4 インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

研究期間:平成28年度~令和3年度

プログラムリーダー:耐震研究監 桐山 孝晴

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、救命・救助活動や緊急物資輸送の要 となる道路施設や、地震後に複合的に発生する津波や洪水等に備える河川施設等のインフラ施設の被害を防 止・軽減し、地震レジリエンスの強化を図ることは喫緊の課題となっている。人命の保護、重要機能の維持、 被害の最小化、そして迅速な復旧を目指し、ハード対策の技術開発への本格的な取組みが必要とされている。

2. 目標とする研究開発成果

本研究プログラムでは、南海トラフの巨大地震、首都直下地震対策強化として、大地震発災後の救命・救助活動、被災地への広域的な物資輸送、経済産業を支えるサプライチェーンの回復等の社会機能維持のために必要な技術を開発する。このためには、従来の経験を超える大規模地震や地震後の複合災害への備えが必要と認識した。また熊本地震においても課題とされたが、設計法の確立が十分ではない土工構造物の変位ベース設計法(変形評価法)、地盤と基礎・地下構造物の動的相互作用評価法の確立が必要と考える。液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、継続して評価方法を高精度化することが必要であり、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

H28 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、具体化などを行った。H29、H30、R1、R2 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。個別には、超過外力に対する損傷誘導設計の実現性の検証、電気探査手法による盛土内の集水地形の把 握など、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、令和2 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

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、H
 年度は盛土脆弱箇所を効率的に抽出する物理探査技術、泥炭地盤上盛土の耐震性把握に資するサウンディング手法をそれぞれ試すなどし、有効性を確かめることができた。

まず、物理探査技術については、H28 年度は熊本地震および豪雨による盛土の変状域を統合物理探査で 明らかにした。また能動的探査に加え受動的探査手法を組み合わせたハイブリッド表面波探査により、交通 量の多い幹線道路においても変状域の検出が可能な記録の取得が行えることが示された。H29 年度は引き 続きこの盛土崩壊現場で詳細物理探査を主体に総合的な現地調査解析を実施し、段階的な崩壊過程の推定 に至った。H30 年度は、独立型振動受振装置による浅層微動探査の有効性を試験し、地盤の3次元S波 速度分布の取得が現実的な作業量で実際に行えることを示した。R1 年度は、盛土内の地下水位が高い領 域を把握することを目的として調査手法の開発を進め、電気探査手法により集水地形の把握が行えること を確認した。また、推定される集水地形の谷筋に直行した方向に測線を設置などの調査手法の要点をとり まとめた。R2 年度は、省力型の3 次元電気探査を適用し、10%以下の測点数で集水構造の把握が行え、 実用的な技術であることを明らかにした。

サウンディング手法について、H28 年度は原位置サウンディング(三成分コーン貫入試験)の結果と して盛土と泥炭層の境界は判別可能であり、めり込み沈下量の把握は可能であることが示された。H29~ R1 年度は、簡易動的コーン貫入試験(PDC)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。その結果として、泥炭に沈埋した盛土は PDC 単独で液状化判定が可能であること、PDC の水圧波形により泥炭層を把握することが可能であることを明らかにした。R2 年度は、泥炭性軟弱地盤 上盛土の地震時変形(沈下と側方変位)に着目し、既設盛土への対策として法面や法尻、基礎地盤に施し た種々の対策工の効果を比較した。

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、H28~29 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。H30 年度は、透水性の相似則の影響および締固めの影響を確認するための模型実験を実施し、加進時過剰間隙水圧の発生状況、材料の締固め状況の影響に関する分析を行った。R1 年度は、谷埋めの高盛土内に難透水層が存在し、背後からの浸透水供給により難透水層上に水位が形成されることを想定した遠心載荷実験を行い、これらが盛土の安定性に及ぼす影響およびその対策手法について検討した。R2 年度は、前年度と同様の遠心載荷実験を行い、盛土変状対策工として難透水層上に設置した水平排水層について、水位低下による変状対策効果を検証した。

2)減災の観点から望ましい橋の破壊形態の評価手法及び超過外力に対する橋の減災設計法を開発するた め、H28 年度は鋼アーチ橋について、超過外力が作用した場合の損傷過程を分析し、致命的な損傷を避 けるための構造条件を導出した。また桁橋についても、解析に加え、損傷事例等を踏まえ、超過外力を想 定した場合の課題を整理し、望ましい損傷シナリオを誘導するための設計の考え方を、設計の段階(設計 条件の設定から評価・検証まで)毎に検討し整理した。H29年度は検討をさらに進め、解析により超過 外力に対し設計上配慮可能な損傷制御の方策を検討、その有効性を検証した。さらに所要の供用性・修復 性等に対し、とどめるべき損傷度を示すシナリオ案を提案した。H30 年度は、支承部への損傷制御の実 現性を検証するため、既往文献調査による橋脚の設計条件の検討、供試体設計と、支承の各部品における 力の作用状況および耐力を把握するための載荷実験を行った。R1 年度は、支承部への損傷制御の実現性 を検証するため、載荷条件の評価、損傷を誘導する部材の応答について詳細に分析し、供試体の詳細設計 を行った。また、支承に用いられる複数本の六角ボルトに作用する力の作用状況の詳細を把握することを 目的に、昨年度に実施した載荷実験の再現解析を行った。R2 年度は、超過地震動に対してできるだけ機 能が損なわれず、仮に損なわれても速やかに機能回復できる構造を実現する方法を提案し、その実用性を 検証した。また、地震により被害を受けた道路橋支承の損傷状態を調査し、各種支承における支承の損傷 傾向および支承部の損傷と路面段差の発生の関係等について検討するとともに、段差防止構造の設計手法 に関する検討を実施した。

3) 合理的で信頼性の高い既設橋基礎の耐震補強法の開発については、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等の課題を把握、整理した。H29 年度は、基礎の補強に関する既往の実験事例について文献調査を実施し、補強工法の効果などを把握した。 H30 年度は、基礎の補強として一般的に用いられる既設・増設フーチングを剛結した増し杭工法および 剛結せず接触構造とした増し杭工法を対象に、既設杭と増し杭の荷重分担や既設・増設部材の結合部挙動 の評価を目的に解析的検討を実施した。R1年度は、上面引張時におけるフーチングの曲げ耐力を精度よ く評価することを目的として、杭列配置がフーチングの損傷形態に与える影響を解析的検討により明らか にするとともに、杭間隔の観点より現行の評価手法が適用可能な条件を明確化した。R2年度は、H30年 度に解析的検討を行った接触構造の増し杭工法について、静的遠心載荷実験により水平載荷試験を実施し、 補強効果を検証した。

(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の開発に向けて、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計算を実施し、 変形モードについて実験結果との整合を確認した。その一方で、法肩沈下量は実験結果よりも大きな値 となった。H29 年度は変形解析を行うためおよび基本的な材料物性を把握するため、室内土質試験を実 施し、盛土材の変形特性に及ぼす締固め程度、細粒分含有率の関係を確認した。H30 年度は、変形解析 を行う上でのパラメータ検討を行うための基礎データを蓄積するため、細粒分含有率や塑性指数、締固 め条件の違い等の土質条件による強度特性の違いを把握するための室内土質試験を実施した。R1 年度 は、細粒分含有率を考慮したせん断剛性低下率の設定方法を用いた解析を行い、過年度に実施した細粒 分含有率の異なる盛土材料を用いた谷埋め高盛土の遠心載荷実験の再現解析を行った。R2 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 行った遠心力載荷実験を模擬した2次元変形解析を行った。

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

また、特殊土(泥炭)地盤の地震時の剛性低下の把握のため、H28 年度は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。H29、30 年度は、泥炭の剛性変化を考慮した液状 化に伴う残留変形解析による解析モデルが、地下水位以下の泥炭地盤に沈埋した河川堤防盛土の液状化 による崩壊事象を再現することが可能か検証した。R1 年度は、上述の過年度の変形解析に関して、一 部追加の解析を行い、泥炭地盤上盛土の地震時沈下量と泥炭の剛性変化の関係に着目して整理した。R2 年度は、泥炭地盤の構成モデルを変えた一連の地震時自重変形解析を行い、泥炭地盤上盛土の地震時変 形照査に適した泥炭地盤の構成モデルを検討した。

2)地盤振動と構造物の動的相互作用や地盤流動を考慮した既設橋の耐震性能の高精度な評価技術の確立 に向け、H28 年度は地盤流動による作用と抵抗機構を解明するため、斜面上の柱状体深礎基礎と組杭深 礎基礎を対象に遠心力載荷実験を実施した。これによってすべり量が大きくなると受働土圧相当の荷重 が基礎に作用することなどが判明した。さらに深礎基礎を有する橋台・橋脚を対象に、数値解析により 受働土圧相当のすべり力が作用した時の基礎の安定性を検討し、橋台、橋脚ともに、すべり力は基礎の 耐力を上回る傾向があること、基礎の構造により、抵抗力に差があること等を把握した。H29 年度は、 大きな変位の斜面変状が橋梁に及ぼす影響を評価する解析手法を検討した。新たな解析的アプローチと して有限差分法を試用し、過年度の実験について再現解析で適用性を確認した。その結果4mの地盤変 位により生じた地盤の受働破壊や杭の断面力等を精度よく再現できた。地盤流動の影響を受ける既設橋 の耐震性能の高精度な評価技術の確立に貢献する成果となった。H30年度は、軟弱粘土地盤上に設置さ れた既設道路橋を対象に、粘土地盤の側方流動の影響を受けた橋台杭基礎の破壊メカニズムを解明する ことを目的として、動的遠心載荷模型実験を用いて、橋台杭基礎の地震時挙動を調べた。R1 年度は、 既往の地震被害の調査結果に基づき、軟弱粘性土地盤上の道路橋基礎の耐震性能に関する検討を実橋レ ベルで実施した。R2 年度は、軟弱粘性土地盤上の橋台の動的遠心模型実験を対象とした FEM 解析を行 い、その再現性を確認するとともに、実用的な耐震性能評価手法を構築する上で必要となる側方流動の メカニズム等について分析を行った。

また、地震時の橋の耐荷性能を合理的に評価するため、基礎と地盤特性も含めた橋全体系として耐震 性能を評価する手法を構築することを目的として、H28年度は古い基準により設計された既設 RC 杭を 模した既往の実験を対象に、解析的に杭列ごとの曲げやせん断耐力特性の評価法を検討した。H29年度 は、入力損失の大きい柱状体基礎の動的加振実験を対象に、解析的に地震時応答の再現及び地盤振動の 特性が構造物の振動に及ぼす影響を確認した。H30、R1年度は、橋台に関する動的遠心模型実験を実 施し、橋台の地震時挙動を確認するとともに、橋台と地盤の動的相互作用について分析した。また、模 型 PC 杭の載荷試験を実施し、せん断耐力及び破壊形態を確認するとともに、再現解析を踏まえて限界状 態の評価法を検討した。R2年度は、橋台に関する動的遠心模型実験再現解析を実施し、実験結果との 比較により解析手法の妥当性について検証した。また、PC 杭のせん断耐力を PHC 杭のせん断耐力算定式 で評価することの適用性を検証した。

3)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を確立しようとしている。H28~30年度は、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、変状が進展する場合があること、特に横断亀裂が生じた場合は堤防機能を喪失する場合があることを確認する等、応急復旧、本復旧の考え方のヒントとなる知見を得た。また、堤防の浸透機能に影響を与える要因の1つである堤体のゆるみについて、過去の動的遠心模型実験において加振前後での堤体の密度分布を測定した事例を用いて分析した。さらに、堤体の側方変位量について、実測値と実務に用いられる河川堤防の地震時地盤変形解析手法によって算出される解析値の検証を行った。R1年度は、地震による亀裂等の変状発生度合いと堤防機能の関係を明らかにするため、遠心模型実験により、地震後に生じた堤体の亀裂および密度変化とそれらによる堤防の浸透特性の変化について検討を行った。R2年度は、地震後の応急措置を施した堤防と、法尻に固化改良体を有する液状化対策を施した堤防に対して遠心模型実験を実施し、それぞれの状況における加振後の堤防の浸透特性の変化について検討を行った。

(3)構造物への影響を考慮した地盤の液状化評価法の開発

構造物への影響を考慮した合理的な液状化判定法を確立するため、H28 年度は液状化に対する抵抗率 FL と過剰間隙水圧比 Ru およびダイレイタンシー ε d の関係について考察を行い、これらの関係が液状 化強度曲線,水圧上昇曲線,圧縮曲線の組み合わせによって表現される可能性があることを示した。H 29 年度は過年度に提案した FL・ε 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。H 30 年度はこれを用いて原位置不攪乱試料の液状化試験の再現計算を行い、堆積年代が異なる砂質土や粘 性土の非排水繰返しせん断挙動を良好に再現できることを確認した。R1年度は、原位置液状化試験法 (振動式コーン試験・定点振動法)について現場実験による適用性検証を行うとともに、液状化した土 の大変形のポテンシャルについて検討するための一連の室内土質試験を行った。R2 年度は、原位置液

状化試験法(振動式コーン試験・定点振動法)のさらなる適用性検証のため、振動台によって地震履歴 を与えた密な模型地盤に帯する室内実験を行った。

一方、火山灰質土の液状化強度比に及ぼす各種要因の解明と評価手法の確立のため、H28、29 年度に 地盤調査および土質試験を実施した。液状化試験は、H28 年度は美幌町におけるブロックサンプリング による不攪乱試料および S 波速度 VS を変化させた再構成試料を対象とした。H29 年度は森町におけ る、原位置で採取した攪乱試料の再構成試料とトリプルサンプリングを対象とした。その結果として、 火山灰質土の液状化強度比 RL と VS との間に相関が認められるなど正確な RL を簡易に評価できる可 能性を強めることができた。H30 年度は、美幌町、森町で同時に採取した火山灰質土の攪乱試料を対象 に、過年度とは異なる密度で作製した再構成材料の繰返し非排水三軸試験結果から考察を行った。R1 年度は、札幌市の火山灰質地盤を対象に原位置試験を行うとともに、これまでに検討した動的有効応力 解析のモデル化手法について、過去の遠心模型実験 5 ケースの再現解析からその適用性を検証した。R2 年度は、札幌市の火山灰質土の、不攪乱試料、原位置密度および原位置密度とは異なる密度で作製した 再構成試料に対し繰返し非排水三軸試験を実施し、これまでの検討において相関が認められた S 波速度 と液状化強度比との関係について整理・考察を行った。

DEVELOPMENT OF SEISMIC TECHNOLOGY FOR STRENGTHENING EARTHQUAKE RESILIENCE OF INFRASTRUCTURE FACILITIES

Research Period	: FY2016-2021
Program Leader	: Director for Earthquake Engineering
	KIRIYAMA Takaharu
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. Experiments and analyses have done for each segment. Various data and knowledge that make progress of seismic technology were obtained.

