

4 インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

研究期間：平成 28 年度～33 年度

プログラムリーダー：耐震総括研究監 日下部 毅明

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

1. 研究の必要性

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

2. 目標とする研究開発成果

本研究開発プログラムでは、南海トラフの巨大地震、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。液状化については危険度を適切に評価し、対策を実施するためには継続して評価方法の高精度化が必要であり構造物への影響も考慮されるべきである。以上を踏まえ設定した達成目標を以下に列挙する。

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

平成 28 年度は(1)、(2)、(3)各々について実験や解析、事例調査などを実施し、次年度における研究の着眼点や検討の方向性の絞り込みや、具体化などをした。H29 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、基礎への斜面変状の影響の解析による精度の良い再現など、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 29 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的高效的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。

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年度に遠心力載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。

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た。まず、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。これを踏まえ、次年度以降の研究は、損傷シナリオを実現するための損傷制御の考え方を提案する段階に進む予定である。

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。

(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め程度、細粒分含有率の関係を確認した。

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た可能性が示された。H29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。

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

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4 m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。

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。H29年度は過去の遠心実験結果の分析を行い、地震による堤体の「ゆるみ」の発生傾向等に関する知見を得た。本研究においては実務的な手法として、側方変位量を間接指標として地震による堤防の亀裂やゆるみの発生度合いを推定する手法を検討している。次年度以降の検討に向け、H29年度は地盤変形解析によって側方変位量の推定精度を確認した。

(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 ϵ_d の関係について考察を行い、これらの関係を液状化強度曲線、水圧上昇曲線、圧縮曲線の組み合わせによって表現する方法を提案した。H29年度は過年度に提案した $F_L \cdot \epsilon_d$ 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。これを用いて試算を行い、年代効果の有無の異なる砂の挙動や、砂と粘性土の挙動について、定性的な差異が妥当に表現されることを確認した。また本研究において原位置液状化試験法として期待される振動式コーン貫入試験機の開発を行っている。H28～H29年度において、加振能力を増強した2号機の試作を行い、室内実験レベルで適用性を検討した。

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年度と原位置地盤調査および室内液状化試験を実施した。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試料を対象とした。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。これは砂質土を対象とした従来の推定式では適切に評価されなかった原位置の火山灰質土の液状化強度比 R_L を原位置の V_s から推定出来る可能性を示唆するものとして意義がある。

DEVELOPMENT OF SEISMIC TECHNOLOGY FOR STRENGTHENING EARTHQUAKE RESILIENCE OF INFRASTRUCTURE FACILITIES

Research Period : FY2016-2021

Program Leader : Executive Director for Earthquake Engineering
KUSAKABE Takaaki

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

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

Key words : 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特効的な抽出手法の実証を目的としている。表面波探査や電気探査などの複数の浅部物理探査手法と組み合わせた統合物理探査、および、表面波探査において能動的な起震振動と受動的な振動を組み合わせたハイブリッド表面波探査を、実際の地震による被災現場で実施し、有効性を評価した。短期間で、必要時に、災害復旧作業の支障とならずにデータ取得が行えることを示した。表面波探査によるS波速度分布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。

キーワード：ハイブリッド表面波探査、空間情報の統合化、熊本地震

1. はじめに

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っているならば、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。

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³⁾

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¹⁾、および CMP-SPAC 法²⁾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。

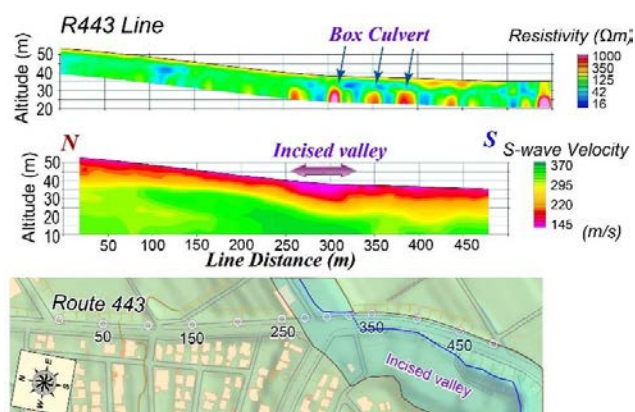


図-2 熊本地震時盛土崩壊箇所接続部での盛土内部断面

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⁴⁾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⁵⁾。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 日程度の短時間でを行った。



図-3 UAV 空撮画像を基に作成したオルソ画像

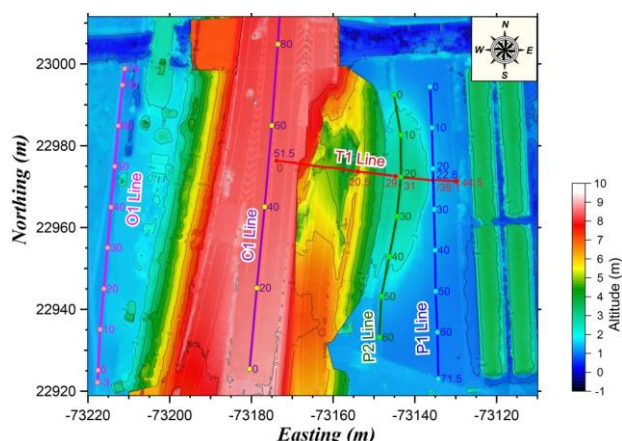


図-4 崩壊盛土の DSM 表示（探査測線を併記）

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

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

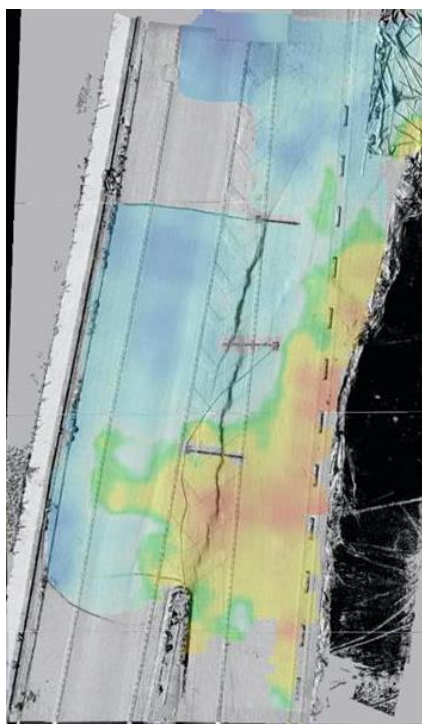


図-5 DSMによる陰影図と地中レーダ反射振幅分布の統合表示画像

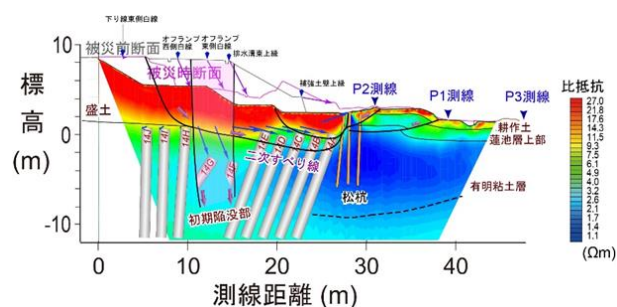


図-6 盛土を横断する比抵抗分布および地下構造とすべり面の解釈断面

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。

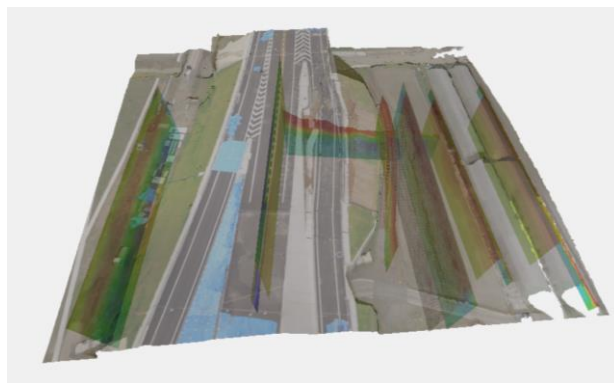


図-7 空間統合化情報の表示例

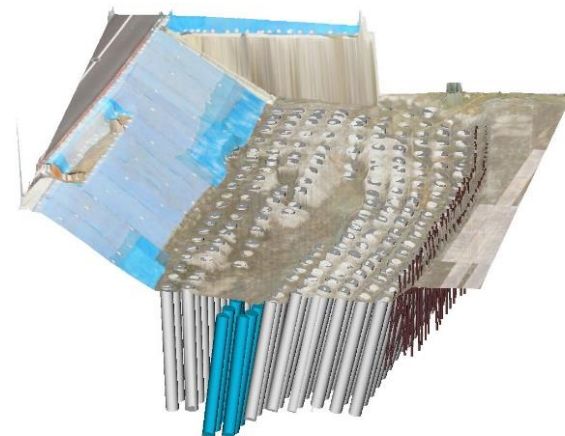


図-8 改良体の推定位置の空間情報

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に実施した(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。崩壊箇所は現在一部が復旧し、平成30年夏の全面復旧が予定されている。



図-9 現場担当者との共同による計測調査風景

3. まとめ

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

が可能な記録の取得が行えることが示された。

また、空間情報統合化による各種情報の一体的管理および解析を行った。熊本地震で被災を受けた道路高盛土を対象に UAV 空撮画像や路面詳細撮影画像をオルソ化し DSM 化した。測量図面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。

参考文献

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

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

動的遠心力载荷実験により、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、塑性指数が増加することで変形量が大きくなる傾向が確認された。

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

平成 28 年度は、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载荷模型実験を行い、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。そこで平成 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载荷模型実験を行った。

2. 高盛土・谷状地形盛土の動的遠心力载荷実験

土木研究所が所有する大型動的遠心力载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载荷実験

を行った。

2.1 実験方法

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

地山模型は、下部の勾配 5°の傾斜部と上部の傾斜 30°の段切り部ともに、一体のアルミブロックから削り出したアルミ材を用い、段切り部背面のスペースには石膏を充填した。盛土への注水位置には注水孔が

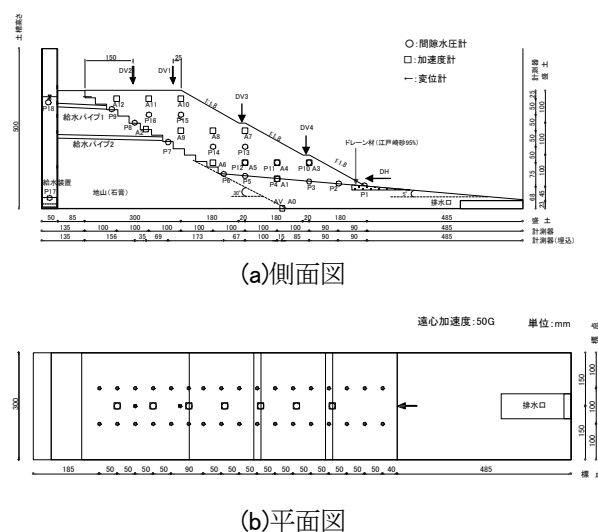


図-2.1.1 実験模型図

7ヶ所設けられている。また、法尻下の地山面には浸透水位（浸潤線）形成時における法尻部の浸透破壊を

防止する目的でドレーンを設けた。

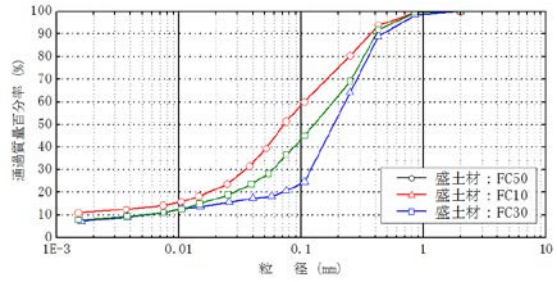
盛土部は、後述のとおり粒度調整した江戸崎砂を用い、層厚 25mm ピッチで突固め棒により締固めて作製した。地盤内の所定位置に間隙水圧計と加速度計を埋設し、加振前後における地盤変形状況を観察するため、珪砂 7 号を用いて土槽前面ガラス面に水平・鉛直方向のメッシュを作製するとともに、メッシュ格子間の土槽ガラス前面と地表面に地盤変形観察用の標点を設置した。

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

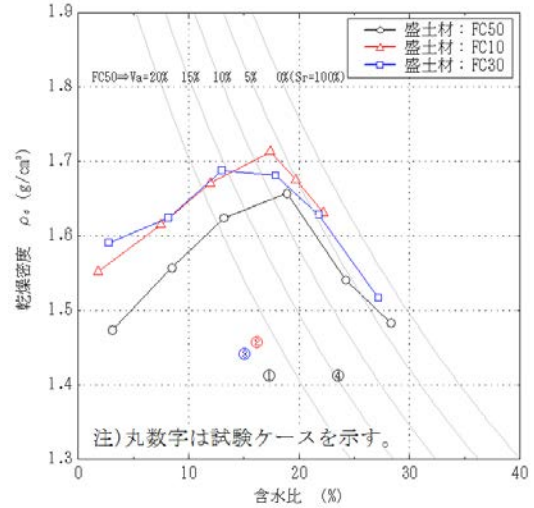
加振実験は、模型に 50G の遠心力を作用させた後、盛土部背後の地山部から脱気水を供給し、法尻付近の水位が盛土高さの 1/2 程度となるよう水位を上昇させた後、加速度振幅を 0.7 倍に調整した JMA 神戸波の原波形により加振を行った。実験中は、盛土の間隙水圧、加速度、変位等を計測するとともに、加振中の状況を高速度カメラで撮影した。

(1) 細粒分含有率の違いに関する模型実験

まず、細粒分含有率の違いが盛土の地震時の変形挙



(a) 粒径加積曲線



(b) 締固め曲線

図-2.1.2 盛土材料の粒径加積曲線及び締固め曲線

す。各ケースで用いた盛土材料は、江戸崎砂を 0.075mm ふるいで分級して細粒分含有率 10% に調整

表-2.1.1 動的遠心力載荷実験 ケース一覧 (1)

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 (%)	締固め度 Dc (%)	含水率 ω (%)	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 (%)
CASE1	FC50	51.3	85	17.3	2.712	0	48.7	38.0	13.3	—	0.0720	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6
CASE2	FC10	20.8		16.2	2.728	0	79.2	10.9	9.9	45.55	0.1940	NP	NP	—	1.718	16.3
CASE3	FC30	36.5		15.2	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	2.712	0	48.7	38.0	13.3	—	0.0720	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6

表-2.1.2 動的遠心力載荷実験 ケース一覧 (2)

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 (%)	締固め度 Dc (%)	含水率 ω (%)	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 (%)
CASE5	A	39.8	85	17.1	2.762	0	60.2	32.7	7.1	9.91	0.0990	29.9	19.3	10.5	1.693	17.1
CASE6		41.0		22.5	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	2.744	0	43.9	50.6	5.5	4.96	0.0690	35.1	21.0	14.1	1.558	20.0
CASE8		43.6		27.9	2.747	0	56.5	34.4	9.2	13.97	0.0863	33.9	20.2	13.7	1.558	20.0

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-2.1.1 に、実験ケース一覧を、図-2.1.2 に、実験に使用した地盤材料の粒径加積曲線と、締固め曲線を示

した江戸崎砂に対して、細粒分含有率 Fc=10%、30%、50% を目標に分級時に生成された材料を再混合して作製し、以下これらを FC10、FC30、FC50 と呼ぶ。

盛土模型は、CASE1~3 については、FC50、FC10、

FC30 の各材料を、締固め度 $D_c=85\%$ 、最適含水比付近（含水比 15~17%）で締固めを行い、CASE4 については、FC50 を用いて締固め度 $D_c=85\%$ 、含水比約 24% ($v_a=15\%$ 相当で空気間隙率管理) で締固めを行った。

(2) 塑性指数の違いに関する模型実験

(1) の実験を踏まえ、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-2.1.2 に、実験ケース一覧を、図-2.1.3 に、実験に

0.075mm ふるいで分級し生成された 3 つの試料について、平成 28 年度に実施した FC50 の塑性指数（以下、 I_p ）が 6.2% であったことから、 $F_c=50\%$ で I_p が 10% および 15% 程度となるように分級時に生成された材料を再混合して作製し、以下これらを盛土材 A、盛土材 B と呼ぶ。

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%）で締固めを行い作製した。

2.2 実験結果

(1) 細粒分含有率の違いに関する模型実験

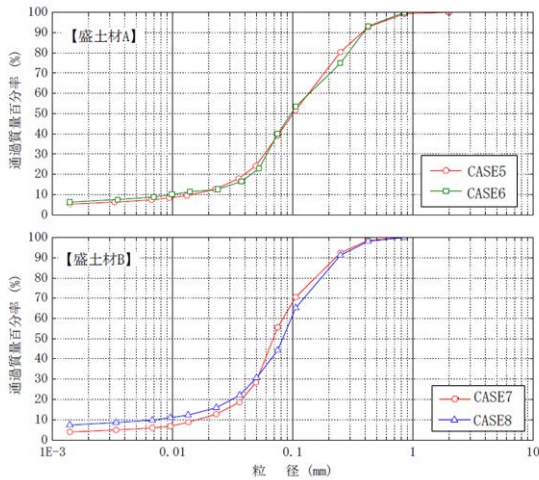
写真-2.1.1 に、各ケースの実験後の変形状態を示す。

細粒分含有率 FC50 の CASE1 では、盛土全体が変形しすべり線が天端まで連続的に達した。ただし同じ FC50 でも空気間隙率が低い CASE4 では、法尻付近で変形は見られたものの、連続的なすべり線は見られず、盛土表面にクラックが発生した程度であった。締固め度 $D_c=85\%$ と同程度でも、締固め時の含水比（空気間隙率）により変形挙動が異なった。

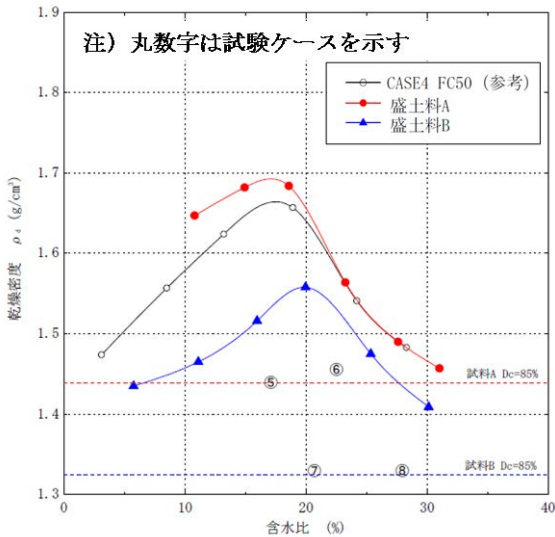
一方、細粒分含有率が少なく透水性が大きい FC10 の CASE2 では、加振時の水圧もほとんど上昇せず、目立った変形も見られなかった。このケースでは供給水量も他ケースに比べかなり多く、盛土材料の透水性が高いため、間隙水圧が上昇しづらい状況であったと考えられる。ただし、今回は間隙流体に水（脱気水）を使用しており、動的現象と透水の相似則が合っており、特に細粒分含有率が低い盛土材料については、実験結果に大きく影響している可能性があることに注意が必要である。

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

実験の結果から、天端付近まで変形が及んだものは FC50 の CASE1 と CASE4 であった。今回の実験では 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、FC が同程度で塑性指数を変化させた同様の実験を行うことと



(a) 粒径加積曲線



(b) 締固め曲線

図-2.1.3 盛土材料の粒径加積曲線及び締固め曲線

使用した地盤材料の粒径加積曲線と、締固め曲線を示す。

各ケースで用いた盛土材料は、江戸崎砂を 0.105mm、

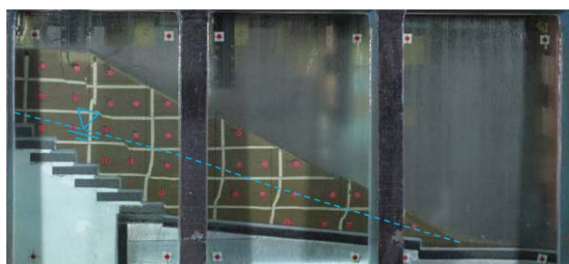
した。

(2) 塑性指数の違いに関する模型実験

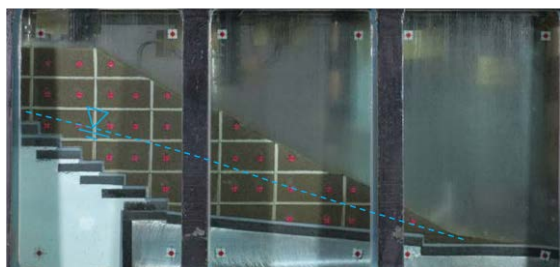
写真-2.1.2 に、各ケースの実験後の変形状態を示す。

CASE5 は法肩沈下量が 1 G 場換算で 3.7cm と小さく、盛土内を見ても全体的にほとんど変形は生じていなかった。

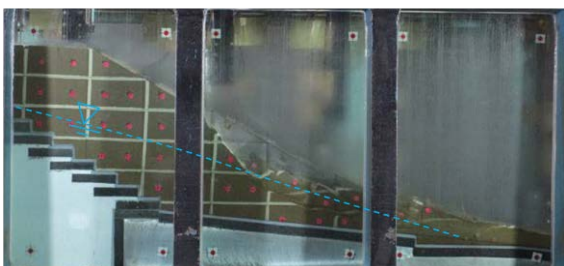
CASE6 は法肩沈下量が 11.1cm と CASE5 と比して若干大きく、盛土内でも広範囲で小変形が見られた。



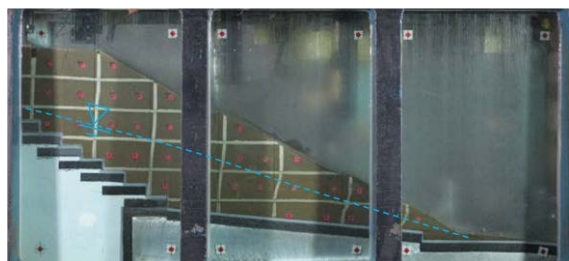
(a)CASE1 (FC50, 最適含水比付近で締固め)



(b)CASE2 (FC10, 最適含水比付近で締固め)



(c)CASE3 (FC30, 最適含水比付近で締固め)



(d)CASE4 (FC50, $v_a=15\%$ の空気間隙率管理で締固め)

写真-2.1.1 実験後の模型の変形状態

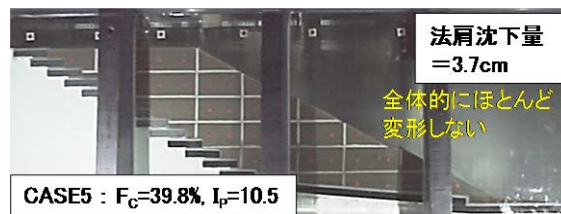
CASE7 は法肩沈下量が 6.7cm で、変形量としては小さいが I_p の小さい CASE5 と比較すると大きく、盛

土内でも広範囲で小変形が見られた。

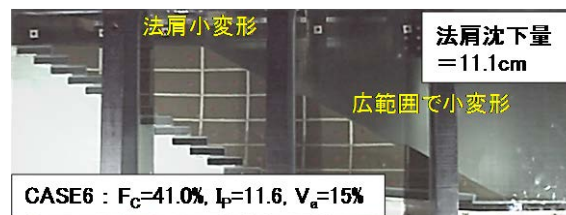
CASE8 は、のり肩沈下量が 24.1cm と大きく、全体的にやや大きく変形し、円弧すべりのような形状ですべりが見られた。

今回の実験では、細粒分含有率が同程度でも I_p が大きくなると変形量が大きくなる傾向が見られ、また同様の I_p であっても初期含水比の大きな場合(空気間隙率が小さい場合)に変形量が大きくなる傾向となった。

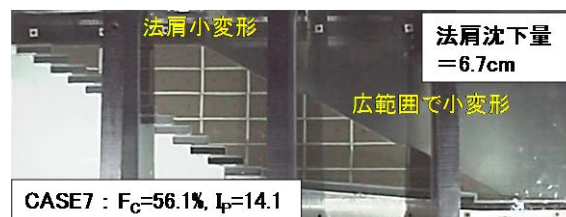
I_p が小さい場合には、砂のように加振による間隙水圧上昇の影響を受けた変形をしやすく、 I_p が大きくなるにつれてこれらの影響を受けにくくなると考えられるが、一方では、不飽和部の含水比が高まることで強度や剛性が低下することが考えられる。ただし、今回



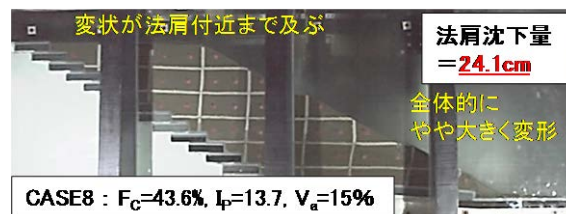
(a)CASE5 ($I_p=10.5$, 最適含水比付近で締固め)



(b)CASE6 ($I_p=11.6$, $v_a=15\%$ で締固め)



(c)CASE7 ($I_p=14.1$, 最適含水比付近で締固め)



(d)CASE8 ($I_p=13.7$, $v_a=15\%$ で締固め)

写真-2.1.2 実験後の模型の変形状態

の実験では、間隙流体として水を用いたため加振による間隙水圧の上昇がしにくいいため、間隙水圧上昇による、変形が比較的生じにくいものであったと考えられる。

なお、(1)の FC50 における法肩沈下量が CASE1:49.0cm、CASE4:27.8cm であり、これらと比して変形量が小さな結果であるとともに、初期含水比と変形量の関係も逆の傾向となっており、これらの傾向は材料により異なる可能性も考えられる。このため、今後はより I_p の大きな材料を用いた実験を行うとともに、室内強度試験により I_p と $c\text{-}\Phi$ の関係や液状化強度などの強度特性について確認する予定である。

3. まとめ

地盤条件、盛土材料、締固め方法等の違いによる高盛土・谷埋め盛土の変形挙動について遠心力载荷実験を行った。

(1) 細粒分含有率の影響について

細粒分含有率が低い FC10 の場合、加振時の水圧もほとんど上昇せず、目立った変形も見られず、また FC30 では、間隙水圧は上昇し、一見大きな崩壊をしているが、破壊は法面中央付近から法尻かけて部分的

なものであり、天端付近の変形量は少なかった。

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

(2) 塑性指数 I_p の影響について

今回の実験の範囲では、 I_p が大きくなると変形量が大きくなり、また同様の I_p であっても初期含水比の大きな場合に変形量が大きくなる傾向が見られた。

盛土の耐震性診断や対策方法の検討にあたっては、盛土の変形モードは盛土材料の物性や締固め方法によって大きく異なるため、より I_p の大きな材料など様々な盛土材料を用いた実験を行い変形に関するデータの蓄積を行うとともに、室内強度試験により I_p と $c\text{-}\Phi$ の関係や液状化強度などの強度特性について確認する必要があると考えられる。

今後は、より大きな I_p となるように材料調整を行った試料を用いた実験を行うとともに、その他の盛土材を用いた比較実験を行っていく予定である。

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：山梨高裕、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}ばり。その要因の一つとして、液状化が生じる土質（主に砂質土）で構成された盛土がその自重により泥炭地盤内にめり込み沈下し、地下水位以下となったその盛土が地震動により液状化したことが挙げられている²。そのため、地下水位以下にある盛土のめり込み沈下量の大小が、地震動が作用した盛土の被災レベルに大きな影響を及ぼすと考えられる。

本研究では、上記の被災メカニズムを基に、泥炭地盤への盛土のめり込み沈下量や原位置における地下水位、すなわち、液状化層を簡易に把握する調査手法を検討するものである。平成 28 年度は電気式静的コーン貫入試験、平成 29 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な点が挙げられる。これらの特長をもって、盛土と

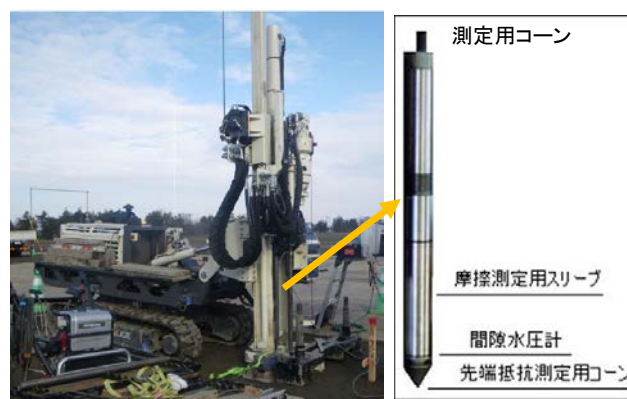


図-4.1 電気式静的コーン貫入試験機

泥炭地盤の境界（つまりは盛土のめり込み沈下量）や地下水位の高さを精度良く把握できることを期待し、着目したものである。

本調査では、貫入速度を1cm/sとし、深度方向に2cm間隔で各種データの測定を行った。なお、その試験機の仕様や手法等は地盤工学会基準³)に従っている。図-4.1に使用した試験機の概況を示す。

2.2 対象現場

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

一般的な泥炭地盤⁵⁾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-4.2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。

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

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

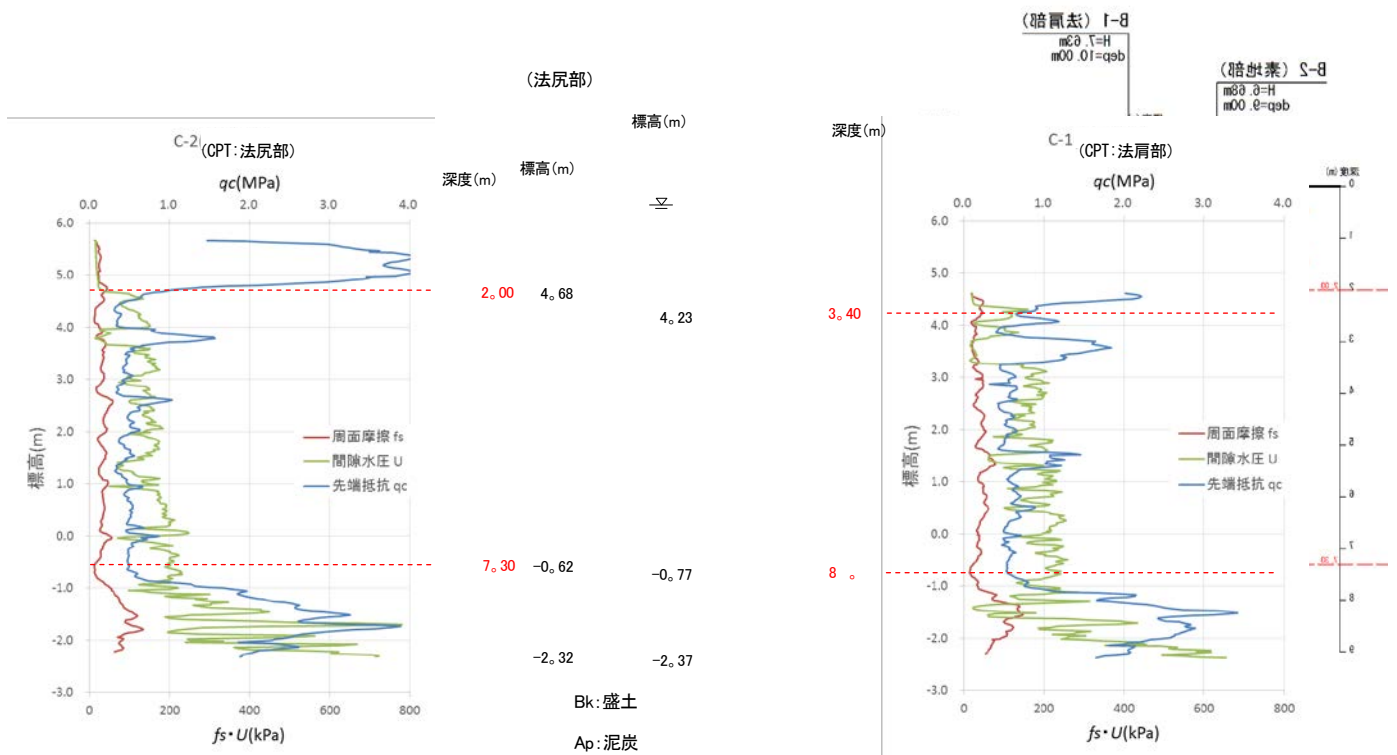


図-4.2 ボーリングおよびCPTの調査結果

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。

多い高盛土を対象に試験を実施する予定である。

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^{6, 7)}である（図-4.3）。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



図-4.3 PDC 試験装置の概要図⁸⁾

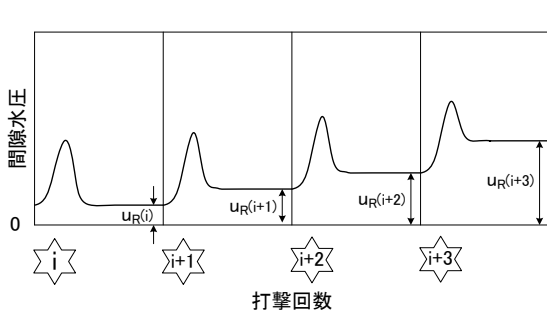


図-4.4 残留間隙水圧 u_R の概念図⁸⁾

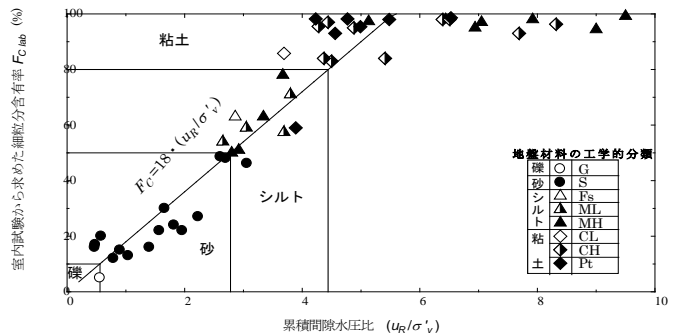


図-4.5 累積間隙水圧比 (u_R / σ'_v) と細粒分含有率 F_c の関係⁸⁾

測する。貫入量からは標準貫入試験（以下、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 / σ'_v 、 u_R ：残留間隙水圧、 σ'_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-4.4 は u_R の概念を示している⁸⁾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-4.5 は PDC で得られた u_R を σ'_v で除した u_R / σ'_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⁷⁾。澤田ら⁹⁾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¹⁰⁾している。

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

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⁸⁾を図-4.6 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¹¹⁾』（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 γ_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。 γ_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 γ_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か所で実施した。

- 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、 σ'_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-4.7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-4.1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た。

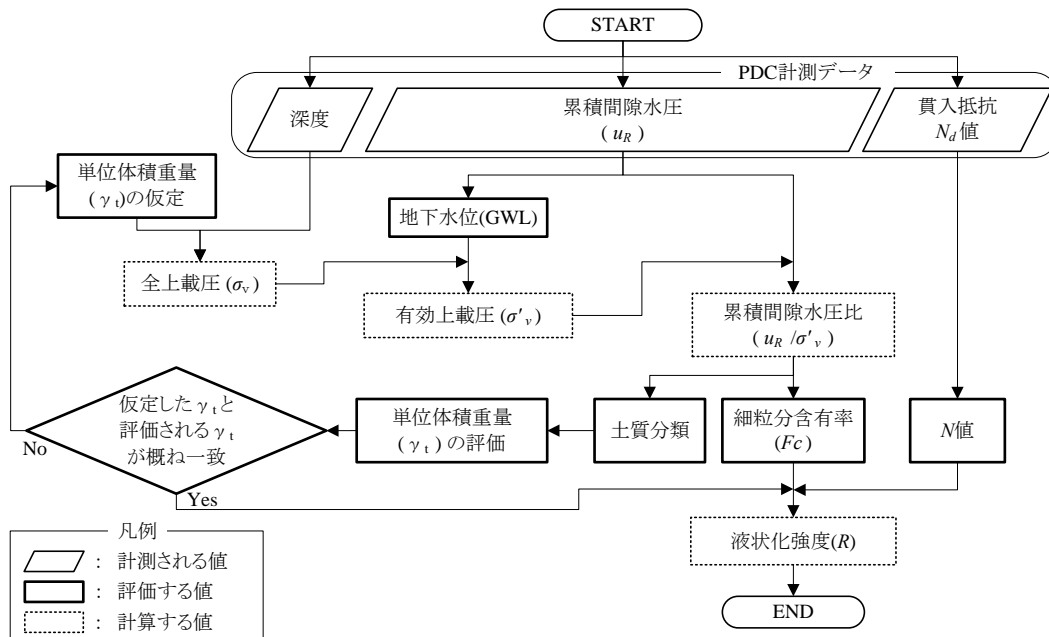


図-4.6 PDCによる液状化判定手順⁸⁾

表-4.1 各調査箇所における盛土の物性値

調査箇所	R275		美原	
	不飽和部	飽和部	不飽和部	飽和部
(調査深度)m	(1.00~1.90m)	(2.65~3.50m)	(6.00~7.00m)	(8.50~9.50m)
湿潤密度 ρ_w (g/cm ³)	2.059	2.054	1.861	1.987
乾燥密度 ρ_d (g/cm ³)	1.735	1.719	1.511	1.596
土粒子の密度 ρ_s (g/cm ³)	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 ρ_{dmax} (g/cm ³)	1.921	2.03	1.671	1.678
最適含水比 w_{op} (%)	12.7	11.3	17.3	17.1
液状化強度比 R_{L20}	-	0.380	-	0.361

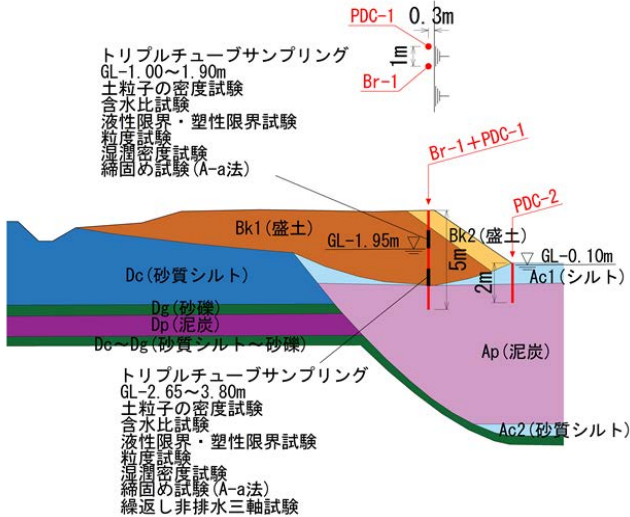


図-4.7 R275の調査箇所における土層横断面図

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実施した。その後、盛土法肩から SPT、PDC (PDC-1) を、盛土法尻では PDC (PDC-2) のみを実施した。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-4.7 に記載した物理試験と力学試験を実施した。

3.4 一般国道 337 号の現場および調査概要

図-4.8 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 $H=13.6\text{m}$ 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。

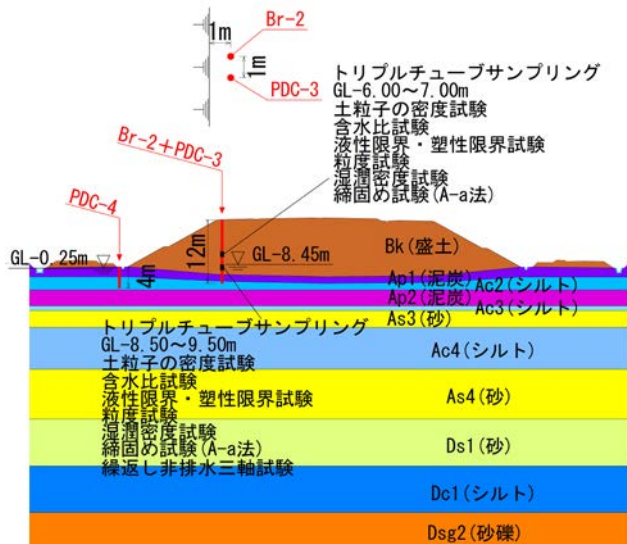


図-4.8 一般国道 337 号美原道路の調査箇所における土層横断面図

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

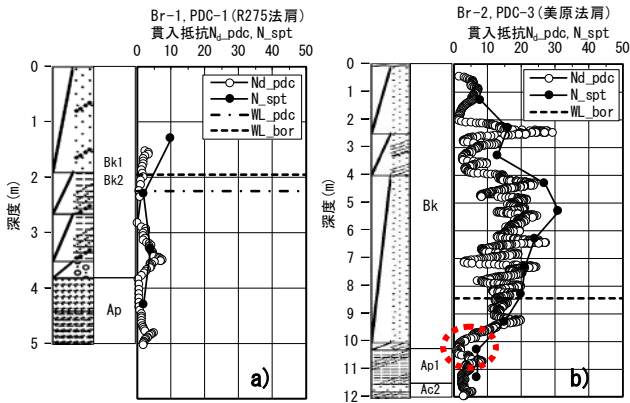


図-4.8 SPTとPDCによるN値と深度Nd_pdc値の深度分布比較

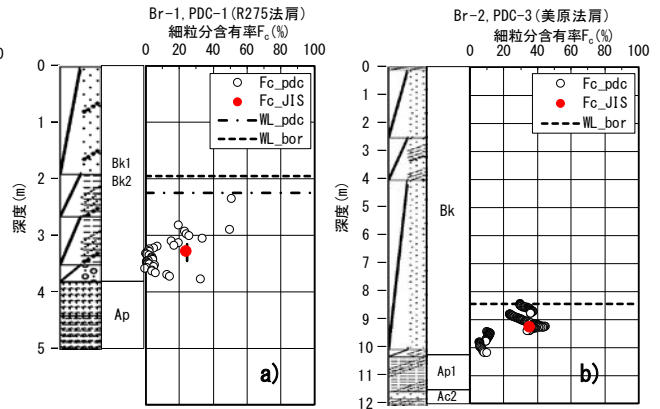


図-4.9 SPTとPDCによる細粒含有率Fcの深度分布比較

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、に記載した物理試験と力学試験を実施した。

3.5 調査結果および考察

3.5.1 N値とNd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(ラムサムンディング)を打撃エネルギーが半分(98kJ/m²)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°、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Na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¹²⁾による式3)でNa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・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・m)とする。※ただし、N_d ≤ 0の場合、N_d = 0とする。

図-4.8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-4.8 a)、b)ともに、一部N値がN_{d_pdc}をやや上回っている深度が確認されるが、

概ね同一の値であることが確認できる。また、 N_{d_pdc} は Bk1、Bk2（盛土）や Ap（泥炭）の深度方向に連続的に評価していることがわかる。これらの結果は、澤田らの調査結果⁹⁾と同様に、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 値と概ね良い相関であることと調和的である。

一方、盛土と泥炭の境界付近（R275_GL.-3.80m、美原_GL.-10.25m）の N_{d_pdc} は非常に低い値であった。R275 はこの位置で N 値と N_{d_pdc} は比較できないが、美原では N 値と N_{d_pdc} に差異が生じていることが確認された。

3.5.2 土の粒度試験と PDC による細粒分含有率の比較

図-4.9 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。各現場とも土の粒度試験は 1ヶ所しか実施していないが、PDC で得られた F_c を比較するとほぼ同程度であった。一方、PDC で得た F_c の深度分布に着目すると、図-4.9 a) では盛土内 GL.-2.36～3.77m の深さ 1.41m に $F_c=0\sim50\%$ 程度の幅広い数値が確認された。また、図-4.9 b) をみると、同じく盛土内 GL.-8.45～9.42m では $F_c=23.4$

～44.8%、GL.-9.45～10.21m は $F_c=5.5\sim11.8\%$ と評価された。これらから、PDC で得られる F_c は盛土の深度方向における細粒分の違いを捉えているものと考えられる。

3.5.3 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-4.2 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-4.2 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 は前項の 1)、2)式からそれぞれ N_{d_pdc} と F_c を導出し、 γ_t は土の湿潤密度試験の値より道示にて算出した。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と石狩地方であるため、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 11)に従って、 $c_z=0.85$ 、 $c_{1z}=1.0$ 、 $c_{IIz}=0.85$ 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）¹¹⁾により R275 は I 種地盤、美原は III 種地盤とし

表-4.2 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 D50、有効径 D10	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 γ_t	土の湿潤密度試験 or 一般値		土質区分により仮定

表-4.3 液状化判定に用いる地盤面の設計水平震度 (k_H)

	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

た。表-4.3 は各地震動レベルにおける設計水平震度である。

また、各調査箇所にて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。以降の実験条件の数値は実験箇所の順 (R275 (美原)) で示す。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 $u_b=200(200)\text{kN/m}^2$ 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 $\sigma'_v=50(160)\text{kN/m}^2$ 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。図-4.10 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-4.10 a)~f)のうち $R(F_L)_{\text{pdc}}$ と $R(F_L)_{\text{spt}}$ をみると、美原の GL-10.25m 付近の結果を除いて概ね同じである。一方、GL-10.25m 付近の R_{pdc} と R_{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地震動レベルでは液状化する、液状化しないと相反する結果となった。これは、図-4.8 b)に示すとおり、GL-10.25m 付近におけるSPTによる N 値 (≈ 2) とPDCによる $N_{d,\text{pdc}}$ (≈ 8) の差が F_L の差に表れたと推察される。GL-10.25m 付近は盛土と泥炭の境界にあたるが、既往の文献^{13), 14)}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に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貫入の貫入抵抗に違いが生じたのか、それとも偶然によるものかは今後、検証

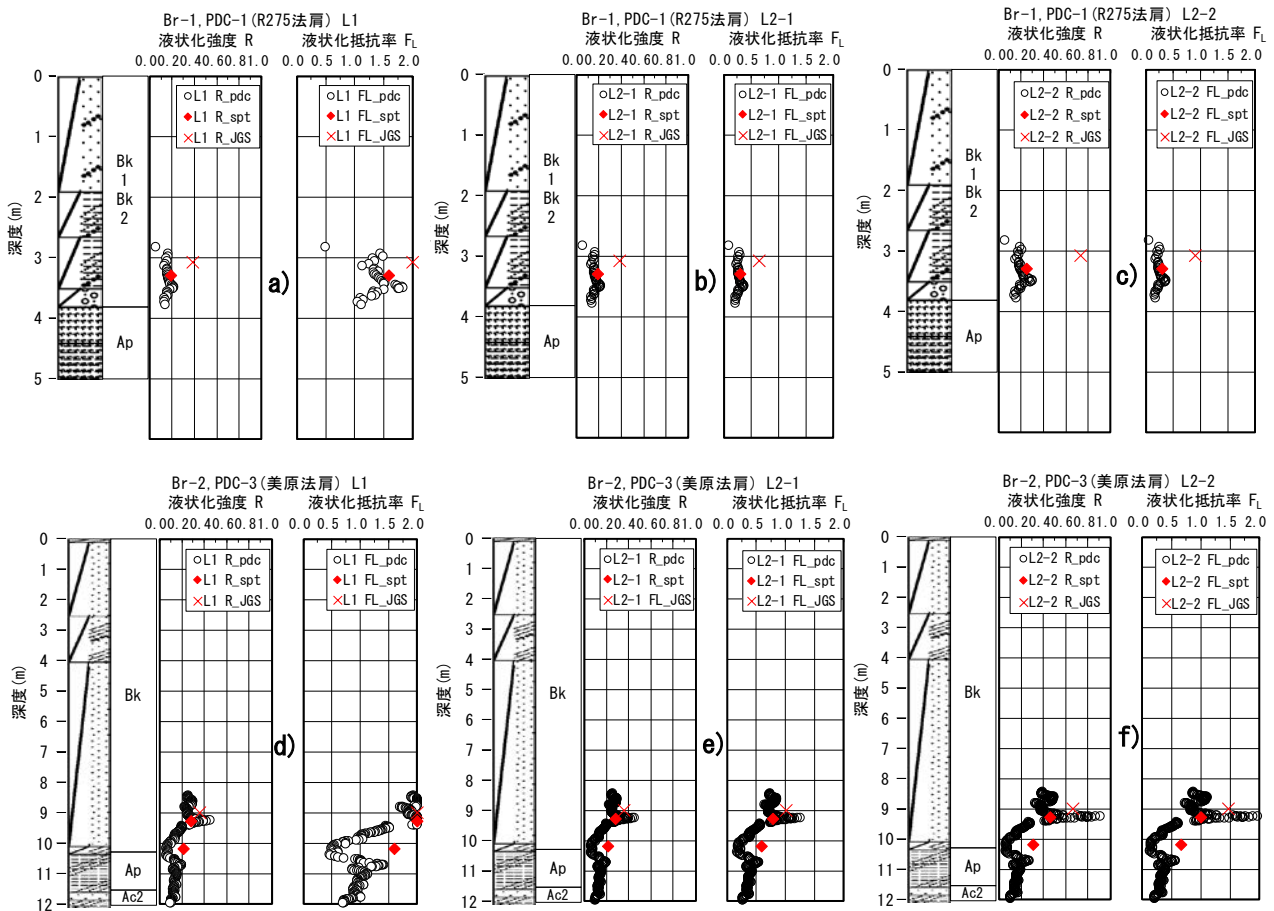


図-4.10 各調査箇所における調査深度と液状化強度 R 、液状化抵抗率 F_L の関係

していく必要がある。

次に、道示の詳細法による $R(FI)_{JGS}$ をみると、 $R(FI)_{JGS}$ は $R(FI)_{pdc}$ や $R(FI)_{spt}$ と比較して大きいことがわかる。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^{例えば 15)}ことや、最近の研究^{16)、17)}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_{JGS} 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_{pdc} や R_{spt} より相対的に大き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 ($=N_{d,pdc}$) 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。

参考文献

- 1) 北海道開発局開発土木研究所 :1993 年釧路沖地震被害調査報告、開発土木研究所報告、第 100 号、pp.13-32、1993
- 2) 佐々木康：堤防の地震災害と災害軽減工学、JICE REPORT Vol.9 p.89、2006
- 3) (公社)地盤工学会：地盤調査の方法と解説—二分冊の 1— pp.366-403、2013
- 4) 橋本聖、山梨高裕、林宏親、梶取真一：泥炭性軟弱地盤におけるセンタードレーン工法の改良効果に関する検討（その 2）、寒地土木研究所月報第 727 号 pp.23-30、2013
- 5) 国立研究開発法人土木研究所寒地土木研究所：泥炭性軟弱地盤対策工マニュアル pp.1-5、2017
- 6) 応用地質 HP (https://www.ovo.co.jp/technology_list/dynamic-cone-penetration-test/)
- 7) 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.
- 8) 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>
- 9) 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
- 10) 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
- 11) 社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2012
- 12) 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
- 13) Sasaki, Y. Oshiki, H. and Nishikawa, J. : River Dike Failures during the 1993 Kushiro-oki Earthquake, Proceedings of IS-Tokyo, 2009.
- 14) 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.
- 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) 鷲見浩司、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 pp.487-488、

2013

- 17) 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

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、横山朋弘、中尾尚史

西 弘明、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 29 年度は、桁橋・ラーメン橋を対象として、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した。また、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について検討した。

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

1. はじめに

南海トラフの巨大地震、首都直下地震等、人口及び資産が集中する地域における大規模地震発生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した。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。

2. 既往被害地震における橋梁の損傷

2.1 損傷事例の整理

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

図-1 に損傷事例に見られた主な損傷状況を示す。上部

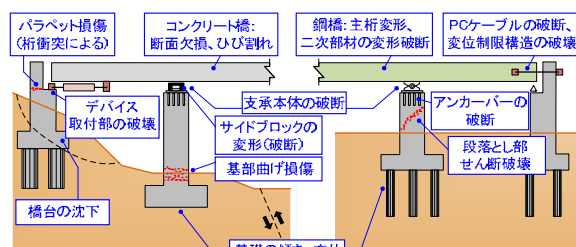


図-1 近年の地震による橋の主な損傷状況

構造の主な損傷は、鋼橋では主桁変形や二次部材の変形破断、コンクリート橋では桁端部の断面欠損や横桁のひび割れである。一方、下部構造においては、橋脚で段落とし部のせん断破壊や基部の曲げ損傷、橋台で沈下や桁衝突によるパラペットの損傷、基礎で傾きや変位が生じている。また、支承周辺では、支承本体やアンカーバーの破断、サイドブロックの変形(破断)、制震ダンパー等の耐震デバイスの取付け部の破壊、落橋防止システム用 PC ケーブルの破断や変位制限構造の破壊が生じている。

2.2 現行設計法における課題の整理

損傷事例を踏まえ、従来の想定を超えるような外力(超過外力)が発生した場合の課題を図-2 のように整理した。現行設計法²⁾ではレベル 2 地震動に対して耐荷性能を確保するが、これを超える地震に対しては落橋防止システムで対応する規定となっている。超過外力に対する橋の設計は、橋に損傷が生じることが前提となることから、損傷部位と損傷形態が耐荷性能に影響が小さいものとなるような設計体系を整理することが課題である。また、超過外力が発生した場合、復旧性の観点から復旧しやす

