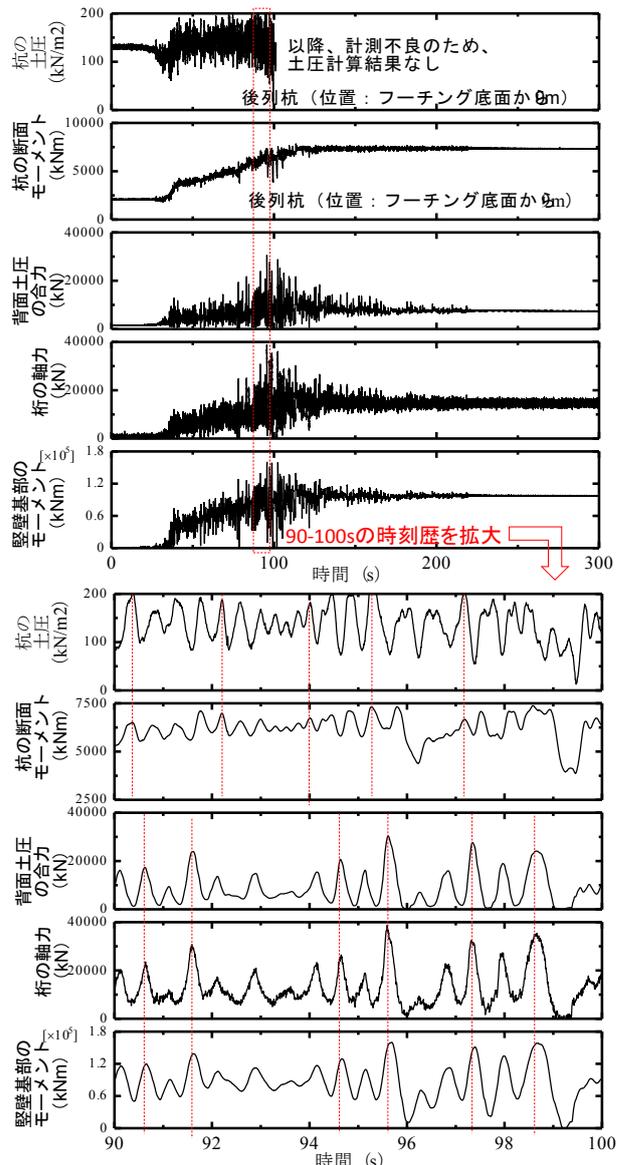


図-13 土圧と部材断面力の時刻歴の比較 (基準ケース 1)

る。つまり、側方流動により杭に大きな作用土圧が発生することを示唆する。

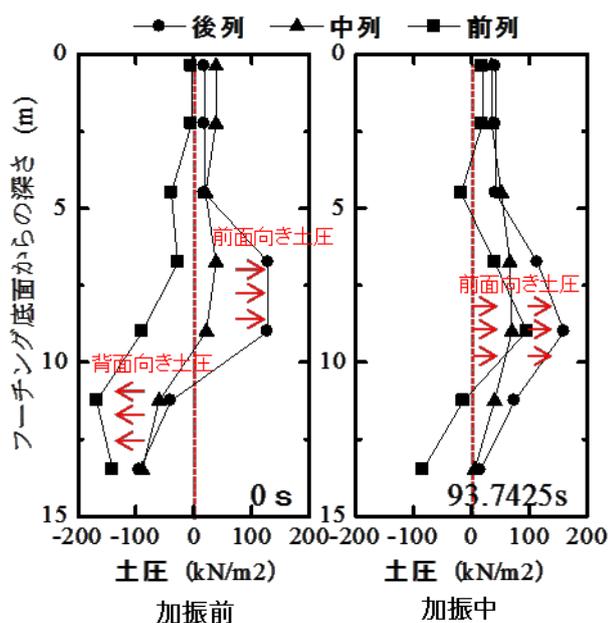


図-14 杭の作用土圧の深さ方向の分布  
(基準ケース1)

### 3. 6 杭の深さ方向の断面力分布

加振前(圧密終了後)、加振中の最大応答値になる時及び加振終了後に着目し、計測した杭のひずみデータに基づいて算定した各ケースにおける杭の深さ方向の断面力分布を図-15に示す。なお、最大応答値になる時刻は、受けた側方流動の影響が相対的に大きい後列杭の曲げモーメントの変化に基づいて判断する。

全てのケースにおいて、加振前に橋台が既に前面地盤側に回転するため(図-10参照)、前列杭の作用軸力(圧縮:負)は、中列杭や後列杭より大きい結果となる。また、加振前に、各列杭の中央付近の断面の発生曲げモーメントの作用方向は、前背面側の地盤から杭に作用する土圧方向が逆であるため、前列杭が中列・前列杭と異なる傾向が見られる。また、いずれのケースにおいて、各列杭の杭頭断面に正の曲げモーメント(前面側が引張りの状態)が発生する。

加振中の発生モーメントが最大値の時、後列杭の作用軸力は、中列や前列杭より大きく、加振前と逆な分布傾向が見られる。その原因は、加振中に桁と堅壁が衝突し橋台が背面側に回転し、後列杭に大きい圧縮軸力を作用することである。また、加振中に側方流動による土圧が支配的であるため、各杭の深さ方向の発生モーメントの分布はほぼ同様である。杭の最大モーメントの発生位置は、ケース1、2、

4において杭頭となる一方で、粘性土層が厚いケース3において中央付近となる。また、杭の最大モーメントの大きさは、杭本数が少ないケース4が明らかに大きいことが分かる。いずれのケースにおいて、圧密終了後と比べ、加振中に大きな曲げモーメントが発生することがわかる。

加振終了後、各ケースにおける杭の作用軸力や作用モーメントは、加振中の最大値と比べてほぼ同様な分布や大きさを有し、側方流動の影響が大きく残留することがわかる。

### 4. まとめ

本研究では、軟弱粘性地盤に設置された既設道路橋を対象に、1/75縮尺の逆T型橋台杭基礎の遠心実験を行い、地震時に側方流動の影響を受けた橋台の挙動を調べることで橋台杭基礎の破壊メカニズムを解明した。

(1) 地震時に軟弱粘性地盤の側方流動が発生する場合、橋台の背面地盤が沈下し前面地盤が水平方向に変位する現象は再現できた。また、最も大きい鉛直変位は橋台の堅壁に近い背面地盤に、最も大きい水平変位はフーチングに近い前面地盤に発生した。

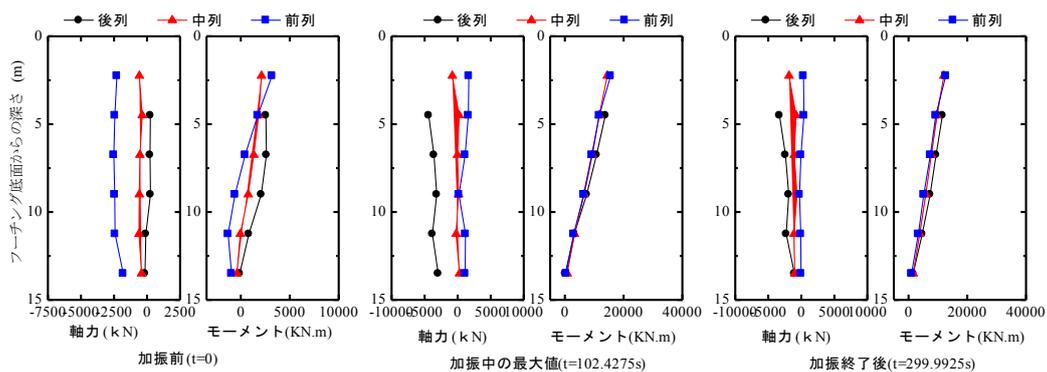
(2) 側方流動により桁と堅壁が衝突して堅壁の水平変位を抑制するため、杭基礎が堅壁より前面地盤側に大きく変位し、フーチングにも大きな水平変位と回転が生じた。

(3) 堅壁の背面土圧や杭の作用土圧は、入力地震動の増加とともに大きくなる。また、堅壁の背面土圧は、堅壁基部や桁の断面力とほぼ同時にピーク値になった。杭の作用土圧は、杭の曲げモーメントとほぼ同時にピーク値になった。

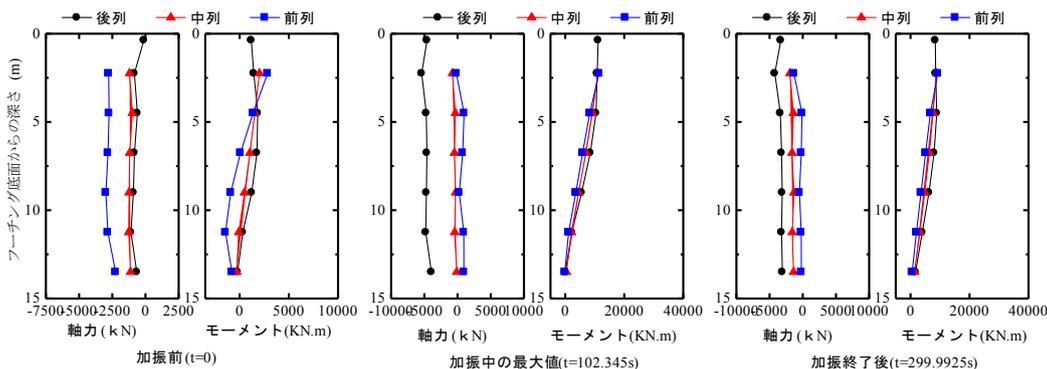
(4) 杭の作用軸力は、加振中に後列杭が引張から圧縮、前列杭が圧縮から引張の状態に変化し、大きな変動軸力が発生した。加振中に、後列・中列・前列杭における曲げモーメントは、深さ方向にほぼ同様な分布を有し、最大値が杭頭や中央付近に発生した。また、加振中に側方流動の影響で発生した杭の最大曲げモーメントは、加振前より大きく、加振終了後にも大きく残留した。

(5) 今後、解明された軟弱粘性地盤の側方流動による橋台杭基礎の破壊メカニズムに基づき、再現解析より杭の作用土圧の設定や既設橋梁の照査方法について引き続き検討する予定である。

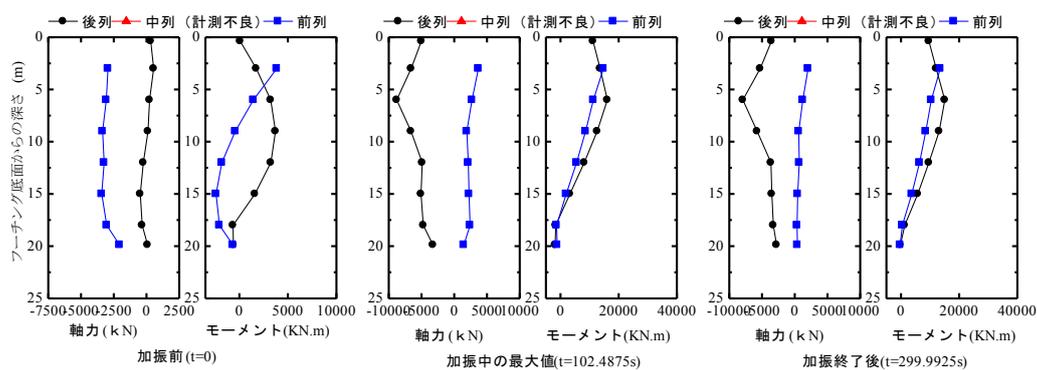
#### 4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発



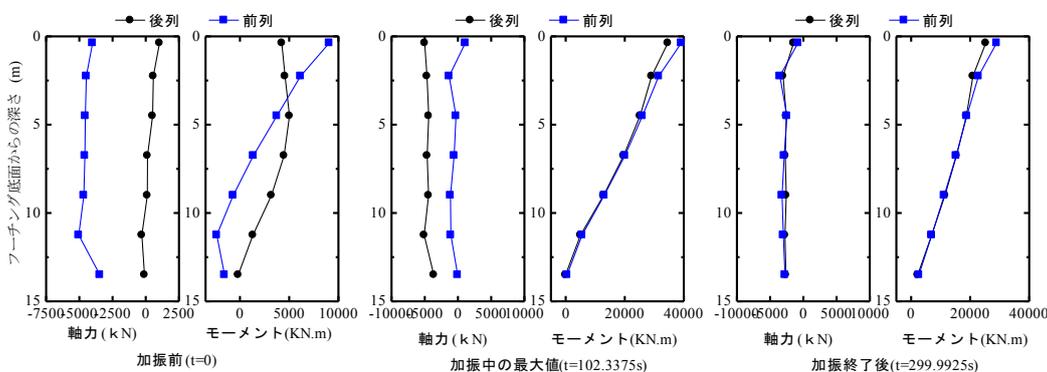
(a) 基準ケース 1



(b) ケース 2



(c) ケース 3



(d) ケース 4

図-15 杭の作用軸力と作用モーメントの変化

## 参考文献

- 1) 独立行政法人土木研究所・国土交通省国土技術政策総合研究所：東日本大震災報告会配付資料、地震時の交通機能確保に配慮した道路構造物の技術基準、  
<http://www.nilim.go.jp/lab/bbg/saigai/h23tohoku/houkoku2/houkoku2.htm>
- 2) 石川 義樹、et al.：地震時の地盤変状が橋梁の耐震性に与える影響の検討、第 9 回地震時保有耐力法に基づく橋梁等構造の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp.105-110、2006
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説、V耐震設計編、pp.77-78、2017

## 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、澤田守、谷本俊輔

### 【要旨】

本研究では、地震時の橋の耐荷性能を合理的に評価するため、基礎と地盤特性も含めた橋全体系として耐震性能を評価する手法を構築することを目的としている。H28年度では、古い基準により設計された既製 RC 杭を模した既往の実験を対象に、解析的に杭列ごとの曲げやせん断耐力特性の評価法を検討した。H29年度では、入力損失の大きい柱状体基礎の動的加振実験を対象に、解析的に地震時応答の再現及び地盤振動の特性が構造物の振動に及ぼす影響を確認した。H30年度では、橋台模型遠心実験を実施し、橋台の地震時挙動を確認するとともに橋台と地盤の動的相互作用について分析した。また、模型 PC 杭の載荷試験を実施し、せん断耐力及び破壊形態を確認するとともに、類似構造に対するせん断耐力を推定する方法を適用して限界状態の評価法を検討した。

キーワード：相互作用、耐震設計法、既設 RC 杭、柱状体基礎、橋台

### 1. はじめに

橋梁の設計基準は、地震被害の経験とともに改定されてきており、多くの既設橋は現行基準を満足しない。一方、過去の大地震で被害が軽微である既設橋が複数あることから、現行の耐震基準による照査を満足しない既設橋が、大地震時に甚大な損傷に至るとは限らない。これは個々の橋梁の状況による所も大きく、要因を一概に特定することはできないが、現行の橋の耐震性能評価手法に改善の余地があることが示唆される。

本研究では、橋の耐荷性能を適切に評価するために、地盤・基礎の相互作用を含めた橋全体系の合理的な耐震性能評価手法の開発研究に取り組んでいる。H28年度には、既製 RC 杭を用いた杭基礎模型の実験結果<sup>1)</sup>を踏まえて、既設 RC 杭基礎の耐荷力評価手法として、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、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ことが確認された。また、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。

H29年度には、ケーソン基礎を用いた模型実験結果<sup>2)</sup>に対して、質点と層間せん断ばねでモデル化した周辺地盤を、基礎-地盤間ばねで結合したモデルを用いて再現解析を実施し、地震時相互作用の評価手法を検討した。本検討により、地盤と基礎の動的相互作用を考慮したモデルを用いることで、入力損失を概ね再現

することができることを確認した。また、周辺地盤の挙動が解析に与える影響が大きいため、地盤変位の精度よい予測が重要であることを確認した。

本稿では、H30年度に実施した、橋台模型遠心実験による橋台の地震時応答特性と動的相互作用を分析した結果を報告する。また、模型 PC 杭のせん断実験による PC 杭のせん断耐力と破壊形態を確認するとともに限界状態の評価法を検討した結果を報告する。

### 2. 模型遠心実験による橋台の地震時挙動分析

#### 2.1 研究背景

道路橋示方書<sup>3)</sup>(以降、道示)において、大地震時における一般的な条件下の橋台の耐震性能照査方法では、既往の被災実態等を踏まえ、レベル 2(以降、L2)地震動に対する応答を直接算出せず、L1 地震動に対して所要の限界状態を超えない場合に L2 地震動に対しても所要の限界状態を超えないとみなす照査体系となっている。橋台の L2 地震動に対する応答を解析的に評価するには、橋台が基礎周辺だけでなく背面盛土の影響も受ける構造物であることを踏まえて、構造物と地盤の動的相互作用効果を適切に考慮する必要があるが、これらを考慮した実務的な評価法は確立されていない。また、評価法の妥当性は、観測データにより実挙動を分析及び再現することで確認されるが、これらのデータも十分ではないのが現状である。

そこで、本研究では、橋台と地盤の動的相互作用を適切に考慮した橋台の L2 地震動に対する設計法の確立に向けた基礎データの取得を目的として、模型遠心

表-2.1 実験ケース

ケース	模型設置方向 (加振方向)	地盤条件 ※実物スケール			橋台仕様 ※実物スケール		入力加速度 (連続加振)	備考
		盛土	中間層	支持層	橋台高	アルミ杭寸法		
①	橋軸方向	材料：江戸崎砂(Dc=90%) 厚さ：200mm ※10m	材料： 宇部珪砂6号 (Dr=85%)	材料： 宇部珪砂6号 (Dr=90%)	200mm	本数：9本 外径：φ=20mm ※φ=1m 肉厚：t=1.0mm 長さ：L=260mm ※L=13m	L1 → L2-1 → L2-2 → L2-3	橋軸方向の基本、 L2線り返しの影響
①'		なし			137mm		L1 → L2	背面盛土の影響
②	橋軸直角方向	材料：江戸崎砂(Dc=90%) 厚さ：137mm ※6.85m	厚さ： 240mm ※12m	厚さ： 40mm ※2m	200mm	※L=13m	L1 → L2	構造高さの影響
③'		なし			※10m		L1 → L2	橋軸直角方向 の基本 背面盛土の影響

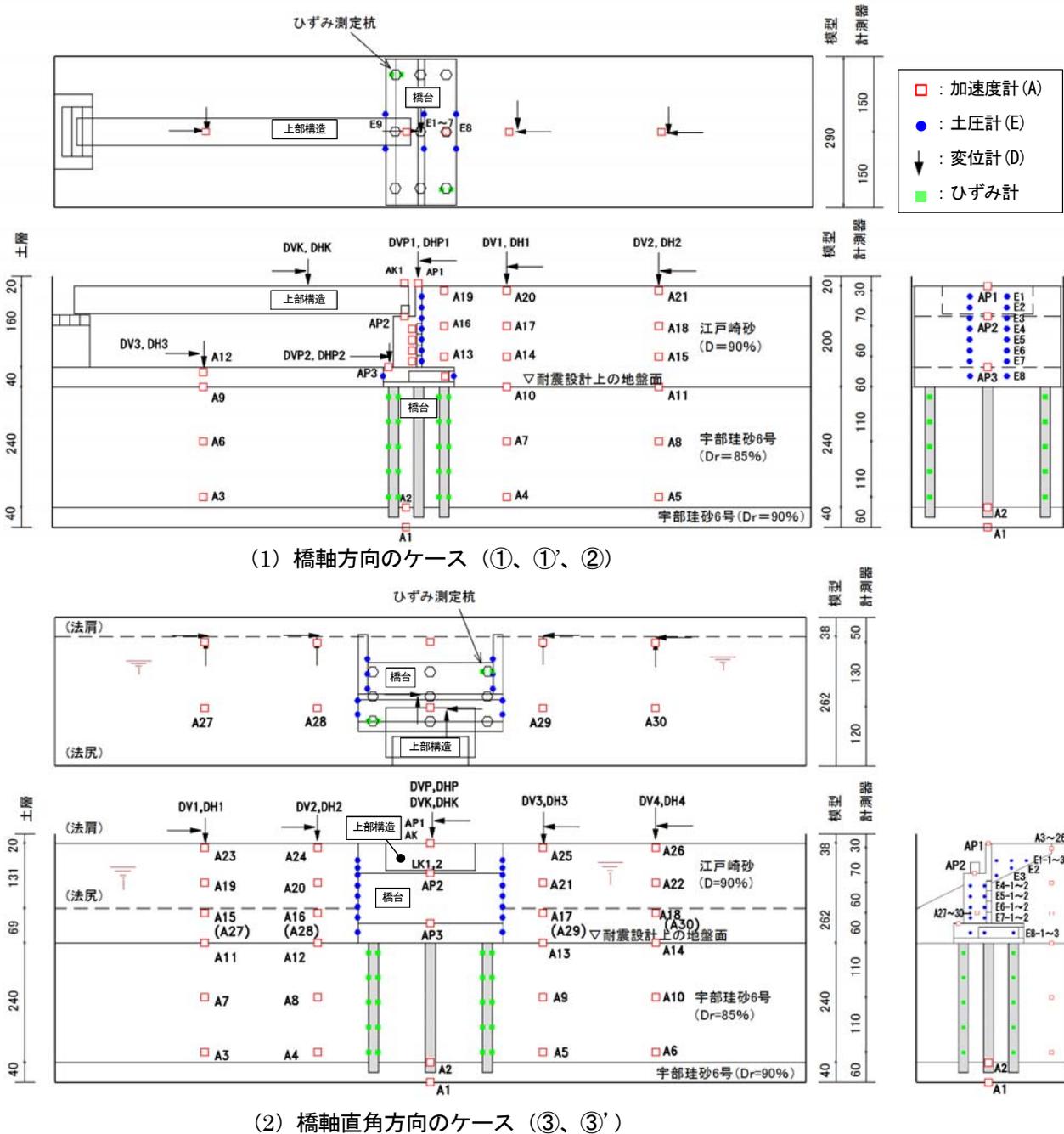


図-2.1 実験模型概要図

実験により橋台模型の地震時挙動の計測を行うとともに、計測した橋台模型の挙動を分析した。

## 2.2 遠心実験の概要

実験で対象とした橋台の主な諸元及び実験ケースを表-2.1に、実験模型概要図を図-2.1に示す。

橋軸方向及び橋軸直角方向の地震動に対する橋台の挙動を把握するため、両方向にそれぞれ加振するケースを実施した(ケース①、③)。また、両ケースとともに、背面盛土等が橋台挙動に及ぼす影響を把握するため、背面盛土の条件を有りから無しに変更したケースを実施し(ケース①'、③')、さらに、橋台背面盛土の高さによる影響を分析するため、橋台高を変更したケースを橋軸方向に対して実施した(ケース②)。

本実験では、橋台を含む一径間を模擬し、構造模型は、杭基礎に支持された逆T式橋台模型、土槽に剛結した橋脚模型、及び上部構造模型を用いた。地盤は3層構成とし、地下水位はないものとした。模型縮尺は、実験装置の寸法及び加振能力を踏まえて縮尺1/50倍である。

構造模型はアルミニウムにより作製した。杭基礎の諸元は道示に基づきL1地震動に対して試算された結果を参考に、橋台高10mのケースで設定し、橋台高6.85mのケースも同様のものを用いた。杭模型は想定した杭と曲げ剛性が等価となるよう作製し、杭先端は支持層に杭径分の根入れをして定着した。上部構造は径間長35mの単純鋼桁を想定し、橋台の分担重量が等価となるよう作製した。支点条件は橋台側をピン固定、橋脚側を可動条件とした。なお、橋軸直角方向のケースの上部構造模型は、全支点固定条件とした際の慣性力が等価となるように、想定した実物の1/2倍の重量とした。

加振には、道示に規定されるL1に相当する地震動及びL2地震動(タイプII)を基盤面に引き戻した基盤波を続けて土槽底面に与えた。また、L2相当の地震動の繰り返しによる挙動を分析するため、ケース①ではL2相当の同一波形により3回続けて加振した。

計測には、加速度計、変位計、ひずみ計、圧力計を用いた。以降に整理した実験値は、計測値を実物大に換算した結果を示す。なお、入力波形の最大最小を含む波で各計測値もピークとなったため、当該波を含む時刻に着目して整理した。また、整理に際して橋軸方向のケースでは、橋台前面側(加速度-側)慣性力作用時を主働時、橋台背面側(加速度+側)慣性力作用時を受働時と呼び、橋軸直角方向のケースでは、橋台左側(加速度-側)慣性力作用時を左働時、橋台右側(加速度+側)慣性力作用時を右働時と呼ぶ。

## 2.3 遠心実験により得られた地震時挙動

### 2.3.1 加速度による挙動の分析

図-2.2に計測した橋台天端、フーチング、耐震設計上の地盤面、及び背面盛土天端の時刻歴加速度を示す。

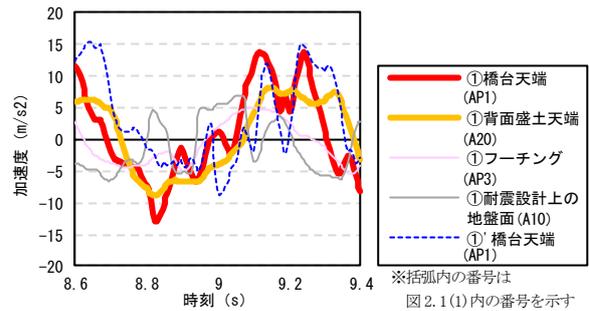
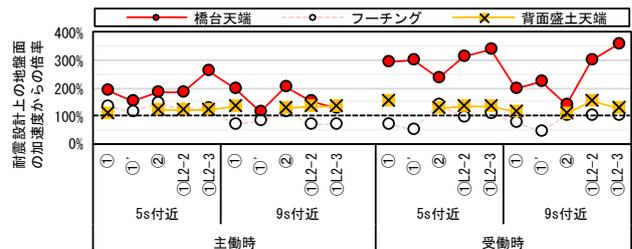
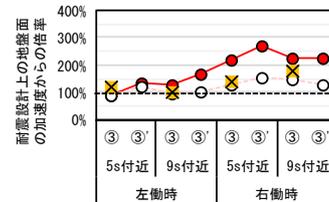


図-2.2 加速度の経時変化(ケース①、①')



(1) 橋軸方向のケース



(2) 橋軸直角方向のケース

図-2.3 耐震設計上の地盤面からの加速度の増幅率

ここでは、代表的な例として橋軸方向のケースの①と①'の結果の加速度波形のピークを含む区間を抽出している。橋台天端と背面盛土天端の加速度波形を比較すると両者の位相差は大きくないことがわかる。この傾向は、背面盛土のあるケースで共通してみられた。

また、橋台と背面盛土の増幅特性を確認するため、図-2.3に耐震設計上の地盤面の加速度に対する、橋台天端、フーチング、及び背面盛土天端の加速度の増幅率を示す。なお、鉛直方向の位置でみると各計測位置の加速度には位相差があり、必ずしも同時刻でピークとはならないため、ここでは着目した各波のピークを用いて算出した。また、橋軸直角方向のケースの地盤の加速度は、橋台幅より外側の地盤の加速度を用いた。耐震設計上の地盤面の加速度に対するフーチング及び背面盛土天端の加速度の増幅率は100±50%の範囲にあるが、橋台天端の加速度の増幅率はこれらより大きい。この傾向は、全ケースで共通してみられた。

### 2.3.2 変位による挙動の分析

図-2.4に水平変位の増減が顕著にみられる時間帯の橋台天端、フーチング、及び背面地盤天端の時刻歴水平変位を示す。ここでは、代表的な例として橋軸方

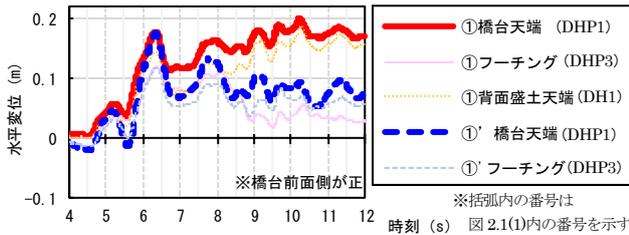
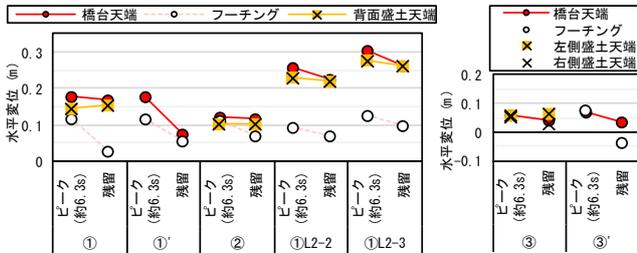


図-2.4 変位の経時変化 (ケース①、①')



(1) 橋軸方向のケース (2) 橋軸直角方向のケース

図-2.5 ピーク時と残留した水平変位

向のケースの①と①'の結果を示している。橋台の水平変位は5.6sから6.3sにかけて大きく増加した。この傾向は、全ケースで共通してみられた。また、背面盛土のあるケースでは、橋台天端と背面盛土天端の水平変位差が殆どみられなかった。加速度で橋台天端と背面盛土天端の位相差は大きくなかったことも踏まえると、橋台と背面盛土は一体に近い挙動であると考えられる。

また、図-2.5に各ケースのピーク時(約6.3s)の水平変位と残留した水平変位を抽出した結果を示す。橋軸方向のケースでは、殆どのケースでピーク時と残留した水平変位は同程度であるのに対して、①'のみ残留した水平変位はピーク時の半分程度となっている。これより、橋軸方向に対して残留する水平変位を評価するには、背面盛土の影響を適切に考慮する必要があることが示唆される。橋軸直角方向のケースでは、ピーク時と残留した水平変位は同程度であり、背面盛土の有無で大差なかった。これより、橋軸直角方向の水平変位に対して、背面盛土の影響は小さいことが示唆される。

さらに、橋軸方向のケースの①と①'の残留する水平変位の差について分析するため、①と①'について、残留した水平変位と4.5~9.5s付近の主要な各波のピーク値の差分を水平変位の増減毎に積み上げた結果を図-2.6に示す。水平変位が増加する際、すなわち橋台が前面側に移動する際の橋台天端とフーチングの①'に対する①の比率は、両者とも0.8倍程度である。一方、水平変位が減少する際、すなわち前面側に移動し

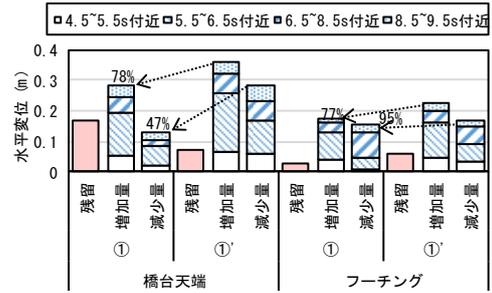


図-2.6 ピーク時と残留した水平変位

た橋台が元に戻る方向に移動する際の橋台天端とフーチングの①'に対する①の比率は、橋台天端は0.5倍程度であるが、フーチングは波によってばらつきはみられるものの積み上げ量は同程度であった。これより、背面盛土があることで、地震動により前面側に移動している橋台が戻る際の橋台天端の移動量が大きく減少することで、背面盛土がある方が前面側に残留する水平変位が大きくなったことがわかる。

### 2.3.3 橋台に作用する土圧の分析

加速度及び変位の分析結果より橋台と背面盛土は一体に近い挙動が示された。このような挙動の中で橋台に作用する土圧の深度分布に着目し、道示に示される地震時主働土圧と比較するとともに、受働土圧についても整理を行った。図-2.7に橋台背面で計測した土圧強度の初期、残留、主働時、及び受働時の深度分布並びに道示に準じて求めた地震時主働土圧強度を示す。ここでは、代表的な例として①の結果を示している。なお、図中道示式は主働時の背面盛土の加速度の深度分布(図-2.8中の背面盛土 主働時)を踏まえて、加速度 $-7.5 \sim -2.5 \text{ m/s}^2$ を用いて算出される範囲で示した。

主働時の土圧強度は、概ね道示式で算出した土圧強度の範囲(図中の格子)となった。受働時の土圧強度は、主働時よりも小さいが生じており、フーチング付近で値が大きいことが確認された。これより、受働時の橋台の作用を評価する際に、背面盛土を地盤抵抗として見込める可能性があることが示唆される。

### 2.3.4 杭断面力の分析

図-2.9に杭のひずみ計から算出される杭に作用する曲げ作用のうち、初期、残留、主働時及び受働時(左働時及び右働時)の深度分布を杭毎に示す。ここで、図中の符号は、橋軸方向のケースでは橋台背面側引張を正、橋軸直角方向のケースでは、橋台右側引張を正とした。なお、ケース①の後列杭に設置したひずみ計で一部データ取得ができていないのがみられた。

主働時及び受働時(左働時及び右働時)の前後列杭

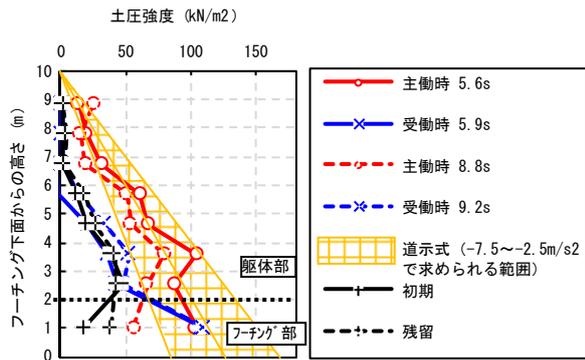


図-2.7 土圧強度の深度分布

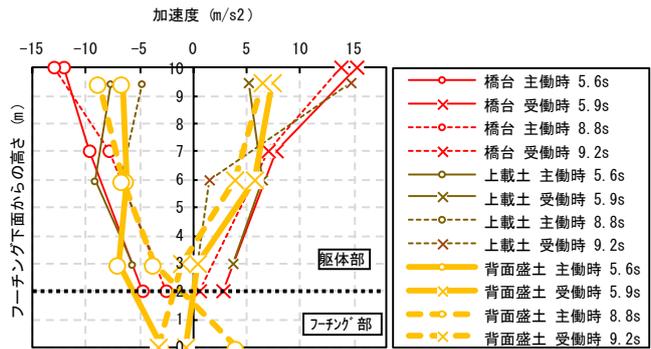


図-2.8 加速度の深度分布

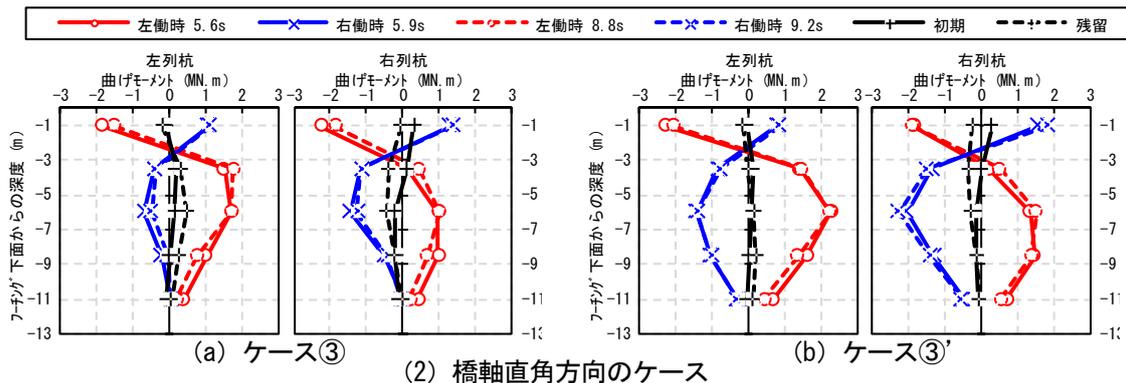
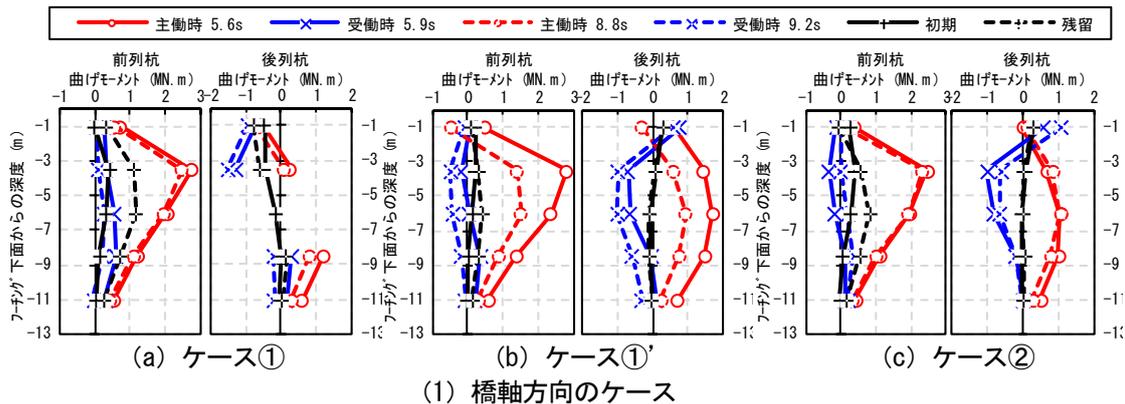