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

4.1 巨大地震に対する構造物の被害最小化技術・早期復旧技術の開発

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

る研究(耐震性評価手法:物理探査)

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

【要旨】

本研究は、盛土の耐震性評価の効率を向上させる手法のひとつとして、物理探査を用いた脆弱箇所の効率的な 抽出手法の実証を目的としている。表面波探査や電気探査などの複数の浅部物理探査手法を組み合わせた統合物 理探査、および、表面波探査において能動的な起震振動と受動的な振動を組み合わせたハイブリッド表面波探査 を、実際の地震による被災現場で実施し、有効性を評価した。短期間で、必要時に、災害復旧作業の支障となら ずにデータ取得が行えることを示した。表面波探査によるS波速度分布を用いて耐震性が低い箇所の評価が可能 であることを示した。ドローンなどによる空撮画像を基にした数値地表モデルと地下探査情報を組み合わせて空 間情報を統合化することにより、盛土の状態の理解や解釈の信頼性が向上し、災害復旧対策に有効であることを 示した。また、独立型振動受振装置を用いた浅部地盤の3次元構造解析の実用性に関する評価を行った。さらに、 谷埋め盛土の集水構造の電気探査による調査手法を検証した。省力型の3次元探査技術の適用性を明らかにした。 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、3次元S波速度分布、集水構造

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

平成 28~29 年度に、熊本地震により変状を受けた盛 土の調査を行い、盛土内部の変状状態の解析手法につい て実証評価を行った。表面波による S 波速度構造分布の 推定手法や、数値地表モデル (DSM) と地下情報を統合 した空間情報の一体表示手法を、被災盛土の調査に適用 した。地震の影響により実際に変状を受け崩壊した盛土 の内部状態の理解および解釈への浅部物理探査手法の活 用方法について評価し、信頼性が高く効率が高い盛土の 調査方法を提示した。

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

R1 年度は、盛土内部の水位が高いと耐震性を低下さ

せることから、地下水位の高い領域を把握することを目 的に調査手法の開発を進めた。集水構造の把握が電気探 査で行えることを確認し、推定される集水構造の谷筋に 直交した方向に測線を設置するなどの調査手法の要点を まとめた。

R2 年度は、省力型の3次元電気探査を適用し、10% 以下の測点数で十分な集水構造の把握が行え、実用的な 技術であることを明らかにした。

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-2.1)。路肩部が大きく変状していたが、 調査時は未対策の状態であった。

盛土変状域を含むように探査測線を配置し、表面波探 査を実施した。表面波探査の測線長は480m で、4.5Hz の受信器を2m間隔で240点配置して行った。かけや起 震を4m間隔で行い能動的探査用の震源とした。他に、

-6-

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¹⁾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²⁾、および CMP-SPAC 法 ³⁾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-2.2 に示す。比抵抗断面も合 わせて掲載している。



図-2.1 盛土変状箇所



図-2.2 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-2.3 および図-2.4 に示す。。 道路は片側一車線の本線とオン/オフランプで構成され ている。東側のオフランプ車線が崩壊した。道路表面に 多数の亀裂が残された。盛土の崩壊により、道路に面し た南北方向約40m、東西方向約10mの領域は、高さ2m 程度隆起した。

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



図-2.3 UAV 空撮画像を基に作成したオルソ画像



-7-

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-2.5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−2.5 DSM による陰影図と地中レーダ反射振幅分布の 統合表示画像

盛土崩壊面における 2 次元電気探査では、深さ 20m までの比抵抗構造を得た(図-2.6)。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。



図-2.6 盛土を横断する比抵抗分布および地下構造とす べり面の解釈断面

地中の2次元断面情報である物理探査断面と、地表の オルソ化画像情報およびDSM とを結合した3次元統合 空間情報モデルを構築し、盛土崩壊状態の解析に用いた

(図-2.7)。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-2.7 空間統合化情報の表示例

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-2.8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。



図-2.8 改良体の推定位置の空間情報

本研究では、熊本地震で被災を受けた道路高盛土を対象に、調査の計画立案から現場における調査計測、取得 データの解析処理、解析記録の空間情報統合化、そして、 解析結果の解釈や状態評価、調査情報の対策工への反映 までの一連の実作業を実施し、復旧対策工の早期実施に 貢献した。一部の作業は現場担当者と共同で実施した(図 -2.9)。各記録の取得手法への理解が深まり、解析記録や 解釈結果の適切な活用に有益となった。崩壊箇所は平成 30年度に全面復旧した。



図-2.9 現場担当者との共同による計測調査風景

2.3 3次元S波速度取得技術の開発

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

これまでは、浅部地盤調査では、現場条件や調査経費 等の制約から、3次元調査の実施は非現実的なことが多 かったが、近年、比較的低廉で取り扱いが簡便な独立型 計測システムの開発が進められ、以前に比べ3次元探査 が容易になった。そこで独立型振動受振装置の浅部構造 探査への適用性を検証した⁶。

図-2.10 に示す独立型振動受振装置は、既往の受振装 置と異なり、受振点間を信号ケーブルで接続する必要が なく、個々の地点の振動記録を個々の収録器で記録する

(図-2.11)。GPS により計測時刻を高精度で記録することで、各受振装置に収録された振動データの時刻合わせが可能となっている。柔軟な受信器配置が可能となるため、地表面に対して2次元状に受振器を配置することが容易となる。

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

3次元の解析結果例(図-2.12)とS波速度分布の2 次元断面(図-2.13)を示す。深度40m付近の基盤面を 明瞭に捉えることができた。約1日の調査で、一辺80m の領域の不均質なS波速度分布を3次元で把握すること が可能であることを検証し、実用性の高い探査手法であ ることを確認した。



図-2.10 独立型振動受振装置



図-2.11 通常型と独立型の振動受振装置の相違(上:通 常型,下:独立型)



図-2.12 3 次元 S 波速度分布



図-2.13 2次元S波速度分布

2.4 集水構造の把握手法の開発

盛土内の水位が高くなると耐震性を低下させる。谷埋 め盛土では谷筋に形成される集水構造や宙水の存在が耐 震性低下の要因となる。このため、集水構造の範囲や宙 水の分布を特定することが重要となる。集水構造の分布 がわかることにより、集水構造の範囲や中心位置がわか り、観測井や排水設備を適切な位置に設置することがで きるため、耐震性の維持を効果的に行える。

ボーリングなどによる地下水調査は調査地点における 正確な情報を提供するが、地下水位が高い場所の範囲や 最も地下水位が高い地点の特定は難しい。このため、空 間分布情報の取得が行える物理探査手法をボーリングと 組み合わせて空間連続情報に拡張し、集水構造の範囲や 宙水の分布を特定する技術の開発を行った。

高い含水により崩壊した履歴を有し、現在も観測井に より水位監視が継続されている国道の谷埋め盛土におい て、電気探査を行った(図-2.14)。道路と平行に95mの 測線を設定し、通電して記録を取得した。測線近傍に水 位観測井が設置されており、調査時は地表より3.0mの 深さに地下水位が存在していた。

得られた比抵抗分布を図-2.15 に示す。観測された地 下水位は低比抵抗領域の頂部に位置している。地形から 推定される谷筋に比抵抗の低い領域が分布しており、集 水構造を捉えられていることが確認できた。電気探査に より集水構造の範囲や中心位置の特定が行えることがわ かった。



図-2.14 電気探査の測線設定位置



集水構造を電気探査で調査する方法の要点を以下に示 す(図-2.16)。1)集水構造の調査は谷筋に直交方向に測 線を配置する。2)集水構造を含み尾根筋付近まで測線を 延長して設定する。3)道路の反対側の車線などのある程 度離れた位置に平行な2測線を設置することにより谷筋 の方向が特定できる。4) 電極間隔は2m程度で十分である。ただし、地下水の深度により調整する。



図-2.16 集水構造の電気探査調査の測線配置

2.5 省力型の3次元探査技術の適用性

谷埋め盛土の地盤は、地表および地中共に、3次元的 に変化する構造を有していることが多い。このため、弱 点箇所の詳細調査には3次元地盤情報の把握が求められ る。既往の3次元電気探査は格子状に電極を設置する必 要があり、労力と費用を要する上に、狭い範囲しか調査 できない。このため開発技術が実際に適用される事例は 少ない状況となっている。そこで、個別に取得した複数 の2次元電気探査記録を同時に逆解析することにより、 3次元電気比抵抗分布の取得を試みた。少ない測定点の 情報に基づく3次元探査に相当し、個々の2次元断面記 録の単純な空間内外挿補間とは異なる。

図-2.17に3次元解析結果から切り出した、ひとつの 標高と縦断線における電気比抵抗分布を示す。互いの位 置関係を図中に記載している。同標高図の点線枠が道路 の位置に相当し、盛土斜面は南南東方向に下り勾配で分 布している。図-2.17に示すように、3次元解析により 得られる2次元同標高分布は集水構造となる谷筋の分布 を捉えやすく有用である。また、自由に縦断面を設定し 表示できることから、斜面横断方向の電気比抵抗縦断分 布を得ることができる。縦断断面では、盛土の上部に低 比抵抗領域が認められ、これは宙水の存在による高い水 分率の領域に相当する。斜面における調査は困難を伴う ことから、3次元解析を用いることにより調査設計の自 由度が向上する。適用手法は、従来の3次元電気探査手 法に対し、10%以下の測定点数で良好な3次元分布を得 ることができ、制約が大きかった既存の調査方法に対し、 実質的に3次元探査技術を利用可能とした8。

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



図-2.17 3次元解析による明瞭な集水構造の把握と水 位の高い領域の把握(上:同標高図、下:縦断図)

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

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

地下空間情報を合わせて統合的に管理することにより、 盛土崩壊状態を適切に評価することが可能となった。 CIM の有効利用により、復旧対策計画の検討作業の効率 化に貢献できることが示された。土構造物が崩壊する原 因やメカニズムがわからない場合には、対策復旧に時間 を要する場合がある。事前の地中情報が不十分な場合が 多く、事前情報を含む地表情報を活用し、地中変状を推 定する手法の普及活用に努めたい。

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

さらに、耐震性を維持するために、集水構造の範囲や 中心位置の調査を電気探査で行えることを確認し、調査 方法の要点をまとめた。省力型3次元探査は集水構造の 把握に十分有効で、実用性の高い技術であることを明ら かにした。

参考文献

- 1) 稲崎富士:浅部物理探査による地盤構造の可視化と物性評 価、地盤工学会誌、Vol.65、No.1、4-7、2017。
- Hayashi, K., and Suzuki, H. : CMP cross-correlation analysis of multichannel surface-wave data, Exploration Geophysics, 35, 7-13. 2004.
- Hayashi, K., et al. : CMP spatial autocorrelation analysis of multichannel passive surface-wave data, SEG Expanded Abstracts, 85, 2200-2204, 2015.
- 4) 稲崎富士・青池邦夫: 稠密物理探查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.
- 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.

- Kobayashi, T., Ogahara, T. and Inazaki, T., Construction of a 3D S-wave velocity structure model utilizing passive surface wave method, NS33C-0817, AGU Fall Meeting, 2018.
- Morikawa, H., Sawada, S. and Akamatsu, J., A Method to Estimate Phase Velocities of Rayleigh Waves Using Microseisms Simultaneously Observed at Two Sites, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 94, No. 3, 961-976, 2000.
- 8) 尾西恭亮・小林貴幸・加藤俊二・東拓生・斎藤清志:谷埋 め盛土内部の水分分布の電気探査による把握、土木技術資料、62、12、20-23、2020.

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。

令和2年度は、令和元年度に引き続き谷埋めの高盛土内に難透水層が存在し、背後からの浸透水供給により難 透水層上に水位が形成されることを想定した遠心力載荷実験を行い、難透水層上に水平排水層を設置しその水位 低下による変状対策効果を検証した。小段高さの1/2の長さの水平排水層を設置して実験を行った結果、難透水 層上に形成される水位の低下を確認でき、その結果、加振後の盛土天端中央の沈下量を若干抑制できることがわ かった。ただし、特に法肩における沈下量の抑制効果は限定的であったことから、難透水層が存在する場合には、 水平排水層の長さを通常よりも長くする必要があることが示唆された。

キーワード:道路盛土、遠心力載荷実験、細粒分含有率、空気間隙率、宙水、難透水層

1. はじめに

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

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

平成28・29年度は、細粒分含有率の違いによる盛土地 震時の変形特性を把握するための遠心力載荷模型実験を 行い、細粒分含有率が高いと変形が大きくなる傾向があ ること、塑性指数が大きくなると変形量が小さくなる傾 向があることを確認した。

一方、平成28・29年度に実施した模型実験での課題として、浸透水の粘性(透水性)の相似則の影響、締固め度の低下による影響を把握する必要があるため、平成30年度は、透水性の相似則の影響および締固めの影響を確認するための模型実験を実施し、加振時の過剰間隙水圧の発生状況、材料の締固め状況等の影響に関する分析を

行った。

令和元年度は、谷埋めの高盛土内に難透水層が存在し、 背後からの浸透水供給により難透水層上に水位が形成さ れることを想定した遠心力載荷実験を行い、これらが盛 土の安定性に及ぼす影響及びその対策手法について検討 した。また令和2年度は、令和元年度と同様の実験を行 い、盛土変状対策工として難透水層上に水平排水層を設 置し、その水位低下による変状対策効果を検証した。

2. 高盛土・谷状地形盛土の動的遠心力載荷実験

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

ここでは、平成28年度~令和2年度までの結果をまとめて示す。

これ以降表記する数値は、特記がないものについては、 実験概要・実験方法の説明については模型スケールで、 実験結果については実物換算で表記する。

2.1 実験模型および加振実験の概要

模型実験は 50G の遠心場で行い、盛土高さ 15m 相当 の山岳盛り土を想定したものである。図-2.1 に実験模型 概要を示す。実験模型は、幅 1500mm、奥行き 300mm、 高さ 500mm の鋼製大型土槽内に、段切りした地山模型 を設置し、その上に計測器を埋設した盛土模型を作製し た。