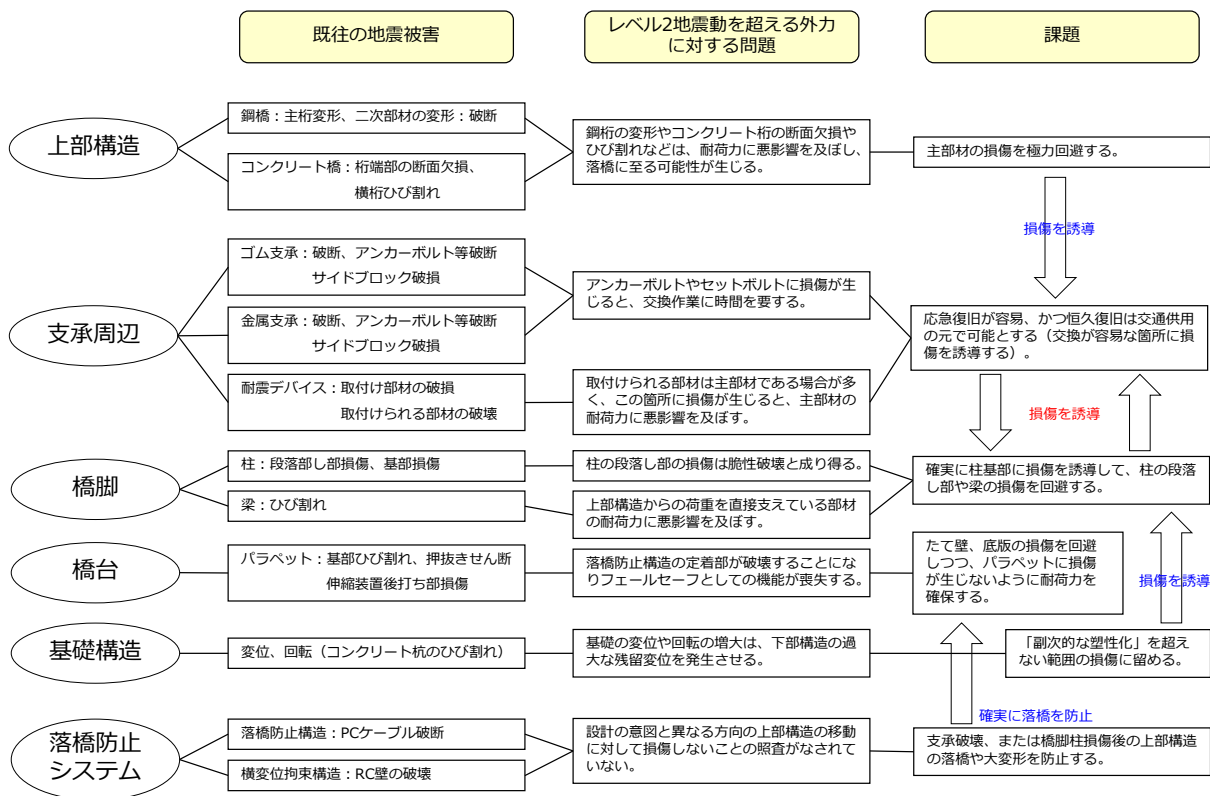


図-2 従来の想定を超えるような外力が発生した場合の課題

い部材を積極的に損傷させて、その他の部材の損傷を防ぐということも考えられ、確実に損傷を誘導するための耐力の制御技術とその信頼性の評価技術を確立することが課題となる。

3. 損傷過程の分析

道路橋の耐震設計では、過去の地震を考慮した設計地震動に対して、部材としての限界状態を超えないことを確認することにより橋全体としての耐荷性能を担保している。しかし、設計地震動を上回る地震動が作用すると、橋の部材が限界状態を超えてしまう可能性は否定できない。一方で、部材としての限界状態を超えたとしても、橋全体として致命的な状態になるまでに余裕がある場合も考えられる。

そこで、超過外力が作用して部材が限界状態に達した後、橋全体が致命的な被害に至るまでにどれくらいの余裕があるのか、さらに橋全体を致命的な被害に至りにくくするための方法について検討した。本研究では、単純な構造である桁橋と、複雑な構造であるアーチ橋を対象とした。

3. 1 鋼桁橋における損傷過程の分析

3.1.1 解析モデル

平成 28 年度の研究では、熊本地震で被災した 3 径間連続鋼桁橋³⁾を対象に、超過作用時の耐力の階層化を確認するための荷重漸増解析を実施した。

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

支承は非線形バネとし、損傷を考慮するため、積層ゴムの破断ひずみ 550%に相当する変位でバネの勾配が水平となるバイリニア型モデルを用いる。積層ゴム支承はせん断ひずみ 250%を超えるとハードニングが生じるが、本検討では桁衝突による挙動を確認するため、ハードニングは無視し、せん断ひずみ 550%までバネ定数が一定となる設定を行う。支承のバネ要素は各桁の支承位置に設置する。桁端部は桁遊間に相当する初期ギャップを有する衝突バネを設置する。また、橋脚と橋台躯体は初降伏-終局の間に勾配を有するトリリニアモデルとする。橋台パラペットは桁衝突による損傷を再現する。橋台背

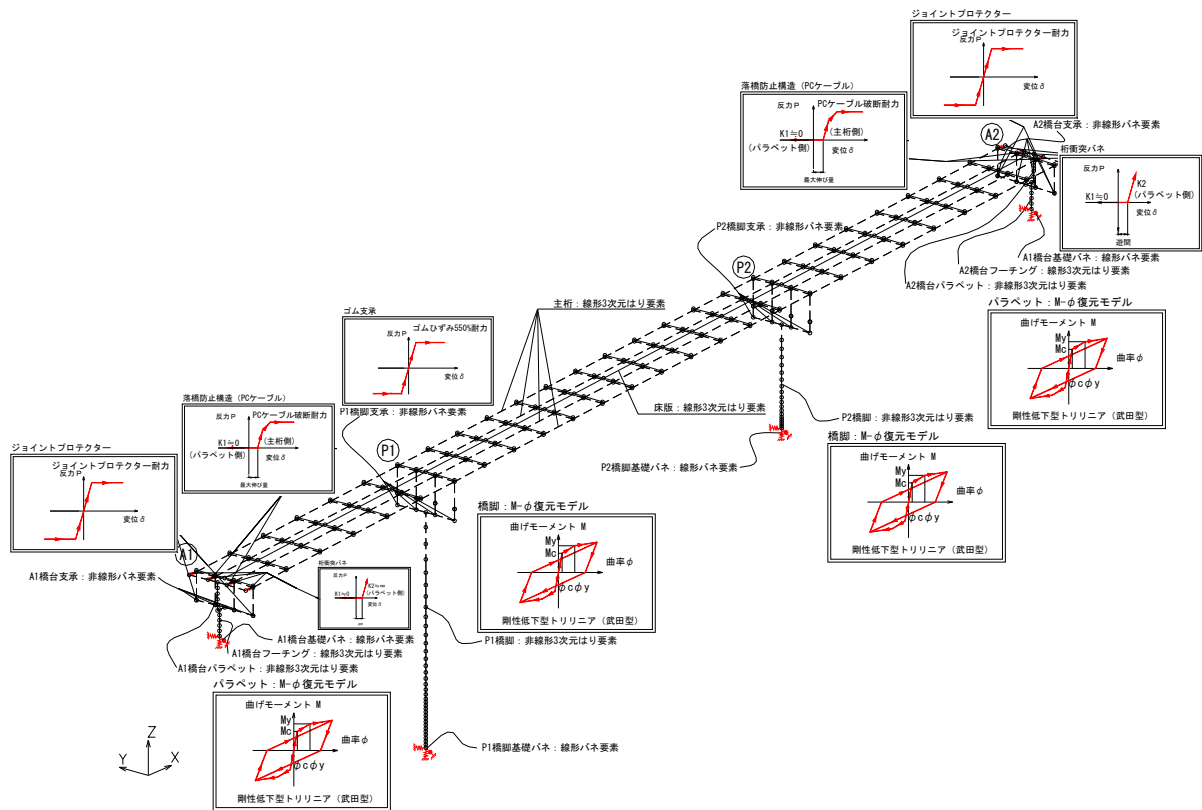


図-3 解析モデル

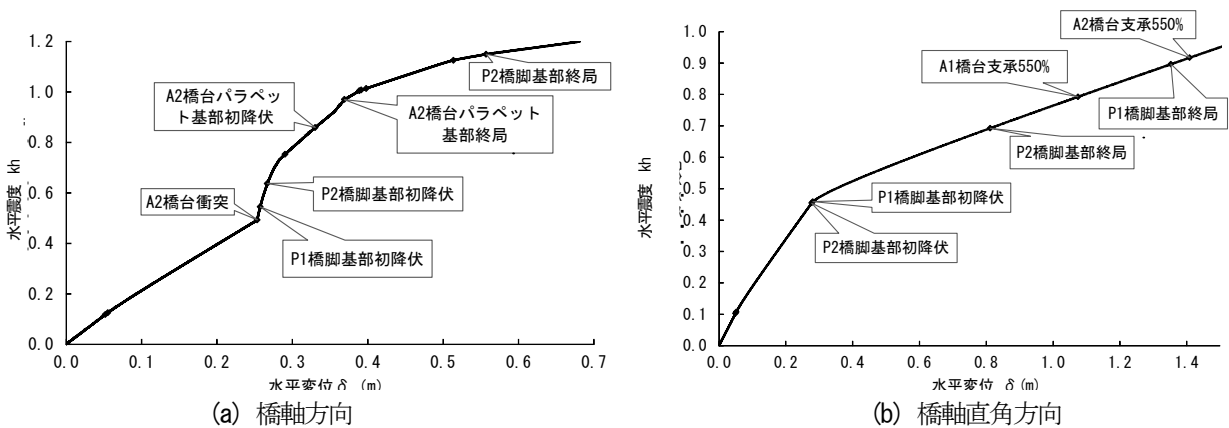


図-4 荷重漸増解析結果

面土は地盤の受働抵抗を考慮する。基礎は従来の解析と同様、S-R バネとする。落橋防止システムはPC ケーブルに相当するトラス要素を橋台パラペットと主桁の間に設置し、遊間と材料の降伏を考慮する非線形バネ要素とする。

3.1.2 解析方法

本解析では、水平震度を漸増させて、損傷する順序を追ひ、耐力の階層化がどのようになされているかについて着目している。橋軸方向の荷重の作用方向は A1 橋台

→A2 橋台と A2 橋台→A1 橋台の 2 方向が考えられるが、より損傷度の大きい A1 橋台→A2 橋台の方向への载荷を行う。橋軸方向には橋台パラペットの水平抵抗を確認するために、パラペット有無の 2 ケース、橋軸直角方向にはパラペット有の 1 ケース、計 3 ケースを対象に荷重漸増解析を実施した。

3.1.3 解析結果

図-4 に荷重漸増解析の結果を示す。縦軸は水平震度、横軸は主桁 P1-P2 径間中央節点の水平変位である。

(a) 図の橋軸方向のパラペット有のケースでは、主桁の変位が桁遊間である 0.25m に達した水平震度 0.49 で桁衝突が生じ、橋台パラペットの抵抗により変位の増加が一時的に小さくなる。その後、パラペット基部がひび割れや降伏により損傷し、変位が再度増加する過程で橋脚が降伏する結果となる。

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

本解析では支承のハードニングを考慮していないため、支承のせん断ひずみの程度により実際の損傷状況を推測することが可能ではあるが、超過外力の作用に対する耐力の階層化を荷重漸増解析により検討するためには、支承の破壊性状をより適切に表すことができるモデル化が必要となる。

3.2 桁橋の耐震設計における耐力階層化の検討

既往被害地震による桁橋の被災事例から、復旧しやすい部材として支承あるいは橋脚のいずれかがあげられる。

平成 29 年度の研究では、超過外力に対し、これらの部材へ損傷を誘導するため下部工耐力を階層化し、支承耐力と橋脚耐力の大小関係を調整した場合における橋全体の耐荷性能への影響について検討した。ここでは、一般的な桁橋で免震橋かつ桁下に制約がないに架橋条件を検討対象として整理する。

3.2.1 地震による水平方向慣性力に対する耐力の関係

橋全体系から 1 基の橋脚とそれが支持する上部構造という単純な構造単位を抽出した場合、地震時の上部構造の慣性力は支承を介して橋脚、基礎に伝達される。このような構造系の損傷シナリオは、支承、橋脚、基礎の 3 つの構造要素における耐力の大小関係により異なったものとなる。橋脚と基礎の関係では、一般に基礎の耐力が橋脚より大きくなるよう設計が行われるため、橋の損傷は支承あるいは橋脚のいずれか耐力が小さい側の部位となる。図-5 は免震構造を対象に橋脚と支承の耐力の大小関係を示した水平荷重-水平変位曲線図である。現行の設計では支承と橋脚は個々に耐震性能を満足すればよいとされ、両者の耐力の関係は規定されていない。実際の設計では、支承の耐力が橋脚耐力を上回るケース①と耐力関係が逆のケース②が存在することとなる。ケース①

では超過外力に対し支承より先に橋脚が損傷し、外力が大きくなるにつれて橋脚の損傷が進展するが、ケース②では橋脚より先に支承が損傷し、以後外力が大きくなっても橋脚の損傷は進展しない。

3.2.2 解析モデル

平成 24 年道路橋示方書による設計（以下、「基本モデル」という。）を行ったモデル橋を基に解析モデルを作成した。モデル橋の諸元を表-1、解析モデルを図-6 に示す。

免震支承は、非線形バイリニアモデルとし、せん断ひずみが 250%に達した時点で破壊とみなし、剛性をゼロとした。また、橋台パラペットは非線形バネとし、桁の衝突による押し込み力が耐力に達した時点で剛性をゼロとした。

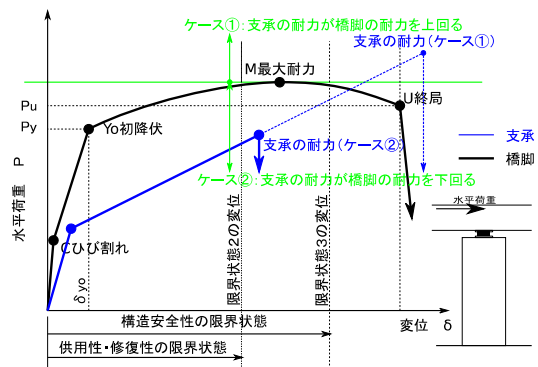


図-5 支承と橋脚の耐力の関係（免震）

表-1 モデル橋諸元

橋	梁	橋梁諸元	支承条件
鋼桁橋 (鋼 I 桁橋)		3 径間連続	橋軸方向 免震
		橋長 98.1m	直角方向 固定
下部工形式		壁式橋脚・直接基礎	
コンクリート桁橋 (PCコンボ 桁橋)		3 径間連続	橋軸方向 免震
		橋長 111m	直角方向 固定
下部工形式		柱式橋脚・杭基礎	

3.2.3 解析方法

本解析は、図-6 の 3 次元骨組モデルを用いた荷重漸増解析とした。超過外力が作用した場合の支承と橋脚の耐力差による損傷過程を分析するため、以下の 3 ケースについて解析を行った。

ケース A：基本モデルに該当し、支承耐力 > 橋脚耐力である。

ケース B：基本モデルの橋脚耐力を 30% 増加させ、支承耐力 < 橋脚耐力となるようにした。

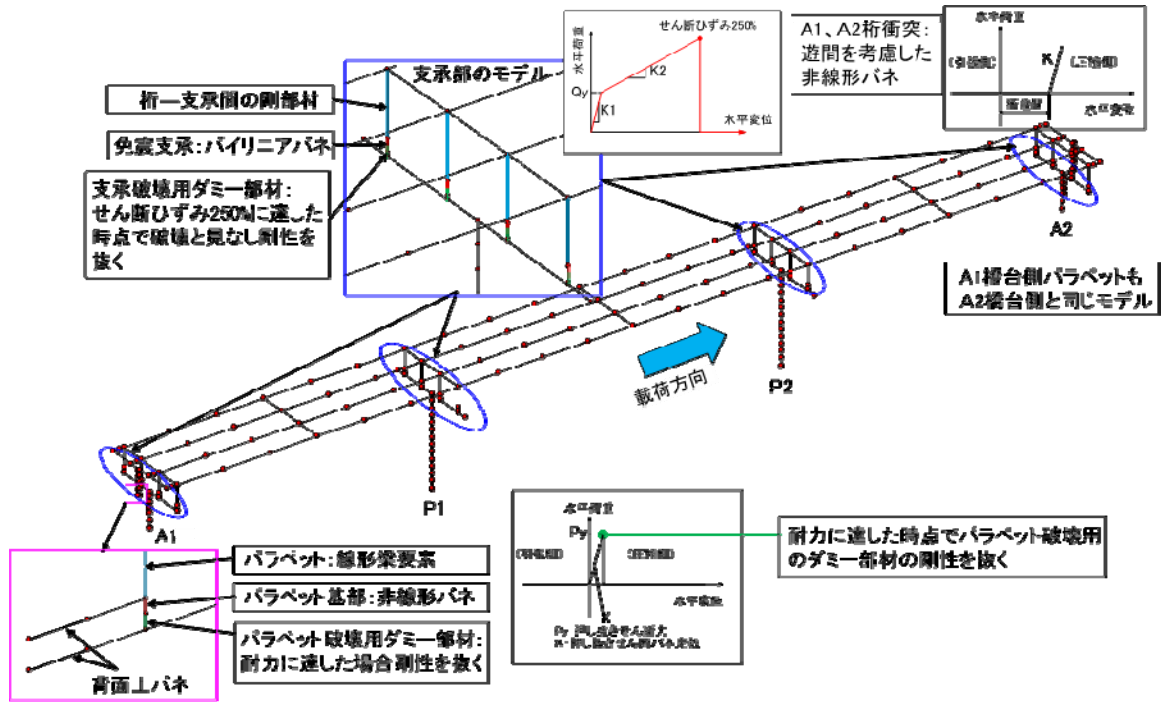


図-6 解析モデル (鋼桁橋、橋軸方向)

ケース C : 橋脚耐力はそのまま、橋脚部支承にノックオフ構造を想定し、支承耐力を橋脚耐力より低くなるよう調整した。

荷重漸増解析の結果は、図-7 に示すような水平震度-水平変位曲線 (kh-δ 曲線) として整理した。左縦軸は解析における作用震度、横軸は上部構造位置での水平変位とした。kh-δ 曲線の面積累積値を橋の吸収エネルギーとし、レベル 2 地震動に対する吸収エネルギーと超過外力時の吸収エネルギーの比を「超過震度倍率」として右縦軸に示した。超過震度倍率は、レベル 2 地震動を 1.0 とした時に、橋が致命的な損傷に至るまでに何倍の余裕を保有しているかを示している。

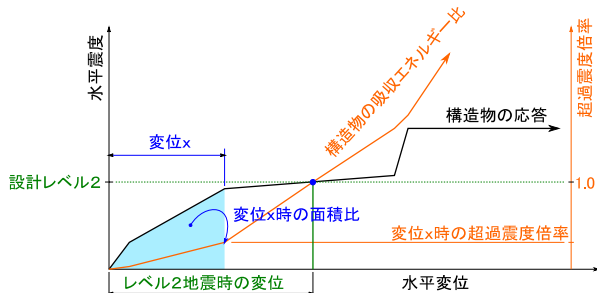


図-7 吸収エネルギー比と超過震度倍率

3.2.4 解析結果

ケース A の解析結果を図-8、表-2 に、ケース B の解析結果を図-9、表-3 に示す。図は、水平震度-水平変位関係、表はその解析過程で発生したイベント点を示したものである。ケース A では、水平震度は支承や橋脚が降伏 (図-8 ③、④) することで勾配が変化し、橋台位置で桁衝突 (図-8 ⑦) が生じると橋台パラペットの抵抗により勾配が立ち上がる。橋台パラペットが破壊 (図-8 ⑧) された後は、水平震度が一定のまま変位が増加し、支承より先に橋脚基部が終局 (図-8 ⑨、⑩) に至り構造不安定となる。この時の超過震度倍率は、レベル 2 地震動の 2.3 倍である。

ケース B では、先に支承せん断ひずみが 250% を超えて損傷 (図-9 ⑤、⑥) し、橋脚に外力が伝わらないため、橋脚は損傷しない結果となった。支承が損傷部位となる損傷シナリオは、超過外力の規模が大きくなっても橋脚の損傷が限定的である。しかし、超過外力に対する対策として橋脚の耐力を意図的に高めることは、基礎の耐力もそれ以上に高める必要があり、適用には課題もあると考えられる。

図-10、表-4 は、コンクリート桁橋におけるケース C の解析結果である。レベル 2 地震動を超えた後、支承のノックオフが作動 (図-10 ⑤、⑥) し、橋脚の損傷は進展しない。その後、桁がパラペットに衝突 (図-10 ⑧) し、パラペット基部の押し込みせん断降伏に達する (図

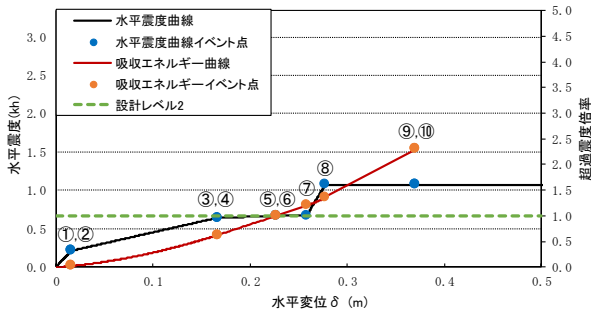


図-8 水平震度-水平変位関係 (ケース A)

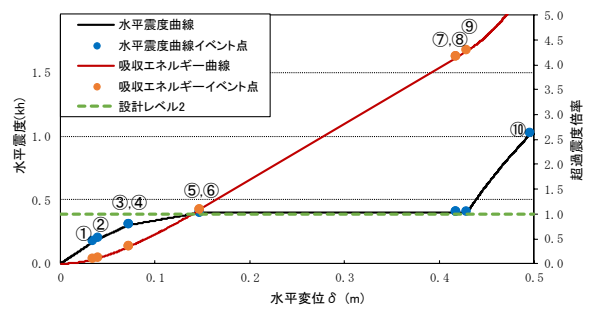


図-10 水平震度-水平変位関係 (ケース C)

表-2 解析イベント結果 (ケース A)

No.	水平変位 (m)	水平震度 kh	吸収エネルギー超過震度倍率	イベント
①	0.016	0.212	0.017	P1橋脚支承降伏
②	0.016	0.212	0.017	P2橋脚支承降伏
③	0.167	0.639	0.626	P1橋脚基部初降伏
④	0.167	0.639	0.626	P2橋脚基部初降伏
⑤	0.227	0.669	1.000	A1橋台支承せん断ひずみ250%
⑥	0.227	0.669	1.000	A2橋台支承せん断ひずみ250%
⑦	0.258	0.670	1.197	A2側桁衝突
⑧	0.277	1.070	1.355	A2橋台パラペット押込みせん断降伏
⑨	0.370	1.071	2.294	P1橋脚基部限界状態2
⑩	0.370	1.071	2.294	P2橋脚基部限界状態2

表-4 解析イベント結果 (ケース C)

No.	水平変位 (m)	水平震度 kh	吸収エネルギー超過震度倍率	イベント
①	0.035	0.173	0.086	A2橋台支承降伏
②	0.041	0.196	0.115	A1橋台支承降伏
③	0.073	0.303	0.341	P1橋脚支承降伏
④	0.073	0.303	0.341	P2橋脚支承降伏
⑤	0.147	0.400	1.086	P1橋脚支承ロックオフ
⑥	0.147	0.400	1.086	P2橋脚支承ロックオフ
⑦	0.418	0.401	4.154	A2橋台支承せん断ひずみ250%
⑧	0.418	0.401	4.154	A2側桁衝突
⑨	0.429	0.402	4.279	A1橋台支承せん断ひずみ250%
⑩	0.496	1.019	5.662	A2橋台パラペット押込みせん断降伏

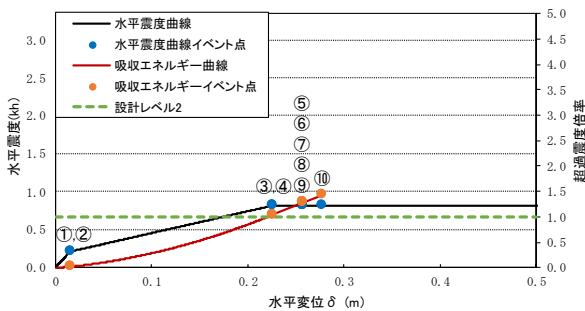


図-9 水平震度-水平変位関係 (ケース B)

No.	水平変位 (m)	水平震度 kh	吸収エネルギー超過震度倍率	イベント
①	0.016	0.212	0.016	P1橋脚支承降伏
②	0.016	0.212	0.016	P2橋脚支承降伏
③	0.226	0.818	1.043	A1橋台支承せん断ひずみ250%
④	0.226	0.818	1.043	A2橋台支承せん断ひずみ250%
⑤	0.257	0.819	1.281	P1橋脚支承せん断ひずみ250%
⑥	0.257	0.819	1.281	P2橋脚支承せん断ひずみ250%
⑦	0.257	0.819	1.281	P1橋脚基部初降伏
⑧	0.257	0.819	1.281	P2橋脚基部初降伏
⑨	0.257	0.819	1.281	A2側桁衝突
⑩	0.277	0.820	1.438	A2橋台パラペット押込みせん断降伏

表-3 解析イベント結果 (ケース B)

-10 ⑩) まで超過震度倍率 5.7 倍に達した。ノックオフ構造により、橋脚の耐力を高めることなくケース B と同様、橋脚の損傷を限定的とすることが可能

となる。さらに桁がパラペットに衝突し、パラペット基部の押し込みせん断降伏に達するまで、橋全体として多段的に抵抗できる構造となっている。

3.2.5 桁橋における損傷シナリオのデザイン

超過外力に対して橋の供用性・修復性を保持するという観点からは、損傷部位を支承に誘導し、橋脚の損傷を軽微な程度にとどめることは望ましい損傷シナリオの一例であると考えられる。この場合、支承のどの部分を損傷させるかが課題である。既往の被災事例から、支承のアンカーボルトやセットボルトの損傷は、復旧に時間を要し、供用性や修復性で不利となる。図-11 に示すように支承の損傷部位を支承ゴム下端と下鋼板との接合面に制御できれば、桁下フランジに取り残された支承ゴム本体が路面の段差を抑制し、供用性が確保されるほか、橋座のスペースにジャッキを設置することができ復旧性も確保される損傷形態となる。支承に損傷を誘導する方法として、下沓にノックオフ型せん断ボルトを採用した事例⁴⁾等がある。

これまで検討した支承耐力<橋脚耐力の損傷シナリオについて、近年の被害地震による被災橋梁の復旧事例や参考文献^{5),6)}を引用し、桁橋の損傷度と被災後の供用性・修復性の関係を設計シナリオとして表-5 に整理した。表の右側へいくほど損傷度が大きく、供用性や修復性が悪くなる。支承が先に損傷することで橋脚の損傷は地震動

の規模が大きくなっても進展しないため、超過外力に対しても部材の限界状態は「限界状態 2」に留まる。支承の損傷度は、レベル 2 地震動に対しては限界状態 1 (損傷度 C)、超過外力に対しては、支承耐力の設定により損傷度が異なる。供用性や修復性の観点からは、支承の損傷度 B に制御することが望ましい設計シナリオである。

損傷シナリオを実現するためには、橋脚の初降伏耐力と終局耐力の間に支承耐力の上限を制御する必要があり、今後、この制御の考え方等について検討を行う。



図-11 ゴム本体下端と下鋼板の接合面の被災事例

表-5 設計シナリオ (免震構造)
(支承耐力 < 橋脚耐力)

橋梁形式	免震構造	要求性能マトリクス	
ケース	ケースC	支承耐力 < 橋脚の耐力	
概略図			
部材間の耐力の階層化	耐力階層化係数	損傷部位	
支承の耐力 (1 支承線の合計)	0.90	支承	
橋脚の終局耐力	1.00		
基礎の降伏耐力	1.10		
偶発作用 (地震)	設計地震動 (L2)	超過外力	
耐荷性能	耐荷性能2	ロバスト性	
構造安全性		落橋しない	
供用性	緊急車両	通行可能	通行注意
	一般車両	通行注意	通行不可
修復性	応急復旧	復旧作業不要	復旧作業不要
	暫定復旧	復旧作業不要	ブロック等設置
	恒久復旧	支承の交換	支承の交換
橋の限界状態	限界状態2	限界状態3	終局限界状態
部材等の限界状態	上部構造	限界状態1 (損傷度D)	
	支承	限界状態1 (損傷度D)	支承の損傷度B
設計シナリオの特徴	橋脚	限界状態2 (損傷度C)	
	基礎	限界状態2 (損傷度C)	
・ 支承にロックオフ荷重を設定し、橋脚の損傷度を限定的に制御するシナリオである。 ・ 支承が先に損傷することで橋脚の損傷は地震動の規模が大きくなっても進展しない。			

3.3 アーチ橋における損傷過程の分析

3.3.1 解析モデル

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

検討する橋梁は、図-12 に示すような橋長 140m (アーチ支間 87.0m)、幅員 10.5m のアーチ橋 (全重量 17800kN) を対象とした。本研究では、超過外力が作用した場合について検討するために、対象としたアーチ橋は、道路橋示方書²⁾で示されているレベル 2 地震動に対して耐震性能 2 を満たすように、座屈拘束ブレース等を用いて耐震補強を施した橋を想定した。

部材座屈等の損傷を表現できるように、材料非線形と幾何学的非線形を考慮した複合非線形解析による弾塑性有限変位解析を実施した。本研究では、弾塑性有限変位解析が可能である SeanFEM を使用した。部材座屈等の損傷を表現できるように、アーチリブや補剛桁等の鋼部材と床版、および座屈拘束ブレースはファイバー要素、支承部や地盤はばね要素でモデル化した (図-13)。床版と補剛桁の接続部 (スラブアンカー) は線形部材で接続し、

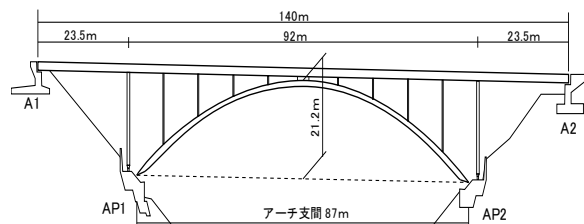
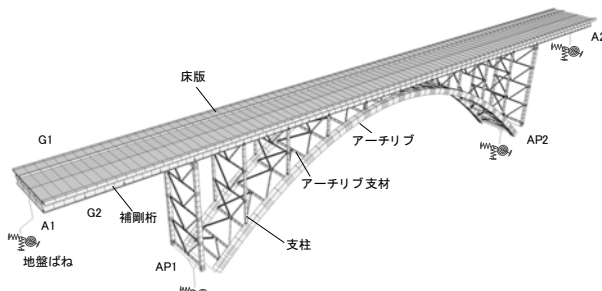
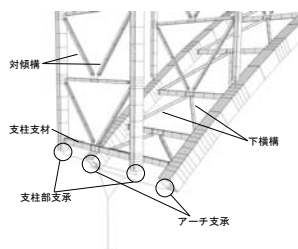


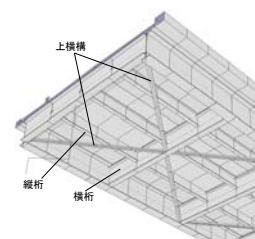
図-12 対象橋梁の橋梁一般図



(a) 橋梁全体



(b) アーチリブ基部周辺



(c) 橋台部周辺

図-13 対象とする橋梁のモデル概要図

この部位では損傷しないこととした。また、アーチクラウン部の接続部は剛部材としてモデル化した。さらに、部材座屈を表現する部材の材端における境界条件は剛結とした。

鋼部材の材料特性として、図-14(a)に示すように、引張に対しては使用する鋼材の降伏応力 σ_y に達した後は初期剛性の $1/100$ に、圧縮に対しては降伏応力に低減係数 ζ を乗じた値 ($\zeta\sigma_y$) に達した後は鋼材の剛性が 0 になるような非線形特性を設定した。ここで、低減係数 ζ は、座屈応力 σ_{cr} を降伏応力 σ_y で除した係数であり、道路橋示方書Ⅱ鋼橋編 ⑦に記載されている座屈強度曲線(図-14(b))を基に、ウェブやフランジ等の部材要素の幅厚比パラメータ R_0 に対応する低減係数を求めた。これら非線形特性を部材の各断面要素に設定した。

床版は鉄筋コンクリートとし、道路橋示方書Ⅲコンクリート橋編 ⑧を基に非線形特性を設定した。支承部は、A1 および A2 橋台部は可動支承、AP1 および AP2 は固定ピン支承とした。本研究では、支承部は常に健全な状態(支承部は損傷しない)で、可動支承の可動範囲は無有限大であると仮定した。座屈拘束ブレースは、下横構(アーチリブ基部から $L/4$ の範囲)と支柱対傾構の斜材に設置し、レベル2地震動以降で非線形挙動するようなバイリニア型とした。

3.3.2 解析方法

(1) 载荷荷重の設定および载荷方法

本研究は、アーチ橋の損傷シナリオと損傷過程を把握するために、荷重漸増解析を行った。事前に動的解析を行い、荷重漸増解析が必要となる各節点の加速度を動的解析により求めた。動的解析により得られた加速度を重力加速度で割ることで水平震度を算出し、これに節点の質量をかけることで各節点に载荷する荷重を求めた。解析は水平震度を 0.001 刻みで漸増载荷した。解析の途中で部材が座屈し、解析が不安定になったときは、座屈が生じた部材の剛性を 0 にして、解析を再開した。

(2) レベル2地震時相当の水平震度の算出

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

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

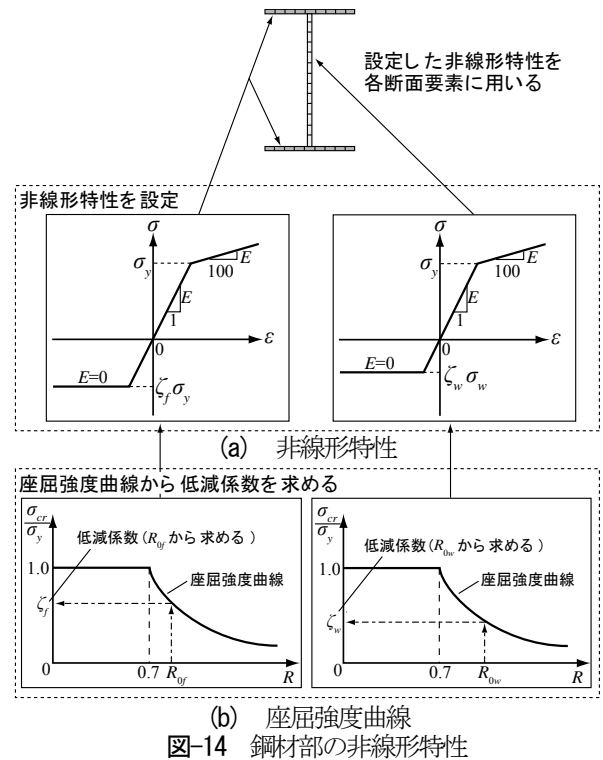


図-14 鋼材部の非線形特性

0.43 であった。

(3) 部材の損傷判定

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

3.3.3 損傷を制御しない場合の橋の損傷シナリオ

(1) 橋軸方向に载荷した場合

図-15 は崩壊直前における橋の挙動を示したものである。部材の色の濃淡は、部材の損傷の割合を示している。解析を実施した結果、補剛桁(支柱部、支柱-アーチクラウン間)に4か所、アーチリブに2か所損傷(塑性ヒンジ)が生じた時点で、構造的に不安定になったため、この時点で橋が崩壊すると判定した。

橋の損傷シナリオを考えると、図-16 のような損傷シナリオになる。図中の番号は、損傷した順番を示している。損傷シナリオとして、始めに AP1-AP2 間の補剛桁が塑性ヒンジ化し、最終的に AP1-アーチクラウン間のアーチリブが塑性ヒンジ化することで、アーチクラウン

AP2間が上向きに曲げ破壊しつつ、AP1-アーチクラウン間が崩れ落ちるような崩壊をされると考えられる。

(2) 橋軸直角方向に载荷した場合

図-17 は、橋軸直角方向に载荷した場合の崩壊直前の橋の挙動を示したものである。橋軸直角方向に载荷した場合、アーチリブが4か所塑性ヒンジ化したあと、床版部の全断面が降伏し、解析が不安定になったために、この時点で橋が崩壊すると判定した。その時、橋の中央部が载荷側にたわむような挙動を示している。

橋の損傷シナリオを図-18 に示す。始めにアーチリブの基部が塑性ヒンジ化する。その後アーチクラウン部周辺のアーチリブが塑性ヒンジ化することで、橋の中央部が曲げ破壊をしながら、载荷方向に崩れ落ちると考えられる。

3.3.4 損傷を制御する場合の橋の損傷シナリオ

(1) 損傷を制御する部材の選定

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

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

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

(2) 橋軸方向に载荷した場合の橋の損傷シナリオ

図-19 は、橋軸方向の载荷した場合の崩壊直前の橋の挙動を示したものである。解析を行った結果、アーチリブ基部の支承(2カ所)が損傷した後(損傷を制御した後)、補剛桁(AP1支柱部、アーチクラウン周辺)に3か所、アーチリブ(アーチクラウン付近)に2カ所塑性ヒンジ化した時に構造的に不安定になったため、橋が崩壊すると判定した。その時の橋の挙動は、損傷を制御しない場合と異なり、アーチリブが外側に開き、AP1-アーチクラウン間の補剛桁とアーチリブが下向きにたわむような挙動を示している。

橋の損傷シナリオを考えると、図-20 のように、アーチリブ基部の支承で損傷を制御した後、始めに AP1-アーチクラウン間の補剛桁が塑性ヒンジ化し、最終的にアーチクラウン-AP2 間のアーチリブが塑性ヒンジ化することで、AP1-アーチクラウン間が崩れ落ちるようなシナリオになると考えられる。



図-15 崩壊直前の橋の挙動 (損傷を制御しない場合、橋軸方向载荷)

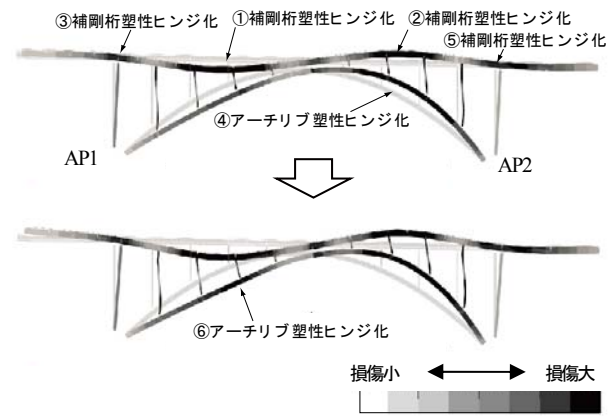


図-16 橋の損傷シナリオ (損傷を制御しない場合、橋軸方向载荷)

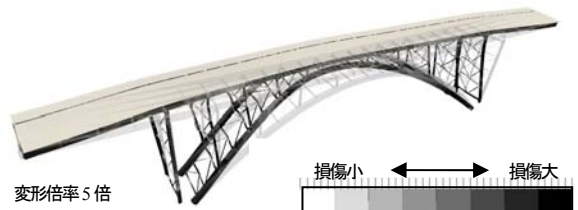


図-17 崩壊直前の橋の挙動 (損傷を制御しない場合、橋軸直角方向载荷)

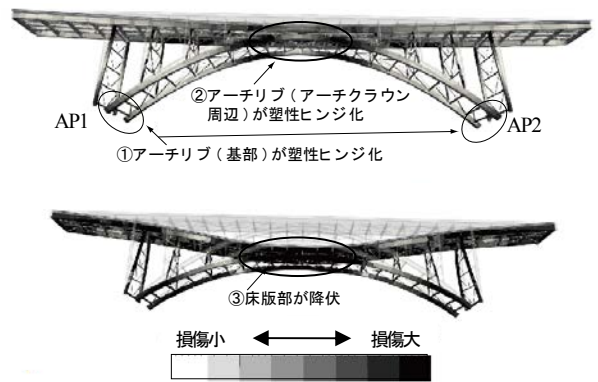


図-18 橋の損傷シナリオ (損傷を制御しない場合、橋軸直角方向载荷)

橋の損傷シナリオを考えると、図-20 のように、アーチリブ基部の支承で損傷を制御した後、始めに AP1-アーチクラウン間の補剛桁が塑性ヒンジ化し、最終的にアーチクラウン-AP2 間のアーチリブが塑性ヒンジ化することで、AP1-アーチクラウン間が崩れ落ちるようなシナリオになると考えられる。



図-19 崩壊直前の橋の挙動
(損傷を制御する場合、橋軸方向載荷)

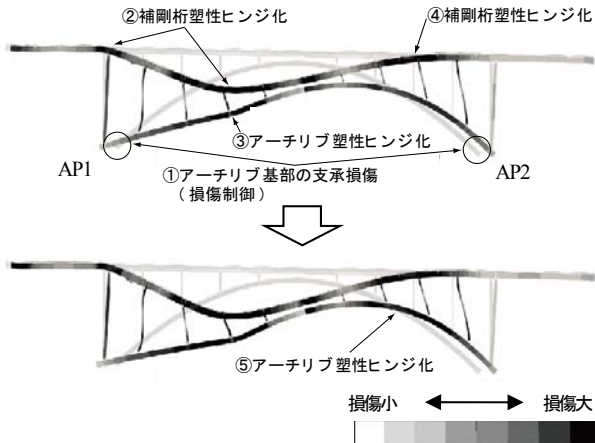


図-20 橋の損傷シナリオ
(損傷を制御する場合、橋軸方向載荷)

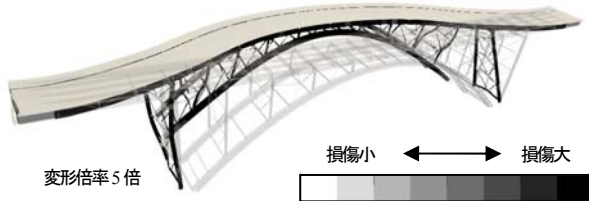


図-21 崩壊直前の橋の挙動
(損傷を制御する場合、橋軸直角方向載荷)

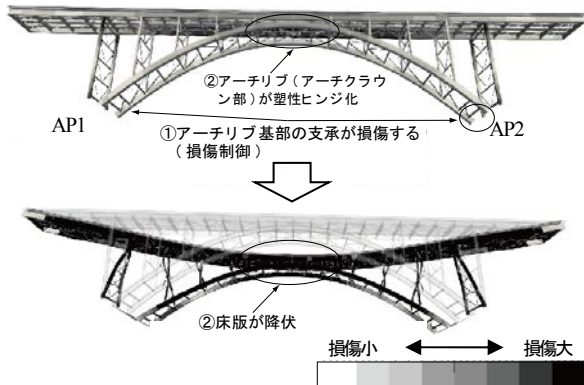
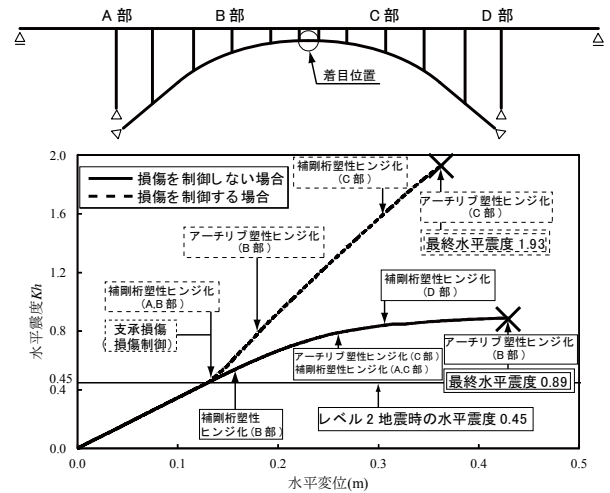


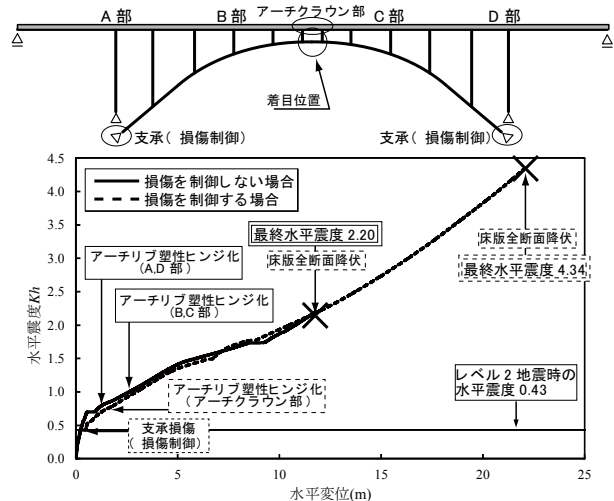
図-22 橋の損傷シナリオ
(損傷を制御する場合、橋軸直角方向載荷)

(3) 橋軸直角方向に載荷した場合の橋の損傷シナリオ

図-21 は、橋軸直角方向に載荷した場合の崩壊直前の橋の挙動を示したものである。解析により、床版の一部が降伏した後、アーチクラウン部のアーチリブが塑性



(a) 橋軸方向に載荷した場合



(b) 橋軸直角方向に載荷した場合
図-23 着目位置の変位と水平震度の関係

ヒンジ化し、床版部の全断面が降伏したことで解析が不安定になったため、この時点で橋が崩壊すると判定した。図より、橋崩壊直前の挙動は、損傷を制御しない場合と同様に、床版の中央部が載荷方向にたわむような挙動を示している。橋の損傷シナリオを図-22 に示す。アーチリブ基部の支承で損傷を制御する場合、アーチリブ基部の拘束が無くなるため、アーチリブ基部が塑性ヒンジ化することはなかった。

3.3.5 橋崩壊に至るときの水平震度の比較

橋軸方向に載荷した場合の着目位置の変位と水平震度の関係を示したのが図-23 (a) である。横軸は図に示す着目位置の水平変位、縦軸は水平震度である。また、図中にはレベル 2 地震時に相当する水平震度 (0.45) も示した。図より、損傷を制御する場合の橋が崩壊に至る水平震度は、損傷を制御しない場合に比べて約 2.2 倍大きくなっ

ている。

橋軸直角方向に載荷した場合における着目位置の変位と水平震度の関係を示したのが図-23(b)である。横軸は着目位置の水平変位、縦軸は水平震度である。先ほどと同様に、レベル2地震時に相当する水平震度(0.43)も図中に示した。損傷を制御する場合、橋崩壊に至るときの水平震度は、損傷を制御しない場合に比べて、約2倍大きくなっている。

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

3.4 構造条件の違いの影響の検討

前節では、鋼上路アーチ橋を対象に、超過外力がアーチ橋に作用した場合の損傷過程や、損傷制御することにより橋の損傷シナリオをコントロールする方法について解析的に検討した。

ここでは、橋の構造条件に応じた損傷シナリオを整理することを目的に、構造条件の異なる橋のモデルを作成し、損傷過程を把握した。解析では部材としての限界状態を超えた後の部材の荷重変位関係を仮定した。把握した損傷過程から損傷シナリオを想定した。また、損傷シナリオに損傷過程を誘導する損傷制御方法を仮定し、損傷制御しないケースと損傷過程や断面力等を比較することで、損傷制御の効果について検討した。

3.4.1 解析モデル

図-12に示す、レベル2地震動に耐えられるように設計されたアーチ橋を基に、構造条件の異なる2次元骨組モデルを作成した。解析モデルの部材等の名称を図-24、本研究で検討する解析モデル及び構造条件を図-25に示す。基本モデルの支持条件は、補剛桁端は鉛直支持(可動支承)、アーチリブ基部は鉛直と水平支持(固定支承)、端支柱は鉛直と水平支持(固定支承)である。アーチ端支柱一体モデルは、アーチリブ基部と端支柱基部が、一

つの固定支承で支持されている。側径間無しモデルは、側径間と端支柱がなく、基本モデルにおいて端支柱で支持されている位置が可動支承で直接支持されている。なお、構造条件の違いによるアーチリブの断面構成の変化については、各モデルにおいて死活荷重による断面力から応力度を算出し、その応力度が概ね基本モデルと合うように修正した。

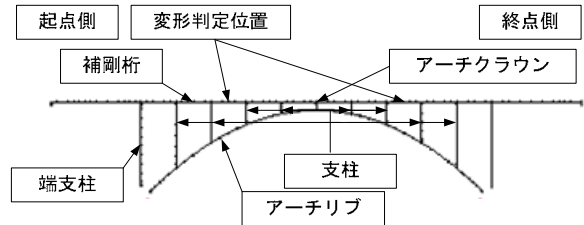


図-24 解析モデルの部材名称

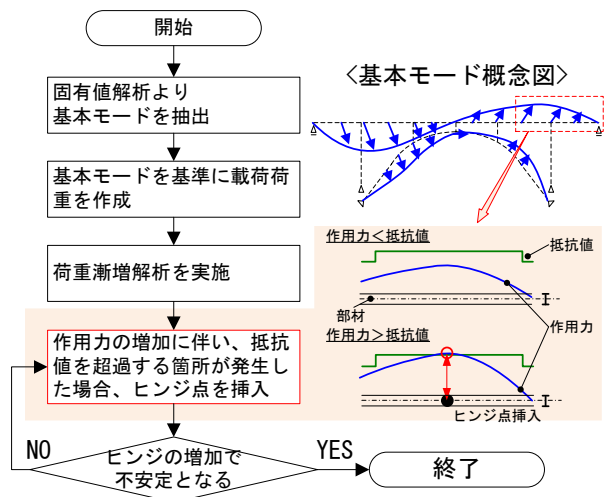
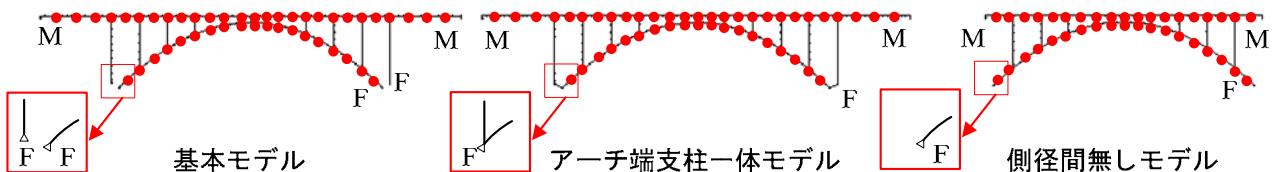


図-26 解析フロー



図-27 1次の振動モード(基本モデル)



モデル名称	一体分離	側径間	支持条件	鉛直	橋軸	面内回転
基本モデル	支柱分離	あり	M	固定	フリー	フリー
アーチ端支柱一体モデル	支柱一体	あり	F	固定	固定	フリー
側径間無しモデル	端支柱無し	なし				

●: 損傷判定箇所

図-25 解析モデルと構造条件

3.4.2 解析方法

本解析は、図-26 に示す手順により、非線形の影響を考慮しつつ荷重漸増解析を行い、損傷過程を逐次把握した。載荷荷重は、固有値解析によって得られた1次の振動モードに変形が合うように各節点にベクトル値として入力した。図-27 に固有値解析によって得られた基本モデルの1次の振動モードを示す。部材の損傷は、図-25 に示す「●」の箇所に生じる曲げモーメントが、全塑性モーメントに達した時に損傷(塑性化)したと判定した。全塑性モーメントは軸力を考慮して算出した⁹⁾。塑性化したと判定した部材には、図-26 に示すようにヒンジ点を挿入し、この部分の曲げモーメントはこれ以上増加しないと仮定した。

本解析では、アーチ構造をアーチリブ基部の支点が鉛直と水平支持されている1次不静定の構造物とし、アーチリブに損傷が生じて構造不安定になったときにアーチ橋全体の終局と仮定した。

なお、部材が最初に損傷する状態を初期損傷状態、アーチ構造が不安定になる損傷が生じる状態を終局相当状態、アーチ構造が不安定となった次の損傷が生じる状態を終局状態とする。

3.4.3 構造条件の違いに着目した損傷過程の比較

基本モデルにおける損傷過程について、断面力分布図や部材に作用する曲げモーメントの履歴を含めて詳細に検討する。また、構造条件の異なる解析モデルの損傷過程を基本モデルと比較検討することで、構造条件による損傷過程の違いを把握する。

(1) 基本モデル

初期損傷状態における曲げモーメント分布図を図-28、軸力分布図を図-29 に示す。補剛桁では終点側の側径間と主径間の起点側で正の曲げモーメント(部材を下に凸

に変形させる)、起点側の端支柱位置と主径間の終点側で負の曲げモーメント(部材を上に変形させる)が顕著にみられる。また、アーチリブ全体と起点側の端支柱

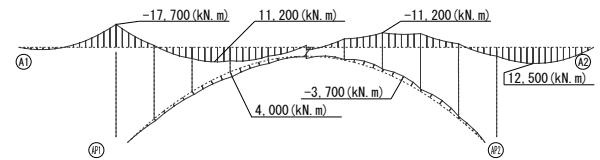


図-28 曲げモーメント分布図

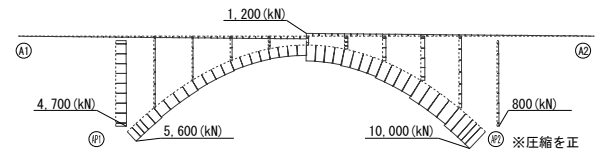
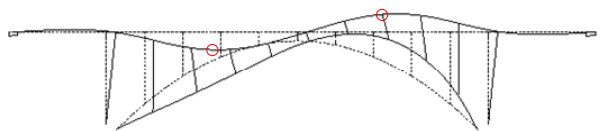
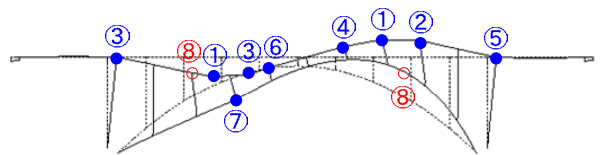