図-2.9 杭曲げ作用の深度分布

(左右列杭)の曲げ作用を比較すると、橋台慣性力が作用している方向に対して前方となる杭の、作用方向背面側の引張が大きくなる傾向がみられる。これは群杭の影響により、橋台の挙動方向に対して後方となる杭は抵抗地盤側(前方)に杭があることで地盤抵抗が低減され、地盤抵抗が相対的に大きくなる前方にある杭に作用が寄ったためと考えられる。

橋軸方向のケースの前列杭と後列杭をそれぞれケース毎に比較すると、前列杭の傾向に大差はないが、後列杭は①の曲げ作用が負側(橋台前面側引張)に推移している傾向がみられる。この傾向は初期時(図中+)からみられることから、背面盛土による偏土圧により生じる前背面間の土圧差による影響の可能性が考えられる。

また、橋軸方向のケースと橋軸直角方向のケースの曲げ作用の深度分布を比較すると、両者の深度分布の傾向に差がみられる。橋軸方向のケースと橋軸直角方向のケースで異なる傾向がみられた原因は、支持する上部の構造の重心位置や杭間隔の差による影響の可能性が考えられる。

## 2.4 まとめ

本研究では、橋台の地震時応答特性を解明するための基礎資料を得るため、模型遠心実験により、橋台の地震時挙動の計測と分析を行った。実験より得られた知見を以下に示す。

- 橋台と背面盛土の位相差は殆どなく、一体に近い挙動となった。また、橋台と背面盛土の応答加速度の増幅率は前者が大きくなる傾向が示された。

- 橋台の水平変位は、背面盛土の条件により、橋軸方向に対しては影響が大きく、橋軸直角方向に対しては影響が小さいことが示された。また、橋軸方向に対しては、背面盛土があることで、地震動により前面側に移動している橋台が戻る際の橋台天端の移動量が大きく減少し、残留変位に大きく影響することが示された。
- 主働時の土圧強度は、背面盛土の加速度を用いて道示に示される地震時主働土圧を算出した結果とよく合っていた。また、受働時も土圧が計測されたことから、背面盛土を地盤抵抗として考慮できる可能性が示唆され、その地盤抵抗は主にフーチング部で作用することが示された。
- 杭の曲げ作用は、群杭による影響及び初期状態の影響が比較的大きいことが示された。また、支持する上部の構造の重心位置や杭間隔が異なる条件下において曲げ作用の深度分布に異なる傾向が示された。

今回の実験により、液状化しない砂質土上の単純径間の橋梁を対象に、固定支持側の杭基礎に支持された逆T式橋台のL2地震時の挙動が取得できた。限られた条件のデータのため、今後、その他の条件のデータを蓄積していくとともに、解析を行い、実務的な橋台のL2地震動に対する設計法の確立に向けて引き続き検討を進めていきたい。

### 3. 既製 PC 杭のせん断耐力評価

#### 3.1 研究背景

古い基準で設計された既設道路橋基礎では、レベル2地震動に対する耐震性能の照査を満足しないことが多く、耐震補強が必要と判断されることも多い。しかし、実際には基礎の被害は多くは確認されておらず、耐震性能の評価精度を向上させる必要があると考えられ、既設橋基礎に対しては、耐荷機構に照らして限界状態を超えないことを照査する方法を構築することで、より適切かつ合理的に耐震性の評価が可能となると考えられる。

これまでに土木研究所では、古い橋梁で採用事例の多い既製コンクリート杭を対象としてせん断耐力に着目し、昨年度までにRC杭のせん断耐力評価方法の研究を行ってきた。

そこで、本研究では、RC杭と同様に採用事例の多いPC杭のせん断耐力に着目するため、PC杭を再現した模型杭を用いて、せん断に対する耐力、破壊形態を確認

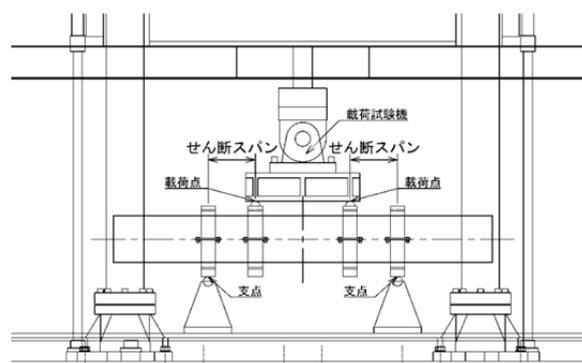


図-3.1 荷重試験概要図

表-3.1 試験ケース

Case	せん断スパン比	杭径 (mm)	壁厚 (mm)	配筋		コンクリート強度 (N/mm <sup>2</sup> )
				PC鋼材 (有効プレストレス)	スパイラル鉄筋	
1	1.0	500	90	φ9×24本 (10N/mm <sup>2</sup> )	φ6	50
2	1.5					
3	2.0					
4	2.5					

し、地震時における限界状態を評価することを目的として荷重試験を行った。本稿では、せん断スパン比をパラメータとしたPC模型杭の荷重試験結果について報告する。

#### 3.2 荷重試験方法

##### 3.2.1 試験ケースの決定

試験装置の概要を図-3.1に示す。試験ケースは、表-3.1に示す4ケースである。本実験では、PC杭が製作されていた当時の規格に合わせて製作した杭径500mm、壁厚90mmの模型杭を用いて、せん断破壊に着目するために、せん断スパン比を1.0・1.5・2.0・2.5とする供試体を作成した。

##### 3.2.2 荷重方法

荷重方法は、JIS A 5363において杭のせん断耐力試験方法と定められている単純ばり形式荷重とした。荷重試験は、Case-2～Case-4の供試体は、土木研究所所有の大型構造物繰返し荷重装置を用いたが、Case-2での荷重試験において、最大荷重が荷重装置の上限に達したため、より大きな耐力を有すると判断されるCase-1においては、30MN大型構造部材万能試験機を用いて荷重を行った。

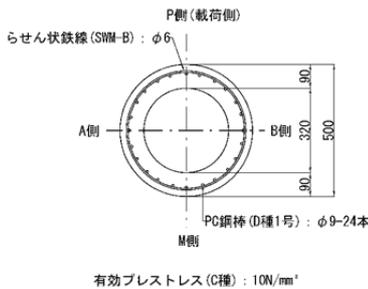
荷重パターンは単調増加方式による漸増荷重とし、破壊(終局)に至るまでとした。荷重は荷重制御で行い、適宜、変位制御へと切り替えを行った。なお、計測は荷重制御時には、5kN～10kNごと、変位制御時は0.1mm～0.3mmごととした。

表-3.2 試験体諸元

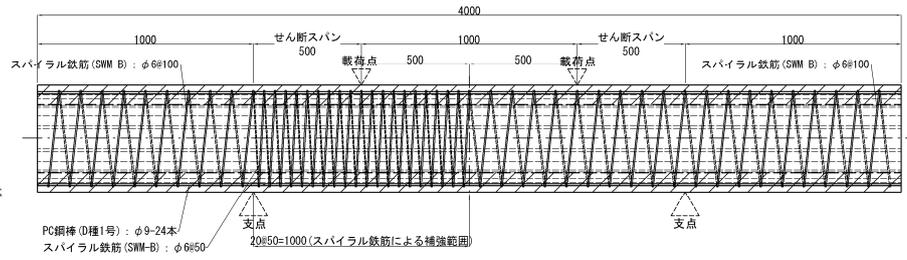
Case	杭径	杭長	せん断	せん断スパン長	想定破壊 形態
	(mm)	(mm)	スパン比	(mm)	
1	500	4000	1.0	500	せん断破壊
2		4000	1.5	750	
3		5000	2.0	1000	
4		5000	2.5	1250	

表-3.3 材料試験結果

Case	1	2	3	4	
杭径 (mm)					
500					
コンクリート	圧縮強度 (N/mm <sup>2</sup> )	68.6	71.0	67.2	61.6
	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	39.8	39.1	37.6	37.3
軸方向鉄筋 (PC鋼材)	降伏応力度 (N/mm <sup>2</sup> )	1371.0			
	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	1564.0			
	弾性係数 (kN/mm <sup>2</sup> )	198.2			
スパイラル鉄筋	引張強度 (N/mm <sup>2</sup> )	617.0			



(a)断面図



(b)配筋図(Case-1の例)

図-3.2 PC杭試験体

### 3.2.3 試験体

試験体の諸元を表-3.2に示す。使用する試験体は、PC杭が製作されていた当時の諸元を再現し、製作した模型杭であり、外径500mm、有効プレストレスは、10N/mm<sup>2</sup>とした。

試験体の断面状況と配筋状況を図-3.2に示す。製作したPC杭は、外径が500mm、内径が320mmで、コンクリート厚90mmの中空断面である。配筋状況は、軸方向にPC鋼材がφ9mm×24本、軸方向のPC鋼材を取り囲むように配置されたスパイラル鉄筋はφ6mmとし、間隔は100mmとし、片側は中心からの支点までの範囲において50mmとした。これは、試験体のどの部位の損傷が先行するか事前に想定し計測箇所を少なくする観点から、スパイラル鉄筋の間隔を変えて、100mmピッチ側で損傷が先行するようにしたものである。

杭長は、せん断スパン比に応じた長さとし、せん断スパン比の小さいCase-1及びCase-2では、杭長L=4.0m、せん断スパン比の大きいCase-3及びCase-4では、杭長L=5.0mとした。

表-3.3に材料試験結果を示す。各値は3試験体の平均値である。コンクリート圧縮強度は、杭体製造時に採取したコンクリートによる外径200mm、高さ300mm、コンクリート厚40mmの遠心供試体を用いて载荷試験当日に圧縮強度試験を行い、PC鋼材及びスパイラル鉄筋の引張試験は、杭体に用いた材料を使用して、製造時に試験を行った。

### 3.2.4 測定項目

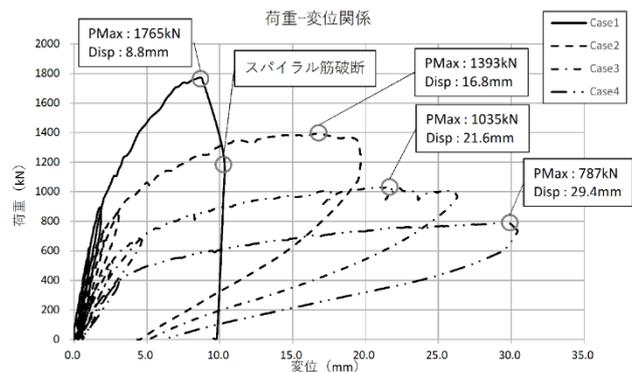


図-3.3 荷重-変位関係

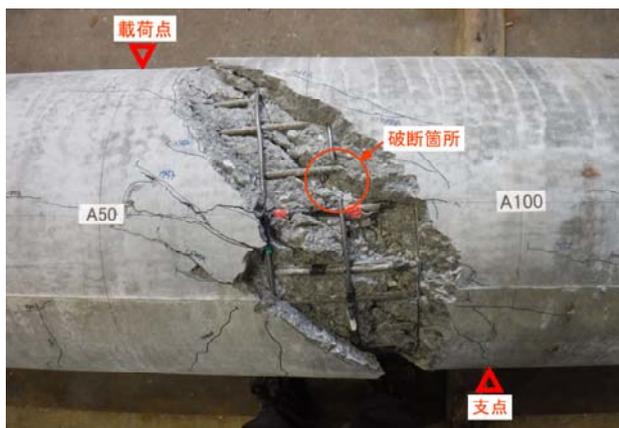
杭の変位を測定するために、変位計を設置し、载荷試験中における杭体のひび割れや剥離等の変状が生じた時点で、荷重及び変位を測定した。また、主にせん断ひび割れが想定される範囲におけるPC鋼材及びスパイラル鉄筋にひずみゲージを設置した。

## 3.3 試験結果

### 3.3.1 試験結果の概要

試験の結果として、各試験体での荷重と支間中央部での鉛直変位計により計測された変位の関係を図-3.3に示す。

Case-1の損傷状況は、900kNで引張側となる载荷点間の下面側に曲げひび割れが、载荷点と支点を結ぶような斜め方向のひび割れが発生し、その後も荷重の増加に伴って多数の斜め方向のひび割れが生じ、1765kNで最大荷重を迎えた。最大荷重以降は、耐力低下とともに変位が増大し、変位が10mm程度となった際、鉄筋



(a) 試験体状況



(b) 鉄筋破断箇所

写真-3.2 Case-1 試験体

破断のような音がして、荷重が急激に下がり、せん断破壊となった。荷重終了後、杭体をはつり、鉄筋の状態を確認したところ、荷重点と支点の中間部においてスパイラル鉄筋の破断を確認した。2点荷重を行っているため、Case-1供試体のせん断耐力は、最大荷重の半分となる882.5kNであると考えられる。荷重終了後の試験体状況及び鉄筋状況を写真-3.2に示す。

Case-2では、735kNで荷重点間の下面側に曲げひび割れが発生した。その後、870kNで荷重点と支点を結ぶような斜めひび割れが発生した。その後は荷重の増加とともにひび割れが進展し、1393kNで最大荷重を迎えたが、急激な耐力低下は起きず、変位が20mm付近になったところで、荷重点周辺のコンクリートが圧壊し、曲げ破壊となった。

Case-3の損傷状況は、Case-2と同様の荷重-変位関係を示し、540kNで荷重点間の下面側に曲げひび割れが生じ、750kNで荷重点と支点を結ぶような斜めひび割れが発生した。その後、ひび割れの進展は確認でき、1035kNで最大荷重を迎えたが、急激な耐力低下は発生しないまま、変位が26mm付近となったところで荷重点付近の

表-3.4 算出した耐力と破壊形態

Case		1	2	3	4
杭径 (mm)		500			
せん断スパン		1.0	1.5	2.0	2.5
曲げ耐力	ひび割れ曲げモーメント $M_c$ (kN·m)	154.1	154.3	155.3	154.8
	$M_c$ 作用時荷重 (kN)	308.2	205.7	155.3	123.8
	初降伏曲げモーメント $M_y$ (kN·m)	337.4	339.1	336.4	332.0
	$M_y$ 作用時荷重 (kN)	674.9	452.1	336.4	265.6
	終局曲げモーメント $M_u$ (kN·m)	386.0	390.0	383.5	372.3
	$M_u$ 作用時荷重 (kN)	771.9	520.0	383.5	297.8
せん断耐力 (H29道示PHC式)		455.5	353.9	287.5	243.5
想定破壊形態		せん断			
実際の破壊形態		せん断	曲げ	曲げ	曲げ

圧壊により、曲げ破壊となり終局を迎えた。

Case-4では、387kNで荷重点間の下面側に曲げひび割れが生じ、600kNで荷重点と支点を結ぶような斜めひび割れが発生した。その後、荷重及び変位の増加に伴い、ひび割れの進展が確認されたが、Case-2及びCase-3と同様に急激な耐力低下にいたることはなく、787kNで最大荷重を迎えた後、変位が30mm程度となったところで、荷重点間中央上面のコンクリートが圧壊し、曲げ破壊となった。

### 3.3.2 既製 PC 杭のせん断耐力

Case-1からCase-4までの各試験体における耐力を算出した結果及びその耐力から想定される破壊形態と荷重試験における実際の破壊形態を表-3.4に示す。

曲げ耐力については、平成29年道路橋示方書・同解説Ⅲ編に準拠し、算出した。

PC杭のせん断耐力については、レベル2地震動に対する照査が規定された平成8年道路橋示方書・同解説Ⅳ<sup>7)</sup>より記載が削除されており、せん断耐力算出式は定義されていない。また、平成29年道路橋示方書・同解説Ⅳ<sup>8)</sup>よりPHC杭のせん断耐力算定式(以下、H29道示PHC杭式と呼称)が新たに設定され、PC杭とPHC杭の構造上の大きな違いはコンクリート強度のみであることから、本実験におけるPC杭のせん断耐力は以下に示すH29道示PHC杭式で算出を行った。さらに、せん断耐力においては、スパイラル鉄筋もせん断力に抵抗するものと考え、文献<sup>9)</sup>を参考にスパイラル鉄筋の降伏強度を295N/mm<sup>2</sup>と仮定してせん断耐力を算出した。ただし、スパイラル鉄筋の間隔については、荷重位置それぞれで100mm及び50mmと設定したが、Case-1においてせん断破壊が起こったのは100mmピッチとした箇所であったため、スパイラル鉄筋間隔を100mmピッチとして算出した。

耐力算出の結果、Case-1～Case-4の全ケースにおいて想定された破壊形態は、せん断破壊先行となった。

しかし、載荷試験の結果、実際にせん断破壊に至ったのは、せん断スパン比1.0としたCase-1のみであった。

次に、せん断破壊先行と想定され、載荷試験においてもせん断破壊となったCase-1に着目し、H29道示PHC杭式以外の式におけるせん断耐力を算出し、比較を行った。比較を行うせん断耐力式は、H29道示PHC杭式、平成29年道路橋示方書・同解説Ⅲ<sup>10)</sup>に規定されているせん断耐力式（以下、H29道示Ⅲ編式と呼称）、平成24年道路橋示方書・同解説Ⅳ<sup>11)</sup>において規定されていた既製コンクリート杭のせん断耐力式におけるコンクリートのせん断応力度  $\tau_c$  を文献<sup>12)</sup>を参考にPC杭に合わせ、0.65と設定するもの（以下、H24道示式と呼称）、コンクリート標準示方書<sup>13)</sup>に規定されているせん断耐力式に二羽らの式<sup>14)</sup>によるせん断スパンの影響及び軸力により増加するせん断耐力を考慮したもの（以下、土木学会式+軸力増加分と呼称）とした。

H29道示PHC杭式より推定されるせん断耐力 $S_d$ は、

$$S_d = \xi_1 \xi_2 \Phi_u (\tau_1 + \tau_2 + \tau_3) b_e j \quad (1)$$

$$\tau_1 = \frac{0.115 k_u k_p (\sigma_{ck} + 17.7)}{a/d + 0.115} \quad (1a)$$

$$\tau_2 = 0.516 P_w \sigma_y \quad (1b)$$

$$\tau_3 = 0.102 \left( \sigma_{ce} + \frac{N}{b_e j} \right) \quad (1c)$$

ここで、 $\tau_1$ はコンクリートが負担できるせん断応力度の特性値、 $\tau_2$ はせん断補強筋が負担できるせん断応力度の特性値、 $\tau_3$ は軸力によって増加するせん断応力度の特性値である。

H29道示Ⅲ編式より推定されるせん断耐力 $S_{usd}$ は、

$$S_{usd} = \xi_1 \xi_2 (\Phi_{uc} S_c + \Phi_{us} S_s) + \xi_1 \xi_2 \Phi_{up} S_p \quad (2)$$

$$S_c = k \tau_r b_w d + S_d \frac{M_0}{M_d} \quad (2a)$$

$$S_s = c_{ds} k \left( \sum \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 a} \right) \quad (2b)$$

$$S_p = A_p \sigma_{pe} \sin \alpha \quad (2c)$$

ここで、 $S_c$ はコンクリートが負担できるせん断力の特性値、 $S_s$ はせん断補強筋が負担できるせん断力の特性値、 $S_p$ はPC鋼材の引張力が負担できるせん断力の特性値である。

H24道示式より推定されるせん断耐力 $P_s$ は、

$$P_s = S_c + S_s \quad (3)$$

$$\begin{aligned} S_c &= c_c c_e c_{pt} c_N \tau_c b d \\ &= 1.5 \tau_c c_N b d \end{aligned} \quad (3a)$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin \theta + \cos \theta)}{1.15 s} \quad (3b)$$

ここで、 $S_c$ はコンクリートが負担するせん断耐力、

表-3.5 各式におけるせん断耐力比較

せん断耐力推定式	H29道示PHC式	H29道示Ⅲ編式	H24道示式	土木学会式+軸力
コンクリートが負担するせん断耐力 (kN)	347.3	108.0	261.0	116.0
コンクリート負担分の割合	0.76	0.33	0.78	0.33
鉄筋が負担するせん断耐力 (kN)	17.2	15.7	12.2	33.0
鉄筋負担分の割合	0.04	0.05	0.04	0.09
軸力によって増加するせん断耐力 (kN)	91.0	204.0	60.0	204.0
軸力増加分の割合	0.20	0.62	0.18	0.58
合計せん断耐力 $S$ (kN)	455.5	327.6	333.2	353.0
実験結果 (kN)	882.5			
推定値 / 実験結果	0.52	0.37	0.38	0.40

※スパイラル鉄筋の降伏強度は295N/mm<sup>2</sup>と仮定

$S_s$ は斜引張鉄筋が負担するせん断耐力である。

ただし、式 (3a) において杭のせん断耐力を算出する際には、 $c_c \cdot c_e \cdot c_{pt} \cdot \tau_c = 1.5 \tau_c$ として算出する。

土木学会式+軸力増加分によるせん断耐力 $V_{yd}$ は、

$$V_{yd} = V_{cd} + V_{sd} \quad (4)$$

$$V_{cd} = \frac{\alpha \beta_d \beta_p f_{vcd} b_w d}{\gamma_b} + S_d \frac{M_0}{M_d} \quad (4a)$$

$$V_{sd} = \left\{ \frac{A_w f_{wyd} (\sin \alpha_s + \cos \alpha_s)}{S_s} \right\} \frac{z}{\gamma_b} \quad (4b)$$

ここで、 $V_{cd}$ はせん断補強筋を用いない棒部材の設計せん断耐力、 $V_{sd}$ はせん断補強鋼材によりうけもたれる設計せん断耐力である。また、軸力増加分としては、式

(4a)において、H29道示Ⅲ編式より $S_d \frac{M_0}{M_d}$ を準用した。

式 (1) ~ 式 (4) を用いて、それぞれ算出したCase-1の推定せん断耐力と実験結果との比較を表-3.5に示す。Case-1の載荷実験では、最大荷重の直後にせん断破壊で終局を迎えており、供試体のせん断耐力は、882.5kNである。対して各式により推定されるせん断耐力及び実験結果における割合は、H29道示PHC杭式で455.5kN (52%)、H29道示Ⅲ編式で327.6kN (37%)、H24道示式で333.2kN (38%)、土木学会式+軸力増加分で、353.0kN (40%)となった。なお、本研究では、実験結果との比較を行うためH29道示PHC杭式及びH29道示Ⅲ編式における部分係数は全て1.0として、せん断耐力を算出した。

ここで、各式において推定されたせん断耐力について、内訳をみると、コンクリート負担分の占める割合が大きい。式 (2) 及び式 (4) では、式 (1) 及び式 (3) と比較すると、全体に占める割合及び推定値が小さくなる。また、せん断補強筋負担分の縮める割合は小さく、これは、せん断補強筋として見込んでいるスパイラル鉄筋が、径の細い鉄線であることが要因であると考えられ、式 (1) ~ 式 (3) において、せん断補強筋負担分については、それぞれの式から算出された

値を見ても、ほぼ同様の結果となっており、各式の違いによる影響は少ないと思われる。ただし、式 (4) においては、せん断補強筋負担分にはせん断スパン比の影響が考慮されておらず、道示式のように低減をしていないため他式より大きな値となっていると考えられる。また、プレストレス力によって増加するせん断力は、式 (2) 及び式 (4) で大きな値となり、推定値の60%程度を占める結果となった。

推定せん断耐力において、大きな割合を占めるコンクリート負担分のせん断力は、H29道示PHC式が最も大きな値となっている。これは、H29道示PHC杭式は過去のPHC杭の実験結果<sup>15)</sup>を踏まえて規定された式であり、これまでの杭のせん断耐力式は、H24道示式のようにはりのせん断耐力式に安全余裕を大きく見込むことで算出されていたため、推定値と実験結果の乖離が大きくなっていたが、H29道示PHC杭式においては、既製コンクリート杭の円環断面への適用性などが高いことから、推定値がより大きくなっていると考えられる。しかし、本研究における載荷試験結果と比較すると、推定値が実験値の50%程度となっており、乖離が小さいとは言えず、実験結果との乖離の要因、PHC杭以外の既製コンクリート杭への適用の可否等については、今後の検討が必要であると考えられる。

### 3. 4 まとめ

PC杭を再現した模型杭を用いて、せん断に対する耐力、破壊形態を確認し、地震時における限界状態を評価することを目的として載荷試験を行った。本実験における確認事項を以下に示す。

- せん断破壊に着目するために、せん断スパン比をパラメータとして載荷試験を行ったが、せん断破壊に至ったものは、せん断スパン比を1.0としたCase-1のみであった。この要因としては、安全余裕を大きく見込んだ結果、せん断耐力を過小に評価している可能性が考えられる。
- せん断破壊に至った試験体において、式 (1) ~式 (4) を用いてそれぞれ算出した推定せん断耐力と実験結果を比較すると、推定値が最も実験結果と近くなったH29道示PHC杭式においても、推定値が実験結果の50%程度であった。実験結果と推定値の乖離の要因分析とせん断耐力推定方法について引き続き検討していく予定である。

### 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) 福井次郎、中谷昌一、白戸真大、秋田直樹、野々村佳哲、岡本真次：柱状体基礎の大型振動台実験、土木研究所資料、第4041号、174p.、2007.3
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、pp.243-250、2017.11
- 4) (財)鉄道総合研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説耐震設計、pp.147-156、2012.9
- 5) 佐名川太亮、中島進、中島卓哉：橋台における背面地盤との相互作用特性に関する検討、第15回日本地震工学シンポジウム、pp.314-321、2018
- 6) 西岡英俊、渡辺健治、篠田昌弘：橋台の地震時応答特性に関する実験的検討、第13回日本地震工学シンポジウム、pp.1330-1337、2010
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、pp.385-388、1996.12
- 8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、pp.276-278、2017.11
- 9) (社)コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭-基礎構造設計マニュアル-土木編、pp.95-96、2003
- 10) (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、pp.159-164、2017.11
- 11) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、pp.175-176、2012.3
- 12) (社)コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭-基礎構造設計マニュアル-土木編、pp.5-6、1992
- 13) (公社)土木学会：2017年制定コンクリート標準示方書[設計編]、pp.188-195、2018.3
- 14) 二羽淳一郎、山田一字、横沢和夫、岡村甫：せん断補強筋を用いない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、1986.8
- 15) 土木研究所、早稲田大学、コンクリートパイル建設技術協会：既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書、共同研究報告書第494号、176p.、2017.7

### 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、梶取真一

**【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耐震性評価・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、堤防の機能に影響を及ぼすような亀裂等の変状の発生を抑制することで、より修復が容易な範囲の損傷にとどめるための耐震性評価技術・対策技術を開発することが必要である。そこで本研究では、地震により生じた亀裂が堤防の浸透特性に及ぼす影響について、浸透実験により把握した。また、堤防の浸透機能に影響を与える要因の1つである堤体のゆるみについて、過去の動的遠心模型実験において加振前後での堤体の密度分布を測定した事例を用いて分析した。さらに、堤体の側方変位量について実測値と実務的に用いられる河川堤防の地震時地盤変形解析手法によって算出される解析値の検証を行った。

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影響を与える要因として、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主な対応手段となっているのが現状である。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。今後の広域地震災害等に備えるためには、亀裂等の変状が堤防機能に与える影響を明らかにした上で、堤防機能に影響するような亀裂等の変状の発生を抑制することで、より修復が容易な範囲の損傷にとどめるための耐震性評価技術・対策技術を開発することが必要である。

本研究における平成28年度～30年度の取り組みとして、地震により生じた亀裂が堤防の浸透特性に及ぼす影響を浸透実験により把握した。また、堤防の浸透機能に影響を与える要因の1つである堤体のゆるみについて、過去の動的遠心模型実験において加振前後での堤体の密度分布を測定した事例を用いて分析した。さらに、堤体の側方変位量について実測値と実務的に用いられる河川堤防の地震時地盤変形解析手法によって算出される解析値の検証を行った。

#### 2. 亀裂を有する河川堤防の浸透実験

##### 2.1 浸透実験の概要

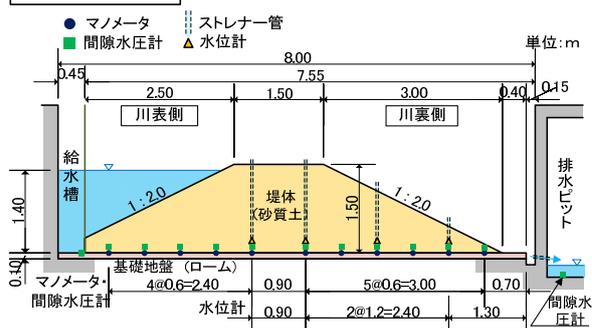
地震によって生じる亀裂が浸透特性に及ぼす影響を把握するためには、加振等によって堤防に亀裂を生じさせた後に浸透実験を行うことが望ましいが、加振等を行っ

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い。そこで、手始め

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	川表のり面	Step1:津波(短時間)
Case2-2				Step2:洪水(長時間)
Case3	有	横断方向	川表のり面から川裏のり面	Step1:津波(短時間)
Case4-1	有	縦断方向	川表のり面	Step1:津波(短時間)
Case4-2			天端 川裏のり面	Step2:洪水(長時間)

Case1 断面図



Case1 平面図



図-2.1 模型概要図 (1)

#### 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

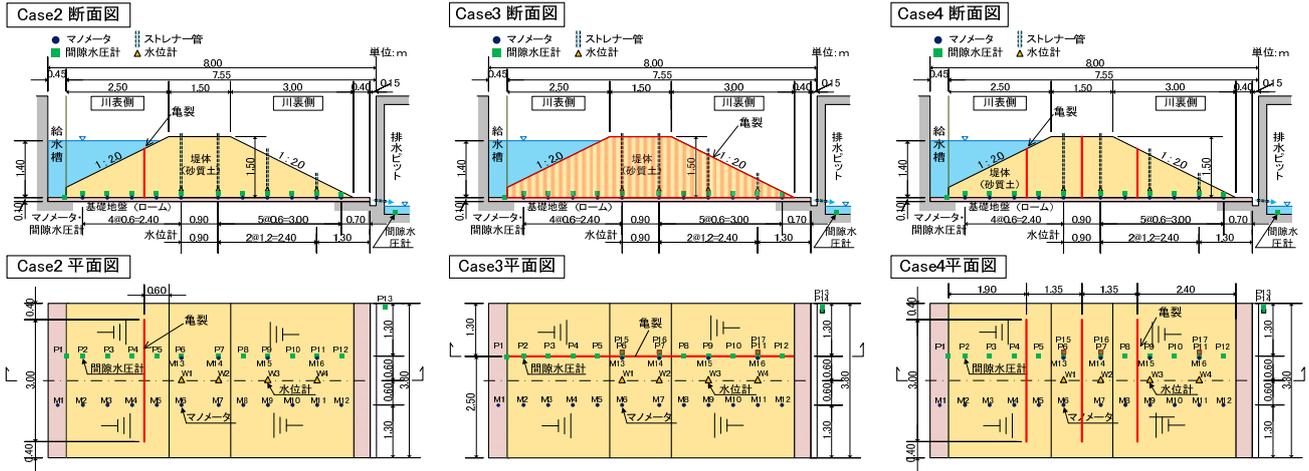


図-2.1 模型概要図 (2)

の検討として、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、のり勾配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。

Case2では、地震により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では川表のり面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、川表のり面、天端、川裏のり面に亀裂を設けた。

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、亀裂位置に厚さ12cmの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。初期の亀裂幅は12cm、亀裂深さは堤体下面までとした。

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

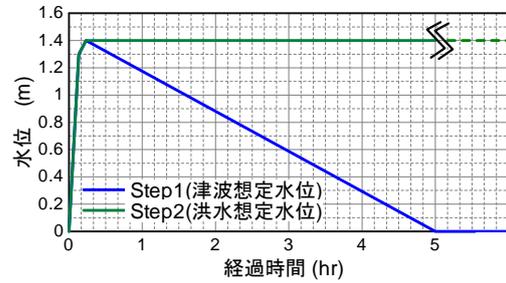


図-2.2 水位条件

表-2.2 堤体材料の物性値

物理	土粒子の密度 $\rho_s$ (g/cm <sup>3</sup> )	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 $\rho_{dmax}$ (g/cm <sup>3</sup> )	1.761
	最適含水比 $w_{opt}$ (%)	16.7

表-2.3 供試体作製時の含水比を調整した透水試験結果

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

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。

2.2 浸透実験の結果

2.2.1 浸透実験中の亀裂周辺の状況

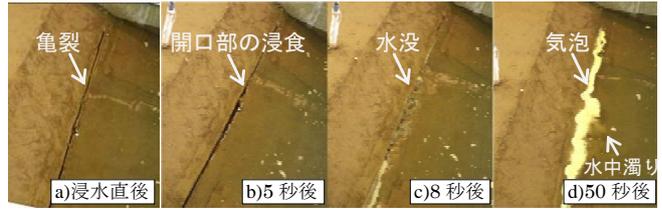
(1) 縦断亀裂を設けたケース

川表のり面に縦断亀裂を設けた Case2、Case4 について、川表のり面の亀裂に河川水が初めて入水したときの状況を写真-2.1 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-2.1 (a) b) のように亀裂開口部周辺の盛土が侵食され、写真-2.1 (a) c) のように 8 秒後には亀裂が水没した。その後、写真-2.1 (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。両のり面および天端に亀裂を設けた Case4-1 においても、川表のり面の亀裂への入水状況については写真-2.1 (b) に示すように Case2-1 と同様の状況であった。

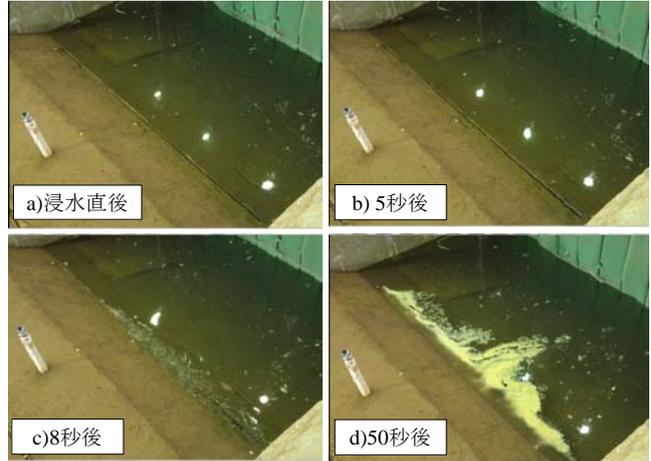
長時間高水位を与えた Case4-2 では、堤体内への浸透が進むにつれて、写真-2.2 に示すように堤防天端および川裏のり面に設けた亀裂の川表のり面側の土塊が亀裂側に移動して当初設けた亀裂が閉塞し、川表のり面側に新たな亀裂が発生した。これは、鉛直方向に設けた亀裂内部で自立していた盛土の下部において、飽和度の上昇とそれに伴う強度低下が生じ、主働破壊を生じたことによるものと考えられる。

(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-2.3 に示す。給水開始 1 分後に川裏のり尻まで水が到達 (写真-2.3 a)) 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-2.3 b), c)), 川裏のり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-2.3 d)), 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、のり尻付近の亀裂の



(a) Case2-1



(b) Case4-1

写真-2.1 亀裂への入水状況

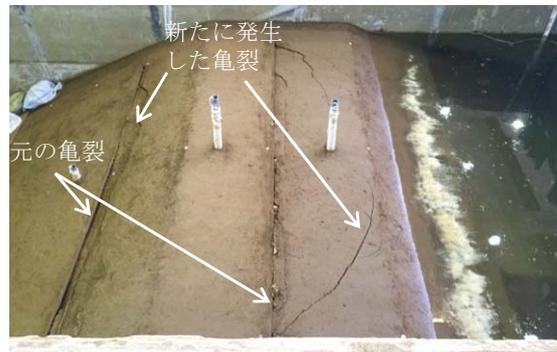


写真-2.2 実験中の亀裂の状況 (Case4-2)

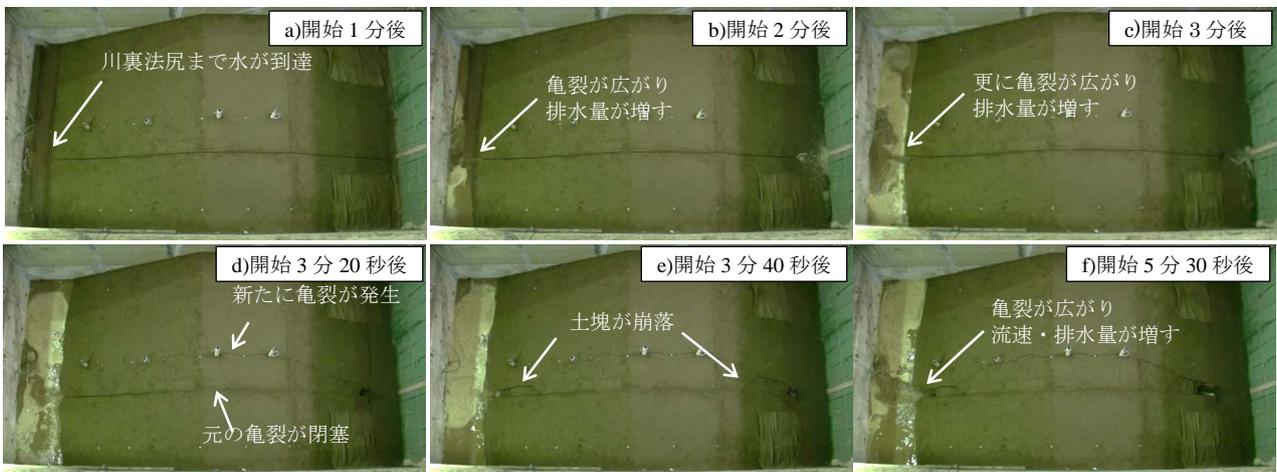


写真-2.3 亀裂への入水状況 (Case3)