地山模型は、勾配5°の傾斜部(図右側)と上部の傾斜





												-	-					
			実	験条(+						盛	土材	料の物	性				
年度	ケース	盛土	細粒分含有率	締固め度	含水比	空気間隙率	土粒子密度	礫分含有率	砂分含有率	シルト分	粘土分含	均等係数	平均粒径	液性限界	塑性限界	塑性指数	最大乾燥密度	最適含水比
		林料名	m上 F _C	D _c	ω	Va	ρ _s	(%)	(%)	含有率	有率	Ue	D ₅₀	ω_{L}	ω _P	lo	ρ _{dmax}	ω _{opt}
		104 FM	(%)	(%)	(%)	(%)	(g/cm ³)	(70)	(70)	(%)	(%)	00	(mm)	(%)	(%)	112	(g/cm ³)	(%)
H28	CASE1	FC50	51.3		17.3	23.4	2.712	0	48.7	38.0	13.3	-	0.072	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6
	CASE2	FC10	20.8		16.2	22.8	2.728	0	79.2	10.9	9.9	45.6	0.194	NP	NP	-	1.718	16.3
	CASE3	DC30	36.5		15.2	25.0	2.713	0	63.5	26.5	10.0	38.8	0.132	NP	NP	-	1.696	15
	CASE4	FC50	51.3	85	23.6	14.5	2.712	0	48.7	38.0	13.3	-	0.072	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6
H29	CASE5	A 39.8	39.8	1.8	17.1	25.1	2.862	0	60.2	32.7	7.1	9.9	0.099	29.9	19.3	10.5	1.693	17.1
	CASE6	ς	41.0		22.5	14.9	2.729	0	58.9	33.8	7.2	10.2	0.093	31.0	19.4	11.6	1.693	17.1
	CASE7	E7 B	56.1		20.7	24.3	2.744	0	43.9	50.6	5.5	5.0	0.069	35.1	21.0	14.1	1.558	20
	CASE8	D	43.6	85	27.9	14.8	2.747	0	56.5	34.4	9.2	14.0	0.086	33.9	20.2	13.7	1.558	20
H30	CASE9	FC20	20.8	85	16.2	22.8	2.728	0	79.2	10.9	9.9	45.6	0.194	NP	NP	-	1.718	16.3
1150	CASE10	Α	39.8	82	17.1	26.0	2.762	0	60.2	32.7	7.1	9.9	0.099	29.9	19.3	11.5	1.693	17.1
	CASE11	计同体动																
R1	CASE12	(16.9	85	17.1	22.6	2.687	0	83.1	11.5	5.4	6.2	0.15	NP	NP	-	1.676	17.1
	CASE13	())(1))																
R2	CASE14	江戸崎砂	16.9	85	17.1	22.6	2 687	0	83.1	11.5	5.4	6.2	0.15	NP	NP	_	1.676	17.1
112	CASE15	(原砂)	10.5	0.5	17.1	22.0	2.001	0	05.1	11.5	5.4	0.2	0.15				1.010	17.1

|--|--|

※CASE9 及び CASE11~15 は間隙水にメトローズ水溶液を使用.他の CASE は脱気水を使用.

30°の段切り部(図左側)からなり、アルミ製で摩擦を確 保するために表面にサンドペーパーを貼っている。また、 盛土内に浸透水を通水するため、実験土槽の段切り部背 面側に注水タンクを設け、深さ方向で2箇所に盛土内へ の注水パイプを等間隔で7本取り付け、水頭差を形成す ることで盛土内に水を浸透させる構造としている。さら に、法尻下の地山面には浸透水位(浸潤線)形成時にお ける法尻部の浸透破壊を防止する目的でドレーンを設け た。

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

加振実験は、模型に 50G の遠心力を作用させた後、盛

土部背後の地山部から浸透水を供給し、法尻付近の水位 が盛土高さの 1/2 程度となるよう水位を上昇させた後、 加速度振幅を 0.7 倍に調整した神戸海洋気象台 N-S 波 (1995 年兵庫県南部地震) により加振を行った。実験中

は、盛土の間隙水圧、加速度、変位等を計測するととも に、加振中の状況を高速度カメラで撮影した。

表-2.1に、R1までに実施した実験ケース一覧を示す。

2.2 細粒分含有率の違いに関する模型実験

(1) 実験概要

平成28年度は、まず、細粒分含有率の違いが盛土の地 震時の変形挙動に及ぼす影響を把握することを目的とし た実験を行った(表-2.1 CASE1~CASE4)。

各ケースで用いた盛土材料は、江戸崎砂を0.075mm ふ るいで分級したのち、分級時に生成された材料を再混合 して作製したもので、細粒分含有率に応じてそれぞれ FC20、FC35、FC50と呼ぶ。図-2.2に、それぞれの地盤 材料の粒径加積曲線と、締固め曲線を示す。

-14-



盛土模型は、CASE1~3については、FC50、FC20、FC35、 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、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)で作製した。

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

(2) 実験結果(数値は実換算値で表記)

図-2.3に細粒分含有率と法肩沈下量の関係を、図-2.4 に加振時の盛土内の間隙水圧の状況について盛土底面中 央の間隙水圧計(P4)の例を、写真-2.1に各ケースの加振 後の変形状態を示す(以降、寸法は実物スケールで示す)。 図-2.3を見ると細粒分含有率の増加に伴い法肩沈下量 も増加している。それぞれのケースの変形状況(写真-2.1) をみると、まず FC50を用いた CASE1では、盛土全体が 変形し、天端付近にすべり線が見られた。一方、同じ FC50 でも空気間隙率が低い CASE4 では、法尻付近で変形は 見られたものの、明瞭なすべり線は見られず、盛土表面 にクラックが発生した程度であり、細粒分含有率および 締固め度が同程度でも、締固め時の含水比(空気間隙率) により変形挙動が異なった。

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

一方で、細粒分含有率が少なく透水性が高い FC20 を 用いた CASE2 では、加振時の水圧がほとんど上昇せず、 目立った変形も見られなかった。このケースでは供給水 量も他ケースに比べかなり多く、細粒分が少ないため透 水性が高いうえ、透水現象と動的現象の相似側があって いない影響もあり、加振時の間隙水圧が上昇しづらい状 況であったものと考えられる。

FC35 を用いた CASE3 では、加振中の間隙水圧はやや 上面中央付近から法尻かけて部分的に表層部に大きな崩 壊が生じている。この表層部での崩壊はのり尻付近の局 所的な水位等が影響すると考えられるが、今後さらに分 析が必要と考えている。

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





2.3 塑性指数の違いに関する模型実験

(1) 実験概要

2.2 の実験結果から、天端付近まで変形が及んだもの は FC50 の CASE1 と CASE4 であった。この実験では FC50 は塑性指数(以下、 I_P という) I_P =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、平成 29 年度は、細粒分含有率が大きな場合の塑性指数の違 いによる盛土の地震時の変形挙動を把握することを目的 とした実験を行った(表-2.1 CASE5~CASE8)。各ケー スで用いた盛土材料は、平成28 年度に実施した FC50 の I_P が 6.2%であったことから、江戸崎砂を 0.105mm、 0.075mm ふるいで分級し生成された3つの試料を再混合 して F_C=50%で I_P が 10%および 15%程度となる2 種類の 材料を追加で作製した。以下これらを盛土材 A、盛土材 B と呼ぶ。図-2.5 に、それぞれの地盤材料の粒径加積曲 線と、締固め曲線を示す。

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

浸透水は、2.2 と同様に脱気水を用いた。

(2) 実験結果(数値は実換算値で表記)

図-2.6に I_Pと法肩沈下量の関係を、図-2.7に加振時の盛土内間隙水圧の状況の例を、写真-2.2に各ケースの加振後の模型の変形状態を示す。また、図-2.8に全ケースの加振時の過剰間隙水圧の最大値と法肩沈下量の関係を示す。

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

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

ここで、CASE8 については、CASE5~7 と比して変形





図-2.7 加振時の盛土内間隙水圧の状況の例



図-2.8 加振時の最大間隙水圧と法肩沈下量の関係

法肩沈下量

=11.1 cm

法肩小変形





(d)CASE8



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

2.4 浸透水の違いおよび締固め度の影響に関する実験

平成30年度は、今後の検討を進めるうえでより適切な 変形状態の評価を行うため、浸透水の粘性(透水性)の 相似則の影響および締固め度の低下による影響を確認す るための実験を行った²⁾。

(1) 実験概要

平成28、29年度に実施した実験では、浸透水に脱気水 を用いており、脱気水を用いた場合には、加振中の浸透 水の流入・流出が実現象よりも速くなることから、透水 性の高い盛土材になるにつれて地震時の変形挙動に影響 している可能性が高くなると考えられる。

よって、盛土の地震時の変形に対する浸透の相似則の 影響を確認するため、平成28年度に実施した CASE2の 条件で浸透水に水の50倍の粘性を持つメトローズ水溶 液を用いた比較実験を行うこととした(表-2.1 CASE9)。

また、平成29年度に実施した実験では、材料調整のバ ラツキの影響から盛土材Bの実験(CASE7、CASE8)で は想定していた細粒分含有率と異なった試料での実験と







図-2.10 加振時の盛土内の間隙水圧の変化状況の例

なり、特に CASE8 については盛土材 A と比較して I₂は 大きいものの細粒分含有率は盛土材 A に近いことから、 前述のしたように締固め不足の可能性から変形量が大き くなった可能性が考えられた。このため、CASE5 の条件 で締固め度を 82%とした比較実験を行うこととした(表 -2.1 CASE10)。

- (2) 実験結果(数値は実換算値で表記)
- 1) 浸透水の粘性の違いの影響

図-2.9に加振時の法肩沈下量の変化状況(比較として







(a) CASE2 (再掲)



(青色破線は加振時の盛土内水位)

CASE1~CASE4の結果を併記)を、図-2.10に加振時の 過剰間隙水圧の変化状況を(図-2.4に CASE9の結果を 追記)、図-2.11に過剰間隙水圧の最大値と法肩沈下量の 関係(図-2.8に CASE9の結果を追記)、写真-2.3に加 振後の模型の変形状態(比較として CASE2 を再掲)を 示す。

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

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

変形状況を見ると、メトローズ水溶液を用いた CASE9 において法尻付近で小崩壊は発生しているものの、全体







図-2.13 加振時の法肩沈下量の変化状況の例



図-2.14 加振時の盛土内の間隙水圧の変化状況例の例



(a)CASE5 (再掲)



(b) CASE10 写真-2.4 加振後の模型の変形状態 (青色破線は加振時の盛土内水位)

的な傾向としては、CASE2と同様の変形形態であると考 えられる。なお、産地の異なる材料や締固め条件が異な るもの、地震波形の異なるもの等の実験条件が異なれば、 これらの傾向も異なるものと考えるので、その場合の影 響については別途比較検討をする必要がある。

2) 締固め度の影響

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

加振前の静的圧密による法肩沈下量を見ると CASE8

および CASE10 以外のケースは 0.05m 前後と小さかった が、CASE8 では 1.25m、CASE10 では 1.9m であったこ とから、CASE8 の締固め状況は比較的緩い状態であった といえる。

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

これらの結果を踏まえると、CASE8 で用いた盛土材は、 CASE10 で用いた盛土材Aと比較してややI_Pが高く、材 料特性としては盛土材Bに近いものであったと考えられ、 また締固め度についても CASE10 より高く、CASE10 の ような崩壊に至るような状態ではなかったものと考えら れる。

2.5 盛土内の宙水及び難透水層の影響に関する実験

地震により被災した谷埋め盛土において、盛土内に宙 水の存在が確認される場合がある。盛土内の水位は盛土 の地震時安定性に大きく影響し、基盤排水層や法尻ふと ん籠設置等による盛土内の水位低下や法尻を安定化させ る対策等が効果的であるが、盛土内に難透水層が存在し 宙水が形成されている場合には、これらの対策では効果 が限定的となることが懸念される。しかし難透水層上の 宙水が盛土の安定性に及ぼす影響及びその対策手法につ いては未解明である。このため、谷埋めの高盛土内に難 透水層が存在し、背後からの浸透水供給により難透水層 上に水位が形成されることを想定した遠心力載荷実験を 行い、これらが盛土の安定性に及ぼす影響及びその対策 手法について検討した³。

(1) 実験概要

図-2.15 に実験模型を示す。CASE10 までと同じ幅 1500mm、奥行き 300mm、高さ 500mm の鋼製土槽内に アルミ製の地山模型を設置し、その上に計測器を埋設し た盛土模型を作製した。盛土内への浸透水は粘度を 50 倍に調整したメトローズ水溶液を用い、法尻下の地山面 には浸透水位の形成時に法尻部の浸透破壊を防止する目 的でドレーンを設けるとともに、法尻部の崩壊抑止及び 水位低下のため、ふとん籠工を3段設置した。

盛土模型は江戸崎砂(物性は図-2.16 参照)を最適含 水比に調整し、層厚 25mm ピッチで締固め度 D_c=85%と なるよう締固めて作製した。CASE12 及び CASE13 では、 第1小段上にベントナイトと砂を混合した材料(ベント ナイト:砂=1:2.5、含水比はベントナイトの乾燥質量の 300%)で厚さ5mmの難透水層を構築し(写真-2.5 参照)、 その上に水位が形成されるものと した。CASE13 では、法肩から法 尻方向に 125mm の位置に難透水 層上の水を下方に排水するための 鉛直ドレーン(ドレーン材:いわ き硅砂3号)を土槽奥行方向に3 箇所(間隔140mm)設けた。

地盤内には間隙水圧計と加速 度計を埋設するとともに、盛土模 型の表面の17箇所で鉛直変位量、 法尻1箇所で水平変位量をレー ザー式非接触変位計で計測した。 加えて、加振前後における盛土模 型内部の変形状況を観察するため、 硅砂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 間と地表面に地盤変形観察用の標 点を設置した。



模型に 50G の遠心力を作用さ 図-2.15 宙水及 せた後、盛士背後から給水パイプにより浸透水を供給し、 法尻付近の水位が CASE11 では盛土高さの 1/2 程度、 CASE12 では第1小段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。また CASE13 については、 通水時間を CASE12 と同じ約5時間とした。