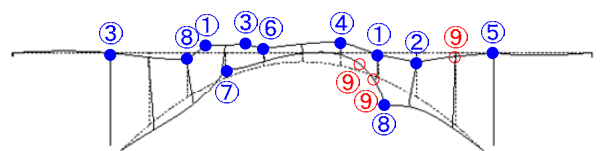
図-29 軸力分布図



(a) 初期損傷状態

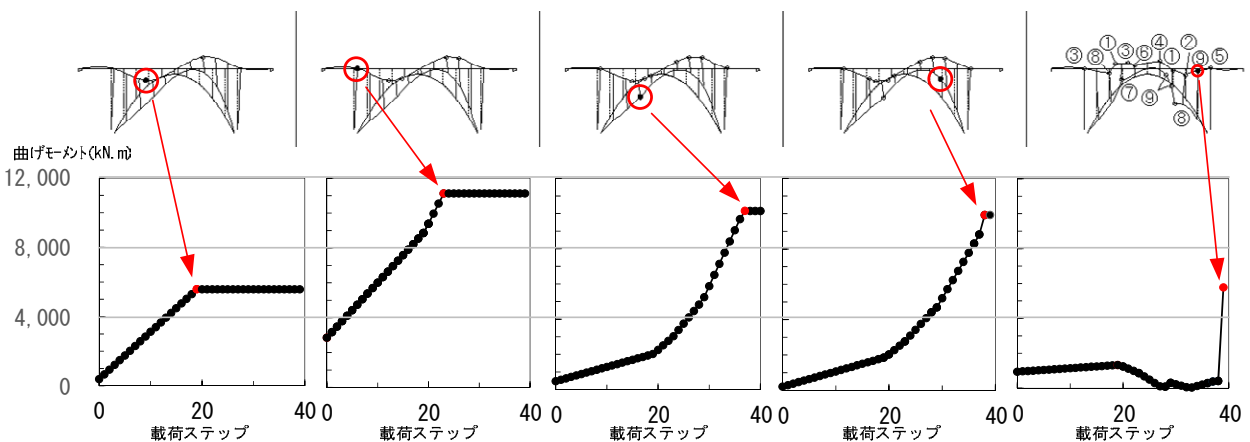


(b) 終局相当状態



(c) 終局状態

図-30 基本モデルの損傷過程及び変形図



(a) 損傷過程① (b) 損傷過程③ (c) 損傷過程⑦ (d) 損傷過程⑧ (e) 損傷過程⑨

図-31 基本モデルにおける載荷ステップと曲げモーメントの関係

には軸圧縮力が顕著にみられる。

図-30 に損傷過程及び変形図を示す。図中の番号は損傷した順番を示す。「○」は損傷したと判定した箇所、「●」は以前の荷重ステップで損傷したと判定した箇所を示す。このモデルでは、①～⑨の損傷について損傷過程を検討した。

図-31 に着目した部材 5 箇所における荷重ステップと曲げモーメントの関係を示す。損傷した部材で増加しなくなる分の曲げモーメントは、ほかの部材に再分配される。図-31 (a) から、仮定した通り①で損傷して以降曲げモーメントが増加しない様子がみられる。

③では、起点側の端支柱位置の補剛桁が損傷した。図-31 (b) から、①の損傷で再分配された曲げモーメントにより、荷重ステップごとの曲げモーメントの増分が増加している様子がみられる。

⑦に示す起点側のアーチリブが損傷したことでアーチ構造は静定となった。図-31 (c) から、曲げモーメントの再分配の影響が顕著にみられる。

図-30 (b) に終局相当状態の変形図及び損傷箇所を示す。⑧に示す起点側の主径間の補剛桁と終点側のアーチリブが損傷したことでアーチ構造は不安定となった。図-31 (d) から、曲げモーメントの再分配の影響が顕著にみられる。

図-30 (c) に終局状態の変形図と損傷箇所を示す。図-12 に示す起点終点両方の変形判定位置で鉛直変位の正負が、図-30 (b) に示す終局相当状態と比較して逆になる傾向がみられる。なお、図-30 (b) の変形図及び図-31 (e) から、⑧の損傷により曲げモーメントが変化して、⑨で損傷したことがみられる。

(2) アーチ端支柱一体モデル

図-32 に初期損傷状態における曲げモーメント分布図を示す。全体的に基本モデルに近い傾向がみられる。

図-33 に損傷過程及び変形図を示す。図中の番号は損傷した順番を示す。本モデルでは、⑦に示す終点側のアーチリブが損傷したことでアーチ構造は静定となった。図-33 (b) に終局相当状態の変形図と損傷箇所を示す。⑧に示す起点側のアーチリブが損傷したことでアーチ構造は不安定となった。図-33 (c) に終局状態の変形図と損傷箇所を示す。終点側の変形判定位置で鉛直変位の正負が、終局相当状態と比較して逆になる傾向がみられる。

(3) 側径間無しモデル

図-34 に初期損傷状態における曲げモーメント分布図を示す。補剛桁とアーチリブそれぞれにおいて、曲げモーメントの絶対値はアーチクラウン位置を中心に概ね対称

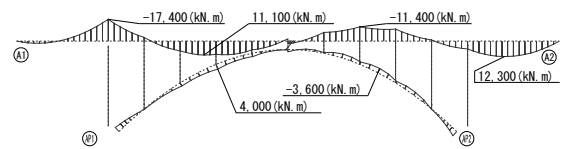


図-32 曲げモーメント分布図

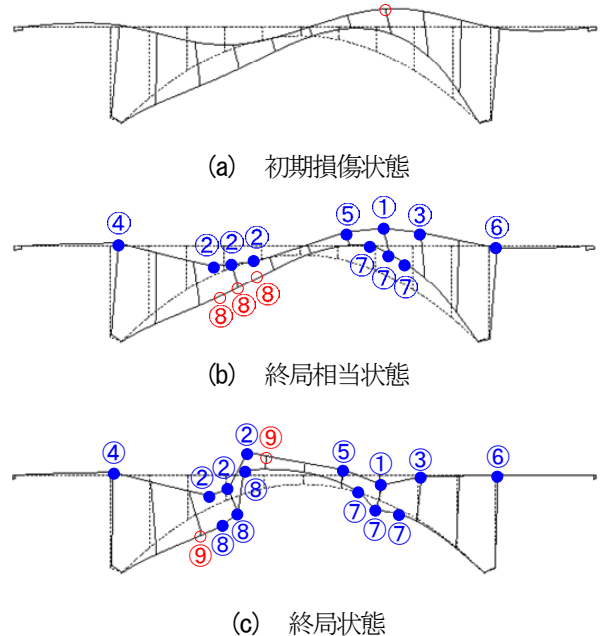


図-33 アーチ端支柱一体モデルの損傷過程及び変形図

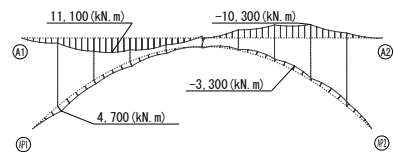


図-34 曲げモーメント分布図

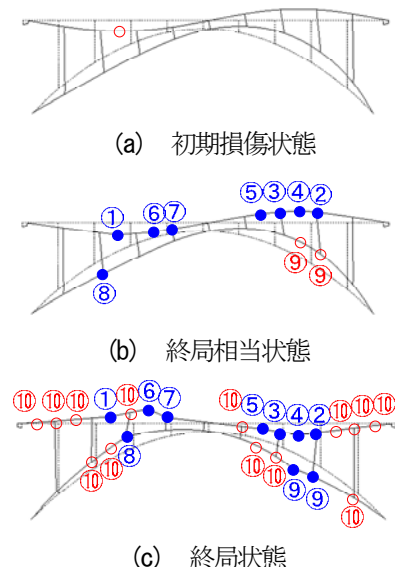


図-35 側径間無しモデルの損傷過程及び変形図

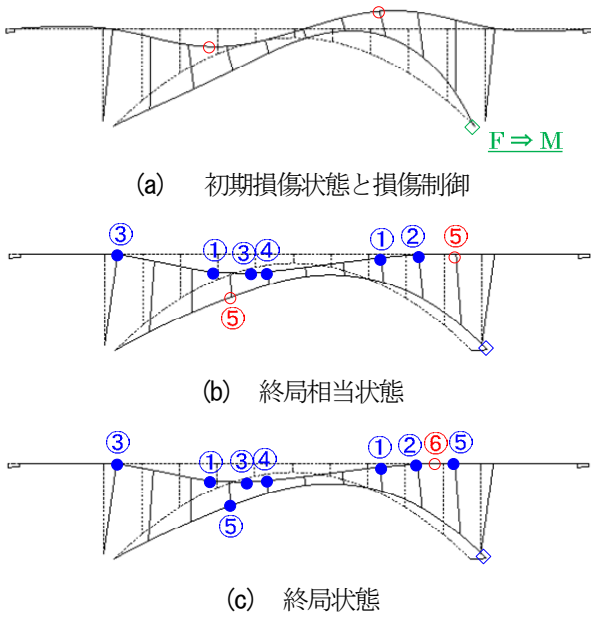


図-36 基本モデルの損傷過程及び変形図
(損傷制御あり)

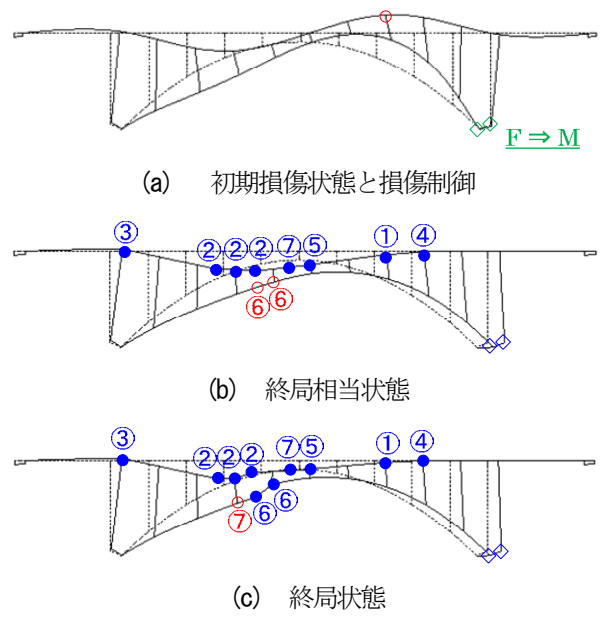


図-39 アーチ端支柱一体モデルの損傷過程及び変形図
(損傷制御あり)

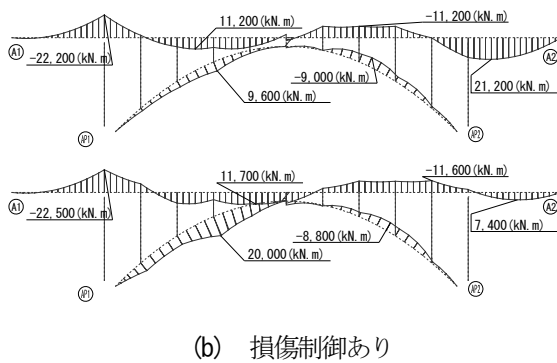


図-37 曲げモーメント分布図の比較

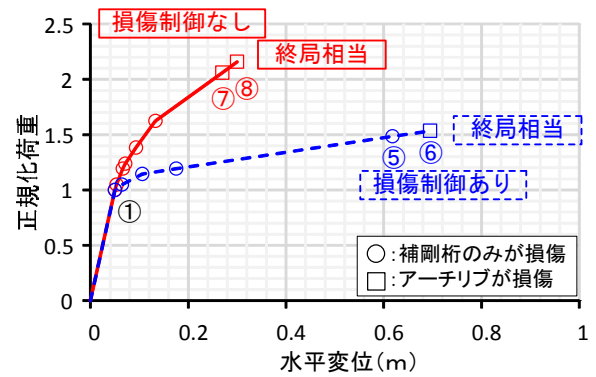


図-40 アーチ端支柱一体モデルの荷重変位関係

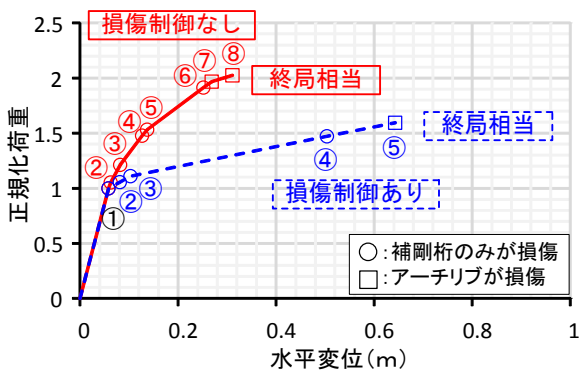


図-38 基本モデルの荷重変位関係

である。また、基本モデルでは端支柱があった位置に曲げモーメントが作用しない。基本モデルと比較して側径間と端支柱がないことが要因と考えられる。

図-35 に損傷過程及び変形図を示す。図中の番号は損

傷した順番を示す。本モデルでは、⑧に示す起点側のアーチリブが損傷したことでアーチ構造は静定となった。図-35 (b) に終局相当状態の変形図と損傷箇所を示す。⑨に示す終点側のアーチリブが損傷したことでアーチ構造は不安定となった。図-35 (c) 終局状態の変形図と損傷箇所を示す。起点終点両方の変形判定位置で鉛直変位の正負が、終局相当状態と比較して逆になる傾向がみられる。

3.4.4 損傷シナリオのデザイン

前項より、いずれのモデルにおいても起点終点両方のアーチリブが損傷してアーチ構造が不安定になり、終局に至ることが確認された。その結果から、アーチリブが損傷しにくい損傷シナリオが望ましいと考えられる。

前節では、アーチリブ基部の支点であるピン支承に損傷誘導をすることでアーチリブが損傷しにくくなることを確認した。本節においても終点側のアーチリブ基部における水平方向の拘束がフリーになるようにピン支承を

損傷制御した。なお、起点終点両方のアーチリブ基部の支承に損傷を誘導すると、アーチ構造が不安定となるため、片方の支承にのみ損傷を誘導した。また、アーチリブに軸圧縮力が作用することでアーチリブにおける全塑性モーメントが低下することから、損傷を誘導するアーチリブ基部の支承を終点側にすることで、アーチリブ全体の軸圧縮力が低減することを期待する。

(1) 基本モデル

図-36 に損傷制御するケースの損傷過程、変形図及び損傷制御箇所を示す。図-36(a) に示す初期損傷状態で、終点側のアーチリブ基部の水平方向の拘束がフリーになるように損傷制御した。これにより、アーチ構造は静定となった。

①から③の損傷過程は損傷制御しないケースと同様である。④以降では、損傷制御しないケースと損傷過程が異なる。損傷制御しないケースと損傷制御するケースの④における曲げモーメント分布図を図-37 に示す。損傷制御するケースは、損傷制御しないケースと比較して、主径間の起点側からアーチクラウン位置における補剛桁及び起点側のアーチリブに生じる曲げモーメントが顕著である。これにより損傷過程が異なると考えられる。

図-36(b) に終局相当状態の変形図と損傷箇所を示す。⑤に示す終点側のアーチリブが損傷したことでアーチ構造は不安定となった。図-36(c) に終局状態の変形図と損傷箇所を示す。

図-38 に荷重変位関係を示す。縦軸は正規化荷重、横軸は水平変位である。正規化荷重は、載荷荷重を初期損傷状態の荷重で割ることで正規化した値である。荷重は水平反力の合計、水平変位はアーチクラウン位置の値を用いる。損傷制御するケースは損傷制御しないケースと比較して、終局相当状態の正規化荷重は約 0.79 倍、水平変位は約 2.07 倍になる。

(2) アーチ端支柱一体モデル

図-39 に損傷制御するケースの損傷過程、変形図及び損傷制御箇所を示す。図-39(a) に示す初期損傷状態で、終点側のアーチリブ基部の水平方向の拘束がフリーになるように損傷制御した。これにより、アーチ構造は静定となった。①と②の損傷過程は損傷制御しないケースと同様である。③以降では、損傷制御しないケースと損傷過程が異なる。損傷制御により曲げモーメント分布が変化したことが原因と考えられる。図-39(b) に終局相当状態の変形図と損傷箇所を示す。⑥に示す起点側のアーチリブが損傷したことでアーチ構造は不安定となった。損傷制御しないケースと比較して起点側のアーチリブに曲

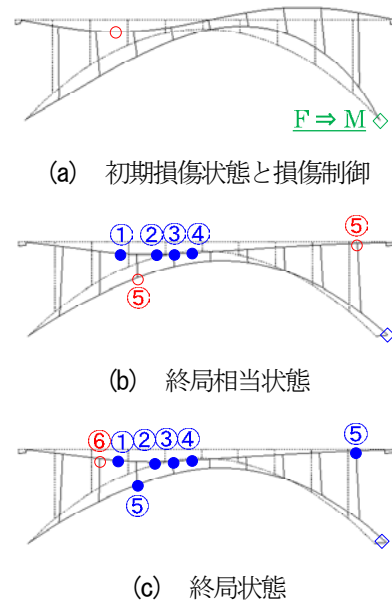


図-41 側径間無しモデルの損傷過程及び変形図 (損傷制御あり)

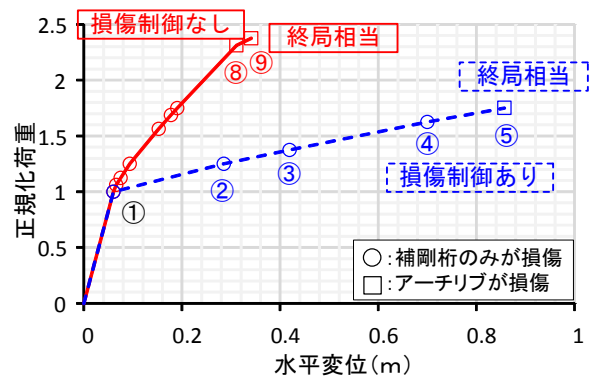


図-42 側径間無しモデルの荷重変位関係

げモーメントが大きく作用することがみられる。これにより起点側のアーチリブは早期に損傷する。図-39(c) に終局状態の変形図と損傷箇所を示す。

図-40 に荷重変位関係を示す。縦軸は正規化荷重、横軸は水平変位である。損傷制御するケースは損傷制御しないケースと比較して、終局相当状態の正規化荷重は約 0.71 倍、水平変位は約 2.31 倍になる。

(3) 側径間無しモデル

図-41 に損傷制御するケースの損傷過程、変形図及び損傷制御箇所を示す。図-41(a) に示す初期損傷状態で、終点側のアーチリブ基部の水平方向の拘束をフリーになるように損傷制御した。これにより、アーチ構造は静定となった。②以降では、損傷制御しないケースと比較して損傷箇所が起点側の補剛桁とアーチリブに集中する傾向がみられる。図-41(b) に終局相当状態の変形図と損傷

箇所を示す。⑤に示す起点側のアーチリブが損傷することでアーチ構造は不安定となる。損傷制御しないケースと比較して起点側のアーチリブに曲げモーメントが大きく作用することがみられる。これにより起点側のアーチリブは早期に損傷する。図-41(c)に終局状態の変形図と損傷箇所を示す。

図-42 に荷重変位関係を示す。縦軸は正規化荷重、横軸は水平変位である。損傷制御するケースは損傷制御しないケースと比較して、終局直前の正規化荷重は約0.74倍、水平変位は約2.51倍になる。

(4) 損傷制御の有無による損傷過程の違いの検討

構造条件の違いや損傷制御の有無によらず、主径間の補剛桁が最初に損傷し、曲げモーメントが再分配されることで補剛桁の損傷箇所が増加し、やがてアーチリブも損傷してアーチ構造が不安定になる損傷過程がみられた。

損傷制御しないケースでは、起点終点両方のアーチリブが損傷することでアーチ構造が不安定になり終局に至る。終局状態では、終局相当状態と比較して、変形判定位置の片方又は両方における鉛直変位の正負が逆になるような変形の変化がある。

損傷制御するケースでは、起点側のアーチリブが損傷することでアーチ構造が不安定となった。

損傷制御するケースの曲げモーメント分布は、損傷制御した直後に急に増減することはないが、損傷が進むにつれ、起点側のアーチリブで大きく、主径間の起点側で小さくなる。アーチ構造において、アーチリブに生じる曲げモーメントが大きくなることは望ましくない。

4. まとめ

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

- 1) 既往の被害地震における橋梁の主な損傷状況、超過外力による設計上の問題点を整理し、超過外力を想定した場合の課題を確認することができた。
- 2) 鋼桁橋の損傷過程について、解析により実際の損傷状況を概ね再現可能であるが、支承の損傷過程をより正確に表すことができるモデル化が必要である。
- 3) 桁橋について支承と橋脚の耐力差により損傷部位を支承に誘導することの有効性を確認した。
- 4) 支承に損傷を誘導する方法として早期供用性、修復性の観点から、損傷が下沓に制御できるノックオフ構造が1例として考えられる。
- 5) 桁橋の損傷度と被災後の供用性・修復性の関係を設

計シナリオとして整理した。

- 6) 超過外力がアーチ橋に作用したとき、損傷を制御しない場合と損傷を制御する場合の橋崩壊直前の挙動、および橋の損傷シナリオを把握することができた。
- 7) 損傷を制御する場合、橋が崩壊に至る水平震度は、損傷を制御しない場合に比べて小さく、橋崩壊に至りにくくなることがわかった。
- 8) 構造条件の違いが断面力分布に影響し、それによる損傷過程に差が生じることを確認した。
- 9) 構造条件によらず、最初に主径間の補剛桁が損傷し、補剛桁に複数箇所損傷していき、アーチリブが損傷するという損傷過程が確認された。
- 10) 損傷制御することで、損傷過程の途中から、起点側のアーチリブで曲げモーメントが著しく増加した。
- 11) 構造条件によらず、損傷制御するケースにおける終局相当状態の正規化荷重と水平変位は、損傷制御しないケースと比較して、概ね同程度の倍率である。

超過作用が生じた橋の終局挙動を把握するためには、部材としての限界状態を超えた以降の、部材やシステムとしての挙動について実験的に把握する必要があり、検討していく。また、桁橋において損傷シナリオを実現するためには、橋脚の初降伏耐力と終局耐力の間に支承耐力の上限を制御する必要があり、この制御の考え方等について検討を行う。

参考文献

- 1) たとえば、阪神・淡路大震災調査報告編集委員会：阪神・淡路大震災調査報告書、1996.12.
- 2) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編、2012.
- 3) 国土技術政策総合研究所、土木研究所：平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査報告、国土技術政策総合研究所資料第967号、土木研究所資料第4359号、2017.3.
- 4) 本荘清司・横山和昭・前原直樹・田崎賢治・姫野岳彦：ノックオフ機能付き支承構造を用いた既設橋梁の耐震補強対策、構造工学論文集、Vol.55A、pp.506-514、2009.
- 5) 日本道路協会：道路震災対策便覧(震災復旧編)、2007.
- 6) 笛木孝哲・庄司学：高架道路橋の地震時機能損失評価、土木学会論文集、vol.55A、pp.449-459、2009.
- 7) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説II鋼橋編、2012.
- 8) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IIIコンクリート橋編、2012.
- 9) 土木学会：座屈設計ガイドライン改訂第2版、2005.

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

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：七澤利明、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 年度には、熊本地震等における基礎の被災・補強事例を調査し、基礎の耐震補強に関する課題等を把握した。その結果、地震に対して脆弱な既設基礎の構造条件・地盤条件を明らかにするとともに、補強方法の検討に際して踏まえるべき視点を整理した。平成 29 年度には、基礎の耐震補強に関する既往研究の文献調査を行い、現在まで開発されてきた補強工法の効果などについて把握した。

キーワード：道路橋、耐震補強、基礎補強

1. はじめに

本研究は、既設道路橋基礎の補強設計・施工実態の分析を行った上で、既設部と増設部の新旧部材の荷重分担等に関する合理的な評価方法について実験的検討等を通じて明らかにするとともに、合理的で信頼性の高い既設橋基礎の耐震補強方法を構築することを目的としたものである。平成 28 年度には、熊本地震等における基礎の被災・補強事例を調査し、基礎の耐震補強に関する課題等を把握した（節 2～3）。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を行った（節 4）。

2. 既往の地震における基礎の被災事例の調査

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

2.1 平成 23 年東北地方太平洋沖地震¹⁾

2.1.1 神宮橋

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

地震後、本橋の中央部付近の複数の 2 柱式の RC ラーメン橋脚において、その柱や下層梁に損傷が生じ

たことや（写真-2.1.1）、橋に沈下が生じたことが確認されている。その後行われた橋脚の損傷に関する調査検討委員会では、ケーソン基礎支持地盤の液状化等が損傷要因として指摘されている²⁾。

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

2.1.2 鹿行大橋

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

表-2.1.1 基礎形式、架設年次、適用基準（神宮橋）

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



写真-2.1.1 2柱式ラーメン橋脚下層梁の損傷

P12 橋脚～P15 橋脚の 3 径間分の上下部構造が落橋し、外観調査の結果、落橋した箇所右岸側の橋脚は、北側に傾いている様子が観察された(写真-2.1.2)。橋梁上からも、喪失部の端部に近づくほど橋軸直角方向に遊間の開きが左右で異なり、結果的に北側に傾いている様子が観察された。

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

表-2.1.2 基礎形式、架設年次、適用基準(鹿行大橋)

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



写真-2.1.2 落橋箇所の右岸側橋脚の傾き

2.1.3 西川橋

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

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

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

表-2.1.3 基礎形式、架設年次、適用基準(西川橋)

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



写真-2.1.3 A1橋台杭頭部の損傷状況

2.1.4 鎌田大橋

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

地震後、P1 橋脚が上流側へ傾いていることが確認された(写真-2.1.4)。傾斜角は、P1 橋脚が上流側へ 1°

4'、P2 橋脚が下流側へ 0° 17' であることが確認されている。P1 橋脚と P2 橋脚の傾斜に伴い、上部構造が橋軸直角方向へ回転・移動し、伸縮装置遊間や高欄のずれ・開きが見られた。被災後に行われた調査では、河川内の橋脚周辺で洗掘が進行し、特に P1 橋脚周りの洗掘が著しいことが確認されている⁵⁾。

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

表-2.1.4 基礎形式、架設年次、適用基準(鎌田大橋)

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



写真-2.1.4 P1橋脚の傾斜状況

2.1.5 小谷木橋

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

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

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

表-2.1.5 基礎形式、架設年次、適用基準(小谷木橋)

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



写真-2.1.5 P4橋脚の傾斜状況

2.2 平成 28 年熊本地震⁷⁾

2.2.1 木山川橋

木山川橋は、全 32 径間からなる橋長 867m の鋼鈹桁橋である。地盤条件は、地表から 10~20m 程度は N 値がほぼ 0 の粘性土層から構成され、支持層は砂礫等である。基礎形式、架設年次および適用基準を表-2.2.1 に示す。

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

フーチングにこのような損傷が生じた原因については明らかになっていない。

い位置の支持層に支持されていたことから、構造本体の崩落等には至っていない。

表-2.2.1 基礎形式、架設年次、適用基準(木山川橋)

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

表-2.2.2 基礎形式、架設年次、適用基準(俵山大橋)

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



写真-2.2.1 フーチングのひび割れ（全景）
（下り線P11橋脚）



写真-2.2.2 深礎杭の杭頭部露出及び直上たて壁の鉛直方向ひび割れ

2.2.2 俵山大橋

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

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

本橋台のように、斜面に設置される下部構造の基礎では、地震時の斜面崩壊等に伴い損傷が生じる場合があることが、過去の地震においても確認されている⁸⁾。一方で、本橋台の基礎は深礎基礎であり、地中深

2.2.3 横江大橋

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

二連のトラスの掛違い部である T 型のコンクリートの P3 橋脚（基礎：PC ウェル）は、沈下により地上に突出していた柱部が地中に下がり、横梁下面の一部が地面に接触しており、橋脚頭部は A2 橋台側に傾斜していた（現地調査時の計測で約 3.5 度）（写真-2.2.3）。また、2m 程度沈下しているものと推定されている。P2 橋脚については、橋脚上の可動支承部に相対変位（同約 3cm）、また橋脚柱の P1 橋脚側に縦ひび割れと P3 橋脚方向に約 1 度の傾斜がそれぞれ確認された。

橋脚・基礎にこのような損傷が生じた原因については明らかになっていない。

表-2.2.3 基礎形式、架設年次、適用基準(横江大橋)

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



写真-2.2.3 P3橋脚・基礎の沈下と傾斜

表-2.2.4 基礎形式、架設年次、適用基準(田中橋)

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



写真-2.2.4 左岸側橋台の沈下状況

2.2.4 田中橋

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

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

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

2.2.5 阿蘇長陽大橋

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

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

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

表-2.2.5 基礎形式、架設年次、適用基準(阿蘇長陽大橋)

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



写真-2.2.5 A1橋台の損傷、基礎直下の土砂流出

2.2.6 戸下大橋

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

A1 橋台付近から P6 橋脚の間の上方面にある斜面が大規模に崩壊しており、P4 橋脚～P6 橋脚間の上部構造と P5 橋脚の崩壊、これより起点側の A1 橋台付近までの区間では橋面上に崩壊土砂の堆積がそれぞれ生じた(写真-2.2.6)。また、P10 橋脚から P12 橋脚付近でも上方にある斜面が崩壊し、橋面上に土砂が堆積した。P6 橋脚については、橋軸直角方向の白川側に 4 度以上傾斜し、白川側の斜面の崩れに伴う基礎周辺コンクリートの破壊及び沈下とともに、山側では深礎基礎と地盤の間に 10cm 程度の隙間が生じていた。

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

表-2.2.6 基礎形式、架設年次、適用基準(戸下大橋)

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



写真-2.2.6 上方斜面の崩壊と橋梁被災状況 (P4橋脚～P6橋脚間)

2.3 地震に対して脆弱な基礎の構造条件・地盤条件

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

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

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

3. 基礎の補強事例の調査

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

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



写真-3.1 既設橋台基礎の補強事例

写真-3.2は、橋脚～基礎一体型の下部構造の補強事例である。既設の橋脚はり部を延長し、その下に設置する基礎と一体化させる補強工事であるが、補強部材の鉄筋が多数配置され施工の困難さがうかがえる。耐震補強の場合、既設であることによる空間的な制約により一般に断面の大幅な増加は困難であることから、主として鉄筋により耐力の増加を図ることとなるが、これが過密配筋の要因となっている。また、既設部との一体化の方法についても確立されたものはなく、例えば既設の主鉄筋との一体化の方法や、新旧コンクリートの一体化の方法（せん断力の伝達方法）などについては現場により対応が異なる場合がある。

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

とアンカーによる最大水平抵抗力が同時に発揮されるかについては、構造条件や地盤条件によっても変わる可能性があるためである。



写真-3.2 橋脚～基礎一体型の下部構造の補強事例

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

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

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

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

てはまる条件を明らかにして検討を進める必要がある。

4. 基礎の耐震補強に関する文献調査

3 に示したように、基礎の補強設計を行う際に、既設部と増設部の荷重分担が不明であることから、既設部の抵抗力を無視した安全側の補強設計が行われる場合が多い。こうした安全側の設計により、増設部の補強量が多くなり施工性や経済性が低くなることが考えられる。そこで、平成 29 年度には、既設基礎に地中連続壁など新たな構造部材を付加し基礎の耐力を増加させる工法を対象として既往研究の文献調査を行い、補強部材の構造（根入れ深さ、接合方法等）の違いに応じた補強効果等について調査を行った。

以下、基礎の耐力を増加させる工法に関する補強効果の検証実験の概要及び主要な実験結果を 4.1～4.4 に、また、実験結果から得られる知見や課題を 4.5 に示す。

4.1 地中連続壁を用いた杭基礎の耐震補強¹¹⁾

過去地震において、砂地盤の液状化により杭基礎の被害が多く発生し、被害状況として杭頭部分や液状化層と非液状化層の境界面での破損が多く報告されている。このような損傷に対して、城戸らは、耐震補強として杭体周辺に連続壁を構築する対策を考え、それについて遠心場における加振実験（図-4.1）を行い、連続壁の補強効果を検討している。実験は補強しない場合に加えて、非液状化層深さ 2cm と 6cm（実地盤換算でそれぞれ 1m、3m）まで連続壁で補強した場合のケースが行われている。

実験の結果、液状化層における既設杭の曲げモーメントの深さ方向の分布は、補強有無によって大きく変わることが分かった（図-4.2）。図に示すように、液状化層の一部が液状化した時、無補強の場合と比較して連続壁による補強効果により杭頭の曲げモーメントが約 15～30% まで低減したことが明らかになった。

一方、液状化層と非液状化層の境界部において、補強後に既設杭のモーメントが大きくなったことが分かった。連続壁の影響により、基礎の剛性が境界部付近で大きく変わっていることが影響しているものと考えられる。また、図-4.2 に示すように 2 列杭の構造でロッキング変形が卓越するため、杭の軸力も補強前後で変化していることが考えられる。

また、液状化層が全て液状化した時、無補強の場合において地盤深さ 8m の位置に大きな曲げモーメントが生じている。それに対して、連壁で補強した場合は、根入れ深さ 1m のケースにおいて地盤深さ 5.4～8m

で無補強時より大きな値を示すが、根入れ深さ 3m では無補強時より小さな曲げモーメントとなっていることが明らかになった。このことから、連壁を用いた杭の補強を行う場合の根入れ深さの重要性が確認されたとしている。

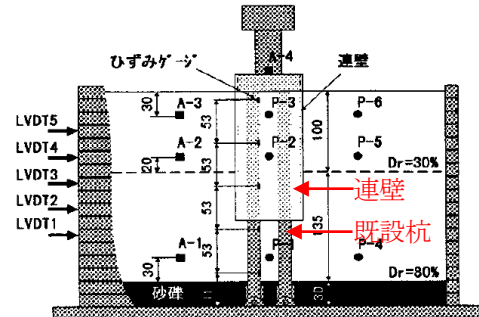


図-4.1 地中連壁による杭基礎補強の実験模型¹¹⁾

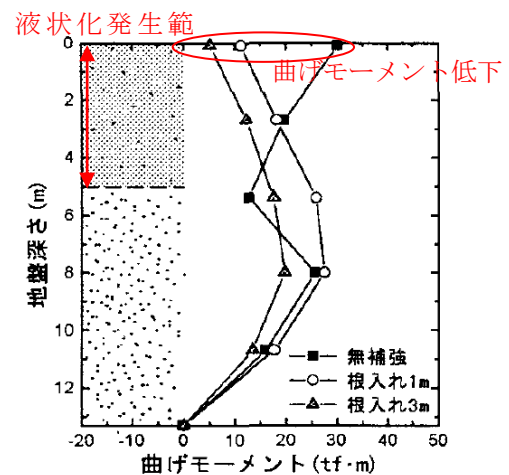


図-4.2 深さ方向への曲げモーメント変化¹¹⁾

4.2 極短杭による杭基礎の耐震補強¹²⁾

液状化を生じない地盤に建てられた橋梁に対して、地震時に生じた杭の応力が主に構造物の慣性力に起因するため、水平力のみを負担する極短杭を増設することで、基礎の耐震性能を向上させることが考えられる。それに対して、真野らは、一方向の静的単調載荷実験と振動実験を行い、極短杭の増設による補強効果を調べている（図-4.3）。供試体のスケールを 1/30 としており、パラメータを増設杭の長さ（杭径の 4、8、及び 22 倍）としている。

静的載荷実験において、構造物重量の約 60% となる水平力が作用する時、増設杭の長さが杭径の 22 倍の場合における基礎水平変位が無補強の約 1/2 となっている。増設杭の長さが杭径の 4 倍の場合は基礎水平変位が無補強の約 1/1.5 となった。ごく短い杭でも、基礎の水平変形抑制に大きく貢献していることが確認され

た。

静的載荷実験において構造物重量の約50%となる水平力が作用する時や振動実験においてせん断力が最大値になる時に、増設杭の長さが杭径の4倍の場合でも、杭頭のせん断力が無補強の約60~70%に低減できることが明らかになった。

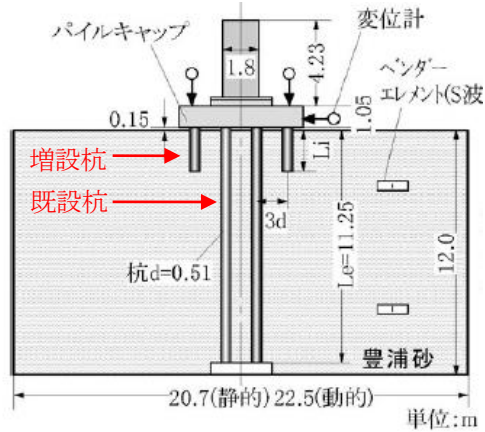


図-4.3 極短杭による杭基礎補強の実験模型¹²⁾

4.3 鋼管矢板による既設橋ケーソン基礎の耐震補強¹³⁾

渡河橋梁の既設ケーソン基礎に対する耐震補強として、ケーソン基礎の周囲に鋼管矢板基礎を増設しケーソン基礎と結合させることで、水平耐力を構造的に増加させ耐震性の向上を図る工法が提案されている。既に数例の施工実績を有する工法ではあるが、鋼管矢板基礎増設による補強効果や鋼管矢板基礎が分担する水平支持力の割合等のメカニズムがまだ明確でない。それに対して、磯部らは、ケーソン基礎と鋼管矢板基礎の剛性比、頂版の結合状態、基礎地盤の剛性に着目し、これらの要因が補強メカニズムに与える影響を遠心模型実験(図-4.4)により詳細に検討している。

ケーソンと鋼管矢板基礎を剛結させる場合が最も補強効果が大きく、ケーソンと鋼管矢板基礎間に頂版を設けない場合には補強効果が期待できないことが確認された。また、頂版を半固定(接触状態に相当)状態にした場合でも、鋼管矢板基礎増設により大きな補強効果が得られることが明らかになった。

頂版を半固定状態で結合させる場合、剛性比は重要なパラメータとなっており、剛性が大きい鋼管矢板基礎が大きな補強効果を発揮できることが確認された。

支持層の剛性による補強効果への影響が確認され、剛性比によっては鋼管矢板基礎が分担する水平力への影響も確認されたため、剛性比と絡めて支持層の剛性に関する検証も必要となることが明らかになった。

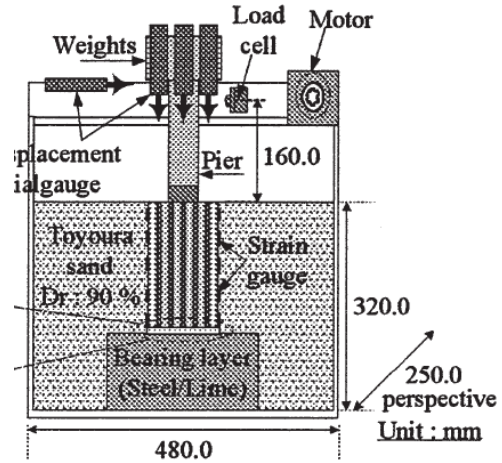


図-4.4 鋼管矢板によるケーソン基礎補強の実験模型¹³⁾

4.4 シートパイルによる既設杭基礎の耐震補強¹⁴⁾

既設橋脚基礎のフーチングを取り囲むようにフーチング幅程度の根入れのシートパイルを打設し、既設フーチング上面に増しフーチングを打設してシートパイルを既設橋脚と一体化させるだけでも、一定の耐震補強効果が期待できると考えられる。そこで、西岡らは、補強有無及び結合状態(剛結、未結合)をパラメータとし、約1/10スケールの模型を用いた静的載荷実験(図-4.5)に基づいて、その耐震補強効果について検証している。

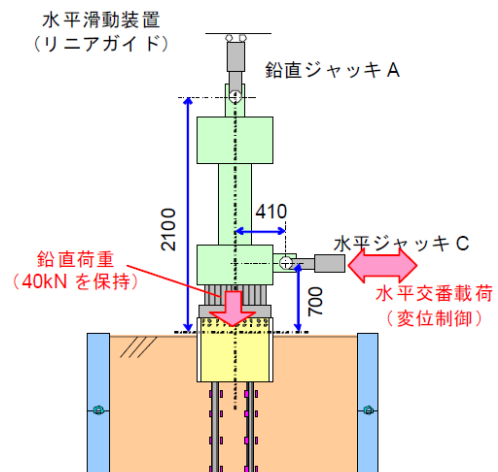


図-4.5 シートパイルによる杭基礎補強の実験模型¹⁴⁾

増設と既設が剛結される場合、基礎が降伏前の水平荷重—フーチング水平変位の関係における割線剛性が無補強より2割程度上昇することが確認された。それに対して、モーメント—回転角の関係において剛結の場合でも割線剛性の顕著な改善効果が見られなかった。シートパイル自体による偶力モーメント抵抗が小さい

ため、杭の支持降伏自体を改善する効果は期待できないことが明らかになった。

剛結の場合における杭頭せん断力は、無補強の場合と比べて概ね半減する結果となった。未結合の場合でも、同様な傾向となっており、完全な一体化をせずとも、杭頭せん断力の低減効果が期待できると確認された。

シートパイル補強により杭体の曲げモーメントが低減されており、無補強場合と比べて杭深さ方向の曲げモーメント最大値の低減率は約4割であることがわかる。また、この低減効果には、シートパイルの接合方法による違いはほとんど見られないという知見も得られている。

4.5 文献調査から得られた知見及び課題

上記の既往研究事例から、既設基礎への補強効果について以下の知見や課題が得られた。

鋼管矢板による既設橋ケーソン基礎の耐震補強事例¹³⁾及びシートパイルによる既設杭基礎の耐震補強事例¹⁴⁾に示すように、既設と増設部材を一体化して剛結をせず、接触の状態でも既設部材に対して変形抑制や内力低減の補強効果が得られることが分かった。また、極短杭による杭基礎の耐震補強事例¹²⁾及びシートパイルによる既設杭基礎の耐震補強事例¹⁴⁾に示すように、増設部材が支持層まで根入れしなくても、既設部材の水平力低減に対して一定の補強効果が発揮できることが分かった。ただし、地中連続壁を用いた杭基礎の耐震補強事例¹¹⁾に示すように、上層が液状化層のような地盤抵抗が期待できない場合、増設部材の根入れ深さによって補強効果が異なることも分かった。

これらの知見を踏まえると、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考えられる。今後、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を更なる検討する必要があると考えられる。また、既設基礎の補強設計法を確立するため、各補強工法に対して補強効果を定量的に評価することも必要である。

5. まとめ

平成28年度には、既往の地震における基礎の被災事例に関する調査結果等を整理し、地震に対して脆弱な既設道路橋基礎の構造条件・地盤条件を明らかにするとともに、基礎の補強事例を調査し、基礎の補強方法の検討に際して踏まえるべき観点を整理した。平成

29年度には、基礎の耐震補強方法の合理化等を目的として既往研究の文献調査を行い、補強工法や増設部材の構造（根入れ深さ、接合方法等）の違いによる補強効果への影響等について整理した。

今後は、これらの知見に基づいて、解析や載荷実験を行うことにより、合理的な基礎の耐震補強方法について検討を進めていく。

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，2014.12.
- 2) 国道51号神宮橋 橋脚の損傷に関する調査検討委員会とりまとめ，2014.3.
- 3) 日本道路協会：道路橋耐震設計指針，1971.
- 4) 建設省土木研究所：新潟地震調査報告，土木研究所報告第125号，1965.
- 5) 土木研究所構造物メンテナンス研究センター：既設橋等に対する各種地盤調査法の適用に関する報告，土木研究所資料第4314号，2016.2.
- 6) 日本道路協会：道路橋下部構造設計指針 ケーソン基礎の設計篇，1970.3.
- 7) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：平成28年（2016年）熊本地震土木施設被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第967号，土木研究所資料第4359号，2017.3.
- 8) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：平成16年（2004年）新潟県中越地震土木施設災害調査報告，国土技術政策総合研究所報告第27号，土木研究所報告第203号，2006.1.
- 9) 国土技術政策総合研究所，土木研究所：平成20年（2008年）岩手・宮城内陸地震被害調査報告，国土技術政策総合研究所資料第486号，土木研究所資料第4120号，2008.12.
- 10) 日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料，平成12年2月
- 11) 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.
- 12) 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.
- 13) 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，

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

No.1, pp.191-200, 2006.

強効果に関する模型実験, 地盤工学ジャーナル, Vol. 5,

- 14) 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

No. 2, pp.251-262, 2010.

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。

キーワード：道路盛土、遠心力載荷実験、変形解析

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。

2. 高盛土・谷状地形盛土の 2 次元変形解析

2.1 解析概要

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-2.1.1 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 γ_t については、対応する締固め度の三軸圧縮試験 (CUB または CD) の供試体の湿潤単位体積重量を用い、強度定数 c 、 ϕ については、対応する締固め度の三軸圧縮試験 (CUB または CD) の c' 、 ϕ' を用いた。ただし、粘着力 c' はわずかな値のため、全て 0 とした。また、せん断弾性係数 G については、締固め度ごとに以下の手順で算定した。

- ① 三軸圧縮試験 (CUB) の軸差応力～軸ひずみ関係から 3 供試体の E_{50} を求める。

表-2.1.1 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	湿润单位体積重量 γ_t (kN/m ³)	せん断弾性係数 Gr (kN/m ²)	繰り返しせん断強度比 RL20	粘着力 C (kN/m ²)	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-402)	85	17.0	無	無	高	18.0	3.590	0.161	0.0	38.5
6						低 (1/2h)					

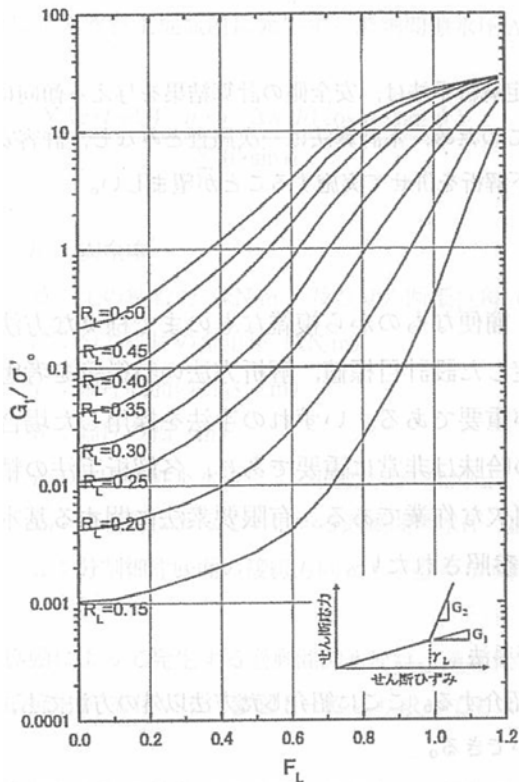


図-2.1.1 変形解析に使用した液状化抵抗率 FL とせん断剛性低下率の関係

- ② 平均有効拘束圧 σ'_0 と E_{50} の関係を直線回帰し、盛土の平均的な深度 (4.14m) の平均有効拘束圧 (51.6kN/m²) に対応する E_{50} を求める。
- ③ ALID で用いる変形係数は、微小ひずみにおける E_0 であるため、ポアソン比 ν として、 $E_0 = 4 \cdot E_{50}$ として、 $G = E_0 / 2(1 + \nu) = 2 \cdot E_{50} / (1 + \nu)$
- ④ FL によるせん断剛性の低減については、図-2.1.1 に示す一般的な砂質土のせん断剛性低下率を設定し、繰り返し三軸強度比 RL_{20} 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り返し三軸試験の結果を用いた。

2.2 解析結果

解析による盛土法肩沈下量を表-2.2.1 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肩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-2.2.2 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肩沈下量の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 $FL \sim G'/\sigma'_0$ 関係を用いているとともに、実験に使用した江戸崎砂の液状化強度 RL_{20} 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であることから、実変形量から解析による 1m を低減させると 0.67m となり、対策効果の評価については概ね妥当な結果を与えることができたと考えられる。

つぎに、粘性土盛土による遠心力載荷実験を模擬した解析結果を図-2.2.3 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 RL_{20} 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、液状化層の剛性低下は大きく、やはり数 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、砂質土と同様に、遠心力載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。

表-2.2.1 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 D _c (%)	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			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-402)	85	17.0	無	無	高	7.78	0.39	8.17	—
6						低(1/2h)	4.14	0.18	4.32	0.25

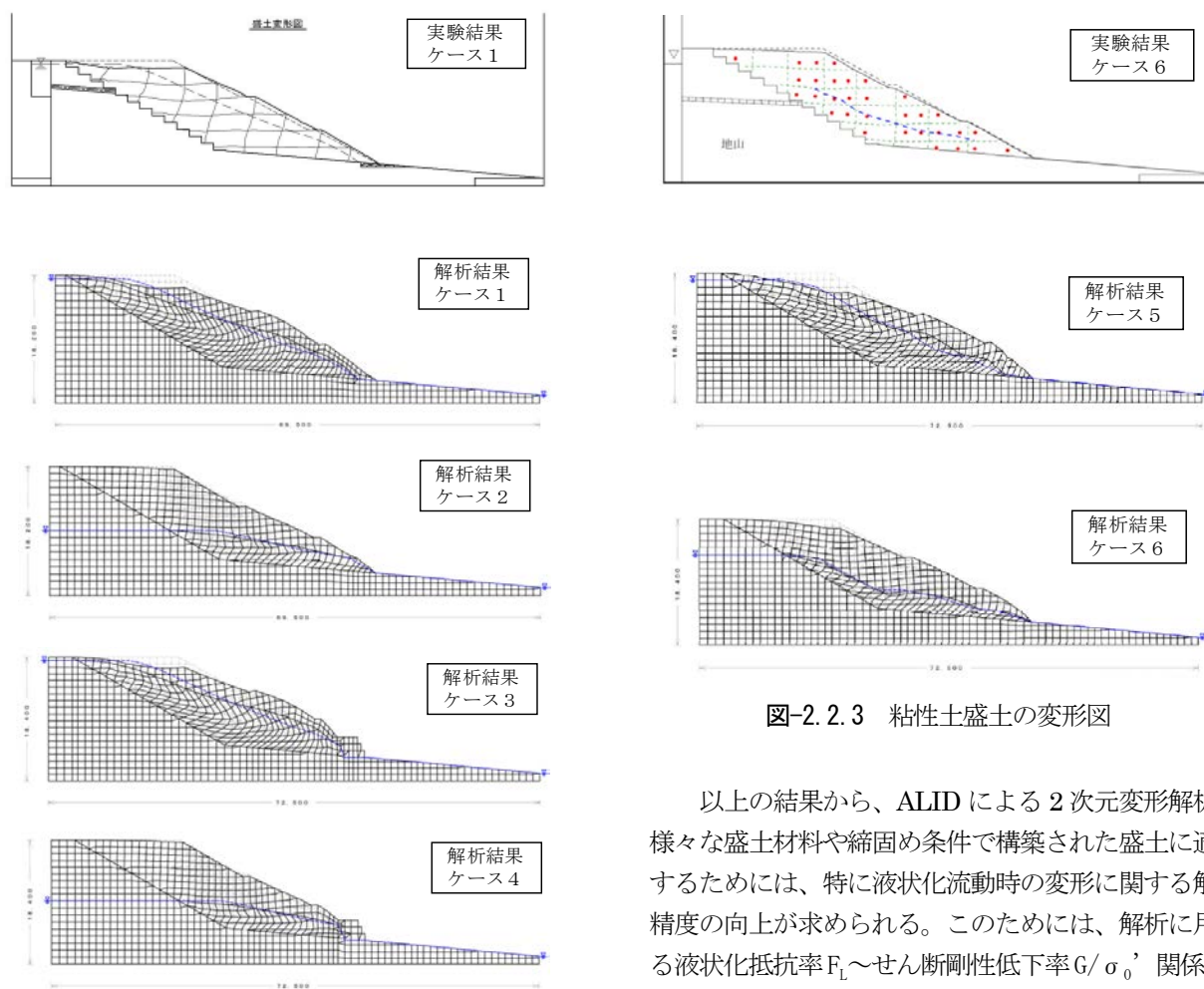


図-2.2.2 砂質土盛土の変形図

これは、砂質土と同様に一般的な砂質土の $F_L \sim G/\sigma'_0$ 関係を用いたことともに、室内試験で得られた液状化強度 R_{L20} が低く、変形量が大きめに評価される傾向があるためと考えられる。

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。

図-2.2.3 粘性土盛土の変形図

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 $F_L \sim \text{せん断剛性低下率 } G/\sigma'_0$ 関係に、実際に使用する盛土材料、締固め条件等を考慮した設定をする必要がある。特に、細粒分を多く含む中間土については $F_L \sim G/\sigma'_0$ 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。

3.まとめ

過年度に行った遠心力載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
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
～せん断剛性低下率 G/σ'_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。

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、特に細粒分を多
く含む中間土・粘性土については解析に必要なパラ
メータの定式化に向けた検討を行っていく予定である。