拡大と盛土表面の崩落が明瞭となった(写真-2.3 e))。5分30秒時点では川裏のり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のり面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。その後も川表のり面側に残留した水が川裏のり面へと流れ、実験後には写真-2.4 に示すよう川表のり面は天端付近まで陥没した。このように、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。

## 2.3 浸透実験後の状況

### 2.3.1 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-2.5 (a) 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-2.5 (a) 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-2.5 (a) c) に示すように埋没した亀裂跡の幅には起伏が見られ、亀裂壁面が崩れた形跡が残っていた。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、その後に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、土の自立性や耐侵食性が異なる場合は、このような閉塞効果が期待できない可能性も考えられる点に注意を要する。

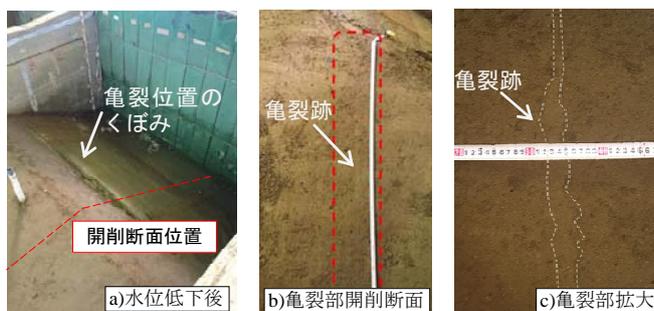
Case4 における川表のり面の亀裂については、当初に設けた亀裂の痕跡が見当たらなかったことから、亀裂が土砂で埋没したものと考えられる。天端と川裏のり面にあらかじめ設けた亀裂についても同様に完全に閉塞し、元の位置を判別することができなかった。一方、天端と川裏のり面に新たに発生した亀裂については、盛土表面付近で開口し、概ね鉛直下方に向かって幅を細めながらも亀裂が残存している状況が確認された。

#### (2) 横断亀裂を設けたケース

Case3 では図-2.3 に示す計4箇所の開削断面の観察を行った。川表のり面中央の断面1 では、写真-2.5 (c) a) 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。川表のり面付近の断面2 では、写真-2.5 (c) b) に示すように、元の亀裂から60cm程度の箇所の両側に新たに亀裂が発生し、元の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。川裏のり面付近の断面3 では、写真-2.5 (c) c) に示すように、元の亀裂から40~60cm程度の箇所の両側に新たに亀裂が発生し、元に亀裂



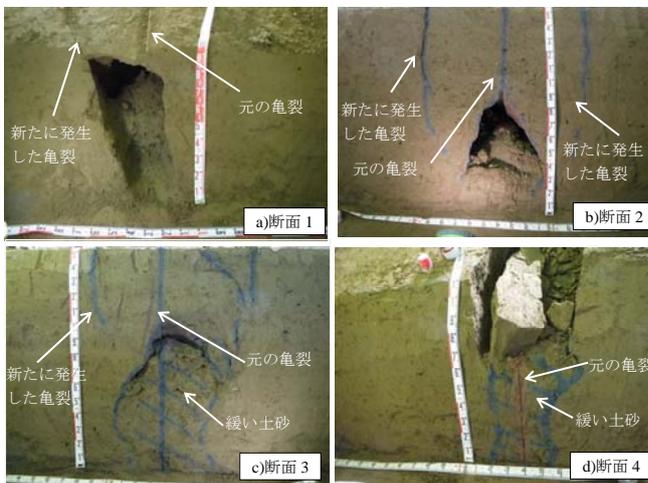
写真-2.4 Case3 実験後の外観



(a) Case2



(b) Case4



(c) Case3

写真-2.5 開削断面における亀裂残存状況

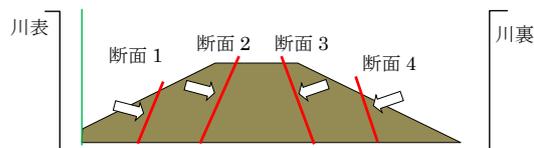
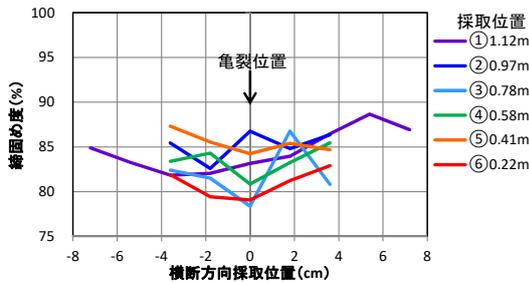


図-2.3 Case3 開削断面位置図

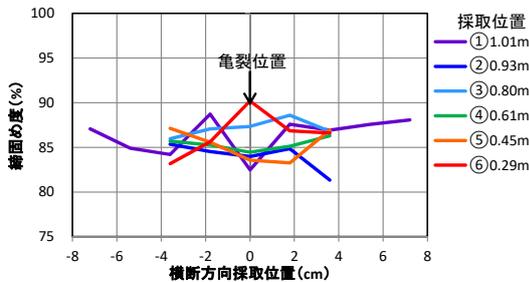
の上部は完全に閉塞して亀裂跡が判別できない状態であった。底面の開口幅は 60cm 程度で、亀裂下部は含水の高い緩い土砂が 90cm 程度堆積していた。川裏のり面中央の断面4 では、写真-2.5 (c) d) に示すように、亀裂上部の土砂が完全に崩落していた。底面の開口幅は 40cm 程度で、亀裂下部は含水の高い緩い土砂が 60cm 程度堆積していた。

2.3.2 亀裂周辺の局所的な密度分布

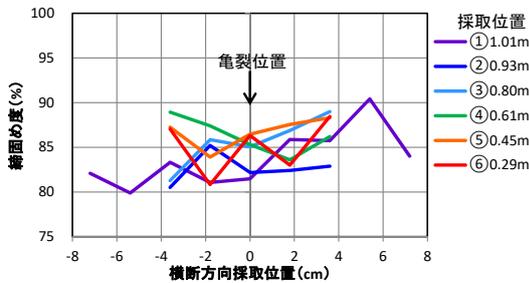
縦断方向に亀裂を設けた Case2、Case4 において、浸水により土砂で埋没した川表のり面に設置した亀裂周辺の局所的な密度分布を測定するため、直径 17.3mm、高さ 20mm のミニコアカッターを用いて試料採取を行った。深さ方向の採取点数は堤体模型作製時の締固め層厚にあわせて6点とし、水平方向には5点ないしは9点とした。Case2 では1断面、Case4 では2断面で試料を採取した。なお、コアカッターの寸法が非常に小さいことから、採



(a) Case2



(b) Case4, 断面 1



(c) Case4, 断面 2

図-2.4 浸水により埋没した亀裂周辺の密度分布

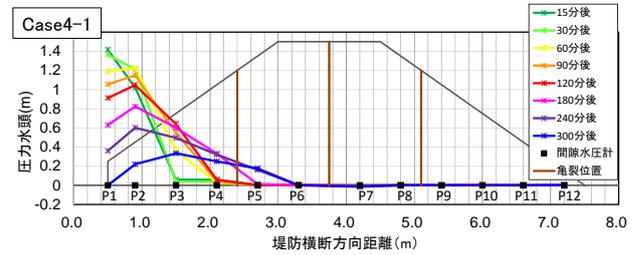
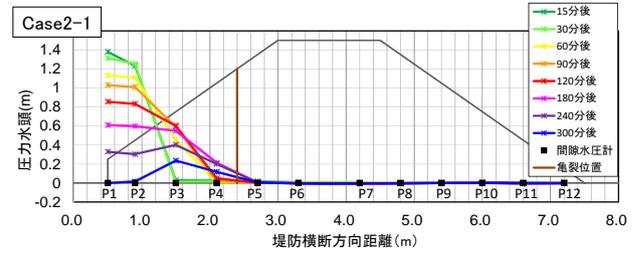
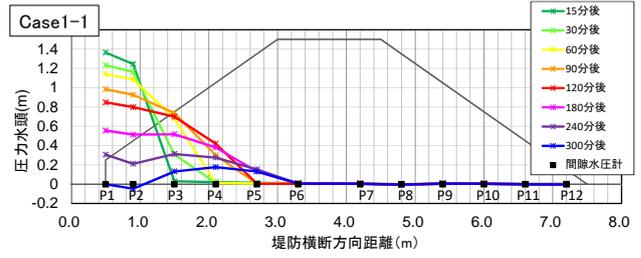


図-2.5 津波を想定した Step1 における圧力水頭の経時変化

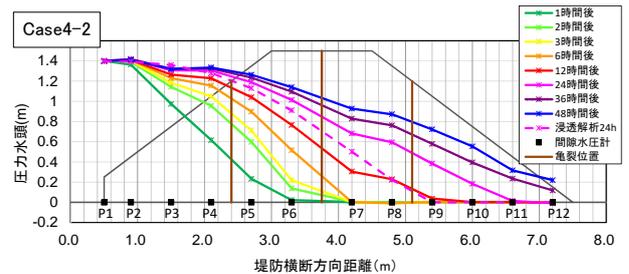
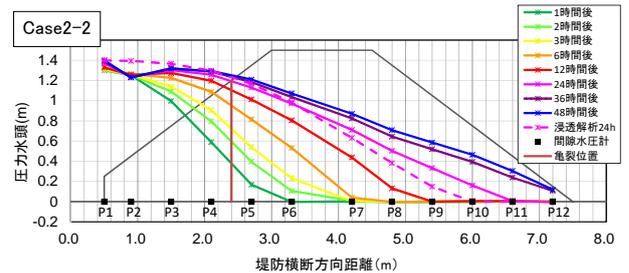
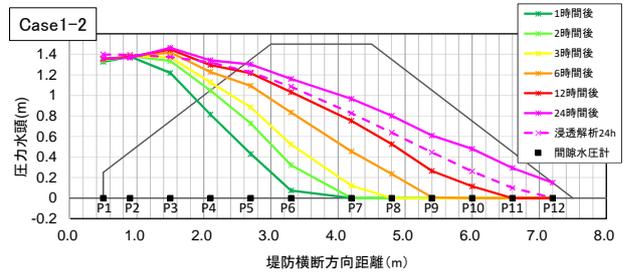


図-2.6 洪水を想定した Step2 における圧力水頭の経時変化

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-2.4 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、一定の傾向が認められなかった。

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が認められなかった。

## 2.4 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-2.5 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い結果となっている。また、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、川表のり面に亀裂を設けた 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川裏のり面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-2.6 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常浸透流解析を行ったところ、図-2.6 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。

## 3. 地震後の堤防のゆるみに関する考察

### 3.1 はじめに

地震後の堤防機能に影響を与える要因としては、前章で検討した亀裂のほか、堤体のゆるみの影響が考えられている。ここで、「ゆるみ」の具体的な力学指標としては有効応力の低下と密度の低下が考えられ、特に密度低下については、堤防の透水性を高め、堤防機能の低下をもたらす可能性が考えられる。

地震前後での盛土の密度変化を詳細に調べた事例はほとんどないが、土木研究所が過去に実施した動的遠心模型実験<sup>1)</sup>において、加振前後での堤体の密度分布を測定した事例があることから、そのデータの分析を通じて地震後における堤体のゆるみの生じ方やその傾向について考察する。

### 3.2 遠心力模型実験の概要

実験は、堤体の液状化による被災状況の再現を目的とし、層厚8mの粘性土層の上に築堤された高さ5mの堤防を想定して50Gの遠心力場の下で実施されたものである。模型概要を図-3.1に示す。

ここでは、地震後の堤体のゆるみに関して、堤体の密度変化に着目していることから、一連の実験ケースのうち、加振の有無以外の条件が等しい Case2-1 及び Case2-8 の結果を用いて考察する。Case2-8 では、堤体下部を飽和させた状態で盛土荷重による粘性土層の圧密を完了させた後、レベル2地震動相当の地震動による加振が行われている。また、Case2-1 は、Case2-8 と同一条件で盛土荷重による粘性土層の圧密を完了させた後、加振を行う

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

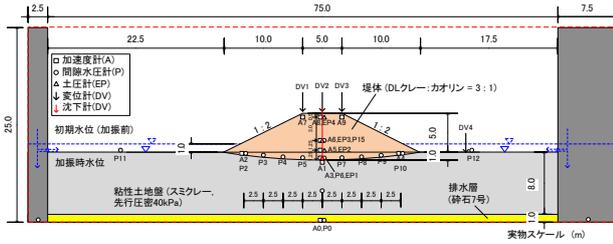
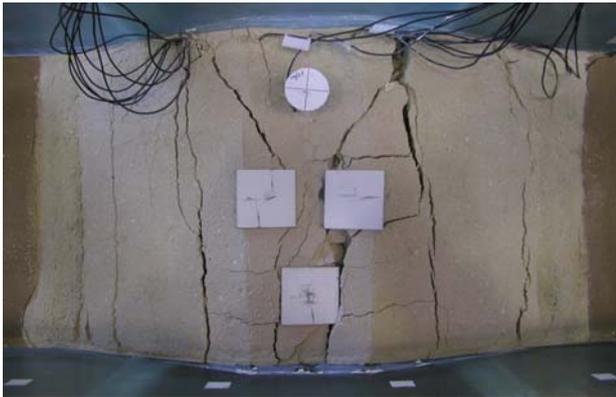
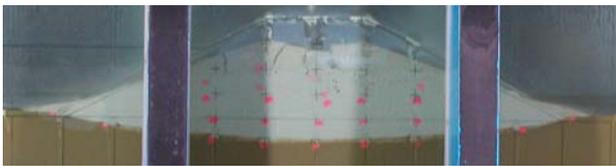


図-3.1 模型概要図 (Case2-1、2-8)



(a) 天端～のり面



(b) 横断面

写真-3.1 Case2-8 における加振後の状況

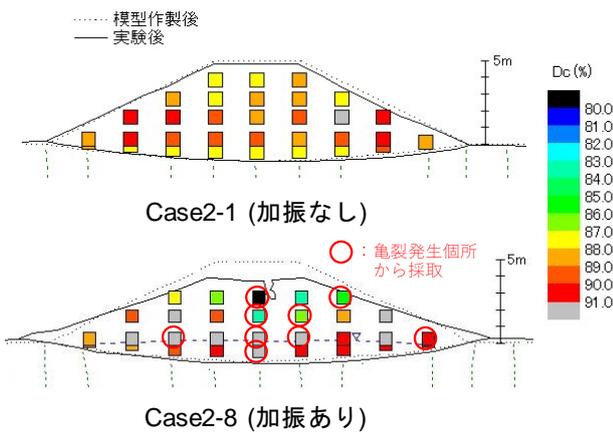


図-3.2 堤体内の締固め度  $D_c$  の分布

ことなく実験を終了したケースである。

いずれのケースにおいても、盛土材料には DL クレーとカオリンを乾燥重量比 3:1 で配合した材料を使用し、

締固め度  $D_c = 90\%$  を目標として作製している。盛土模型は、軟弱な粘性土層上でも所定の形状と密度を確保できるように、木枠内で密度管理を行いながら湿潤締固めによりあらかじめ作製した後、冷凍庫で凍結させて土槽内に設置されている。各実験の開始前には、盛土内部が凍結していないことを確認している。

両ケースにおいて、実験後に小型コアカッター (内径 17.3mm、高さ 20mm) を用いて、堤体の横断面内で採取された計 32 点の試料について密度測定を行っている。

3.3 実験結果および堤体のゆるみに関する考察

加振を行わなかった Case2-1 では、圧密沈下を生じさせたものの、実験後の盛土表面にはほとんど亀裂が生じていなかった。これに対し、加振を行った Case2-8 では、写真-3.1 から分かるように、天端およびのり面に縦断亀裂が生じており、土槽側面から目視確認される限りでは、堤体の上部 1/3 程度の深さまで到達している。また、加振によって堤防天端に 1.1m 程度の沈下が生じるとともに、各のり尻に 1.0~1.5m 程度ずつの残留水平変位が生じた。

次に、実験後に採取された試料の乾燥密度  $\rho_d$  を締固め度  $D_c = (\rho_d / \rho_{dmax}, \rho_{dmax} : \text{最大乾燥密度})$  に換算し、堤防横断面内にプロットしたものを図-3.2 に示す。

加振を行わなかった Case2-1 における締固め度  $D_c$  の範囲は概ね 87~91% であり、盛土の天端付近および底面付近にやや密度が低い領域が分布することが特徴的である。その原因としては、模型作製時に生じた密度の非一様性のほか、遠心力载荷時に生じた盛土の側方変形の影響、遠心力除荷時に生じる粘性土層の吸水膨張 (リバウンド) の影響等が考えられる。

一方、加振を行った Case2-8 では、盛土上部において締固め度  $D_c$  が 85% 以下と小さい箇所が存在することが特徴の一つとして挙げられる。ただし、図中に赤い○印を付したのは、試料採取位置の盛土に亀裂が生じていたことが採取前の時点で目視確認された箇所であり、特に亀裂が大きく開口した盛土上部において、亀裂による空隙が密度の測定値に影響を及ぼした可能性が高い。すなわち、盛土上部の密度低下は亀裂の発生そのものを表している可能性もあるため、堤防機能の低下につながる亀裂以外の要因として「ゆるみ」の影響を考慮する必要性の有無については、さらなるデータを蓄積した後に再考することが必要であると考えられる。

もう一つの特徴的な傾向として、締固め度が概ね 90% 以上と大きな値を示す領域が盛土下部に広く分布していることが確認される。これは、加振による繰返しせん断を受けることで負のダイレイタンス (体積収縮) が累

積したことによるものと考えられる。これは、地震後の高水による川表のり面からの浸透流の流速を定性的には低下させる効果をもたらすものであるため、少なくとも堤防機能の低下をもたらすことはないと考えられる。

#### 4. 地震による堤防の側方変位量の推定精度に関する検討

##### 4.1 検討の概要

河川堤防の地震後の浸透性能については、地震後の堤防の亀裂等の状態を直接的に予測するとともに、地震後に堤体に生じる亀裂等による浸透性能への影響を明らかにできれば、確度の高い評価が可能と考えられる。しかし、過去の大規模な地震による堤防の亀裂等の状態は、土質の違いや築堤履歴、堤体内水位、宙水等の要因が複雑に関係している。また、河川堤防は長大な延長を有することから、実務的に亀裂等の評価を実施するには、極力簡便な手法であることが望ましい。これらに鑑みると、今日の調査・解析技術の下で、堤防の亀裂の発生状況を直接的に事前に予測することは極めて困難であると考えられる。

そこで、本検討では、地震後に発生する亀裂等の程度を表す指標として、堤防の側方変位量に着目することとした。これは側方変位量と亀裂等の発生状況は相関があると考えられるためである。また、地震後の側方変位量の予測手法としては、現在、堤防の耐震性能照査に実務的に用いられている有限要素法に基づく自重変形解析手法（以下、ALID とする）を用いることとした。

##### 4.2 有限要素法に基づく自重変形解析の概要

東北地方太平洋沖地震による堤防被災事例を中心に、ALID による堤防天端の沈下量の再現性について過年度に検証している<sup>2)</sup>ことから、同様に側方変位量についても、被災の実測値と解析値の整合性についての検討を行った。

ただし、堤防沈下量の検証時は、全国の27箇所を対象に行っているが、今回の側方変位の検討では、27箇所のうち、側方変位量が被災報告書等で明確に記録されている箇所を対象とした。検討を行った箇所は、東北地方太平洋沖地震で被災した11箇所と平成12年鳥取県西部地震で被災した1箇所、合計12箇所について検討を行った。

検討を行った堤防の諸元及び地震後の状況については表4.1（堤防高、天端幅、のり面勾配（川表のり面・川裏のり面）、天端沈下量（最大値）、側方変位量（最大値））に示す。

検討にあたり、ALID に用いた堤防及び基礎地盤の物

表-4.1 検討断面諸元

箇所 No.	堤防高	天端幅	のり面勾配 (川表・川裏)		地震後の 天端沈下量	地震後の 側方変位量
1.	4.8m	5.5m	4.0	3.1	2.4m	10.8m
2.	5.6m	3.6m	4.5	2.9	2.1m	9.2m
3.	3.5m	2.9m	2.2	2.8	1.2m	1.7m
4.	4.7m	4.1m	3.6	5.7	1.1m	7.0m
5.	5.9m	2.9m	1.9	2.8	1.5m	1.5m
6.	3.1m	8.2m	2.4	2.5	1.4m	5.2m
7.	3.5m	7.0m	2.0	1.8	2.0m	3.7m
8.	5.3m	5.5m	4.7	2.2	1.5m	3.0m
9.	7.0m	4.3m	4.7	3.7	0.6m	2.1m
10.	4.8m	4.3m	3.0	3.6	0.15m	0.4m
11.	7.1m	5.1m	3.2	3.6	1.9m	1.7m
12.	2.6m	5.6m	2.6	1.5	1.4m	1.2m

性値や地下水位面等については、過年度に実施した堤防沈下量の検証時と同一の条件とした。

#### 4.3 自重変形解析の結果

##### 4.3.1 解析結果の整理の方法

解析結果の整理については、次の2通りで実施した。

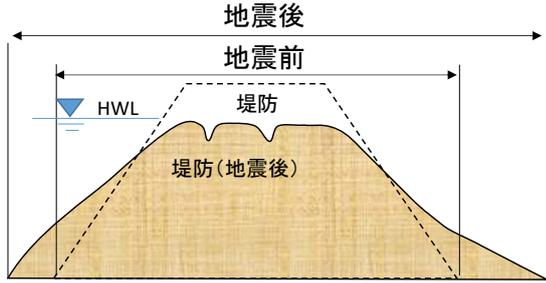
- ①両のり面の側方変位量を合算して整理する方法
- ②川表・川裏のり面を別々のり面として整理する方法

これら2通りの整理方法のイメージを図4.1に示す。両のり面の側方変位量を合算した整理とは、地震前の両のり尻位置と地震後の両のり尻の差である。一方、各のり面（川表のり面、川裏のり面）を別々のり面として整理する方法とは、地震前の川表のり尻位置と地震後ののり尻位置の差、地震前の川裏のり尻位置と地震後ののり尻位置の差、それぞれを別々のり面として扱っている。

次に、解析結果の側方変位量については、“のり尻部分”の変位量が堤防天端の亀裂等の発生状況に影響すると仮定し、“のり尻部分”の変位量を代表値として整理を行った。ここで、“のり尻部分”の変位量とは、のり尻から堤防高の1/3の高さの範囲にある節点の平均値（のり尻は除く）と設定した。具体的には、図4.2に“のり尻部分”の変位量の代表値の求め方を図示する。

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

■ 堤防全体の側方変位を評価  
(堤防の側方変位量 = 地震後 - 地震前)



■ 各のり面(川表・川裏)で側方変位を評価  
(川表の側方変位量 = 川表の地震後 - 地震前)  
(川裏の側方変位量 = 川裏の地震後 - 地震前)

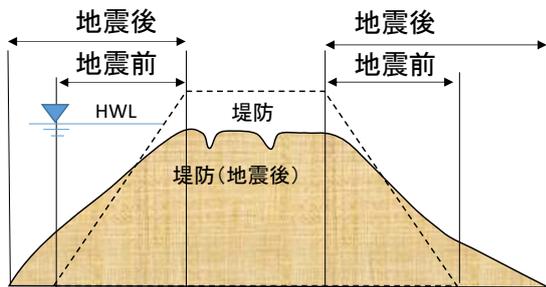


図-4.1 整理の方法のイメージ

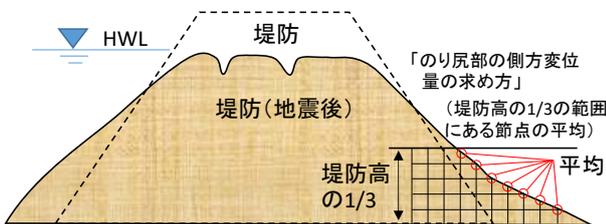


図-4.2 “のり尻部分”の変位量の代表値の求め方

なお、解析結果の側方変位量の整理については、以下の4つのパターンでも実施したが、いずれのパターンも大差はなく、同様の傾向であった。

- ・パターン①：のり尻より一つ上の節点の値
- ・パターン②：全節点値の最大値
- ・パターン③：のり尻を除いた全節点の平均値
- ・パターン④：のり尻から堤防高までの1/3の範囲にある節点の最大値

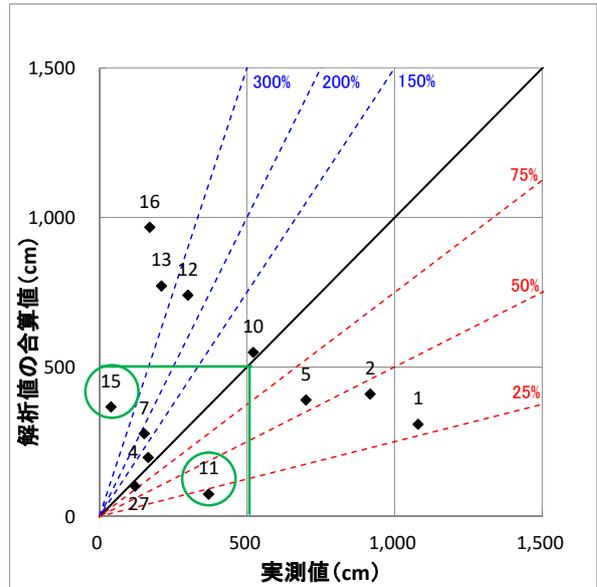
4.3.2 解析結果と実測値の整理

まず、両のり面の側方変位量を合算して整理する方法で整理した結果を図-4.3 (a) に示す。

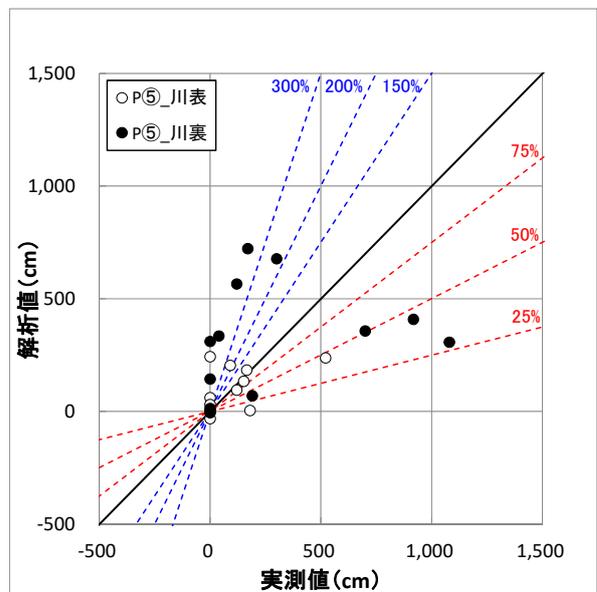
図-4.3 (a) に示すとおり、解析結果は、実測値と比較して、約25%~約300%の精度であった。

次に川表・川裏のり面を別々ののり面として整理する方法で整理した結果を図-4.3 (b) に示す。こちらも、堤防全体の場合と同様に、ALID による解析結果は、実測値と比較して約25%~約300%の精度であった。

今回用いた解析手法は、土の連続的な変形を仮定した有限要素法であるため、大規模に変形するケースで、特に5mを超えるような極めて大きな側方変位が生じるようなケースなど、適用の限界があると考えられる。



(a) 堤防全体の側方変位量と解析値



(b) 各のり面の側方変位量と解析値

図-4.3 解析値と実測値の整合性

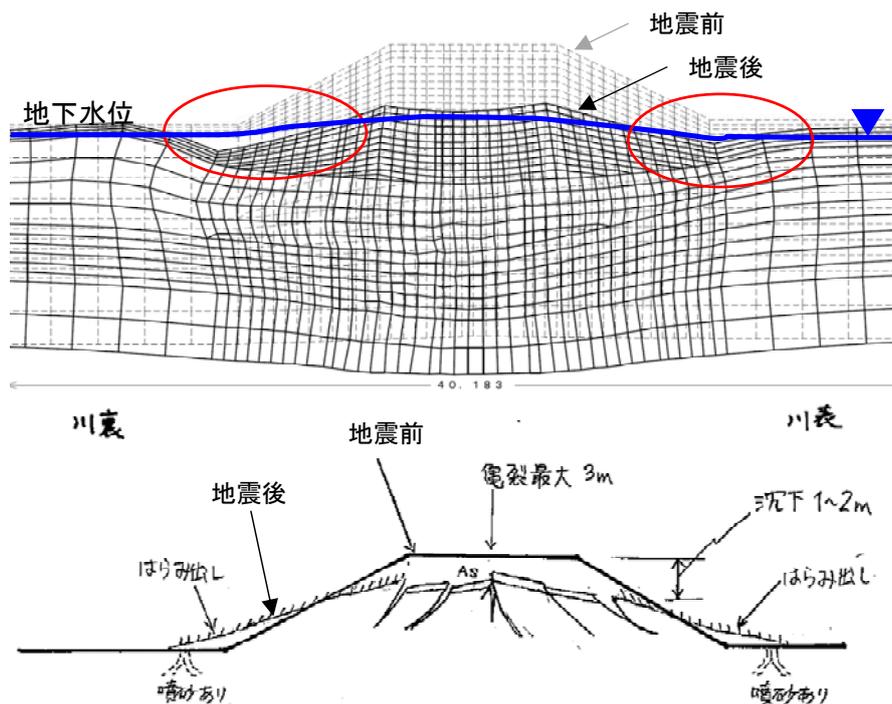


図-4.4 No. 11 箇所の解析結果（上段）と実測値（被災後のスケッチ）（下段）

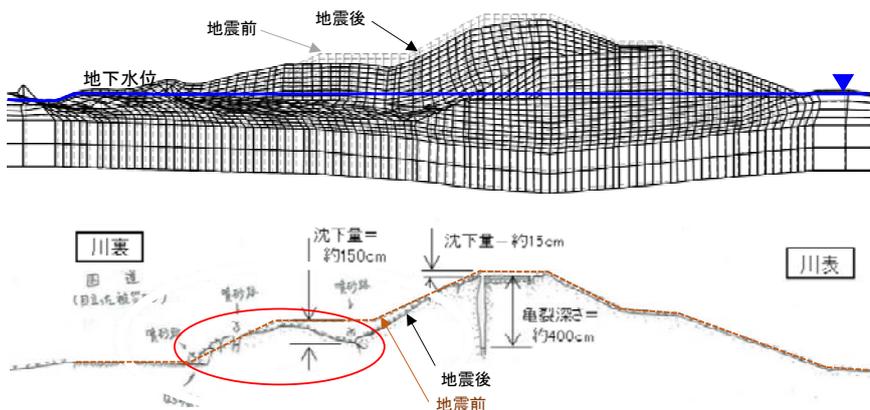


図-4.5 No. 15 箇所の解析結果（上段）と実測値（被災後のスケッチ）（下段）

### 4.3.3 解析結果の分析

4.3.2 を踏まえ、実際の側方変位量が5m以下の箇所を対象にして、ALIDによる解析値と実測値が大きく異なる（解析値が25%以下あるいは300%を超える）箇所について分析を行うこととする。

分析の対象となる箇所は、図-4.3 (a) に丸で囲む、No.11とNo.15の2箇所となる。ここで、No.11およびNo.15の実測値（被災後のスケッチ）とALID解析の結果を、図-4.4、図-4.5に示す。

まず、過小評価となったNo.11の被災は、基礎地盤の液状化と堤防下部の液状化による堤防の側方流動により、堤防の沈下と天端等に亀裂が発生したと考えられる。一

方、ALIDの解析結果を見ると、液状化層の深い層の流動が実際よりも大きいことが尻（赤丸で囲む箇所）付近で沈み込むような形状となった。実際には、基礎地盤表層の液状化により側方に流動したが、ALIDの解析上ではそのようなモードにはならず、鉛直方向に沈むような結果となったことが、過小評価につながったものと考えられる。

次に過大評価になったNo.15の被災は、基礎地盤の液状化と堤防下部の液状化により、川裏のり面が変状したものと推定されるが、川裏のり面のり部の堤体の液状化による変形（図中の赤丸）が支配的であった。一方、ALIDの解析結果を見ると、基礎地盤の液状化による大きな流動が生じたことが過大評価になったものと考えられる。

これらに対応するには、深い位置の液状化層や地表面付近の液状化層のモデル化、地下水位の設定などの精度向上が必要と考えられる。

## 5. 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の損傷にとどめるための耐震性評価技術・対策技術を開発することを目的としている。平成28年度から平成30年度までの取り組みによって得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 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の浸透実験を行った。浸透実験による知見を示す。
  - ・川表のり面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

#### 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

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、土の自立性や耐侵食性が異なる場合は、このような閉塞効果が期待できない可能性が考えられる点に注意が必要である。

- 天端および川裏のり面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働破壊が生じ、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必要がある。
  - 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浸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。
- 2) 堤防の浸透機能に与える影響要因の1つである堤体のゆるみについて、過去の動的遠心模型実験において、加振前後の堤体内の密度分布を計測した事例を分析した。分析の結果得られた知見は以下のとおりである。
- 加振後の盛土下部には、密度が増加する領域が分布する。これは、加振による繰返しせん断を受けることで負のダイレイタンス（体積収縮）が累積したことによるものと考えられる。これは、地震後の高水による川表のり面からの浸透流の流速を定性的には低下させる効果をもたらすものであり、少なくとも堤防機能の低下をもたらすことはないと考えられる。
  - 加振を行ったケースでは、盛土上部において締固め度  $D_c$  が85%以下と小さい箇所が存在する。ただし、この密度低下は亀裂の発生そのものを表している可能性もあるため、堤防機能の低下を考慮する必要性の有無については、更なるデータを蓄積した後に再考することが必要である。
- 3) 亀裂との相関が高いと考えられる堤体の側方変位量について、実測値と実務的に用いられる河川堤防の地震時地盤変形解析手法（ALID）によって算出される解析値の整合性を検討した。その結果として得られた知見は以下のとおりである。
- ALID による側方変位の解析結果は、バラつきが大きく、実測値と比較して約25%～約300%の精度であった。
  - ALID による予測精度の向上には、深い位置の液状化層や地表付近の液状化層のモデル化、地下水位などの検討が必要である。

- 側方変位量と亀裂等の相関関係の整理については、今後の検討課題であるとともに、側方変位量と堤防機能の関係について、今後検討が必要である。

#### 参考文献

- 1) 荒木、谷本、石原、佐々木：堤体の液状化に及ぼす堤体密度の影響、河川技術論文集、第20巻、pp.497-502、2014.6
- 2) 脇中、石原、佐々木：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、pp1643-1644、2014.7

### 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（1）

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】

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。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適切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。

本研究における平成 28～30 年度の取り組みとして、熊本地震で得られた鉛直アレー記録に基づく実地盤の液状化強度の推定、土の原位置液状化強度を直接的に評価することを目的とした原位置液状化試験法（振動式コーン）に関する機器製作および室内土槽実験による適用性検証、液状化抵抗率  $F_L$  と関連付けつつ多様な土の液状化挙動を表現できる土の繰返しせん断モデルの試作および試算を行った。

キーワード：液状化判定、耐震設計、原位置液状化試験法、液状化抵抗率  $F_L$ 、繰返しせん断モデル

#### 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適切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。

本研究における平成 28～30 年度の取り組みとして、熊本地震で得られた鉛直アレー記録に基づく実地盤の液状化強度の推定、土の原位置液状化強度を直接的に評価することを目的とした原位置液状化試験法（振動式コーン）に関する機器製作および室内土槽実験による適用性検証、液状化抵抗率  $F_L$  と関連付けつつ多様な土の液状化挙動を表現できる土の繰返しせん断モデルの試作および試算を行った。

#### 2. 鉛直アレー記録に基づく実地盤の液状化強度の推定

##### 2.1 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<sup>1)2)</sup>と液状化強度曲線の同定手法<sup>3)</sup>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。

##### 2.2 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-2.1 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、それ以深に比較的硬質な洪積層 (Dvs、Dc、Dg) が存在することが特徴である。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。

### 2.3 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-2.2 に示す。天端記録に着目すると、前震では地表最大加速度  $PGA = 233\text{gal}$ 、地表最大速度  $PGV = 48\text{cm/s}$ 、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。