所定の水位上昇が完了後、神戸海洋気象台N-S波(1995 年兵庫県南部地震)により加振した。

(2) 実験結果(数値は実換算値で表記)

図-2.17 に、実験終了後の模型の状況、非接触変位計 で計測した盛土模型表面の鉛直変位量、加振前後の標点 の移動状況及び間隙水圧(CASE12、13 は法尻から 10m より天端側については難透水層上の間隙水圧計の計測値) から算定した加振直前の盛土内水位を示す。

難透水層を設けない CASE11 については、法尻に設置 したふとん籠工の排水効果により、法尻付近の盛土内水 位は低くなっている。加振後の鉛直変位量は法肩付近で 37cm と比較的小さい。標点は、加振直前の地下水位付近 から地下水位以浅において全体的に沈下を伴いながら法 尻方向に水平移動している傾向がみられる。地下水位付 近から地下水位以深の比較的浅い領域で間隙水圧の上昇 に伴うせん断剛性低下により法尻方向へ変形を生じたも のと考えられる。

一方、難透水層を設けた CASE12 については、CASE11 と同様の水位となっており、ふとん籠工を設けた法尻付









写真-2.5 難透水層の作製状況

-21-

近の水位は低く、難透水層上にも水 位が形成されている。加振により難 透水層をはさんで上下のメッシュに 大きなずれが生じていることから、 難透水層内または難透水層上で大き なせん断ひずみが発生し、難透水層 以浅の盛土に法尻方向の大きな変形 が発生したものと考えられる。難透 水層上で大きな変形が生じた原因と しては、難透水層に使用した材料(ベ ントナイト+砂) が盛土材と比較し てせん断強度が低かったことが考え られる。

CASE13 については、難透水層よ り上の水の排水を目的に鉛直ドレー ンを設置したが、その難透水層下へ の排水効果は見られず、CASE12 と 同様に難透水層上に水位が形成され た。実験では背後の給水装置の水位 を一定に保ち、その水頭差で浸透水 を供給しているため、難透水層下の 浸透水は被圧していると考えられ、 鉛直ドレーンにより水圧が伝播し、 逆に難透水層上の水位を上昇させた

ものと推測される。その結果、難透水層上でCASE12よりも大きな水平変位が発生した。

図-2.18に、CASE13の過剰間隙水圧の時刻歴を示す。 ほとんど水平変位が発生していない盛土最下層の P2~ P6については、過剰間隙水圧が上昇しているが、水平変 位が発生している難透水層直下の P10~ P12 及び難透水 層上の P7、P13~P15 については過剰間隙水圧が低下し ている。これは、加振時に難透水層上・下層に著しいせ ん断ひずみが発生し、負のダイレタンシーが発生したこ とによる間隙水圧低下と考えられる。また、鉛直ドレー ン内の P16 については、過剰間隙水圧が著しく上昇して おり、加振により鉛直ドレーン自体の過剰間隙水圧が上 昇したものと推測される。以上のことから、難透水層下 が被圧した状態では、鉛直ドレーンの排水効果は期待で きず、逆効果となることもあると考えられる。

2.6 盛土内の宙水の影響に対する小段水平排水層の効果に関する実験

(1) 実験方法

前項では、盛土内に難透水層が存在し宙水が形成され ている条件において、鉛直ドレーンを設置して宙水を難



図-2.17 実験後の模型の状況(実換算スケール)



透水層下へ排水する変状対策工について検討し たが、本項では図-2.19のとおり難透水層上(小 段上)に小段高さ(小段の高低差、100mm)の 1/2の長さの水平排水層を設置して遠心力載荷 実験を行うことにより、その対策効果について 検討した⁴。

地山模型及び盛土模型は前項と同じ模型及び 盛土材料を用い、難透水層にはベントナイトと 砂を混合した材料(ベントナイト:砂=1:2.5、 含水比はベントナイトの乾燥質量の300%)に セメントを1%配合した材料を用いた。法尻部 には、崩壊抑止及び水位低下のため、基盤排水 層とふとんかご工3段を設置するとともに、

Case15 については、小段上の法尻側端部に小段高さの1/2 の長さを想定した水平排水層(長さ 50mm,厚さ 10mm, 奥行 300mm,ステンレスネット内に7号砕石を詰めたもの)を設けた。

模型に 50G の遠心力を作用させた後、盛士背後に設置 した給水装置内の水位を 310mm に設定し、給水パイプ により浸透水を供給し、Casel4 では下の小段付近の水位 が盛土高さの 1/2 程度となるよう水位を上昇させた。ま た Casel5 については、通水時間を Casel と同じ約5時間 とした。所定の水位上昇が完了後、神戸海洋気象台 N-S 波(1995 年兵庫県南部地震)により加振した。

(2)実験結果(数値は実 換算値で表記)

図-2.20 に加振直前の模 型の形状および水位、加振 後の模型の変形状況を示す。 加振直前の水位は、無対策 Casel4 では難透水層上に 形成される水位が比較的高 いが、水平排水層を設置し た Case15 は水平排水層付 近の水位が低下している。 Casel4 の変形は天端中央 が大きく沈下しているとと もに、難透水層上の法面付 近の法尻側にせり出すよう な変形が大きくなっている。 一方 Case15 については、難 透水層上の法面が法尻側に せり出す変形は Casel4 と 同様だが、天端中央の沈下



/ /		
CASE14	あり	無
CASE15	あり	長さ50mm
	図―219 賃	雪峰模型図

量が抑えられており、法肩についても無対策のケースよりも沈下量が若干抑えられている。また実験前後での マーカーの移動状況を見ると、Casel4 は法面のやや深い



図-2.20 加振後の変形量(上:無対策、下:水平排水層あり)

ところまで法尻方向への変形がみられるが、Casel5 では 水平排水層付近の変形が抑制される傾向がみられる。

図-2.21 に各計測位置での沈下(隆起)量を示す。法肩沈 下量と小段付近の沈下(隆起)量は、Casel4 より Casel5 が若干小さいものの、差は大きくないが、天端沈下量に ついては、Casel4 が 0.8m 程度、Casel5 が 0.2m 程度と大 きく異なっており、難透水層上に水平排水層を設置し水 位を低下させることにより、盛土全体の変形状態が変化 することがわかる。

以上のことから、無対策の場合は難透水層上の水位が 高くなり、地震動により難透水層上の法面のせり出し量 が大きくなるとともに、変形が法面の深い範囲まで及び、 天端沈下量も大きくなることが分かった。一方、難透水 層上に水平排水層を設置することにより、難透水層上に 形成される水位を低下させる効果があり、水平排水層付 近の変形を抑制し、天端の沈下量を抑制する効果がある ことが分かった。

今回設置した通常の盛土で設置されている小段高さの 1/2 の長さを想定した水平排水層では、天端沈下量を若干 抑制できるものの、難透水層の存在により水位が高くな る場合等は、法肩沈下量を抑制する効果は限定的である ことから、今後、水平排水層の長さを増加させて変形抑 制効果を確認する必要がある。

3. まとめ

これまでの実験結果についてまとめると、以下のとお りである。

- (1) 細粒分含有率の増加に伴い変形量(法肩沈下量) が増加する傾向が確認された。
- (2) I_P =15 程度までの比較的小さな範囲の結果である が、I_P が大きくなると変形量が小さくなる傾向が 見られた。細粒分含有率の高い材料でも、現行の 締固め管理と空気間隙率管理基準に基づき締固め を行うことで、ある程度の耐震性が確保できる可 能性を確認することができた。一方で、材料物性 や含水状態の変化で変形量が大きく異なり、施工 時の管理方法の重要性も再確認できた。
- (3) 地震時の変形量は、過剰間隙水圧の上昇が影響し、 過剰間隙水圧最大値に比例する傾向が見られた。
- (4) 間隙水としての水とメトローズの違いについては、 同一の実験条件では、振動と浸透の両者の相似則 を満足するメトローズ水溶液を用いたほうが、加 振時の過剰間隙水圧が大きくなり変形量も若干大 きくなることが確認された。



図-2.21 各計測位置での沈下(隆起)量の比較

- (5) 締固め度が低い盛土では、過剰間隙水圧の上昇で 大崩壊となりやすく、締固め管理が重要であるこ とが再確認できた。
- (6) 盛土の変形モードは盛土材料の物性や締固め方法 などによって大きく異なる。このため、今後も引 き続き様々な盛土材料を用いた模型実験および強 度特性・変形特性を把握するための室内強度試験 を実施して、地震時の変形挙動に関するデータの 蓄積を進め、盛土の耐震性診断や対策方法、耐震 性を考慮した締固め管理基準の検討を行っていく 予定である。
- (7) 宙水及び難透水層がない条件では、加振直前の盛 土内水位以浅で法尻方向へ小変位が発生したが、 宙水及び難透水層がある場合、難透水層上で著し いせん断ひずみが発生し、難透水層以浅の土塊が 法尻方向に大きく変位した。実験で作成した難透 水層のせん断強度が盛土部よりも低く、難透水層 にせん断ひずみが集中して発生したことが考えら れることから、難透水層の強度が高い条件でも実 験を行い、その影響を検証する必要がある。また、 難透水層上の浸透水を下方へ排水する効果を期待 した鉛直ドレーンを設置した実験を行ったが、難 透水層下が被圧した状態では鉛直排水効果が乏し く、難透水層上の水位を低下させる効果がないだ けでなく、被圧した難透水層下の浸透水の水圧を 難透水層上に伝播させてしまうことで、難透水層 上の水位を高めてしまうことがわかった。その結 果、鉛直ドレーンによって盛土変状が拡大した。

小段上の難透水層及び宙水への対策手法につい ては、難透水層上の浸透水を下方へ排水するため の鉛直ドレーンは、難透水層下が被圧している条 件では効果が発揮されないことが確認され、難透 水層下の被王状態を考慮して対策手法を検討する ことが重要と考えられる。難透水層下が被圧した 条件下では、小段側(法尻側)からの排水対策工、 例えば、小段上へのふとん籠工の施工や水平排水 パイプの施工等が考えられる。これらの対策手法 についても同様の実験により効果検証を行う予定 である。

(8) 難透水層上の法面付近に、通常の盛土で設置されている小段高さの1/2の長さの水平排水層を設置することにより、難透水層上の盛土内水位を低下させることができ、これに伴い水平排水層付近の変形を抑制し、特に天端沈下量が抑制されることが分かった。ただし、法肩沈下量の抑制効果は限定的であり、水平排水層の長さを増加させて、変形抑制効果を確認する必要がある。

参考文献

- 佐々木亨、冨澤彰仁、東拓生、石原雅規、佐々木 哲也:細粒分の多い土の締固め条件と繰返し非排 水強度比の関係に関する検討、土木学会第73回年 次学術講演会、pp.943-944、2018.9
- 加藤俊二,佐々木哲也:山岳盛土の地震時変形挙 動に関する遠心力載荷模型実験、土木技術資料, 61-8, pp.28-33, 2019.8
- 3) 東拓生,加藤俊二,佐々木哲也:難透水層を有す る谷埋め盛土の地震時の変形及び対策手法に関す る遠心力載荷実験,第55回地盤工学研究発表会, 2020.7
- 4) 東拓生,加藤俊二,佐々木哲也:宙水を有する谷 埋め高盛土の地震時変形対策手法に関する遠心力 載荷実験,第56回地盤工学研究発表会,2021.7.(投 稿中)

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(泥炭地盤上盛土の耐震対策)

担当チーム:寒地基礎技術研究グループ(寒地地盤チーム) 研究担当者:畠山 乃、林 宏親、橋本 聖、山木正彦

【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対策に資するべく実施した一連の動 的遠心力模型実験により、このような条件で構築された既設盛土の耐震対策手法を検討するものである。 キーワード:泥炭地盤、盛土、地震、液状化、耐震対策

1. はじめに

北海道に代表される寒冷地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。その地盤上に構築された盛土(道路 盛土や河川堤防)が地震時に崩壊し、被害が生じる事 例が数多く報告されている(例えば**写真-1.1、2**)。中 でも、盛土材が砂質土で構成されている場合、盛土自 重により地下水位以下まで沈下した盛土下部が地震時 に液状化し、被害の大規模化を引き起こしていると考 えられている¹。

本研究では、上記の被災メカニズムメカニズムに着 目し、被害軽減に資するために効率的な調査手法およ び対策工に関して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(以降 CPT)、平成 29 年度から令和元年度は間隙水圧計付属 型動的コーン貫入試験(*Piezo Drive Cone*、以降 PDC) に着目し、泥炭地盤上盛土の調査手法について検討し た。これらの結果から、PDC により、地下水位以下の 盛土層を把握可能であることを示した。

令和2年度は、耐震対策手法の検討として寒地地盤 チームで行った一連の遠心力載荷動的模型実験の結果 について報告する。具体的には、泥炭性軟弱地盤上盛 土の地震時変形(沈下と側方変位)に着目し、既設盛 土への対策として法面や法尻、基礎地盤に施した種々 の対策工の効果を比較した。



写真-1.1 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¹⁾



写真-1.2 2003 年十勝沖地震における道路盛土(浦幌 町)の被災状況²⁾

2. 実験手法および実験条件

2. 1 動的遠心力模型実験

泥炭地盤上盛土の地震時挙動を明らかにし、かつそ の耐震対策手法を提案することを目的とした一連の動 的遠心力模型実験を行った。使用した試験装置は、寒 地土木研究所が所有する遠心力載荷装置である(有効 回転半径 2.5m)。

遠心実験用土槽に、実物規模の1/Nの模型(ここで は基礎地盤と盛土)を作製し、その模型に重力のN倍 の遠心力を作用させることで、模型内の応力状態を実 物規模と同様にするものである。また本装置は、遠心 場において模型に地震動を想定した加振(正弦波)を 与えることが可能となっている。

2. 2 実験条件

本実験において模型寸法は実物の 1/50 を想定した 縮尺とし、50G(G:重力加速度)の遠心場において 加振実験を行った。表-2.1に実験条件一覧を、図-2.1 に各ケースの模型断面を示す。本報では計 12 ケース の実験を便宜上 3 グループ(グループ A、B、C)に 分類している。模型土槽の寸法はグループ AとBが同 一で、これらとグループ C は若干異なるが、各グルー プ内においては基本的な実験条件が統一されており、 対策工の単純な比較ができるものである。