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

担当チーム：地質・地盤研究グループ（特命）

研究担当者：齋藤清志、稲崎富士、尾西恭亮

【要旨】

連続的に信頼性の高い地盤モデルを構築する際に、物理探査により得られた情報の活用が有効である場合がある。盛土の管理の際に一般に用いられる地盤パラメータを物理探査記録から推定することが重要となる。試験盛土において、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。

キーワード：S波速度と地盤強度、比抵抗、含水比

1. はじめに

物理探査を用いると土構造物内部の連続的な記録が得られる。しかし、物理探査の記録はある程度広い空間の代表値である点が他の多くの測定手法と異なり、また物理探査で推定される地盤物性は、直接測定して得られる地盤パラメータと異なる物理量であることが多いことから、地盤モデルの構築に活用する手法が確立していない。例えば、電気探査により測定された比抵抗は、電気の流れやすい地盤の連続性に影響を受け、点在する電氣的不良導領域を検出することは難しい。一方、貫入試験では小領域の地盤特性が測定できるが、測定値が空間的に連続している代表的な値とは限らない。また、表面波探査などで測定されるS波速度は、各種貫入試験値、載荷試験値、圧密係数等と無関係ではないが、単純に変換できる関係ではない。そこで、物理探査の記録と地盤パラメータの関係性評価を目指して調査や解析を開始した。平成28～29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。

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。

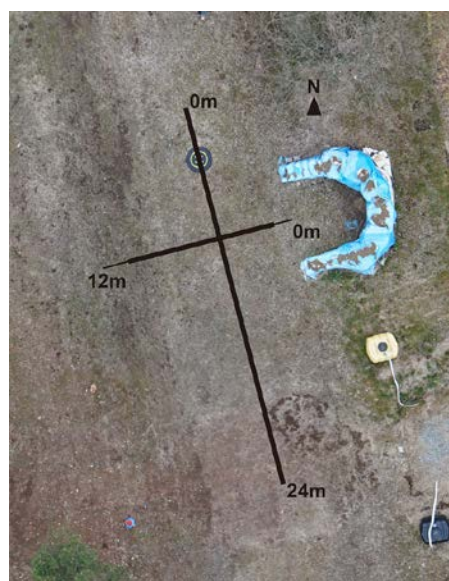


図-1 試験盛土測線

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

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ング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。

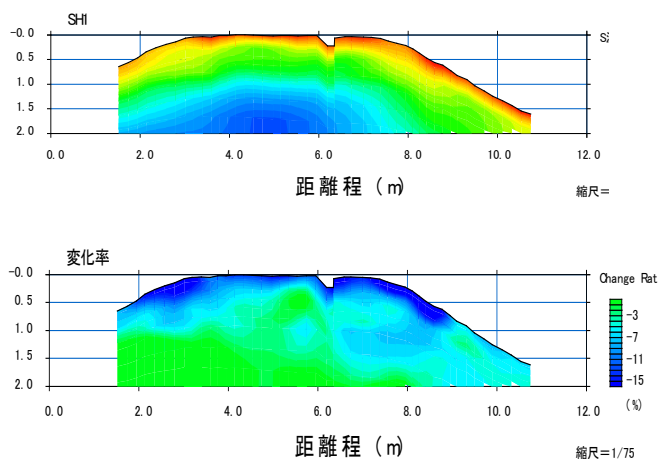


図-2 試験盛土のS波速度断面(上)と降雨(30mm/日)前後の変化率空間分布(下)

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。

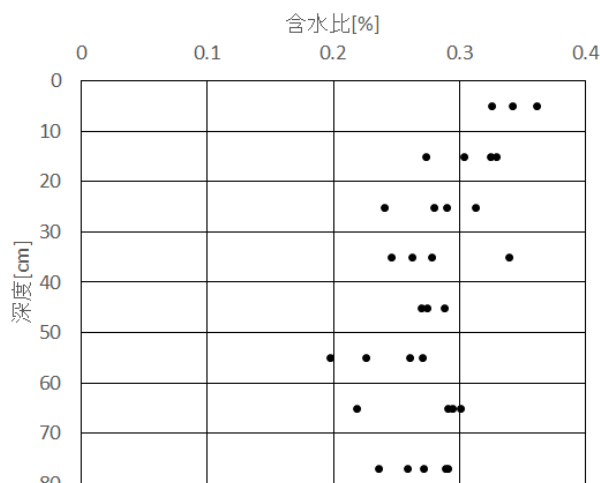


図-4 盛土の含水比分布

3. まとめ

試験盛土において、表面波探査、電気探査、地中レーダ探査を行った。また、探査地点の土壌を採取し、含水比や粒径分布を測定して物理探査結果と比較した。比抵抗と含水比は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、表面波のタイププラ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。

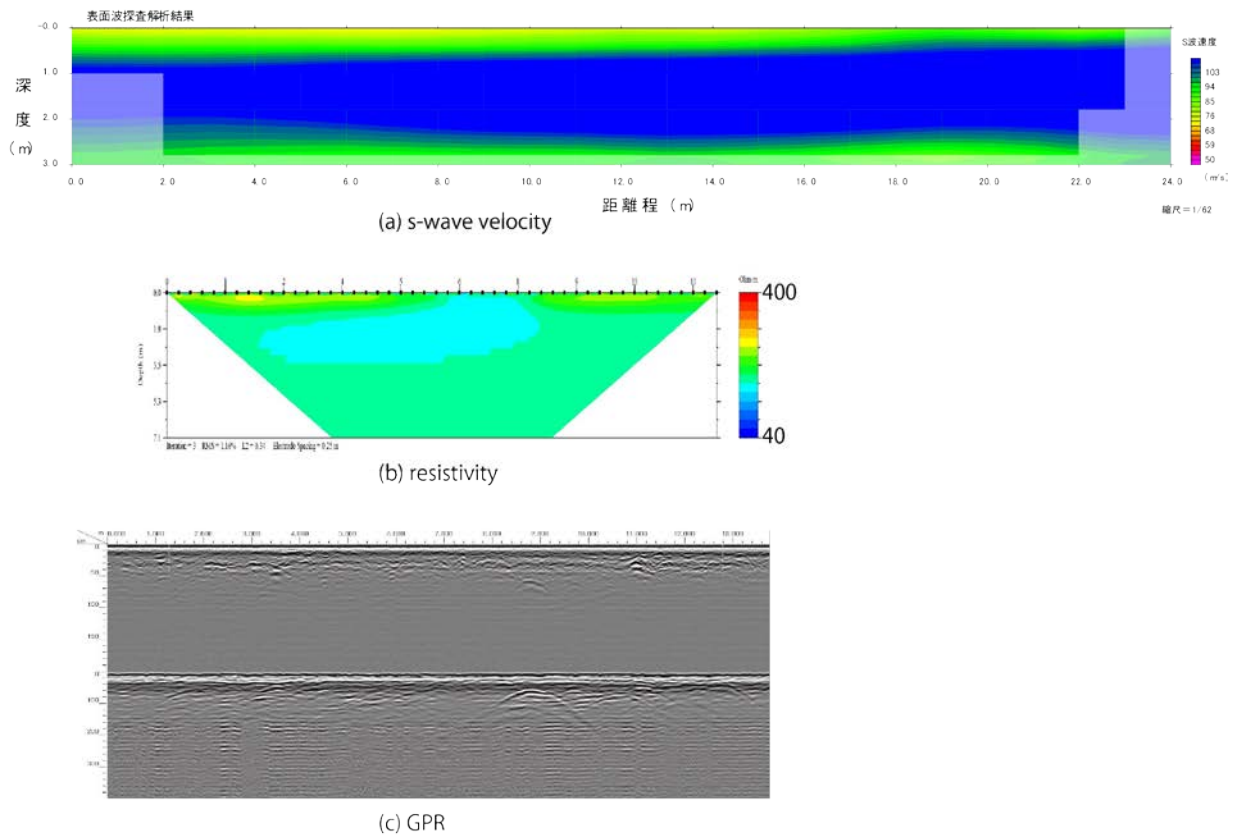


図-3 実験盛土における探査結果断面 (a)表面波探査による S 波速度分布、(b)電気探査による比抵抗分布、(c) 地中レーダ探査断面 (上半分 800MHz、下半分 300MHz)、各探査記録は探査位置を合わせて配置されている。

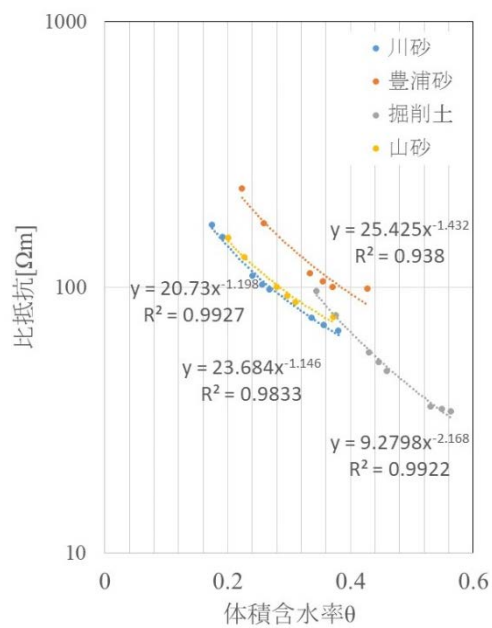


図-5 土質による水分特性曲線計測結果

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：山梨高裕、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^{1),2)}。しかし地震動を受けた泥炭地盤の挙動、さらには地震直後の強度・変形特性は未解明な部分が多く、そのメカニズムの解明が急務である。

本研究は、地震動を受けた泥炭地盤の側方流動等の挙動解明に資するべく、地震動を想定した繰返しせん断を受けた泥炭地盤の変形特性がどのように変化するかを定量的に把握するとともに、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。具体的に H29 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 H29 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・圧密特性を表-1 に示す。なお圧密試験は各試料採取



図-1 試料採取位置図

箇所の代表試料にて実施した。表より、一般の土と比較し、原位置の密度が低く、その自然含水比 W_n 、強熱減量 L_i が明らかに大きいこと、また極めて圧縮性が高い試料であることがわかる。なお試料 B および試料 H は強熱減量が比較的小さく、特に試料 H を泥炭と定義するかどうか議論の余地はあるが、本報では便宜上泥炭として扱うこととする。

2.2 試験方法

2.2.1 試験手順と試験条件

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

まず、採取した泥炭試料の圧密試験結果を基に、正規圧密領域で異方圧密を行った。この際、静止土圧係数は既往の研究で得られた算定式⁴⁾から算出している。その後、非排水状態で一定振幅の繰返しせん断応力を載荷周波数 0.1Hz で 20 波加える（この繰返しせん断過程はいわゆる液状化試験と同じ手法

表-1 泥炭試料の物性値等

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

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、一連の載荷イメージを図-2 に、また単調せん断（後述の単調ねじりせん断試験も含む）の割線係数の取

表-2 試験条件等

試料	圧密		単調せん断	繰返しせん断
	軸方向 圧密応力 σ_{ac}' (kN/m ²)	側方向 圧密応力 σ_{rc}' (kN/m ²)	初期せん断 剛性率 G_{0i} (kPa)	せん断 応力比 σ_d/σ_{ac}'
R-0	30	7	1114	—
R-1			—	0.41
R-2			—	0.34
R-3			—	0.55
O-0		8.4	770	—
O-1			—	0.38
O-2			—	0.33
O-3			—	0.28
E-0			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		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	

り方を図-3に示す。なお繰返し载荷後単調载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が極めて強い土であり、供試体の 45° 面に荷重が作用する三軸試験を適用することへの疑問が指摘されていること⁴⁾を踏まえると、堆積面に平行に直

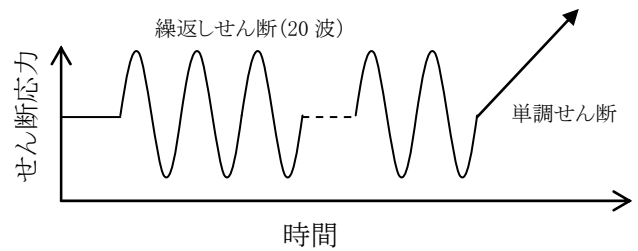


図-2 本試験の载荷イメージ

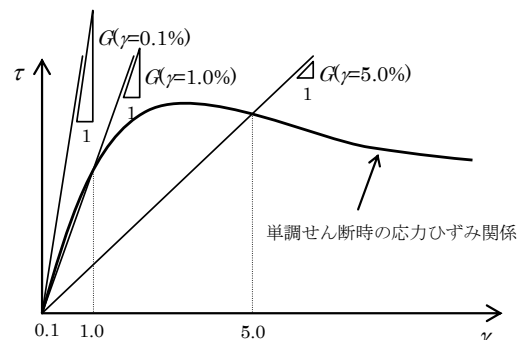


図-3 本試験におけるせん断剛性の取り方

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、繊維を切る際にははさみやカッターナイフを併用した。最後に内孔をストレートエッジで整形した。使用した泥炭は、繊維質を含むものだったが、以上の手順を慎重かつ手早く行うことで所定の供試体を成形することができた。なお、供試体の寸法は、外径 70mm、内径 30mm、高さ 70mm とした。

供試体の設置では、圧密時間の短縮を図るため、供試体内孔面および外周面にろ紙 (0.5cm×8cm) を等間隔に各々 6 枚使用した。供試体の飽和に際しては、まず供試体内部の空気を二酸化炭素で置換した上で、脱気水を供試体に供給し、その後 100kN/m²

の背圧を載荷した。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、せん断剛性低下率と称する）と繰返しせん断応力比 τ_d/σ_{ac} の関係である。この図より、いずれの試料においても繰返しせん断を受けることで剛性は低下する傾向が確認される。その低下は繰返しせん断応力比に依存する傾向にあり、剛性の算出対象となるひずみレベルが大きい時の剛性ほど G_{0i} と比較して低下率は大きい。また、自然含水比や強熱減量が比較的低い試料 B や試料 H は、他の試料と比較し、低下程度が大きいようである。

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

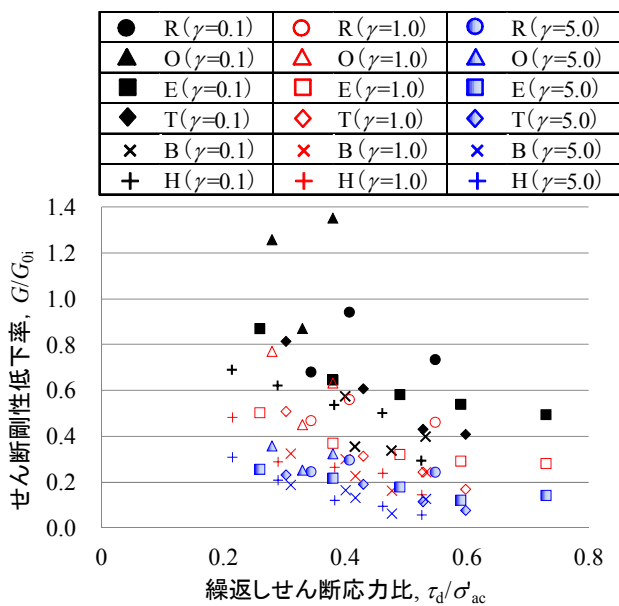


図-4 繰返しせん断によるせん断剛性の変化

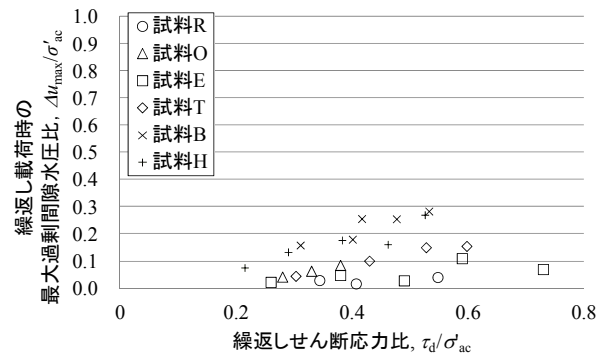


図-5 各試料における τ_d/σ_{ac} と $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$

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 Δu_{max} を鉛直の有効拘束圧 σ_{ac} で正規化した過剰間隙水圧比 $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$ に着目し整理した。

図-5 は繰返しせん断応力比 τ_d/σ_{ac} と $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$ の関係である。図より、 τ_d/σ_{ac} の増加に従い $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$ も増加する傾向が見受けられる。しかし、その量は強熱減量が比較的小さい試料 B と試料 H では最大で $\Delta u_{max}=0.3$ 程度、その他の泥炭では $\Delta u_{max}=0.16$ 程度である。これらの結果から、泥炭の過剰間隙水圧の発生は極めて限定的であり、繰返し載荷を受けた泥炭の剛性低下は、繰返し載荷による過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の減少のみによらず、繰返し載荷時に何らかの構造変化が生じた可能性があることが示唆される。また、繰返し載荷時に発生する過剰間隙水圧比 0.95 が液状化の目安の 1 つであることを考えると⁶⁾、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。

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。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

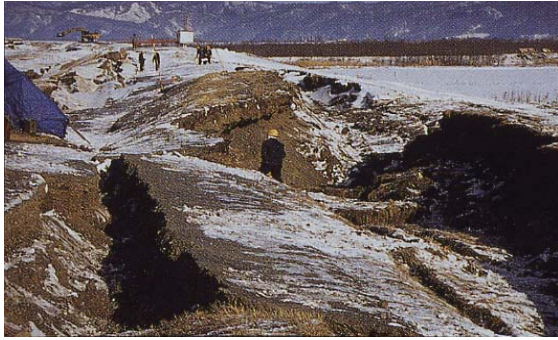


写真-1 1993年釧路沖地震における
河川堤防（十勝川統内築堤）の被災状況¹⁰⁾

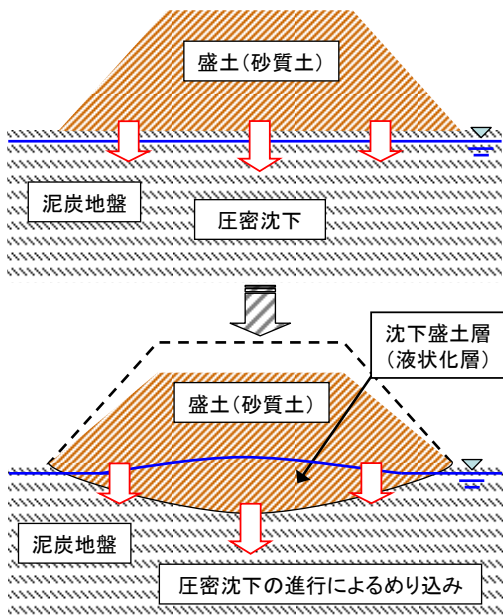


図-6 泥炭地盤上の盛土の液状化のイメージ

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^{10), 11)}。

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¹²⁾。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。この現象は遠心力載荷模型実験により再現され¹³⁾、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³⁾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-1に、被災後の各地質横断図を図-7に示す。

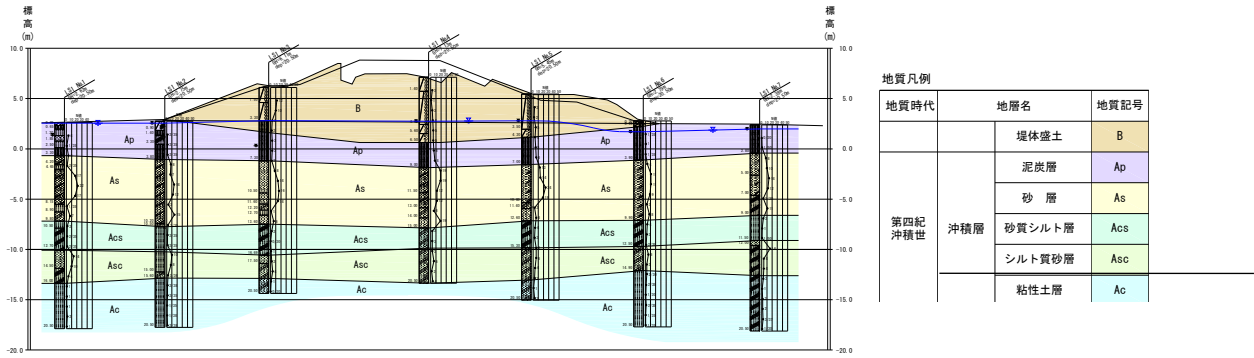
釧路川堤防は、その被災後の調査により次のことがわかっている。基礎地盤の表層には圧縮性の大きな泥炭(Ap)が分布し、盛土(B)はこの泥炭の沈下で基礎地盤に沈み込んでいる。泥炭の下位にはN値10~20程度の緩い砂層(As)が厚く堆積し、以深は粘性土と砂質土が互層を呈している。深度20mを過ぎても基礎層は確認されていない。盛土(B)は、火山灰質の砂を構成物とし、地下水位以下のN値が6以下である。地下水位はこの盛土内の高くに位置し、盛土底部では広い範囲に渡り飽和状態にあったものと考えられる。釧路川堤防の被災形態は、天端で最大1.9mの沈下・陥没が発生し、堤内側の法肩部に段差を伴う縦断亀裂が見られた。ま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

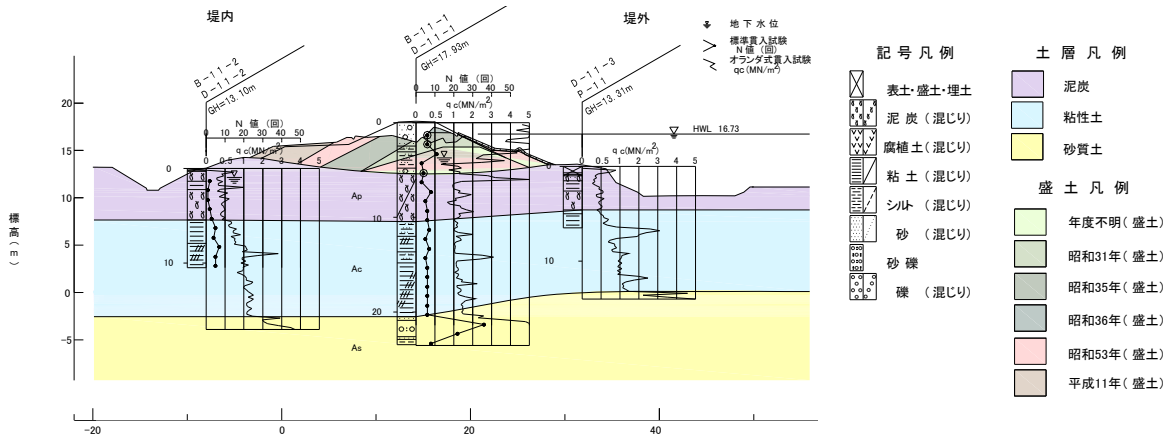
表一 1993年釧路沖地震と2003年十勝沖地震の諸元

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

(a)



(b)



図一七 解析対象断面 (a) 釧路川堤防 (b) 牛首別川堤防

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 τ ~ せん断ひずみ γ 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 τ ~ せん断ひずみ γ 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、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

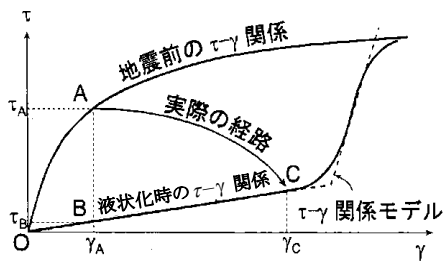


図-8 地震前と液状化時のせん断応力 τ ～せん断ひずみ γ 関係の模式図³⁾

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¹⁴⁾」(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下にある盛土のうち、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

表-2 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

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-2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 R_L (液状化に対する抵抗率)が1.0未満(盛土(B)で $R_L \approx 0.5$ 、砂層(As)で $R_L \approx 0.6$)となり、液状化する土層と判定された。

一方、折敷ら¹⁵⁾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 R_L が1.0未満($R_L \approx 0.3$)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

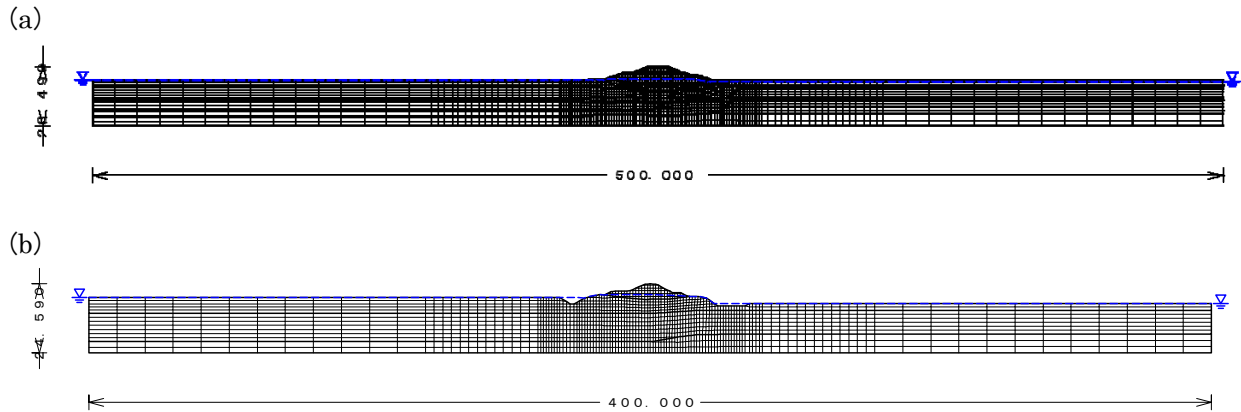


図-9 有限要素メッシュ (a) 釧路川堤防 (b) 牛首別川堤防

表-3 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 γ_t (kN/m^3)	せん断弾性係数(kN/m^2)		ポアソン比 (地震前) ν	粘着力 c' (kN/m^2)	せん断摩擦角 ϕ' (度)	剛性低下率 G/G_0	圧縮指数 C_c	膨張指数 C_e	限界状態 応力比M	基準 間隙比 e_0	過圧密比		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									OCR	正規圧密 K_{OCR}	過圧密 K_{OOC}	正規圧密 K_{OCR}		
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摩擦角を用いた。
 ※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 γ_t (kN/m^3)	せん断弾性係数(kN/m^2)		ポアソン比 (地震前) ν	粘着力 c' (kN/m^2)	せん断摩擦角 ϕ' (度)	剛性低下率 G/G_0	圧縮指数 C_c	膨張指数 C_e	限界状態 応力比M	基準 間隙比 e_0	過圧密比		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									OCR	正規圧密 K_{OCR}	過圧密 K_{OOC}	正規圧密 K_{OCR}		
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。

領域以外の盛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-3に示す。表-3(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

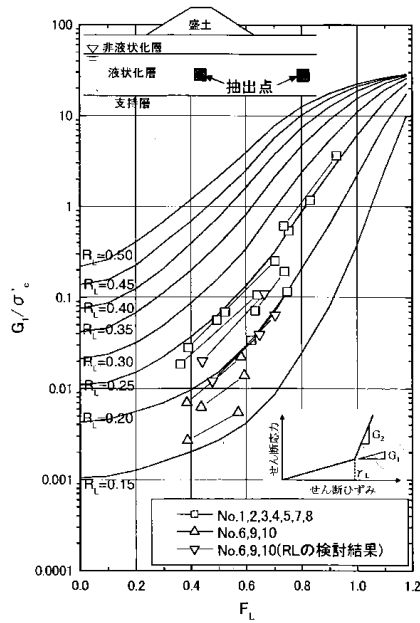


図-10 R_L が 0.8 より小さい範囲のせん断剛性比と R_L 、 R_L の関係 (豊田ら¹⁸⁾)

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^{14),16),17)}。

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 R_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¹⁸⁾。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¹⁹⁾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¹⁹⁾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 100kN/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 R_L より、図-11を用いて体積ひずみ ε_v を求め、 ε_v に液状化層の層厚

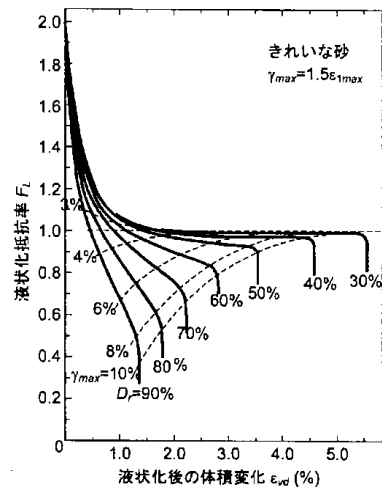


図-11 液状化時の体積ひずみ ε_v と R_L の関係²⁰⁾

を乗じて算出する。

D_r は現地盤 N 値 N_0 と拘束圧 σ'_v (kN/m^2) および細粒分による補正 N 値増分 ΔN_f から、下記の(5)式を用いて求めた¹⁹⁾。

$$D_{r,0} = 21 \sqrt{\frac{N_0}{0.7 + \sigma'_v/98} + \frac{\Delta N_f}{1.7}} \quad (5)$$

ここで、 ΔN_f は下記より算出した。

$F_C(\%)$	ΔN_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 R_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¹⁹⁾。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⁶⁾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

σ'_v : 鉛直有効応力

σ'_{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 σ'_{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²¹⁾。

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

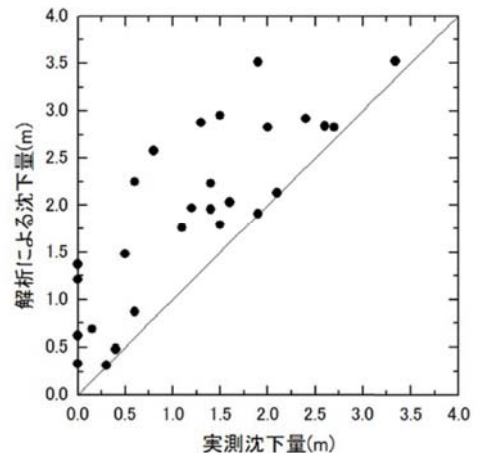


図-12 被災事例の実測沈下量と解析による沈下量(拘束圧補正: $\sigma'_{v0} = 75\text{kN/m}^2$ と $n = 2.0$)

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)に置き換えてせん断剛性低下率の関係で再整理し、各繰返しせん断応力比(τ_d/σ'_{ac})におけるひずみレベル $\gamma = 0.1\%$ 、 1.0% 、 5.0% 時のせん断剛性率低下率(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²²⁾。

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^{23), 24)}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-4 の定数より設定する。これらの泥炭剛性低下率の算出式は、ALID 解析を実施する上で泥炭の剛性低下を表現する上で非常に重

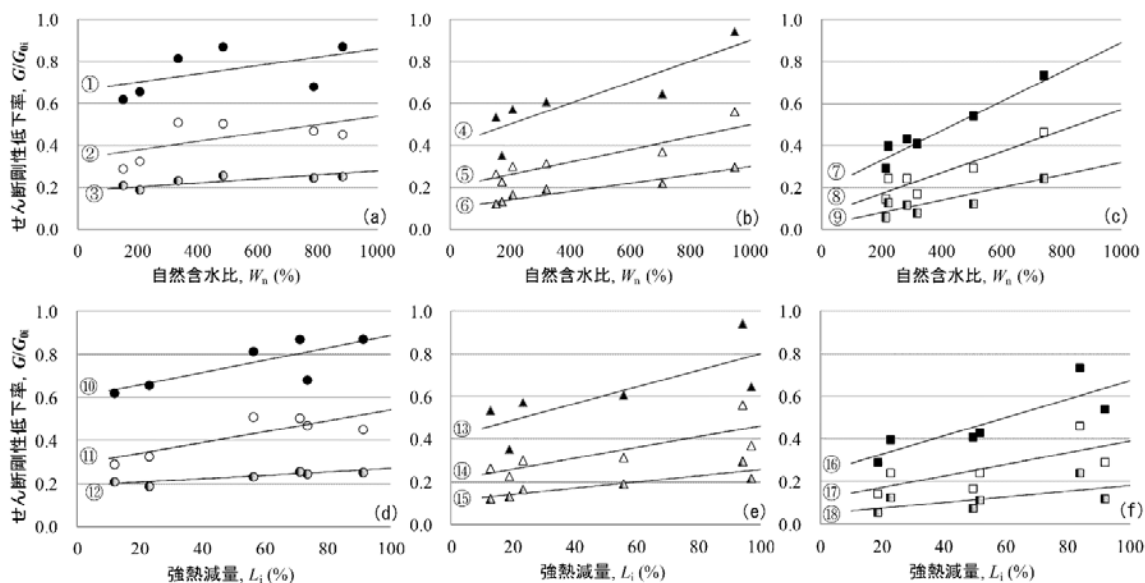


図-13 泥炭の自然含水比 W_n および強熱減量 L_i とせん断剛性低下率 G/G_{0i} の関係

(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-4 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

要あるが、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 (τ_d/σ'_{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せん断剛性低下率 (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-5~表-7 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-4 に従って得られた泥炭の剛性低下率の一覧である。

表-5 泥炭の剛性低下率一覧:含水比(周辺地盤)

τ_d/σ'_{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

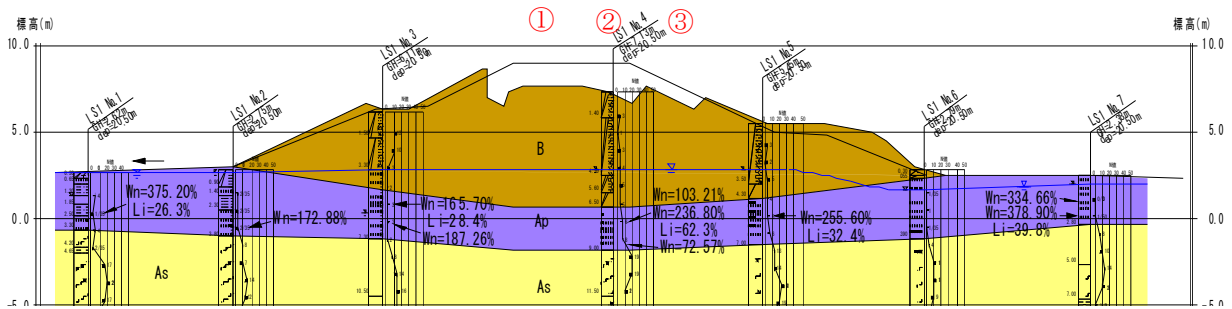


図-14 釧路川堤防の自然含水比 W_n と強熱減量 L_i の分布

表-6 泥炭の剛性低下率一覧：含水比（盛土直下）

含水比 (%)	剛性低下率 (%)		
	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-7 泥炭の剛性低下率一覧：強熱減量

強熱減量 (%)	剛性低下率 (%)		
	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-8 実施検討ケースと泥炭のせん断剛性低下

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-9 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-10 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

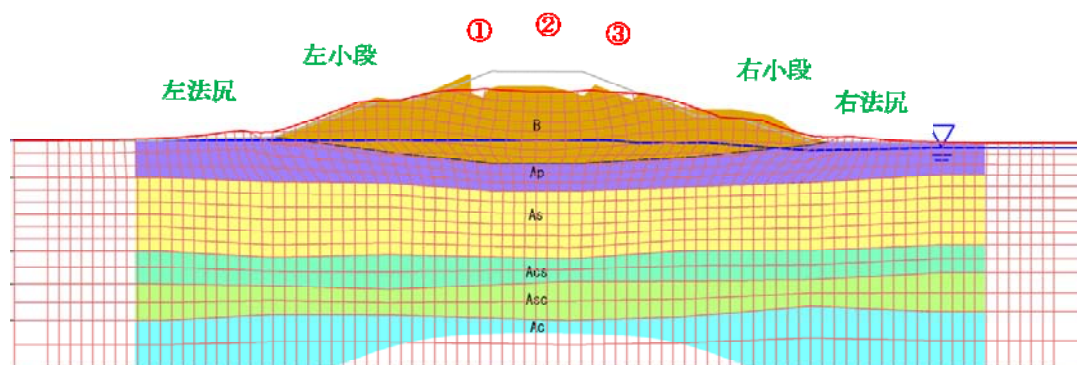


図-15 解析結果断面図 (ケース6)

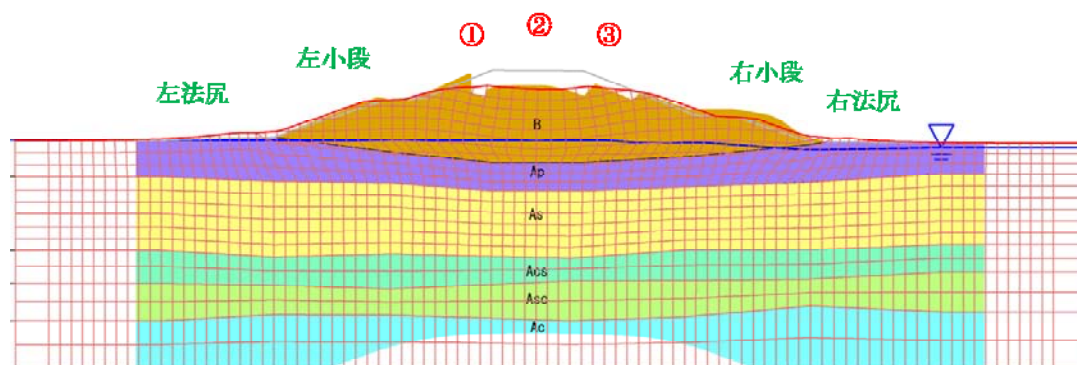


図-16 解析結果断面図 (ケース9)

表-5~表-7 をみると、繰返しせん断応力比 (τ_d/σ_{ac}) が大きくなる、あるいはひずみレベル (γ) が大きくなるに従って、せん断剛性低下率 (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せん断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せん断剛性低下率は、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-8)。

表-9 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。

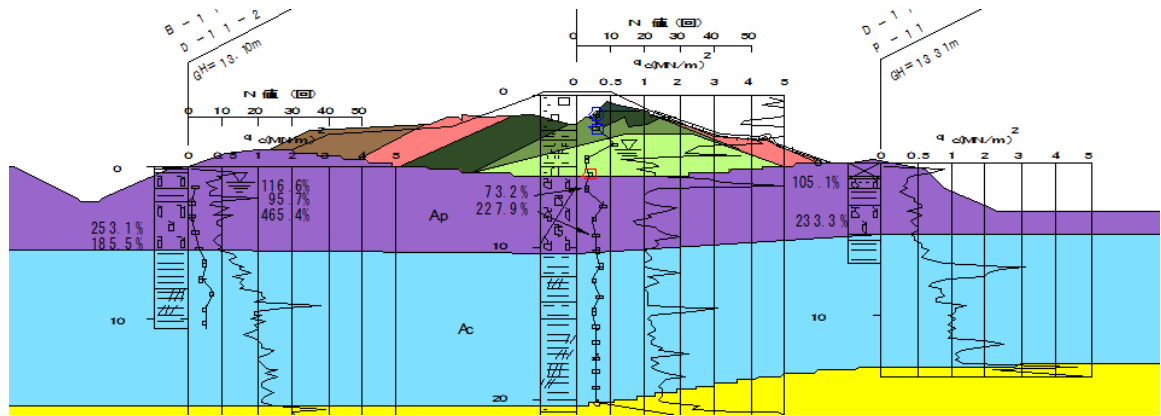


図-17 牛首別川堤防の自然含水比 W_n の分布

表-11 泥炭の剛性低下率一覧：含水比（周辺地盤）

τ_a / σ'_{ac}	ひずみレベル (%)		
	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-12 泥炭の剛性低下率一覧：含水比（盛土直下）

τ_a / σ'_{ac}	ひずみレベル (%)		
	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-13 実施検討ケースと泥炭のせん断剛性低下率

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-14 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	-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	-

ケース 1~9 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、ひずみレベル $\gamma=5\%$ と繰返しせん断応力比 $\tau_a / \sigma'_{ac} = 0.55$ 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み合わせで強熱減量を使用したケース 9

表-15 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

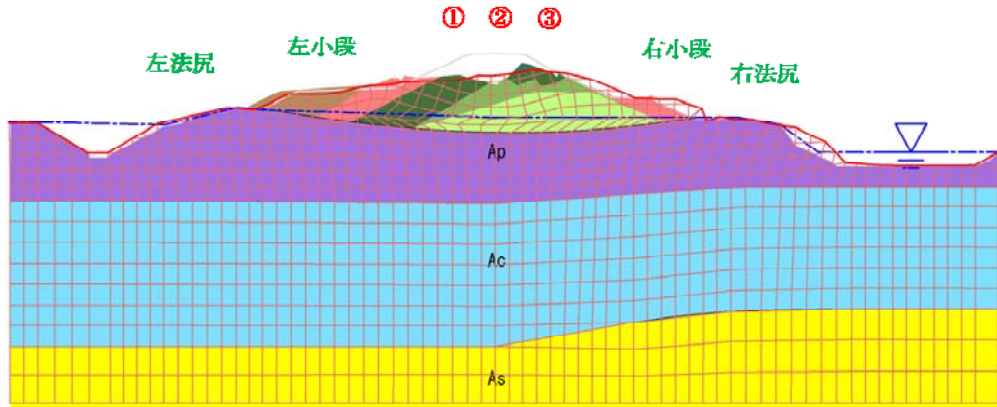


図-18 解析結果断面図 (ケース 2)

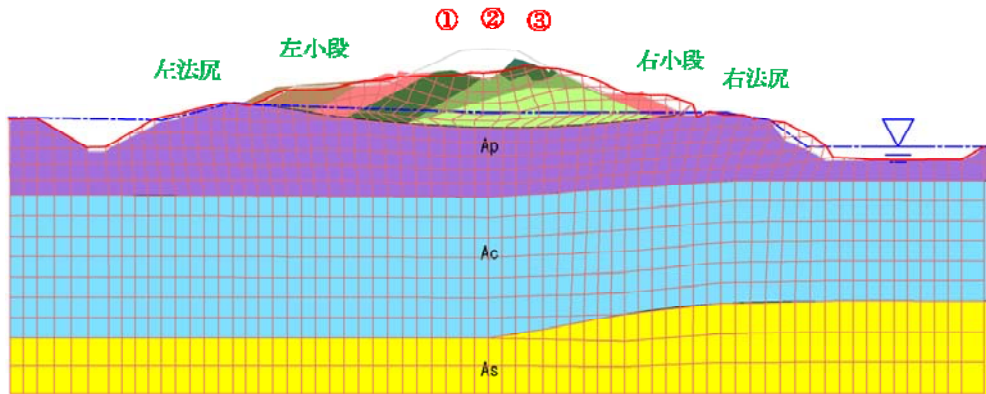


図-19 解析結果断面図 (ケース 5)

($G/G_0=0.10$) 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-10 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。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-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、盛土周辺部の $L(=0.81)$ 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-11、表-12 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-11、表-12をみると、釧路川堤防と同様に繰返しせん断応力比 (τ_d/σ_{ac}) が大きくなる、あるいはひずみレベル (γ) が大きくなるに従って、せん断剛性低下率 (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せん断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せん断剛性低下率は、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の合計6ケースとした(表-13)。

表-14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せん断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せん断剛性低下率($G/G_0=0.31$)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-15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-7 b) _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-7 a) _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。

5. まとめ

繰返しせん断を受けた泥炭のせん断剛性の変化に着目し、一連の中空ねじりせん断試験を行うとともに、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。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。
- 今回実施した解析結果は、盛土直下および盛土周辺部の泥炭層のせん断剛性低下率は一律に設定したが、実際は各位置で繰返しせん断応力比が異なっており、その差は2倍から7倍以上であった。

今後、このような事象を踏まえ、盛土直下および

盛土周辺部の泥炭層のせん断剛性低下率を分割して設定する必要があるほか、周辺地盤部の応力条件、すなわち低拘束圧条件における泥炭の自然含水比 W_n および強熱減量 L_i とせん断剛性低下率 G/G_{0i} の関係を整理することで、解析精度の向上を図ることが可能であると考え。

参考文献

- 1) 北海道開発局開発土木研究所：1993年釧路沖地震被害調査報告、開発土木研究所報告、第100号、pp.13-32、1993.
- 2) 独立行政法人北海道開発土木研究所：北海道開発土木研究所月報 特集号(平成15年 十勝沖地震被害調査報告、2003.
- 3) 安田進、吉田望、安達健司、規矩大義、五瀬伸吾、増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法、土木学会論文集、No.638/III-49、pp.71-89、1999.
- 4) 能登繁幸、熊谷守晃：泥炭の動的変形特性に関する実験的研究、土木試験月報、No.393、pp.12-21、1986.
- 5) Hirochika Hyashi, Nobutaka Yamazoe, Toshiyuki Mitachi, Hiroyuki Tanaka, Satoshi Nishimoto：Coefficient of earth pressure at rest for normally and overconsolidated peat ground in Hokkaido area, *Soils and Foundations*, Vol.52, No.2, pp.299-311, 2012.
- 6) 安田進、稲垣太浩、長尾和之、山田眞一、石川敬祐：液状化を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性、第40回地盤工学研究発表会、pp.525-526、2005.
- 7) 公益社団法人地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、pp.730-749、2009.
- 8) 林宏親、山梨高裕、橋本聖、山木正彦：過圧密泥炭の微小ひずみにおけるせん断剛性率と動的変形特性、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.54、pp.7-14、2014.
- 9) 林宏親、西本聡、橋本聖、梶取真一：中空ねじり試験による正規圧密泥炭の動的変形特性、地盤工学会北海道支部技術報告集、No.53、pp.89-96、2013.
- 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) Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.32 No.1: Ishihara, K and Yoshimine, M, 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.