### 2.4 地中せん断応力の評価

川口ら<sup>1)</sup>は、地表で加速度記録  $\ddot{u}_s$  が得られている場合の地中せん断応力  $\tau$  の簡易推定法として、次式を提案している。

$$\tau = F_r \ddot{u}_s \cdot (\sigma_v / g) \quad (2.1)$$

$$F_r(\omega) = \begin{cases} F_{r0}(\omega) & (\omega \leq \omega_{rev}) \\ [F_{r0}(\omega_{rev})] \cdot \exp[-i \cdot \phi_{F_r0}(\omega)] & (\omega_{rev} < \omega) \end{cases}$$

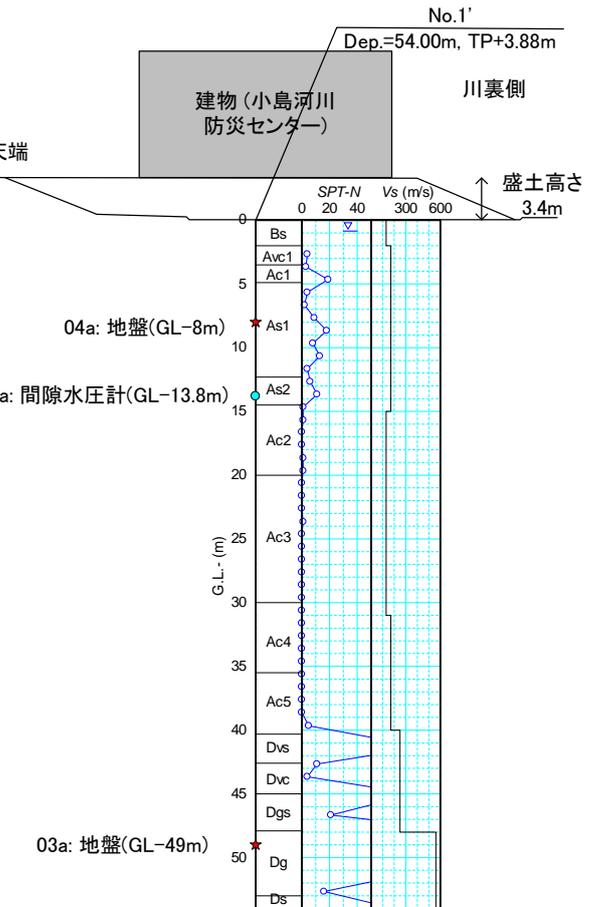


図-2.1 白川（小島）観測所の概略断面図

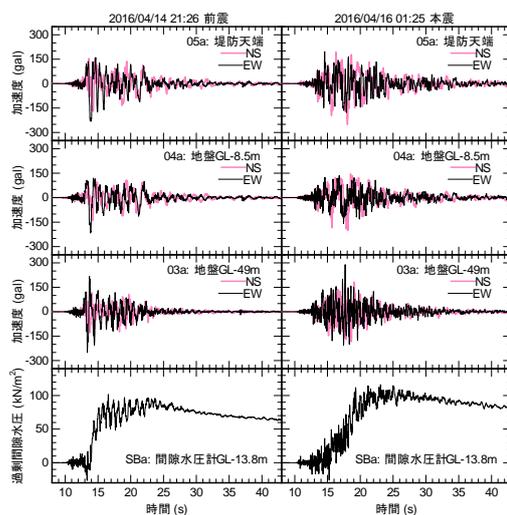


図-2.2 地震動及び間隙水圧の記録

$$F_{r0}(\omega) = \frac{\sin \omega z / c_s \cdot AVS^*}{\omega z / c_s \cdot AVS^*} \quad (2.2)$$

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、 $\alpha_r$ は有効上載圧、 $g$ は重力加速度、 $\omega$ は円振動数、 $\omega_{ev}$ は位相反転時の円振動数、 $z$ は深さ、 $AVS$ は複素平均S波速度、 $i$ は虚数単位であり、 $|$  および  $\phi$  はそれぞれ振幅成分および位相成分を表す。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<sup>2)</sup>により算出した。

$$c_v = \sqrt{1 + (PGV/V_r)^2} - PGV/V_r, \quad V_r = 4AVS \cdot \gamma_r \quad (2.3)$$

$$h = h_{max} (1 - c_v^2) \quad (2.4)$$

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。 $\gamma_r$  は表層地盤全体の平均的な基準ひずみであり、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ブッシュオーバー解析<sup>2),4)</sup>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(2.1)~(2.3)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。 $c_v$ 、 $h$ 、 $\gamma_r$  等のパラメータの計算結果を表-2.1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基準ひずみが大きめ ( $\gamma_r = 0.275\%$ ) となっていることによると考えられる。

式(2.1)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-2.3に示す。水圧計設置深度の  $r_d$  は、岩崎ら<sup>5)</sup>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。

### 2.5 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<sup>3)</sup>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-2.4に、それが得られたときの  $R_u$  の時刻歴を図-2.5に示す。なお、水圧計設置深度の  $N$  値は6ないしは11であ

表-2.1 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 $\gamma_r$ (%)	0.275		〃
S波速度低下率 $c_v$	0.760	0.728	〃
減衰定数 $h$ (%)	8.45	9.39	〃

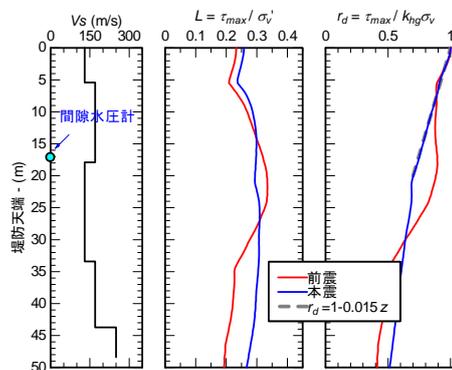


図-2.3 地震動および間隙水圧の記録

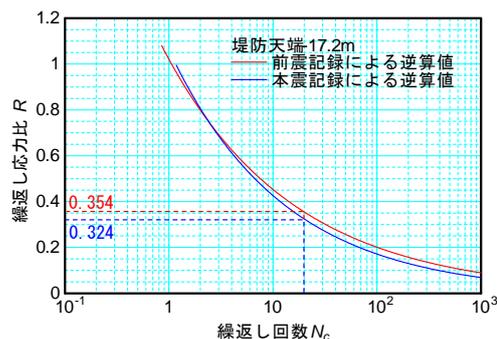


図-2.4 観測記録から逆算された液状化強度曲線

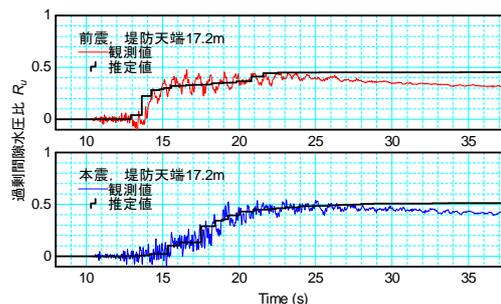


図-2.5 最適な液状化強度曲線から推定された過剰間隙水圧比  $R_u$  の時刻歴

り、これらから佐々木ら<sup>6)</sup>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の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。

## 2.6 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。

## 3. 原位置液状化試験法の検証

### 3.1 はじめに

不攪乱試料とその再構成試料では、繰返しせん断に伴う負のダイレイタンスの累積量が異なる一方、微小ひずみ域の剛性やせん断強度の差異は必ずしも大きくない場合があることが明らかにされつつある<sup>7)</sup>。こうした実験事実に基づくと、年代効果を有する土の液状化特性を適切に評価する上では、室内試験に供する試料のサンプリング技術の向上、あるいは、原位置において直接的に液状化抵抗を評価することのできる原位置試験法の開発が技術課題であると言える。そこで、本研究では、原位置液状化試験法の一つとして考えられる振動式コーンの試作および室内土槽実験による適用性検証を行っているところである。以降では、振動式コーンの室内土槽実験を行った結果について報告する。

### 3.2 振動式コーンの機器概要

製作した振動式コーンのプローブの概要を図-3.1に示す。これは、地盤への静的圧入を想定し、プローブ先端にコーンポイント<sup>①</sup>を有している。また、プローブ内には、地中でプローブを振動させるために振動部<sup>⑥</sup>、振動中の先端荷重、間隙水圧、加速度、振動部の回転周波数を計測するために荷重計<sup>③</sup>、間隙水圧計<sup>④</sup>、加速度計<sup>⑤</sup>、パルス計<sup>⑦</sup>を



図-3.1 振動式コーンのプローブの全体概要

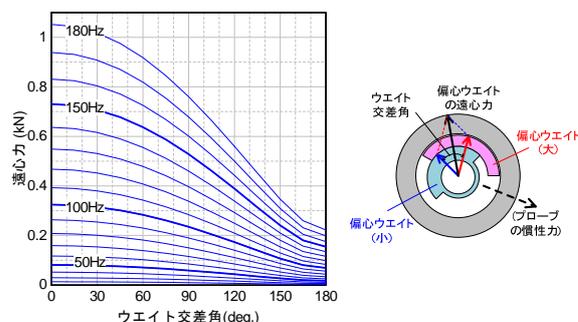


図-3.2 偏心ウェイトの交差角、回転周波数と遠心力の関係

搭載している。

振動部には偏心ウェイトを搭載し、これをプローブ軸周りに回転させることでプローブに水平方向の振動を生じさせ、これによってプローブの周辺地盤に繰返しせん断を直接与えるものである。図-3.2に示すように、偏心ウェイトは大小の二重構造としており、それらの交差角と回転周波数を独立制御することで、任意の遠心力と回転周波数の組合せを設定できる機構としている。なお、加速度計は、非回転部に設置しており、プローブの水平1成分の加速度を測定できる。

なお、原位置で地盤を液状化させる上では、非排水条件を確保(浸透流を遮断)することが難しいことから、この問題を解決するため、振動式コーンの加振周波数帯域を20~180Hzと高めに設定することで、繰返しせん断速度(水圧上昇速度)を高めることとした。これにより、周辺地盤のひずみ速度は地震時に比べて10倍以上となるが、動的遠心力模型実験における加振周波数帯域も数十~数百Hzであることを考えると、この加振周波数により土の液状化挙動が特異なものとなるとは考えにくい。

### 3.3 実験方法

剛土槽内に作製した模型地盤に対して一連の実験を行った。実験では、次の3種類の方法で載荷を行った。

- 静的貫入：振動させずに一定速度で貫入
- 振動貫入：一定の回転周波数で振動させながら、貫入速度 1cm/sec で貫入
- 定点振動：所定の深度まで静的に貫入し、一定深度で固定し、遠心力を漸増させながら振動

いずれの手法においても、実験時のデータ収録は10kHzのサンプリング周波数でデータ収録を行った。

回転周波数については、モーターに設置したパルス計による計測値と、加速度波形のComplex Envelopeから算出した瞬間周波数の2種類を抽出し、遠心力についても2種類の周波数から算出した。なお、データ整理にあたっては、パルス計の計測精度と加速度波形が受ける電源ノイズの影響を考慮して、120Hz未満はパルス計計測値、120Hz以上は加速度波形から算出した瞬間周波数を用いた。遠心力は、二重偏心錘の大小の錘それぞれについて、重心距離と回転周波数から個別に遠心力を算出し、二つの錘の交差角度に応じた合力として算出した。また、得られた加速度波形を2回積分することで変位を求めた。

先端抵抗、間隙水圧、回転周波数、遠心力については0.1sごとの平均値、加速度及び変位については0.1sごとの最大・最小値を抽出してデータ整理を行った。

模型地盤内には実験時の地盤内の加速度、過剰間隙水圧を計測するため、加速度計、間隙水圧計を設置しており、地盤内の計測結果についても同様に、間隙水圧については0.1sごとの平均値、加速度については0.1sごとの絶対値の最大値を抽出してデータ整理を行った。

### 3.4 振動貫入による実験

#### 3.4.1 実験概要

図-3.3に模型地盤の平面図と振動貫入を行った貫入位置を示す。幅1.3m×奥行1.3m×高さ1.0mの剛土槽内に作製した層厚0.85mの模型地盤に対し、振動貫入による一連の実験を行った。地盤材料は宇部珪砂6号(土粒子の密度 $\rho_s=2.647\text{g/cm}^3$ 、50%粒径 $D_{50}=0.29\text{mm}$ 、最大間隙比 $e_{max}=1.014$ 、最小間隙比 $e_{min}=0.594$ )であり、case1:緩詰め( $Dr=39\%$ )と、case2:密詰め( $Dr=77\%$ )の2種類の飽和砂地盤模型を作製した。

また、模型地盤内の加速度計、間隙水圧計は、図-3.3に示すA1~6、P1~6の位置において、G.L.-0.15m、0.45m、0.75mの深度に設置した。

振動貫入による実験ケースは表-3.1に示すとおりであり、表中の貫入位置は図-3.3中の貫入位置に対応する。

#### 3.4.2 実験結果

緩い砂における静的貫入と、回転周波数・遠心力が異なる振動貫入の結果を図-3.4に、ケース1-1における地盤内の間隙水圧を図-3.5に示す。図-3.5中のP1~P6は図-3.3の間隙水圧計の配置に対応する。図-3.4より、振動貫入では静的貫入よりも先端抵抗が小さくなっており、強い振動を与えるほど先端抵抗が小さく、加速度・変位振幅が大きくなる傾向がみられた。振動貫入ではいずれのケースも、地表面に水が滲出する様子が目視で確認さ

表-3.1 振動貫入による実験ケース一覧  
(上: case1、下: case2)

ケース No.	貫入位置	载荷方法	遠心力 (kN)	回転周波数 (Hz)	貫入速度 (cm/s)
1-1	②	振動貫入	0.51	130	1.0
1-2	④	振動貫入	0.18	77	1.0
1-3	⑩	静的貫入	-	-	1.0
1-6	⑫	振動貫入	0.16	128	1.0
1-7	⑨	振動貫入	0.51	130	1.0
1-8	⑪	振動貫入	0.06	75	1.0
1-9	⑥	振動貫入	0.12	110	1.0
1-12	⑭	振動貫入	0.31	100	1.0
1-13	⑮	振動貫入	0.16	83	1.0
1-14	⑧	振動貫入	0.16	105	1.0

ケース No.	貫入位置	载荷方法	遠心力 (kN)	回転周波数 (Hz)	貫入速度 (cm/s)
2-2	④	振動貫入	0.08	50	1.0
2-10	⑬	静的貫入	-	-	1.0
2-12	①	振動貫入	0.34	105	1.0
2-13	③	振動貫入	0.16	70	1.0
2-14	⑤	振動貫入	0.23	85	1.0
2-15	⑦	振動貫入	0.16	128	1.0
2-17	⑪	振動貫入	0.62	140	1.0

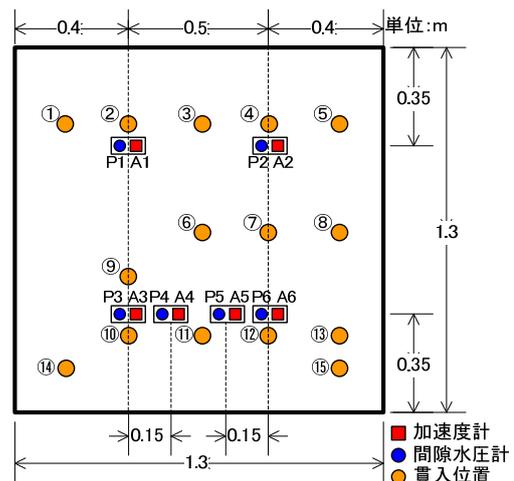


図-3.3 模型地盤平面図と振動貫入による貫入位置

れたことから、振動貫入に伴う先端抵抗の低下は間隙水圧の上昇(有効応力の低下)によるものと考えられる。図-3.5からは、貫入直後より土槽全域で1kPa程度の水圧の上昇が確認された。プローブ周辺の局所的な水圧上昇は、プローブから水平方向に3cm程度の位置の間隙水圧計P1でのみ確認された。特に、ケース1-1では先端抵抗が全深度にわたってほぼ零となり、液状化が生じたものと考えられるが、図-3.5(b),(c)に示すG.L.-0.45m、0.75mの位置で計測された過剰間隙水圧は最大でも初期有効上載圧 $\sigma_{v0}$ の40%程度であったことから、液状化の発生範囲はプローブ周囲の3cm程度以内と極めて限定的であったと考えられる。この傾向は、振動の強さによる程度の差はあるが、緩い砂地盤の他のケースにおいても

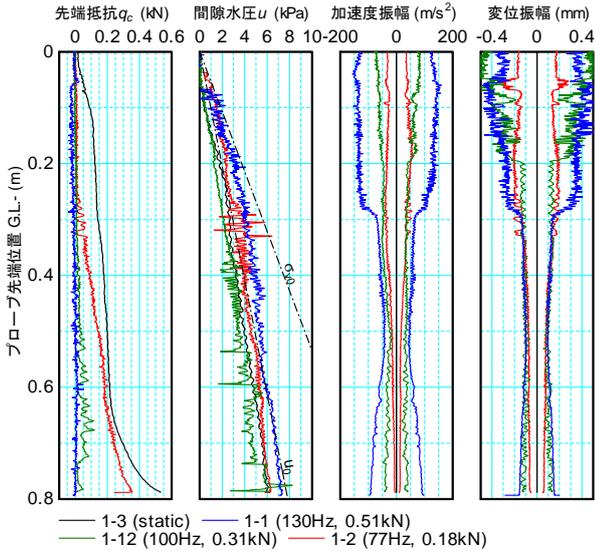


図-3.4 周波数、遠心力の異なる実験結果 (緩い砂)

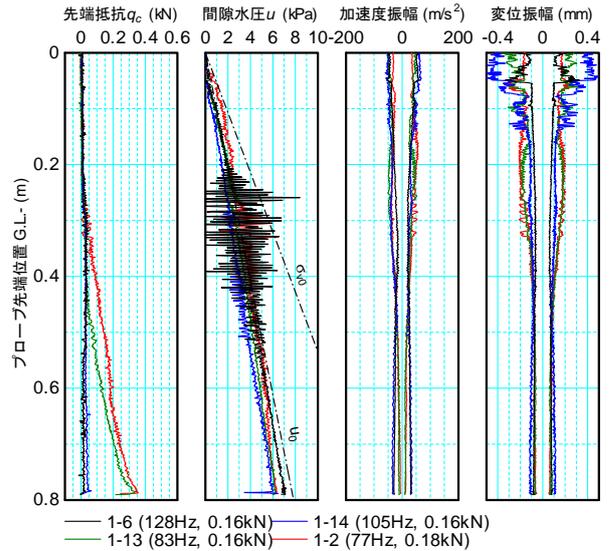


図-3.6 遠心力が同程度で周波数の異なる実験結果 (緩い砂)

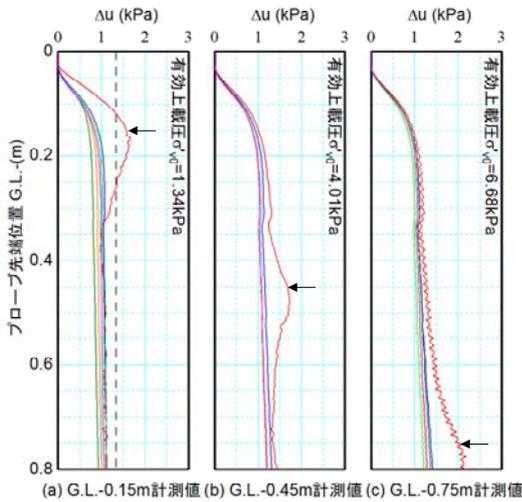


図-3.5 地盤の過剰間隙水圧 (case1-1、図中の矢印は水圧計位置)

概ね確認された。また、図-3.4に示すプローブ先端で測定された間隙水圧は、ケース1-1のG.L.-0.2m以浅を除き、いずれのケースにおいても、静水圧  $u_0$  程度であった。

次に、遠心力が同程度で回転周波数を変えた振動貫入の結果を図-3.6に示す。この結果から、回転周波数が高いほど先端抵抗が小さく、加速度・変位振幅が大きくなる傾向が確認された。また、図-3.6に示した一連のケースにおいても、プローブ先端の間隙水圧は概ね静水圧  $u_0$  程度であった。

密な砂地盤での実験結果を図-3.7に示す。密な砂地盤においても、振動貫入により先端抵抗が小さくなることが確認された。また、与える振動を強くするほど先端抵抗が小さく、加速度・変位振幅が大きくなる傾向も確認された。なお、間隙水圧については、水圧計の故障のた

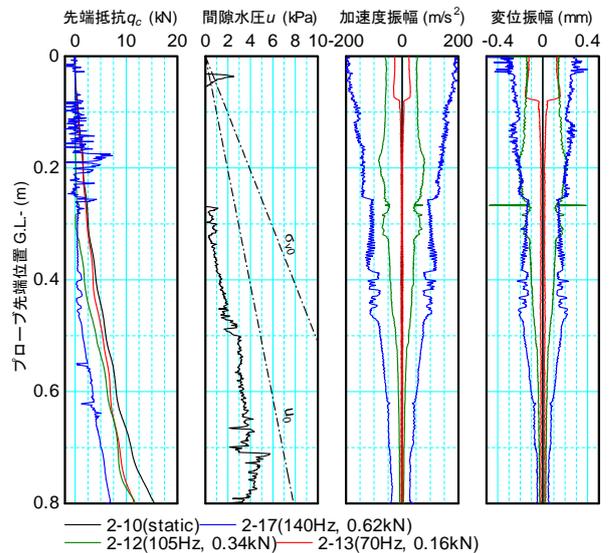


図-3.7 周波数、遠心力の異なる実験結果 (密な砂)

め、有意なデータを取得できなかった (図-3.7中にはケース2-10の結果のみ記載)。ここでは図示していないが、地盤の過剰間隙水圧の測定結果では、コーン貫入に伴い地盤全体で負の過剰間隙水圧が生じていた。実験中には、コーン貫入に伴い、瞬間的に表面が乾く様子が確認されたことから、正のダイレイタンスが生じていたと推察される。

振動貫入による実験結果では、緩い砂地盤 (case1)、密な砂地盤 (case2) とともに、特にG.L.-0.3m以浅で加速度振幅、変位振幅が安定しにくい傾向がみられた。これらは、深さ方向に振動強さが安定しなかったためと考えられる。このため、振動貫入においては、実験結果に誤差が生じる可能性が考えられる。

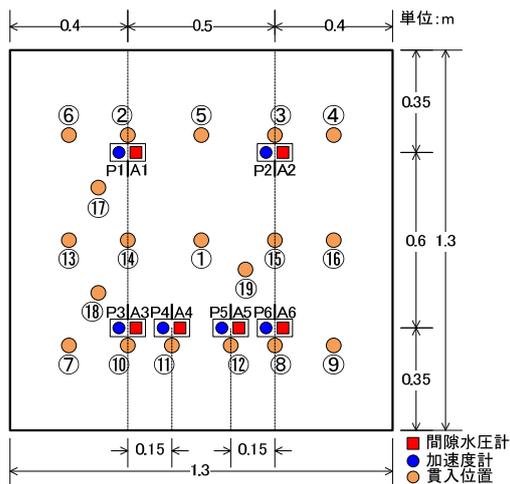


図-3.8 模型地盤平面図と定点振動による貫入位置

表-3.2 定点振動による実験ケース一覧  
(上: case3, 下: case4)

case	貫入位置	载荷方法	ウエイト 交差角 (°)
3-2	②	定点振動	0
3-8	⑧	定点振動	180
3-10	⑩	定点振動	0
3-12	⑫	定点振動	180

case	貫入位置	载荷方法	ウエイト 交差角 (°)
4-2	②	定点振動	0
4-3	③	定点振動	180
4-8	⑧	定点振動	90
4-9	⑨	定点振動	45
4-10	⑩	定点振動	135
4-11	⑪	定点振動	0
4-12	⑫	定点振動	180
4-16	⑯	定点振動	0
4-17	⑰	定点振動	180
4-18	⑱	定点振動	0
4-19	⑲	定点振動	0

### 3.5 定点振動による実験

#### 3.5.1 実験概要

図-3.8 に模型地盤の平面図と定点振動を行った貫入位置を示す。幅 1.3m×奥行 1.3m×高さ 1.5m の剛土槽内に作製した層厚 1.35m の模型地盤に対し、定点振動による一連の実験を行った。地盤材料は振動貫入を行った模型地盤と同様、宇部珪砂 6号であり、case3:緩詰め ( $D_r=37\%$ ) と、case4:密詰め ( $D_r=77\%$ ) の 2 種類の飽和砂地盤模型を作製した。

また、模型地盤内の加速度計、間隙水圧計は、図-3.8 に示す A1~6、P1~6 の位置において、G.L.-0.35m、0.65m、0.95m、1.25m の深度に計測した。定点振動による実験ケ

ースを表-3.2 に示す。表中の貫入位置は、図-3.8 の貫入位置に対応する。実験時のプローブ先端深度は、G.L.-0.7m、1.0m、1.3m の 3 深度を基本とした。回転周波数は 20Hz から段階的に増加させることとし、case3-2、3-8 では 5 秒ごとに約 20Hz ずつ、それ以外のケースでは 2 秒ごとに約 10Hz ずつ増加させた。

#### 3.5.2 実験結果

実験結果例として、case3-2 (緩い地盤) での計測結果を図-3.9 に示す。遠心力を漸増させていくと、あるタイミングで先端抵抗が低下しはじめ、最終的にほぼ零となることが確認された。また、先端抵抗が零となるタイミングで、間隙水圧がわずかに反応し、加速度・変位振幅が急激に大きくなっていることが確認された。

地盤内の加速度、間隙水圧について、case3-2 の貫入孔直近の A1 の各深度の加速度、P1 の各深度における過剰間隙水圧比を図-3.10 に示す。先端抵抗が低下し始めると、振動部付近の加速度がわずかに上昇し、過剰間隙水圧も反応していることが確認できる。

また、先端抵抗がほぼ零となったタイミングでは、プローブ先端付近において加速度、過剰間隙水圧比ともにピークを示している。

case3-2 では、過剰間隙水圧比は最大でも 0.3 程度と小さな値を示しているが、定点振動中に地表面に水が滲出してくる様子が確認されたこと、プローブ周辺地盤への振動の影響範囲がプローブのごく近傍に限定的であることを踏まえると、先端抵抗が零となるタイミングにおいて、プローブ先端近傍の地盤の間隙水圧上昇による剛性低下が生じたと考えられる。

#### 3.5.3 定点振動による原位置液状化強度の評価方法

##### (1) 偏心ウエイトの遠心力とプローブの慣性力

振動式コーンからの周辺地盤への作用外力について考える。図-3.11 は、室内土槽実験における偏心ウエイトの遠心力とプローブ慣性力の例である。これは、偏心ウエイトの交差角を一定として加振周波数を漸増させたものであり、遠心力はウエイト交差角と加振周波数 (パルス計による計測値または加速度波形から算出した瞬間周波数) に基づき図-3.2 の関係から算出したもの、プローブ慣性力はプローブに設置した加速度計の計測値にプローブ (図-3.1 の全体) の質量を乗じて算出した波形の振幅包絡線を示したものである。図-3.11 より、両者の値のオーダーは同程度であるものの、経時的な増減傾向は必ずしも一致しないことが分かる。この現象は、次のように解釈することができる。

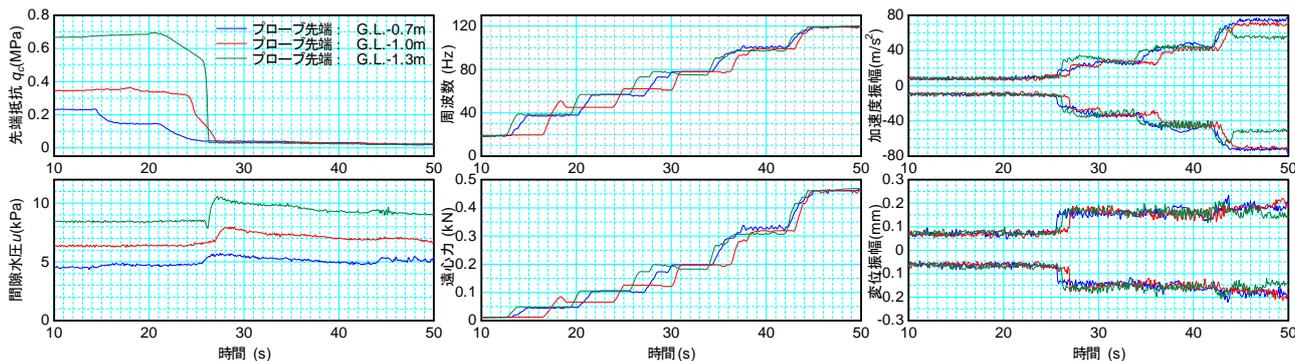


図-3.9 振動コーンの計測結果例 (case3-2)

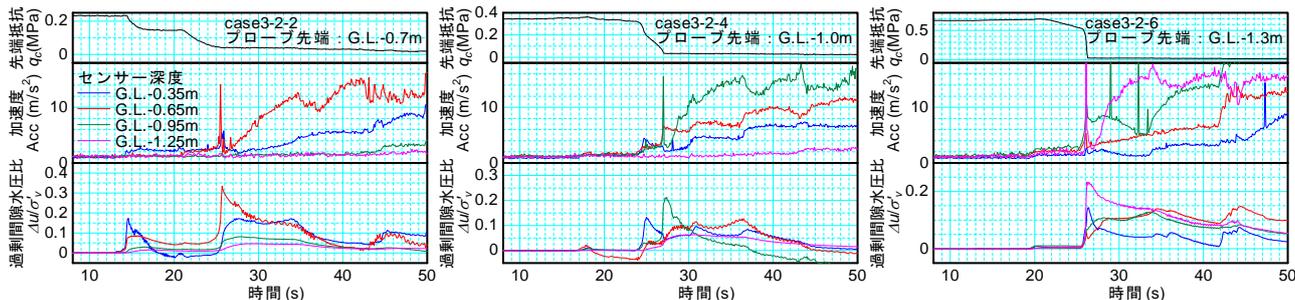


図-3.10 case3-2 での地盤内の加速度と過剰間隙水圧比

プローブの振動を、偏心ウェイトの遠心力 (入力動) に対する応答であると捉えると、その周波数応答特性 (固有振動特性) は、プローブの質量に起因する慣性力と、周辺地盤からの反力や接続したロッドからの曲げ抵抗等の復元力によって決定付けられる。したがって、偏心ウェイトの遠心力に対し、その応答であるプローブ慣性力は必ずしも一致せず、周辺地盤の剛性等の状態に応じた振幅の増減や、作用方向のずれ (位相差) が生じる。特に、周辺地盤への作用外力について考える場合は、プローブ内部で発生する遠心力よりも、プローブの慣性力に着目する必要があると考えられる。

なお、振動式コーンでは、遠心力を一定に保持することができたとしても、周辺地盤の剛性変化等の影響によ

り、プローブ慣性力を一定に保持することは難しい。したがって、試験法としての精度確保の観点からは、周辺地盤への振動外力を一定とみなすのではなく、変動する振動外力を計測することと、それに基づいた解釈方法を構築することが望ましいと言える。

**(2) 定点振動による原位置液状化強度の評価指標に関する検討**

先端抵抗が零となった時に地盤の剛性低下が生じたと考えられることから、その時点に振動式コーンが地盤に作用している力が液状化強度の評価指標になり得ると考えられる。

先端抵抗が零となった時点の偏心ウェイトの遠心力、プローブの慣性力の深さ方向分布を図-3.12に示す。凡

例は、「模型地盤の case-偏心ウェイトの交差角度」を示している。偏心ウェイトの遠心力、プローブの慣性力ともに、模型地盤の相対密度が大きいくほど、また、深度が深くなるほど大きな値を示す傾向にある。これらは、液状化強度 (液状化発生に必要な繰返しせん断応力振幅) の拘束圧依存性を捉えたものと考えられる。

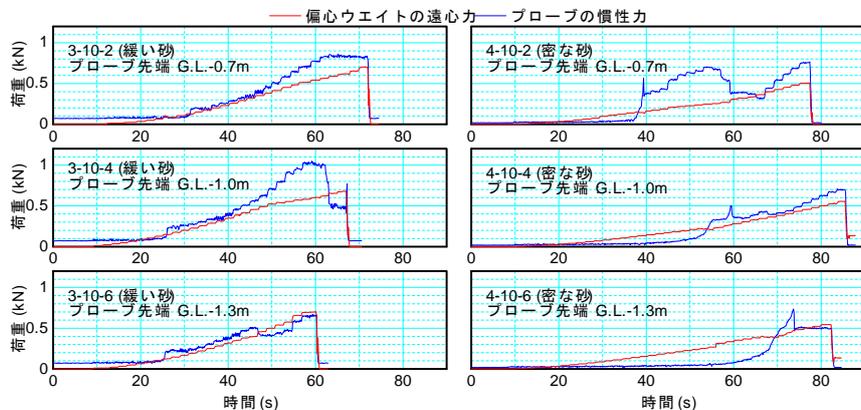


図-3.11 地中における偏心ウェイトの遠心力とプローブの慣性力

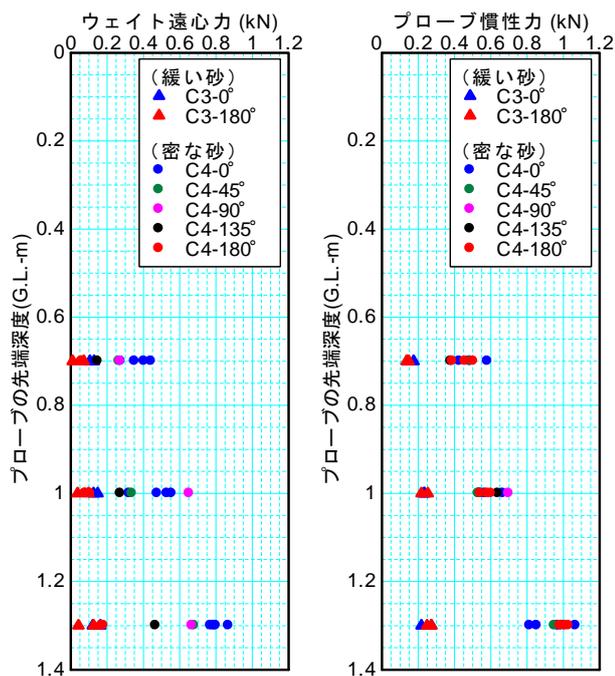


図-3.12 先端抵抗が零となった時点の偏心ウェイトの遠心力とプローブの慣性力の深さ方向分布

先端抵抗が零となった時点の偏心ウェイトの遠心力は、地盤の相対密度、プローブ先端位置の深度ごとに見ると、大きくばらついている。一方、先端抵抗が零となった時点のプローブの慣性力は、地盤の相対密度、プローブ先端位置の深度ごとに、同程度の値となっている。

これらの結果から、プローブの慣性力が周辺地盤に作用する荷重・応力と関連が深いことを示していると考えられ、振動式コーンを用いた原位置液状化強度の評価方法の一案として、先端抵抗が零となった時点のプローブの慣性力に着目する方法が考えられる。

### 3.6 定点振動と振動貫入の得失

振動式コーンの検証実験として、定点振動と振動貫入による試験方法で室内土槽実験を行った。どちらの試験法に置いても、地盤の剛性低下が確認され、原位置液状化試験としての利用可能性が示唆された。それぞれの試験方法の手法とメリット、デメリットを表-3.3に示す。それぞれの手法について、メリット、デメリットがあるが、特に地盤の剛性低下を明確に捉えられること、設計等の実務での利用しやすさ等を考慮すると、定点振動での試験法が望ましいと考える。

表-3.3 定点振動と振動貫入の手法とメリット・デメリット

載荷方法	定点振動	振動貫入
載荷方法の概要	<ul style="list-style-type: none"> <li>一定の深度で遠心力（周波数）を漸増させながら振動させる方法</li> <li>1本の貫入孔で所定の深度毎に振動を実施</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>一定の振動強さ（回転周波数、遠心力）で振動させながら貫入する方法</li> <li>静的貫入とセットで実施するため、2本以上の貫入を実施</li> </ul>
液状化強度の評価指標	<ul style="list-style-type: none"> <li>先端抵抗が零となった時点のプローブ慣性力</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>静的貫入と振動貫入の先端抵抗の比等</li> </ul>
メリット	<ul style="list-style-type: none"> <li>先端抵抗の低下（剛性低下）を明確に検出でき、かつその時点のプローブから周辺地盤への作用外力を把握可能</li> <li>一定深度で振動させるため、地層（土の性状）の変化の影響を1本の貫入孔で試験を行うため、作業効率がよい</li> <li>1.0m間隔程度で指標を得ることができるため、設計への反映が容易</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>液状化強度の深さ方向分布の分解能が高い</li> <li>先端抵抗の低下度を評価指標としており、結果の整理が容易</li> </ul>
デメリット	<ul style="list-style-type: none"> <li>一定深度での計測となるため、振動貫入に比べると、液状化強度の深さ方向分布の分解能が低い</li> </ul>	<ul style="list-style-type: none"> <li>振動強さが安定しなかった場合、試験結果に誤差が生じる可能性がある</li> <li>静的貫入と合わせて2本以上の貫入が必要となり、定点振動と比べ作業効率が悪い</li> <li>静的貫入と振動貫入で貫入位置が異なるため、地層構成の差異の影響を受ける</li> <li>ロッドの継ぎ足しの際、計測データに不連続が生じる</li> </ul>