各グループのケース0(以降 A-0 等と記す)は無対 策のケースで、盛土形状は同一である。ケース1以降 が対策を施したケースで、各グループのケース1(A-1、 B-1、C-1)は同一の対策工となっている。対策は既設 盛土を想定し、布団篭の設置と泥炭地盤のセメント改 良を選択した。布団篭は地下水の排水効果と液状化時 の過剰間隙水圧消散効果、さらには盛土の拘束による

変形抑制効果を期待したもので、セメント改良は泥炭 地盤の側方変形とそれに伴う盛土の変状を抑制する効 果を期待したものである。各ケースの対策工で使用し た布団篭は、ステンレス平織金網を加工し、粒径 3-5mm 程度の砂利を内包することで作製した

(W:20mm、D:95mm、H:10mm)。またセメント改 良は、泥炭(基礎地盤材)にセメントスラリーを添加 し攪拌混合の上7日間の養生により改良体を作製し、 後述の手法で泥炭地盤に設置している。改良体の一軸 圧縮強度は650kN/m²程度である。グループA、Bと グループCでは水位に差があり、グループCでは上部 盛土内に水位を形成している。また、グループC内で も水位に差があるが、同一グループ内では模型作製手 法は同じであるため、これらの差は対策工の違いによ るものと考えている。グループCの実験に関しては文 献3)に詳しい。

本実験においては、盛土の自重により圧縮した泥炭 地盤にめり込んだ形となった地表面(素地面)以下の 盛土を沈下盛土層、地表面(素地面)から上部にある 盛土を上部盛土としている。沈下盛土層の厚さは、泥 炭の一般的な圧縮性と盛土荷重の関係から設定してい る⁴。また、基礎地盤の圧密により沈下した盛土底部 は初期状態と比較し密度が低下する⁵ことを踏まえ、 沈下盛土層の密度は上部盛土より低く設定している。

なお、地震動を想定した加振は正弦波とし、図-2.1 中の土槽内下端に設置した加速度計(A1)で計測され た加速度は表-2.1中の入力加速度の通りである。

2.3 使用材料

2.3.1 物理特性

グループ A および B においては、盛土は豊浦砂とカ

<i>∺</i> ப – ீ	L 7		上即盈上	二 二 八 下 盈 上 眉				加派未什		-1-1-1-		基盤	清心市						
クループ	7-2	材料	その他条件	材料	厚さ	相対密度	加振波	周波数	入力加速度	水垣	刈束上	排水層	退心力						
	0								541gal		無し(図1(a)参照)								
	1		市砂:	豊浦砂		D _r =50%			541gal		布団籠(図1(b)参照)								
А	2	豊浦砂+					正弦波 20波	1004-	595gal		布団籠+セメント改良 (図1(c)参照)								
	3	カオリン							552gal	GL	布団籠+セメント改良 (図1(d)参照)								
	4	((40mm			TUUHZ	552gal	(図1参照)	布団籠+セメント改良 (図1(e)参照)	豊浦砂 <i>D</i> ,=90%	50G						
	0								648gal		無し(図1(a)参照)								
В	1									(2m)	(2m)				627gal		布団籠(図1(b)参照)	厚さ2cm (1m)	50G
	2																	634gal	
	0			1174		D _r =35%	=35% 正弦波 40波		530gal		無し(図1(g)参照)								
C	1	- 山砂						7547	540gal	GL +3∼4cm	布団籠(図1(h)参照)								
Ū	2			шту				/oHz	575gal	(1.5m~2m)(図1参昭)	布団籠(図1(i)参照)								
	3								570gal	2 /////	布団籠(図1(j)参照)								

表-2.1 実験条件一覧

括弧内の数値(m表記)は実物換算値



図-2.1 遠心実験における模型断面(初期状態)

オリン粘土を乾燥重量比 8:2 (=豊浦砂:カオリン粘 土)で撹拌混合した材料を使用し、グループ C におい ては北海道内で採取した山砂を使用している。基礎地 盤にめり込み沈下した盛土を想定した沈下盛土層にお いては、グループ A と B は豊浦砂、グループ C は山 砂である。各盛土材料の物理特性を表-2.2 に示す。

また、全てのケースにおいて、泥炭を想定した基礎 地盤材は、園芸用ピートモスとカオリン粘土を乾燥重 量比 1:1 で混合し、初期含水比 600%に調整したもの を圧密して作製している。なお、園芸用ピートモスは、 60℃で乾燥させた後、0.85mm 以下に粉砕したものを 用いた。泥炭(基礎地盤材)の物理特性を表-2.3に記 す。ここでの泥炭の含水比は後述する泥炭地盤作製の 過程で予圧密等を行った後の値である。表より、作製 した泥炭試料は北海道に分布する泥炭地盤の物性等 ⁽⁶⁾ を再現できていると思われる。

2.3.2 力学特性

盛土材および泥炭(基礎地盤材)に対して実施した 一連の力学試験の結果を表-2.4に示す。試験は地盤工

表-2.2 盛土材の物性値

		A	, В	С		
		上部盛土	沈下盛土層	上部盛土 沈下盛土層		
	材料	豊浦砂 +カオリン	豊浦砂	山砂		
土粒子習	密度(g/cm ³)	2.658	2.640	2.685		
細粒分合	含有率(%)	19.8	0.2	7.5		
最大密度	€(g∕cm ³)	-	1.642	1.342		
最小密度	麦(g/cm ³)	-	1.330	0.985		
締固め	最大乾燥密度(g/cm ³)	1.880	-	1.434		
特性	最適含水比(%)	9.9	-	25.4		

表-2.3 泥炭(基礎地盤材)の物性値

	Α	В	С				
	泥炭(基礎地盤)						
材料	ן ת	トモス+カオ	リン				
土粒子密度(g/cm ³)	1.941	2.081	2.065				
含水比(%)	250 ~ 330	300~350	300~330				
圧縮指数	3.15	3.28	3.65				

表-2.4 使用材の強度定数等

$\left[\right]$			圧密排水 三軸圧縦	(CD) 試験	圧密非排水 三軸圧縦	繰返し非排水 三軸試験					
	-		$c_{\rm d}({\rm kN/m^2})$	$\phi_{\rm d}(^{\circ})$	$c'(kN/m^2)$	$\phi'(^{\circ})$	<i>R</i> ∟20				
	上部盛土	D _c =85%	3.2	31.9	-	Ι	-				
A	沈下盛土層	D _r =50%	-	-	-	Ι	-				
	泥炭		-	-	-	Ι	-				
	上部盛土	D _c =85%	3.4	32	-	I	-				
в	沈下盛土層	D _r =35%	4.4	36.7	-	١	0.161				
	泥炭		4.5	20.5	-	١	-				
	上部盛土	D _c =85%	3	31.9	8.8	30.3	0.185				
С	沈下盛土層	D _r =35%	2	30.7	5	23.8	0.167				
	泥炭		-	-	4.2	32.7	-				

学会基準 ?に従っている。なお、本実験では上部盛土 の締固め度 D_eは 85%で統一し、沈下盛土層はグルー プ A では相対密度 D_e=50%、グループ B、C では D_e=35%である。そのため、一連の力学試験はその密 度の供試体を作製し行っている。繰返し非排水三軸試 験の有効拘束圧は上部盛土を想定した試験では 50kPa、沈下盛土層を想定した試験では 60kPa として いる。また、泥炭の供試体は、先に記した含水比 600% の試料を 20kPa で予圧密することで作製しており、予 圧密後の含水比は表-2.3 の範囲にある。

2. 4 実験模型作製手順

2.4.1 泥炭(基礎)地盤作製

土槽下部に、基盤排水層として空中落下法により相 対密度 D=90%の砂層 (豊浦砂)を作製する。砂層は、 土槽下部からポーラスストーンを介して脱気水を供給 し飽和させた。次いで、作製した泥炭を土槽に投入し た後、遠心場(50G)で泥炭層を自重圧密させた。次 に、1G 場において、ベロフラム式エアーシリンダー を用いて、一次元圧密を実施した。順次、圧力を上げ ていき、最終圧密圧力は 20kN/m²とした。その後、表 面を整形し、平坦な泥炭地盤を作製した。

2.4.2 沈下盛土層作製

泥炭地盤上に構築された盛土が時間とともに沈下 し、泥炭地盤にめり込んだ盛土の様相を再現するため に、ここでは作製した泥炭地盤を所定の形状に掘削し、 空中落下法により試料を投入している。なお、この沈 下盛土層の液状化に起因する盛土崩壊に着目している ため、沈下盛土層は液状化しやすい条件となるように 設定し、グループAでは D=50%、グループ B、C で は D=35%となっている。沈下盛土層の飽和に際して は、水の 50 倍の動粘性度を持つシリコンオイルを使 用している。

2.4.3 対策工

改良体を設置する場合は、作製した泥炭地盤を必要 量掘削し、別途作製した改良体を同箇所に設置した。 併せて、泥炭地盤に設置が必要な布団篭もこの段階で 設置している。

2.4.4 上部盛土

グループAおよびBに関しては、盛土材を分割投入 し、所定の仕上がり層厚となるように小型ランマーに よる締め固めを行い、D=85%の盛土を作製した。そ の後、法勾配が1:1.5 で天端幅が10cmとなるように 整形し、必要な布団篭を設置した。

グループCに関しては、別途凍結盛土を作製し、所

定の形状に整形した後に泥炭地盤(沈下盛土層含む) 上に設置している。ここでは、さらに水位の影響を把 握するために上部盛土内にシリコンオイルを供給し、 上部盛土内に水位を形成した。これらの過程の詳細は 文献 3)に譲る。

以上の手順で模型を作製し、50Gの遠心場において 加振を行った。

3. 実験結果

3.1 加振実験後の観察

全 12 ケースの内、A-1 と A-3 を除いたケースの加 振後の状況を写真-3.1 に示す。いずれのグループにお いても、無対策のケースは盛土が横に広がり、天端お よび法面に亀裂が多く入っていることが確認される。 対して、対策が施された各ケースは、その変状が抑制 されている。

グループAに関して平面写真に着目すると、無対策 (A-0)に対し、A-2は天端の亀裂が減少し、さらに法 面の亀裂も抑制されている。A-2に対し改良体の幅を 大きくしたA-4ではさらに亀裂が減少していると見受 けられる。また正面写真においても、対策を施したA-2、 A-4は側方変形が抑制されていることが確認される。

グループBに関しては、例えばグループAの無対策 (A-0) とグループBの無対策(B-0)を比較すると盛 土における亀裂の量が増え、変状規模が大きい。これ は、グループAとBの実験条件(表-2.1参照)から、 グループBの方が沈下盛土層の密度が小さく、加振波 数も多いことに起因している。その上でB-0では天端 と法面に無数の大きな亀裂が生じているが、法尻に布 団篭を施したB-1では法面の亀裂は抑制され、天端の 亀裂も減少している。グループAの改良体対策と比較 し、より内部に改良体を施したB-2は、やはり全体的 に亀裂は減少し、正面からの観察では、盛土の側方変 形が抑制されていることが確認できる。B-2で法面に 亀裂が生じているが、これは法面直下に施した改良体 の影響と思われる。

グループ C の無対策 (C-0) おいては、他グループ の無対策と比較し変状は少ないようだが、C-1 と C-2 の観察によると、天端および法面に大きな亀裂は生じ ていなく、対策による抑制効果が確認される。一方、 C-3 に関しては、天端に無数の亀裂が見られるが、天 端付近まで積み上げた布団篭が地震時に干渉したため と考えられる。

なお、実験終了後の観察等により、設置した改良体



写真-3.1 加振後の模型状況 (左側:正面、右側:平面)

自体に損傷は確認されなかった。

3.2 各種ケースの盛土変形量

次いで、対策工の効果を定量的に把握するため、に、 盛土天端中央と法肩(写真-3.1 正面に向かって左側の 法肩)においてレーザー変位計で計測した加振前後の 変形量と、加振後、重力場に戻した後に計測した法尻 の側方変形量(左右の法尻の側方変形量の内、大きい 方)について整理する。

図-3.1 は地震時盛土変形量をグループ毎に整理したもので、図-3.1(a)はグループA、図-3.1(b)はグループB、図-3.1(c)はグループCの結果である。なお、図中の変形量は実物換算(実測の50倍)した値である。図より、各グループの無対策に着目すると、沈下盛土層を低密度の豊浦砂とし、加振波数も多い条件下のグループBのB-0の変形量が最も大きく、次いでA-0、C-0の順となっている。なお、程度の違いはあれ、全ての対策工で変形量抑制効果が確認された。

グループAでは、布団篭のみのA-1と、加えて基礎



地盤に改良体を設けた A-2、3、4 を比較するとその効 果に明確な差が見られない。超軟弱な泥炭地盤では、 盛土の外側(沈下盛土層の外側)に改良体を設けても、 地盤の側方への変形(流動)に抗することはできず、 沈下や側方変形を抑制することは難しいようだ。

グループBでは、改良体を支持層(基盤排水層)に 根入れし、かつ盛土の内側(法面直下付近)に設置し たB-2が特に側方変形に対し効果的であり、その設置 位置の影響により法肩の沈下も低減されている。この ことは、天端の沈下を抑制するためには、やはり天端 直下の改良が最も効果的であること、泥炭地盤の側方 変形を抑制するには、改良体が支持層まで根入れされ ている必要があること、を示唆している。

グループ C では、地震時の過剰間隙水圧消散を期待 し、盛土深くまで布団篭を設置した C-2 の対策工は、 写真-3.1 で法面や天端に目立った亀裂は生じていな かったものの盛土の変形抑制効果が最も小さく限定的 であった。本グループのケース 1、3 との比較から、 法尻や法面を物理的に拘束する対策の方が、盛土の変 形抑制効果が高いようである。

模型条件、加振条件等が異なるため、同グループ内 で各種対策工の効果を比較することはできるが、グ ループを跨ぎ直接的に効果を比較することはできない。 ここで、各種対策工の効果を同列に比較可能かどうか を探るために、各グループのケース1の変形量を、同 グループのケース0(無対策)の変形量で正規化した ものが図-3.2である。図より、天端中央の沈下量に関 しては、他の計測箇所と比較し、グループ間の差が小 さく、概ね一致している。つまり、天端中央沈下量に 関しては、グループ間の諸条件の違いが対策効果に及 ぼす影響が小さいことを示唆している。よって以降天 端中央沈下量においては、グループ間に諸条件の違い があるものの、単純に対策工の違いを評価可能と判断 し、以下に議論を進める。