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

(地盤流動)

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：七澤利明、谷本俊輔

【要旨】

本研究は、傾斜地に立地する道路橋を対象として、地震等に起因する大変位を伴う地盤変状により下部構造自体が大きく移動する事象に対し、構造物の耐震安全性を高める方策を提示することを目的とする。

まず、斜面上に設置された道路橋基礎の安全余裕に影響し得る斜面変状の要因について試設計による基礎的検討を行った。次に、基礎的検討の結果を踏まえて、斜面角度やすべり層厚といった地盤変状の条件と道路橋基礎の諸元の違いが基礎の安定性に及ぼす影響について解析を行い、遠心力載荷実験にて解析結果の妥当性を検証した。また、三次元有限差分法による再現解析を実施し、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。

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

1. はじめに

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

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

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

ていくことを目的としている。

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

平成 29 年度は、複数列組杭深礎基礎等を対象とした遠心力載荷実験を実施し、基礎構造毎の斜面変状に対する抵抗能力の違いを把握した。さらに有限差分法を用いた解析を実施し、斜面変状が生じた際の地盤の破壊メカニズムや道路橋基礎に作用する土圧の影響を把握するための検討を行った。

2. 斜面変状の作用を把握するための基礎的検討

2.1 検討方法

2.1.1 概要

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

基礎諸元は、橋台においては組杭深礎基礎を対象とし、これまでに建設されてきた標準的な諸元¹⁾として単列組杭深礎基礎及び複数列組杭深礎基礎を対象とした。橋脚においては単列、複数列の組杭深礎基礎に加

え、実績の多い柱状体深礎基礎も対象とした。斜面変状の状況については、土木研究所では地震による斜面変状の42事例を収集・分析しており²⁾、本研究では、分析結果を踏まえて斜面変状の条件を設定した。

2.1.2 基礎構造及び地盤の条件

解析に用いた橋台及び橋脚基礎は、斜面上の深礎基礎設計施工便覧³⁾（以下「深礎便覧」という。）の参考資料⁴⁾に示される橋台及び橋脚の組杭深礎基礎の設計計算例⁵⁾に示されている基礎構造及び地盤を基本条件とし、道路橋示方書⁶⁾・同解説IV 下部構造編⁷⁾に基づいて試設計を行った。図-1及び図-2に基本条件を示す。

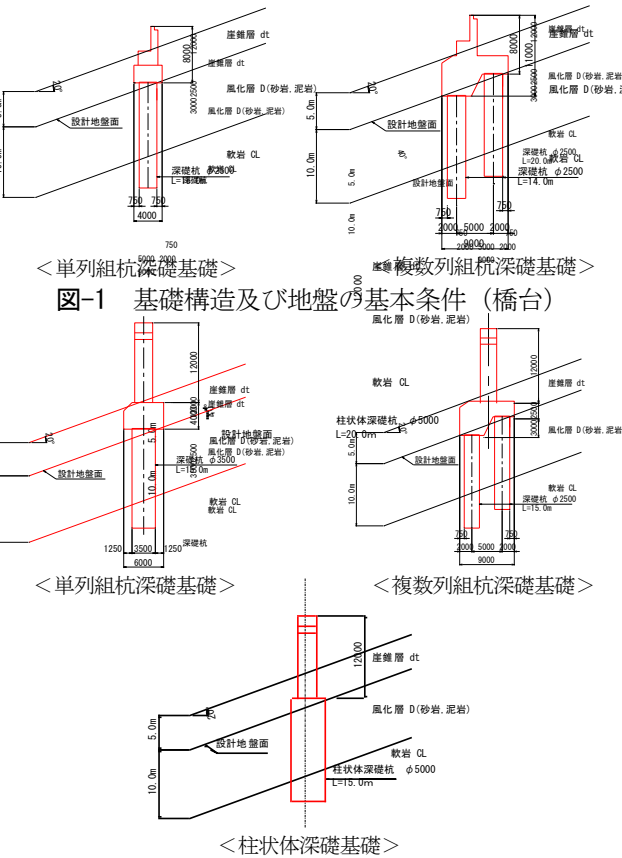


図-2 基礎構造及び地盤の基本条件（橋脚）

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

(1)、(2)より算定した。

・風化層（砂岩）…式(1)

$$c=0.155 (N\text{値})^{0.327} (\text{kgf/cm}^2) [\times 98.1\text{kN/m}^2]$$

$$\phi=5.10\text{Log} (N\text{値})^{\text{dt}} + 29.3 (^\circ)$$

・風化層（泥岩）…式(2)

$$c=0.165 (N\text{値})^{0.606} (\text{kgf/cm}^2) [\times 98.1\text{kN/m}^2]$$

$$\phi=0.888\text{Log} (N\text{値}) + 19.3 (^\circ)$$

表-1 試設計条件

橋台高	H=8.000m	試験設計の基本モデルを参考に設定					
橋脚高	H=12.000m						
基礎長	L=15.0m～20.0m程度	設計実績を踏まえ照査を満足する基礎長					
地層構成	地層構成は、以下のとおりとする。						
	地層名	層厚 (m)	N	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	$E0$ (kN/m ²)
	1 座巻層 dt	5.0	10	18	0	15	7,000
	2 風化層 D	10.0	30	18	$\phi^{\text{砂}}$	$\phi^{\text{泥}}$	27,800
3 軟岩 CL	10.0	—	20	35	500	300,000	

表-2 解析で考慮したパラメータ

設計地盤	概要	備考		
基礎構造	橋台 単列組杭深礎基礎 : $\phi 2500 (40^{\circ}$ の場合 $\phi 3000)$ 複数列組杭深礎基礎 : $2 \times 2 \phi 2500$ 橋脚 単列組杭深礎基礎 : $1 \times 2 \phi 3500$ 複数列組杭深礎基礎 : $2 \times 2 \phi 2500$ 柱状体深礎基礎 : $\phi 5000$	設計実績を踏まえて設定。		
	斜面傾斜	20°	設計実績を踏まえて設定。	
	風化層中のすべり層厚	2.5m (風化層厚の25%) 5.0m (風化層厚の50%)		
	風化層Dの地盤定数	風化層Dの地盤定数を以下のとおり2種類考慮する。	N 値=30相当として推定式により算定。	
	地層名	ϕ (°)	c (kN/m ²)	備考
	風化層 D (砂岩)	40	50	ϕ 成分が卓越する土質
	風化層 D (泥岩)	20	130	c 成分が卓越する土質

2.1.3 すべり力の評価

斜面にすべりが生じた場合、すべり面以浅の構造体には、変位量に応じた土圧が作用するものと考えられる。地震動等による斜面のすべり変位量を予測することは難しいが、一方で、一定以上の大きな変位が生じると、下部構造の背面側のすべり土塊は受働破壊を生じ、受働土圧相当の荷重が作用することが確認されている⁵⁾。そこで、本検討においては、すべり面以浅の土のすべり力として受働土圧を仮定し、すべり面以深の地盤に基礎が固定された状態ですべり力が作用するものと考えて解析を行うこととした。なお、この考え方は、護岸近傍で液状化に伴う流動化が生じる場合、液状化層の上方にある非液状化層から下部構造が受ける作用を受働土圧として評価する方法⁸⁾と同様である。

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

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

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

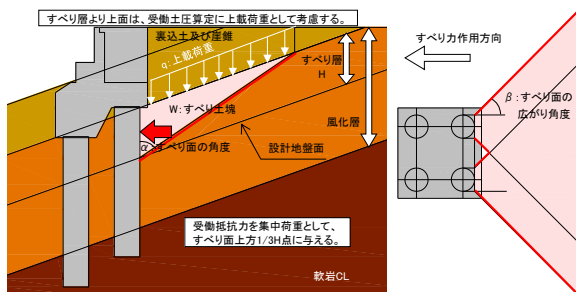


図-3 すべり力の概要図 (橋台)

図-3にすべり力の概要図を示す。すべり土塊の平面的な広がりとしては、フーチングに剛結された複数本の組杭深礎基礎において後列杭(山側杭)からの広がりのみを考慮し、前列杭(谷側杭)と後列杭(山側杭)で等分にするべり力を分担するものとした。受働土圧の算定にあたっては、すべり土塊上方の裏込め土及び崖錐層の重量を考慮した。図-3及び式(3)中の α はすべり面の角度($^\circ$)で、すべり土塊の受働状態における極限平衡条件を満たす角度とした。 β はすべり面の広がり角($^\circ$)で、土砂・軟岩に一般的に用いられている $\beta = 30 + \varphi/3^\circ$ (φ : 地盤のせん断抵抗角($^\circ$))を採用した。また、すべり層は風化層の上部層とし、基礎背面の受働土圧がすべり面上方 $1/3H$ (H : すべり層厚)の位置で基礎に集中荷重として作用するものとして与えた。なお、本検討においては地震動による慣性力との重ね合わせは考慮していない。各橋台、橋脚基礎構造に対して算定したすべり力を図-4から図-7に示す。

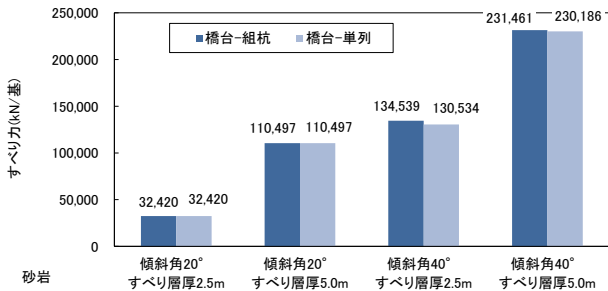


図-4 すべり力の算定結果 (橋台-砂岩)

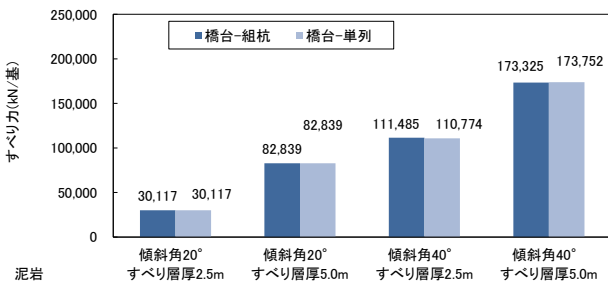


図-5 すべり力の算定結果 (橋台-泥岩)

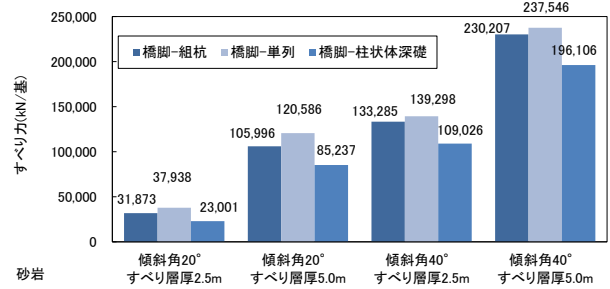


図-6 すべり力の算定結果 (橋脚-砂岩)

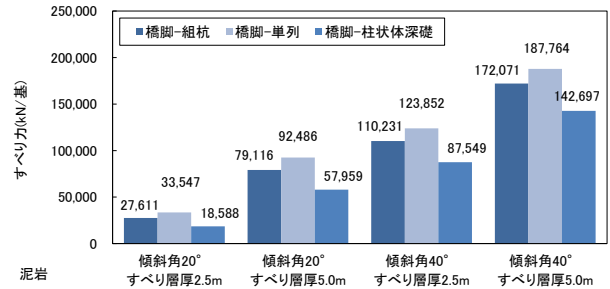


図-7 すべり力の算定結果 (橋脚-泥岩)

2.1.4 解析方法

各試算モデルにおいて、すべり面より上の地盤の変状に伴い、式(3)で算出されたすべり力が深礎基礎に作用すると仮定した場合を対象に、プッシュオーバー解析(漸増載荷解析法)を行い、基礎の耐力とすべり力との関係を整理した。ここで、基礎本体は深礎便覧に示される方法でモデル化している。

2.2 解析結果

図-8~10に解析結果の代表的な例を示す。図-8は、橋台における傾斜角 20° 、すべり層厚 2.5m 、砂岩の場合の変位-荷重関係、図-9は、橋脚における傾斜角 20° 、すべり層厚 2.5m 、砂岩の場合の変位-荷重関係、図-10は、図-8の橋台の解析結果に、同じすべり層厚及び風化層の条件で傾斜角 40° の場合を加えたものである。図の縦軸は、すべり力で正規化した水平力、横軸はすべり力作用位置でのひずみ(水平変位/杭径)である。

橋台については、単列組杭深礎基礎及び複数組杭深礎基礎いずれも水平力、すなわちすべりに対する抵抗力が 1.0 を下回る。基礎構造の違いに着目すると、複数組杭の方が抵抗力は大きく、終局に至るまでの変位が小さい。単列組杭は、すべり力に対して基礎体の曲げ耐力で抵抗する構造であるため、基礎体が降伏した時点で変位が急増する。一方、複数組杭は、ラーメン構造としての構造特性上、すべりに対して前列の基礎体の押し込み抵抗等も抵抗力として寄与するため、抵抗力が大きくなるとともに、部材の降伏後も変位が急増しないものと考えられる。

橋脚については、いずれの基礎構造においても抵抗力は 1.0 を下回るものの、その値は橋台に比べて大きくなっている。橋脚基礎の場合にはレベル 2 地震動に対して降伏以内に留める設計を行っていることが影響しているものと考えられる。基礎構造の違いに着目すると、複数列組杭深礎基礎及び柱状体深礎基礎は、単列組杭深礎基礎に比べて降伏点に至るまでの変位が小さい。特に柱状体深礎基礎は他の構造に比べて抵抗力が大きくなっているが、これはすべり力を受ける幅が相対的に小さいため作用するすべり力が小さいこと（図-3 及び図-6 参照）などが影響しているものと思われる。傾斜角度の違いに着目すると、傾斜角が大きくなるほどすべり力が大きくなることから抵抗力は小さくなる傾向が見られる（図-10 参照）。基礎構造の違いによる傾向は複数列組杭深礎基礎の方が抵抗力は大きく、前述した傾向と同様であった。

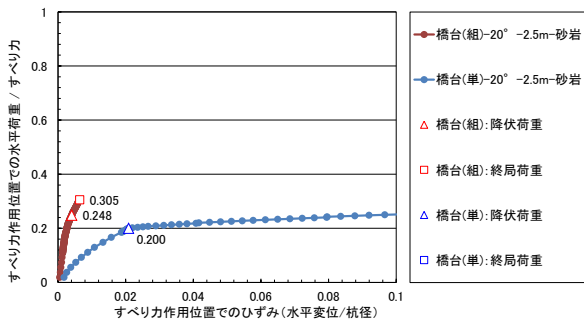


図-8 変位-荷重関係

(橋台：傾斜角 20°-砂岩-すべり層厚 2.5m)

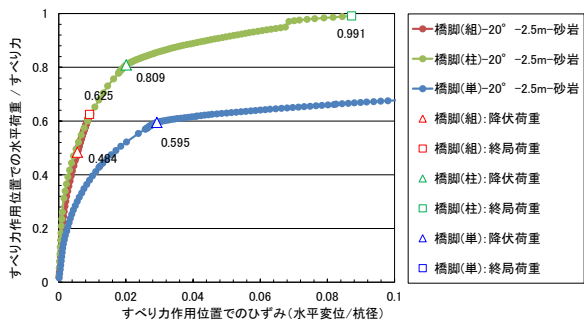


図-9 変位-荷重関係

(橋脚：傾斜角 20°-砂岩-すべり層厚 2.5m)

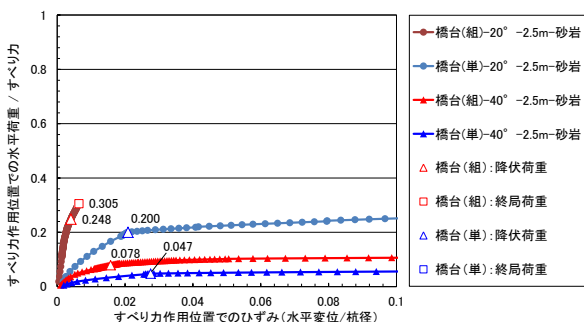


図-10 変位-荷重関係 (橋台：傾斜角 20°と 40°の場合)

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

3. 斜面上に設置された深礎基礎の遠心力載荷実験

3.1 遠心力載荷実験の概要

平成 29 年度は、過年度までに実施された 23 ケースの実験に、杭頭を固定した複数列組杭深礎基礎を模した 4 ケースを追加した。実験結果の整理及び分析はこれら全 27 ケースを対象として行った（表-3）。以下に結果を示す。

表-3 実験ケース

case	杭配列	斜面角度	すべり層厚	含水	杭頭固定	備考
1	単杭	20°	4m	無	無	
2	並列	20°	4m	無	無	
3	縦列	20°	4m	無	無	
4	単杭	30°	4m	無	無	
5	単杭	30°	4m	無	無	
6	並列	30°	4m	無	無	
7	縦列	30°	4m	無	無	
8	4本	30°	4m	無	無	
9	並列	10°	4m	無	無	
10	縦列	10°	4m	無	無	
11	並列	10°	8m	無	無	
12	縦列	10°	8m	無	無	文献5)及び6)
13	並列	20°	8m	無	無	
14	縦列	20°	8m	無	無	
15	並列	20°	4m	有	無	
16	縦列	20°	4m	有	無	
17	縦列	20°	4m	無	有	
18	縦列	30°	4m	無	有	
19	4本	30°	4m	無	有	
20	柱状体	20°	4m	無	無	
21	柱状体	20°	8m	無	無	
22	柱状体	30°	4m	無	無	
23	縦列	20°	8m	無	有	
24	4本	20°	4m	無	有	
25	4本	20°	8m	無	有	H29追加
26	縦列	30°	8m	無	有	
27	4本	30°	8m	無	有	

図-11 に模型実験の概要図(側面図)を示す。奥行 500mm×幅 800mm×高さ 600mm の土槽に焼石膏を用いて斜角 10°、20°及び 30°の基盤を作製し、すべり層の砂層(東北珪砂 7 号: 相対密度 $D_r=90\%$)を敷設した。基盤の上面には、平板 2 枚でフラットローラー等を挟み込み、すべり層と基盤の摩擦を極力低減させる構造とした。模型スケールが 1/80 であるため、遠心加速度を 80G とし、杭径は柱状体基礎が杭径 5200mm、その他の杭径が 2000mm を想定し、模型杭径をそれぞれ $\phi 65\text{mm}$ 及び $\phi 25\text{mm}$ とした。すべり層厚 H は実際のすべり層を 4m 及び 8m と想定し、

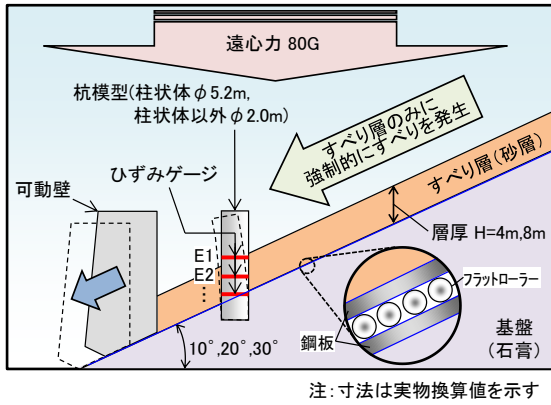


図-11 遠心力载荷実験の概要図

杭配置	単杭基礎		縦列組杭基礎		並列組杭基礎		柱状体基礎		4本組杭基礎	
略称	単杭		縦列		並列		柱状体		4本	
(縮断面図)	谷側	山側	谷側	山側	谷側	山側	谷側	山側	谷側	山側
(平面配図)	P1		P2, P1		P1		P1		P4, P1, P3, P2	
	谷側	山側	谷側	山側	谷側	山側	谷側	山側	谷側	山側

図-12 基礎構造及び杭配置

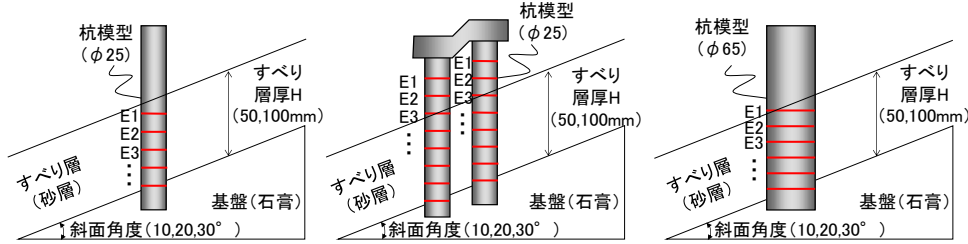


図-13 ひずみ計測箇所概要図

50mm 及び 100mm とした。模型杭の材質は実物の杭と曲げ剛性を整合させるために、アルミニウムパイプ(φ65mm:厚さ $t=5.0\text{mm}$ 、φ25mm:厚さ $t=1.5\text{mm}$)を使用した。実験結果の整理にあたっては、図-12 に示す基礎構造の違いのほか、基盤の傾斜角、すべり層厚をパラメータとした。実験は、遠心力载荷装置により遠心加速度 80G を载荷した後、電動式ジャッキにより可動壁を徐々に移動させることによりすべり層を滑らせた。

3.2 遠心力载荷実験の結果

3.2.1 杭に作用する曲げモーメント

3.1 で述べたパラメータに着目し、実験結果から得られた斜面すべり量と杭に設置したひずみゲージ(図-13)のひずみから求めた杭の曲げモーメントの関係曲線を整理した。なお、斜面のすべり量は、可動壁の変位量を実物大に換算した値である。杭に生じる曲げモーメント M (kN・m)は、実験にて計測した杭のひずみにヤング係数 E (普通純度アルミニウムのヤング係数 $E = 68.6 \times 10^6 \text{kN/m}^2$) と断面二次モーメント I (m⁴) 及び図心からの距離 y (m)を用い、式(4)から算出した。

$$M = E I \epsilon / y \quad \dots \text{式(4)}$$

斜面すべり量と、杭に生じる曲げモーメントの関係について、着目したパラメータのうち斜面角度および層厚は明確な傾向は把握されなかったため、基礎構造毎の結果として柱状体、並列及び縦列の結果をそれぞれ図-14、15 及び 16 に示す。

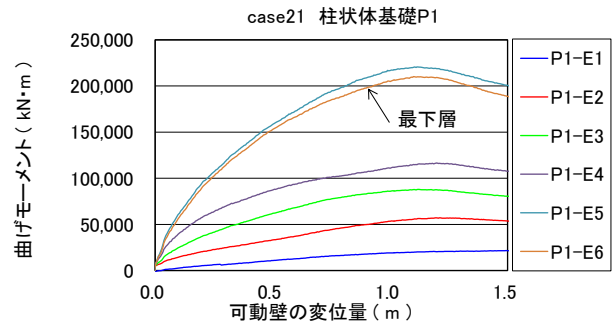


図-14 可動壁変位量と杭の曲げモーメントの関係(柱状体)

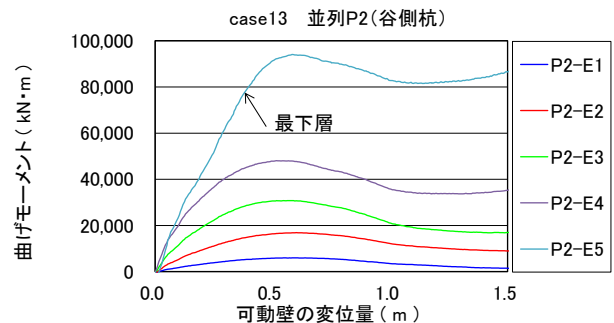
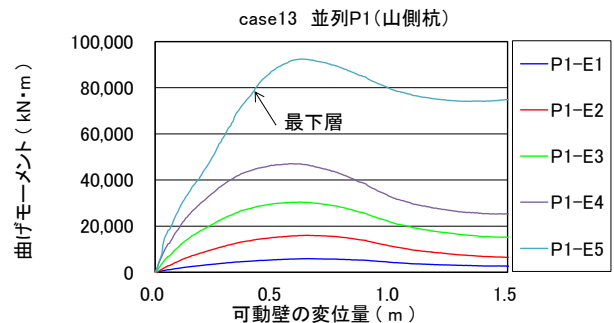


図-15 可動壁変位量と杭の曲げモーメントの関係(並列)

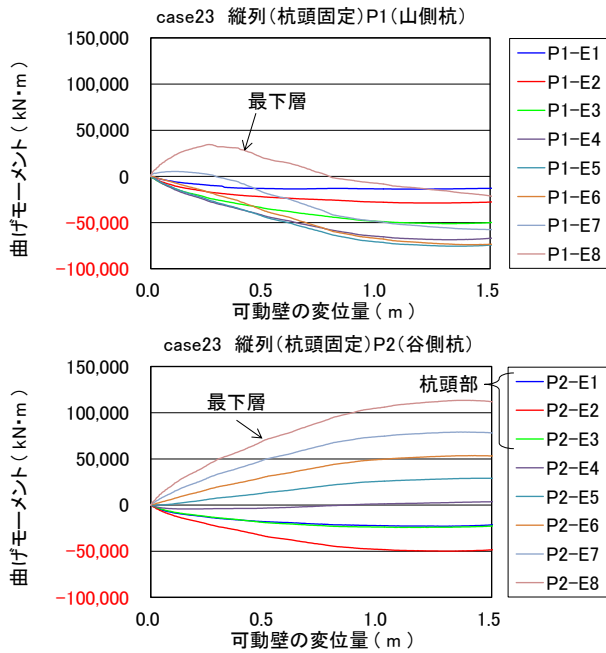


図-16 可動壁変位量と杭の曲げモーメントの関係
(縦列 (杭頭固定))

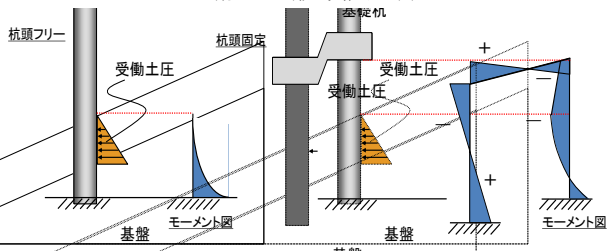


図-17 杭頭固定の有無による曲げモーメント模式図

柱状体及び並列は杭頭を固定していないため、曲げモーメントは全体的に正 (山側引張) となり、すべり層と基盤の境界付近で最大値となる傾向がある。また、並列の左右各杭に作用する曲げモーメントを合計すると、柱状体に作用する曲げモーメントと同程度の結果となっている。これは並列に 2 本の杭を配置した単列において杭間隔を文献 3)を参考に $2D$ (D : 杭径) とし、実物大換算で 4000mm としたものである、すなわち 2 本の杭端部間の距離が 6000mm であることに對し、柱状体は杭径 5200mm であることから概ね同様な結果になったと考えられる。一方、縦列は杭頭を固定しているため、斜面上流側(P1)と下流側(P2)の曲げモーメントの発生モードが異なる。

山側の杭は、図-17 に示すように、杭頭部と基盤面が支持された状態で土圧が作用するため、曲げモーメントは全体的に負 (谷側引張) となり、すべり層の下層付近で最大値となる傾向が見られた。また谷側の杭は、山側の杭に作用した土圧が固定梁を介して杭頭部に集中荷重として作用する一方、固定梁による拘束の

影響を受けるため、曲げモーメントは杭頭部で負、すべり層と基盤の境界付近で正となり、すべり層の下層付近で最大値となる傾向が見られる。なお、各杭の曲げモーメントのモードは、すべり層厚、すべり角度が変わっても大きく変わらない結果となった。

追加ケースである 4 本 (杭頭固定) の結果を図-18 に示す。4 本の曲げモーメント合計値は、柱状体の曲げモーメントよりも小さな値となっている。さらに、縦列や並列と比較しても、杭 1 本が負担する曲げモーメントの比率は小さい。このことは、4 本が柱状体や縦列、並列といった他の基礎形式 (杭配置) に比べ、地盤変状が生じた場合の抵抗能力が高いことを示していると考えられる。

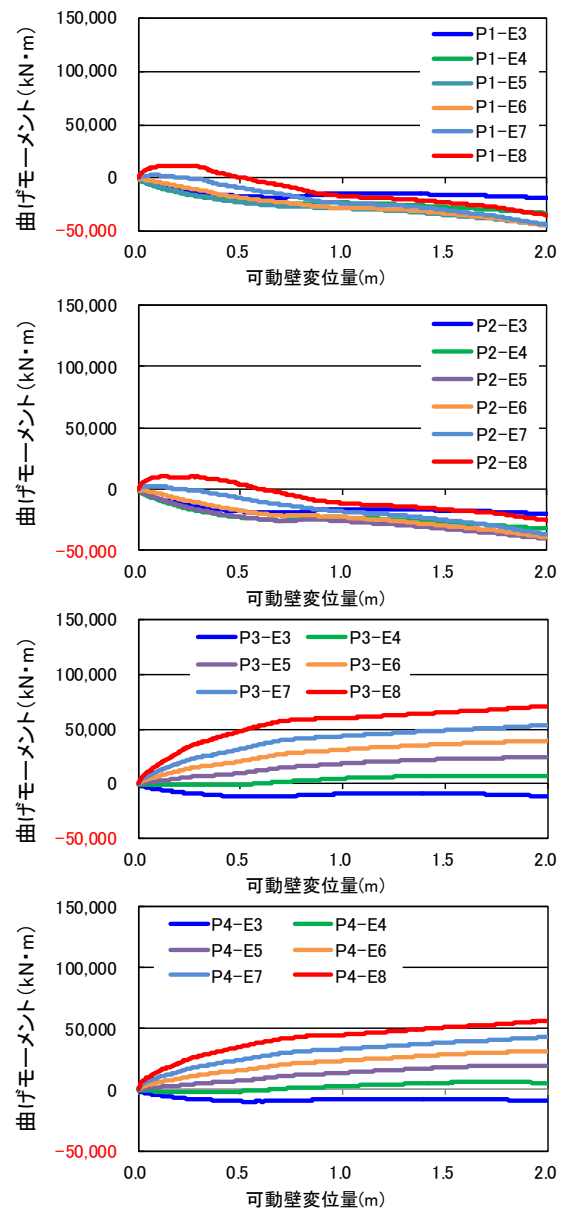


図-18 可動壁変位量と作用曲げモーメントの関係
(4本(杭頭固定)、ゲージ E1~E2 欠番、E8 最下層)

3.2.2 地盤のすべり破壊形状

載荷終了後の地盤破壊形状を観察した結果を図-19及び表-4に示す。縦断面内のすべり面は、くさび状のすべり線が概ね直線的に生じていることが確認されており、クーロンの土圧理論(図-19 下断面図)における受働破壊に近い形態で破壊が生じたものと考えられる。一方、すべり面の平面的な広がり角は、文献3)では、図-19 下平面図に示すとおり $(\beta^\circ) = 30 + \phi/3$ とさ

れている。

表-4を見ると β (理論値) と実験値は概ね整合しているものが多いが、個別の状況を確認すると、理論値と実験値に乖離があるケースもいくつか見られる。地盤に破壊が発生すると、地盤が隆起することによる上載圧の増加が考えられるほか、杭体形状がすべり角の広がりに影響を与えていると考えられる。

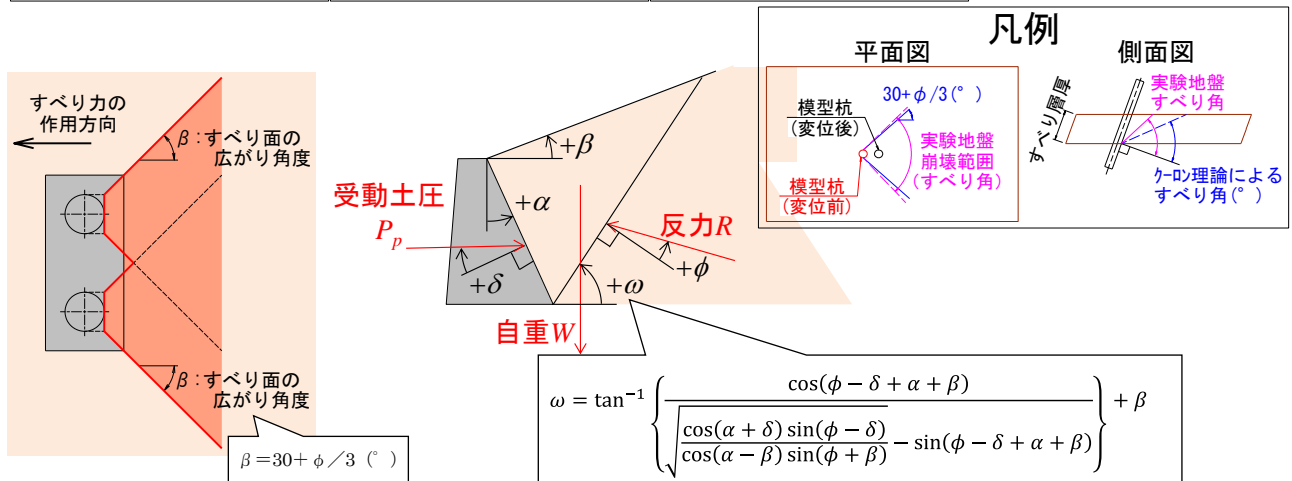
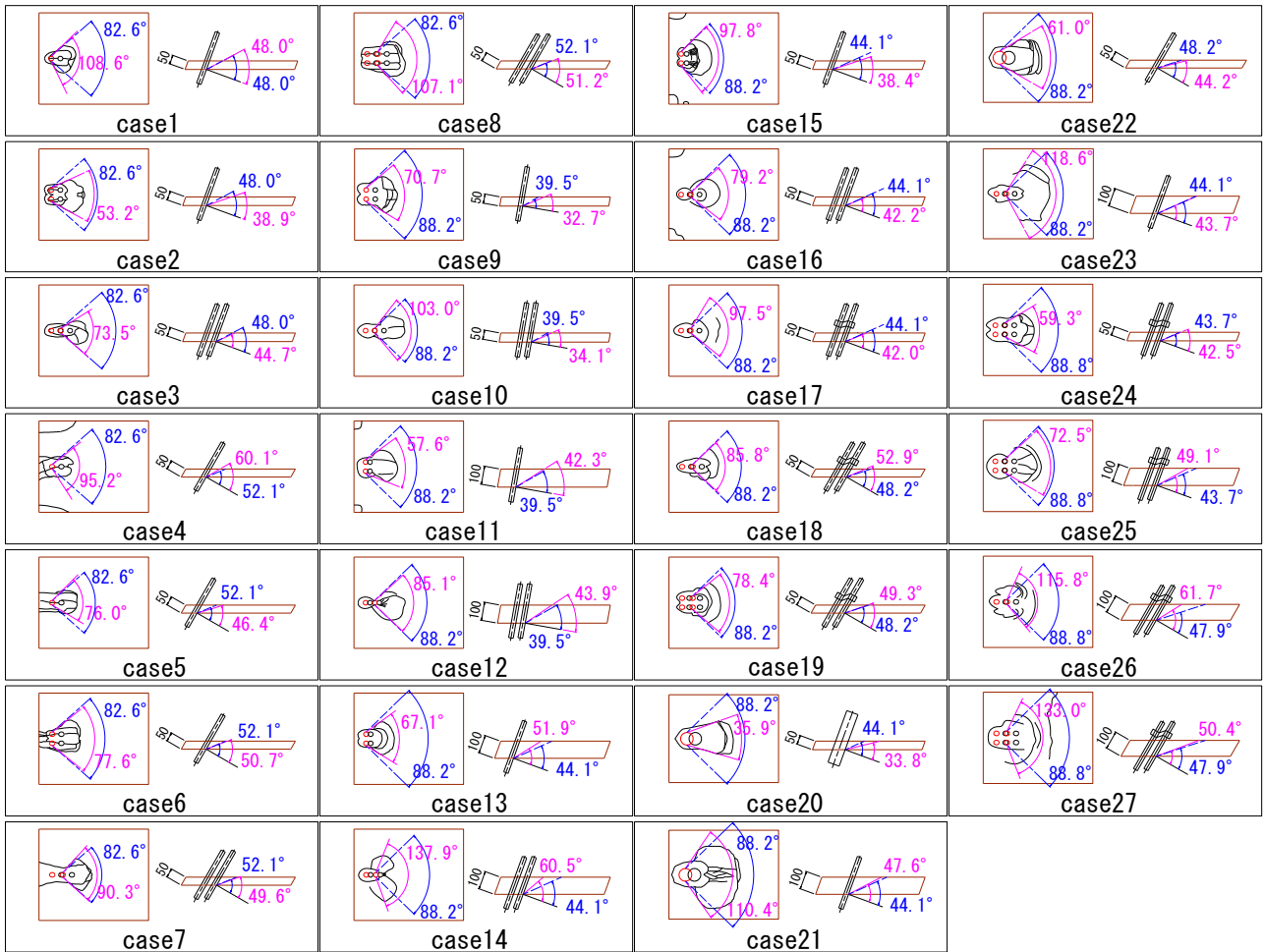


図-19 すべり破壊範囲の観察結果と理論上のすべり角

表-4 すべり面に関する計算値と実験値の比較

case	杭配列	受働すべり角(°)		平面広がり(°)	
		クーロン式	実験結果	深礎式 ⁴⁾	実験結果
1	単杭	48.0	38.7	82.7	108.6
2	並列2本	48.0	34.1	82.7	103.0
3	縦列2本	48.0	37.1	82.7	97.5
4	単杭	52.1	49.1	82.7	53.2
5	単杭	52.1	46.4	82.7	73.5
6	並列2本	52.1	44.7	82.7	85.1
7	縦列2本	52.1	44.2	82.7	99.7
8	組杭4本	52.1	45.0	82.7	115.8
9	並列2本	39.5	32.7	88.3	107.1
10	縦列2本	39.5	34.1	88.3	137.9
11	並列2本	39.5	42.3	88.3	90.3
12	縦列2本	39.5	43.9	88.3	67.1
13	並列2本	44.1	51.9	88.3	70.7
14	縦列2本	44.1	60.5	88.3	97.8
15	並列2本	44.1	38.4	88.3	57.6
16	縦列2本	44.1	42.2	88.3	85.8
17	縦列2本	44.1	42.0	88.3	78.4
18	縦列2本	48.2	52.9	88.3	137.2
19	組杭4本	48.2	49.3	88.3	133.0
20	柱状体	44.1	33.8	88.3	76.0
21	柱状体	44.1	44.0	88.3	95.2
22	柱状体	48.2	43.6	88.3	77.6
23	縦列2本	44.1	40.8	88.3	79.2
24	組杭4本	43.7	42.5	88.8	59.3
25	組杭4本	43.7	49.1	88.8	123.8
26	縦列2本	47.9	61.7	88.8	47.2
27	組杭4本	47.9	57.0	88.8	72.5

地盤の破壊形状観察について、すべり面の平面的な広がりには試験完了時の状況で観察したが、地盤の1次破壊時におけるすべり面の広がり(写真-1)を観察するなど精査し、地盤変状に対する基礎の抵抗メカニズムについて、さらなる分析が必要である。



写真-1 実験完了時模型地盤表面(case25)

4. 有限差分解析による検証

4.1 解析概要

杭基礎に対する斜面変状の作用を定量的に評価するためには、斜面変状によって生じるすべり層の破壊メカニズムを適切に考慮する必要があります。3. に示したように、杭基礎よりも山側のすべり層には受働破壊が生じるが、ここではその破壊性状をより詳細に確認するため、三次元有限差分法による解析を行った。解析コードはFLAC3D Ver. 6. 0であり、3. に示した遠心力载荷実験のうち case25 (4本(杭頭固定))を対象として再現を試みた。

図-20に解析モデルを示すが、平面的に左右対称であるため、半断面モデルとした。フーチングとしての杭頭固定治具を梁要素、すべり層である砂、鋼板、基

盤である石膏及びグリスをソリッド要素にてモデル化した。杭は曲げモーメント出力用の梁要素と杭形状を表現するソリッド要素を合成することでモデル化した。

構成則及び物性値を表-5に示すが、すべり層には、モール・クーロンの破壊基準に従う完全弾塑性モデルを適用し、その他のソリッド要素は弾性体として扱うこととした。なお、杭周囲には、すべり・剥離を表現するためのジョイント要素を設けている。

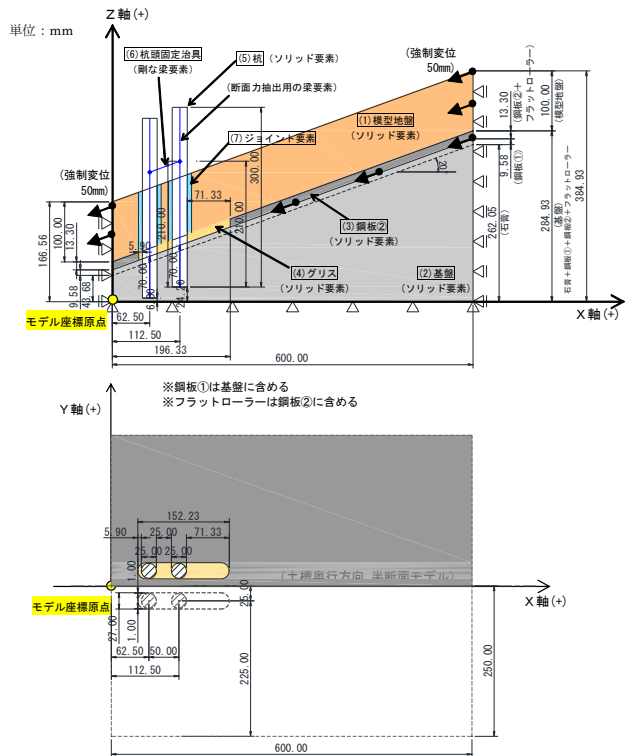


図-20 三次元有限差分法による解析モデル

表-5 各部材の構成則、物性値等

要素	部材	構成則	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数E		ポアソン比 ν	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
				遠心力 数荷時	可動壁 変位時			
ソリッド	模型地盤	完全弾塑性 モール・クーロン	15.6		23500	0.3	1.05	43.2
	基礎	線形弾性	15.3		3.06×10^8 (三軸試験値)	0.164	—	—
	鋼板②	線形弾性	77		2.0×10^8 (一般値)	0.3	—	—
	グリス	線形弾性	0		0.1	0	—	—
	杭	線形弾性	6		2.73×10^8	0.3	—	—
要素	部材		単位体積重量 γ (kN/m ³)		変形係数E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	断面積 A (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)
梁	杭		0		6.81×10^7 (引張試験値)	0.3	0	6.91×10^{-9}
	杭頭固定用治具		0		2.0×10^8 (一般値)	0.3	1	1

解析は以下の2ステップで行い、杭の変位分布、曲げモーメント分布、土圧分布、およびすべり土塊内のひずみ分布の4項目を確認した。

ステップ1: 静的解析により、模型地盤に遠心加速度(80G)による初期応力を導入する。

ステップ2: 静的解析により、可動壁に斜面平行方向への強制変位(50mm以下)を与える。

4. 2 解析結果と考察

4.2.1 杭の変位分布

図-21 に杭頭変位の実験値と解析値の対比結果を示す。杭頭変位の最終値は実験で 18mm 以上、解析で 0.4mm 程度と著しく乖離する結果となった。実験では、基盤を模した石膏に破壊が生じていることが確認されており、これによって杭が十分な地盤反力を得ることができず、杭頭に大きな変位が生じたものと考えられる。一方、解析では線形弾性体としてモデル化した基盤が大きな地盤反力を発揮したため、杭頭変位が小さな値にとどまったと考えられる。

4.2.2 杭に作用する曲げモーメント

図-22 に杭に作用する曲げモーメント分布の計測値と解析結果の対比を示す。斜面変状の影響を直接的に受ける山側杭 (P1、P2) において、曲げモーメントがすべり土塊の内部で湾曲した分布となる傾向や、斜面変状の影響を受けにくい谷側杭 (P3、P4) において、曲げモーメントが直線的な分布となる傾向については再現できている。ただし、すべり層の下部に向かうにつれて曲げモーメントの値に乖離が生じており、基盤の破壊の影響が現れたものとみられる。

4.2.3 地盤のせん断ひずみ分布

図-23 及び 24 に地盤のせん断ひずみ分布の実験値と三次元有限差分法による解析結果を示す。図より、地盤の受働破壊領域を概ね再現できていることがわかる。

しかしながら、解析における縦断面内の基礎背面(山側)における地盤内部のひずみ分布は、直線状ではなく、円弧状となることが確認された。このことは、直線状のすべり破壊を仮定するクーロンの土圧理論の適用性に限界がある可能性を示唆するものであり、今後定量的な評価手法の検討を進めるうえで留意すべき事項である。

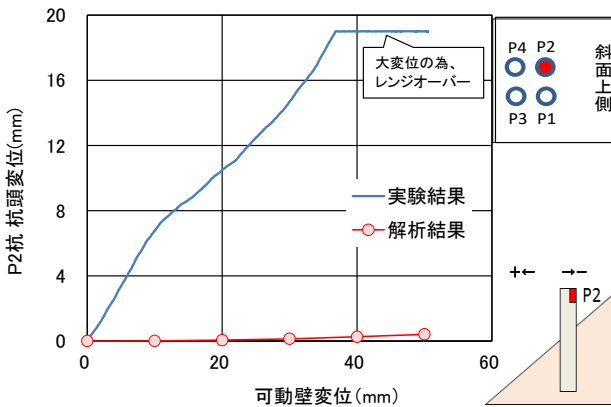


図-21 杭頭変位 (可動壁変位時)

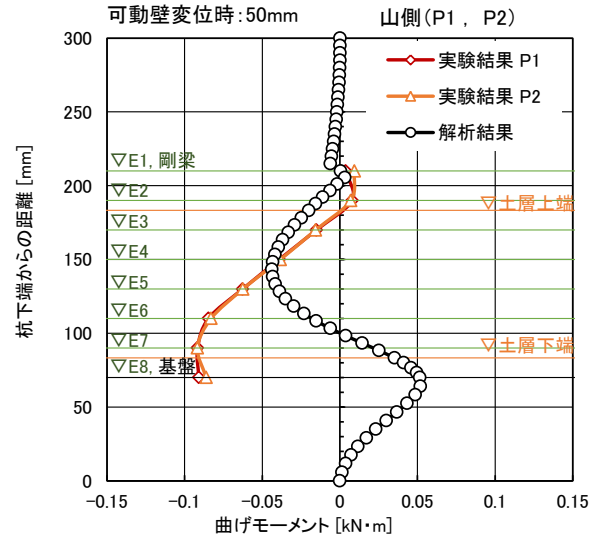


図-22 杭に作用する曲げモーメント (その1)
(山側杭)

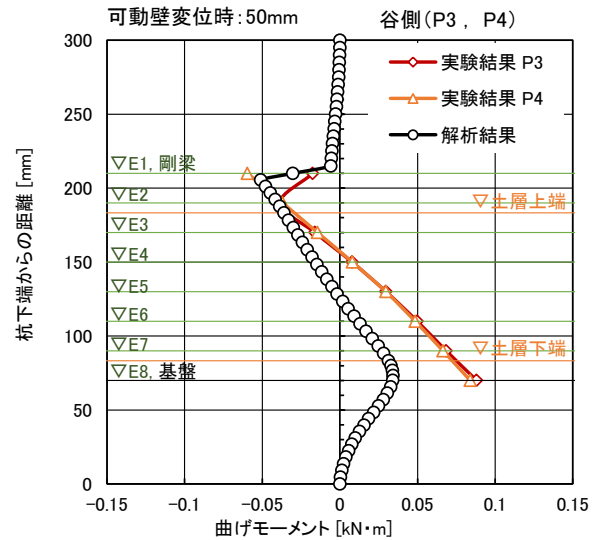


図-22 杭に作用する曲げモーメント (その2)
(谷側杭)

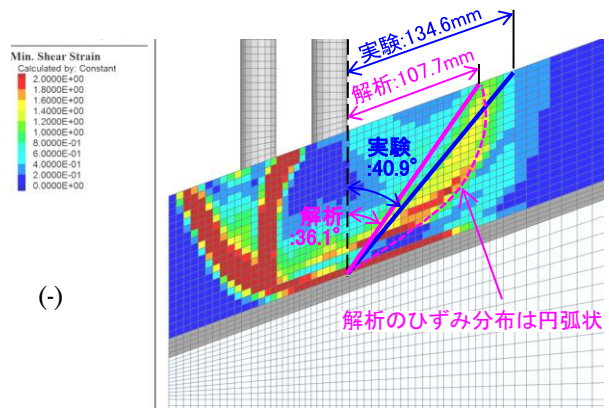


図-23 最大せん断ひずみコンター図 対称断面図
(可動壁変位 50mm 時)

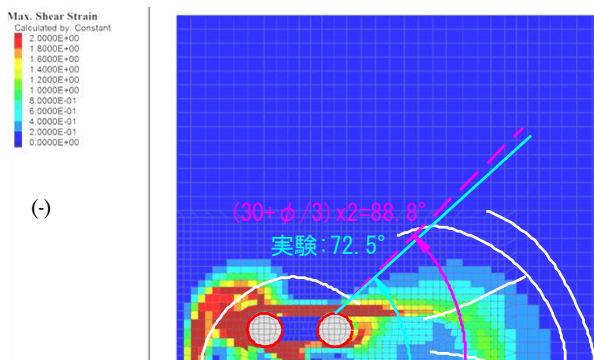


図-24 最大せん断ひずみコンター図 平面図
(可動壁変位 50mm 時)

5. まとめ

本研究では、斜面変状を生じうる箇所に設置された道路橋基礎を対象に、解析的検討、遠心力載荷装置を用いた実験及び三次元有限差分解析を行った。

解析的検討においては以下の結果を得た。

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

また、遠心力載荷実験においては以下の結果を得た。

- 1) 遠心力載荷実験の結果より、柱状体深礎基礎と単列組杭深礎基礎の左右各杭に作用する曲げモーメントの大きさがほぼ等しいことから、解析で仮定したすべり力の平面的な広がりについての妥当性が確認できた。
- 2) 複数列組杭深礎基礎は杭頭を固定しているため、山側杭と谷側杭の曲げモーメントが異なる。山側の杭は、杭頭部と基盤面が支持された状態で土圧が作用するため、曲げモーメントは全体的に負となり、すべり層の下層付近で最大値となる。また谷側の杭は山側の杭に作用した土圧が固定梁を介して杭頭部に集中荷重として作用する一方、固

定梁による拘束の影響を受けるため、曲げモーメントは杭頭部で負、すべり層と基盤の境界付近で正となり、すべり層の下層付近で最大値となる。

三次元有限差分解析による検討では、以下の結果を得た。

- 1) 解析値と実験値を対比した結果、杭に作用する曲げモーメントの分布傾向、地盤のせん断ひずみ分布のいずれも、概ね実験結果を再現することができた。
- 2) 解析による地盤のひずみ分布は、模型地盤の受働破壊領域を概ね再現できているが、解析による縦断面内の基礎背面(山側)におけるすべり層内部のひずみ分布は、直線状ではなく円弧状となることが確認された。このことは、直線状のすべり破壊を仮定するクーロンの土圧理論の適用性に限界がある可能性を示唆するものであり、今後定量的な評価手法の検討を進めるうえで留意すべき事項である。

参考文献

- 1) (独) 土木研究所：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料，第 4037 号，2007.2
- 2) (国研) 土木研究所：地盤変状が道路橋の耐震安全性に及ぼす影響に関する基礎的研究，土木研究所資料，第 4305 号，2015.6
- 3) (社) 日本道路協会：斜面上の深礎基礎設計施工便覧，2012.4
- 4) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編，2012.3
- 5) 河村・真弓・谷本・七澤：地盤変状の影響を受ける斜面上に設置された道路橋の杭基礎に関する遠心模型実験，土木学会第 71 回年次学術講演会，2016，pp.677～678
- 6) 河村・真弓・谷本・七澤：地盤変状の影響を受ける斜面上に設置された道路橋基礎に関する遠心力載荷実験，土木学会第 72 回年次学術講演会，2017，pp.309～310
- 7) (社) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編，2012.3
- 8) Makoto, Kimura.; Feng, Zhang. : Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis, Soil and Foundation, Vol.40, No.5, 2000.10, p.113-132

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

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：大住道生、七澤利明、岡田太賀雄、
河野哲也、谷本俊輔

【要旨】

地震時の既設橋の耐荷性能を適切に評価するため、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技術が求められる。本研究は、入力損失効果の大きい柱状体基礎を対象とした地盤と構造物の地震時相互作用の評価手法や、古い基準で設計され脆性的な破壊に至る懸念がある既設 RC 杭基礎を対象とした耐力評価方法の提示を目的としている。H28 年度の研究では、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結果を踏まえて、解析的に杭列ごとの曲げやせん断に対する耐力特性を評価する手法を検討した。また、H29 年度の研究では、基礎構造一周辺地盤一体系モデルを用いて、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およ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。

キーワード：道路橋基礎、既設 RC 杭、せん断抵抗機構、柱状体基礎、耐震設計法、時刻歴応答解析

1. はじめに

既設橋は、そのストックが膨大であることから、耐震補強の必要性や優先度を適切に判断し、合理的に維持管理していくことが求められる。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、現行の既設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、既設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、既設 RC 杭基礎の杭列ごとの耐荷性能評価、H29 年度には、柱状体基礎の再現解析による地震時相互作用の評価手法を検討した。

2. 既設 RC 杭のせん断耐力評価

2.1 研究背景

古い基準で設計された既設 RC 杭基礎は、耐震性に劣る構造細目となっていることから脆性的な破壊に至る懸念がある。これまでに土木研究所では、昭和 46 年よりも前に設計された既製 RC 杭の耐荷性能、変形性能、お

よび最終的な破壊性状を確認する目的として、杭基礎模型を用いた気中での正負交番荷重実験²⁾を実施している。この実験で、杭基礎模型は、塑性変形能を発揮しながら、コンクリートの剥落及びスパイラル筋の破断等が生じた後に、最終的に押し込み側の杭体がせん断破壊に至ることが確認された。また、杭基礎のせん断耐力について、道路橋示方書²⁾に基づき算出される値と実験結果を比較したところ、道路橋示方書に基づき算出される値は安全側に設定されていることが確認された。

道路橋示方書に基づく杭基礎のせん断耐力は、解析手法の簡便さや解析に用いる定数の推定精度等を理由に、死荷重による杭頭での軸力に応じて割増しを行った杭 1 本あたりのせん断耐力が、どの杭体も同一の耐力があると仮定して、杭本数倍した値を杭基礎全体のせん断耐力として評価される。ただし、実際には、各杭体の作用軸力と作用せん断力が異なるラーメン構造としての挙動となることが想定される。このため、杭列ごとの作用軸力や作用せん断力から、杭列ごとに軸圧縮力に応じたせん断耐力を評価することで、より合理的に杭の耐荷性能を評価できると考えられる。

そこで、既設 RC 杭基礎を模した気中での正負交番荷重実験を対象に、せん断抵抗機構を杭列ごとに評価して再現解析を実施することで、既設 RC 杭基礎の耐力評価方法を検討した。

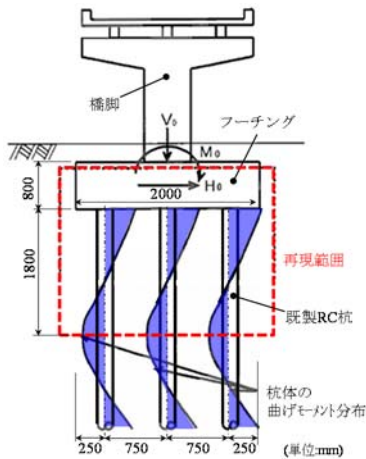


図-2.1 杭基礎における地震時の荷重状態

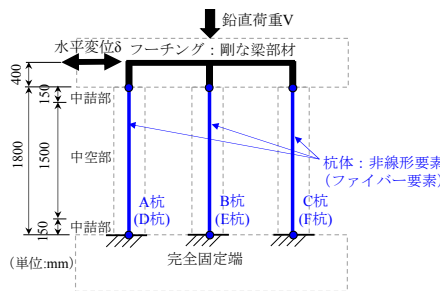


図-2.2 解析モデル

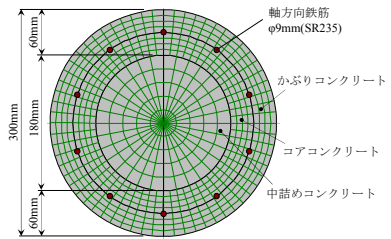


図-2.3 杭体ファイバー断面(中詰部)

表-2.1 解析ケース

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

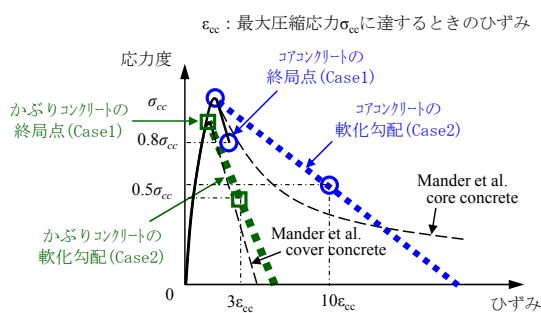


図-2.4 杭体コンクリートの応力-ひずみ曲線

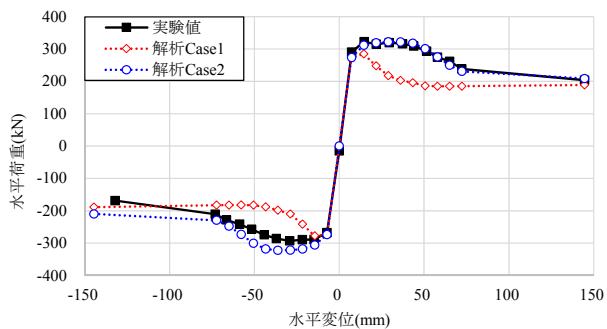


図-2.5 水平荷重と水平変位の関係(杭基礎全体)

2.2 既製 RC 杭基礎モデルのモデル化概要

既往の実験供試体は図-2.1 に示す地震時における杭頭部付近の荷重状態を再現できるように設置されている。解析モデルは、その実験供試体の設置状況を踏まえた(図-2.2)。杭基礎モデルは、水平载荷方向に対し3本、载荷直角方向に2本の計6本配置となる立体ラーメン構造形式であり、水平挙動に伴い杭に作用する軸力変動を考慮するため、逐次内部計算可能なファイバー要素(図-2.3)を用い、曲げ非線形性を考慮したはり部材とした。杭体コンクリートの応力-ひずみ曲線は、設計では道路橋示方書(以降、道示と呼称)IV下部構造編²⁾に準拠するが、本検討では最大荷重時以降の耐荷力や塑性変形能を検証するため、道示V耐震設計編²⁾に準拠することを基本(Case1)とした。なお、かぶりコンクリート部分には帯鉄筋による横拘束応力は生じないことから、コアコンクリートとかぶりコンクリートでは応力-ひずみ曲線が異なる。また、道示V編³⁾に準拠した応力-ひずみ曲線では最大荷重時以降の実験を再現することが難しかったため、終局ひずみ以降の挙動を再現できるManderらによって提案されたモデル²⁾を参考に、図-2.4 に示すようなコ

ンクリートの軟化勾配を簡易的に設定した Case2 も行った(表-2.1)。ここで、軟化勾配を設定するにあたって、使用ソフトの制約上、折れ点を設けることができなかったため、Manderらの応力-ひずみ曲線を直線で表現し、実験結果を再現できるように設定した。具体的には、コアコンクリートの軟化勾配の制御点として最大圧縮応力 σ_{cc} に達するときのひずみ ϵ_{cc} を用い、 $0.5\sigma_{cc}$ に達するときのひずみを $10\epsilon_{cc}$ とし、またその2点を結ぶ直線を $\sigma=0$ まで延長することとした。横拘束を受けないかぶりコンクリートの軟化勾配については、最大応力点と $0.5\sigma_{cc}$ 時のひずみを $3\epsilon_{cc}$ とした点を結ぶ直線で設定した。コンクリートの引張抵抗は無視し、軸方向鉄筋のみで抵抗させた。軸方向鉄筋の応力-ひずみ曲線は鉄筋の引張試験結果に基づきバイリニア型の移動硬化則を基本とした。フーチングは剛なはり要素でモデル化し、鉛直荷重が各杭に均等に作用するものとして死荷重状態を再現させた。杭の下端は完全固定の境界条件とした。载荷方法は、実験条件と同様に一定の鉛直荷重の下、基準変位 δ_y の整数倍の水平変位を各载荷ステップで繰り返す正負交番の漸増载荷とした。

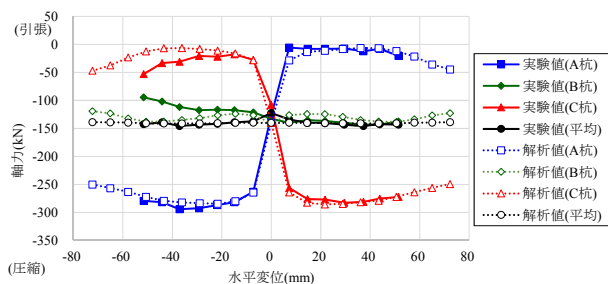


図-2.6 杭列ごとの軸力変動状況

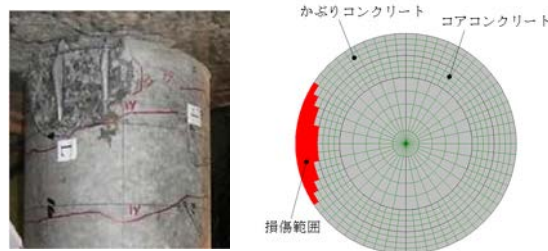


図-2.7 F 杭(押込み側)における±8δ_y時の損傷状況比較 (Case2)