### 3.7 波動の影響範囲

振動式コーンが影響を及ぼす地盤の空間スケールとその影響要因を把握するため、プローブが発振する波動の周辺地盤への影響範囲を簡単な式から概算するとともに、実験結果と比較する。

ここでは水平面内の2次元波動場を考え、プローブ・地盤間の接触面から伝達する単位面積あたり波動エネルギー $E_0$ 、およびその総和(円周方向積分値) $W_0 = 2\pi r_0 \cdot E_0$ が半径方向に伝播する際の距離減衰比を概算する。なお、 $r_0$ はプローブの半径である。波動エネルギーの距離減衰の要因としては、半径方向へのエネルギーの拡散によるもの(幾何減衰)と、地盤材料内部のエネルギー損失によるもの(内部減衰)が考えられる。そこで、プローブ中心から距離 $r$ の位置での波動エネルギーの総和 $W(r)$ が内部減衰のみにより距離減衰を生じると仮定するとともに、周辺地盤を一様な非粘性 Voigt 体とみなし、次式で与える。

$$W(r) = e^{-2\beta r/r_0} \cdot W_0 = 2\pi r \cdot E(r) \quad (3.1)$$

$$\beta = (\omega/c') \cdot \tan(\delta/2) \quad (3.2)$$

$$c' = c / (\cos\delta)^{1/2} / \cos(\delta/2) \quad (3.3)$$

$$\delta = 2h \quad (3.4)$$

$E(r)$ は位置 $r$ における単位面積あたり波動エネルギー、 $\omega$ は円振動数、 $c$ 、 $h$ はそれぞれ土の波動伝播速度、減衰定数である。このとき、プローブ表面からの単位面積あたり波動エネルギーの距離減衰比 $E(r)/E_0$ は次式により算出される。

$$E(r)/E_0 = (r_0/r) e^{-2\beta(r-r_0)} \quad (3.5)$$

内部減衰がない場合( $h=0\%$ )と内部減衰が大きい場合( $f=180\text{Hz}$ 、 $c=20\text{m/s}$ 、 $h=15\%$ )の2とおりについて、距離減衰比の計算結果を図-3.13に示す。内部減衰が大きいケースは、加振周波数が最大で、かつ、周辺地盤が液状化した極端な状態を想定したものである。この図から、内部減衰の影響も認められるものの、支配的となるのは幾何減衰であると考えられる。

検証のため、室内土槽実験におけるプローブおよび周辺地盤で計測された加速度の振幅包絡線を図-3.14に示す。プローブの加速度に対応した増加が認められるのはプローブ中心から半径 $r=50\text{mm}$ および $158\text{mm}$ の位置までであり、 $354\text{mm}$ 以上の位置ではほと

んど反応が見受けられない。このデータから確認される波動の到達距離は最大でプローブ半径の7倍程度である。ケースによりばらつきが大きいものの、プローブに対する地盤の加速度振幅の比は $r=50\text{mm}$ および $158\text{mm}$ の位置でそれぞれ0.1~0.6倍および0.05~0.4倍程度であり、図-3.13に示した関係と概ね整合している。

上述のように幾何減衰の影響が支配的であるとすれば、式(3.5)からは、周辺地盤への波動伝播の強さ、さらにはこれによる周辺地盤の繰返し応力の大きさが、振動の強さ、プローブの寸法 $r_0$ および距離 $r$ によって概ね決定され、あまり周波数に依存しないものと類推される。

### 3.8 まとめ

振動式コーンの実証実験の結果、以下の知見が得られた。

- (1) 振動貫入により先端抵抗が低下し、加速度・変位振幅が大きくなる傾向が認められた。特に、緩い砂地盤に強い振動を与えると先端抵抗がほぼ零となり、液状化が生じているものと考えられる。

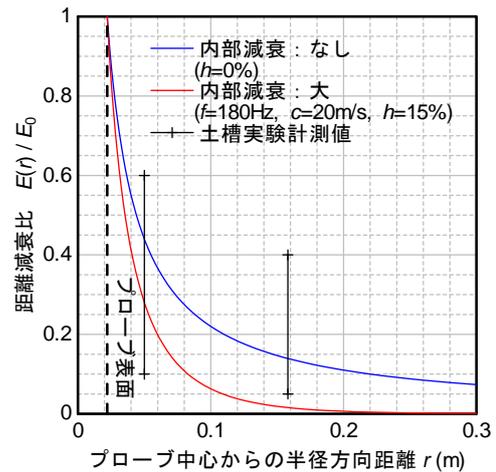


図-3.13 距離減衰比の計算結果

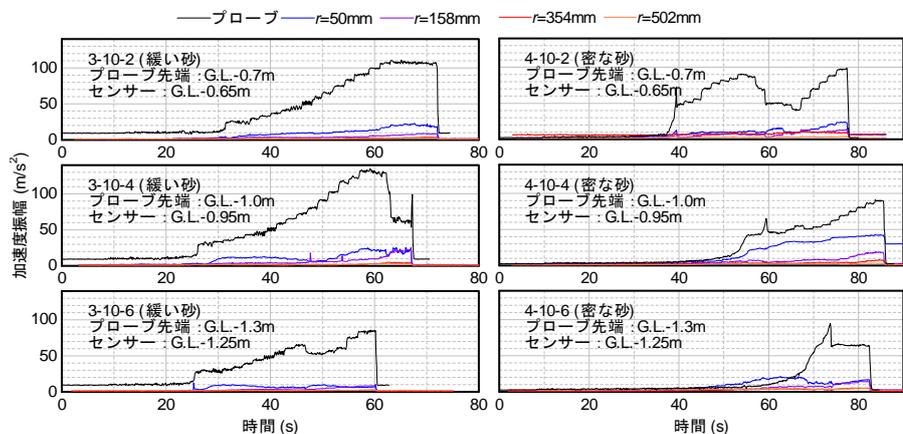


図-3.14 土槽実験で計測されたプローブと周辺地盤の加速度振幅

- (2) 振動貫入では、深さ方向に振動強さ（回転周波数、遠心力）が安定しにくく、試験結果に誤差が生じる可能性がある。
- (3) 定点振動により、先端抵抗の低下（剛性低下）を明確に検出することができる。
- (4) 定点振動による原位置液状化強度の評価方法の一案として、先端抵抗が零となった時点のプロープ慣性力に着目する方法が考えられる。
- (5) 振動式コーンの周辺地盤への影響範囲は、最大でもプロープ半径の7倍程度である。また、その影響範囲は、プロープの半径及びプロープからの距離により決定され、周波数にはあまり依存しないと考えられる。
- (6) 室内土槽実験の結果からは、振動式コーンを用いた原位置液状化試験法として、定点振動による試験法が望ましいと考えられる。

今後は、実地盤を対象とした検証、先端抵抗が零となった時点のプロープ慣性力と地盤の液状化強度の関係を明らかとし、振動式コーンを用いた原位置液状化試験法の確立を目指していきたい。

## 4. 土の液状化挙動のモデル化手法に関する検討

### 4.1 はじめに

東北地方太平洋沖地震で明らかになった液状化判定法の精度に関する課題<sup>8)9)</sup>を踏まえ、前中期計画におけるプロジェクト研究「液状化判定法の高精度化に関する研究」では液状化抵抗率 $F_L$ に基づく従来の液状化判定法の部分的な改良を試みてきた<sup>10)</sup>が、さらなる合理化の余地が残されているのが現状である。このため、本研究ではさらに視野を広げ、液状化後の土の変形特性や各種構造物に対する液状化の影響評価等も含めた $F_L$ 法の適用限界や改善点を明らかにすべく、検討を続けているところである。

これまで、 $F_L$ に応じた液状化の影響評価法は、過去の液状化被害事例に対する逆解析や試設計等を経て、結果的に妥当な構造諸元や評価結果が得られるように構築されてきた<sup>例として11)・12)・13)</sup>。しかし、応力安全率に相当する物理量である $F_L$ は、剛性・強度等の力学定数との直接的な関係を持つものではない。このため、検討対象とする地盤において間隙水圧上昇特性、サイクリックモビリティの発現の強弱、ひずみ発達特性などの詳細な要素挙動が把握されたとしても、 $F_L$ 法の枠組みではそれらに影響評価法に反映させるための方法論がないのが現状である。

今後、 $F_L$ に基づく液状化の判定法～影響評価法をさらに進歩させるためには、被災経験を重視したアプローチも重要ではあるものの、力学的な原理に基づくアプローチが可能な評価体系を構築していくことも重要である。

例えば、道路橋示方書の液状化判定法において地震動波形の不規則性の影響を考慮する際に用いられている累積損傷度法<sup>14)・15)</sup>を応用し、 $F_L$ を時々刻々のせん断応力履歴に応じて変化する土の内部変数として扱うことで、元々の $F_L$ にはない「経時変化」の概念を導入することができる。また、谷本ら<sup>16)</sup>は $F_L$ と過剰間隙水圧比、ダイレイタンシーの関係を定式化する方法を示し、 $F_L$ と土の力学特性の関係を直接的に結び付けることができる可能性を示唆している。このようにして $F_L$ そのものの力学的解釈の深化、表現能力の向上を図ることができれば、 $F_L$ 法に関する今後の発展可能性や適用限界などを議論する上で極めて有用である。

そこで、本研究では上述した手法を用いることにより、 $F_L$ を指標として多様な土の液状化挙動を評価することのできる数値モデルの構築を試みた。さらに、提案する数値モデルによる室内試験データの再現を通じて、検証を行った結果について報告する。

### 4.2 モデルの基本構造

以降に示す応力は全て有効応力とし、ひずみは微小ひずみとする。また、以降に示す応力、ひずみは全て圧縮側を正とする。また、テンソル表記の式には総和規約を適用し、2階のテンソル $\alpha_{ij}$ のノルム ( $=(\alpha_{ij} \alpha_{ij})^{1/2}$ ) を  $r_\alpha$  と表記することとする。

有効応力 $\sigma_{ij}$ を等方成分（平均有効応力 $\sigma_m$ ）と偏差成分（偏差応力） $s_{ij}$ に分解して変形する。

$$\sigma_{ij} = \sigma_m \delta_{ij} + s_{ij} = \sigma_m (\delta_{ij} + Q_{ij}) \quad (4.1)$$

$\delta_{ij}$ はクロネッカーのデルタ、 $Q_{ij}$ は偏差応力比である。同様に、ひずみ $\varepsilon_{kl}$ についても等方成分（体積ひずみ） $\varepsilon_v$ と偏差成分（偏差ひずみ） $e_{kl}$ に分解する。

$$\varepsilon_{kl} = \frac{1}{3} \varepsilon_v \delta_{kl} + e_{kl} \quad (4.2)$$

式(4.1)および(4.2)の両辺を全微分することで、増分形とする。

$$d\sigma_{ij} = d\sigma_m (\delta_{ij} + Q_{ij}) + \sigma_m dQ_{ij} \quad (4.3)$$

$$d\varepsilon_{kl} = \frac{1}{3} d\varepsilon_v \delta_{kl} + de_{kl} \quad (4.4)$$

以上のように分解された応力成分 $d\sigma_m$ 、 $dQ_{ij}$  およびひずみ成分 $d\varepsilon_v$ 、 $de_{kl}$  の関係を個別にモデル化する。

まず、 $dQ_{ij}$ ・ $de_{kl}$ 関係と $d\sigma_m$ ・ $d\varepsilon_v$ 関係を個別にモデル化することとし、次式で表す。

$$dQ_{ij} = D_{ijm}^d de_{kl} \quad (4.5)$$

$$d\sigma_m = D^c (d\varepsilon_v - d\varepsilon_d) \quad (4.6)$$

$D_{ijm}^d$  は $Q_{ij}$ ・ $e_{kl}$ 関係（土の内部摩擦特性）の接線勾配を表す

4階のテンソル、 $D^c$ は $\sigma_m \cdot \varepsilon_l$ 関係 (土の圧縮特性) の接線勾配を表すスカラーである。圧縮特性を表す式(4.6) では、ダイレイタンス $\varepsilon_l$ の影響を考慮している。

ダイレイタンス $\varepsilon_l$ については、繰返しせん断により非可逆的に収縮しつづける成分 (負のダイレイタンス)  $\varepsilon_f$  と、半サイクルの載荷・除荷とともに可逆的な膨張・収縮を生じる成分 (正のダイレイタンス)  $\varepsilon_d$  の和として表す<sup>17),18)</sup>。

$$\varepsilon_d = \varepsilon_d^c + \varepsilon_d^d, \quad d\varepsilon_d = d\varepsilon_d^c + d\varepsilon_d^d \quad (4.7)$$

非排水条件下での繰返しせん断に対しては、 $\varepsilon_f$ が液状化の進行を、 $\varepsilon_d$ がせん断変形に伴う有効応力の回復 (サイクリックモビリティ) をそれぞれ生じさせることとなる。

ここで、負のダイレイタンス $\varepsilon_f$ については、谷本ら<sup>16)</sup>の考え方に基づいて $F_L$ と関連付けるとともに、累積損傷度法を用いて数値モデルに導入することを試みた。これにより、 $F_L$ を、液状化の進行度合いを表す土の内部変数として扱うことを意図している。また、以上の扱いから分かるように、 $F_L$ は正のダイレイタンス (サイクリックモビリティ) の発現有無とは無関係に定義している。この考えに基づき、負のダイレイタンスの増分 $d\varepsilon_f$ を、簡易液状化判定法で用いられる地震時せん断応力比 $L$ の増分 $dL$ によって次のように表すこととする。

$$d\varepsilon_d^c = D^{dc} dL \quad (4.8)$$

$D^{dc}$ は $\varepsilon_f \cdot L$ 関係 (せん断に伴う収縮特性) の接線勾配を表すスカラーである。

一方、正のダイレイタンス $\varepsilon_d$ については、偏差ひずみ増分 $d\varepsilon_d$ によって次のように表すこととする。

$$d\varepsilon_d^d = D^{dd} d\varepsilon_d \quad (4.9)$$

$D^{dd}$ は $\varepsilon_d \cdot \varepsilon_d$ 関係 (せん断に伴う膨張特性) の接線勾配を表す2階のテンソルである。

最後に、式(4.5)、(4.6)、(4.8)、(4.9)に示した部分的なモデルを式(4.3)に代入することで統合すると、応力増分 $d\sigma_{ij} \cdot$ ひずみ増分 $d\varepsilon_{kl}$ 関係を次のように表すことができる。

$$\begin{aligned} d\sigma_{ij} &= (\delta_{ij} + Q_{ij}) D^c (d\varepsilon_v - d\varepsilon_d^c - d\varepsilon_d^d) + \sigma_m D_{ijkl}^s d\varepsilon_{kl} \\ &= (\delta_{ij} + Q_{ij}) D^c (d\varepsilon_v - D^{dc} dL - D^{dd} d\varepsilon_v) + \sigma_m D_{ijkl}^s d\varepsilon_{kl} \quad (4.10) \end{aligned}$$

以上が試作するモデルの基本構造である。以降、 $D^c$ 、 $D^{dc}$ 、 $D^{dd}$ の具体的な定式化の方法を示す。

#### 4.3 内部摩擦特性 ( $D_{ijkl}^s$ ) の定式化

土の内部摩擦特性を表す $D_{ijkl}^s$ については、Iaiら<sup>19)</sup>の双曲線モデルを多次元空間に拡張して適用することで、簡易に表現する。双曲線モデルのような1次元モデルを多次元空間に拡張する方法としては、ひずみ空間における多重

せん断ばねモデル<sup>18)20)</sup>がよく知られているが、ここでは応力をベースとした $F_L$ との相性を考慮し、応力空間上で弾塑性理論を援用することによって多次元化を図ることとする。

その方法の概要は、仮想的な1次元空間における偏差応力比 $\tilde{Q}$ ・偏差ひずみ $\tilde{\varepsilon}$ 関係を1次元双曲線モデルによって与えつつ、仮想1次元空間における $\tilde{Q}$ および $\tilde{\varepsilon}$ を多次元空間におけるそれぞれ $Q_{ij}$ および $\varepsilon_{kl}$ と連動させるというものである。なお、 $D_{ijkl}^s$ に関する一連の定式化にあたっては、橋口の下負荷面モデル<sup>23)</sup>における定式化方法を参考としている。

##### 4.3.1 仮想1次元空間における双曲線モデル

Iaiら<sup>19)</sup>の双曲線モデルは、Hardin-Drmovichモデル<sup>21)</sup>による動的変形特性 ( $G/G_0 \cdot \gamma$ 関係、 $h \cdot \gamma$ 関係) を逐次積分型の数値計算において再現するIshiharaら<sup>22)</sup>の方法を取り込み、さらに計算効率の向上を図る形で改良されたものである。

この方法を用いて、仮想的な1次元空間における偏差応力比 $\tilde{Q}$ と偏差ひずみ $\tilde{\varepsilon}$ の関係を次式により与える。

$$(\tilde{Q} - \tilde{Q}^u) / (a_x \tilde{Q}_r) = \frac{(\tilde{\varepsilon} - \tilde{\varepsilon}^u) / (a_y \tilde{\varepsilon}_r)}{1 + |\tilde{\varepsilon} - \tilde{\varepsilon}^u| / (a_y \tilde{\varepsilon}_r)} \quad (4.11)$$

$\tilde{Q}_r$ は破壊応力比 (材料定数)、 $\tilde{\varepsilon}_r$ は基準偏差ひずみ、 $\tilde{Q}^u$ および $\tilde{\varepsilon}^u$ は除荷点におけるそれぞれ偏差応力比および偏差ひずみ、 $a_x$ 、 $a_y$ は履歴ループ形状の調整パラメータである。基準偏差ひずみ $\tilde{\varepsilon}_r$ は基準せん断ひずみ $\tilde{\gamma}_r$ の1/2であり、次式で表される。

$$\tilde{\varepsilon}_r (= \tilde{\gamma}_r / 2) = \tilde{Q}_r / 2\mu_0 \quad (4.12)$$

$$\mu_0 = G_0 / \sigma_{m0} \quad (4.13)$$

$\mu_0$ は初期せん断弾性係数比 (材料定数)、 $G_0$ は初期せん断弾性係数である。式(4.11)は履歴曲線を表す式であるが、 $\tilde{Q}^u = 0$ 、 $\tilde{\varepsilon}^u = 0$ 、 $a_x = a_y = 1$ とすると骨格曲線を表す式となるため、式(4.11)は骨格曲線と履歴曲線の両者を包括している。

$a_x$ 、 $a_y$ は除荷のたびに更新されるパラメータであり、履歴曲線が除荷点 ( $\tilde{Q}^u$ 、 $\tilde{\varepsilon}^u$ ) および目標点 ( $\tilde{Q}^t$ 、 $\tilde{\varepsilon}^t$ ) を通過すること、履歴ループが次の $h \cdot \gamma$ 関係式を満たすことの2条件を満たすように決定する。

$$h = h_{\max} \left( \frac{|\tilde{\varepsilon}^t - \tilde{\varepsilon}^u|}{2\tilde{\varepsilon}_r} \right) \left/ \left( 1 + \frac{|\tilde{\varepsilon}^t - \tilde{\varepsilon}^u|}{2\tilde{\varepsilon}_r} \right) \right. \quad (4.14)$$

$h_{\max}$ は最大履歴減衰 (材料定数)、 $\tilde{\varepsilon}^t$ は目標点の偏差ひずみである。目標点には過去の最大応答点 (偏差応力比 $\tilde{Q}$ お

よび偏差ひずみ $\bar{\epsilon}$ の最大点)を選ぶこととする。

以下、弾塑性理論を適用するための準備として、偏差ひずみ増分 $d\bar{\epsilon}$ を弾性成分 $d\bar{\epsilon}^e$ と塑性成分 $d\bar{\epsilon}^p$ に分解しておく。

$$d\bar{\epsilon} = d\bar{\epsilon}^e + d\bar{\epsilon}^p \quad (4.15)$$

ここで、偏差応力比増分 $d\bar{Q}$ ・弾性偏差ひずみ増分 $d\bar{\epsilon}^e$ 関係を次式で与えると、

$$d\bar{Q} = 2\mu_0(a_y/a_x)d\bar{\epsilon}^e \quad (4.16)$$

次の偏差応力比増分 $d\bar{Q}$ ・塑性偏差ひずみ増分 $d\bar{\epsilon}^p$ 関係が得られる。

$$d\bar{Q} = \frac{2\mu_0(a_y/a_x)}{\{1 - |\bar{Q} - \bar{Q}^u|/(a_y Q_f)\}^2 - 1} d\bar{\epsilon}^p \quad (4.17)$$

### 4.3.2 偏差ひずみ増分の分解

ここから、多次元空間への拡張について考える。まず、

多次元空間における偏差ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}$ を弾性成分 $d\epsilon_{ij}^e$ と塑性成分 $d\epsilon_{ij}^p$ に分解する。

$$d\epsilon_{ij} = d\epsilon_{ij}^e + d\epsilon_{ij}^p \quad (4.18)$$

弾性偏差ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}^e$ は式(4.16)と同様の関数形により、塑性偏差ひずみ増分 $d\epsilon_{ij}^p$ は関連流れ則により与える。

$$dQ_{ij} = 2\mu_0(a_y/a_x)d\epsilon_{ij}^e \text{ あるいは } d\epsilon_{ij}^e = \frac{dQ_{ij}}{2\mu_0(a_y/a_x)} \quad (4.19)$$

$$d\epsilon_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} \quad (4.20)$$

$d\lambda$ は塑性係数(非負のスカラー)、 $f$ は降伏関数、 $\eta_{ij}$ は相対応力比であり、いずれも後述する。

### 4.3.3 破壊曲面

仮想1次元空間では、偏差応力比 $\bar{Q}$ が超えることのできない上限を破壊応力比 $\bar{Q}_f$ によって与えた。これに対応し、偏差応力比 $Q_{ij}$ の各成分からなる9次元空間(以下、 $Q_{ij}$ 空間という)においても、状態点 $Q_{ij}$ が超えることのできない

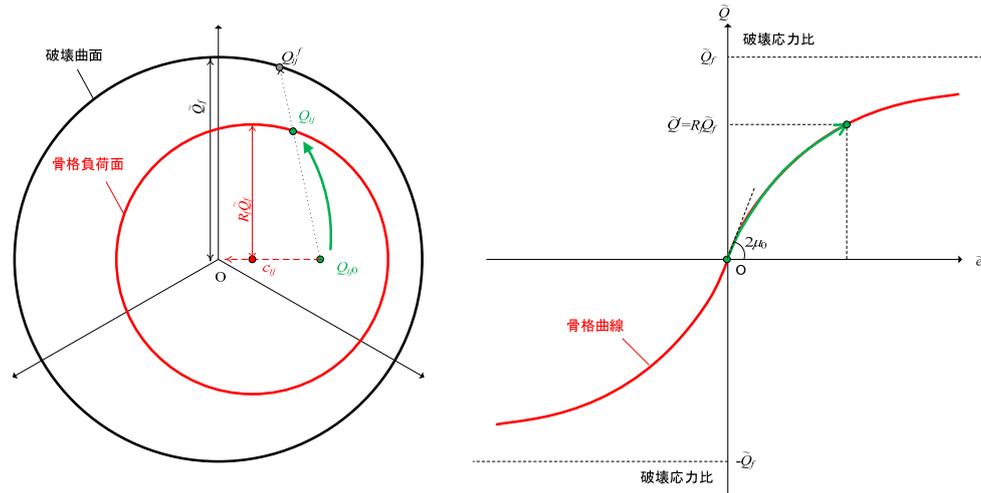


図-4.1 骨格負荷面と骨格曲線

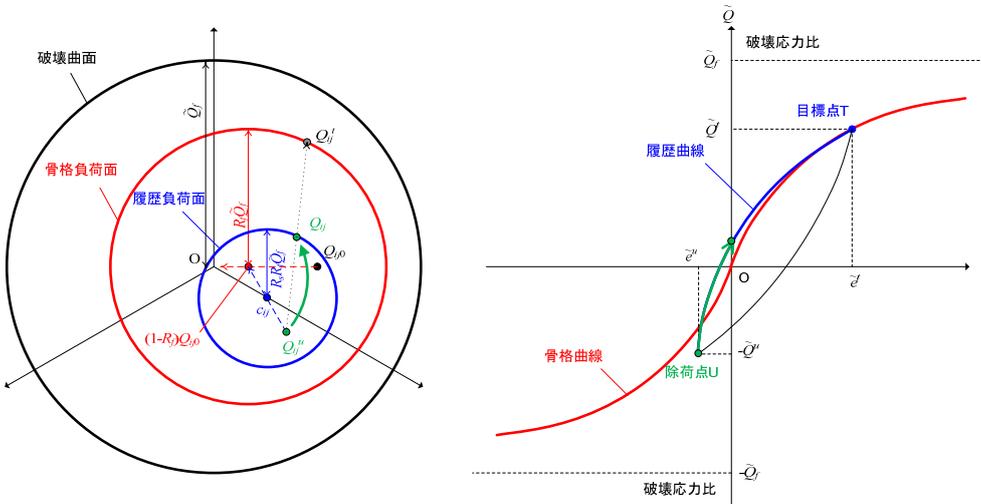


図-4.2 履歴負荷面と履歴曲線

破壊曲面を次式で定義する。

$$r_0 = \tilde{Q}_f \quad (4.21)$$

ここでの破壊曲面は、簡単のためLode角の影響を無視し、 $\pi$ 平面上の円として与えている。

#### 4.3.4 骨格負荷面

仮想1次元空間における骨格曲線に対応するものとして、 $Q_{ij}$ 空間に次式の骨格負荷面を定義する。

$$f(\eta_{ij}) = F(\tilde{e}^p) \quad (4.22)$$

$$f(\eta_{ij}) = r_\eta, \quad \eta_{ij} = Q_{ij} - \beta_{ij}, \quad \beta_{ij} = (1 - R_f) Q_{ij0} \quad (4.23)$$

$$F = R_f \tilde{Q}_f \quad (4.24)$$

$\eta_{ij}$ は相対応力比、 $\beta_{ij}$ は異方応力比、 $Q_{ij0}$ は偏差応力比の初期値、 $R_f$ は破壊曲面に対する $Q_{ij}$ の近接度合いを表すパラメータ ( $0 \leq R_f \leq 1$ 、以下、破壊曲面到達比と呼ぶ) である。式から明らかなように、骨格負荷面は $R_f=1$ の場合に破壊曲面と一致する。また、 $R_f < 1$ の場合の骨格負荷面は、 $Q_{ij0}$ を相似中心として破壊曲面と相似な曲面であり、初期異方性とその消失過程を簡易に表現するため、相似比 $R_f$ によって等方硬化と移動硬化を同時に表すものとしている。

$R_f$ の発展則を記述するにあたり、仮想偏差応力比 $\tilde{Q}$ と $R_f$ の関係を次式で表す。

$$\tilde{Q} = R_f \tilde{Q}_f \quad (4.25)$$

これを微分することで、 $R_f$ の増分 $dR_f$ が得られる。

$$dR_f = \frac{d\tilde{Q}}{\tilde{Q}_f} \quad (4.26)$$

仮想1次元空間における偏差応力比増分 $d\tilde{Q}$ と $d\tilde{e}^p$ の関係を式(4.17)によって与え、1次元モデルと多次元空間における偏差ひずみ増分、塑性係数 $d\lambda$ の関係を次式によって与えることで、骨格曲線を多次元空間に拡張することができる。

$$d\tilde{e}^p = r_{de^p} = d\lambda \quad (4.27)$$

骨格負荷面と骨格曲線の関係に関する概念図を図4.1に示す。

#### 4.3.5 履歴負荷面

さらに、仮想1次元空間における履歴曲線に対応するものとして、次式の履歴負荷面を $Q_{ij}$ 空間に定義する。

$$f(\eta_{ij}) = F(\tilde{e}^p) \quad (4.28)$$

$$f(\eta_{ij}) = r_\eta, \quad \eta_{ij} = Q_{ij} - \beta_{ij},$$

$$\beta_{ij} = R_s(1 - R_f) Q_{ij0} + (1 - R_s) Q_{ij}^* \quad (4.29)$$

$$F = R_s R_f \tilde{Q}_f \quad (4.30)$$

式から明らかなように、履歴負荷面は $R_s=1$ の場合に骨格負荷面と一致するため、式(4.28)~(4.30)は骨格負荷面を包括している。また、 $R_s < 1$ の場合の履歴負荷面は、 $Q_{ij}^*$ を相似中心として骨格負荷面と相似な曲面であり、誘導異方性と其の消失過程を簡易に表現するため、相似比 $R_s$ によって等方硬化と移動硬化を同時に表現している。

$R_s$ の発展則を記述するにあたり、仮想1次元空間における偏差応力比 $\tilde{Q}$ と $R_s$ の関係を次式で表す。

$$\tilde{Q} - \tilde{Q}^* = R_s (\tilde{Q}_f - \tilde{Q}^*) \quad (4.31)$$

なお、状態点 $Q_{ij}$ が履歴負荷面上に位置する場合は $dR_f=0$ とする。上式を微分することで、 $R_s$ の増分 $dR_s$ が得られる。

$$dR_s = \frac{d\tilde{Q}}{\tilde{Q}_f - \tilde{Q}^*} \quad (4.31)$$

そして、偏差応力比増分 $d\tilde{Q}$ と $d\tilde{e}^p$ の関係を式(4.17)、1次元モデルと多次元空間における偏差ひずみ増分、塑性係数 $d\lambda$ の関係を式(4.27)によって与えることで、履歴曲線を多次元空間に拡張することができる。

履歴負荷面と履歴曲線の関係に関する概念図を図4.2に示す。

#### 4.3.6 内部摩擦特性に関する部分的な弾塑性構成式

適応条件式を得るため、式(4.28)を全微分し、

$$\frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} (dQ_{ij} - d\beta_{ij}) = dF = dR_s R_f \tilde{Q}_f + R_s dR_f \tilde{Q}_f \quad (4.32)$$

式(4.19)、(4.20)を代入して展開すると、次式が得られる。

$$\frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} 2\mu_0 \frac{\alpha_y}{\alpha_x} \left( de_{ij} - d\lambda \frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} \right) = M_h d\lambda \quad (4.33)$$

$$M_h = \left( R_s \tilde{Q}_f + \frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} \frac{\partial \beta_{ij}}{\partial R_f} \right) \frac{dR_f}{d\tilde{Q}} \frac{d\tilde{Q}}{d\tilde{e}^p} + \left( R_f \tilde{Q}_f + \frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} \frac{\partial \beta_{ij}}{\partial R_s} \right) \frac{dR_s}{d\tilde{Q}} \frac{d\tilde{Q}}{d\tilde{e}^p} \quad (4.34)$$

$M_h$ は硬化係数である。ただし、状態点 $Q_{ij}$ が骨格負荷面上に位置する場合 ( $R_s=1$ ) は $dR_s/d\tilde{Q}=0$ 、履歴負荷面上に位置する場合 ( $R_s < 1$ ) は $dR_f/d\tilde{Q}=0$ であり、式(4.23)または(4.29)より降伏関数 $f$ の偏微分は次式となる。

$$\frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} = \frac{\eta_{ij}}{r_\eta} \quad (4.35)$$

この $M_h$ を用いれば、塑性係数 $d\lambda$ が次式のように定まり、

$$d\lambda = \frac{\eta_{ij} de_{ij}}{\left\{1 + (M_h/2\mu_0)(a_x/a_y)\right\} r_\eta} \quad (4.36)$$

次式の $dQ_{ij} \cdot de_{kl}$ 関係および接線勾配 $D_{ijkl}$ が得られる。

$$dQ_{ij} = 2\mu_0 \frac{a_y}{a_x} \left[ \delta_{ik} \delta_{jl} - \frac{\eta_{ij} \eta_{kl}}{\left\{1 + (M_h/2\mu_0)(a_x/a_y)\right\} r_\eta^2} \right] de_{kl} \\ = D_{ijkl}^s de_{kl} \quad (4.37)$$

負荷基準 $LC$ は次式で与えられ、

$$LC = \eta_{ij} de_{ij} \quad (4.38)$$

$LC > 0$ の場合は塑性負荷、 $LC = 0$ の場合は中立、 $LC < 0$ の場合は除荷と判定することができる。

### 4.3.7 地震時せん断応力比 $L$

簡易液状化判定法と対応させる形で負のダイレイタンス $\varepsilon_d$ を与えるため、地震時せん断応力比 $L$ の定義について考える。後述のように累積損傷度法<sup>14),15)</sup>を用いることを考えると、多次元の偏差応力比 $Q_{ij}$ に対してゼロクロス判定を行うことは容易でない。そこで、1次元モデルにおける状態変数 $\tilde{Q}$ を用いて、 $L$ を次式で与えることとする。

$$L = \frac{\tau}{\sigma_{m0}} = \frac{\sigma_m \tilde{Q}}{\sqrt{2}\sigma_{m0}} \quad (4.39)$$

両辺を微分すると、 $L$ の増分 $dL$ は次式により得られる。

$$dL = \frac{L}{\sigma_m} d\sigma_m + \frac{\sigma_m}{\sqrt{2}\sigma_{m0}} \left\{ 1 + \frac{(1-R_0)R_0 \tilde{Q}''}{\tilde{Q} - \tilde{Q}''} - \frac{(1-R_0)\tilde{Q}''}{R_0 \tilde{Q}' - \tilde{Q}''} \right\} \frac{d\tilde{Q}}{d\tilde{\varepsilon}^p} \frac{d\lambda}{de_{rs}} de_{rs} \quad (4.40)$$

$d\lambda/de_{rs}$ は、式(4.36)を変形した次式により与える。

$$\frac{d\lambda}{de_{rs}} = \frac{1}{1 + (M_h/2\mu_0)(a_x/a_y)} \frac{\eta_{rs}}{r_\eta} \quad (4.45)$$

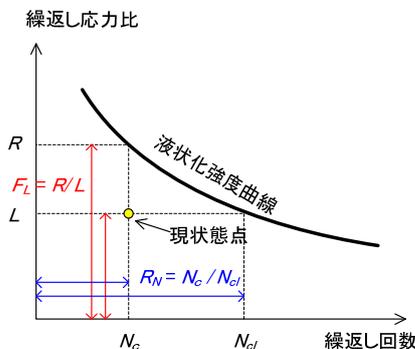


図-4.3 液状化強度曲線と液状化抵抗率  $F_L$ 、繰返し回数比  $R_N$  の関係

式中に現れた平均有効応力増分  $d\sigma_m$  の扱いについては後述する。

### 4.4 圧縮特性 ( $D$ ) の定式化

土の圧縮特性に関する古典的かつ簡易な近似式として、間隙比 $e$ ・平均有効応力の対数 $\ln\sigma_m$ の関係を線形とみなす方法がある。これにダイレイタンス $\varepsilon_d$ の影響を加味すると、次式が得られる。

$$\varepsilon_v - \varepsilon_d = \frac{\lambda}{1 + e_0} \ln \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} \quad (4.46)$$

$\lambda$ は圧縮指数 (材料定数)、 $e_0$ は初期間隙比 (材料定数) である。両辺を微分して変形することで、次式が得られる。

$$d\sigma_m = \sigma_m \frac{1 + e_0}{\lambda} (d\varepsilon_v - d\varepsilon_d) = D^c (d\varepsilon_v - d\varepsilon_d) \quad (4.47)$$

ここでは、土の圧縮特性を表す接線勾配  $D^c$  を上式で近似的に与えることとする。

### 4.5 負のダイレイタンス ( $d\varepsilon_d$ ) の定式化

#### 4.5.1 液状化抵抗率 $F_L$ と液状化強度曲線、繰返し回数比 $R_N$ の関係

ここでは、実務的に用いられている液状化抵抗率 $F_L$ を数値モデルに組み込むため、 $F_L$ の定義とあわせて、累積損傷度法により $F_L$ の経時変化を得る方法を示す。

土に作用する繰返し応力比の時刻歴を $L(t)$ とし、その最大値を $L_{max}$ とする。これに対し、液状化抵抗を表す動的せん断強度比 $R$ は、ちょうど液状化が生じるように振幅調整された時刻歴 $c \cdot L(t)$  (ただし、 $c$ は定数) の最大値 $c \cdot L_{max}$ として定義される。これらを用いると、 $F_L$ は次式により表される。

$$F_L = \frac{R}{L} = \frac{cL_{max}}{L_{max}} = c \quad (4.48)$$

つまり、土にちょうど液状化が生じるように求めた定数 $c$ は、 $F_L$ そのものである。

ここで、液状化強度曲線 (繰返し応力比 $CSR$ と液状化発生に要する繰返し回数 $N_{cl}$ の関係) を、一般的な形として関数 $f$ で表す。

$$CSR = f(N_{cl}), \quad N_{cl} = f^{-1}(CSR) \quad (4.49)$$

また、土が振幅 $CSR$ の応力比を $N_c$ 回受けたときの液状化発生日合いを表す状態変数として、次の繰返し回数比 $R_N$ を定義する。

$$R_N = \frac{N_c}{N_{cl}} = \frac{N_c}{f^{-1}(CSR)} \quad (4.50)$$

$R_N$ は初期状態 (載荷前) で0、液状化に達したときに1をとる。半サイクル ( $N_c = 1/2$ ) の応力比に対する $R_N$ の増分 $\Delta R_N$ は次式により表されるため、

$$\Delta R_N = \frac{1}{2N_{cr}} = \frac{1}{2f^{-1}(CSR)} \quad (4.51)$$

$R_N$  を次のように書き直すことができる。

$$R_N = \sum_{j=1}^m \Delta R_N^{(j)} = \sum_{j=1}^m \frac{1}{2f^{-1}(CSR^{(j)})} \quad (4.52)$$