3.3 各種対策工の効果比較

先に述べたように、ここでは、盛土天端中央の沈下 量に着目し、グループを跨ぎ各種対策工の効果を同列 に論じる。なお地震後に生じる盛土の種々の変形にお いて、天端沈下量は車両の走行性に直結するため、対 策工の効果を計る上で妥当であると考える。

図-3.3は、各ケースの盛土天端中央沈下量を無対策の盛土天端中央沈下量で正規化したものである。無対策の盛土天端中央沈下量は1となる。図より、C-2を除き、各種対策工の効果はほぼ同じであり、盛土天端



中央沈下量で 3~4 割程度抑制できる結果となった。 このことから、既設盛土への耐震対策として、その規 模や施工性を考えると、法尻に布団篭を集中的に施す 手法(各グループのケース 1)が最も適していると考 えられる。

4. まとめ

泥炭地盤上に構築された盛土において、盛土底部の 液状化に起因する被災を対象とし、その耐震対策に関 して一連の動的遠心模型実験を実施した。ここでは特 に盛土の変形量に着目し対策効果の比較を行ったとこ ろ、以下のことが得られた。

・超軟弱な泥炭地盤においては、盛土外側(沈下盛土層の外側)の範囲で改良体を設けても(実験ケース A-2、3、4)、地震時の変形を抑制することは困難である。

・一方で、盛土内側(法面直下付近)に支持層まで根 入れした改良体(実験ケース B-2)による対策では、 法肩の沈下抑制に効果が見られ、特に法尻の側方変形 の抑制に効果的であった。

・盛土天端中央の沈下量に着目し、一連の結果を比較 した結果、ほとんどの対策手法で 3~4 割程度沈下を 抑制する効果が確認でき、対策手法の規模、施工性を 考えると、既設盛土に対しては法尻に布団篭を集中的 に施す手法(各グループのケース 1)が最も適してい ると考えられる。

令和3年度は研究最終年度として、過年度に実施し た調査法の検討とあわせ、泥炭地盤上盛土の調査・対 策手法に関して成果を取りまとめる予定である。

参考文献

- 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.
- 西本聡:平成15年十勝沖地震被害調査報告「3.道路関係施設の被害」、北海道開発土木研究所月報 特集号、 pp.27-36、2003.

- 山木正彦、林憲裕、林宏親、橋本聖:泥炭地盤上盛土の 地震時液状化とその対策に関する検討、地盤工学会北海道 支部技術報告集、No. 56、pp.203*212、2016.
- 4) 林宏親、西本聡、橋本聖、梶取真一:泥炭地盤上に築造 された盛土の地震による変形メカニズムと耐震補強、地盤 工学ジャーナル、Vol.6、No.3、pp.465-473、2011.
- 5) 荒木裕行、谷本俊輔、石原雅規、佐々木哲也:堤体の液 状化に及ぼす堤体密度の影響、河川技術論文集、No.20、 pp.497-502、2014.
- 6) (国研) 土木研究所寒地土木研究所:泥炭性軟弱地盤対策 エマニュアル、p.5、2017.
- 7) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説、2009.

4.1.4 超過外力に対する道路橋のレジリエンス技術に関する研究

担当チーム:橋梁構造研究グループ

寒地基礎技術研究グループ(寒地構造チーム)

研究担当者:大住道生、二宫智大、中尾尚史

安中新太郎、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。

令和2年度は超過地震動に対して、できるだけ機能が損なわれず、仮に損われても速やかに機能回復できる構造を実現する方法を提案し、その実用性を検証した。また、地震により被害を受けた道路橋支承の損傷状態を調査し、各種支承における支承の損傷傾向及び、支承部の損傷と路面段差の発生の関係等について検討するとともに、段差防止構造の設計手法に関する検討を実施した。

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年~令和元年度は、桁橋・ラーメン橋を対象 として、既往地震の被害事例および損傷状況を分析し、 超過外力が作用した場合の望ましい損傷シナリオを整 理するとともに、橋脚と支承における耐力の階層化を 実現するための設計法の提案とその評価を目的とした 模型橋脚の試設計を実施した。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。それらの損傷制御 の実現のため、支承部の耐力階層化に必要な支承各部 品における力の作用状況や耐力の把握を目的とした載 荷実験を行うとともに、超過作用も含めた作用の影響 を考慮した場合の橋梁構造物の安全余裕度を評価する 手法の確立を目的に、実際の損傷事例を整理した。こ れらの検討により、超過外力に対し損傷を制御するこ とで橋全体が崩壊に至りにくくなることを示すととも に、特に損傷部位を支承に誘導することの有効性を示 した。さらに支承部への損傷制御の実現性を検証する ため、載荷条件の評価、損傷を誘導する部材の応答に ついて詳細に分析し、供試体の詳細設計を行うととも に、支承に用いられる複数本の六角ボルトに作用する 力の作用状況の詳細を把握することを目的に六角ボル トの載荷実験の再現解析を行った。

令和2年度は、設計地震動を上回る地震動が発生す る可能性を考慮して、従来の道路橋の耐震設計を通じ て確保されてきた耐震性能は確保しつつ、超過地震動 に対しても、できるだけその機能が損なわれない、或 いは仮に損われても速やかに機能回復できる構造を実 現する方法として、崩壊シナリオデザイン設計法の提 案及び橋の構造要素の様々な耐力のばらつきも考慮し た上で、超過地震動に対して橋の崩壊までの過程にお ける破壊尤度を制御した設計法の実現方法を示した。 また、地震により被害を受けた道路橋支承の損傷状態 を調査し、各種支承における支承の損傷傾向及び、支 承部の損傷と路面段差の発生の関係等について検討し た。

2. 破壊尤度の制御による道路橋の崩壊シナリオデザ イン設計法の提案

2.1 概要

道路橋示方書¹⁾に規定される設計地震動は、過去の 地震被害の経験や調査研究を基に地震動特性等のばら つきの影響を考慮して設定されている。それでも、設 計地震動を上回る地震動が発生する可能性は否定でき ない。設計においては様々な安全余裕が見込まれてい るため、設計地震動を上回る地震動が作用した場合に 必ず性能が失われるわけではないが、道路橋は大地震 後にこそ必要不可欠な社会基盤施設であることを考慮 すれば、超過地震動に対しても、できるだけその機能 が損なわれない、或いは仮に損われても速やかに機能 回復できるように、思考停止に陥ることなく備えるべ きである。

そこで本章では、従来の道路橋の耐震設計を通じて 確保されてきた耐震性能を担保しつつ、超過地震動に 対しても、できるだけその機能が損なわれない、或い は仮に損われても速やかに機能回復できることを観点 として、従来の枠を超えて橋の崩壊までを考慮する設 計体系とそれを破壊尤度の制御により具体的に道路橋 の構造設計により実現する方法を提案する。

2.2 設計体系のエンパワーメントの必要性

道路橋示方書¹⁾では、性能規定型設計法の体系を採 用している。性能規定型の耐震設計では、想定するべ き作用としての設計地震動を定めて、それに対してあ る機能水準を保持できることを、その機能を代表する 指標を使って照査することにより所要の性能を確保し ている。しかしながら、超過地震動に対して設計を行 おうとしても、入力が決められない。また、入力を無 限に大きくすれば、橋は必ず壊れ、機能は保持できな い。

そこで、超過地震動への構造的な対応を体系的に行 うためには、現在の設計体系に新たな考え方を導入す る設計体系のエンパワーメントが必要である。道路橋 示方書¹⁾において求められている、レベル1地震動に 対しては限界状態1を超えず、レベル2地震動に対し ては限界状態2又は3を超えないことは満足した上で、 さらに地震動強度が強くなった場合には、どこまでの 地震動強度であればどの水準の機能が残存しているか を示すことに加えて、橋全体系としてどのような破壊 モードとなり、それが橋の供用性や復旧性に及ぼす影 響を示すことにより、その橋のより広い意味での性能 を示すことができる。本研究では、設計地震動を道路



図-2.1 崩壊シナリオデザイン設計法の概念図

橋の応答への影響の観点で超過する、上限を定めない 地震動を「極大地震動」と定義する。

極大地震動に対する橋の壊れ方、壊れる順番を耐力、 変位や変形、遊間などを破壊尤度の制御によりデザイ ンすることで、上記のような設計体系を実現する構造 設計の方法である崩壊シナリオデザイン設計法を提案 する。崩壊シナリオデザイン設計法の概念図を図-2.1 に示す。この図に示す通り、まずは従来の設計と同様 に架橋位置・橋長の選定、橋梁形式の選定、下部構造 位置・スパン割の選定を行った上で、具体的な諸元を 決める設計を重要度に基づく性能マトリックスに応じ て行う。従来の設計はここまでであるが、崩壊シナリ オデザイン設計法では、この後、超過作用のレベルに 応じた橋の損傷モードを確認していき、橋の崩壊まで の過程を追う。この際、崩壊シナリオを決定づけるク リティカルエレメントを選定する。例えばレベル2地 震動に対して橋脚基部が塑性化する橋であれば、デ フォルトでは橋脚基部がクリティカルエレメントと なっている。そのまま地震動強度を大きくしていくと、 橋脚基部の塑性変形が進み倒壊に至る。そこで、より 望ましい崩壊シナリオが実現できるクリティカルエレ メントの選定を検討する。確定論的に崩壊シナリオが デザインできたら、そのシナリオの実現性を確保する ため、部材の破壊尤度を制御することで破壊の信頼性 を確保する。満足のいく結果が得られなければ、クリ ティカルエレメントの再選定や、必要に応じてさらに 設計の前段階に戻って再検討を行うというものである。 なお、クリティカルエレメントはその後のシナリオを 決定づけるため、損傷位置の確度を確保するため構造 変化点とするのが良いと考えられる。

ここで、以下をこの提案の前提としている。

- 考慮する不確実性は、現状で定量的な分析ができる ことから材料や寸法等のばらつきによるものとし、 人為的な悪意やミス、現状の設計の前提から外れる 劣化等によるものは対象としない。
- 地盤および基礎に損傷を誘導することはせず、損傷しないように設計できるものとする。なぜなら、一般に地盤および基礎に損傷をさせる設計は、機能回復の観点では不利であり、また、地盤が支持力を失うことを考慮する場合は、地震動による崩壊シナリオとは別に検討するのがよいと考えられるからである。
- 地震動を確率評価はしない。なぜなら、設計を超えるような作用は、不確実性が非常に大きく、発生頻

度の非常に稀な事象なので、地震動の大きさと発生 頻度を確率評価しようとしても期待値評価の信頼 性が低く、また、国を壊滅的な被害に追い込むよう な事象については、例え発生確率が小さいとしても 対策が必要であるからである。

- 事業の費用対効果に関する制限があることも考慮し、無制限に費用をかけて強度を上げるのではなく、 構造的な工夫で対処する。
- 道路ネットワークそのものを変えることは対象と せず、道路橋はどれだけ被害を受けようとも、原位 置で機能復旧、供用する。
- 橋の損傷モードのシミュレーションに当たっては、 検証可能でかつ実験等により妥当性が担保された モデル及び解析方法に依らなければならない。従っ て本研究では特に断りのない限り、限界状態の定義 および算出方法、モデル化および解析方法は、道路 橋示方書¹)による。

2.3 崩壊シナリオデザイン設計法の実現方法 2.3.1 実現方法の考え方

崩壊シナリオデザイン設計法では、前述したとおり 従来の耐震設計により求めている性能を確保すること を前提とする。崩壊シナリオデザイン設計法の実現方 法の考え方を単柱式 RC 橋脚と杭基礎で支持される連 続桁形式の道路橋に対して例示する(図-2.1)。なお、 端部では隣接桁や橋台の影響が考えられるが、ここで は簡単のため省略している。

従来の設計地震動に対する設計では、設計地震動に 対して橋脚基部の水平抵抗力を失わない程度の塑性化 によりエネルギーを吸収し、要求性能を確保する。し かしながら、それを超える作用が発生した場合には、 橋脚基部は水平抵抗力を失うおそれがあり、その場合 橋脚の倒壊により橋の崩壊に至る。ここで、橋脚の倒 壊による橋の崩壊とは、橋脚の水平支持能力が低下し、 水平変形が生じることによる幾何学的非線形により、 橋の自重を支持できなくなった状態を指す。ただし、 以下で行う解析では便宜的に橋脚の道路橋示方書
いに 規定される限界状態3を超えた段階で倒壊とみなす。 一方で、崩壊シナリオデザイン設計法に基づき、極大 地震動が発生した際には橋脚基部が水平抵抗力を失わ ないうちに支承部に損傷を移行させることとした橋で は、設計地震動に対しては従来と同様の挙動となるが、 極大地震動に対しても橋脚基部の損傷の進行を抑え、 支承を橋座部に留められれば路面はほとんど低下せず、



機能復旧は早期に可能である。さらに極大地震動を受けて、仮に支承が橋座から逸脱したとしても上部構造 は橋脚上に残り、致命的な損傷には至りにくい。本研 究では橋軸方向の解析結果を示すが、橋軸直角方向に も桁かかり長を確保することで同様の対策をとること が可能であると考えている。また、ここでは連続桁橋 の中間橋脚を対象としたが、端部橋脚や単径間の橋に ついては例えば道路橋示方書 ¹に規定される落橋防止 システムのような対策が考えられる。

2.3.2 適用事例

対象とする橋梁

我が国の道路橋の耐震設計上、典型的かつ不静定次 数が低いという意味で崩壊を考えるに当たって本質的 な事例として、5 径間連続鋼 I 桁橋で地震時水平力分 散支承により支持された橋を例に崩壊シナリオデザイ ン設計法の実施例を示す。単に橋脚基部に塑性化を期 待して設計を行ったモデルをケース 1、橋脚基部に工 夫をして、橋脚基部が限界状態3を迎える前に橋脚の 水平耐力を上げることで、支承アンカーボルトに損傷 を移行させ、橋脚に作用する上部構造の慣性力を抑制 できるようにしたモデルをケース2とする。これは、 図-2.1に当てはめて考えると、ケース1のクリティカ ルエレメントは橋脚基部で、ケース2のクリティカル エレメントは支承部アンカーボルトに移行することを 意味する。なお、支承アンカーボルトを選定したのは、 支承部の中でも損傷後の供用性、復旧性が優位である との判断である。