表-2.2 杭列ごとの作用せん断力とせん断耐力 (最大荷重時)

No	杭列	杭体諸元				作用軸力 N(kN)	作用せん断力 S _{max} (kN)	せん断耐力Ps(kN)			Ps ₃ /S _{max}
		杭径D (mm)	肉厚t (mm)	コンクリートの圧縮強度σ _c (N/mm ²)	軸方向鉄筋の降伏強度σ _y (N/mm ²)			道示 ^{2),3),8)} Ps ₁	二羽ら ^{5)+軸力⁶⁾Ps₂}	渡辺ら ⁷⁾ (二羽ら+軸力) Ps ₃	
1	引抜き側	300	60	66.5	355.0	13	37	47	47	60	1.62
2	中央	300	60	66.5	355.0	124	54	51	53	66	1.22
3	押込み側	300	60	66.5	355.0	283	73	54	62	75	1.03
合計(6本分)						842	327	303	325	401	1.23

2.3. コンクリートの材料構成則が杭の履歴特性に与える影響

図-2.5 に水平荷重-水平変位履歴曲線の包絡線の解析(点線)と実験値(実線)の比較した結果を示す。これより、Case2 では最大荷重以降の挙動についても Case1 に比べて実験値に近い結果であることが分かる。ここで、杭基礎全体の挙動を再現できていると考えられる Case2 に着目して杭列ごとの軸力変動状況(図-2.6)を確認した。なお、実験値の軸力は、曲げの影響が小さい各杭体中央の断面位置のひずみに着目して、材料試験で得られた弾性係数と断面積を乗じて算定した。これより、最大荷重時のみならず、最大荷重時以降についても杭列ごとの軸力変化は実験値と近似していると言える。

さらに、各杭の損傷状況についても確認した。コンクリートの剥落が目視で確認できる±6δ_y時や、図-2.7に示すように、かぶりコンクリートが剥落した±8δ_y時等の損傷状況を再現できているものと考えられる。なお、図-2.7中の損傷範囲は、図-2.4に示すようにコンクリートの応力度が零に至った範囲とした。よって、Case2 は実験で確認された損傷状況及びその際に杭列ごとに作用していた軸力及びせん断力を再現できているものと考えられる。

2.4. 杭列ごとの作用せん断力とせん断耐力評価

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

表-2.2 は、道示^{2),2),2),3)}の式、二羽ら^{2),5)}の式に軸力の影響^{2),6)}を見込んだもの、二羽らの式に軸力の影響と渡辺ら^{2),7)}が提案した側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の影響を

見込んだものと計3つのせん断耐力を試算し、再現解析より算出した杭列ごとの作用せん断力と比較して示したものである。

道示式については、せん断耐力を算出するにあたって、設計上ばらつきの影響を考慮する必要があるが、本検討では再現解析より求めた作用せん断力との比較を行うため、コンクリートが負担できるせん断応力度 τ_cの平均値を示す実験式^{2),8)}(1)を用いた。

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

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

二羽らの式には、道示と同様、軸力の影響を見込むことで、部材に圧縮応力が作用し、引張応力を著しく減少させるため、曲げせん断ひびわれの発生を抑制する効果を加味した。文献^{2),6)}によると、軸力の効果には、部材寸法効果が存在しないことが報告されていることから、軸力負担分として S_d・M₀/M_aを加算する方法で算出した。ここで、S_d: 部材に作用するせん断力、M₀: 軸方向力によるコンクリートの応力度が部材引張縁で零となる曲げモーメント、M_a: 部材に作用する曲げモーメント、である。

また、スパイラル鉄筋は、設計上見込まない用心鉄筋であることから、また、中詰コンクリートは、打設範囲がせん断破壊面全体に配置されていないことから、設計上見込まないのが一般的である。ただし、本稿では、これらがせん断抵抗に寄与する影響を考慮することとし、見込むことができる最小限のせん断耐力(道示及び二羽ら)を試算した。なお、スパイラル鉄筋の降伏点は明確で

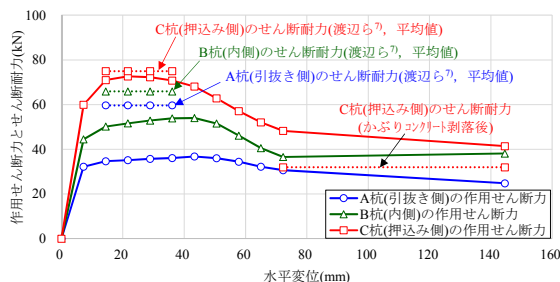


図-2.8 杭列ごとの作用せん断力とせん断耐力 (Case2)

はなく、引張強さのばらつきも大きいことから、道示²⁻²⁾²⁻³⁾で規定される上限値 345N/mm^2 として算出した。しかしながら、道示式及び二羽らの式に軸力の影響を見込んだせん断耐力と作用せん断力との差が大きかった。

この差が大きくなる要因は、道示式や二羽らの式には側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の影響が見込めていないこと等が考えられる。矩形断面 RC はりの側方鉄筋による効果としては、曲げせん断ひび割れ面と交差する鉄筋がせん断抵抗に寄与すること、また、柱や杭などに用いる円形断面 RC 部材では、側方鉄筋だけでなく、円形効果により圧縮軸方向鉄筋についても曲げせん断ひび割れのせん断抵抗に寄与することが報告されている²⁷⁾。本稿でも円形 RC 断面を対象としていることから、この側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の効果を見込めると仮定して、渡辺らが提案した式²⁷⁾ (2)のように鋼材断面積を換算した方法でせん断耐力を算出した。なお、文献⁷⁾より、式(2)の適用性について検証した二羽らの式を用いた。

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

ここで、 A_{si} : 各段の軸方向鉄筋断面積(mm^2)、 d_i : 圧縮縁から i 段目の軸方向鉄筋位置までの距離(mm)、 d_1 : 圧縮縁から最下段の軸方向鉄筋位置までの距離(mm)、である。

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

次に、最大荷重時以降の応答及び耐力の相対関係を確認するため、杭列ごとの作用せん断力とせん断耐力(渡辺ら⁷⁾)を示すとともに、かぶりコンクリート剥落後における押込み側杭(C 杭)のせん断耐力についても整理した結果を図-2.8に示す。ここで、かぶりコンクリート剥落後のせん断耐力については、コンクリートはりのせん断抵抗機構を踏まえ、コンクリートが負担できるせん断耐力がどの程度か明確ではないため考慮せず、スパイラル鉄

筋が負担できるせん断耐力は既往の実験²¹⁾によるせん断破壊時のひび割れ角度が 20° 程度であることを考慮して、この破壊面と交差するスパイラル鉄筋が道示²⁻²⁾²⁻³⁾で規定される上限値 345N/mm^2 に達すると仮定して算出した。これより、かぶりコンクリートの剥落後からせん断破壊時までの途中経過については明確ではないものの、最大荷重時からせん断破壊時の耐力に漸近して低下することを想定した場合、押込み側の杭では先行してせん断破壊しやすく、引抜き側の杭ではせん断破壊しにくい傾向であることが確認できる。

2.5. まとめ

既製RC杭を用いた杭基礎模型の実験結果²¹⁾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。本検討により確認できた事項を以下に示す。

- ・ファイバー要素を用いた数値解析により、杭列ごとの軸力変動状況を再現でき、杭列ごとの作用せん断力についても算出可能である。
- ・RC杭のせん断耐力評価には、軸圧縮力の影響以外に、側方向鉄筋や圧縮軸方向鉄筋の影響を考慮することで、より合理的な評価ができることを確認した。

本検討は気中における杭基礎の耐力評価であり、実際の杭基礎の耐力は地盤抵抗の影響も受けるため、地盤抵抗も含めた耐力特性の評価手法についても今後検討していきたい。

3. 柱状体基礎の地震時相互作用の評価手法

3.1 研究背景

道路橋示方書³¹⁾において、大地震時における基礎の耐震性能照査方法では、静的照査法が用いられることが一般的であるが、橋全体系の動的照査時のモデル化は、橋の地震時挙動を推定できるよう、橋の構造特性、部材の材料特性、地盤の抵抗特性等に応じて適切にモデル化が実施される。ただし、基礎と地盤間の抵抗特性を表すバネモデルは、地盤と基礎の地震時相互作用特性を評価する手法の確立に至っておらず、鉛直・水平・回転の各線形ばねとしてフーチング下面に設置することで、簡易的にモデル化されている。

これまでに土木研究所では、自由地盤と基礎をおのおのモデル化し、それらを基礎-地盤間ばねで結合したモデルを用いて、実験との比較によりモデルの修正を行ってきた³²⁾。これまでの検討は、杭基礎形式を対象として

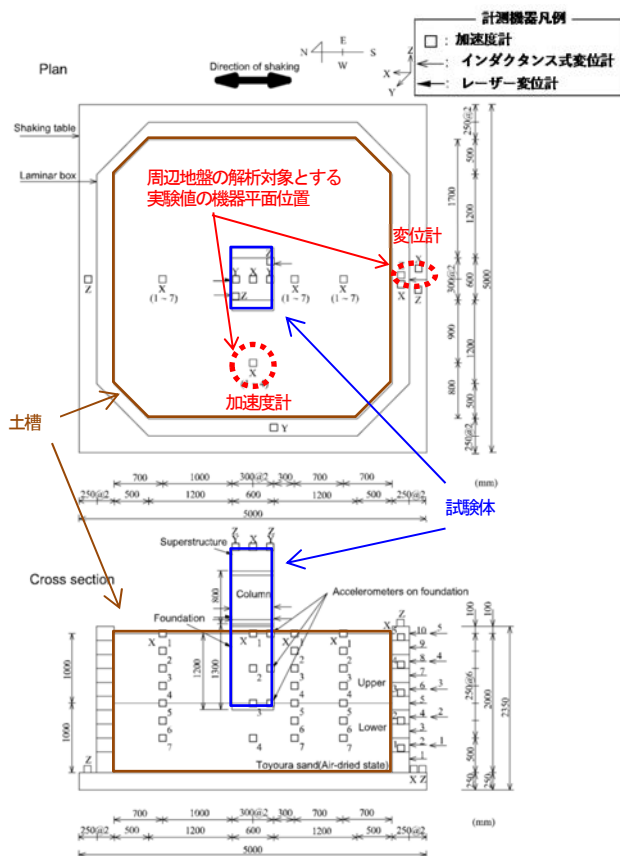


図-3.1 実験概要図

おり、地盤を含めたモデル化を行うことで、より合理的な評価となる可能性が確認されている。

そこで、本研究では、杭基礎以外で入力損失の大きい柱状体基礎の動的加振実験を対象に、基礎構造-周辺地盤一体系モデルを用いた再現解析を実施することで、柱状体基礎を有する橋梁構造の地震時応答特性およ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。

3.2 解析対象とした実験の概要

本研究の解析対象とした実験³⁻³⁾は、土木研究所で所有している三次元大型振動台（平面寸法 8 m × 8 m）上にせん断土槽（奥行き 4 m × 横 4 m × 高さ 3.5 m）を固定し、その土槽内に砂地盤（上層： $\gamma=15.0\text{kN/m}^3$, $Dr=57\%$ 、下層： $\gamma=15.5\text{kN/m}^3$, $Dr=74\%$ ）および柱状体模型を設置し加振実験を行ったものである。柱状体模型の基礎部分は、厚さ 32 mm の鋼板からなり、寸法は奥行き 720 mm × 横 600 mm × 高さ 1300 mm である（図-3.1 参照）。基礎模型は、ロードセルおよび土圧計により基礎が受ける地盤反力度の計測、基礎の運動を把握するため水平および鉛直方向の加速度が計測された。地盤は、地盤の水平方向の振動挙動を把握するため複数の深度の加速度が

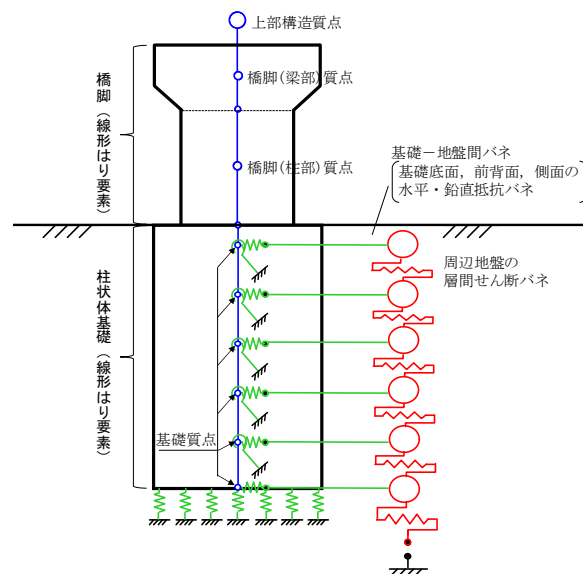


図-3.2 解析モデルの概要図

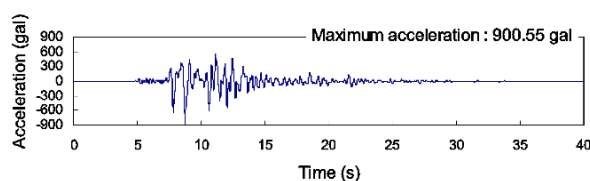


図-3.3 入力加速度波形（神戸波 800gal）

計測された。他に、インダクタンス変位計を用いて、基礎模型とせん断土槽上端との相対変位および、振動台とせん断土槽の相対変位が測定された。加振実験は、4 種類の入力波を用いて実施されており、本研究の解析対象としたのは、そのうちの神戸波 800gal(G道路橋示方書波形 2-II-I-1)の加振結果である。

3.3 ケーソン杭基礎模型の再現解析モデル

3.3.1 解析モデル化の概要

解析モデルを図-3.2 に示す。橋脚～基礎は、弾性はり要素でモデル化した。基礎は、橋脚よりも細かく要素を分割して各質点に質量を与えた。また、入力地震動は図-3.3 に示す、振動台下面において計測された加振方向の水平加速度を用いた。

3.3.2 基礎-地盤間ばねのモデル化

基礎-地盤間ばねは、道路橋示方書³⁻¹⁾の静的照査に用いるモデルに準じて地盤抵抗要素および抵抗特性を表-3.1 に示す通りモデル化した。深さ方向の分割は、加速度計と変位計のデータと比較や地盤の物性値が深さによる拘束圧の違いに依存することを考慮し、50 mm ピッチ

表-3.1 基礎-地盤間ばねのモデル化

部位	初期剛性	上限値
基礎模型		線形
基礎底面の鉛直抵抗	$k_v = k_{v0} \left(\frac{B_v}{0.3}\right)^{-3/4}$	極限支持力度 (押込側) $q_d = \alpha_c N_c + \frac{1}{2} \beta \gamma_1 B N_\gamma + \gamma_2 D_f N_q$
基礎底面の水平抵抗	$k_s = 0.3k_v$	土とコンクリート間のせん断抵抗力と同様に算出 $p_{su} = \frac{H_u}{A_c} = c_B + \frac{V \tan \phi_B}{A_c}$
基礎前面の水平抵抗	$k_H = \alpha_k k_0 = 0.1k_0$ $k_0 = k_{H0} \left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}$	3次元的な広がりを表す係数 × 受動土圧強度 $p_{HU} = \alpha_p p_U$ $p_U = K_{EP} \gamma h + 2c \sqrt{K_{EP}}$
基礎側面の水平抵抗	$k_{SHD} = 0.3k_{HD}$ 片面当り $k_{HD} = k_{H0} \left(\frac{D_H}{0.3}\right)^{-3/4}$	最大周面摩擦力度 砂質土 $f = 0.5(c + p_0 \tan \phi) \leq 50$
基礎前面の鉛直抵抗	$k_{SVH} = 0.3k_{SH}$ $\left(\frac{B_H}{0.3}\right)^{-3/4}$	最大周面摩擦力度 砂質土 $f = 0.5(c + p_0 \tan \phi) \leq 50$
基礎側面の鉛直抵抗	$k_{SHD} = 0.3k_{HD}$	最大周面摩擦力度 砂質土 $f = 0.5(c + p_0 \tan \phi) \leq 50$
周辺地盤	V_s から算出すること を基本とした	三軸圧縮試験の内部摩擦角から評価

表-3.2 各要素の減衰定数

各要素		減衰定数 h
柱部とケーソン基礎模型		0.02
基礎-地盤間ばね	基礎-地盤間の押込み等に伴うもの ・ケーソン前面の水平抵抗 ・ケーソン底面の鉛直抵抗	0.00
	基礎周面の摩擦に ・ケーソン底面の水平抵抗 ・ケーソン側面の水平抵抗 ・ケーソン前面の鉛直抵抗 ・ケーソン側面の鉛直抵抗	実験の再現性から評価 0.00
周辺地盤の層間せん断ばね	砂地盤のせん断抵抗	0.01

の分割とした。履歴モデルは、基礎前面の水平抵抗は白戸らが提案する Winkler 型モデル³⁻⁴⁾、基礎周面と地盤の摩擦等により抵抗する要素はスリップ型の履歴モデルを用いた。基礎底面の鉛直ばねは、浮き上がり考慮して圧縮のみ抵抗するものとした。基礎周面の鉛直抵抗は、回転ばねに集約してモデル化した。

3.3.3 周辺地盤ばねのモデル化

周辺地盤の層間せん断ばねの非線形特性は、骨格曲線に双曲線モデル、履歴則に Masing 則を用いた。双曲線モデルの骨格曲線は初期せん断剛性 G_0 とせん断強度 τ_f がパラメータとなる。初期剛性 G_0 は、板たたき法によるせん断弾性波速度 V_s から設定した。なお、既往研究³⁻²⁾を参考に拘束圧依存性を考慮して深さ方向に変化させた。

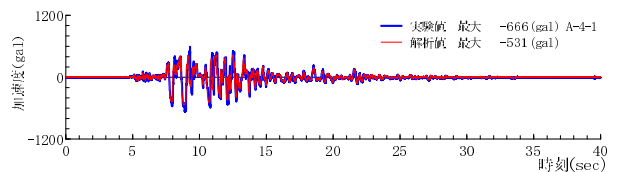
せん断強度 τ_f は、上載圧に内部摩擦角 ϕ から求めた $\tan \phi$ 乗じて求めた。内部摩擦角 ϕ は、対象実験の自由地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係の履歴曲線に対して、最も再現性の高い骨格曲線となる $\phi=30$ 度とした。

3.3.4 減衰の設定

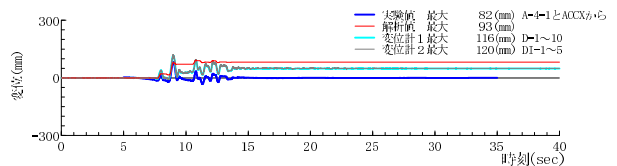
表-3.2に各要素の減衰定数を示す。減衰は、要素別の減衰定数と固有振動特性から、ひずみエネルギー比例減衰定数法によりモード減衰定数を求め、Rayleigh 減衰の比例係数を設定した。要素別に与えた減衰定数は、道路橋示方書³⁻¹⁾に示される値を参考に、弾性は要素でモデル化した鋼材で作製された柱と基礎模型は 2%、双曲線モデルにより履歴減衰が考慮される周辺地盤の層間せん断ばねは、微小ひずみ時の減衰を考慮して 1%とした。基礎-地盤間ばねは、非線形モデルを用いて履歴減衰が考慮されるため、減衰定数は見込んでいない。また、逸散減衰効果についても、振動台実験の再現解析においてどの程度見込めるかは不明な点が多いため、ここでは見込まないこととした。

3.4 周辺地盤のみの解析

構造物の応答は、地盤の応答と基礎-構造物間モデルの精度が影響する。はじめに、地盤の質点を層間せん断ばねで結んだ解析モデルに対して動的解析を行い、自由地盤の動的挙動の再現性を確認した。自由地盤の再現対象とする実験値は、加速度時刻歴をハイパスフィルタ処理し2回積分して求めたものと、インダクタンス式変位計の計測値に差があるため両方を示す。ここで、各計測機器の位置は、図-3.1に示す通り、加速度計は、最も自由地盤としての応答に近いと考えられる加振方向に対して基礎の側面に設置されたものであり、変位計は、せん断土槽に設置されている。



(1) 地表面の加速度の経時変化



(2) 地表面の変位の経時変化

図-3.4 地表面の加速度と変位の経時変化

図-3.4に、実測値と解析値の地表面の加速度と変位の経時変化を示す。加速度の経時変化については、解析値と実験値の波形は概ね一致しており、解析は実験を再現できたが、最大応答値について解析値が100gal程度小さくなった。また、変位は実験において最大変位が生じる時刻までは実験値と解析値は概ね一致したが、その後は変位が増減せずにはほぼ一定の値を示し実験値と解析値は相違した。

図-3.5に、周辺地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係の実験値および解析値の履歴を示す。せん断応力が正側から負側に向かう実験値の履歴曲線の除荷剛性は、ひずみの増大に伴って低下している(図中破線矢印)のに対し、解析値の除荷剛性は大きな剛性を保ったまま変わっていない(図中実線矢印)。その結果、解析値の履歴曲線は最大ひずみ付近に限定され、図-3.4(2)のように片側に変位が残留したと考えられる。乾燥砂に対して単調載荷試験を実施した場合、最大せん断応力が発揮された後に耐力が低下し、定常状態と言われる状態に至ることがある。また、双曲線モデルでは、ピーク強度のみを考慮している。よって、定常状態に至っている場合には残留強度に達した時点でひずみが増加する挙動を評価せず、地盤の応答も小さく評価されたものと考えられる。なお、杭基礎を対象とした既往研究³⁻²⁾でも同様の現象が確認されている。

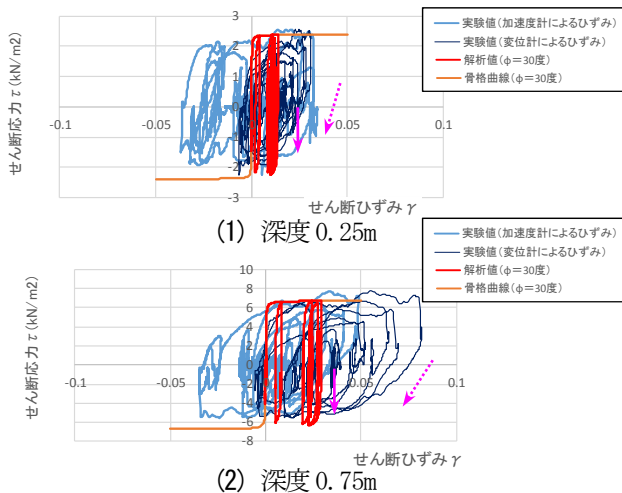


図-3.5 周辺地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係

3.5 地盤-基礎-構造物系の一体モデルによる再現解析 3.5.1 基本ケースの動的解析結果

前項までに整理した、周辺地盤と基礎-構造物間モデルを接続した、地盤-基礎-構造物一体モデルで動的解析を実施した。

図-3.6に上部構造天端、基礎模型の変位および回転角の経時変化を示す。ここで、実験値の模型の変位および回転角は、加速度を積分し、模型が深度方向に線形と仮定し最小二乗法により近似して求めている。上部構造天端の変位、地表面位置における基礎の変位の解析値は、最大となる時刻とその値が実験値と概ね一致している。また、図-3.7に地盤と基礎模型の最大水平変位の深度分布を示すが、各深度における実験値と解析値も概ね一致している。ただし、図-3.6(2)より、解析値の基礎模型の変位は、片側に変位が残留し実験値と差が生じていることが確認される。

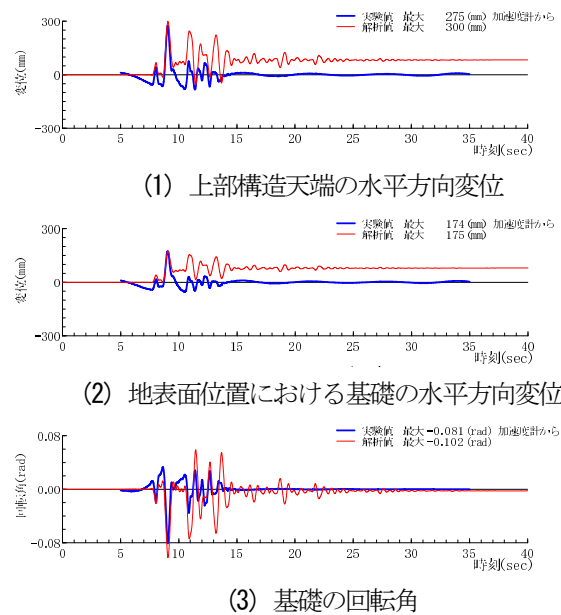


図-3.6 上部構造天端、基礎模型の変位・回転角の経時変化(基本ケース)

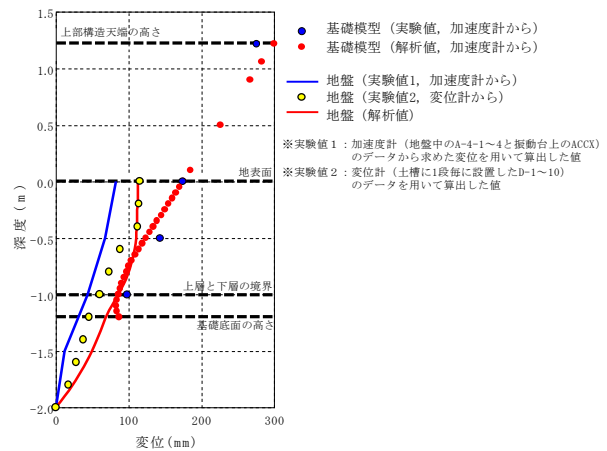


図-3.7 地盤と基礎模型の最大水平変位の深度分布

3.5.2 地盤および基礎の剛性影響の検証

解析モデルの再現性を向上させるため、地盤や基礎の剛性による影響を検証した。まず、地盤の剛性を変えて構造物応答に与える影響を確認した。初期剛性 G_0 は、板たき法の V_s から設定した基本ケースの他、動的変形試験から設定したケース B、正弦波 100gal の加振の結果から設定したケース C、の 3 ケースについて解析し、比較した。ここで、初期剛性の大きさは基本ケース > ケース B > ケース C である。

図-3.8 に地表面位置における基礎模型の水平変位の経時変化を示す。基本ケースの図-3.4(2) と比べると、地盤の初期剛性が小さくなると応答値は大きくなる傾向となるが、周辺地盤の残留変位が大きい傾向は同様であることがわかる。また、基本ケースと比べ、加振時の応答値の感度に対して、残留変位の感度は小さい。周辺地盤の初期剛性を変えても残留変位に及ぼす影響は小さいことが確認された。

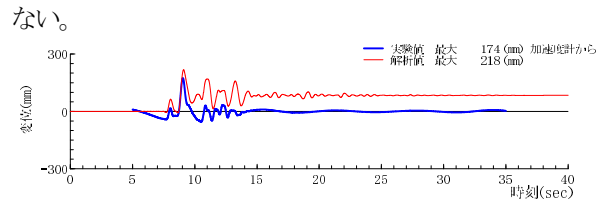
次に、基礎-地盤間ばねの柱状体基礎前面の水平ばねの履歴モデルの除荷剛性を変えて構造物応答に与える影響を確認した。柱状体基礎前面の水平ばねは、基本ケースでは既往研究^{3,2)}を参考に、除荷剛性を初期剛性の 10 倍としていたが、ここでは、除荷剛性を初期剛性と同一と仮定してその影響を確認した。

図-3.9 に基礎前面ばねの除荷剛性を変えた場合の地表面位置における基礎模型の水平変位の経時変化を示す。基本ケースの図-3.4(2) と比べると、最大応答値も周辺地盤の残留変位も殆ど変わらない。基礎-地盤間ばねの柱状体基礎前面の水平ばねの除荷剛性を変えても応答値と残留変位に及ぼす影響は小さいことが確認された。

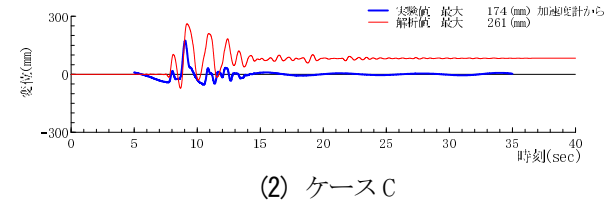
3.5.3 実験値の変位を入力値とした解析結果

最大応答後の挙動に対して、地盤や基礎の剛性が及ぼす影響が小さいことから、次に自由地盤の応答履歴の影響について検討する。そこで、実験で計測された各深度での地盤変位を、各深度の相互作用バネに直接同時入力した動的解析を行った。地盤変位は、「3.4 周辺地盤のみの解析」で対象とした変位計によるものを用いた。解析モデルは、前項より自由地盤部分を取り去ったものであり、基礎-地盤間に自由地盤の変位を入力して解析した。

図-3.10 に上部構造天端、基礎模型の変位および回転角の経時変化を示す。解析値は実験値に比べ、深度 1m では応答変位が小さいが、地表面になると大きくなり、回転角が大きくなる。変位を直接入力することで、残留変位は再現されたが、応答値を再現することに至っていない。



(1) ケース B



(2) ケース C

図-3.8 地表面位置における基礎模型の変位の経時変化 (周辺地盤の初期剛性を変えた場合)

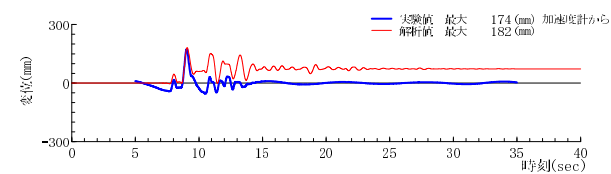
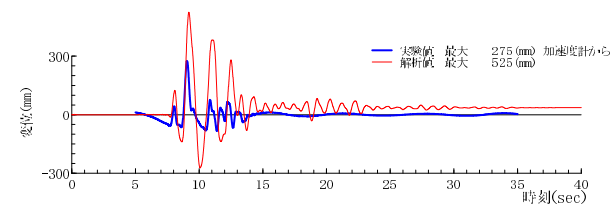
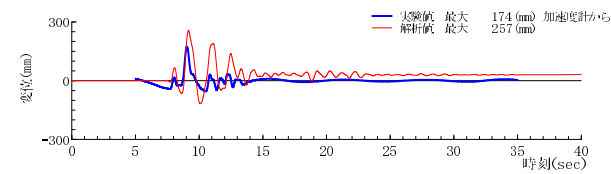


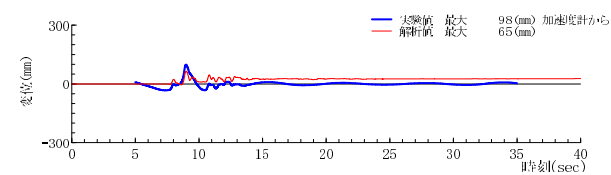
図-3.9 地表面位置における基礎模型の変位の経時変化 (基礎前面ばねの除荷剛性を変えた場合)



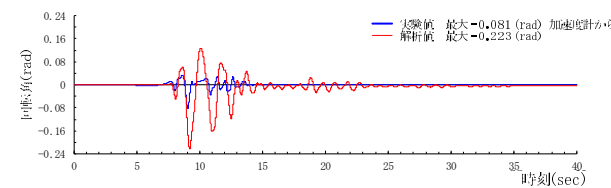
(1) 上部構造天端の水平方向変位



(2) 地表面位置における基礎の水平方向変位



(3) GL-1.00m 位置における基礎の水平方向変位

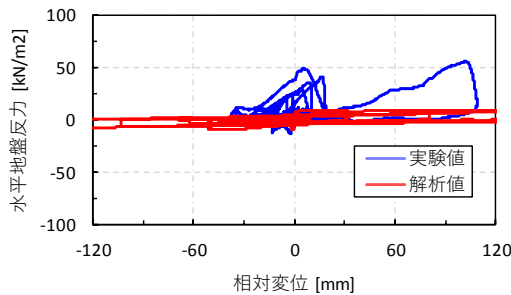


(4) 基礎の回転角

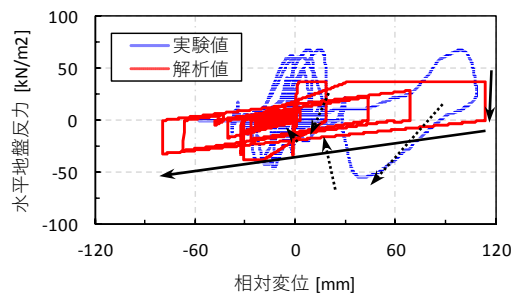
図-3.10 上部構造天端、基礎模型の変位・回転角の経時変化 (地盤変位を入力値とした場合)

図-3.11 に基礎前面の水平ばねの履歴の実験値と解析値の比較を示す。解析値の変位が大きくなった要因の一つとして、上限値の設定が相違していることでエネルギー吸収を適切に表現できなかったことが考えられる。さらに、大きな相対変位が生じた後の挙動が、実験値は、小さい剛性の変化で、逆向きの荷重時にも変位が0に収束していくような挙動（図中破線矢印）に対して、解析値は、逆向きの荷重時に剛性が過度に小さくなり、変位の

挙動が大きくなっており（図中実線矢印）、履歴が相違していることも要因の一つとして考えられる。他に、基礎底面の鉛直ばねの地盤反力の経時変化を図-3.12 に示すが、鉛直ばねの上限値の設定も大きく相違しており、これも解析の応答値に影響したと考えられる。

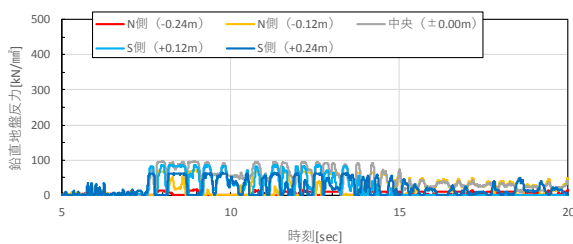


(1) GL-0.15m 位置

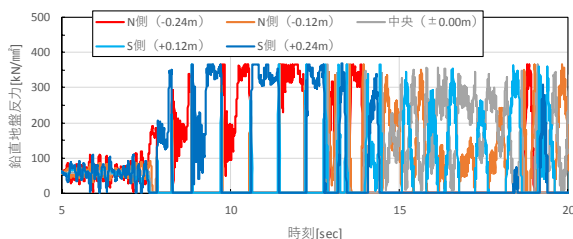


(2) GL-0.50m 位置

図-3.11 深度毎の基礎前面の水平ばねの p-δ 履歴



(1) 実験値



(2) 解析値

図-3.12 基礎底面の鉛直ばねの地盤反力の経時変化

3.5.4 地盤と基礎の加速度応答スペクトルの比較

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、基礎があることにより構造物周辺の地盤の動きが拘束され地震動が低減される入力損失効果の再現性を確認した。耐震設計上の地盤面である橋脚模型下面位置（地表面位置）における自由地盤および基礎模型の加速度より算出される加速度応答スペクトルを比較することで、基礎より上部にある構造物の振動に及ぼす影響を評価した。ここで、自由地盤の加速度は、「3.4 周辺地盤のみの解析」の加速度計位置を対象とし、図-3.4(1)に示す値を用いた。

図-3.13 に地表面位置における自由地盤と基礎の加速度から算出した加速度応答スペクトルを示す。周期 0.1～0.5 秒程度の短周期領域において、加速度応答スペクトルは、自由地盤の加速度から求めた値に比べ、基礎の加速度から求めた値のほうが小さい傾向となっている。同領域において、解析値の加速度応答スペクトルは実験値と同様に、自由地盤の加速度から求めた値に比べ、基礎の加速度から求めた値のほうが小さい傾向となっていることから、入力損失を考慮できていることが確認される。

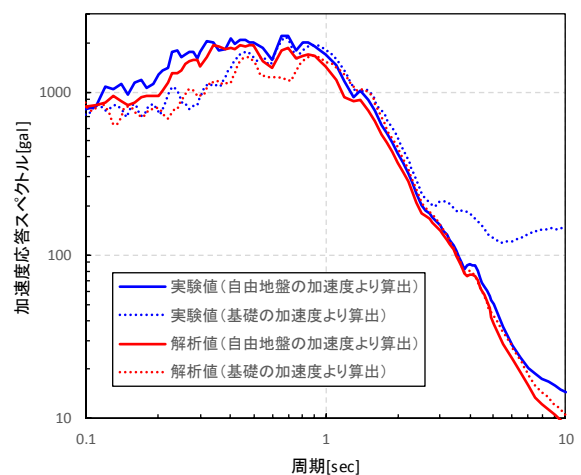


図-3.13 地表面と基礎模型の加速度波形から算出した加速度応答スペクトル(減衰定数 h=0.05)

3.6 まとめ

ケーソン基礎を用いた模型実験結果³⁻³⁾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た。本検討により得られた知見を以下に示す。

- 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。よって、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、より合理的な評価ができる可能性がある。
- 残留変位は周辺地盤の挙動による影響が大きいいため、地盤変位の精度よい予測が重要である。
- 基礎-地盤の相互作用バネを現行基準の静的照査で用いられるモデルに準じて設定すると、生じる水平変位について実験値のほうが解析値より小さくなっており、解析で見込んでいた地盤抵抗が過小側の評価となる。特に、上限値の設定および大きな変形を生じた後の挙動について検討の余地がある。

再現精度を上げるため、地盤の物性値のばらつきを踏まえた解析モデルのパラメータの設定方法や、大きな変形を生じた後の履歴を考慮するモデル等を今後検討していく予定である。

参考文献

- 2-1) 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。
- 2-2) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、2002。
- 2-3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、2002。

- 2-4) Mander, J.B., Priestley, M.J.N., and Park, R : Theoretical stress-strain model for confined concrete, J. of Struct. Engrg., ASCE, Vol.114, No.8, pp.1804-1826, 1988.
- 2-5) 二羽淳一郎、山田一宇、横沢和夫、岡村甫：せん断補強鉄筋を用いないRCはりのせん断強度式の再評価、土木学会論文集、Vol.372, pp.167-176、1986。
- 2-6) 建設省土木研究所：高強度コンクリート部材の設計法に関する共同研究報告書-高強度コンクリートを用いたプレストレストコンクリート道路橋の設計指針(案)-、共同研究報告書、第138号、1995。
- 2-7) 渡辺健、大石峻也、米花萌、二羽淳一郎：中実円形断面鉄筋コンクリートはりのせん断耐力評価に関する実験的研究、土木学会論文集 E2(材料・コンクリート構造)、Vol.67, No.2, pp.200-212、2011。
- 2-8) 河野広隆、渡辺博志、菊森佳幹：大型RCはり供試体のせん断強度に関するデータ集、土木研究所資料、第3426号、1996。
- 3-1) 日本道路協会：道路橋示方書同・解説IV、V平成24年3月、
- 3-2) 河野哲也、谷本俊輔、安藤滋芳、塚淳一、星隈順一：地盤物性値のばらつきが杭基礎に対する動的応答評価に与える影響、地盤工学ジャーナル、Vol.9, No.2, pp.119-139、2014.3。
- 3-3) 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、2007.3。
- 3-4) 中谷昌一、白戸真大、井落久貴、野村朋之：杭基礎に関する動的照査法の適用について、土木研究所資料、第4083号、2007.12。

4.2.3 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、佐々木亨

【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整合性を確認した。

キーワード：堤防、地震、浸透特性

1. はじめに

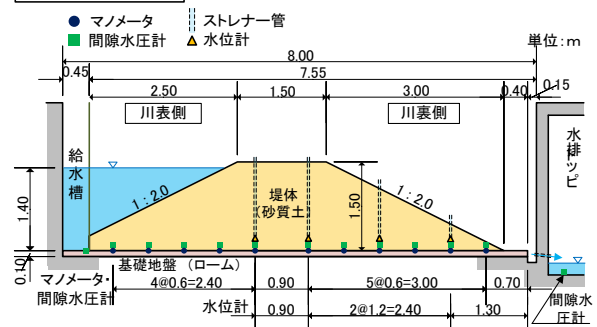
河川堤防の耐震対策にあたっては、地震後における河川水の越流防止の観点から、沈下量すなわち堤防天端高に着目した耐震性評価・対策工設計がなされている。しかし、地震後の堤防機能に影響を与える要因として、沈下のほかにも亀裂等の変状の影響も考えられるが、これに対しては地震後の応急復旧を行うことが主な対応手段となっているのが現状である。また、亀裂等の変状が浸透に対する安全性に及ぼす影響に未解明な点が多いことから、震災後の応急復旧を限られた時間で実施するための合理的な応急復旧の方法やその優先度の考え方が十分に明らかになっていないのが現状である。今後の広域地震災害等に備えるためには、亀裂等の変状が堤防機能に与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～29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整合性を確認した。

表-1.1 実験ケース一覧

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

Case1 断面図



Case1 平面図

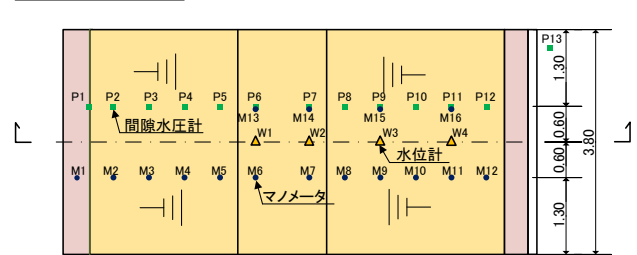


図-1.1 模型概要図 (1)

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

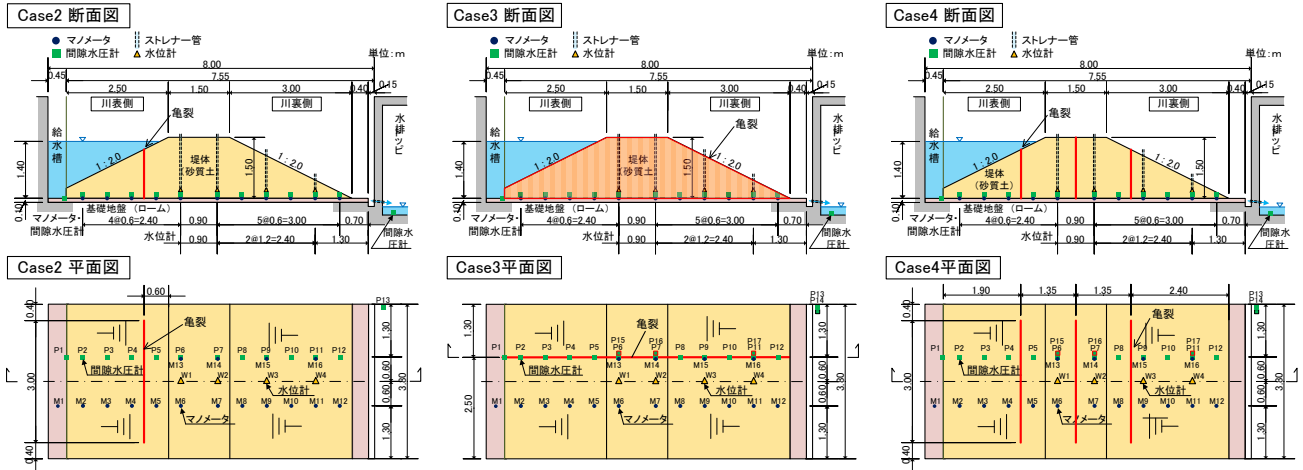


図-1.1 模型概要図 (2)

2. 亀裂を有する河川堤防の浸透実験

2.1. 実験概要

地震後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。しかし、加振等を行った後に生じた亀裂の幅や深さ等の状態(浸透実験における初期状態)を把握することが難しく、また、土槽やピットの壁面沿いの局所的な亀裂・ゆるみの発生や水みちの形成を防止することが難しい。そこで、亀裂が生じた状態を模擬した堤防模型をあらかじめ作製した上で浸透実験を行うこととした。

実験ケースを表-1.1、模型概要を図-1.1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-2.1に示す。

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

断亀裂を設けた。Case4では、縦断方向に複数の亀裂

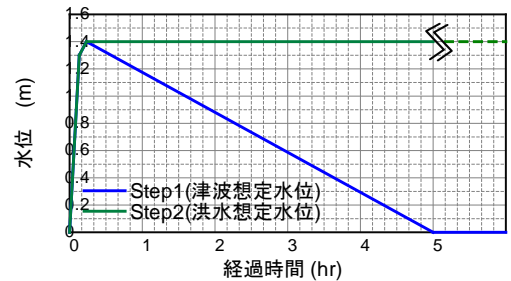


図-2.1 水位条件

表-2.1 堤体材料の物性値

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

表-2.2 供試体作製時の含水比を調整した透水試験結果

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

が生じた状況を模擬し、川表、天端、川裏に亀裂を設けた。

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-2.1 に示すとおりである。また、供試体作製時の含水比を3パターンに変化させて行った室内透水試験の結果を表-2.2 に示す。盛土模型は、含水状態を最適含水比程度に調整した上で、目標締固め度 $D_c=90\%$ として作製した。ただし、実際には模型作製時の平均的な含水比は Case1 で 15.9%、Case2 で 17.2%、Case3 で 17.5%、Case4 で 17.4% と若干の差異があった。盛土模型の下部には 10cm の関東ロームを敷き詰めた。

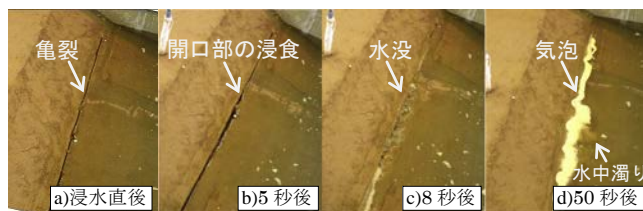
2.2. 実験結果

2.2.1. 実験中の亀裂周辺の状況

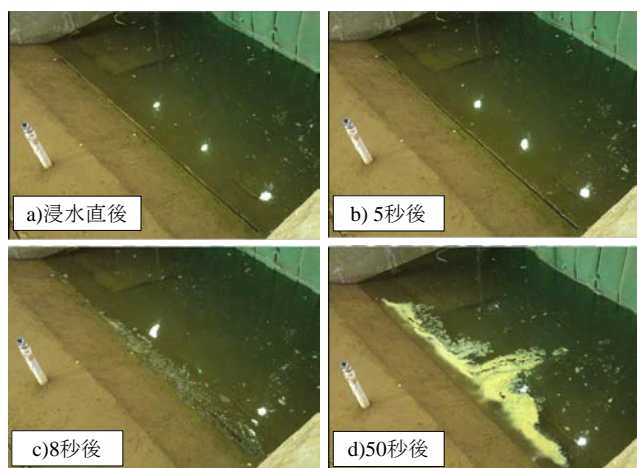
(1) 縦断亀裂を設けたケース

表のりに縦断亀裂を設けた Case2、Case4 について、表のり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側の土塊が亀裂側に移動して当初設けた亀裂が閉塞し、川表側に新たな亀裂が発生した。これは、鉛直方向に設けた亀裂内部で自立していた盛土の下部において、飽和度の上昇とそれに伴う強度低下が生じ、主働破壊を生じたことによるものと考えられる。



(a) Case2-1



(b) Case4-1

写真-2.1 亀裂への入水状況

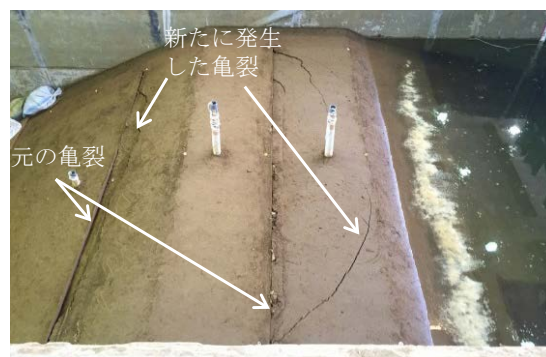


写真-2.2 実験中の亀裂の状況 (Case4-2)

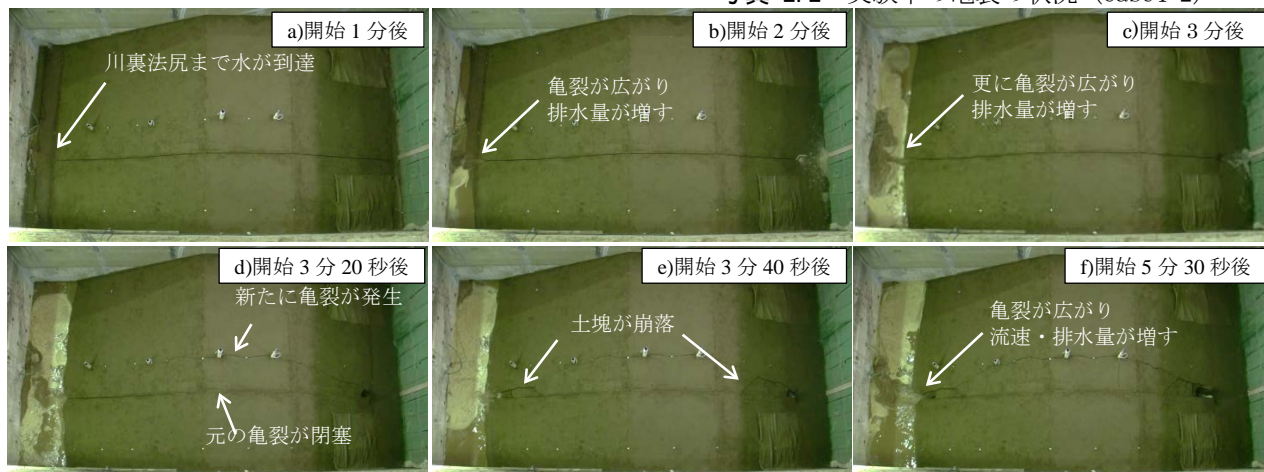


写真-2.3 亀裂への入水状況 (Case3)

(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))、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側が湛水し始めたため、この時点で実験を終了することとした。その後も川表側に残留した水が川裏へと流れ、実験後には写真-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. 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。

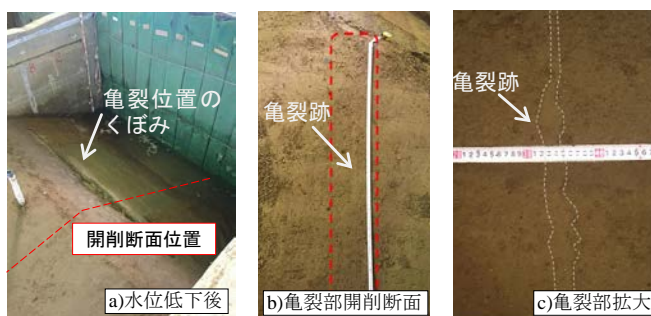
(1) 縦断亀裂を設けたケース

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、堤防の遮水機能を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。

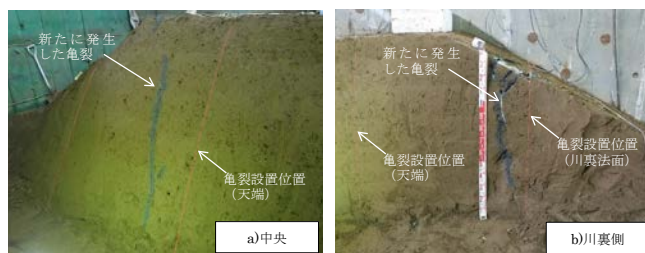
Case4 における表のりの亀裂については、当初に設けた亀裂の痕跡が見当たらなかったことから、亀裂が土砂で埋没したのと考えられる。天端と裏のりにあらかじめ設けた亀裂についても同様に完全に閉塞し、元の位置を判別することができなかった。一方、天端と裏のりに新たに発生した亀裂については、盛土表面付近で開口し、概ね鉛直下方に向かっ