この式を用いると、応力振幅 $CSR^{(j)}$ が不規則な場合でも $R_N$ を求めることができる。なお、上式から明らかなように、 $R_N$ は累積損傷度 $DI$ と同義である。

次に、累積損傷度法(半パルス法)に基づく $F_L$ の算出方法を示す。まず、時刻歴 $L(t)$ から、ゼロクロス区間ごとのピーク値の絶対値を抽出することで、半パルス列 $L_j$  ( $j=1, 2, \dots, n$ )に変換する。このとき、 $L_j$ のうち $j=1 \sim m$  ( $m \leq n$ )が作用したときの $R_N$ が、式(4.52)により得られる。そこで、定数 $F_L$ を用いて、ちょうど液状化が生じる( $R_N=1$ )ように $L_j$ を振幅調整する。すなわち、

$$\sum_{j=1}^m \frac{1}{2f^{-1}(F_L \cdot L_j)} = 1 \quad (4.53)$$

式(4.53)を満たすように求めた $F_L$ が、半パルス列 $L_j$  ( $j=1, 2, \dots, m$ )に対する液状化抵抗率である。 $m=1 \sim n$ の各状態に対して $F_L$ を求めれば、 $F_L$ の経時変化が得られることとなる。

本研究では、液状化強度曲線を表す関数 $f$ として、次式を用いることとする。

$$f(N_c) = a(N_c/N_{cr})^{-b}, \quad f^{-1}(CSR) = N_{cr}(CSR/a)^{-1/b} \quad (4.54)$$

$a$ は液状化強度比の代表値、 $b$ は $\log CSR \cdot \log N_{cr}$ 関係の勾配、 $N_{cr}$ は基準繰返し回数(一般的に $N_{cr}=20$ )であり、いずれも材料定数である。これをそれぞれ式(4.52)、(4.53)に代入すると、繰返し回数比 $R_N$ と液状化抵抗率 $F_L$ が次式により表されることとなる。

$$R_N = \frac{1}{2N_{cr}} \sum_{j=1}^m (L_j/a)^{1/b},$$

$$F_L = \left\{ 2N_{cr} / \sum_{j=1}^m (L_j/a)^{1/b} \right\} = R_N^{-b} \quad (4.55)$$

このように、式(4.54)を用いた場合、 $F_L$ と $R_N$ は一意的な関係を持つこととなる。

#### 4.5.2 過剰間隙水圧比 $R_u$ と繰返し回数比 $R_N$ の関係

応力振幅一定の繰返し非排水せん断試験で得られる過剰間隙水圧比 $R_u$ の時刻歴より、半サイクルごとに $R_u$ の最大値を求め、さらに繰返し回数 $N_c$ を $N_{cr}$ で正規化すると、図4.4のような過剰間隙水圧比 $R_u$ と繰返し回数比 $R_N$ の関係(図中のSite-B、Site-Cおよび豊浦砂)が得られる。なお、半サイクルごとに $R_u$ の最大値を求めるという操作は、サイクリックモビリティ(または正のダイレイタンス)

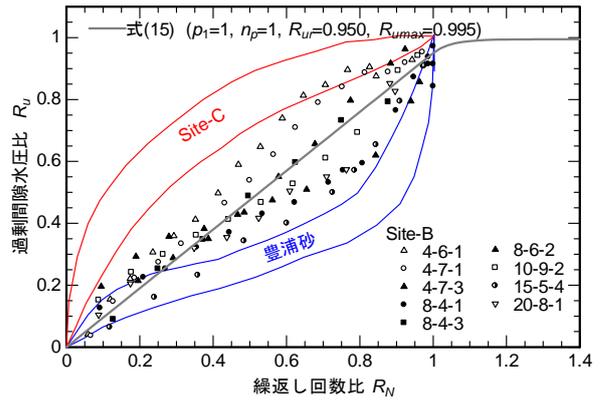


図4.4 過剰間隙水圧比 $R_u$ と繰返し回数比 $R_N$ の関係<sup>24)</sup>加藤

の影響が解消されたタイミングにおける過剰間隙水圧比を抽出することを意味している。

ここでは、初期液状化の後( $R_N \geq 1$ )においても微小な有効応力が残存するものと仮定し、 $R_u \cdot R_N$ 関係式(以下、水圧上昇曲線と呼ぶ)を次式で与えることとした。

$$R_u = \begin{cases} R_{ur} R_N^{p_1} & (R_N < 1) \\ R_{u,max} - (R_{u,max} - R_{ur}) R_N^{-p_2} & (R_N \geq 1) \end{cases} \quad (4.56)$$

$p_1$ は初期液状化前の水圧上昇指数(材料定数)、 $p_2$ は初期液状化後の水圧上昇指数、 $R_{ur}$ は基準過剰間隙水圧比、 $R_{u,max}$ は過剰間隙水圧比の上限値である。上式による過剰間隙水圧比 $R_u$ は、初期液状化時( $R_N=F_L=1$ )に $R_u=R_{ur}$ となり、その後は $R_u=R_{u,max}$ に漸近する。すなわち、本モデルでは過剰間隙水圧比 $R_u = R_{ur}$ を初期液状化の到達基準としている。

なお、 $p_2$ は次式により与えることとする。

$$p_2 = n_p p_1 \frac{R_{ur}}{R_{u,max} - R_{ur}} \quad (4.57)$$

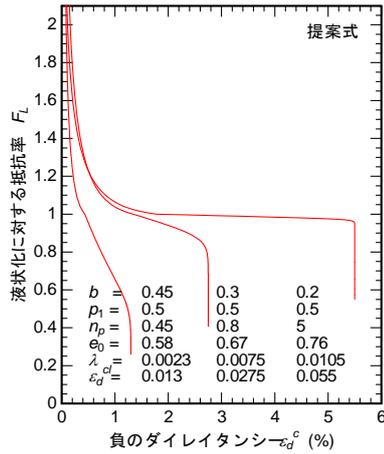
$n_p$ は水圧上昇指数比(材料定数)であり、 $n_p=1$ とした場合は $R_N=1$ 前後における水圧上昇曲線の接線勾配が連続となる。

#### 4.5.3 ダイレイタンス $\varepsilon_d^c$ と過剰間隙水圧比 $R_u$ の関係

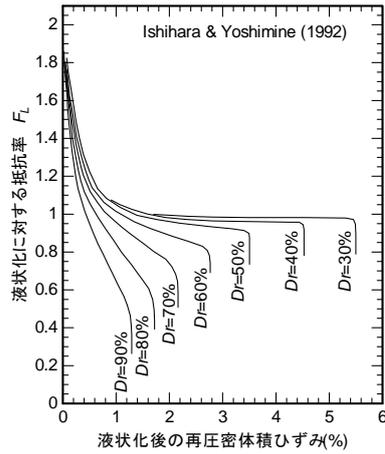
繰返し非排水せん断による過剰間隙水圧の発生は、ダイレイタンスと圧縮特性の重ね合わせによって説明される。圧縮特性の定式化は式(4.46)に示したとおりであるが、特に、非排水条件( $\varepsilon_v=0$ )で、正のダイレイタンスが解消された状態( $\varepsilon_d^t=0$ )を考えると、負のダイレイタンス $\varepsilon_d^c$ と過剰間隙水圧比 $R_u$ の関係を次式で表すことができる。

$$\varepsilon_d^c = -\frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \left( \frac{1}{1-R_u} \right) \quad (4.58)$$

ところで、前述した過剰間隙水圧比の上限値 $R_{u,max}$ につ



(a) 提案式による試算結果



(b) Ishihara & Yoshimine の試験結果<sup>25)</sup>

図-4.5 FLと負のダイレイタンス $\varepsilon_d^c$ の関係

いては、室内試験により精度よく把握することが困難であるため、これに対応するものとして次の収縮限界ひずみ $\varepsilon_d^l$ を定義し、 $\varepsilon_d^l$ を材料定数として扱うこととする。

$$\varepsilon_d^{cl} = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln\left(\frac{1}{1-R_{u,max}}\right) \quad (4.59)$$

近年の研究では、不攪乱試料とその再構成試料において、液状化後の体積収縮量の大きさに著しい差異が現れる<sup>26,27)</sup>ことが明らかにされつつある。また、弱齢の埋立地において著しい噴砂が生じやすい傾向は、地震後における弱齢の地層の余剰水量 (=土の体積収縮量) が多いことと対応すると考えられることから、 $\varepsilon_d^l$ によって年代効果の影響を表現できる可能性が考えられる。

#### 4.5.4 FLと負のダイレイタンス $\varepsilon_d^c$ の関係

液状化強度曲線、水圧上昇曲線、圧縮曲線をそれぞれ式(4.54)、(4.56)、(4.58)により与えることで、 $F_L \sim R_N \sim R_u \sim \varepsilon_d^c$ の関係を関連付けることができた。そこで、パラメータ $b$ 、 $p_1$ 、 $n_p$ 、 $e_0$ 、 $\lambda$ 、 $\varepsilon_d^{cl}$ について、数通りの値の組合せを与えて $F_L \cdot \varepsilon_d^c$ 関係を試算すると、図-4.5(a)のような関係が得られる。同図(b)には、きれいな砂に関する数多くの室内試験データに基づいて提案されたIshihara & Yoshimine<sup>25)</sup>のチャートを示すが、 $F_L$ が1を下回ったあたりからダイレイタンスが急増する傾向や、その後にダイレイタンスの増加が鈍くなり概ね上限を示す傾向を、式(4.55)、(4.56)、(4.58)の組合せによってよく表現することができていることが分かる。

なお、負のダイレイタンスの増分 $d\varepsilon_d^c$ は、式(4.55)、(4.56)、(4.58)の微分を用いて次式のように算出される。

$$d\varepsilon_d^c = D^{dc} dL = D^{dc} d\tau/\sigma_{m0} \quad (4.60)$$

$$D^{dc} = \frac{d\varepsilon_d^c}{dR_u} \frac{dR_u}{dR_N} \frac{dR_N}{dL} \quad (4.61)$$

$$\begin{aligned} \frac{d\varepsilon_d^c}{dR_u} &= \frac{\lambda}{(1+e_0)(1-R_u)} \\ \frac{dR_u}{dR_N} &= \begin{cases} p_1 R_u R_N^{-p_1-1} & (R_N < 1) \\ p_2 (R_{u,max} - R_u) R_N^{-p_2-1} & (R_N \geq 1) \end{cases} \\ \frac{dR_N}{dL} &= \frac{(L/a)^{1/b-1}}{2abN_{cr}} \end{aligned} \quad (4.62)$$

#### 4.6 正のダイレイタンス( $\varepsilon_d^d$ )の定式化

井合ら<sup>18)</sup>は、Cam-clayモデルのストレス・ダイレイタンス関係式のうち応力比比例項を用いて、正のダイレイタンスを定式化した。ここでは、井合らの考え方を踏襲しつつ、異方性を考慮した関口・太田モデルのストレス・ダイレイタンス関係式から、正のダイレイタンスを次式で与えることとする。

$$\begin{aligned} d\varepsilon_d^d &= b_d^d c_d^d \left( \tilde{Q}_p - \frac{\eta_{rs} Q_{rs}}{r_\eta} \right) \frac{\eta_{ij}}{r_\eta} d\varepsilon_{ij} \quad \left( \tilde{Q}_p - \frac{\eta_{rs} Q_{rs}}{r_\eta} \geq 0 \right) \\ d\varepsilon_d^d &= -c_d^d \frac{\eta_{rs} Q_{rs}}{r_\eta} \frac{\eta_{ij}}{r_\eta} d\varepsilon_{ij} \quad \left( \tilde{Q}_p - \frac{\eta_{rs} Q_{rs}}{r_\eta} < 0 \right) \end{aligned} \quad (4.63)$$

$\tilde{Q}_p$ は変相応力比(材料定数)、 $b_d^d$ 、 $c_d^d$ は正のダイレイタンスの調整パラメータである。式(4.62)のうち、1つ目は変相線到達前、2つ目は変相線到達後に適用することを意図している。

変相線到達前の式は、変相時( $\tilde{Q} = \tilde{Q}_p$ )に膨張が解消される( $\varepsilon_d^d = 0$ )ようにパラメータ $b_d^d$ 、 $\tilde{Q}_p$ を加えたものであり、室内試験で見られるような自然な逆S字状の応力・ひずみ関係を得ることを意図したものである。パラメータ $b_d^d$ は、変相時( $\tilde{Q} = \tilde{Q}_p$ )にちょうど $\varepsilon_d^d = 0$ となる条件を満たすように、次式で与える。

$$b_d^d = \frac{-\varepsilon_d^{dd}}{X}$$

$$X = c_d^d \left[ (\tilde{Q}_p - \tilde{Q}^u)(\tilde{\varepsilon}_p - \tilde{\varepsilon}^u) - a_x a_y \tilde{Q}_f \tilde{\varepsilon}_r \left\{ \frac{|\tilde{\varepsilon}_p - \tilde{\varepsilon}^u|}{a_x \tilde{\varepsilon}_r} - \ln \left( 1 + \frac{|\tilde{\varepsilon}_p - \tilde{\varepsilon}^u|}{a_x \tilde{\varepsilon}_r} \right) \right\} \right] \quad (4.64)$$

$\varepsilon_d^{dd}$ は除荷時点における正のダイレイタンシー(≦0)である。 $\tilde{\varepsilon}_p$ は変相時の偏差ひずみであり、次式により算出することができる。

$$\tilde{\varepsilon}_p = \frac{1}{\mu_0} \frac{a_x}{a_y} \frac{\tilde{Q}_p - \tilde{Q}^u}{1 - |\tilde{Q}_p - \tilde{Q}^u| / (a_y \tilde{Q}_f)} + \tilde{\varepsilon}^u \quad (4.65)$$

式(4.64)、(4.65)を用いて、除荷時点における正のダイレイタンシー $\varepsilon_d^{dd}$ 、せん断応力比 $\tilde{Q}^u$ 、偏差ひずみ $\tilde{\varepsilon}^u$ 等に基づいて $b_d^d$ を定めることとする。パラメータ $c_d^d$ については一定値(材料定数)とする。

正のダイレイタンシーの $\varepsilon_d^{dd}$ は、式(4.63)により得られた増分 $d\varepsilon_d^d$ を逐次積分することで求める。

#### 4.7 個々の関係式の統合

以上に示した部分的なモデルを統合するにあたり、平均有効応力増分 $d\sigma_m$ について書き下すと、

$$\begin{aligned} d\sigma_m &= D^c (d\varepsilon_v - d\varepsilon_d^c - d\varepsilon_d^d) \\ &= D^c d\varepsilon_v - D^c D^{dc} \frac{\partial L}{\partial \tilde{Q}} \frac{d\tilde{Q}}{d\tilde{\varepsilon}^p} \frac{d\lambda}{de_{kl}} de_{kl} \\ &\quad - D^c D^{dc} \frac{\partial L}{\partial \sigma_m} d\sigma_m - D^c D^{dd} de_{kl} \end{aligned} \quad (4.66)$$

右辺第3項にも $d\sigma_m$ が現れる。そこで、右辺第3項を左辺に移項して整理すると、次のように書くことができる。

$$d\sigma_m = \frac{D^c}{A} \left( C \delta_{kl} - B \frac{d\lambda}{de_{kl}} - D_{kl}^{dd} \right) d\varepsilon_{kl} \quad (4.67)$$

$$A = 1 + D^c D^{dc} \frac{\partial L}{\partial \sigma_m}, \quad B = D^{dc} \frac{\partial L}{\partial \tilde{Q}} \frac{d\tilde{Q}}{d\tilde{\varepsilon}^p},$$

$$C = 1 + \frac{\delta_{rs}}{3} \left( B \frac{d\lambda}{de_{rs}} + D_{rs}^{dd} \right) \quad (4.68)$$

これを用いると、次の弾塑性構成式を導くことができる。

$$\begin{aligned} d\sigma_{ij} &= (\delta_{ij} + Q_{ij}) \frac{D^c}{A} \left( C \delta_{kl} - B \frac{d\lambda}{de_{kl}} - D_{kl}^{dd} \right) d\varepsilon_{kl} \\ &\quad + \sigma_m D_{ijkl}^s de_{kl} \\ &= D_{ijkl} d\varepsilon_{kl} \end{aligned} \quad (4.69)$$

表-4.1 材料定数の設定

材料定数	試料4-2-3 (沖積層)	試料9-2-1 (盛土材)	設定方法	
圧縮特性	$e_0$	0.909	0.999	液状化試験前の圧密記録
	$\lambda$	0.0175	0.0174	液状化試験前の圧密記録
内部摩擦特性	$\mu_0$	468	542	微小繰返し載荷
	$\tilde{Q}_f$	0.821	0.842	ストレスパスから読み取り
	$h_{max}$	0.35	0.35	動的変形特性(排水条件)の一般値
負のダイレイタンシー	$a$	0.131	0.145	液状化強度曲線のフィッティング
	$b$	0.251	0.094	液状化強度曲線のフィッティング
	$p_1$	0.8	0.8	水圧上昇曲線との整合性確認
	$p_2$	0.25	0.25	水圧上昇曲線との整合性確認
	$\varepsilon_d^{dd}$	0.0287	0.0457	液状化試験後の再圧密記録
正のダイレイタンシー	$\tilde{Q}_p$	0.437	0.598	ストレスパスから読み取り
	$c_d^d$	0.32	0.32	試行錯誤

$$\begin{aligned} D_{ijkl} &= (\delta_{ij} + Q_{ij}) \frac{D^c}{A} \left( C \delta_{kl} - B \frac{d\lambda}{de_{kl}} - D_{kl}^{dd} \right) \\ &\quad + \sigma_m D_{ijkl}^s - \sigma_m D_{ijrs}^s \frac{1}{3} \delta_{rs} \delta_{kl} \end{aligned} \quad (4.70)$$

負荷判定により載荷と判定された場合は、式(4.69)により応力増分 $d\sigma_{ij}$ を求める。中立または除荷と判定された場合は式(4.70)の $D_{ijkl}$ の代わりに次の弾性構成マトリックス $D_{ijkl}^e$ を用いて応力増分 $d\sigma_{ij}$ を求める。

$$D_{ijkl}^e = \left( D^c - \frac{2}{3} \mu_0 \sigma_m \right) \delta_{ij} \delta_{kl} + \mu_0 \sigma_m (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (4.71)$$

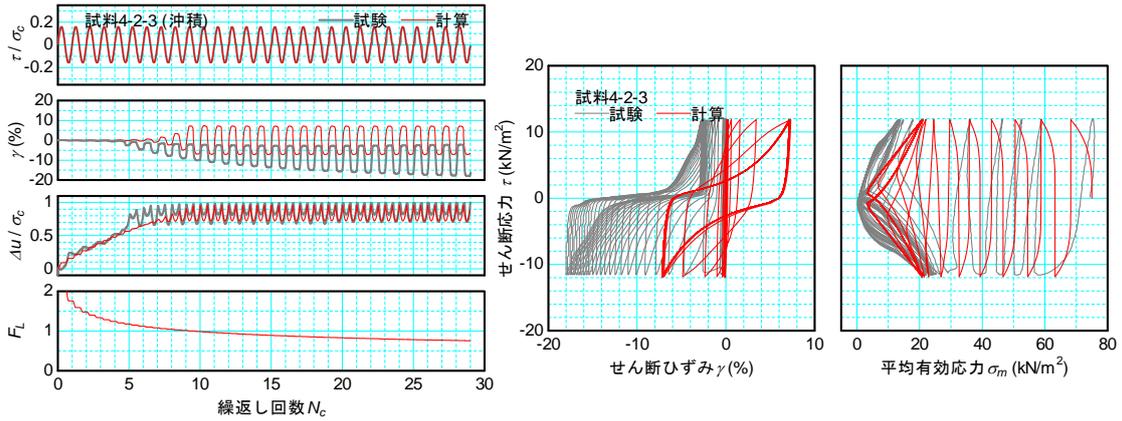
また、除荷と判定された場合は、新たな履歴負荷面を生成することとする。

#### 4.8 堆積年代の異なる砂質土に関する試算

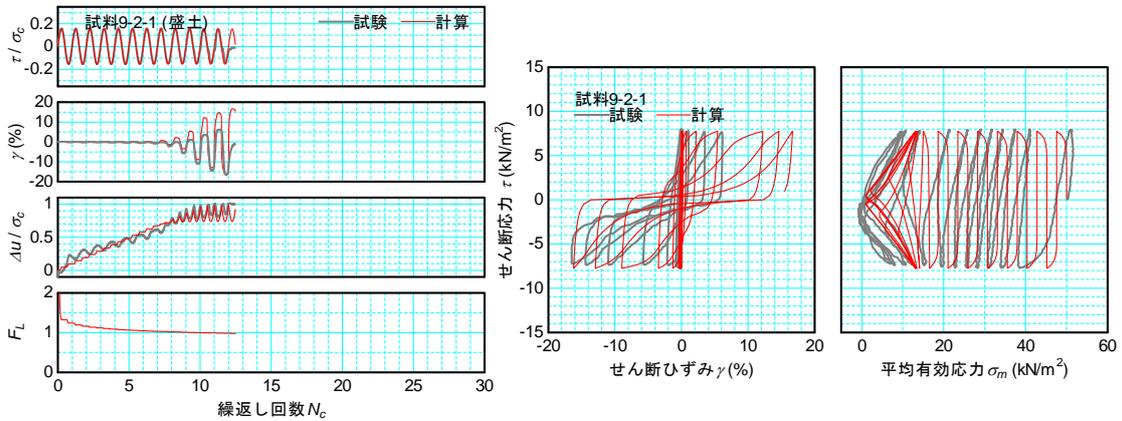
以上に示した数値モデルを検証するため、室内試験データを対象とした試算を行う。ここでは、関東地方で得られた原位置試料のうち、沖積層から採取された試料4-2-3と河川堤防の堤体下部で採取された試料9-2-1に関する繰返し非排水三軸試験結果<sup>9)</sup>を対象とする。なお、前節までで示した数値モデルは単純せん断モードを対象としたものであり、比較対象とする室内試験についても単純せん断モード(繰返し中空ねじり試験等)で実施されたものであることが望ましい。しかし、本研究で着目する多種多様な実地盤材料(原位置採取試料)については、供試体作製の難しさの問題からそのようなデータの蓄積が少ない。したがって、室内試験で得られた軸差応力 $\sigma_d$ 、軸ひずみ $\varepsilon_d$ をそれぞれせん断応力 $\tau(=\sigma_d/2)$ 、せん断ひずみ $\gamma(=1.5\varepsilon_d)$ に換算し、数値計算と比較することとした。

いずれも細粒分含有率 $FC=15\sim 25\%$ 程度で非塑性のシルト質砂である。50%粒径 $D_{50}$ は試料4-2-3で0.128~0.136mmであるのに対し、試料9-2-1は0.167~0.316mmとやや粗いものも含まれている。繰返し三軸強度比(軸ひずみ両振幅 $\varepsilon_{dA}=5\%$ 、繰返し回数20回)は試料4-2-3で0.143、試料9-2-1で0.129と同程度である。

これらに対する数値モデルの材料定数の一覧を、設定



(a) 試料4-2-3 (供試体番号 : 6)



(b) 試料9-2-1 (供試体番号 : 2)

図-4.6 代表供試体に関する試験結果と計算結果の比較

方法とあわせて表-4.1に示す。ここで、いずれの試料も、 $F_L=1$ に対応する基準過剰間隙水圧比 $R_w=0.95$ 、基準繰返し回数 $N_c=20$ としている。液状化試験データに基づく直接的な設定が困難なパラメータ $c_d/l$ については前述した要領で試行錯誤的に設定し、感度の鈍い $v_{max}$ は一般値を基に設定したが、その他のパラメータは全て液状化試験データと微小繰返し載荷、圧密記録に基づいて直接的に設定した。表-4.1より、両試料で圧縮特性、内部摩擦特性、水圧上昇曲線に関するパラメータが同程度であるのに対し、液状化強度曲線の勾配 (b) と液状化後の再圧密ひずみ ( $\epsilon_d^l$ )

が大きく異なることが特徴的である。

まず、各試料 (それぞれ4供試体) の試験データから、同程度の繰返し応力比が設定されていた2つの供試体に着目して、時刻歴およびヒステリシスを比較したものを図-4.6に示す。最初に2供試体の室内試験結果を比較すると、繰返し回数5~7回でひずみが急増し始める点は共通しているが、 $\gamma_{DA}=15\%$ までに要する繰返し回数が著しく異なること、すなわち、ひずみ発達速度が大きく異なっていることが分かる。特に、沖積層から採取された試料4-2-3においてひずみの発達が鈍い傾向は、年代効果の影響を

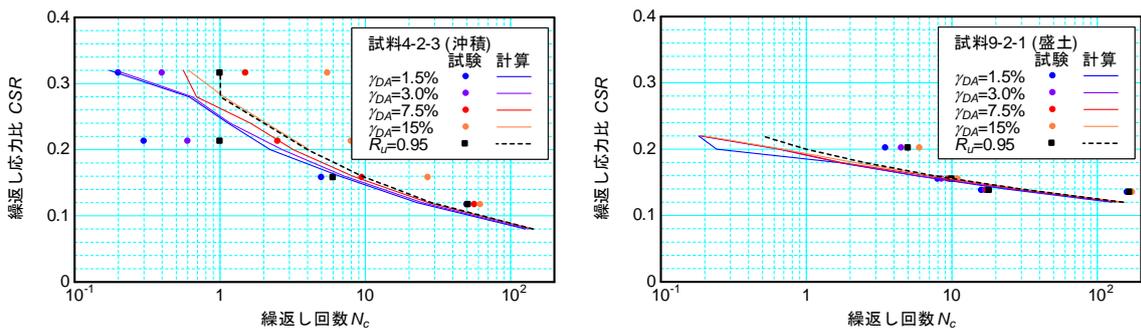


図-4.7 液状化強度曲線

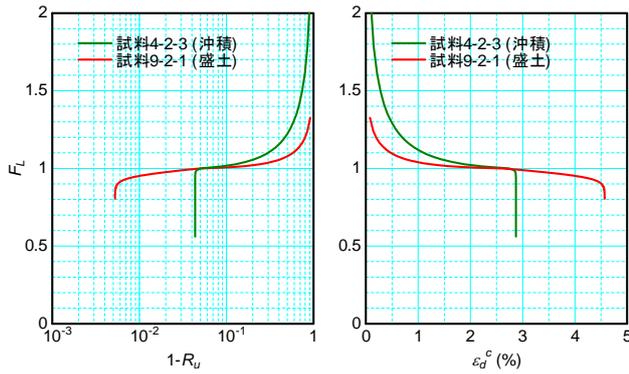


図-4.8  $F_L$ と過剰間隙水圧比  $R_u$ 、負のダイレイタンス  $\varepsilon_d^f$ の関係

表している可能性が考えられる。

これに対し、数値計算の結果は、ひずみ発達速度の差異を良好に再現していることが分かる。過剰間隙水圧の時刻歴も良好に再現されているが、これは、過剰間隙水圧比で定義した液状化強度曲線のフィッティングによりパラメータ  $a$ 、 $b$ を設定していることから、当然の結果である。

なお、図-4.6に併記しているように、数値計算の結果として  $F_L$ が時刻歴として算出されている。また、いずれの供試体についても、 $F_L$ が1.0に到達すると同時に過剰間隙水圧比が1.0付近(実際には0.95)まで上昇し、同程度のタイミングでひずみが急増し始めていることが分かる。このことは、 $F_L$ が土の内部変数として機能していることを意味している。

次に、室内試験と数値計算による液状化強度曲線を図-4.7に示す。なお、試料4-2-3に対する計算においては、 $CSR < 0.2$ の場合に繰返し回数500回以下の範囲で両振幅せん断ひずみ  $\gamma_{DA} = 15\%$ に達しなかった。パラメータ  $a$ 、 $b$ を試験データに基づいて設定したものの、過剰間隙水圧比  $R_u = 0.95$ までに要する繰返し回数を全供試体について再現できていないことから分かるように、原位置試料の各供試体がばらつきを有する中で、全供試体の試験データを再現することは難しい。実際のところ、本報に示す数値計算では図-4.6に示す代表供試体の挙動の再現性を重視して材料定数を設定したため、液状化強度曲線の形で俯瞰的に見ると再現性が高いとはいえない。しかしながら、 $\gamma_{DA} = 1.5 \sim 15\%$ に関する曲線の間隔、すなわちひずみ発達速度については、両試料の違いを定性的に表現することができている。

材料定数の設定によっては、液状化強度曲線をより精度よく再現することも可能であるが、その場合は個々の供試体に関する試験データの再現性が低下する。これは、原位置採取試料を対象とした液状化試験法が有する根本

的な問題として指摘することができる。

最後に、表-4.1の材料定数を用いて、式(4.55)、(4.56)および(4.58)により液状化抵抗率  $F_L$ 、過剰間隙水圧比  $R_u$ 、負のダイレイタンス  $\varepsilon_d^f$ の関係を算出した結果を図-4.8に示す。同図左では、拘束圧の低下度合いがよく分かるように  $(1-R_u)$ を対数軸上で表示している。試料9-2-1(盛土)に比べると、試料4-2-3(沖積層)は液状化の進行( $F_L$ の低下)に伴う拘束圧の低下と負のダイレイタンスの進展が鈍い傾向が、数値モデルにより表現されていることが分かる。本モデルによって液状化後のひずみ発達速度の差異が表現されたのは、このためである。また、表-4.1から分かるように、これらの差異を決定付けたのは液状化後の再圧密体積ひずみ( $\varepsilon_d^f$ )と液状化強度曲線の勾配(b)の両試料における違いである。

なお、近年の研究<sup>26),27)</sup>では、年代効果の有無によって液状化後の再圧密体積ひずみの大きさが明瞭に異なる傾向が確認されている。この事実にも照らして考えると、本報に示した2試料の土においても、負のダイレイタンスの累積量の差異が年代効果に起因している可能性があり、これが非排水条件下における初期液状化後のひずみ発達速度の差異として表れたものと解釈することができる。また、この解釈が正しければ、年代効果の影響を考慮していく上で、初期液状化状態への到達 ( $F_L = 1$ 、あるいは  $\varepsilon_{DA} = 5\%$ )の有無よりも初期液状化後の変形特性に着目することの重要性を指摘することができる。以上のように、 $F_L$ という指標を介することで、土の詳細な液状化挙動を説明されたことは、 $F_L$ に基づく液状化の判定法～影響評価法の今後の発展可能性を示唆する重要な知見であると言える。

#### 4.9 粘性土に関する試算

続けて、典型的な粘性土の繰返し非排水三軸試験結果として、関東地方で得られた原位置試料<sup>6)</sup>のうち、埋立粘性土から採取された試料13-1-1における代表供試体(繰返し応力比  $CSR = 0.294$ )の試験結果の時刻歴及びヒステリシスを図-4.9に示す。軸差応力  $\sigma_d$ 、軸ひずみ  $\varepsilon_a$ は、それぞれせん断応力  $\tau (= \sigma_d/2)$ 、せん断ひずみ  $\gamma (= 1.5\varepsilon_a)$ に換算して示している。なお、試料13-1-1の主な物理特性は、細粒分含有率  $F_c = 99\%$ 程度、50%粒径  $D_{50} = 0.0615 \sim 0.0111 \text{mm}$ 、塑性指数  $I_p = 35.7 \sim 49.7$ 、繰返し三軸強度比(軸ひずみ両振幅  $\varepsilon_{DA} = 5\%$ )  $R_{L20} = 0.477$ であった。

まず、試験結果の時刻歴を見ると、載荷開始直後から試験終了まで徐々にひずみが発達し、液状化の発生基準とされる  $\gamma_{DA} = 7.5\%$ に到達しているが、過剰間隙水圧比は最大でも  $\Delta u/\sigma'_c = 0.7$ 程度と低い。このため、応力・ひずみ関係において接線勾配が極端に低下する領域が現れない

という点が、典型的な砂の液状化挙動とは異なる。このため、塑性の高い粘性土を判定対象外とする現在の液状化判定法の扱いには、一定の合理性があると言える。一方で、繰返しせん断試験におけるひずみ振幅のみに着目した液状化発生基準には、再考の余地があると考えられる。

次に、数値計算に用いた材料定数の一覧を設定方法と合わせて表-4.2に示す。材料定数は、可能な限り、室内試験の結果から直接的に設定している。 $F_L=1$ に相当する基準過剰間隙水圧比 $R_{ur}$ は、 $\gamma_{DA}=7.5\%$ 相当のひずみが生じた時の過剰間隙水圧比を基に $R_{ur}=0.6$ としている。室内試験の結果からも論述したように、粘性土のパラメータとして、初期せん断弾性係数比が $\mu_0=211$ と低いこと、負のダイレイタンシーの最大値 $\varepsilon_d^{cl}=0.0274$ に対して圧縮指数が $\lambda=0.061$ と大きいことが特徴的である。

再現計算の結果を室内試験の結果と合わせて図-4.9に示す。室内試験結果に基づいてパラメータを設定した結果、数値計算により、ひずみの発達速度や過剰間隙水圧の時刻歴、応力・ひずみ関係に見られる接線剛性の低下度合いといった粘性土の繰返しせん断挙動の特徴が良好に再現されていることが分かる。

前節に示した砂質土と本節における粘性土の材料定数を比較すると、粘性土の繰返しせん断挙動を特徴付ける要因は、①初期せん断剛性が低いこと、②負のダイレイタンシーの累積量に対して圧縮性が高いことにある。初期せん断剛性が低いことは、過剰間隙水圧の上昇が鈍いにも関わらず液状化発生基準とされるひずみに容易に到達する結果をもたらしていると考えられる。また、負のダイレイタンシーの累積量に対して圧縮性が高いことは、過剰間隙水圧の上昇が鈍く、顕著な剛性低下が生じにくいことと関連していると考えられる。

以上のように、本モデルのような表現方法を適用すれば、多種多様な土の繰返しせん断に対する変形特性を統一的かつ合理的に説明することができる。一方、ひずみ振幅のみによって液状化の発生有無を判定する繰返しせん断試験の液状化発生基準には再考の余地があると考えられる。

#### 4.10 まとめ

本研究では、 $F_L$ に基づく液状化の判定法～影響評価法の発展可能性を明らかにすることを目的として、 $F_L$ を指標とした土の液状化挙動に関するモデル化手法について検討を行った。得られた知見をまとめると、次のとおりである。

- (1) 液状化強度曲線、水圧上昇曲線、圧縮曲線を組み合わせることで、 $F_L$ と負のダイレイタンシー $\varepsilon_d$ の関

表-4.2 材料定数の設定

材料定数	試験13-1-1 (粘性土)	設定方法	
圧縮特性	$e_0$	1.905	液状化試験後の圧密記録
	$\lambda$	0.061	液状化試験後の圧密記録
内部摩擦特性	$\mu_0$	211	微小繰返し載荷
	$\tilde{Q}_r$	0.991	ストレスパスから読み取り
	$h_{max}$	0.35	動的変形特性(排水条件)の一般値
負のダイレイタンシー	$a$	0.468	液状化強度曲線のフィッティング
	$b$	0.119	液状化強度曲線のフィッティング
	$p_1$	0.8	水圧上昇曲線との整合性確認
	$p_2$	3.7	水圧上昇曲線との整合性確認
	$\varepsilon_d^{cl}$	0.0274	液状化試験後の再圧密記録
正のダイレイタンシー	$\tilde{Q}_{pr}$	0.598	ストレスパスから読み取り
	$c_d^d$	0.32	試行錯誤