各ケースについて、荷重漸増解析を行い、所定の変 位に達した後に水平耐力を上げることができるかを橋 脚の水平力---水平変位関係から確認した。

対象橋梁は重要度の高い B 種の橋とし、橋脚基部の 塑性化を期待する橋で、塑性化の程度を限界状態 2 に 留める必要がある橋であるものとする。

解析ソフトは TDAPIII、解析に用いたモデルは、図 -2.2 に示す5 径間連続鋼 I 桁橋²⁾とし、その中間橋脚 (RC 橋脚)を設計対象橋脚として抽出し、橋脚単体で







の解析を行った。解析モデルは、図-2.3 に示す多質点 骨組みモデルを用い、RC 橋脚の柱部については、塑性 ヒンジ区間 L_pはファイバー要素によりモデル化した。 軸方向鉄筋及びコンクリートをモデル化し、それらの 応力ひずみ関係は、道路橋示方書 リに基づき設定した。 ただし、コンクリートの応力ひずみ関係のうち、図-2.4 に示すように限界圧縮ひずみ ε_{cc}」以上のひずみ域では、 最大圧縮応力度 σ_{cc} に達するときのひずみ ε_{cc} から限界 圧縮ひずみに達した後もそのままの下降勾配で応力が 0.0N/mm² となるまで低下すると仮定した。塑性ヒンジ 区間より上方の柱部は線形はり要素、はり部及びフー チング部は線形はり要素(剛部材)とした。


表-2.1 解析諸元



図-2.5 橋脚断面図(耐力階層化鉄筋はケース2のみ)

ケース1の上部構造や橋脚の自重、鉄筋径や規格等の 解析諸元を表-2.1 に、橋脚基部の配筋図を図-2.5 に 示す。ケース2では、ケース1に加えて、橋脚の水平 耐力を一定の変形後に増加させるため、定着部に遊間 を設けた鉄筋を配置した。これらの鉄筋は構造部材間 の耐力の階層化を行い、各構造部材の損傷順序を誘導 するための重要な役割を担うものであり、本研究では 耐力階層化鉄筋と呼ぶ。耐力階層化鉄筋の配置は、橋 脚断面内で他の軸方向鉄筋等とのあきを確保しなけれ ばならないため、配置できる位置が限られる。限られ た配置スペースで耐力向上を行うために SD490 鉄筋 を使用した。

(2) 耐力階層化鉄筋の抵抗機構

耐力階層化鉄筋は、他の軸方向鉄筋と比べて抵抗力 の発動を遅らせるため、図-2.6のように、塑性ヒンジ 区間及びフーチング内の付着を切るとともに鉄筋定着 部に遊間を設ける。遊間は、限界状態2の特性値に相 当する曲げ変形が生じても耐力階層化鉄筋は曲げ変形 に抵抗しないような遊間とするとともに、限界状態2 に相当する変位が生じた後、曲げ引張に抵抗するよう に配置する。また、コンクリート非付着部での座屈を 防ぐため、圧縮側には引張側より大きな遊間を設け、 圧縮抵抗をしない機構としている。



図-2.6 耐力階層化鉄筋の定着部構造



図-2.7 耐力階層化鉄筋の荷重変位関係

(3) 耐力階層化鉄筋のモデル化

耐力階層化鉄筋のモデル化は、軸方向の引張のみ抵 抗する非線形ばね要素でモデル化として、図-2.7に示 す荷重一変位関係を与えた。これは、ファイバー要素 では要素内の各々のセルに応力ひずみ関係を与える必 要があり、耐力階層化鉄筋は、定着部に遊間を設け、 所定の変位に達した後に引張に抵抗するモデルとする ためである。また、耐力階層化鉄筋が作用するまでの 遊間部及び耐力階層化鉄筋降伏後の荷重変位関係は、 解析上の安定性を確保するため、10⁻⁵kN/m 程度の微小 勾配を与えている。

対策無しのケース1及び耐力階層化鉄筋を配置した ケース2について荷重漸増解析を行った結果を図-2.8 に示す。縦軸が橋脚の水平耐力、横軸が橋脚天端の変 位(材料公称値に基づいて算出)である。図中に示す限 界状態2及び限界状態3の変位の特性値は、道路橋示 方書¹⁾に基づき、算出した対策無しのケース1におけ る変位の特性値である。ただし、鉄筋の破断、コンク リートの圧壊をモデル化していないので、限界状態3 に相当する変位以降の挙動に信頼性はない。



この結果からケース2において、配置した耐力階層 化鉄筋の遊間を適切に設定することで、次の2点が実 現できることを確認した。

- ・限界状態2に相当する変位までは、ケース1と同様の応答を示すことから、道路橋示方書¹¹に示されるレベル2地震動に相当する荷重が作用する範囲では、未対策のケース1と同様の挙動を示す。
- レベル2地震動よりも大きな荷重が生じた際には、
 限界状態2を超え限界状態3に達する前に、水平
 耐力が上昇する。

本ケースでの橋脚の水平耐力は、限界状態2に相当 する約5000kNから、耐力階層化鉄筋が作動する事に より約7000kNへ上昇する。レベル2地震動を超える ような外力が発生した場合には、支承部の破壊荷重を 橋脚の水平耐力の上昇幅である5000kNから7000kN の間に設定し、支承部に損傷を誘導することで、橋脚 の崩壊による落橋等の致命的な損傷を防ぐことが可能 となる。

2.4 破壊尤度の制御による崩壊シナリオデザイン 2.4.1 ばらつきを考慮した崩壊シナリオの制御方法

前節で示した崩壊シナリオデザインは、力、変位、 遊間などを適切に設定することにより、その損傷順序 を制御している。一方で構造部材にはさまざまなばら つきがあり、ばらつきも踏まえて破壊尤度の制御方法 を設定しておかなければ狙ったとおりのシナリオを実 現することはできない。そこで、ケース2を対象にば らつきを考慮した崩壊シナリオの制御方法を提案する。

ここで、前述した通り、まず橋脚基部で塑性化し、 橋脚が限界状態3に達する前に橋脚の耐力が増加する



図-2.9 各部材耐力の関係

表2.2	各部材のば	らつき
------	-------	-----

(a) 橋脚

橋脚		耐力比	耐力比の標準偏差
実験値/設計値	限界状態2に相当する水平カ	1.264	0.103
	限界状態3に相当する水平力	1.228	0.113

(b) ゴム支承

ゴム支承	耐力比	耐力比の標準偏差
破断水平力/250%せん断ひずみの水平力	2.98	0.79

(c) 支承アンカー	・ボルト	
アンカーボルト(SS400)	せん断引張比	せん断引張比の標準偏差
最大せん断カ/実引張荷重	0.75	0.01019

ことにより、支承アンカーボルトに損傷を移行させ、 支承アンカーボルトが破断することで、上部構造の慣 性力は下部構造には支承ベースプレートと橋脚天端間 の摩擦力しか伝わらなくなる。このような挙動を実現 するためには、図-2.9に示すようにばらつきも考慮し た上で、橋脚基部が塑性化する時の耐力よりアンカー ボルトの耐力を大きくし、更にそれより橋脚の限界状 態3に相当する耐力を大きくしなければならない。

ここで、各部材における耐力のばらつきについては、 過去に実施した実験の結果より表-2.2 のように設定 した。なお、各部材の耐力比及び耐力のばらつき等の 詳細については、文献3)を参照されたい。

2.4.2 支承耐力と橋脚耐力の階層把握に基づく崩壊 シナリオデザイン

支承アンカーボルトの耐力を設定する場合、橋脚基 部で塑性化するときの耐力がアンカーボルトの耐力を 上回る確率、すなわち超過確率を設定し、この設定し た超過確率以下になるように適切な耐力差をつける必 要がある。 アンカーボルトの耐力を求める場合、各部材の耐力 の確率分布が対数正規分布に従うと仮定すると、次式 に示す逆正規分布関数 Φ⁻¹を用いることでアンカーボ ルトと橋脚基部で塑性化するときの耐力との耐力比を 計算することができる。

$$\frac{\alpha - 1}{\sqrt{\alpha^2 \beta_A^2 + \beta_Y^2}} = \Phi^{-1} (1 - P_f)$$
(1)

ここで、 P_f は超過確率、 α は支承アンカーボルトの 実耐力の平均を橋脚基部で塑性化するときの実耐力の 平均で割ったものであり、本研究では耐力比と呼ぶ。 β_A は支承アンカーボルトの耐力の変動係数、 β_Y は橋脚 基部で塑性化するときの耐力の変動係数である。した がって、式(1)を用いて設定した超過確率になるように 耐力比を求めることができる。なお、式(1)に関する詳 細については、例えば文献4)等を参照されたい。

橋脚基部が塑性化するときの公称耐力は、前節の静 的解析を基に 5000kN とすると、表-2.2(a) から実耐力 の平均 μy は 6320.4kN、耐力の変動係数 βy は 0.081 に なる。また、支承アンカーボルトの耐力の変動係数 B₄ は既往の実験より 0.013 になる³⁾。超過確率 Pfの設定 方法については求められる構造物の信頼性等によって 設定する必要があるが、本研究においては5%(逆正規 分布関数Φ⁻¹の解は1.645)と仮定した。式(1)を用いて、 必要な耐力比を求めると、耐力比αは1.174になり、 支承アンカーボルト全体に必要な耐力は 7417.7kN と なる。支承数は1橋脚あたり5基、支承アンカーボル トは1支承あたり4本と設定すると、必要な耐力を満 足する支承アンカーボルトの径は、SS400の引張強さ (400N/mm²、JIS 値)に SS400 の引張強さにおける JIS 値と実強度との比(1.1、但し板材)⁵を乗じ、表-2.2(c) で示したせん断引張比 0.75 を用いると 37.83mm とな り、規格サイズでは38mmの鋼棒となる。

次に、支承アンカーボルトの耐力と限界状態3に相 当する水平耐力との関係を検討する。ここでは、支承 アンカーボルトの径が38mmの鋼棒を使用した場合で 比較する。この場合、支承アンカーボルトの実耐力は 合計で7485.2kNになる。限界状態3に相当する水平 耐力は、前章の静的解析を基に7000kN(公称値)とする と、表-2.2(a)から実耐力の平均は8596.4kN、耐力の 標準偏差は971.9kNになり、支承アンカーボルトの耐 力に対して1.15倍程度である。前述と同様に各部材の 耐力の確率分布が対数正規分布に従うと仮定すると、 次式に示す正規分布関数 Φ を用いることで超過確率 P_f を計算することができる^{例えば4}。

$$P_{f} = 1 - \Phi\left(\frac{\mu_{U} - \mu_{A}}{\sqrt{\sigma_{U}^{2} + \sigma_{A}^{2}}}\right)$$
(2)

ここで、 μ_A は支承アンカーボルトの実耐力の平均、 μ_U は橋脚基部で塑性化するときの実耐力の平均、 σ_A は 支承アンカーボルトの耐力の標準偏差、 σ_U は橋脚基部 で塑性化するときの耐力の標準偏差である。

前述した支承アンカーボルト及び限界状態3に相当 する水平耐力と耐力の標準偏差から式(2)を用いて超 過確率を求めると、正規分布関数 Φは 1.694 となり、 超過確率は 5.01%程度になり、橋脚基部で塑性化する ときの耐力がアンカーボルトの耐力を上回る確率より も大きくなる。そのため、式(1)を基に支承アンカーボ ルトの耐力が限界状態3に相当する水平耐力を超過す る確率も 5%以内にするための耐力を求めると、耐力 比αは1.15となり、限界状態3に相当する水平耐力を 8597.7kN(公称値から算出する耐力では 7000.6kN に相 当)以上にする必要がある。限界状態3 に相当する水 平耐力を上げるためには、耐力階層化鉄筋の径を上げ ることで設計を満足することが可能である。例えば、 耐力階層化鉄筋の径を 32mm から 35mm に変更する と、耐力は9194.5kNになる。 これら耐力の関係を図 -2.10に示す。

なお、図-2.2に示した5径間連続鋼I桁橋で設計さ れているゴム支承(ゴム支承本体の平面寸法: 700mm×700mm、1層のゴム厚:24mm、ゴム層数:4層、 せん断弾性係数:1.0N/mm²)の場合²⁾、ゴム支承の250% ひずみに相当する水平力は1225kN(合計 6125kN)、破 断水平力は表-2.2(b)より3650.5kN(合計 18252.5kN) になる。従って、支承アンカーボルトの耐力は(2)で示



したように、ゴム支承の 250%ひずみにおける水平力 を上回り、さらにゴム支承の破断水平力を下回るよう に設定できている。

2.5 非線形動的解析による崩壊シナリオデザインの 効果検証

2.5.1 解析モデル

前節では、前半にて検証した支承のアンカーボルト を損傷制御部材とした崩壊シナリオデザインについて、 非線形動的解析による耐力階層化の効果検証を行った。

検証に用いる橋脚モデルは、2.3 で行った静的解析 のモデルを基に、以下に示す修正を行い、動的解析モ デルを設定した。設定した動的解析モデルを図-2.11 に示す。

鉄筋の非線形特性は、繰り返しの影響を考慮するために、修正 Menegotto-Pinto モデル^のを採用した。また、 コンクリートの非線形特性の除荷及び再載荷過程は、 文献⁷⁾を基に設定した。なお、各モデルの限界状態3と みなすひずみを超えた後に生じる鉄筋の座屈、破断や コンクリート圧壊等の挙動は、モデル化には考慮でき ていない。そのため、限界状態3とみなすひずみ以降 の挙動は参考値である。

支承部は、前章にて示した支承を損傷制御部材として、アンカーボルトが一定の荷重で破断するモデルとした。具体的には、図-2.12に示すとおり、アンカーボルトの破断強度までは弾性挙動を示し、正負どちらかの水平力が破断強度に達した後は、ベースプレートと橋座面の摩擦抵抗のみ働くバイリニアモデルとなる非線形特性を用いた。アンカーボルトの破断強度は2.4 での検証結果より7485kN、摩擦力は著者らが別途実施したベースプレートと橋座面間の摩擦力計測実験の結果⁸⁾を基に算出した動摩擦係数が0.56であることから、死荷重反力6963kN×0.56=3899kNより、3900kNとした。