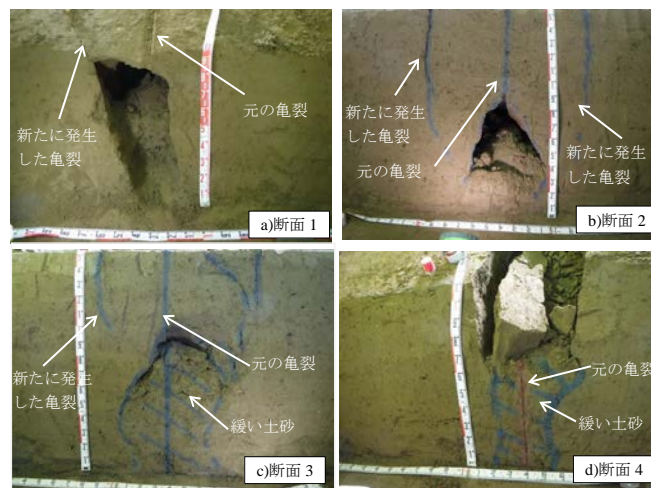
写真-2.4 Case3 実験後の外観



(a) Case2



(b) Case4



(c) Case3

写真-2.5 開削断面における亀裂残存状況

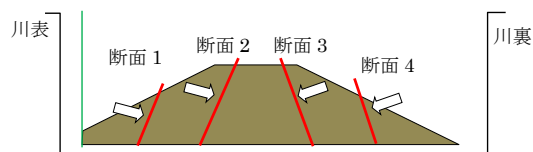


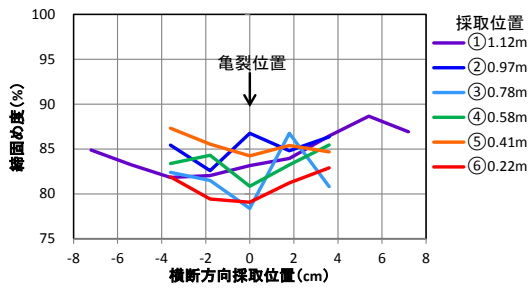
図-2.2 Case3 開削断面位置図

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

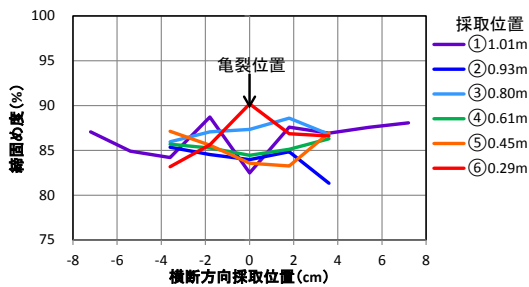
て幅を細めながらも亀裂が残存している状況が確認された。

(2) 横断亀裂を設けたケース

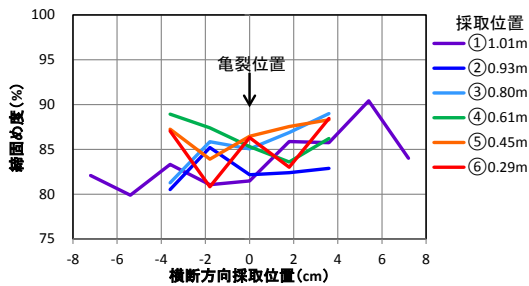
Case3では図-2.2に示す計4箇所の開削断面の観察を行った。川裏のり面中央の断面1では、写真-2.5(c)a)に示すように、高さ90cm程度、幅30~50cm程度にわたる空洞が形成されていた。裏のり肩付近の断面2では、写真-2.5(c)b)に示すように、元の亀裂から60cm程度の箇所の両側に新たに亀裂が発生し、元に亀裂の上部は完全に閉塞して亀裂跡が判別できない状態であった。底面の開口幅は60cm程度であった。川表側天端の断面3では、写真-2.5(c)c)に示すように、元の亀裂から40~60cm程度の箇所の両側に新たに亀裂が発生し、元に亀裂の上部は完全に閉塞して亀裂跡が判別できない状態であった。底面の開口幅は60cm程度で、亀裂下部は含水の高い緩い土砂が90cm程度堆積していた。川表側のり面中央の断面4では、



(a) Case2



(b) Case4, 断面1



(c) Case4, 断面2

図-2.3 浸水により埋没した亀裂周辺の密度分布

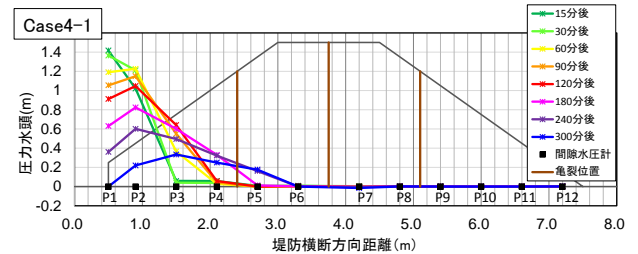
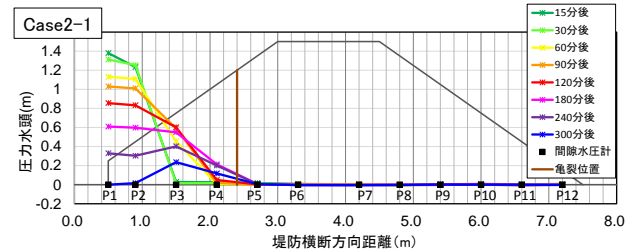
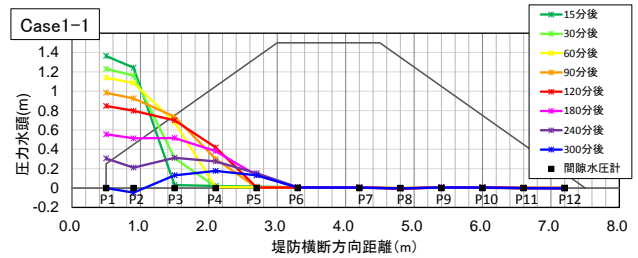


図-2.4 津波を想定した Step1における圧力水頭の経時変化

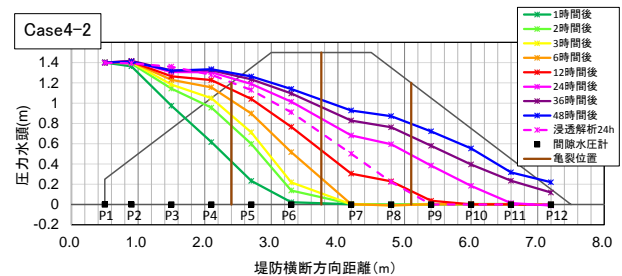
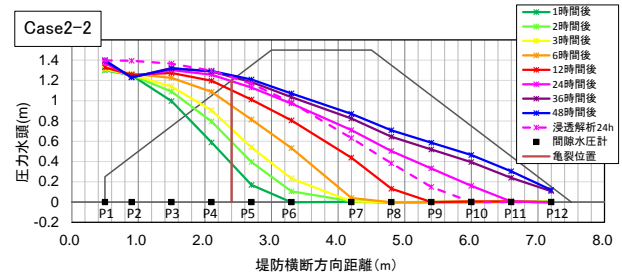
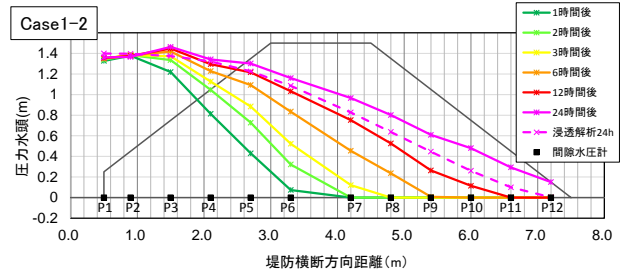


図-2.5 洪水を想定した Step2における圧力水頭の経時変化

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

採取試料の乾燥密度から求めた締固め度の分布を図-2.3 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-2.4 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、川表水位が完全に低下した実験開始 5 時間後の圧力水頭分布に着目すると Case1-1、Case4-1 は P5 位置まで水圧上昇域が到達したものの、Case2-1 は反応しなかった。

また、表のりに亀裂を設けた Case2-1 および 4-1 では、開始 15 分には亀裂からの直接的な浸水が始まっているにもかかわらず、亀裂から 30cm 側方の P5 位置の間隙水圧が全く上昇しない、あるいは上昇開始まで 240 分程度を要する結果であったことから、亀裂から浸入した水の進行が非常に遅いことが分かる。実験

後の断面観察結果や密度分布の測定結果に基づくと、その原因としては、亀裂の上方あるいは内部で侵食された土砂が亀裂内に堆積することで亀裂が埋没したことによるものと考えられる。結果として、いずれのケースも飽和域が裏のり側まで到達することはなく、縦断亀裂が短時間の高水位によって遮水機能を低下させる状況は確認されなかった。

(2) 長時間の高水位を与えたケース

縦断亀裂の条件が異なる 3 ケースについて、洪水を想定した長時間高水位を与えた Step2 における堤体底面の圧力水頭分布の経時変化を図-2.5 に示す。実験開始 1 時間後までの圧力水頭分布に着目すると、いずれのケースも P5 位置まで水圧が上昇し始めているが、Step1 の開始 1 時間後と比較すると、浸透速度が明らかに大きくなっていることが分かる。これは、Step1 で飽和度が一度上昇した領域にあたるため、初期飽和度の違いによる透水係数の差異が影響を及ぼしたものと見られる。

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

なお、亀裂の影響を無視して 3 ケースの透水係数の差異のみを考慮して非定常浸透流解析を行ったところ、図-2.5 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¹⁾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

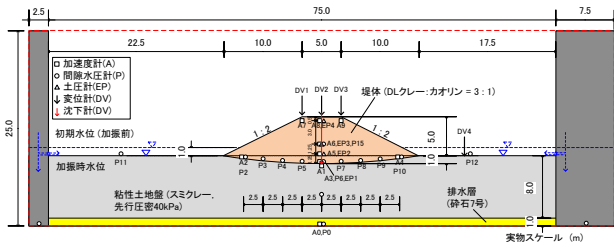
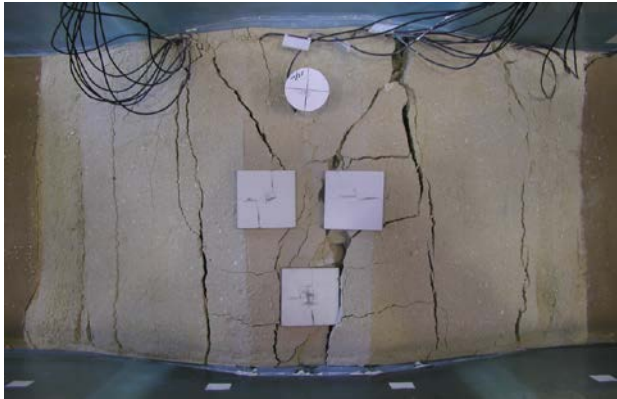
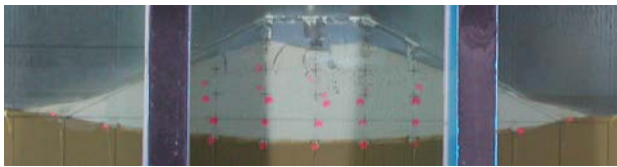


図-3.1 模型概要図 (Case2-1、2-8)



(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

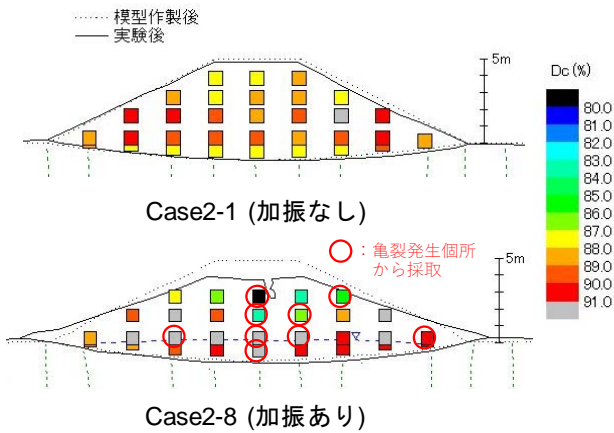


図-3.2 堤体内の締固め度 D_c の分布

向について考察する。

3.2. 実験概要

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 $D_c = 90\%$ を目標として作製されている。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が確認されている。

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が行われている。

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。

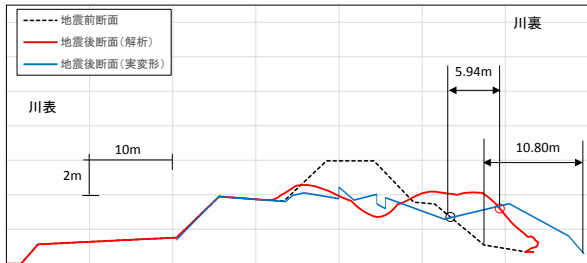
次に、実験後に採取された試料の乾燥密度 ρ_d を締固め度 $D_c (= \rho_d / \rho_{dmax}, \rho_{dmax}$: 最大乾燥密度) に換算し、堤防横断面内にプロットしたものを図-3.2 に示す。

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、遠心力載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。

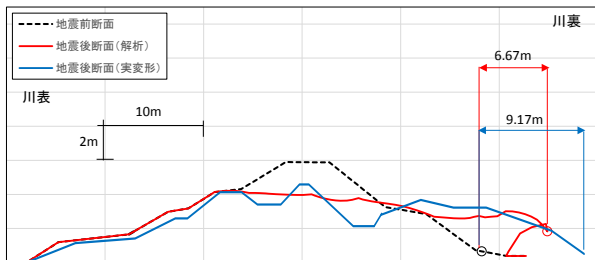
一方、加振を行った Case2-8 では、盛土上部において締固め度 D_c が 85% 以下と小さい箇所が存在するこ

表-4.1 検討断面諸元

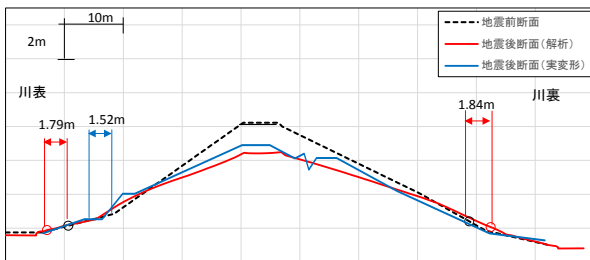
	被災(液状化)種別	堤防高(m)	堤防敷幅(m)	実沈下量(m)	実側方変位量(m)	
					川表のり尻	川裏のり尻
断面A	堤体	4.8	39.5	2.4	0	10.80
断面B	堤体	5.6	45.2	2.1	0	9.17
断面C	堤体	5.9	30.7	1.5	1.52	0



a) 断面A



b) 断面B



c) 断面C

図 4-1 断面形状の比較

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表のり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。

地震による堤防の側方変位量の推定精度に関する検討

地震後の堤防の浸透特性を把握する上では、地震によって堤体に生じる亀裂の幅や深さ等を把握することが必要であると考えられる。しかし、既往の地震被害事例において盛土表面に生じる亀裂が開口しているケースが多いことから、微視的には堤体の側方伸張変形(ストレッチング)に伴う引張破壊に起因するものであると考えられ、これに対する土の抵抗力(引張強度)が堤体材料の土質やその不均質性、含水状態等に強く依存することに鑑みると、今日の調査・解析技術の下で亀裂の発生状況を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、本研究では、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堤防の側方変位量を間接的指標として、地震後に生じる堤防の亀裂発生程度を類推することを現実的な手段として考えることとする。その上では、①地震時に生じる堤防の亀裂と側方変位量の関係を明らかにすること、②実務的な地震時地盤変形解析手法において堤防の側方変位量を一定の精度で推定することが必要となる。①については次年度以降に検討を行う予定である。改めて報告することとしたい。上記②に関しては、東北地方太平洋沖地震の後に数多くの地震被害事例における天端沈下量を一定の精度で再現できることが過年度に検証されているものの、側方変位量については実測値と解析値の整合性についての検証は十分に行われていないのが現状である。

そこで、地震後におけるのり尻の側方変位量が記録されている河川堤防を対象として、現指針に基づいた数値解析を行い、その結果と実計測値の比較を行うこととした。ここで言う現指針とは「河川構造物の耐震性能照査指針-Ⅱ 堤防編-(平成28年3月 国土交通省水管理・国土保全局治水課)」を指す。

3.4. 検討概要

比較に用いた断面はいずれも東北地方太平洋沖地震

によって被災した河川堤防であり、大きな側方変位が発生した2断面（断面A、断面B）と、比較的小さな側方変位が生じた断面Cの計3断面とした。各断面の諸元及び計測された変位量について表-4.1に示す。断面A～Cは全て堤体液状化により被災した断面である。解析には、有限要素法に基づく自重変形解析手法（ALID）を用いた。

3.5. 検討結果

数値解析における各ケースの地震前・地震後の断面形状を図-4.1に、のり面の側方変位量の鉛直方向分布を図-4.2に示す。

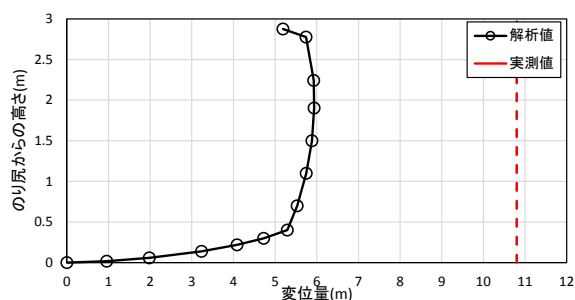
10m前後の実測変位量が確認されている断面Aと断面Bでは、解析値が5～7m程度と小さめの値が算出されている。この2つの被災事例においてはすべりを伴う不連続な変形の卓越が確認されている。一方で今回用いた解析手法では、亀裂やすべり等の不連続な変形を表現することができず、実変形よりも小さい形で表現される。これは、土の連続的な変形を仮定した有限要素法の適用限界である。ただし、のり面に5m以上の水平変位が生じた堤防は著しい亀裂等により堤防機能が喪失している可能性が高いことから、それ以上の大きな変位量の推定精度を解析手法に求めることの必要性が低い可能性も考えられる。この点については、今後の被災事例分析に基づいて解釈を深めることが必要であると考えられる。一方、実測変位量が1.5m程度であった断面Cでは、のり尻付近の側方変位量を解析によって一定の精度で再現できていることが分かる。

また、図-4.2を見ると、解析における側方変位量はのり尻から鉛直方向に数十cmの範囲内で急変する傾向があることが分かる。実測値はのり尻付近で確認された水平変位の最大値であると考えられるため、解析値についてものり尻付近の最大値と比較を行うべきであると考えられるが、断面Aのように、のり尻付近から上方に向かって水平変位量が漸増するケースもあるため、水平変位の代表値の抽出方法についても、さらなる検討が必要である。

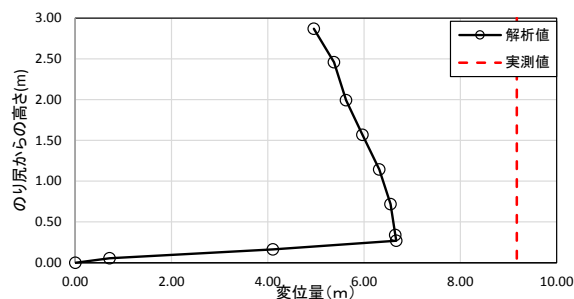
今後は、様々な変位量、被災要因の検討事例をさらに追加することで、地震による堤防の側方変位量の代表値を抽出する方法の検討とあわせて、側方変位量の推定精度について引き続き検討を行う予定である。

4. まとめ

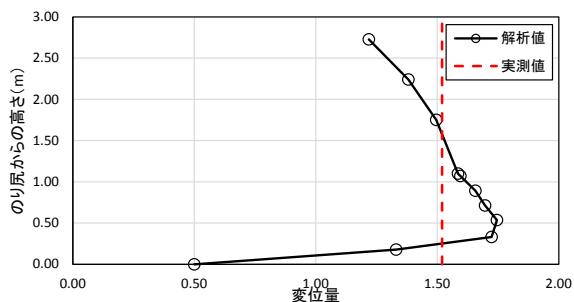
本研究は、地震後における河川堤防の越流防止機能に加え、亀裂等の変状を一定以下に抑制することで、



a) 断面A



b) 断面B



c) 断面C

図-4.2 側方変位量の鉛直分布

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29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。
 - 表のりの縦断亀裂から河川水を直接的に浸入させるケースでは、亀裂のない条件に比べて浸透速度が大きくなる傾向は認められなかった。これは、浸水時に亀裂周辺で侵食された土砂によって亀裂内が閉塞したことによるものと考えられる。特に、津波を想定した短時間の高水位に対しては、縦断亀裂の有無によらず、浸透速度の差異に有意な差が認められなかった。ただし、土の自立性や耐侵食性が異なる場合は、このよ

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

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。

- ・ 天端および裏のり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表のり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。

- ・ 10m 前後の実測変位量が確認されている断面では、解析値が 5~7m 程度と小さめの値が算出されている。これは、被災事例においてすべりを伴う堤防の不連続な変形が卓越したことが原因と考えられ、土の連続的な変形を仮定した有限要素法の適用限界である可能性が考えられる。ただし、5m 以上の水平変位を精度よく推定する解析手法の必要性は低い可能性も考えられる。

- ・ 実測変位量が 1.5m 程度と小さい断面については、のり尻付近の側方変位量を地震時地盤変形解析によって一定の精度で再現できている。
- ・ 解析において側方変位量はのり尻から鉛直方向に数 10cm のところで急変する傾向があることがわかった。実測値はのり尻付近で確認された水平変位の最大値であると考えられるため、解析値についてものり尻付近の最大値と比較を行うべきであると考えられるが、のり尻付近から上方に向かって水平変位量が漸増するケースも確認されたため、水平変位の代表値の抽出方法についても、更なる検討が必要である。

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、河川技術に関するシンポジウム、2014 年 6 月

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、インフラ施設の適確な液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である。本研究は、多様な土質、地質構造を有する地盤を対象として液状化発生予測の精度を高めるとともに、液状化に対する各種構造物の耐震性能をよりの確に評価する方法を確立することを目的として実施するものである。

本研究における平成 28～29 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、 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の確に評価することが必要である。

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

本研究における平成 28～29 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¹⁾と液状化強度曲線の同定手法³⁾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 $PGA = 233\text{gal}$ 、 $PGV = 48\text{cm/s}$ 、本震では $PGA = 256\text{gal}$ 、 $PGV = 56\text{cm/s}$ が観測されており、前震と本震による違いは小さい。地中加速度は、G.L.-49m (03a) からG.L.-8.5m (04a) への伝播の際に減衰しつつピーク形状が丸みを帯びていること、その後わずかに増幅して堤防天端 (05a) に伝播していることが特徴的である。火山灰質砂層の下部で得られた間隙水圧記録から、過剰間隙水圧比の最大値は前震、本震ともに0.4~0.5程度であり、主要動が終わる25s頃から直ちに消散が始まっている。

2.4. 地中せん断応力の評価

川口ら²⁴⁾は、地表で加速度記録が得られている場合の地中せん断応力 τ の簡易推定法として、次式を提案している。

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

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

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

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、 AVS^* は複素平均S波速度である。また、表層地盤の平均的な非線形性を表すパラメータ (S波速度低下率 c_v 、減衰定数 h)は次式²⁴⁾により算出した。

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

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

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。 γ_r は表層地盤全体の平均的な基準

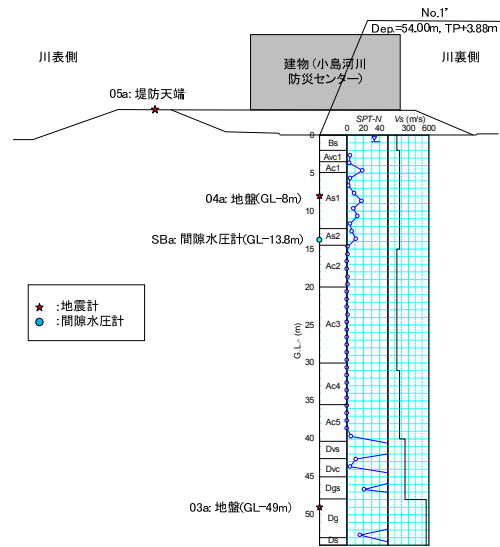


図-2.1 白川 (小島) 観測所の概略断面図

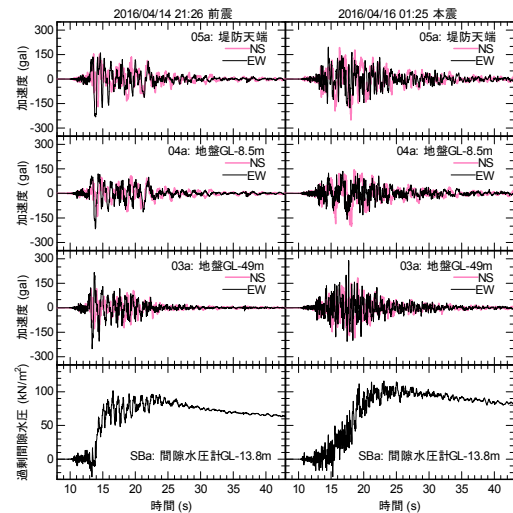


図-2.2 地震動及び間隙水圧の記録

ひずみであり、各層の非線形性を考慮しつつ表層地盤の1次モードの変位分布を保持して行うプッシュオーバー解析²⁴⁾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 、 γ_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 $GI/G_0 = c_v^2$ 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⁹⁾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³⁾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であり、これらから佐々木ら¹⁰⁾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

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 γ_r (%)	0.275		〃
S波速度低下率 c_v	0.760	0.728	〃
減衰定数 h (%)	8.45	9.39	〃

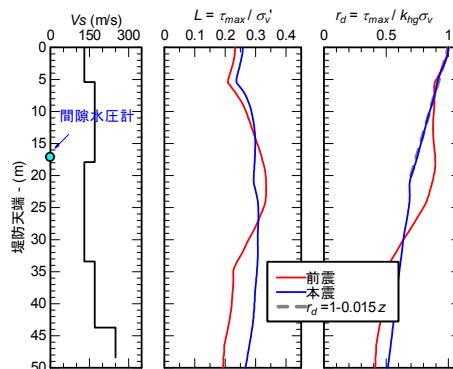


図-2.3 地震動および間隙水圧の記録

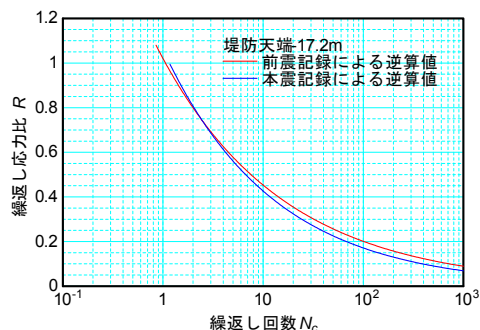


図-2.4 観測記録から逆算された液状化強度曲線

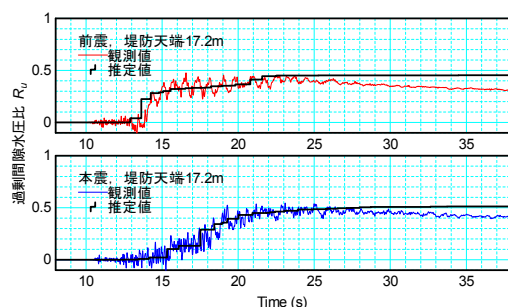


図-2.5 最適な液状化強度曲線から推定された過剰間隙水圧比 R_u の時刻歴

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⁷⁾。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としての振動式コーンの適用性について検討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. 振動式コーンの概要

製作した振動式コーンの概要を図-3.1に示す。コーンポイント、荷重計および間隙水圧計を有するプローブの

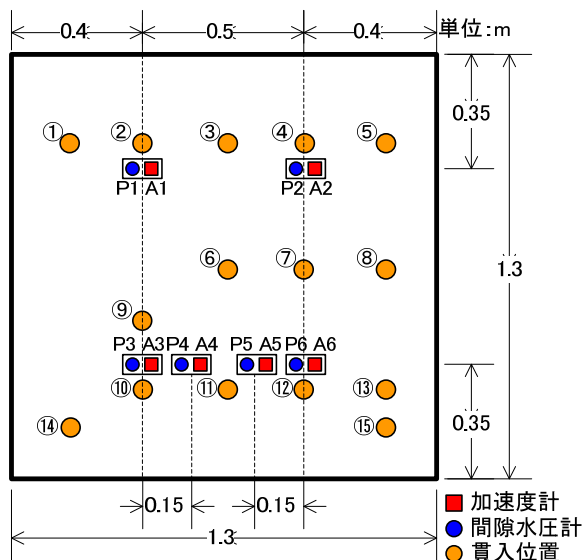


図-3.2 剛土槽平面図

表-3.1 実験ケース (上: 緩い砂, 下: 密な砂)

ケース No.	貫入方法	貫入位置	遠心力 (kN)	回転周波数 (Hz)	貫入速度 (cm/s)	備考
1-1	動的	②	0.51	130	1.0	
1-2	動的	④	0.18	77	1.0	遠心力約0.16kN
1-3	静的	⑩	-	-	1.0	
1-6	動的	⑫	0.16	128	1.0	遠心力約0.16kN
1-7	動的	⑨	0.51	130	1.0	
1-8	動的	⑪	0.06	75	1.0	
1-9	動的	⑥	0.12	110	1.0	
1-12	動的	⑭	0.31	100	1.0	
1-13	動的	⑮	0.16	83	1.0	遠心力約0.16kN
1-14	動的	⑧	0.16	105	1.0	遠心力約0.16kN
2-2	動的	④	0.08	50	1.0	
2-10	静的	⑬	-	-	1.0	
2-12	動的	①	0.34	105	1.0	
2-13	動的	③	0.16	70	1.0	遠心力約0.16kN
2-14	動的	⑤	0.23	85	1.0	
2-15	動的	⑦	0.16	128	1.0	遠心力約0.16kN
2-17	動的	⑪	0.62	140	1.0	

上方に偏芯錘を設け、これをプローブ軸周りに回転させることで、その遠心力を地盤に繰返し与えるものである。また、プローブ内の非回転部に加速度計を設置し、水平1方向の加速度を測定できるものとした。振動部については、回転周波数と遠心力を調整できる機構とした。

3.3. 実験概要

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、コーン貫入を行った。地盤材料は宇部珪砂6号であり、緩詰め(水中落下、相対密度 $D_r=39\%$)と、密詰め(締固め、 $D_r=77\%$)の2種類の飽和砂地盤模型を作製した。実験ケースを表-3.1に示す。以降、振動させずに貫入する方法を静的貫入、振動させながら貫入する方法を振動貫入と呼ぶ。

模型地盤には、図-3.2の平面図に示す位置において、G.L.-0.15m、0.45m、0.75mに加速度計、間隙水圧計を設置し、コーン貫入時における地中の加速度と間隙水圧を計測した。

3.4. 計測データの処理

プローブ内に設置したセンサーについては、10kHzのサンプリング周波数でデータ収録を行い、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。その後、先端抵抗および間隙水圧については0.1sごとの平均値、加速度および変位については0.1sごとの最大・最小値を抽出してデータ整理を行った。地盤内の間隙水圧については、0.5sごとの平均値を用いてデータ整理を行った。

3.5. 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-3.5に、ケース1-1における地盤内の間隙水圧を図-3.6に示す。図-3.6中のP1~P6は図-3.2の間隙水圧計の配置に対応する。図-3.5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いること、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-3.6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



図-3.1 振動式コーンの模式図

な水圧上昇は、プローブから水平方向に 3cm 程度の間隙水圧計 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-3.6 (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 σ'_{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ことが分かる。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概ね確認された。また、図-3.5 に示すプローブ先端で測定した間隙水圧は、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

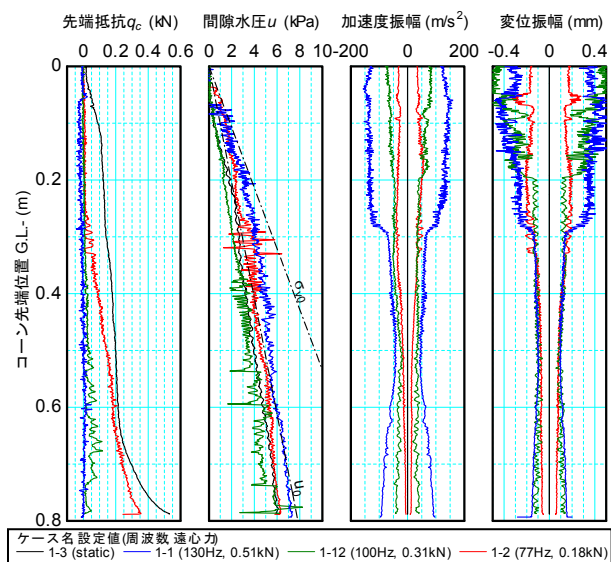


図-3.5 周波数、遠心力の異なる実験結果 (緩い砂)

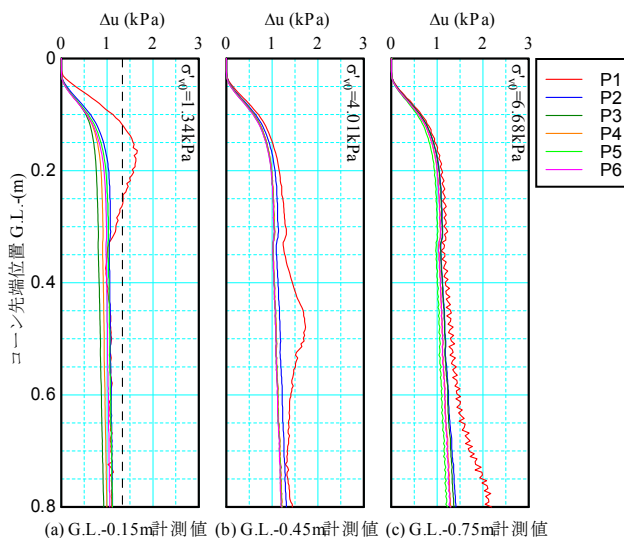


図-3.6 地盤の過剰間隙水圧 (ケース 1-1)

の結果を図-3.3 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。その解釈の一つとしては、周波数が高いほどプローブが地盤に与えたエネルギーの累積量が多くなることで、間隙水圧の上昇程度に差異が生じたことが考えられる。また、図-3.3 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-3.4 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傾向が確認された。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

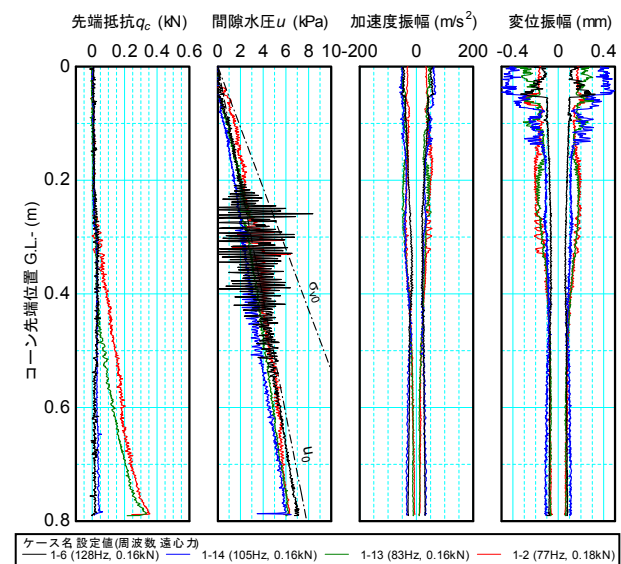


図-3.3 遠心力が同程度で周波数の異なる実験結果 (緩い砂)

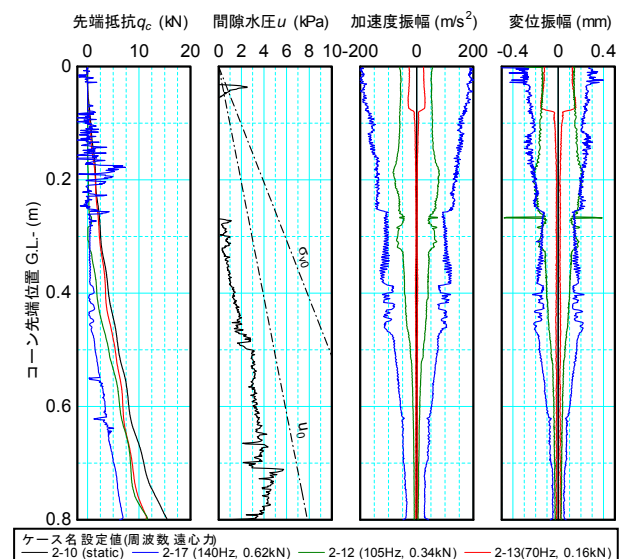


図-3.4 周波数、遠心力の異なる実験結果 (密な砂)

め、有意なデータを取得できなかった(図-3.4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。

3.6. 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。また、振動貫入時における先端抵抗と加速度・変位振幅は、液状化特性を評価するための有用な指標となり得るものと考えられる。
- (2) 振動貫入による液状化の発生範囲は、プローブの周囲 3cm 程度未満と極めて限定的であることが確認された。
- (3) 遠心力が同程度であっても、回転周波数が高いほど先端抵抗が低下し、加速度・変位振幅が大きくなる傾向がみられた。これは、プローブが地盤に与えるエネルギーの累積量の差異によるものと考えられる。
- (4) 今回の実験では、振動貫入を行った場合でもコーンに内蔵した間隙水圧計の計測値は概ね静水圧程度を示し、液状化の発生傾向に関する情報をえることができなかった。

なお、今回実施した室内土槽実験では、振動式コーンのプローブ内部への漏水により、計測機器が故障するトラブルが発生した。今後はプローブの止水性を高めるための機器改良が必要である。それに加え、今後も引き続き模型地盤や実地盤におけるデータを積み重ね、計測データに基づく原位置液状化強度の評価手法について検討していきたい。

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

液状化に対する抵抗率 F_L は、液状化の発生有無を判定するための指標であると同時に、液状化が各種構造物に与える影響を評価する際の地盤の剛性・強度の低下度合いを設定するための指標として用いられている。 F_L を指標とした一連の液状化判定法～影響評価法は、既往の液状化被害事例による検証を経て改善が重ねられ(例えば9)10)、数多くの構造物の耐震設計に寄与してきた実績がある。

その一方で、応力安全率に相当する F_L は、剛性・強度等の力学定数と直接的な関係を持つものではないことから、実際の土の地震時挙動との関係が明確でないのが現状である。

例えば、現在の液状化判定法では、非排水条件下における一定振幅の繰返しせん断応力の作用に対して土が軸ひずみ両振幅 $e_{DA} = 5\%$ に達するときを液状化の発生と定義しているが、地盤がこの状態に達することと各種構造物の地震時挙動の関係については、必ずしも明らかになっていない。また、実地盤では、液状化強度が同程度であっても、過剰間隙水圧の上昇、ひずみの発達、サイクリックモビリティの発現、液状化後の体積収縮などの要素挙動は土質条件によって様々であり、これらはいずれも構造物の地震時挙動や耐震性能に影響を及ぼし得る。したがって、液状化に対する各種構造物の耐震性評価手法の合理化を図るためには、こうした土の要素挙動が各種構造物の地震時挙動に与える影響を明らかにすること、それを踏まえて従来の液状化の判定法～影響評価法の適用性を一体的に再検討することが重要であると考えられる。

こうした背景の下、本研究では、多様な土の液状化挙動を表現しうる数値モデル(構成モデル)の構築を試みる。ここで検討する構成モデルは、液状化の判定結果として得られる 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ものとし、かつ、FEM等の数値計算に組み込むことで多様な構造物の地震時挙動の評価に適用できるものとする。

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。

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

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

δ_{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 ε_{kl} についても等方成分(体積ひずみ) ε_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、 $dQ_{ij} \cdot de_{kl}$ 関係と $d\sigma_m \cdot d\varepsilon_v$ 関係を個別にモデル化することとし、次式で表す。

$$dQ_{ij} = D_{ijkl}^s de_{kl} \quad (4.5)$$

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

D_{ijkl}^s は $Q_{ij} \cdot e_{kl}$ 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 $\sigma_m \cdot \varepsilon_v$ 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、ダイレイタンシー ε_d の影響を考慮している。

ダイレイタンシー ε_d 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 (負のダイレイタンシー) ε_d^f と、半サイクルの载荷・除荷とともに可逆的な膨張・収縮を生じる成分 (正のダイレイタンシー) ε_d^e の和として表す¹¹⁾¹²⁾。

$$\varepsilon_d = \varepsilon_d^c + \varepsilon_d^d \quad (4.7)$$

ダイレイタンシー \square_d は土のせん断変形 (偏差ひずみ e_{kl}) に伴って生じるものであるため、一般に、次式によって表すことができる。

$$d\varepsilon_d = d\varepsilon_d^c + d\varepsilon_d^d = (D_{kl}^{dc} + D_{kl}^{dd})de_{kl} \quad (4.8)$$

D_{kl}^{dc} 、 D_{kl}^{dd} はそれぞれ $\varepsilon_d^c \cdot e_{kl}$ 関係、 $\varepsilon_d^d \cdot e_{kl}$ 関係 (それぞれせん断に伴う収縮特性、膨張特性) の接線勾配を表す2階のテンソルである。

ここで、液状化の進行度合いを表す状態変数として F_L を導入することを考える。繰返しせん断に対するダイレイタンシーと F_L の経時変化について考えると、ダイレイタンシーは半サイクルごとの増減を繰返しつつ、繰返し回数を重ねるごとに収縮側に累積していくのに対し、 F_L は単調に減少するものであることから、 F_L と対応させることができるのは、ダイレイタンシーの中でも収縮傾向を表す成分 ε_d^f であると考えられる。そこで、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 を用いて、次式で表すこととする。

$$d\varepsilon_d^c = D^{dc}dL \quad (4.9)$$

この場合の D^{dc} はスカラーである。

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 de_{kl} 関係を次のように表すことができる。

$$d\sigma_{ij} = (\delta_{ij} + Q_{ij})D^c(d\varepsilon_v - d\varepsilon_d^c - d\varepsilon_d^d) + \sigma_m D_{ijkl}^s de_{kl} \\ = (\delta_{ij} + Q_{ij})D^c(d\varepsilon_v - D^{dc}dL - D_{rs}^{dd}de_{rs}) + \sigma_m D_{ijkl}^s de_{kl} \quad (4.10)$$

以上が試作するモデルの基本構造である。以降、 D_{ijkl}^s 、 D^c 、 D^{dc} 、 D_{kl}^{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、1次元モデルであるHardin-Drnevichモデル (以下、HDモデル) を多次元空間に拡張して適用することで、簡易に与えることとする。その方法としては、ひずみ空間における多重せん断ばねモデル¹²⁾¹³⁾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HDモデルの多次元化を図ることとする。

4.3.1. 1次元HDモデル

まず、1次元的な偏差応力比・偏差ひずみ関係にHDモデルを適用する方法を示す。ここでは、多次元空間における状態変数 Q_{ij} 、 e_{kl} と区別するため、1次元モデルにおける状態変数を \bar{Q} 、 \bar{e} と表記する。

$\bar{Q} \cdot \bar{e}$ 関係に1次元HDモデルを適用すると、次式のようになる。

$$(\bar{Q} - \bar{Q}^u) / a_y Q_f = \frac{(\bar{e} - \bar{e}^u) / a_x e_r}{1 + |\bar{e} - \bar{e}^u| / a_x e_r} \quad (4.11)$$

Q_f は破壊応力比 (材料定数)、 e_r は基準偏差ひずみ、 \bar{Q}^u および \bar{e}^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 e_r は基準せん断ひずみ γ_r の1/2であり、次式で表される。

$$e_r (= \gamma_r / 2) = Q_f / 2\mu_0 \quad (4.12)$$

$$\mu_0 = G_0 / \sigma_m \quad (4.13)$$

μ_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、 $\bar{Q}^u = 0$ 、 $\bar{e}^u = 0$ 、 $a_x = a_y = 1$ 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。

骨格曲線は処女载荷時の $\bar{Q} \cdot \bar{e}$ 経路を規定するものであり、材料定数 Q_f 、 μ_0 が与えられればその経路が一意的に定まる。

履歴曲線は、 \bar{Q} および \bar{e} の増分方向が反転 (除荷) するときに新たに生成される $\bar{Q} \cdot \bar{e}$ 経路であり、除荷点 (\bar{Q}^u 、 \bar{e}^u) と目標点 (\bar{Q}^t 、 \bar{e}^t) を通過するように定められる。通常のMasing則では目標点として前回の履歴ループの除荷点を選ばれるが、ここでは単純化し、過去の最大点を選ぶこととする¹⁴⁾。履歴曲線は、履歴曲線上の状態点 (\bar{Q} 、 \bar{e}) が目標点に達すると消滅し、状態点は除荷前の $\bar{Q} \cdot \bar{e}$ 経路に乗り移るものとして扱われる。

なお、HDモデルの骨格曲線にMasing則を適用するこ

とで履歴曲線を与える場合 ($a_x = a_y = 2$)、履歴減衰 h とひずみの関係はHDモデルにおける次式と一致せず、

$$h = h_{\max}(1 - G/G_0) = h_{\max} \frac{|\bar{e}|/e_r}{1 + |\bar{e}|/e_r} \quad (4.14)$$

ひずみレベルが大きくなると過大な履歴減衰が過大に評価されることが知られている¹⁵⁾。ここに、 h_{\max} は最大減衰定数(材料定数)である。そこで、除荷時に式(4.14)を満たすようなパラメータ a_x を算出して用いることで、履歴減衰を式(4.14)と一致させることができる。パラメータ a_y については、履歴曲線が除荷点と目標点を通過するように定める。以上によって履歴曲線が定まる。

以下、弾塑性理論を適用するための準備として、1次元HDモデルにおける偏差ひずみ増分 $d\bar{e}$ を弾性成分 $d\bar{e}^e$ と塑性成分 $d\bar{e}^p$ に分解しておく。

$$d\bar{e} = d\bar{e}^e + d\bar{e}^p \quad (4.15)$$

ここで、偏差応力比増分 $d\bar{Q}$ ・弾性偏差ひずみ増分 $d\bar{e}^e$ 関係を次式で与えると、

$$d\bar{Q} = 2\mu_0(a_y/a_x)d\bar{e}^e \quad (4.16)$$

次の偏差応力比増分 $d\bar{Q}$ ・塑性偏差ひずみ増分 $d\bar{e}^p$ 関係が得られる。

$$d\bar{Q} = \frac{2\mu_0(a_y/a_x)}{(1 - |\bar{Q} - \bar{Q}^u|/a_y Q_f)^2 - 1} d\bar{e}^p \quad (4.17)$$

4.3.2. 偏差ひずみ増分の分解

多次元空間における偏差ひずみ増分 de_{ij} についても、弾性成分 de_{ij}^e と塑性成分 de_{ij}^p に分解する。

$$de_{ij} = de_{ij}^e + de_{ij}^p \quad (4.18)$$

弾性偏差ひずみ増分 de_{ij}^e については、式(4.16)と同様に次式で与える。

$$dQ_{ij} = 2\mu_0(a_y/a_x)de_{ij}^e \quad (4.19)$$

塑性偏差ひずみ増分 de_{ij}^p については、後述する降伏関数 f に対して関連流れ則を適用することで与えることとする。

$$de_{ij}^p = d\lambda \frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} \quad (4.20)$$

$d\lambda$ は塑性係数(非負のスカラー)、 η_{ij} は相対応力比(後述)である。

4.3.3. 降伏関数および硬化則

1次元HDモデルの多次元化にあたっては、式(4.16)による弾性偏差ひずみ増分 $d\bar{e}^e$ と多次元空間における塑性ひずみ増分 $d\bar{e}^p$ の大きさが一致するように降伏条件式を与えることとする。

$$d\bar{e}^p = \sqrt{de_{ij}^p de_{ij}^p} \quad (4.21)$$

ただし、 de_{ij}^p の方向は Q_{ij} や dQ_{ij} の方向と一致するとは限らず、式(4.20)の関連流れ則により与えることとする。

まず、降伏関数 f と硬化関数 F_0 を用いて、降伏条件式は次のように表す。

$$f(\eta_{ij}) = F_0(\bar{e}^p) \quad (4.22)$$

降伏関数 f は、初期異方性と誘導異方性を簡易な移動硬化則で表した次式で与える。

$$f(\eta_{ij}) = \sqrt{\eta_{ij} \eta_{ij}} \cdot \eta_{ij} = Q_{ij} - c_{ij}, \quad (4.23)$$

$$c_{ij} = R_s(1 - R_f)Q_{ij0} + (1 - R_s)Q_{ij}^u$$

η_{ij} は相対応力比、 c_{ij} は移動硬化パラメータ、 Q_{ij0} は初期偏差応力比、 Q_{ij}^u は除荷点の偏差応力比である。 R_f 、 R_s については後述する。降伏関数 f については、簡単のためLode角の影響を無視し、 π 平面上の円として与えている。

硬化関数は、骨格曲線と履歴曲線を表現しつつ、 \bar{e}^p を硬化パラメータとした次式により与えることとする。

$$F_0(\bar{e}^p) = R_o \cdot F_s(\bar{e}^p) = R_o R_s \cdot F_s(\bar{e}^p) = R_o R_s R_f Q_f \quad (4.24)$$

F_s は骨格曲線に対応する負荷面(以下、骨格負荷面)、 F_h は履歴曲線に対応する負荷面(以下、履歴負荷面)、 F_o は数値誤差の影響を含んだ負荷面(以下、超過負荷面)を表す。また、 R_o は数値誤差による偏差応力比の超過度合いを表す変数($R_o > 1$ 、以下、超過比)、 R_s は骨格負荷面に対する履歴負荷面の近接度合いを表す変数($R_s = 0 \sim 1$ 、以下、骨格負荷面到達比)、 R_f は破壊曲面に対する骨格負荷面の近接度合いを表す変数($R_f = 0 \sim 1$ 、以下、破壊曲面到達比)であり、いずれも1次元モデルにおける塑性偏差ひずみ \bar{e}^p の関数とする。

以下、破壊曲面、骨格負荷面、履歴負荷面、超過負荷面とパラメータ R_f 、 R_s 、 R_o について述べる。

(1) 破壊曲面

1次元モデルにおける破壊応力比 Q_f に対応するものとして、多次元 Q_{ij} 空間上に破壊曲面を規定する。これは、式(4.22)~(4.24)において $c_{ij} = 0$ 、 $R_o = R_s = R_f = 1$ と置いた次式により表す。

$$\sqrt{Q_{ij} Q_{ij}} = Q_f \quad (4.25)$$

(2) 骨格負荷面

骨格負荷面は、1次元モデルにおける骨格曲線に対応す

るものであり、式(4.22)~(4.24)において $R_o = R_s = 1$ と置いた次式により表される。

$$\sqrt{\eta_{ij}\eta_{ij}} = R_f Q_f, \quad \eta_{ij} = Q_{ij} - c_{ij}, \quad c_{ij} = (1 - R_f) Q_{ij0} \quad (4.26)$$

R_f は初期状態 ($Q_{ij} = Q_{ij0}$) で0、状態点が破壊曲面に到達した場合に1をとるものとする。 Q_{ij} 空間上における骨格負荷面は図-4.1に示すように、初期状態点 Q_{ij0} を相似中心とし、破壊曲面に対して相似な形状となる。

R_f は等方硬化と移動硬化の両者を同時に表す変数であり、これを次の方法によって与えることで式(4.21)を満たすこととする。

まず、初期状態点 Q_{ij0} から見て現状態点 Q_{ij} に共役な破壊曲面上の点を Q_{ij}^f とすると、これらの関係は次式で与えられる。

$$Q_{ij} - Q_{ij0} = R_f (Q_{ij}^f - Q_{ij0}) \quad (4.27)$$

これを1次元モデルに当てはめると、次のように書ける。

$$\bar{Q} = R_f Q_f \quad (4.28)$$

式(4.28)の両辺を微分して変形した次式により、 R_f の増分 dR_f を与えることとする。

$$dR_f = \frac{dR_f}{dQ} \frac{d\bar{Q}}{d\bar{e}^p} d\bar{e}^p, \quad \frac{dR_f}{dQ} = \frac{1}{Q_f} \quad (4.29)$$

ここで、 $d\bar{Q}/d\bar{e}^p$ 、 $d\bar{e}^p$ をそれぞれ式(4.17)、(4.21)により与えることで、初期状態点から破壊曲面に向かう過程における塑性偏差ひずみの累積量を1次元モデルと多次元モデルで一致させることができる。

(3) 履歴負荷面

履歴負荷面は、1次元モデルにおける履歴曲線に対応す

るものであり、式(4.22)~(4.24)において $R_o = 1$ と置いた次式により表される。

$$\sqrt{\eta_{ij}\eta_{ij}} = R_s R_f Q_f, \quad \eta_{ij} = Q_{ij} - c_{ij},$$

$$c_{ij} = R_s (1 - R_f) Q_{ij0} + (1 - R_s) Q_{ij}^u \quad (4.30)$$

R_s は除荷直後 ($Q_{ij} = Q_{ij}^u$) で0、状態点が骨格負荷面に到達した場合に1をとるものとする。 Q_{ij} 空間上における履歴負荷面の形状は、図-4.2に示すように、骨格負荷面に対して相似形であり、その相似中心を骨格負荷面の中心 ($1 - R_f$) Q_{ij0} としている。こうすることで、1次元モデルにおける乗り移り則に対応し、いかなる状態点 Q_{ij} の経路に対しても履歴負荷面は最終的に骨格負荷面と一致することとなる。なお、状態点 Q_{ij} が履歴負荷面上に位置する場合は、1次元モデルにおける目標点が不変であることに対応し、 $R_s = const.$ とする。

R_s も等方硬化と移動硬化の両者を表す変数であり、これを次の方法によって与えることで式(4.21)を満たすこととする。

まず、除荷点 Q_{ij}^u から見て現状態点 Q_{ij} に共役な骨格負荷曲面上の点を Q_{ij}^f とすると、これらの関係は次式で与えられる。

$$Q_{ij} - Q_{ij}^u = R_s (Q_{ij}^f - Q_{ij}^u) \quad (4.31)$$

これを1次元モデルに当てはめると、次のように書ける。

$$\bar{Q} - \bar{Q}^u = R_s (\bar{Q}^f - \bar{Q}^u) = R_s (R_f Q_f - \bar{Q}^u) \quad (4.32)$$