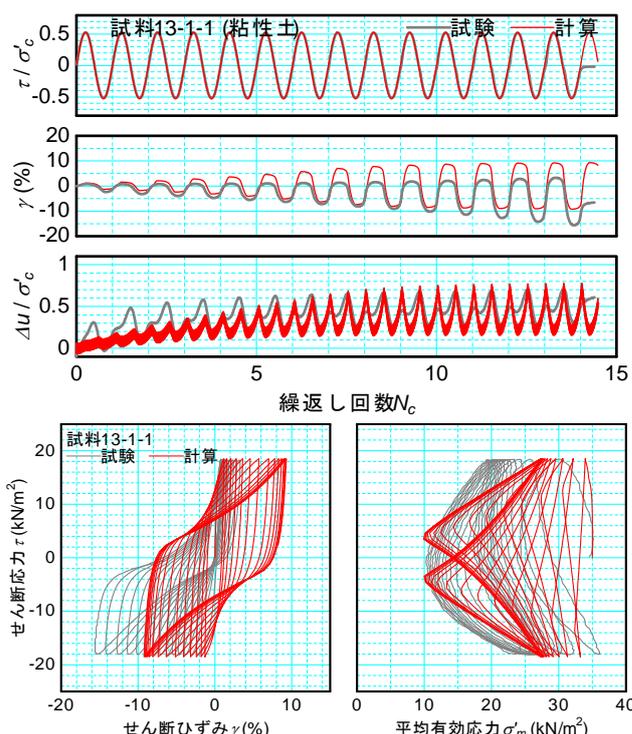


図-4.9 代表供試体に関する試験結果と計算結果の比較

- (2) 同程度の繰返し三軸強度比  $R_L$  を有する堆積年代の異なる砂質土の原位置試料の液状化試験データを対象として数値モデルによる試算を行った結果、両試料におけるひずみ発達速度の差異を再現することができた。試算は、液状化試験等の結果からなるべく多くの材料定数を直接的に設定した上で実施したものであり、液状化後の再圧密ひずみと液状化強度曲線の勾配が、ひずみ発達速度の差異を特徴付ける要因となった。
- (3) 細粒分が多く高塑性の粘性土では、繰返し非排水せん断に対して載荷初期からゆるやかにひずみが発

達し、砂の液状化の発生基準に相当するひずみが生じうるものの、過剰間隙水圧の上昇が鈍く、応力・ひずみ関係において接線剛性が極端に低下する領域が現れない。このような粘性土の繰返しせん断挙動は、初期せん断剛性が小さいこと、負のダイレイタンスの累積量に対して圧縮性が高いことに起因するものと考えられる。

以上より、構築した数値モデルを用いることで、多種多様な土の繰返しせん断挙動を良好に再現できることが確認された。このことは、土質や堆積年代の異なる多様な土の液状化特性を統一的に表現できる可能性を示唆している。

## 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的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 28～30 年度の取り組みをまとめると、以下のとおりである。

- 1) 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。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の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。
- 2) 土の原位置液状化強度を直接的に評価することを目的とした原位置液状化試験法 (振動式コーン) に関する機器製作を行い、室内土槽実験によりその適用性を検証した。その結果、定点振動による試験法の有用性が確認された。また、評価方法の一案として、先端抵抗が零となった時点のプローブ慣性力に着目した評価手法が有用であると考えられる。今後は、振動式コーンを用いた原位置液状化試験法の確立に向けて、実地盤での適用性検証および先端抵抗が零となった時点のプローブ慣性力と土の液状化強度の関係を明らかにする必要がある。
- 3) 多様な土の液状化挙動 (要素挙動) と各種構造物の地震時挙動の関係を明らかにすることを目的として、液

状化抵抗率  $F_L$  と関連付けつつ、多様な土の液状化挙動を表現しうる土の繰返しせん断モデルを試作した。また、試作したモデルを用いて、原位置試料のうち、堆積年代の異なる砂質土、典型的な粘性土の繰返し非排水三軸試験結果の再現計算を行った。その結果、様々な種類の土の繰返しせん断挙動を良好に再現できることが確認された。これらは、土質や堆積年代の異なる多様な土の液状化特性を統一的に表現できる可能性を示唆している。今後は、要素レベルあるいは境界値問題 (模型実験、被災事例等) を対象とした検証を引き続き行うとともに、地盤調査・室内試験に基づく材料定数の設定方法や液状化の影響評価モデルへの反映方法等についても一体的に検討することで、液状化判定法～構造物への影響評価法の合理化を目指したい。

## 参考文献

- 1) 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
- 2) 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、土木学会論文集、Vol.73、No.6、pp.1\_537-1\_550、2017.9
- 3) 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
- 4) 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、pp.1819-1828、2014
- 5) 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
- 6) 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、p.159、2016.3
- 7) 谷本俊輔、佐々木哲也、石原雅規：液状化判定法の課題 一年代効果の問題を中心に一、地盤工学会誌、Vol.64、No.8、pp.18-21、2016.8
- 8) 国土交通省、液状化対策技術検討会議：「液状化対策技術検討会議」検討成果、p.31、2011.8
- 9) 佐々木哲也、石原雅規、谷本俊輔、増山博之：東北地方太平洋沖地震における液状化を踏まえた液状化

- 判定法の検討、土木研究所資料、第4280号、p.29、2014.1
- 10) 国立研究開発法人土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：3.8 液状化判定法の高精度化に関する研究(1)、平成27年度プロジェクト研究成果報告書、p.55
  - 11) 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、p.36、2000.12
  - 12) 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
  - 13) 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
  - 14) 大川征治、前田良刀、真鍋進、龍岡文夫：累積損傷度理論を用いた簡易液状化判定手法の提案、第19回地震工学研究発表会講演概要、pp.249-252、1987
  - 15) 松尾修：道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題、土木学会論文集、No.757/III-66、pp.1-20、2004
  - 16) 谷本俊輔、石原雅規、佐々木哲也： $F_L$ ・過剰間隙水圧比・ダイレイタンスーの関係と影響要因に関する考察、日本地震工学会・大会-2017梗概集、pp.3-12、2017.11
  - 17) 福武毅芳、松岡元：任意方向単純せん断におけるダイレイタンスーの統一的解釈、土木学会論文集、第412号/III-12、pp.143-151、1989.12
  - 18) 井合進、飛田哲男、小堤治：砂の繰返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンスー関係、京都大学防災研究所年報、第51号B、pp.291-303、2008.6
  - 19) Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.: Parameter identification for a cyclic mobility model, 港湾技術研究所報告, Vol.29, No.4, pp.57-83, 1990.12
  - 20) Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.6
  - 21) Hardin, B. O. & Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, Proc. of the ASCE, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1972.7
  - 22) Ishihara, K., Yoshida, N. & Tsujino, S.: Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, Proc. of the 5<sup>th</sup> Int. Conf. for Numerical Methods in Geomechanics, Nagoya, Vol.1, pp.373-380, 1985.4
  - 23) 橋口公一：下負荷面モデル、土と基礎、Vol.52、No.10、pp.30-32、2004.10
  - 24) 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、p.190、1981.9
  - 25) 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
  - 26) 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、No.752、p.9、2015.10
  - 27) 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 reconstituted samples, *Soils and Foundations*, 56, pp.545-558, 2016
  - 28) 松尾修、東拓生：液状化の判定法、土木技術資料、No.39、Vol.2、pp.20-25、1997.2
  - 29) 松尾修：道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題、土木学会論文集、No.757/III-66、pp.1-20、2004

### 4.3.2 構造物への影響を考慮した液状化判定法に関する研究 (2)

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：畠山乃、林宏親、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。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適切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。

本研究では、特殊土でありながら既往の液状化判定法では特別な取扱いがされていない火山灰質土について、原位置試験と室内試験から火山灰質土の液状化強度比に及ぼす各種要因を解明し液状化の発生予測の精度を向上させるとともに、火山灰質土の液状化挙動を反映した動的有効応力解析のモデル化手法を構築し、火山灰質土の液状化が構造物へ及ぼす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する。

キーワード：液状化判定、耐震設計、火山灰質土、液状化強度比、S波速度

#### 1. はじめに

平成23年東北地方太平洋沖地震およびその余震では、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た。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適切に評価することが必要である。

火山国である我が国には、第四紀以降の活発な火山活動によって火山噴出物が広域に堆積しており、その種類や性質は多様である<sup>例えは、1)、2)、3)</sup>。2009年発刊の「地盤材料試験の方法と解説(地盤工学会)」では、火山灰質土は、普通の土の地盤工学的特性とは明らかに異なる「特殊土」として扱われた<sup>4)</sup>。特に、火山灰質粗粒土は、構成粒子が多孔質かつ脆弱であることに起因する粒子破碎や、堆積過程における溶結作用によりやや固結した様相を呈するものもあり、砂質土とは異なる物理・力学特性を示すことが分かっている<sup>5)~10)</sup>。

また、平成5年釧路沖地震や同北海道南西沖地震、平成15年十勝沖地震や平成30年北海道胆振東部地震では、火山灰質地盤の液状化による甚大な被害が確認されている。しかし、火山灰質土に対する液状化判定法については、研究・検証が十分には行われておらず実用化には至っていない。特に、火山灰質土の液状化強度比についての知見が少ない状況にある。さらに、試料のサンプリング方法を含めた液状化強度比を求める試験方法についても、砂質土を対象とした現行の評価方法を検証し、火山

灰質土の特性を考慮した最適な評価方法の検討が必要である。

本研究では、特殊土でありながら既往の研究では特別な取扱いがされていない火山灰質土について、原位置試験と室内試験から火山灰質土の液状化強度比の適正な評価手法を検討し液状化の発生予測の精度を向上させるとともに、火山灰質土の液状化挙動を反映した動的有効応力解析のモデル化手法を構築し、火山灰質土の液状化が構造物へ及ぼす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、北海道美幌町の火山灰質土を対象に、原位置試験・室内試験から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。

平成29年度は、北海道森町の火山灰質土を対象に、平成28年度と同様の試験・考察を行うとともに、液状化中の火山灰質地盤における杭基礎の遠心力模型実験の再現解析を行い、火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映できる動的有効応力解析のモデル化手法を検討した。

平成30年度は、北海道美幌町・森町で同時に採取した火山灰質土の攪乱試料を対象に、それぞれ平成28・29年度とは異なる密度で作製した再構成試料の繰返し非排水三軸試験結果から考察を行った。さらに、火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映できる動的有効応力解析のモデル化手法の検討にあたり、より適切な地盤のモデル化手法について検討した。

2. 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

2.1 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適切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、11）、12）、13）。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。

本章では、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、過去の地震により液状化が確認された地点およびその近傍で実施した原位置および室内土質試験から考察する。

2.2 北海道美幌町における原位置および室内土質試験結果からの考察

2.2.1 調査試験概要

本節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-2.1に、調査試験箇所 No.1 の地質断面図を示す。

対象土層は屈斜路火山碎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<sup>14)</sup>では全層に亘って液状化すると判定される。また、平成15年十勝沖地震では、近傍の火山灰質土で構成された緩斜面で大規模な液状化被害が発生している<sup>13)</sup>。

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設け、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-2.2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。

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
	屈斜路火山碎屑流堆積物	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

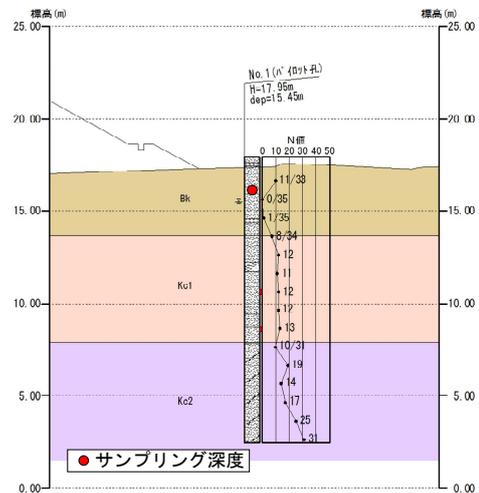


図-2.1 調査試験箇所 No.1 の地質断面図



図-2.2 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箇所でも実施)

2.2.2 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<sup>15)</sup>。表-2.1に、液状化試験に供した試料の概要を示す。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  $\rho_d$ 、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チューブサンプリング

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 $V_s$ を計測しているが、原位置にて実施したPS検層の $V_s$ と同等の値を示した。

図-2.3に、表-2.1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 $R_{L20}$ とトリプルチューブ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、 $N$ 値の小さい試料ではチューブサン

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<sup>15)</sup>と合致する。

図-2.4に、図-2.3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 $N$ 値と細粒分含有率 $F_c$ 等から算出<sup>14)</sup>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

表-2.1 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 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	乾燥密度 $\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	間隙比 $e$	S波速度 $V_s$ m/sec	土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	乾燥密度 $\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	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	121.5
No.2ブロック	2.636	1.396	0.889	122.8	2.641	1.451	0.820	121.5
トリプル	2.620	1.411	0.857	-	-	-	-	-

※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

表-2.2 再構成試験試料の概要

試料名	液状化試験 (圧密後)			
	土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	乾燥密度 $\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	間隙比 $e$	S波速度 $V_s$ m/sec
No.1再構成	2.582	1.337	0.931	128.8
No.2再構成1	2.622	1.394	0.881	129.3
No.2再構成2	2.622	1.397	0.877	113.7

※各種値は圧密後の3または4供試体の平均値

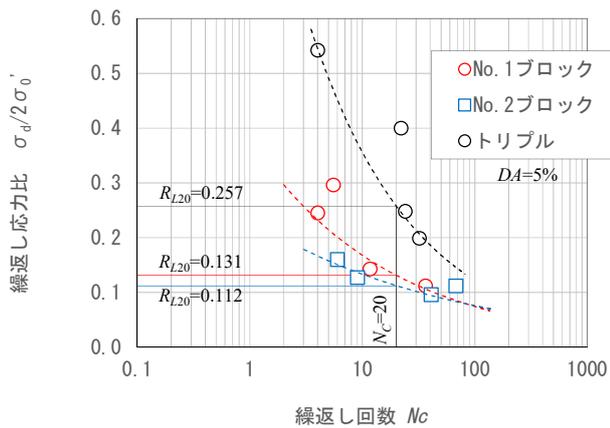


図-2.3 各試料の液状化強度曲線

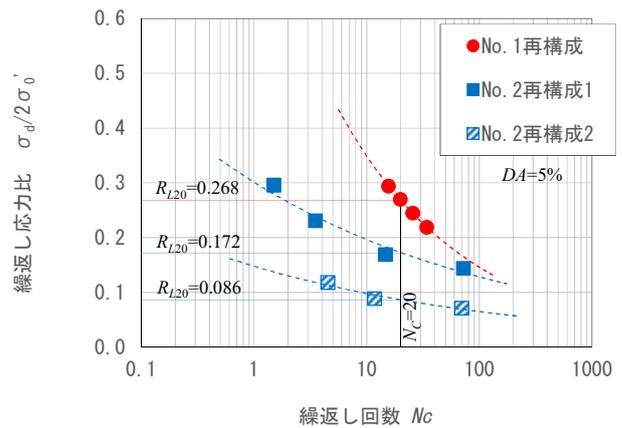


図-2.5 再構成試料の液状化強度曲線

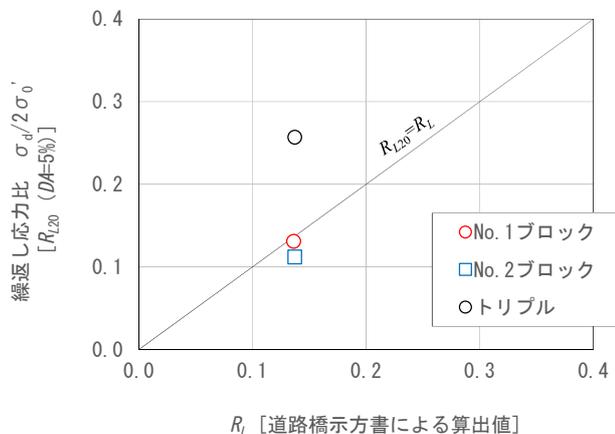


図-2.4 液状化試験による $R_{L20}$ と道路橋示方書により算出した $R_L$

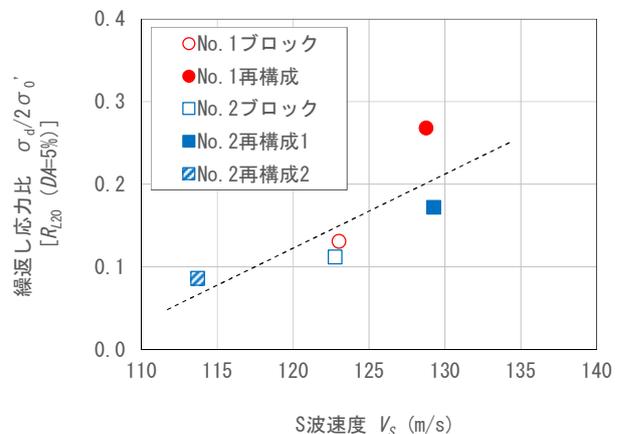


図-2.6 ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化強度比 $R_{L20}$ とS波速度 $V_s$

ンプリング試料はトリプル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。

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 $\rho_d$  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（No.1再構成、No.2再構成1）を作製し、液状化試験を行った。表-2.2に再構成試料の概要を、図-2.5に再構成試料の液状化強度曲線を示す。図-2.6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。そこで、箇所No.2の攪乱試料を用いてブロックサンプリング試料ならびに再構成試料1の供試体と同等の密度で $V_s$  の異なる再構成試料2を作製し、液状化試験を行った。その結果、その相関がより明確となり、同一密度の火山灰質土の液状化強度比 $R_L$  は $V_s$  に依存することが窺われた。前述のトリプルチューブサンプリング試料は、乾燥密度 $\rho_d$  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 $V_s$  と液状化強度比 $R_{L20}$ 、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あると考えられる。

2.2.3 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-2.3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 $\rho_d$  は $1.3\text{g/cm}^3$  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。

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。

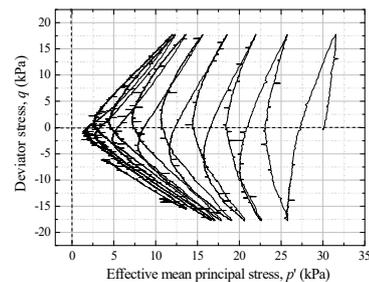
ここでは、ブロック1の試料品質が良く年代効果を保持するもの、ブロック2、再構成1の試料は年代効果を喪失したものとして考える。

図-2.7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

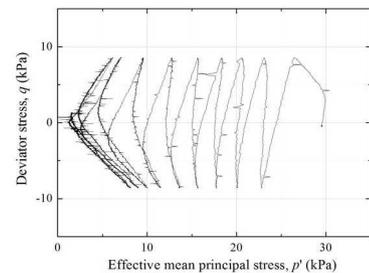
表-2.3 試験試料の概要と液状化試験結果

試験名	液状化試験（圧密後）				現場密度試験・PS検層			
	乾燥密度 $\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	S波速度 $V_s$ m/sec	繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_0$ DA=5%	繰返し回数 $N_c$	土粒子の密度 $\rho_s$ g/cm <sup>3</sup>	乾燥密度 $\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	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	121.5
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				

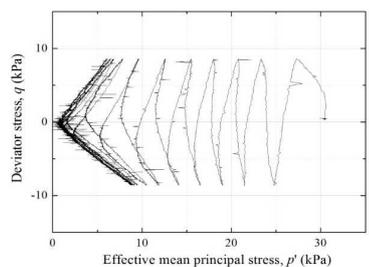
※液状化試験供試体の各種値は圧密後の1供試体の値



(a) No. 3 ブロック 1



(b) No. 3 ブロック 2



(c) No. 3 再構成 1

図-2.7 各試料液状化試験の有効応力経路

水圧の発達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. <sup>16)</sup> 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。さらに、Kiyota et al. <sup>17)</sup> 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-2.8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、 $p'=10\text{kPa}$  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効果」が主体であり、「セメンテーション効果」

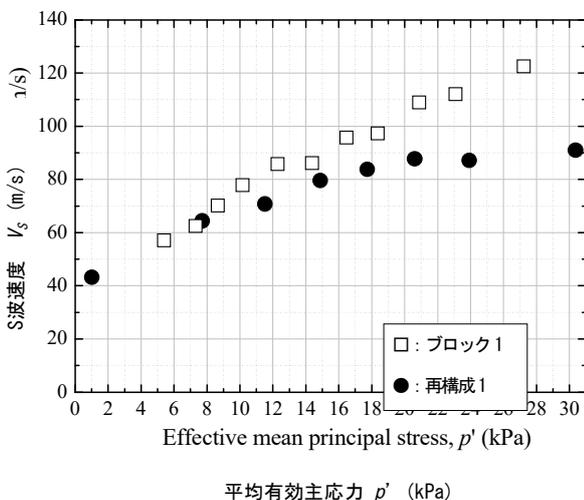


図-2.8 不攪乱試料と再構成試料の液状化中の  $V_s$  の変化

を有していないことが示唆される。

## 2.3 北海道森町における原位置および室内土質試験結果からの考察

### 2.3.1 調査試験概要

本節における調査試験対象土は、平成5年北海道南西沖地震により液状化が確認された<sup>18)</sup>北海道森町の火山灰質土である。図-2.9に、調査試験箇所近傍の地質断面図を示す。当該箇所は、北海道駒ヶ岳の山麓北西に位置し、工学的基盤と思われる尾白内層 (Ot) の上位に第四紀の駒ヶ岳火山噴出物 (As, Ag) が厚く堆積しており、この層は、更新世後期から現在まで活動を続けている駒ヶ岳の噴出物で、溶岩、火山礫、軽石および火山灰からなり、

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	0.65~1.60	-	粘性土質砂質礫
	駒ヶ岳火山噴出物 (降下軽石・Ko-d)	火山灰	Av	1.10	0	軽石まじり火山灰
	駒ヶ岳火山噴出物 (岩屑なだれ堆積物の二次堆積物)	砂質土	As	6.25~13.25	1~14	粘性土質礫質砂 粘性土まじり礫質砂
		礫質土	Ag	6.25	2~20	粘性土質砂質礫 粘性土まじり砂質礫
新第三紀	尾白内層	岩盤	Ot	3.29~3.80	>50	凝灰角礫岩

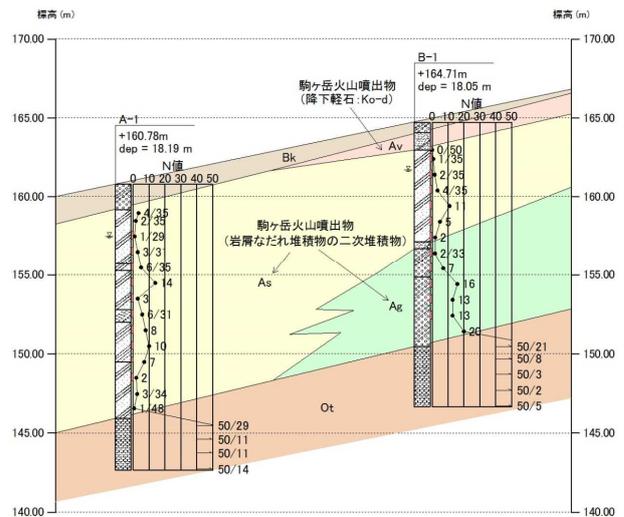


図-2.9 調査試験箇所近傍の地質縦断面図



図-2.10 攪乱試料採取箇所の状況

礫をわずかに伴う岩屑なだれ堆積物の二次堆積物とされている。平成5年の北海道南西沖地震では、この地域に広く堆積するAs層が液状化し、家屋や道路に被害をもたらしたとされている<sup>19)</sup>。調査試験の対象土は、図-2.9のA-1孔から北西に約20m離れた地点において、GL-0.35mから出土し非常に緩く堆積する軽石混じり火山灰質砂とした。この火山灰質土は、駒ヶ岳岩屑なだれ堆積物の二次堆積物であるAs層の火山灰質土と考えられる。

森町の調査試験箇所においても、美幌町と同様にブロックサンプリングによる乱れの少ない試料の採取を試みたが、礫が多く不可能であった。そのため、森町の火山灰質土を対象とした液状化試験に用いる試料は、GL-0.40~-1.10mにおいてトリプルチューブサンプリングにより採取した試料と、GL-0.60mまで静かに掘り下げた後に採取した攪乱試料を再構成して用いた。図-2.10に、攪乱試料採取箇所の状況を示す。

2.3.2 液状化強度比  $R_L$  に及ぼす土粒子構造の影響

森町の火山灰質土を対象とした液状化試験は、ブロックサンプリングによる試料の採取が困難であったため、トリプルチューブサンプリング試料と同試料の供試体密度と同等の密度の再構成供試体を作製し実施した。再構成試料の液状化試験にあたっては、所要の有効拘束圧に至るまで通常の圧密を加えた試料 (Standard) と、所要の有効拘束圧の3.7倍まで過圧密履歴を与えた試料 (OCR3.7) の2試料を実施した。すなわち、密度は同等であるがそれぞれ土粒子構造が異なる3試料での液状化試験を試みた。これは、清田らの研究<sup>20)</sup>において、砂質土の  $R_L$  に及ぼす影響は、密度と土粒子構造に集約され、土粒子構造に起因する  $R_L$  の変化は  $V_s$  に起因する、つまり、密度一定条件下で土粒子構造の異なる砂質土の  $R_L$  の差は  $V_s$  の変化に対応すること、さらに、美幌町の火山灰質土においても同様の傾向が窺われたことから、森町の火山灰質土においても同様の傾向が得られるのかを試みるものである。

表-2.4に、液状化試験に供した試料の概要を示す。また、GL-0.60mで実施した、現場密度試験 (砂置換法) 結果を参考として併せて示す。トリプルチューブサンプリング試料は、原位置よりも大きな  $V_s$  の値を示したが、乾燥密度  $\rho_d$ 、間隙比  $e$  は、現場密度試験に近い値を示した。再構成試料供試体は、トリプルチューブサンプリング試料と同等の  $\rho_d$ 、 $e$  を有しており、それぞれ異なる  $V_s$  を示した。すなわち、密度が同等で土粒子構造が異なる供試体が作製されたものとする。各供試体の  $V_s$  は、トリプルチューブサンプリング試料で最も大きく、OCR3.7試料では、通常の圧密を加えたStandard試料よりも大きな  $V_s$  を

表-2.4 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 $\rho_s$	乾燥密度 $\rho_d$	間隙比 $e$	S波速度 $V_s$	土粒子の密度 $\rho_s$	乾燥密度 $\rho_d$	間隙比 $e$	S波速度 $V_s$
	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>		m/sec	g/cm <sup>3</sup>	g/cm <sup>3</sup>		m/s
トリプル	2.888	1.484	0.946	162.5	2.914	1.497	0.947	140.2
再構成Standard	2.899	1.455	0.992	134.3				
再構成OCR3.7	2.861	1.449	0.974	156.3				

※液状化試験供試体の各種値は圧密後の3または4供試体の平均値

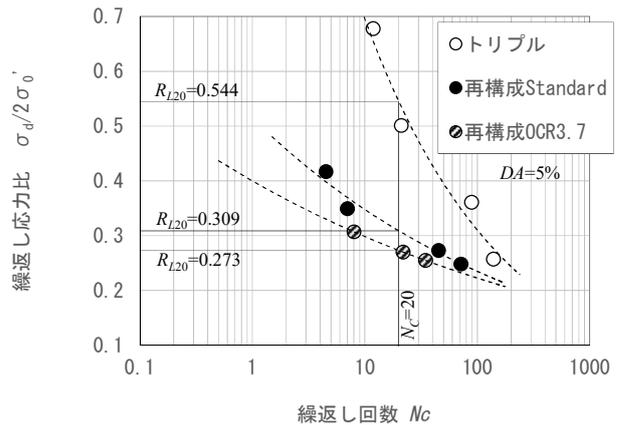


図-2.11 各試料の液状化強度曲線

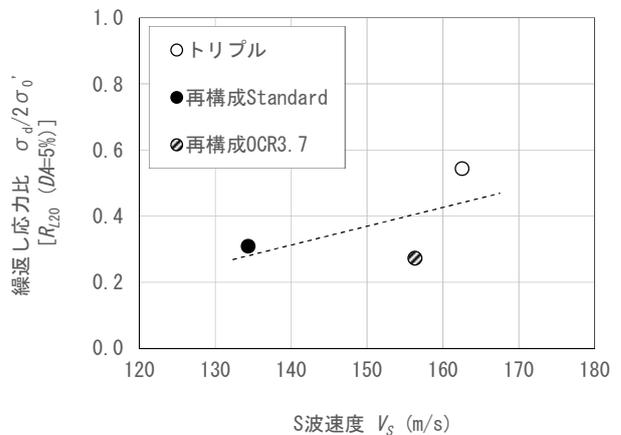


図-2.12 各試料の液状化強度比  $R_{L20}$  と S 波速度  $V_s$

示した。

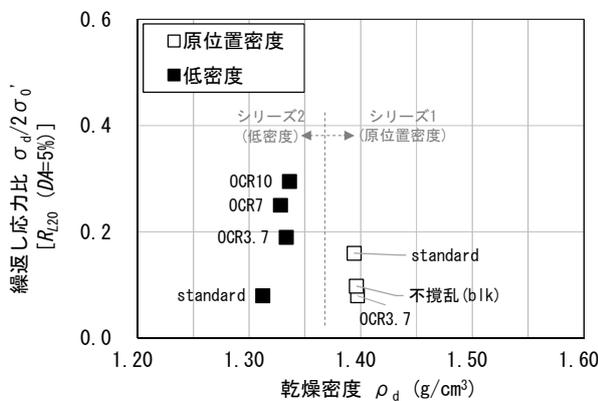
表-2.4の試料の液状化試験から得られた液状化強度曲線を図-2.11に、また、図-2.11から得られた液状化強度比  $R_{L20}$  と供試体のS波速度  $V_s$  の関係を図-2.12示す。図より、OCR3.7試料の液状化強度比  $R_{L20}$  は、Standard試料よりも大きな  $V_s$  を示したにもかかわらず、小さな値を示す結果となった。しかし、試料全体では液状化強度比  $R_{L20}$  と  $V_s$  に正の相関が窺われる。

2.4 火山灰質土の液状化強度比・密度・ $V_s$ の関係

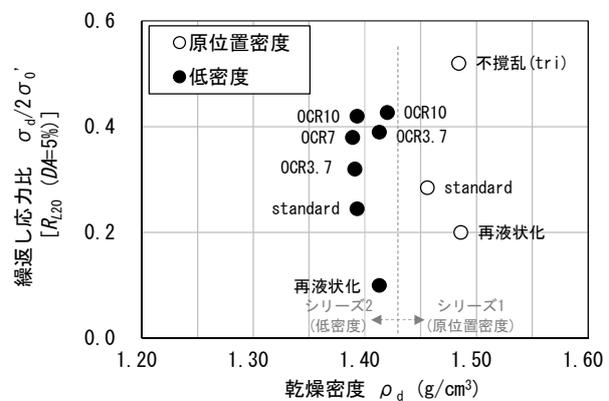
前節より、火山灰質土の液状化強度比  $R_{L20}$  に  $V_s$  との正の

表-2.5 作製した再構成試料・不攪乱試料の  $\rho_d \cdot V_s \cdot R_{L20}$

(a) 美幌町					(b) 森町				
美幌町	試料名	乾燥密度 $\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	S波速度 $V_s$ m/sec	液状化強度比 $R_{L20}$	森町	試料名	乾燥密度 $\rho_d$ g/cm <sup>3</sup>	S波速度 $V_s$ m/sec	液状化強度比 $R_{L20}$
原位置密度	Standard	1.394	129	0.172	原位置密度	Standard	1.455	134	0.309
	OCR3.7	1.397	114	0.086		再液状化	1.486	118	0.200
	不攪乱(7'ロック)	1.396	123	0.112		不攪乱(トリプル)	1.484	163	0.544
低密度	Standard	1.312	73	0.080	低密度	Standard	1.393	106	0.245
	OCR3.7	1.333	93	0.190		OCR3.7	1.391	133	0.320
	OCR7	1.328	99	0.250		OCR3.7	1.413	157	0.390
	OCR10	1.336	101	0.295		OCR7	1.389	131	0.380
				OCR10		1.393	138	0.420	
				OCR10		1.420	154	0.427	
				再液状化		1.413	90	0.100	



(a) 美幌町



(b) 森町

図-2.13 各試料の液状化強度比  $R_{L20}$  と乾燥密度  $\rho_d$

相関が窺われた。ここではさらに、美幌町・森町で採取した攪乱試料を用いて前節と同等の密度ならびに異なる密度の再構成試料を作製し実施した同様の液状化試験の結果から、液状化強度比・密度・ $V_s$ の関係について考察する。

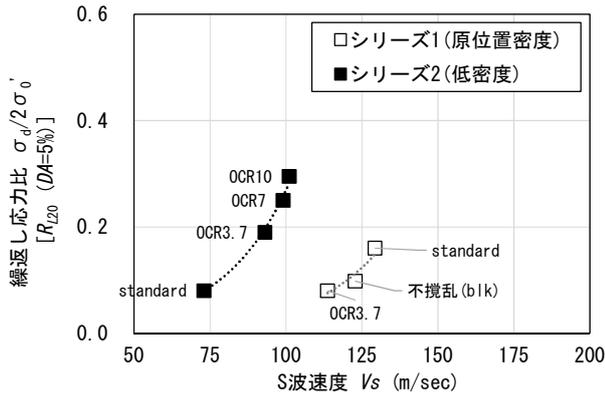
密度を2シリーズ（原位置密度・低密度）とし、シリーズ各試料の土粒子構造、すなわち  $V_s$  が異なる再構成試料を作製し液状化試験を実施した。表-2.5に、作製した各試料の圧密後の乾燥密度  $\rho_d \cdot V_s$ 、軸ひずみ  $DA=5\%$  の繰返し回数20回で定義した液状化強度比  $R_{L20}$  を示す。各試料の  $\rho_d \cdot V_s$  は1試料3または4供試体の平均値を基本とするが、S波が明確に読み取れない供試体がある場合は、明確に読み取れた供試体の  $V_s$  を代表値として整理している。表中のStandard・OCR試料の作製は前節のとおりであるが、再液状化試料はStandard試料と同様の圧密条件で一度  $DA=5\%$  まで繰返し載荷した後に再度液状化試験を実施したものである。

図-2.13に、各試料の  $\rho_d$  と  $R_{L20}$  の関係を示す。同等の  $\rho_d$

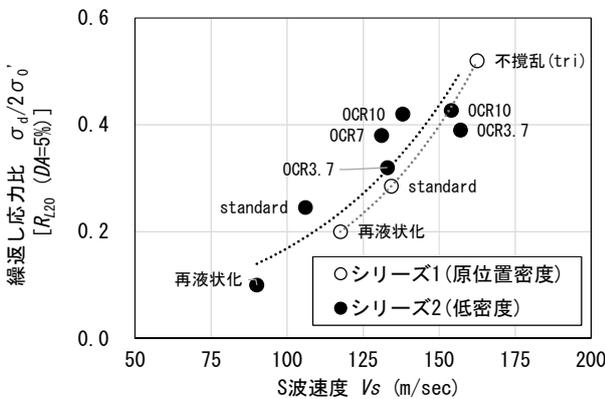
に対して  $R_{L20}$  の値はそれぞれ異なっており、この傾向は土粒子構造の違いによるものと解釈され、液状化特性は密度のみでは説明できないとする従来の知見と整合する。

図-2.14に、各シリーズの  $V_s$  と  $R_{L20}$  の関係を示す。両者の間には正の相関が認められるが、その関係は  $\rho_d$  により異なることが示され、その傾向は美幌町の試料でより顕著である。図-2.13ならびに図-2.14の結果より、たとえ同じ地盤試料であっても、密度のみ、あるいは  $V_s$  のみだけでは  $R_{L20}$  の推定は困難であることを示唆しており、清田らの砂質土の液状化強度比  $R_L$  に関する研究<sup>20)</sup>においても同様のことが示唆されている。

そこで、清田ら<sup>20)</sup>は、密度が同じで土粒子構造、すなわち  $V_s$  が異なる試料の  $V_s$  と  $R_L$  の比 ( $V_s/V_s^*$  と  $R_L/R_L^*$ ) に着目した整理を行っており、 $R_L$  との一意的な結果を得ている。この結果は、同じ密度で異なる土粒子構造を有する複数の地盤材料について、それらの  $V_s$  と  $R_L$  の倍率変化が一意的に求まることは非常に有益な知見であり、ある密度の地盤材料の  $V_s$  と  $R_L$  が既知である場合、その地盤の土粒子



(a) 美幌町



(b) 森町

図-2.14 各試料の液状化強度比  $R_{L20}$  と S 波速度  $V_s$

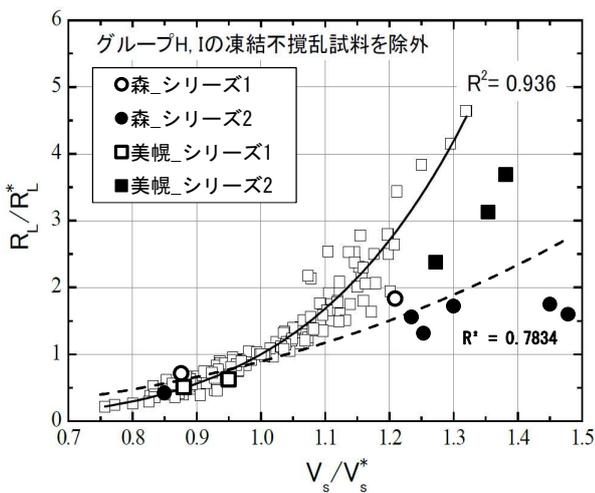


図-2.15 火山灰質土の  $V_s/V_s^* - R_L/R_L^*$  関係  
(清田ら<sup>20)</sup>に加筆)

構造の違い、延いては年代効果や過去の地震の影響によって変化する未知の $R_L$ を推定できると結論付けている。

このことから、本研究で対象とする火山灰質土に対し同様の整理を試み、その適用性、延いては一意的な関係性を検討する。図-2.15に、図-2.14の結果を同様の手法で整理した結果を清田らが整理した図に重ねて示す。ここで、本検討における $V_s^*$ と $R_L^*$ は各シリーズの応力履歴のない試料 (Standard) の値であり、各シリーズの $V_s$ と $R_L$ の基準値としている。図-2.15より、清田らの砂質土に関する相関 (実線) とは異なる傾向が認められ、火山灰質土特有の相関 (破線) が認められそうである。 $V_s/V_s^*$ が大きい範囲では火山灰質土別に異なる傾向も窺われるが、今後、異なる地区の同様のデータを追加する予定であり、これらの関係を明確にする予定である。

## 2.5 まとめ

平成28年度は、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、トリプル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、ブロックサンプリング試料と同等の密度を有し $V_s$ が異なる再構成試料の液状化試験から、火山灰質土の液状化強度比 $R_{L20}$ に $V_s$ との相関が認められた。当該箇所の火山灰質土の年代効果は、ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化試験中の $V_s$ の計測から、「土粒子のかみ合わせ効果」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。

平成29年度は、過去に火山灰質地盤の液状化が確認された北海道森町の火山灰質土を対象に、液状化強度比 $R_{L20}$ に及ぼす土粒子構造の影響を把握する目的で、原位置で採取した攪乱試料の再構成試料と、同深度で採取したトリプルチューブサンプリング試料の液状化試験を実施した。その結果、トリプルチューブサンプリング試料と同等の密度を有し $V_s$ が異なる再構成試料、すなわち、密度が同等で土粒子構造が異なる供試体の液状化試験から、森町の火山灰質土においても美幌町と同様に液状化強度比 $R_{L20}$ に $V_s$ との相関が窺われ、土粒子構造の異なる火山灰質土の液状化強度比 $R_L$ の差は $V_s$ の変化と対応することが示唆された。

平成30年度は、北海道美幌町・森町で採取した火山灰質土の攪乱試料を対象に、それぞれ平成28・29年度と同等の密度ならびに異なる密度で作製した再構成試料の液状化試験結果から、液状化強度比 $R_{L20}$ ・乾燥密度 $\rho_d \cdot V_s$ の

関係について考察した。その結果、同等の $\rho_d$ に対して $R_{L20}$ の値はそれぞれ異なっておりこの傾向は土粒子構造の違いによるものと解釈され、また、 $V_s$ と $R_{L20}$ の関係には正の相関が認められるが、その関係は $\rho_d$ により異なることが示され、同じ地盤試料であっても、密度のみ、あるいは $V_s$ のみだけでは $R_{L20}$ の推定は困難であることが示唆された。一方、密度が同じで土粒子構造（すなわち $V_s$ ）が異なる試料の $V_s$ と $R_L$ の比（ $V_s/V_s^*$ と $R_L/R_L^*$ ）に着目した整理の結果、既往の砂質土に関する相関とは異なる火山灰質土特有の相関が認められそうである。

以上より、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から得られた液状化強度比 $R_{L20}$ と現行の道路橋示方書による算出値が近い値を示し、道路橋示方書の算出手法により比較的正確な液状化強度比 $R_L$ を推定できるものと考えられるが、同等の物理特性（乾燥密度 $\rho_d$ や細粒分含有率 $F_c$ ）を有する試料は同等の液状化強度比 $R_L$ が算出され、土粒子構造に起因する液状化強度比 $R_L$ の変化は表現できないものと考えられる。一方、試料の $V_s$ と $R_L$ の比に着目した整理から、既往の砂質土とは異なる火山灰質土特有の相関が認められそうである。

本章における結果は、数少ないデータからの考察であるため、今後、更にデータを収集し、火山灰質土の $V_s$ - $R_L$ 関係を明確にする予定である。

### 3. 火山灰質地盤の液状化挙動を反映したモデル化手法の検討

#### 3.1 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適切に評価することが必要であり、そのためには、構造物周辺地盤の液状化が構造物へ及ぼす影響を事前に適切に評価できることが重要である。

本章では、液状化中の火山灰質地盤における杭基礎の挙動を把握する目的で実施した遠心力模型実験結果に対し、動的有効応力解析による再現解析を行い、火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映できる動的有効応力解析のモデル化手法を検討する。

#### 3.2 遠心力模型実験の概要

遠心力模型実験は、図-3.1に示す1/50縮尺模型に50 gの遠心加速度を作用させ、表-3.1に示す実験条件で動的加振実験を実施した。本実験は、液状化が生じる杭周辺の地盤を地盤改良壁で囲い込み（対策工1）、地盤改良壁内側のせん断変形を抑制し液状化の発生を抑制する効果の検証を目的としている。

基盤への入力地震動は正弦波20波とし、実物換算で周

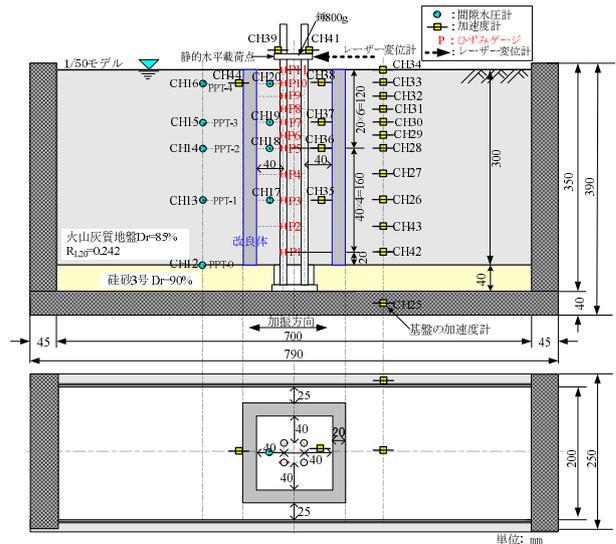


図-3.1 実験模型概要

表-3.1 実験条件

	模型地盤	地盤改良壁			基礎加振条件
		壁厚	地表面からの深さ	最外周杭中心からの距離	
対策工1	火山灰質土 $D_r=85\%$ $R_{L20}=0.242$ [DA=5%]	20mm (1.0m)	300mm (15.0m)	40mm (2.0m)	一軸圧縮強さ $q_u$ 1,270 kN/m <sup>2</sup> 正弦波20波 (1.5Hz) (200cm/s <sup>2</sup> ) 単発加振

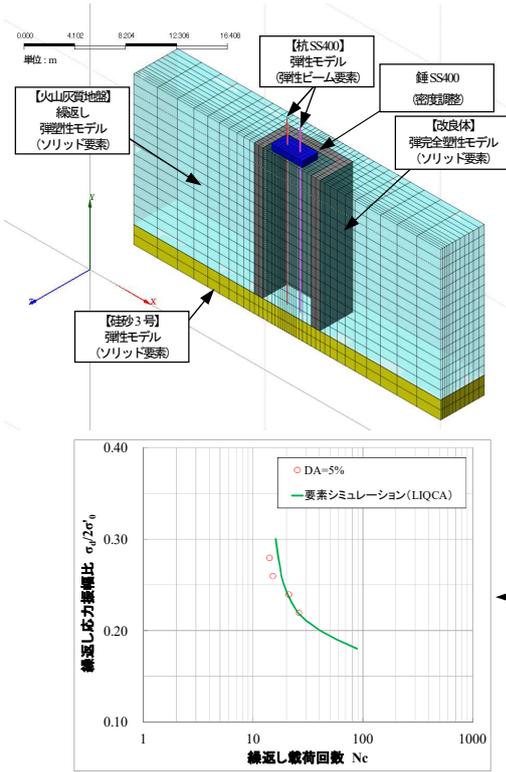
※（ ）内は実物換算値

波数1.5Hz、最大200cm/s<sup>2</sup>程度の単発加振とした。模型地盤には、北海道の代表的な火山灰質粗粒土である支笏軽石流堆積物Spfl（採取地：北広島市）の0.85mmふるい通過分を用いた。加振により液状化が生じる火山灰質地盤として、相対密度 $D_r=85\%$ 、液状化強度比 $R_{L20}=0.242$ （DA=5%）の火山灰質土層を設定した。模型地盤材料の物理特性より、液状化の判定を行う必要がある砂質土層（ $F_c \leq 35\%$ 、 $D_{50} \leq 10\text{mm}$ かつ $D_{10} \leq 1\text{mm}$ ）に分類<sup>14)</sup>される。

#### 3.3 動的有効応力解析の概要と考察

遠心力模型実験の条件に対し、3次元動的有効応力解析を行い、加振実験結果の再現解析を試みた。動的有効応力解析にはOka et al<sup>21)</sup>によるLIQCAを使用した。解析条件の概要を図-3.2に示す。

解析モデルは模型地盤の対称性を考慮して半断面とし、錘は800gの半分の重量となるように体積と密度を調整した。モデル側面は鉛直ローラーとし、モデル底面は固定とした。また、杭の固定は実験では治具により行っているが、モデル上では杭底部を変位・回転全拘束、錘と杭の境界は回転拘束とした。改良体は弾完全塑性モデル



項目名	記号	改良体	備考
ヤング係数(kN/m <sup>2</sup> )	$E_0$	3.24E+05	一軸圧縮試験結果 $E_{50}$ を $E_0$ と仮定
ポアソン比	$\nu$	0.2	一般値
密度(g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$	1.638	物理試験
内部摩擦角(度)	$\phi'$	0.00	$\phi=0$ 度と仮定
粘着力(kN/m <sup>2</sup> )	$c$	634.9	$qu/2$ と仮定

項目名	記号	杭	備考
ヤング係数(kN/m <sup>2</sup> )	$E$	2.336E+08	杭曲げ試験 $EI$
ポアソン比	$\nu$	0.3	SS400
密度(g/cm <sup>3</sup> )	$\rho$	7.850	SS400
断面積(m <sup>2</sup> )	$A$	0.0153938	実験条件
ねじりモーメント(断面2次極モーメント)(m <sup>4</sup> )	$J$	0.0009244	実験条件
y軸回りの断面2次モーメント(m <sup>2</sup> )	$I_y$	0.0004622	実験条件
z軸回りの断面2次モーメント(m <sup>2</sup> )	$I_z$	0.0004622	実験条件

項目名	記号	火山灰質地盤(飽和)	備考
初期間隙比	$e_0$	1.163	密度試験( $D_r=85\%$ )
透水係数(cm/s)	$k$	5.21E-04	透水試験
密度(g/cm <sup>3</sup> )	$\rho_{sat}$	1.632	$(\rho_s + e_0 \rho_w) / (1 + e_0)$
初期せん断係数(kN/m <sup>2</sup> )	$G_0$	45295.0	動的変形試験
平均有効応力(kN/m <sup>2</sup> )	$\sigma'_m$	80.0	火山灰質地盤の中心深度での値
無次元化初期せん断係数	$G_0/\sigma'_m$	566.0	
擬似過圧密比	$OCR^*$	1.0	一般値
破壊応力比	$M_f^*$	1.325	内部摩擦角 $\phi=39.7$ 度
水の体積弾性係数(kN/m <sup>2</sup> )	$K_f$	2.00E+06	水の性質
圧縮指数	$\lambda$	0.060	要素シミュレーション
膨潤指数	$\kappa$	0.0051	要素シミュレーション
変相応力比	$M_m^*$	0.909	要素シミュレーション
硬化関数中のパラメータ	$B_0^*$	4850	要素シミュレーション
硬化関数中のパラメータ	$B_i^*$	50.0	要素シミュレーション
硬化関数中のパラメータ	$C_f$	0.0	要素シミュレーション
ダイレイタンス係数	$D^*$	3.00	要素シミュレーション
ダイレイタンス係数	$n$	8.0	要素シミュレーション
異方性消失のパラメータ	$C_d$	2000.0	要素シミュレーション
規準ひずみ(塑性剛性)	$\gamma_{ref}^{ps}$	0.0070	要素シミュレーション
規準ひずみ(弾性剛性)	$\gamma_{ref}^{E*}$	0.200	要素シミュレーション

※解析モデルのスケール等は実物換算値

図-3.2 3次元動的有効応力解析(LIQCA)の解析条件概要

とし、改良体の引張特性はc材として考慮した。杭は実験で弾性範囲での挙動を示していることから弾性モデルとし、断面性能を弾性ビーム要素で表現した。火山灰質地盤は液状化を考慮できる繰り返し弾塑性モデルとした。杭と火山灰質地盤の境界については、不連続挙動の影響を考慮する場合はジョイント要素等を導入することも考えられる。しかし、今回は液状化地盤を対象としており杭周辺地盤の剛性低下量が大きくなるため、杭と地盤の境界の不連続挙動の影響は相対的に小さくなることから導入しないものとした。珪砂3号については実験では排水目的としているため弾性モデルと仮定した。各材料の解析物性値の設定根拠は図-3.2中の表の備考欄に示す。入力加速度波形は、対策工1の加振実験において基盤で計測された加速度波形とした。なお、解析に先立ち、地盤の初期有効応力を得るための初期応力解析を実施している。

上記の解析で得られたGL-4.0m、GL-6.0mにおける地盤改良壁内外の過剰間隙水圧比 $\Delta_w/\sigma'_v$ の時刻歴を図-3.3に、地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係を図-3.4に加振実験結果と併せて示す。図-3.3より、 $\Delta_w/\sigma'_v$ の時刻歴波形の振幅は解析と実験で異なるものの、振幅中心で評価すると上昇傾向ならびに最大値は類似している。GL-6.0mでは地盤改良壁内側において実験結果と同様

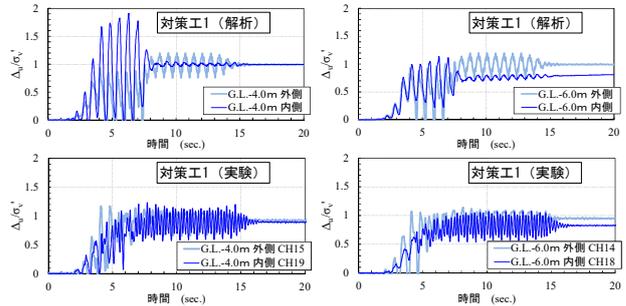


図-3.3 解析および実験による地盤改良壁内外の過剰間隙水圧比(Δw/σ'v)の時刻歴

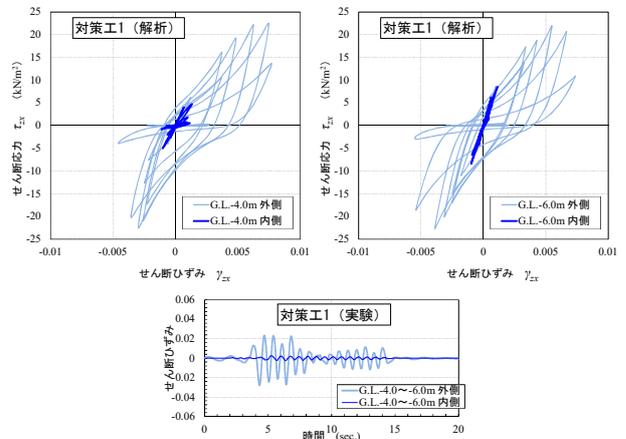


図-3.4 解析による地盤改良壁内外の地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係と実験によるせん断ひずみの時刻歴

に過剰間隙水圧の上昇が抑制されており、GL-4.0m では  $\Delta_v/\sigma_v'$  が 1.0 に達しているものの、いずれの深度も実験結果を概ね再現している。図-3.4 より、地盤改良壁外側のせん断ひずみが実験結果よりも小さいものの、いずれの深度も地盤改良壁内側でせん断応力ならびにせん断ひずみが大きく抑制されており、実験と同様の結果を示した。

解析による地盤の応答挙動は実験結果と概ね傾向が類似したものの、杭の応答挙動には杭頭変位の時刻歴に実験結果との位相ずれが生じていることや、地盤中の杭の曲げモーメントが実験結果よりも過小に評価される等、実験結果との乖離が確認された。これは、本解析では杭の

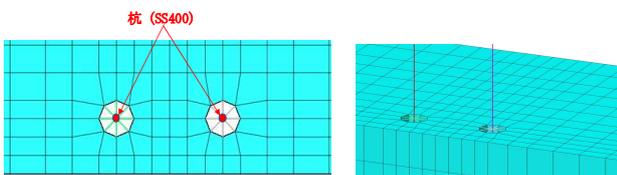
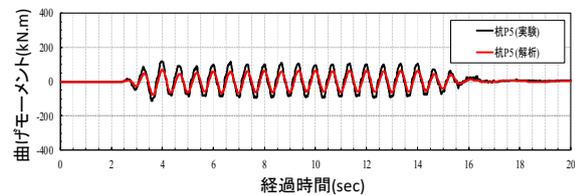
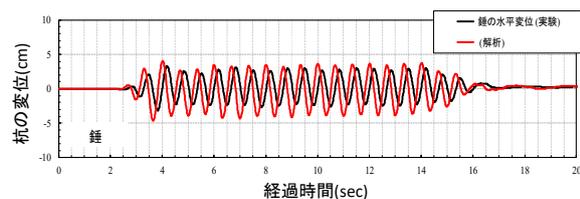
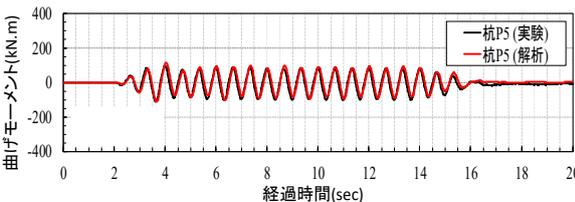
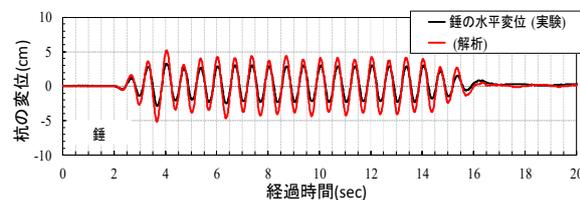


図-3.5 等変位拘束 (MPC 拘束) による杭モデル



(a) パラメータ改善前



(b) パラメータ改善後

図-3.6 杭のみの実験の杭モデル改善前後の解析結果

断面積を考慮していないことや減衰定数の設定等、杭モデルのパラメータ設定に起因するものと考えられた。

そのため、実験模型内に地盤模型を作製せず、杭のみの状態で実施した加振実験結果に対し、同様の再現解析を行った。これは、加振時に杭が地盤から受ける動土圧の影響を排除し、杭のみの挙動を適切に再現することにより、解析で用いる杭モデルのパラメータ設定の改善を図ることを目的とするものである。

杭のみの加振実験の再現解析にあたり、弾性ビーム要素のみでモデル化していた杭モデルに対し、等変位拘束 (MPC拘束) を用いて杭の断面積を考慮した (図-3.5)。さらに、杭のみの加振実験から得られた杭の固有周波数に基づく減衰定数を再設定した。

図-3.6 に、杭のみの加振実験の再現解析結果について、杭モデルのパラメータ改善前後を比較して示す。杭の断面積や減衰定数を適切に設定することにより、杭のみの挙動を比較的良く再現する結果が得られた。

しかし、改善した杭モデルを用いて対策工1の再解析を行った結果、杭頭部の変位に実験結果との乖離があり、液状化中の地盤と杭の相互作用を適切に表現するにはまだ課題が残った。次節では、より適切な地盤のモデル化手法について検討する。

### 3.4 実験結果を反映する地盤のモデル化手法の検討

ここでは、図-3.7 に示す液状化する火山灰質地盤の堆積状況をパラメータとした杭の遠心力模型実験3ケースの結果を対象とする。杭ならびに液状化層とした火山灰質土層、加振条件は前節と同様である。非液状化層は標準的な砂として一般に用いられる豊浦砂を  $D_r=90\%$  として作製している。

実験結果を反映する地盤のモデル化にあたり、より再現性を持たせるため以下の解析パラメータについて新たな設定を試みた。これまで、地盤のパラメータの一つである変相応力比  $M_m^*$  には、LIQCAの実績事例を参考に簡易な設定法 (変相角  $\phi_m=28^\circ$ ) を用いていたが、ここでは、三軸圧縮試験 (CUber) から求めた変相角  $\phi_m=31.2^\circ$  を用いて  $M_m^*$  を設定した。地盤の液状化パラメータには、これまで全層厚の中心深度における拘束圧で実施した液状化試験結果を用いて一様に設定していたが、地盤を上層・中層・下層の3層に分けそれぞれの中心深度の拘束圧で液状化試験を実施し、各層で液状化パラメータを設定した。地盤のRayleigh減衰には、LIQCAの実績事例を参考に減衰定数1%と仮定し、剛性比例型減衰の定数  $\alpha_1=0.002$  を全層に一様に設定していたが、液状化パラメータ同様3層の拘束圧に応じた動的変形特性試験のせん断剛性率  $G_0$  から各層個別に設定した。非液状化層にはこれまでR-O

モデル（全応力モデル）を採用していたが、遠心力模型実験の結果において過剰間隙水圧の上昇が認められたため、液状化層と同様に繰返し弾塑性モデル（有効応力モデル）を採用した。また、杭のRayleigh減衰には、LIQCAの実績事例を参考に減衰定数2%と仮定し、 $\alpha_1=0.0042$ を設定していたが、実験により得られた杭の固有周波数より設定した。杭モデルは前節と同様に等変位拘束（MPC拘束）としている。表-3.2に、解析パラメータの改善前後

の設定値を解析Case1を例として示す。表中のH29が過年度、H30が今回の検討による設定値である。

図-3.8に、杭頭の錘の加速度、地盤内の過剰間隙水圧・杭の曲げモーメントの時刻歴の代表例を示す。図-3.8より、杭頭の錘の応答加速度は、過年度よりも最大値が小さくなり実験結果と良い整合を示した。応答加速度の減衰傾向も実験結果をより適切に再現している。地盤内の過剰間隙水圧は、過年度よりも大幅に実験結果を精度良く再現しており、非液状化層の挙動も精度良く再現されている。有効拘束圧に応じた液状化パラメータ・減衰定数を設定することにより解析精度の向上が認められた。特に、非液状化層においても有効応力モデルを用いることの妥当性が示唆された。杭の曲げモーメントは、全体的に過小評価しており精度が良いとは言えないが、過年度よりも基線のずれが抑制されており、実験結果の基線を補正すると8~10秒以降の振幅の整合は良さそうである。

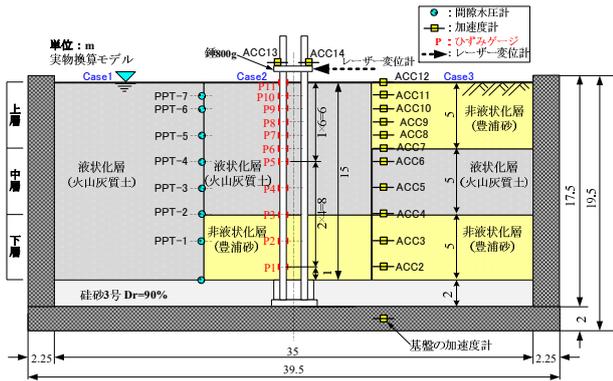


図-3.7 解析対象ケース

(3 ケース個別に実施した解析ケースを同一断面で比較)

表-3.2 改善前後の解析パラメータ (Case1 の例)

項目名	記号	Case1	Case1		
		H29_火山灰質地盤	H30_火山灰質地盤		
			最終検討		
		上層	中層	下層	
初期間隙比	$e_0$	1.163	1.163		
透水係数 (cm/s)	$k$	5.21E-04	5.21E-04		
密度 ( $g/cm^3$ )	$\rho_{sat}$	1.632	1.632		
初期せん断係数 ( $kN/m^2$ )	$G_0$	16995	12300	28300	33600
平均有効応力 ( $kN/m^2$ )	$\sigma'_m$	30.0	10.3	31.0	51.7
無次元化初期せん断係数	$G_0/\sigma'_m$	566	1194	913	650
擬似過圧密比	$OCR^*$	1	1.0		
破壊応力比	$M_f^*$	1.325	1.325		
水の体積弾性係数 ( $kN/m^2$ )	$K_f$	2.00E+06	2.00E+06		
透水係数/単位体積重量	$k/\gamma_w$	5.31091E-07	5.31E-07		
圧縮指数	$\lambda$	0.02	0.020		
膨潤指数	$\kappa$	0.0051	0.0051		
変相応力比	$M_m^*$	0.909	1.023		
硬化関数中のパラメータ	$B_0^*$	4100	6000	3400	4000
硬化関数中のパラメータ	$B_1^*$	82	60	34	40
硬化関数中のパラメータ	$C_f$	0	0.0	0.0	0.0
ダイレイタンス係数	$D^*$	3.5	2.5	3.0	3.0
ダイレイタンス係数	$n$	6	2.0	3.5	3.5
異方性消失のパラメータ	$C_d$	2000	2000	2000	2000
規準ひずみ (塑性剛性)	$\gamma_{refP}^*$	0.007	0.008	0.010	0.007
規準ひずみ (弾性剛性)	$\gamma_{refE}^*$	0.2	0.2	0.2	0.1
Rayleigh減衰	$\alpha_0$	0	0		
	$\alpha_1$	0.002	0.0113	0.0074	0.0068

項目名	記号	H29_杭	H30_杭		
			最終検討		
			上層	中層	下層
Rayleigh減衰	$\alpha_0$	0	0		
	$\alpha_1$	0.0042	0.0126		

### 3.5 まとめ

液状化中の火山灰質地盤における杭基礎を対象とした遠心力模型実験結果に対し、動的有効応力解析による再現解析を行い、火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映する動的有効応力解析のモデル化を検討した。その結果、解析による地盤の応答挙動は実験結果と概ね傾向が類似したものの、杭の応答挙動には実験結果との乖離が確認された。これは、杭の断面積や減衰定数などの杭モデルのパラメータ設定に起因するものと考えられた。そのため、杭のみで実施した遠心力模型実験結果の解析から、杭の断面積や固有周波数に基づく減衰定数を設定し再解析を行った。その結果、杭のみの応答挙動は実験結果を概ね再現したが、杭周辺に液状化地盤が存在するケースでは杭頭部の変位に実験結果との乖離があり、液状化中の地盤と杭の相互作用を適切に表現するには課題が残った。

実験結果をより適切に反映する地盤のモデル化を再検討した結果、有効拘束圧に応じた液状化パラメータ・減衰定数を設定することにより、杭頭の応答加速度、地盤内の過剰間隙水圧の解析精度の向上が認められた。特に、非液状化層においても有効応力モデルを用いることの妥当性が示唆された。

### 4. まとめと今後の課題

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適切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。

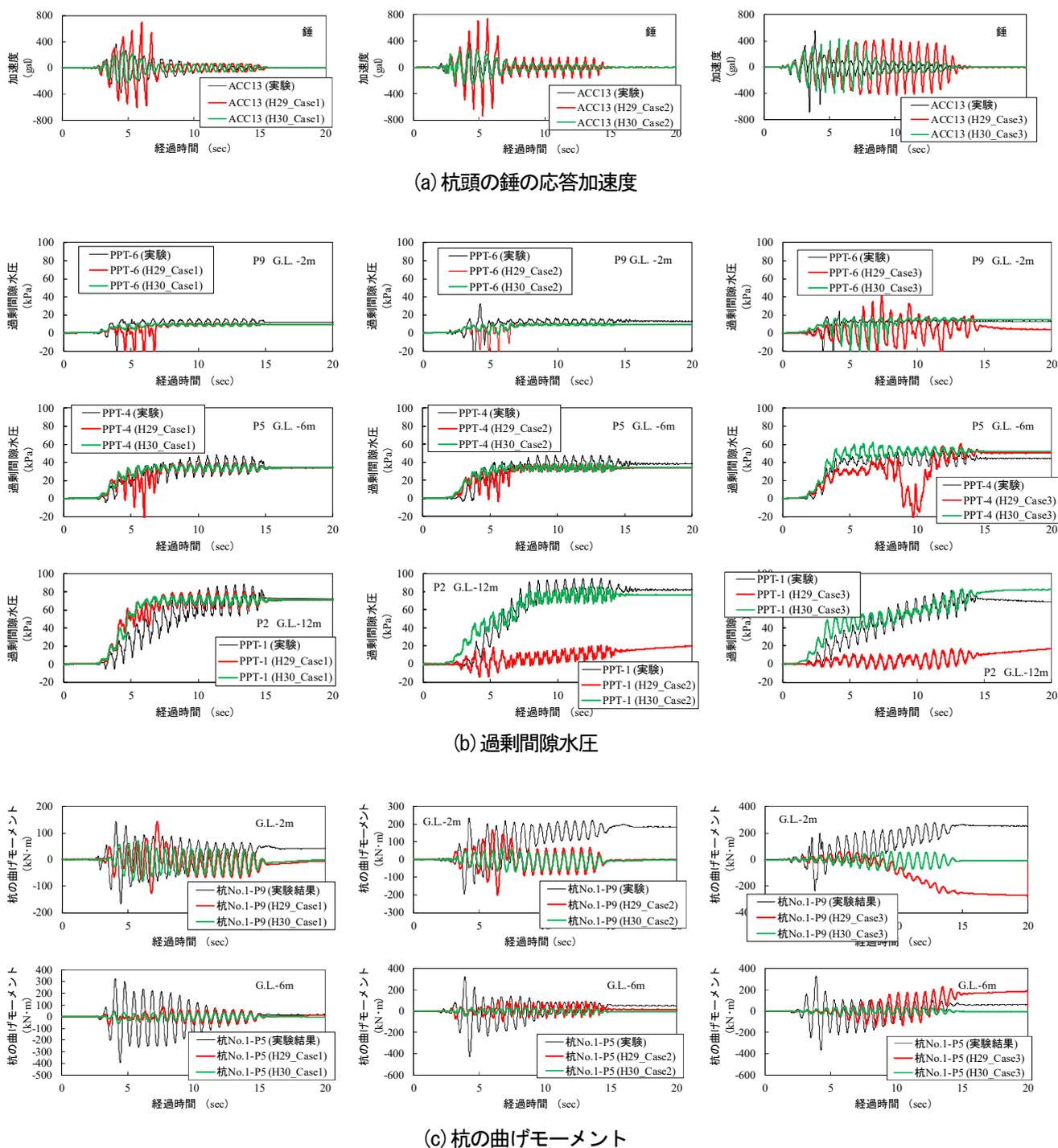


図-3.8 解析パラメータ改善前後の杭頭の錘の加速度、地盤内の過剰間隙水圧・杭の曲げモーメントの時刻歴

本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) 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  $R_{L20}$  はトリプル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、ブロックサンプリング試料と同等の密度を有し S 波速度  $V_s$  が異なる再構成試料の液状化試験から、火山灰質土の液状化強度比  $R_{L20}$  に  $V_s$  との相関が認められた。当該箇所の火山灰質土の年代効果は、ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化試験中の  $V_s$  の計測から、「土粒子のかみ合わせ効果」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。

- 2) 北海道森町の火山灰質土を対象に、液状化強度比  $R_{L20}$  に及ぼす土粒子構造の影響を把握する目的で、原位置で採取した攪乱試料の再構成試料と、同深度で採取したトリプルチューブサンプリング試料の液状化試験を実施した。その結果、トリプルチューブサンプリング試料と同等の密度を有し  $V_s$  が異なる再構成試料、すなわち、密度が同等で土粒子構造が異なる供試体の液状化試験から、森町の火山灰質土においても美幌町と同様に液状化強度比  $R_{L20}$  に  $V_s$  との相関が窺われ、土粒子構造の異なる火山灰質土の液状化強度比  $R_L$  の差は  $V_s$  の変化と対応することが示唆された。
- 3) 北海道美幌町・森町で採取した火山灰質土の攪乱試料を対象に、それぞれ異なる密度（原位置密度・低密度）で作製した再構成試料の液状化試験結果から、液状化強度比  $R_{L20}$ ・乾燥密度  $\rho_d$ ・ $V_s$  の関係について考察した。その結果、同等の  $\rho_d$  に対して  $R_{L20}$  の値はそれぞれ異なっておりこの傾向は土粒子構造の違いによるものと解釈され、また、 $V_s$  と  $R_{L20}$  の関係には正の相関が認められるが、その関係は  $\rho_d$  により異なることが示され、同じ地盤試料であっても、密度のみ、あるいは  $V_s$  のみだけでは  $R_{L20}$  の推定は困難であることが示唆された。一方、密度が同じで土粒子構造（すなわち  $V_s$ ）が異なる試料の  $V_s$  と  $R_L$  の比 ( $V_s/V_s^*$  と  $R_L/R_L^*$ ) に着目した整理の結果、既往の砂質土に関する相関とは異なる火山灰質土特有の相関が認められそうである。
- 4) 液状化中の火山灰質地盤における杭基礎を対象とした遠心力模型実験結果の動的有効応力解析による再現解析から、火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映する動的有効応力解析のモデル化手法を検討した。その結果、解析による地盤の応答挙動は実験結果と概ね傾向が類似したものの、杭の応答挙動には実験結果との乖離が確認された。これは、杭の断面積や減衰定数などの杭モデルのパラメータ設定に起因するものと考えられた。そのため、杭のみで実施した遠心力模型実験結果の解析から、杭の断面積や固有周波数に基づく減衰定数を設定し再現解析を行った。杭のみの実験結果は再現されたものの、杭周辺に液状化地盤が存在するケースでは杭頭部の変位に実験結果との乖離があり、液状化中の地盤と杭の相互作用を適切に表現するには課題が残った。
- 5) 実験結果をより適切に反映する地盤のモデル化を再検討した結果、有効拘束圧に応じた液状化パラメータ

・減衰定数を設定することにより、杭頭の応答加速度、地盤内の過剰間隙水圧の解析精度の向上が認められた。特に、非液状化層においても有効応力モデルを用いることの妥当性が示唆された。

火山灰質土の液状化強度比の適正な評価手法の検討にあたり、 $V_s$  と  $R_L$  の比に着目した整理より、既往の砂質土に関する相関とは異なる火山灰質土特有の相関が認められそうであるが、数少ないデータからの考察であるため、今後、更にデータを収集し、火山灰質土の  $V_s$ - $R_L$  関係を明確にする予定である。

火山灰質土の液状化挙動を反映したモデル化手法の検討にあたり、有効拘束圧に応じた液状化パラメータ・減衰定数を設定することにより、杭頭の応答加速度、地盤内の過剰間隙水圧の解析精度の向上が認められたが、杭の曲げモーメントに実験結果との乖離も認められ、その再現が今後の課題である。

#### 参考文献

- 1) 火山灰質土の工学的性質とその利用に関する研究委員会：火山灰質土の性質とその設計・施工に関するシンポジウム発表論文集、地盤工学会、340p.、1995
- 2) 破砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会：破砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会報告書及びシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.1-74、1999
- 3) 北海道の火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会：実務家のための火山灰質土～特徴と設計・施工、被災事例～、地盤工学会北海道支部、150p.、2010
- 4) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、第8編、特殊土の試験、pp.945-1022、2009
- 5) 三浦清一、八木一善、川村志麻：北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破砕、土木学会論文集、No.547/III-36、pp.159-170、1996
- 6) 三浦清一、八木一善、川村志麻：破砕性粗粒火山灰土の繰返し非排水変形—強度特性に及ぼす応力履歴の影響、土木学会論文集、No.547/III-36、pp.221-229、1996
- 7) 三浦清一、八木一善：火山灰質粒状体の圧密・せん断による粒子破砕とその評価、土木学会論文集、No.561/III-38、pp.257-269、1997
- 8) 阿曾沼剛、三浦清一、八木一善、田中洋行：火山性粗粒土の動的変形特性とその評価法、土木学会論文集、No.708/III-59、pp.161-173、2002
- 9) Miura, S., Yagi, K. and Asonuma, T. : Deformation-strength evaluation of crushable volcanic

soils by laboratory and in-situ testing, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.4, pp.47-57, 2003

- 10) 堀田大介、三浦清一：種々の応力条件下における破砕性粒状体の力学特性、土木学会論文集、No.813/III-74、pp.227-238、2006
- 11) 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
- 12) 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
- 13) 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
- 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、pp.161-170、2017
- 15) 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
- 16) 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
- 17) 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
- 18) 1993年地震災害調査委員会：1993年北海道南西沖地震災害調査報告書、地盤工学会、490p.、1997
- 19) 電力中央研究所：1993年北海道南西沖地震における礫地盤液状化の原因解明(その1) - 地盤調査・試験と液状化判定 - 、電力中央研究所報告・研究報告：U94007、73p.、1994
- 20) 清田隆、呉杰祐：原位置と室内試験による $V_s$ を用いた液状化強度比の推定法、地盤工学ジャーナル Vol.12、No.4、pp.375-383、2017
- 21) Oka, F., Yashima, A., Shibata, T. and Kato, M. : A finite element analysis of liquefaction of seabed due to wave action, *Geo-Coast'91*, pp.621-626, 1991