式(4.32)の両辺を微分して変形した次式により、 R_s の増分 dR_s を与えることとする。

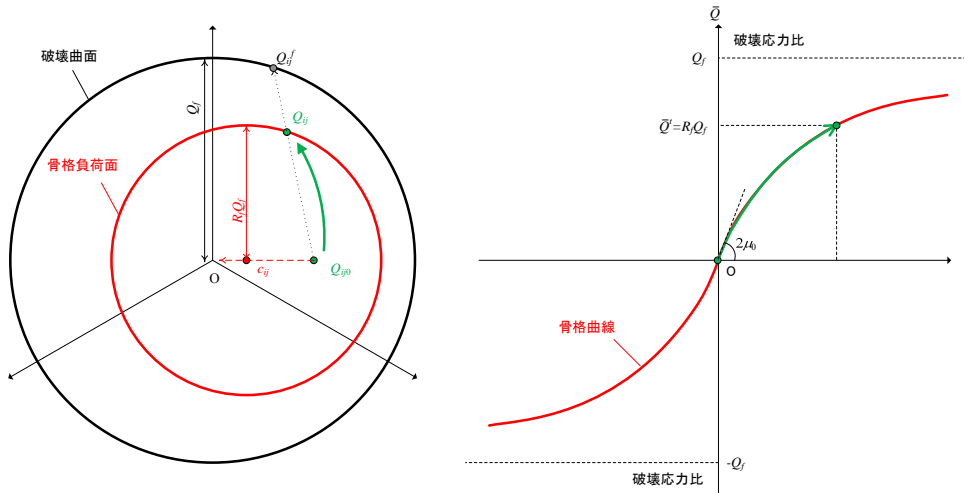


図-4.1 骨格負荷面と骨格曲線

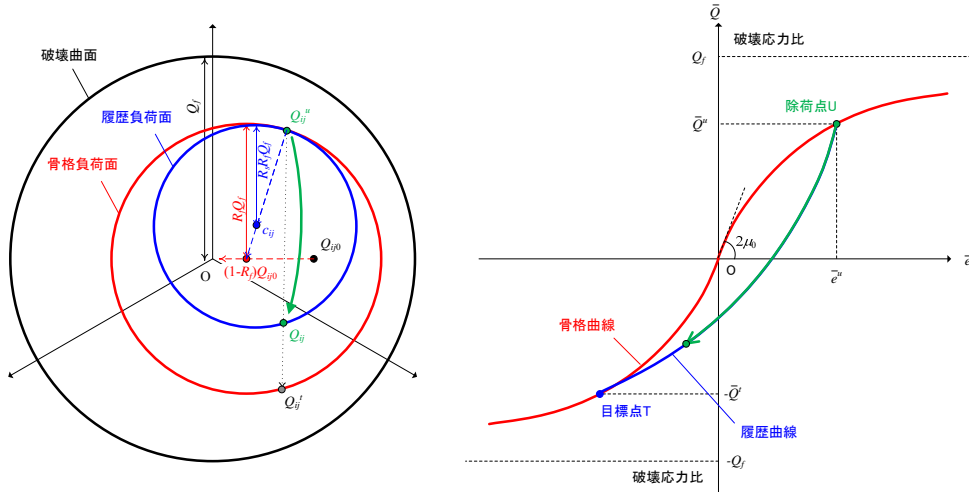


図-4.2 履歴負荷面と履歴曲線

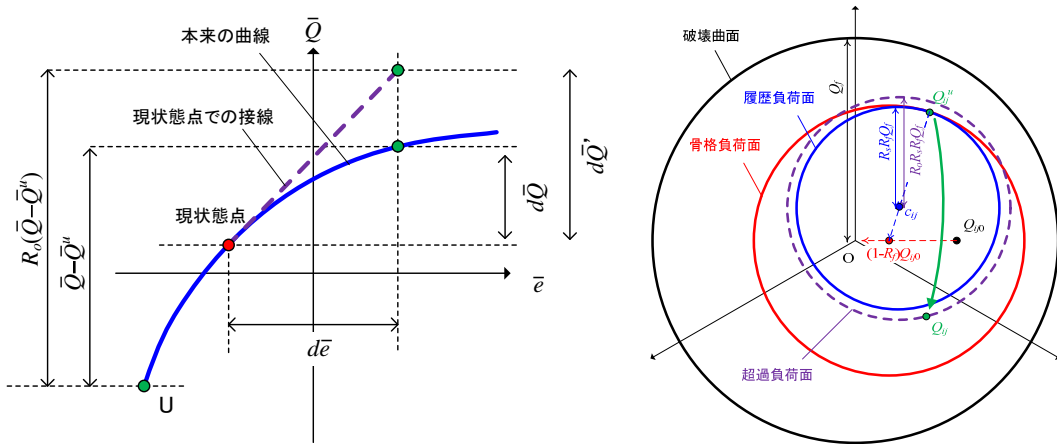


図-4.3 偏差応力比の超過と超過負荷面

$$dR_o = \frac{dR_s}{dQ} \frac{d\bar{Q}}{d\bar{e}^p}, \quad \frac{dR_s}{dQ} = \frac{1}{R_s Q_j - Q^u} \quad (4.33)$$

$d\bar{Q}/d\bar{e}^p$ 、 $d\bar{e}^p$ をそれぞれ式(4.17)、(4.21) により与える

ことで、除荷点から骨格負荷面に向かう過程における塑性偏差ひずみの累積量を1次元モデルと多次元モデルで一致させることができる。

(4) 超過負荷面

$\bar{Q} \cdot \bar{e}$ 経路を数式で直接的に規定した場合、**エラー! 参照元が見つかりません。**に模式的に示すように、与えられた偏差ひずみ増分 $d\bar{e}$ と接線剛性から求めた偏差応力比増分 $d\bar{Q}$ は、所定の経路を逸脱して超過することとなる。この数値誤差が累積すると計算の不安定化の要因となるため、対策を講じることとする。

まず、状態点 Q_{ij} は常に、やむなくある程度の数値誤差を含むものとする。この数値誤差が含まれる場合、 Q_{ij} は所定の負荷面の外側に位置することとなる。そこで、

状態点は常に、所定の負荷面の外側の超過負荷面上に位置するものとして扱う。式(4.21)~(4.24)において $R_o > 1$ としたものが超過負荷面であり、骨格負荷面、履歴負荷面との関係は**エラー! 参照元が見つかりません。**に示すとおりである。このように超過比 R_o を定義しつつ、塑性変形の進展に伴って R_o を理想的な状態、すなわち $R_o = 1$ に漸近させるアルゴリズムを硬化則に導入する。この方法は、橋口の下負荷面モデル¹⁶⁾が有する数値誤差の自動補正機能を参考としたものである。

1次元モデルに置き換えると、 \bar{Q} 、 \bar{Q}' 、 \bar{Q}'' の関係は次式で表される。

$$\bar{Q}' - \bar{Q}'' = R_o (\bar{Q} - \bar{Q}'') \quad (4.34)$$

両辺を微分して変形すると、次式が得られる。

$$\frac{dR_o}{dQ} = \frac{d\bar{Q}'/d\bar{Q} - R_o}{\bar{Q} - \bar{Q}''} \quad (4.35)$$

これを参考に、 R_o の増分 dR_o を次式で与えることとする。

$$dR_o = \frac{dR_o}{d\bar{Q}} \frac{d\bar{Q}}{d\bar{e}^p}, \quad \frac{dR_o}{d\bar{Q}} = \frac{1-R_o}{\bar{Q}-\bar{Q}^u} \quad (4.36)$$

$d\bar{Q}/d\bar{e}^p$ 、 $d\bar{e}^p$ をそれぞれ式(4.17)、(4.21)により与えることで、数値誤差は塑性変形の進展に伴って自動的に解消されることとなる。

4.3.4. 内部摩擦特性を表す弾塑性構成式

以上の定式化に基づき、内部摩擦特性を表す弾塑性構成式を導く。

適応条件を得るため降伏条件式(4.22)を全微分し、

$$\frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} (dQ_{ij} - dc_{ij}) = dF_o \quad (4.37)$$

式(4.17)、(4.19)、(4.20)、(4.29)、(4.33)、(4.36)を用いて展開すると、次式が得られる。

$$\frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} 2\mu_o \frac{a_y}{a_x} \left(de_{ij} - d\lambda \frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} \right) = M_h d\lambda \quad (4.38)$$

$$M_h = \left\{ R_s R_f Q_f \frac{dR_o}{d\bar{Q}} + \left(R_o R_f Q_f + \frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} \frac{\partial c_{ij}}{\partial R_s} \right) \frac{dR_s}{d\bar{Q}} + \left(R_o R_s Q_f + \frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} \frac{\partial c_{ij}}{\partial R_f} \right) \frac{dR_f}{d\bar{Q}} \right\} \frac{d\bar{Q}}{d\bar{e}^p} \quad (4.39)$$

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は $dR/d\bar{Q} = 0$ 、履歴負荷面上に位置する場合は $dR_f/d\bar{Q} = 0$ である。

この M_h を用いると、塑性係数 $d\lambda$ が次のように定まり、

$$d\lambda = \frac{\eta_{ij} de_{ij}}{\left\{ 1 + (M_h/2\mu_o) \left(a_x/a_y \right) \sqrt{\eta_{pq} \eta_{pq}} \right\}} \quad (4.40)$$

$dQ_{ij} \cdot de_{kl}$ 関係が次式で与えられることとなる。

$$dQ_{ij} = 2\mu_o \frac{a_y}{a_x} \left\{ \delta_{ik} \delta_{jl} - \frac{\eta_{ij} \eta_{kl}}{1 + (M_h/2\mu_o) \left(a_x/a_y \right) \eta_{pq} \eta_{pq}} \right\} de_{kl} = D_{ijkl}^s de_{kl} \quad (4.41)$$

4.3.5. 地震時せん断応力比 L

簡易液状化判定法と対応させて負のダイレイタンス ε_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¹⁾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 \bar{Q} を用いて地震時せん断応力比を定義することとする。単純せん断条件を考えると、 L を次のように表すことができる。

$$L = \frac{\tau}{\sigma_{m0}} = \frac{\sigma_m \bar{Q} / \sqrt{2}}{\sigma_{m0}} \quad (4.42)$$

ただし、多次元空間における偏差応力比 Q_{ij} には数値誤差が含まれているのに対し、 \bar{Q} には数値誤差が含まれないため、式(4.42)を用いると Q_{ij} と \bar{Q} のピークにわずかなずれが生じたり、ゼロクロスのタイミングが遅れる問題が生じる。そこで、 \bar{Q} に対しても数値誤差の影響を考慮し、次式で与えることとする。

$$L = \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} \left\{ R_o \bar{Q} + (1-R_o)(1-R_s) \bar{Q}^u \right\} \quad (4.43)$$

両辺を微分することで、増分 dL が得られる。

$$dL = \frac{L}{\sigma_m} d\sigma_m + \frac{1}{\sqrt{2}} \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} \left\{ 1 + \frac{(1-R_o)R_s \bar{Q}^u}{\bar{Q} - \bar{Q}^u} - \frac{(1-R_o)\bar{Q}^u}{R_f Q_f - \bar{Q}^u} \right\} \frac{d\bar{Q}}{d\bar{e}^p} \frac{d\lambda}{de_{rs}} de_{rs} \quad (4.44)$$

dL/de_{rs} は、式(4.40)を変形した次式により与える。

$$\frac{d\lambda}{de_{rs}} = \frac{\eta_{rs}}{\left\{ 1 + (M_h/2\mu_o) \left(a_x/a_y \right) \sqrt{\eta_{pq} \eta_{pq}} \right\}} \quad (4.45)$$

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 ε_d の影響を加味すると、次式が得られる。

$$\varepsilon_v - \varepsilon_d = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} \quad (4.46)$$

λ 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 を上式で近似的に与えることとする。

4.5. せん断に伴う収縮特性 (D^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_R 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。これらを用いて、 F_L は次式により得られる。

$$F_L = \frac{R}{L} = \frac{cL_{max}}{L_{max}} = c \quad (4.48)$$

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 回受けたときの液状化発生度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 ΔR_N は次式により表されるため、

$$\Delta R_N = \frac{1}{2N_{cl}} = \frac{1}{2f^{-1}(CSR)} \quad (4.51)$$

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 $j=1 \sim m$ ($\leq n$) 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。

なお、本研究では、液状化強度曲線を与える関数 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 $\log CSR \cdot \log N_{cl}$ 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

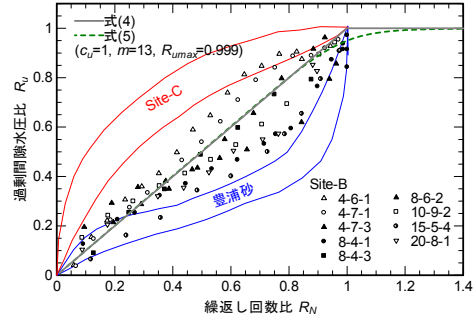


図-4.4 過剰間隙水圧比 R_u と繰返し回数比 R_N の関係 ¹⁸⁾に加筆

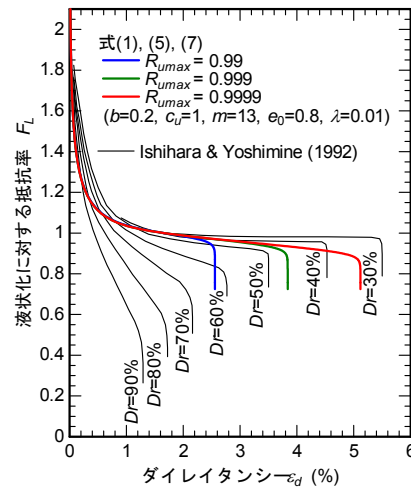


図-4.5 F_L と負のダイレイタンス ϵ_d の関係

により表されることとなる。

$$R_N = \frac{1}{2N_{cr}} \sum_{j=1}^m (L_j/a)^{1/b}$$

$$F_L = \left\{ 2N_{cr} / \sum_{j=1}^m (L_j/a)^{1/b} \right\}^b = R_N^{-b} \quad (4.55)$$

このように、式(4.54)を用いた場合、 F_L と R_N は簡潔かつ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

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

図-4.4のように、水圧上昇曲線は種々の土質により異なることが知られているが、岩崎ら¹⁸⁾はこれを次の単純な式で近似した。

$$R_u = R_N (\leq 1) \quad (4.56)$$

ただし、式(4.56)では液状化の発生 ($R_N = 1$) とともに $R_u = 1$ (有効応力がゼロ) となってしまうが、実際にはその後も微小な有効応力が残存するものと考え、次のように修正する。

$$R_u^m = \frac{R_N^m}{(1/c_u)^m + (R_N/R_{u\max})^m} \quad (4.57)$$

式(4.57)は $R_N \rightarrow 0$ に対して $dR_u / dR_N = c_u$ 、 $R \rightarrow \infty$ に対して $R_u = R_{u\max}$ を与える。また、 $R_{u\max} = 1$ としつつ、式(4.56)と同様に $c_u = 1$ となるように $m = 13$ を与えると、 $F_L = R_N = 1$ のときに過剰間隙水圧比 $R_u = 0.95$ となる。

4.5.3. ダイレイタンスー ε_d^c と過剰間隙水圧比 R_u の関係

非排水繰返しせん断によって生じる過剰間隙水圧比 R_u は、ダイレイタンスー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 ($\varepsilon_v = 0$) 下における負のダイレイタンスーと過剰間隙水圧比の関係を示すと、次のようになる。

$$\varepsilon_d^c = -\frac{\lambda}{1+e_0} \ln \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \left(\frac{1}{1-R_u} \right) \quad (4.58)$$

ところで、前述の最大過剰間隙水圧比 $R_{u\max}$ については、室内試験による把握が困難であるため、これに対応するものとして限界収縮量 ε_d^d (材料定数) を定義する。

$$\varepsilon_d^d = \frac{\lambda}{1+e_0} \ln \left(\frac{1}{1-R_{u\max}} \right) \quad (4.59)$$

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¹⁹⁾²⁰⁾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る傾向は、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、 ε_d^d 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. F_L ・ダイレイタンスー関係

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)、(4.57)、(4.58)により与えることで、 $F_L \sim R_N \sim R_u \sim \varepsilon_d$ の関係を関連付けることができた。そこで、非排水繰返しせん断を受ける緩詰め単粒砂を想定してパラメータ $b = 0.2$ 、 $c_u = 1$ 、 $m = 13$ 、 $e_0 = 0.8$ 、 $\lambda = 0.01$ を概略的に設定し、数通りの ε_d^d に対する $F_L \cdot \varepsilon_d$ 関係を計算してプロットすると、図-4.5が得られる。 $F_L = 1$ の前後でダイレイタンスーが急増する傾向や、 $F_L < 1$ でダイレイタンスーの増加が鈍くなり概ね上限を示す傾向は、数多くの室内試験データに基づいて提案されたIshihara &

Yoshimine²¹⁾ のチャートの特徴をよく表していることが分かる。

4.5.5. 接線勾配 D^d

以上を踏まえると、せん断に伴う収縮特性を表す接線勾配 D^{dc} として、次式が得られる。

$$d\varepsilon_d^c = D^{dc} dL, \quad D^{dc} = \frac{d\varepsilon_d^c}{dR_u} \frac{dR_u}{dR_N} \frac{dR_N}{dL} \quad (4.60)$$

$$\begin{cases} \frac{d\varepsilon_d^c}{dR_u} = \frac{\lambda}{(1+e_0)(1-R_u)} \\ \frac{dR_u}{dR_N} = \frac{(1/c_u)^m + (1-R_{u\max})(R_N/R_{u\max})^m}{\left\{ (1/c_u)^m + (R_N/R_{u\max})^m \right\}^2} \left(\frac{R_N}{R_u} \right)^{m-1} \\ \frac{dR_N}{dL} = \frac{(L/a)^{b-1}}{2abN_{cr}} \end{cases} \quad (4.61)$$

4.6. せん断に伴う膨張特性 (D_{kl}^{dd}) の定式化

膨張特性については、ひずみ空間で膨張量を規定する井合らの方法¹²⁾を準用することとする。

$$d\varepsilon_d^d = -c_d^d Q_{ij}^d de_{ij} = D_{ij}^{dd} de_{ij} \quad (4.62)$$

c_d^d は正のダイレイタンスーの調整パラメータ (材料定数) である。 Q_{ij}^d は、 e_{ij} から HD モデルの骨格曲線の式を用いて算出される偏差応力比であり、次式で表される。

$$Q_{ij}^d = \frac{2\mu_0 e_{ij}}{1 + |e_{ij}|/e_r} \quad (4.63)$$

4.7. 部分的な弾塑性構成式と荷判定の方法

以上に示した部分的なモデルを統合すると、次の弾塑性構成式を導くことができる。

$$d\sigma_{ij} = D_{ijkl} d\varepsilon_{kl} \quad (4.64)$$

$$D_{ijkl} = \left(\delta_{ij} + Q_{ij} \right) \frac{D^c}{A} \left(C \delta_{kl} - D_{kl}^{dd} - B \frac{d\lambda}{de_{kl}} \right) + \sigma_m \left(D_{ijkl}^s - \frac{1}{3} D_{ijrs}^s \delta_{rs} \delta_{kl} \right),$$

$$A = 1 + D^c D^{dc} L / \sigma_m,$$

$$B = \frac{1}{\sqrt{2}} D^{dc} \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} \left\{ 1 + \frac{(1-R_o)R_s \bar{Q}^u}{\bar{Q} - \bar{Q}^u} - \frac{(1-R_o)\bar{Q}^u}{R_f Q_f - \bar{Q}^u} \right\} \frac{d\bar{Q}}{d\bar{e}^p},$$

$$C = 1 + \frac{\delta_{rs}}{3} \left(D_{rs}^{dd} + B \frac{d\lambda}{de_{rs}} \right) \quad (4.65)$$

荷荷基準 LC は、多次元HDモデルを基に次式で与えることができる。

$$LC = \frac{\partial f}{\partial \eta_{ij}} \cdot 2\mu_0 \frac{a_y}{a_x} de_{ij} = 2\mu_0 \frac{a_y}{a_x} \frac{\eta_{ij}}{\sqrt{\eta_{kl}\eta_{kl}}} \cdot de_{ij} \quad (4.66)$$

表-4.1 各試算ケースで用いた材料定数

	Case1	Case2	Case3	Case4
μ_0	500	500	750	250
Q_f	0.811	0.811	0.909	0.749
h_{max}	0.35	0.35	0.35	0.35
e_0	0.8	0.8	0.65	1.5
λ	0.01	0.01	0.006	0.12
a	0.2	0.2	0.4	0.4
b	0.2	0.2	0.3	0.1
R_{ur}	0.95	0.95	0.95	0.5
m	13	13	13	8
ε_d^{cl}	0.02	0.04	0.015	0.08
c_d^d	0.35	0.35	0.35	0.35

これを用いて、次式により負荷判定を行う。

$$\begin{cases} LC > 0 & \text{(載荷)} \\ LC < 0 \text{ かつ } \sqrt{dQ_{ij}dQ_{ij}} \geq (1-R_o)R_sR_fQ_f \text{ (除荷)} & \text{(4.67)} \\ \text{otherwise} & \text{(中立)} \end{cases}$$

除荷に関する2つ目の式は、除荷点 Q_{ij} 自体に含まれる数値誤差の軽減と数値計算の安定を図るために導入したものである。

負荷判定により載荷と判定された場合は、式(4.64)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(4.64)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。

$$D_{ijkl}^e = \left(D^c - \frac{2}{3} G_0 \right) \delta_{ij} \delta_{kl} + G_0 (\delta_{ik} \delta_{jl} + \delta_{il} \delta_{jk}) \quad (4.68)$$

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. 試算

以下、試作した構成モデルによる4ケースの試算結果を示す。試算に用いた材料パラメータは表-4.1に示すとおりである。

Case1およびCase2は液状化強度比 $a = 0.20$ の緩い砂を想定したものであり、前者は年代効果により最大収縮量 ε_d^{cl} が小さい土、後者は弱齢で最大収縮量 ε_d^{cl} が大きい土を想定したものである。Case3およびCase4は液状化強度比 $a = 0.40$ の密な砂および粘性土を想定したものであり、内部摩擦特性(μ_0 , Q_f)、圧縮特性(e_0 , λ)、せん断に伴う収縮特性(b , m , R_{ur} , ε_d^{cl})に大きな差を設けている。いずれのケースにおいても圧密応力 $\sigma_c = 100 \text{ kN/m}^2$ とし、20サイクルの繰返しせん断によりちょうど液状化が生じる($F_L = 1.0$)ような振幅一定のせん断応力 τ を、非排水条件で25サイクル与えた。

年代効果の有無が異なる土を想定したCase1およびCase2の試算結果を図-4.6に示す。 $F_L = 1.0$ に達する20サイクルまではよく似た挙動を示すものの、それ以降のサイクルにおいてせん断ひずみ γ の発達速度が異なる結果が得られた。これは、最大収縮量 ε_d^{cl} の差異に起因して液状化発生後におけるダイレイタンスーの収縮側($\varepsilon_d > 0$)への累積量が異なるため、平均有効応力 σ_m の低下度合いに差が生じ、結果として剛性低下度合いに差が生じたものである。

次に、液状化強度比 a が同一の密な砂と粘性土を想定したCase3およびCase4の試算結果を図-4.7に示す。Case3では液状化を生じて平均有効応力 σ_m が著しく低下するものの、サイクリックモビリティを発揮し、せん断ひずみ γ が発達しにくい傾向が表現されている。一方、Case4では、平均有効応力 σ_m が低下しにくいものの、繰返し初期から生じている大きなせん断ひずみ γ がゆるやかに発達し、明瞭なサイクリックモビリティを發揮することなく大きなひずみを生じる様子が表現されている。

以上のように、試作したモデルでは、土の内部摩擦特性、圧縮特性、せん断に伴う収縮・膨張特性を反映することで、様々な土の液状化挙動を定性的に表現できていると考えられる。今後は、種々の原位置試料の液状化試

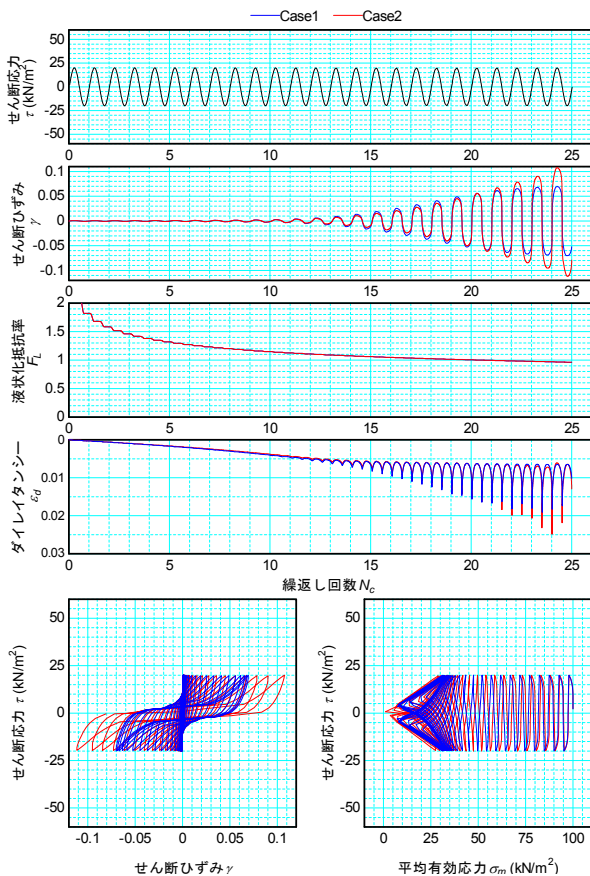


図-4.6 試算結果 (Case1、2)

験結果の再現性を確認することで、定量的な検証を行っていきたい。

5. まとめ

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

平成 28～29 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。
- 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、振動貫入によって砂地盤のプロープ周囲のごく限定的な範囲に液状化が生じることを確認するとともに、原位置液状化強度の評価指標について一定の知見を得た。一方、今回実施した室内土槽実験では、プロープ内部への漏水が生じるトラブルが発生したことから、今後はプロープの止水性を高めるための機器改良が必要である。それに加え、今後も引き続き模型地盤や実地盤におけるデータを積み重ね、計測データに基づく原位置液状化強度の評価手法について検討していきたい。
- 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 R_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年代効果の有無の異なる砂や密な砂、粘性土を想定した試算を行い、それらの挙動の定性的な差異が妥当に表現されることを確認した。今後は、種々の原位置試料の液状化試験結果の再現性を確認することで、定量的な検証を行っていきたい。

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、第36回地震工学研究発表会、2016.10.
- 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、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、鷲見浩司、川口剛：細粒分を有する砂の液状化強度の評価法に関する再検討、土木研究所資料、第4352号、2016.3.
- 7) 谷本俊輔、佐々木哲也、石原雅規：液状化判定法の課題—年代効果の問題を中心に—、地盤工学会誌、Vol.64、No.8、pp.18-21、2016.8.
- 8) 田村敬一、東拓生、小林寛、濱田禎：橋梁基礎に作用した流動力の逆解析、土木研究所資料、第3770号、2000.12.
- 9) 谷本俊輔、杉田秀樹、白戸真大、河野哲也：道路橋基礎に

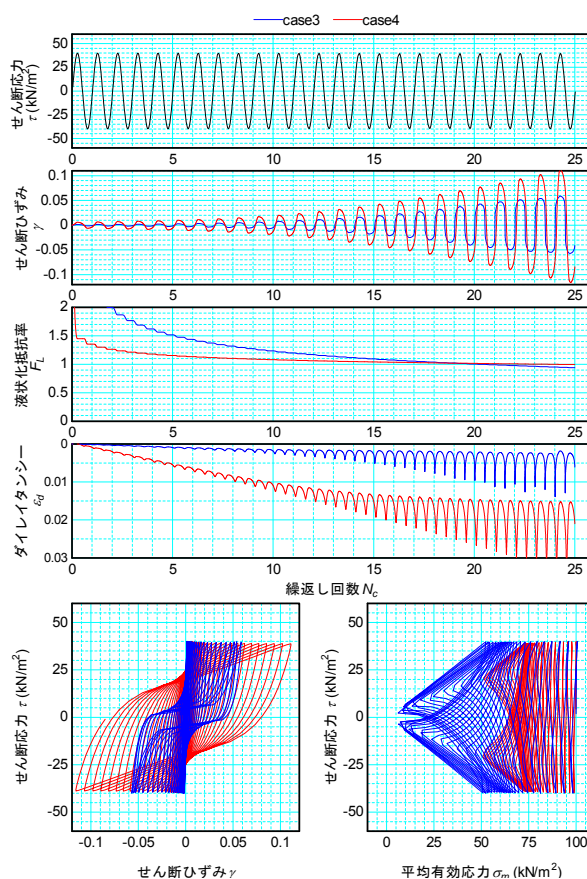


図4.7 試算結果 (Case3、4)

における液化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.

- 10) 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化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.
- 11) 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シーの統一的解釈、土木学会論文集、第412号/III-12、pp.143-151、1989.12.
- 12) 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シー関係、京都大学防災研究所年報、第51号B、pp.291-303、2008.6.
- 13) Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka: Strain space plasticity model for cyclic mobility, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.2, pp.1-15, 1992.6.
- 14) 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.
- 15) 国生剛治、桜井彰雄：Modified Hardin-Drnevichモデルについて、第33回土木学会年次学術講演会講演概要集、pp.116-117、1978.
- 16) 橋口公一：下負荷面モデル、土と基礎、Vol.52、No.10、pp.30-32、2004.10.
- 17) 東拓生、田村敬一、二宮嘉朗：地震動波形の繰返し特性を考慮した液化化判定法に関する研究、第51回土木学会年次学術講演会講演概要集、III-A98、pp.196-197、1996.9.
- 18) 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化化判定法と耐震設計への適用に関する研究、土木研究所資料、第1729号、1981.9.
- 19) 谷本俊輔、地藏智樹、川口剛、荒木裕行、佐々木哲也：堆積年代の古いシルト質砂とその再構成試料の繰返しせん断特性、第35回地震工学研究発表会講演論文集、2015.10.
- 20) 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.
- 21) 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.

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：山梨高裕、林宏親、富澤幸一、江川拓也

【要旨】

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

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

2011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の確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^{例えば1)2)3)}。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⁴⁾。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⁵⁾⁶⁾⁷⁾⁸⁾⁹⁾¹⁰⁾。

また、1993年釧路沖地震や同北海道南西沖地震、2003年十勝沖地震では、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。

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の確に評価することが必要であり、構造物周辺の多様な土質、地質構造に応じたより精度の高い液状化判定法の検

討が必要である。過去のいくつかの地震により火山灰質粗粒土で構成された地盤の液状化が確認されており、これらの現象は、砂質土を対象とした既往の液状化判定法では適切に評価できないこと、特に、繰返し三軸強度比（液状化強度比） R_L の算出値の実際の現象との対応が悪いことが指摘されている^{例として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、調査試験箇所地の地質断面図を示す。

対象土層は屈斜路火山砕屑流堆積物の二次堆積物であるBk層とした。当該箇所は、過去の地震による液状化の発生やその痕跡は確認されていないが、現行の液状化判定法¹⁴⁾では全層に亘って液状化すると判定される。また、

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

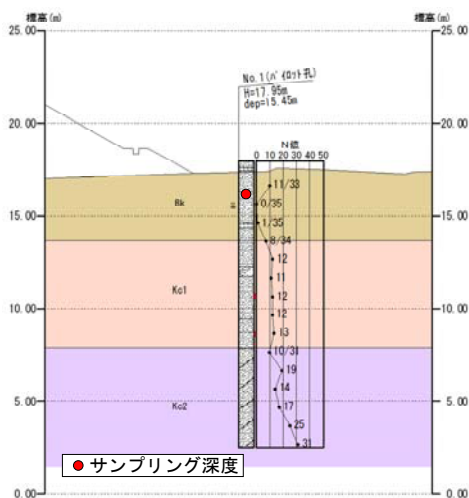


図-2.1 調査試験箇所の地質断面図

2003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¹³⁾。

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。

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



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箇所で行った)

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¹⁵⁾。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 ρ_d 、間隙比 e は、現場密度試験に近い値を示した。また、過去に実施したトリプルサンプリング試料も現場密度試験と同様の値を示している。ブロックサンプリング試料については、液状化試験に先立ち供試体のS波速度 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} とトリプルサンプリング試料の液状化強度比 R_{L20} は明らかに

異なっており、 M 値の小さい試料ではチューブサンプリングによる採取試料の液状化強度比 R_L が凍結サンプリング試料による液状化強度比 R_L よりも大きな値が得られるとの知見¹⁵⁾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 M 値と細粒分含有率 FC 等から算出¹⁴⁾した繰返し三軸強度比 R_L とを比較して示す。現行の道路橋示方書に示される繰返し三軸強度比 R_L 算出の骨格曲線は、試料の乱れが極めて少ない凍結サンプリ

ング試料の試験結果に基づくものであるが、ブロックサンプリング試料はチューブサンプリング試料よりも道路橋示方書の算出値に近い値を示している。

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

そこで、箇所No.1, No.2それぞれで採取した攪乱試料を用いて、ブロックサンプリング試料の供試体密度と同

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	乾燥密度	間隙比	S波速度	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度
	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	V_s m/sec	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	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	乾燥密度	間隙比	S波速度
	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	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

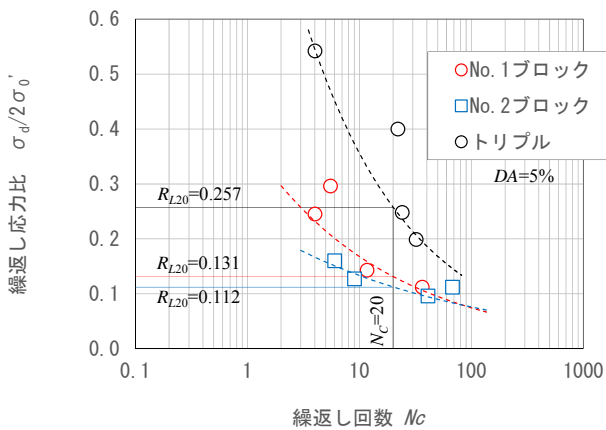


図-2.3 各試料の液状化強度曲線

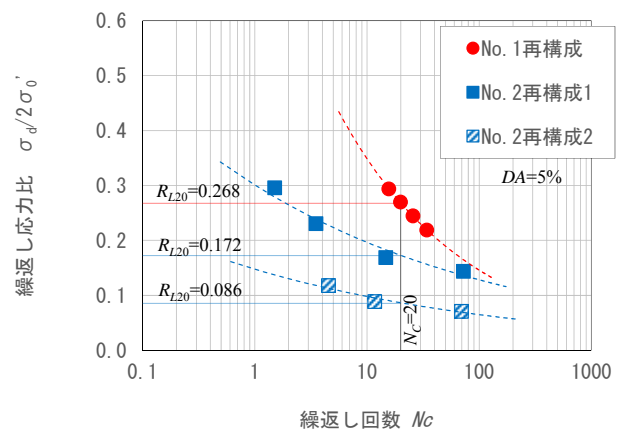


図-2.5 再構成試料の液状化強度曲線

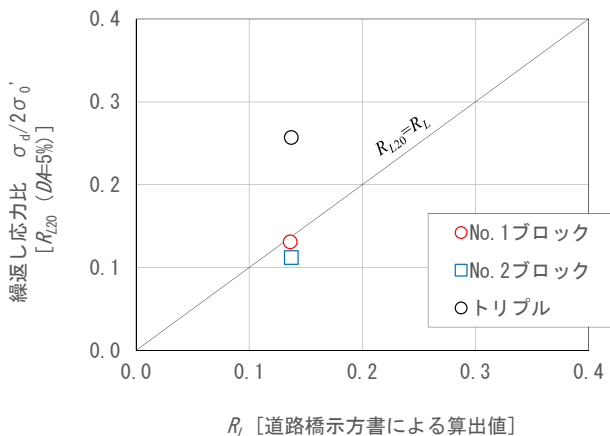


図-2.4 液状化試験による R_{L20} と道路橋示方書により算出した R_L

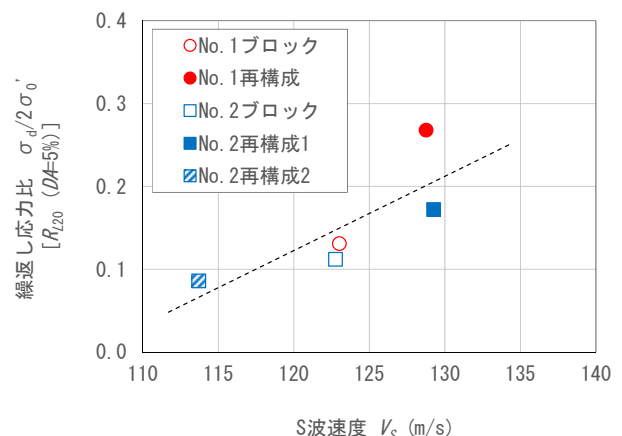


図-2.6 ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化強度比 R_{L20} とS波速度 V_s

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。前述のトリプルサンプリング試料は、乾燥密度 ρ_d や間隙比 e が現場密度に近い値であったが、再構成試料と同様に年代効果が喪失し、 V_s が異なっていたことが考えられる。今後、同様のデータを収集しこれらの関係を整理すると、再構成試料の V_s 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 ρ_d は 1.3g/cm^3 程度となっており、現場密度試験結果の $\rho_d=1.4\text{g/cm}^3$ より低い値である。現場密度試験の値は、箇所No.1~No.3で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、同じ攪乱試料であるにもかかわらず、第1サイクル時の間隙

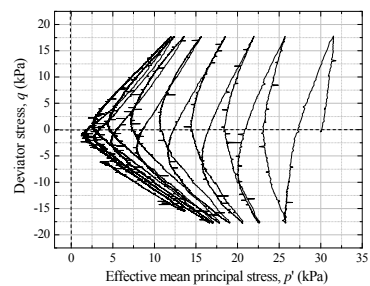
水圧の発達の傾向がやや異なっている。ブロック2の方が有効応力の低下が大きく、上述した試料の乱れの影響が液状化試験結果に表れている可能性がある。なお、ブロック2と再構成1の液状化中の有効応力経路は似通っている。

所定のひずみ（ $DA=5\%$ ）に達するまでの繰返し回数 N_c に着目すると、ブロック1とブロック2では繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_v$ が2倍異なるにもかかわらず、 N_c 値はほぼ同

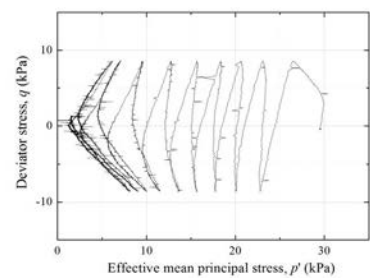
表-2.3 試験試料の概要と液状化試験結果

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

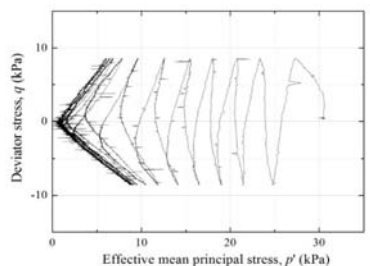
※液状化試験供試体の各種値は圧密後の1供試体の値



(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

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. ¹⁶⁾ 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. ¹⁷⁾ 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」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、1993年北海道南西沖地震により液状化が確認された¹⁸⁾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、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。1993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¹⁹⁾。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、G.L.-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

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

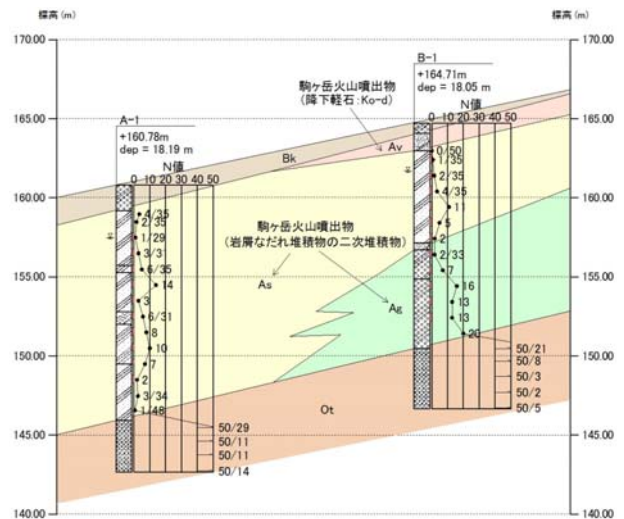


図-2.9 調査試験箇所近傍の地質縦断面図

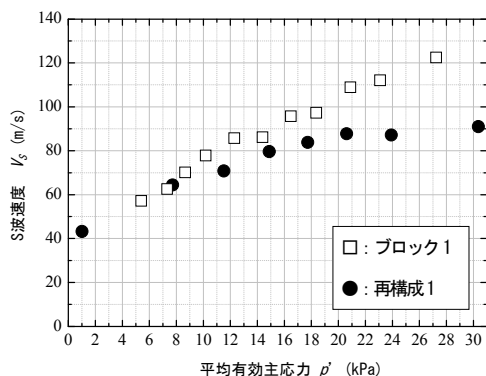


図-2.8 不攪乱試料と再構成試料の液状化中の V_s の変化

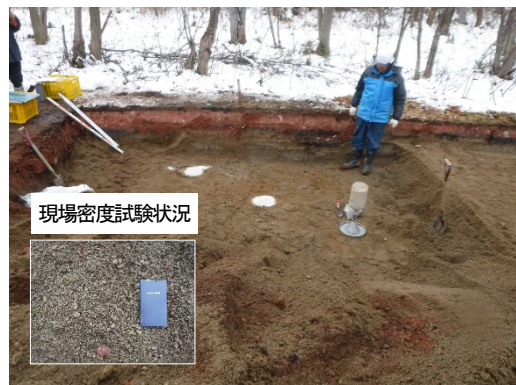


図-2.10 攪乱試料採取箇所の状況

たが、礫分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、G.L.-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、G.L.-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²⁰⁾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 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換層			
	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	間隙比 e	S波速度 V_s m/sec	土粒子の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	間隙比 e	S波速度 V_s m/s
トリプル	2.888	1.484	0.946	162.5				
再構成Standard	2.899	1.455	0.992	146.0	2.914	1.497	0.947	140.2
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

表-2.4に、液状化試験に供した試料の概要を示す。また、G.L.-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 ρ_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、トリプルサンプリング試料と同等の ρ_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を作製されたものとする。各供試体の V_s は、トリプル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、今後、更に試験データを収集し、これらの関係を明確にする予定である。

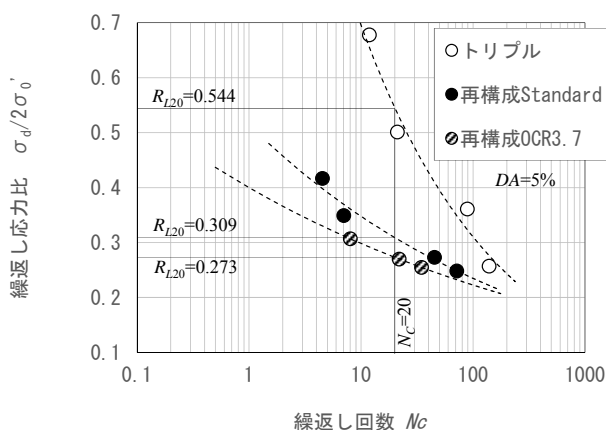


図-2.11 各試料の液状化強度曲線

2.4. 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

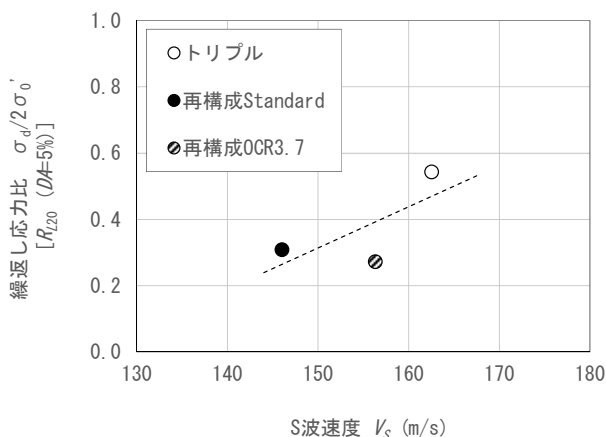


図-2.12 各試料の液状化強度比 R_{L20} と S 波速度 V_s

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。

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 ρ_d や細粒分含有率 FC ）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。

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の確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、実物換算で周波数1.5Hz、最大200cm/s²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¹⁴⁾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 al²¹⁾によるLIQCAを使用した。解

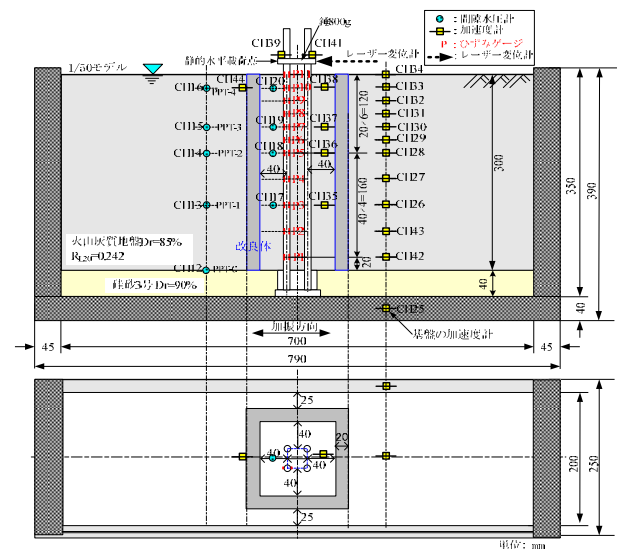


図-3.1 実験模型概要

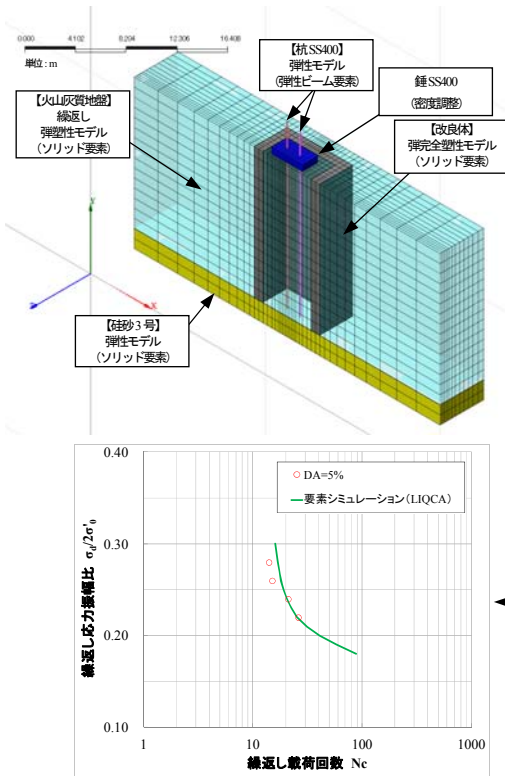
表-3.1 実験条件

	模型地盤	地盤改良壁			基盤加振条件
		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)	1,270 kN/m ² 正弦波20波 (1.5Hz) (200cm/s ²) 単発加振

※（ ）内は実物換算値

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



項目名	記号	改良体	備考
ヤング係数(kN/m ²)	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	ν	0.2	一般値
密度(g/cm ³)	ρ	1.638	物理試験
内部摩擦角(度)	ϕ'	0.00	$\phi=0$ 度と仮定
粘着力(kN/m ²)	c	634.9	$qa/2$ と仮定

項目名	記号	杭	備考
ヤング係数(kN/m ²)	E	2.336E+08	杭曲げ試験 E_I
ポアソン比	ν	0.3	SS400
密度(g/cm ³)	ρ	7.850	SS400
断面積(m ²)	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 ⁴)	J	0.0009244	実験条件
y軸回りの断面2次モーメント(m ²)	I_y	0.0004622	実験条件
z軸回りの断面2次モーメント(m ²)	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 ³)	ρ_{sat}	1.632	$(\rho_s + e_0 \rho_w) / (1 + e_0)$
初期せん断係数(kN/m ²)	G_0	45295.0	動的変形試験
平均有効応力(kN/m ²)	σ'_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/σ'_m	566.0	
擬似過圧比	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 ²)	K_f	2.00E+06	水の性質
圧縮指数	λ	0.060	要素シミュレーション
膨潤指数	κ	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_1^*	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)	γ_{pl}^{*E}	0.0070	要素シミュレーション
規準ひずみ(弾性剛性)	γ_{el}^{*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

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とし、改良体の引張特性は σ 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G.L.-4.0m、G.L.-6.0mにおける地盤改良壁内外の過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ 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、 $\Delta u/\sigma'_v$ 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

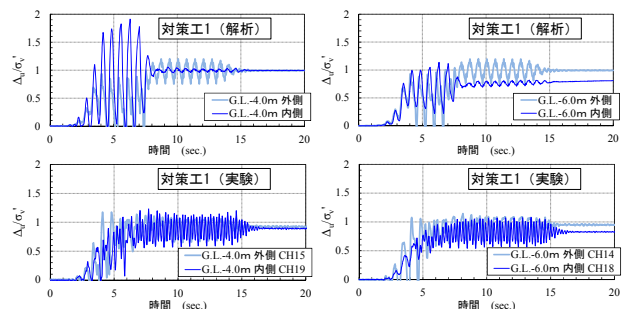


図-3.3 解析および実験による地盤改良壁内外の過剰間隙水圧比($\Delta u/\sigma'_v$)の時刻歴

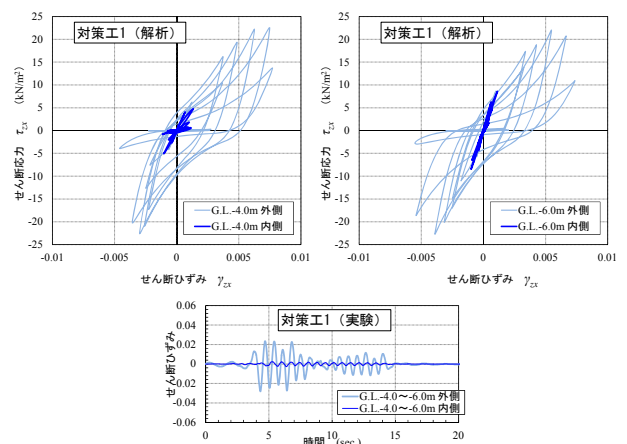


図-3.4 解析による地盤改良壁内外の地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係と実験によるせん断ひずみの時刻歴

で評価すると上昇傾向ならびに最大値は類似している。G.L.-6.0m では地盤改良壁内側において実験結果と同様に過剰間隙水圧の上昇が抑制されており、G.L.-4.0m では $\Delta u/\sigma_v$ 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

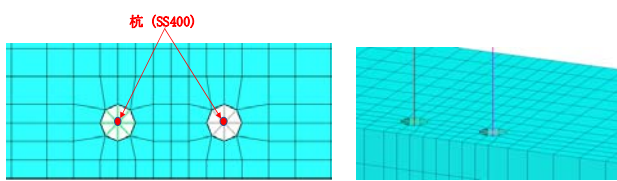
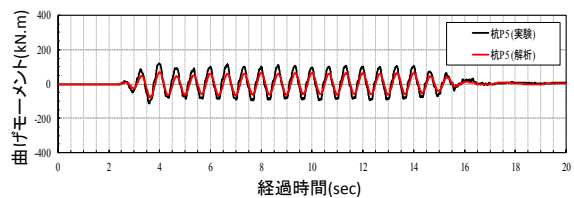
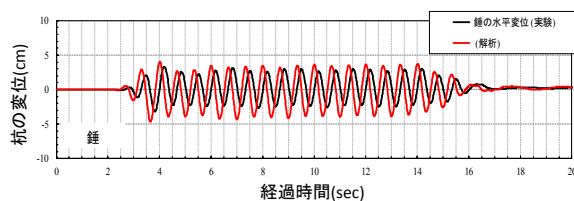
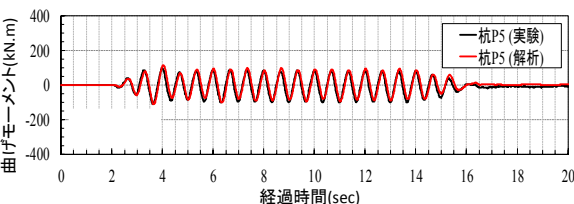
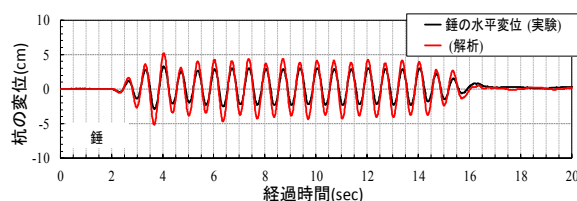


図-3.5 等変位拘束 (MPC 拘束) による杭モデル



(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

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。今後、液状化地盤の層厚等に起因する地盤の固有周波数の影響等について検討する予定である。

3.4. 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。

4. まとめ

本研究は、多様な土質、地質構造を有する地盤を対象として液状化発生予測の精度を高めるとともに、液状化

に対する各種構造物の耐震性能をよりの確に評価する方法を確立することを目的として実施するものである。

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) 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。

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、1995。
- 2) 破碎性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会：破碎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、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、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碎、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：破碎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碎とその評価、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碎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、□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、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, 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.