基礎の地盤条件、基礎諸元は、文献 2)を参考に、線 形ばね要素として表-2.3の通り設定した。従って、極 大地震動に対しても地盤、基礎は損傷しないことを仮 定していることとなる。

2.5.2 設計地震動に対する性能検証

耐力階層化を行ったモデルは、レベル2地震動に対 しては、無対策モデルと同様、限界状態2を超えない 挙動を示す必要がある。そこで無対策モデルをケース 1、アンカーボルト破断及び耐力階層化鉄筋をモデル化 した耐力階層化実施モデルをケース2とし、レベル2





図-2.12 アンカーボルト破断を考慮した支承部の 非線形特性

表-2.3 地盤条件、基礎の諸元

	記号	単位	値/適用	備考
底版重量	Wf	kN	3, 890	
	Ass	kN/m	2.762E+06	
基礎ばね剛性	Asr, rs	kN/rad kN・m/m	4. 438E+06	場所打ち 杭を想定
	Arr	kN•m⁄rad	3.914E+07	
地盤種別	-	-	Ⅱ種地盤	

地震動の地震波にて非線形動的解析を行った。解析に 用いた地震波は、文献 1)に示されるレベル 2 地震動(2-II-II-1、JR 西日本鷹取駅構内地盤上 NS 成分)とした。

各ケースの橋脚基部の変形に起因する橋脚天端の 時刻歴変位、橋脚基部の曲げモーメントー曲率関係、 軸方向鉄筋、コアコンクリートの応力ひずみ関係を図 -2.13に示す。それぞれを比較検証した結果、ケース1 とケース2の各挙動は、グラフ上の曲線が重なってい ることから、ほぼ同様の応答であり、レベル2地震動 に対しては、同様の挙動をすることが確認できた。







図-2.14 非線形動的解析に用いた地震波

2.5.3 極大地震動に対する実現性の検証

極大地震動に対する崩壊シナリオデザインの実現性 について検証を行った。

極大地震動としては、崩壊シナリオデザインの効果 を明示するため、先の挙動の確認に用いたレベル2地 震動の加速度倍率を2.0倍とし、他の特性は変えない ものを用い、耐力階層化鉄筋及び支承アンカーボルト の破断の効果に対して非線形動的解析を行った。解析 に用いた地震波を図-2.14に示す。

設定した波形を用いた非線形動的解析の結果を図-2.15 に示す。

図-2.15(a)には、基礎に起因する変位を除いた橋脚 天端の変位と橋脚天端の水平反力の関係を示す。橋脚 は塑性化しているが、応答変位は限界状態2を超えて おらず、橋脚天端の反力も限界状態2相当の反力と なっている。従って橋脚の応答としてはレベル2地震 動に対して想定している応答と変わらず、橋脚につい ては機能回復が速やかにできる限定的な損傷に留まっ ている。

図-2.15(b)には、支承部の荷重の時刻歴を示す。2.6 秒付近で-7485kN の荷重が生じた後、支承部の荷重は 3900kNを超えなくなっている。これは、2.6秒付近で 支承アンカーボルトが破断し、以降は支承部と橋脚天 端との間の荷重伝達機構が滑りに変化したことを意味 している。

図-2.15(c)には、橋脚天端の水平反力の時刻歴を示 す。2.6 秒付近で支承アンカーボルトが破断したこと で、橋脚に作用する地震力が低減され、図-2.14 に示 したとおり地震動の最大加速度は5秒以降に生じるに もかかわらず、2.6秒付近での橋脚天端の水平反力を超 えることはなかった。

図-2.15(d)には、支承部の荷重変位関係を示す。







-7485kNから-3900kNになったあと滑り挙動になり、 支承部に復元力が働かなくなったことにより応答変位 は最大 800mm 程度となっている。最後に図-2.15(e) の上部構造と橋脚天端の相対変位を示す。相対変位は 最大 800mm 程度であり、本検討で設定した橋脚幅を ゴム支承端部位置が約 50mm上回るため、逸脱はしな いと考えられるが若干の天端拡幅が求められる。また、 最終的な残留相対変位は 400mm 程度である。

以上より、極大地震動に対して、本稿で提案した崩 壊シナリオデザインを適用することによって、橋脚倒 壊等の橋梁の致命的な損傷に至りにくくなり、更に損 傷が早期復旧を行える範囲に留めることができる設計 が可能であることを検証した。

大地震直後における道路橋の供用性評価のための 支承損傷分析

3.1 調査の概要

これまで地震により、道路橋は供用性を失う被害を 受けてきた^{例えば9}。道路橋が供用性を失う原因の1つと して、支承部が破壊することによる路面段差が挙げら れる。支承部の破壊による路面段差については、土の う及びベント設置等により路面段差を解消することで 早期応急復旧が可能である場合もあるが、支承部の破 壊形態によっては早期応急復旧が困難となる場合もあ り、路面段差はできるだけ生じないように対策を行う 必要がある。

このような支承破壊による路面段差を軽減するた めの対策として段差防止構造がある。段差防止構造は 支承部の破壊を想定したとしても、橋の機能回復を速 やかに行うために路面段差をできるだけ抑える構造で ある。

しかし、段差防止構造の必要性や対策方法は一様な 考え方は定められていないため、個別に検討すること になる。そのため、段差防止構造を設置する優先度を 考えた場合、各種支承はどのように損傷した実績及び 損傷傾向があり、その結果、路面段差はどうなると考 えるべきか、これらについて明らかにすることが重要 である。

そこで本章では、過去に実施した地震被害調査の資 料を基に、地震により被害を受けた道路橋支承の損傷 状態を調査し、各種支承における支承の損傷傾向及び、 支承部の損傷と路面段差の発生の関係等について検討 した。

3.1.1 調査の対象とする地震

本研究では、表-3.1 に示す 2000 年以降に発生した 地震により道路橋が被害を受けた地震を対象とした。 調査は地震被害調査で撮影した写真等の資料や調査報 告書 9-14)を基に行った。なお、本研究では地震直後の 通行の可否に着目したため、津波により被害を受けた 道路橋については調査の対象にしていない。また、支 承部の損傷に着目しているため、下部構造の倒壊等に より被害を受けた道路橋についても調査の対象にして いない。

参考文献
10)
11)
12)
13)
14)
9)

表-3.1 本研究で調査の対象とした地震

3.1.2 調査項目

本研究では、以下の項目について調査を行った。

①支承形式 ②上部構造形式

③スパン長 ④支承の損傷状態

⑤路面段差の有無及び路面段差量

なお、路面段差の有無については、支承の損傷写真 等から桁の脱落等を確認できたものを、路面段差が生 じたと判断した。また、路面段差量について調査報告 書 9-14)に記載されていない場合は、写真及び橋梁一般 図から路面段差量を推定した。調査より損傷が確認で きたデータ数を表-3.2に示す。本稿では、1支承線単 位でデータ数をカウントしている。調査した結果、上 部構造や支承の形式、及び損傷状態が判断できた83橋

表3.2	損傷が確認できた支承線のデー	・タ	数
------	----------------	----	---

畄

純

桁

続

桁

(a) BP 支承					
	固定沓 可動沓 計				
¥	鈑桁	15	14	29	
甲幼	箱桁	2	2	4	
祂析	PC,RC桁	1	0	1	
111	その他	0	0	0	
	小計	18	16	34	
ĥ	鈑桁	8	19	27	
建結	箱桁	3	3	6	
松桥	PC,RC桁	1	1	2	
111	その他	0	2	2	
	小計	12	25	37	
	合計	30	41	71	

(c) ピン支承(固定沓)

(d) 1本ローラー支承(可動沓)

線支承

6

2

0

11

4

1

0

0

5

16

固定沓 可動沓 計

13

0

0 0 26

15

4 8

0

0 0

6

21 37

19

2

5

3

0

11

(b)

鈑桁

箱桁

PC,RC桁

小計

その他

鈑桁

箱桁

PC,RC桁

その他

小計

合計

	鈑桁	4	
光生作	箱桁	0	
甲祂们	PC,RC桁	3	
	その他	8	
合	15		
	鈑桁	16	
連続桁	箱桁	2	
	PC,RC桁	0	
	その他	3	
合計		21	

瓴枟	1
迎入111	
箱桁	0
PC,RC桁	0
その他	0
it	1
鈑桁	24
箱桁	1
PC,RC桁	0
その他	0
合計	
	箱桁 PC,RC桁 その他 計 飯桁 箱桁 PC,RC桁 その他

(e) ピンローラー支承(可動沓)

(f) 水平力分散ゴム支承 (弾性支承)

	鈑桁	0
光体作	箱桁	0
单祂们	PC,RC桁	0
	その他	4
合語	計	4
	鈑桁	4
油結垢	箱桁	11
建杭竹	PC,RC桁	0
	その他	1
合計		16

単純桁	鈑桁	4
	箱桁	0
	PC,RC桁	0
	その他	0
合	4	
	鈑桁	11
連続桁	箱桁	4
	PC,RC桁	7
	その他	3
合計		25

(g) ハット文本 ⁽	_
鈑桁 1	_
出 細 作 0	_
^{単純桁} PC,RC桁 2	
その他 0	_
合計 3	_
鈑桁 0	_
、まままた 箱桁 0	
建杭桁 PC,RC桁 1	
その他 0	_
合計 1	

パッド支承は固定/可動を特定できない (表中の数値は支承線数)

を対象に損傷を分析した。

なお調査した結果、一部の道路橋については H8 道 路橋示方書に基づき設計されていたが、それ以外の道 路橋は H8 道路橋示方書よりも前の基準で設計されて いた。そのため、表-3.2 に示した支承の大半はレベル 2 地震動に対する耐震設計が行われていなかった。

3.2 各種支承の損傷傾向

3.2.1 **支承の主な損傷状態**

図-3.1 は各支承の主な損傷状態の発生数を示した ものである。図中の縦軸は該当する支承部品の損傷数 である。本稿では BP 支承(支承板支承)、線支承、ピ ン支承、1 本ローラー支承、ピンローラー支承、水平 力分散ゴム支承及びパッド支承の損傷結果を示した。

(1) BP 支承(支承板支承)

BP 支承の損傷数を図-3.1(a) に示す。単純桁の場合、 上沓ストッパーの損傷が多い傾向にあり、鈑桁の固定 沓で9支承線、可動沓で5支承線である。また、単純 桁では下沓の損傷も発生しており、鈑桁の固定沓及び 可動沓共に3支承線である。一方、セットボルトやサ イドブロック取付ボルトの損傷数は少ない傾向にあり、 可動沓では損傷は確認できない。

連続桁の場合、セットボルト、上沓ストッパー、サ イドブロック取付ボルトが損傷する傾向があり、鈑桁 の固定沓で2から5支承線、可動沓で4から9支承線 確認できる。これらの部品はせん断キー等の他の部品 の抵抗力により、水平方向の力では損傷しにくいため、 鉛直上向きの力により損傷したと考えられる。

(2) 線支承

線支承の損傷数を図-3.1(b)に示す。単純桁の場合、 沓座モルタルが損傷しやすい傾向にあり、鈑桁の固定 沓で5支承線、可動沓で3支承線確認できる。連続桁 の場合、下沓が損傷しやすい傾向にある。

(3) ピン支承

ピン支承の損傷数を図-3.1(c)に示す。連続桁の場 合、セットボルト及びピンの損傷が多い傾向にあり、 鈑桁ではセットボルトの損傷が 14 支承線、ピンの損 傷は7支承線確認できる。一方、単純桁では連続桁よ り損傷が少なく、ピンの損傷は単純桁では確認できな







かった。

(4) 1本ローラー支承

1本ローラー支承の場合、図-3.1(d)に示すように損 傷の大半は、連続桁のサイドブロック取付ボルトの損 傷又はローラーの脱落であり、連続桁の鈑桁で15支 承線を超える。一方、セットボルトやアンカーボルト、 沓座モルタルの損傷はほぼ確認できなかった。

(5) ピンローラー支承

ピンローラー支承の場合、図-3.1(e)に示すように 連続桁の箱桁で損傷が多く、1本ローラー支承と同様 にサイドブロック取付ボルトの損傷が多い傾向にある。

(6) 水平力分散ゴム支承

水平力分散ゴム支承の損傷数を図-3.1(f)に示す。 全体的に連続桁の損傷が多く、上沓及び下沓取付ボ ルトやゴム支承本体、サイドブロック取付ボルトの損



(g) パッド支承 図-3.1 各種支承の損傷数(その3)(支承の図は文献15)を引用、一部加筆)

表-3.3 路	面段差の発生数
---------	---------

			単約	吨桁		連続桁			
		鈑桁	箱桁	PC,RC桁	その他	鈑桁	箱桁	PC,RC桁	その他
마파ᆂ로	固定	1	1	0	0	2	0	0	0
Br又承	可動	2	0	0	0	3	1	0	1
始士圣	固定	1	0	0	0	1	0	0	0
禄又承	可動	4	0	2	0	3	0	0	0
ピン	支承	1	0	0	0	10	0	0	1
1本口一	ラー支承	1	0	0	0	18	0	0	0
ピンロー	ラー支承	0	0	0	2	2	1	0	1
水平力分散	散ゴム支承	2	0	0	0	6	1	0	0
					*	パッド支承	は発生数な	し (表	長中の数値に

傷の損傷が多い傾向にある。一方、単純桁では、上沓 及び下沓取付ボルトの損傷は確認できなかった

(7) パッド支承

パッド支承の場合、データ数が他の支承に比べて少ないが、RC及びPC桁で沓座モルタルの損傷やパッド

沓の移動及び脱落が確認できる(図-3.1(g))。

3.2.2 路面段差の発生数

表-3.3 は路面段差の発生数を示したものである。本 研究では、前述したように支承の損傷写真等から路面 段差を判断している。



図-3.2 各支承における路面段差量



※No.3,No.4,No.15,No.41 については損傷状態を確認できない

表より、BP 支承や線支承では、可動沓が路面段差の 発生数が多い傾向にある。また、線支承では PC,RC 桁 における路面段差も確認できる。ピン支承、1 本ロー ラー支承、水平力分散ゴムの場合、路面段差の大半が 連続鈑桁であり、ピン支承や1 本ローラー支承では路 面段差の発生数は10 支承線以上確認できる。

3.3 路面段差量と車両走行性

前節では、各種支承の損傷傾向及び路面段差の発生 数について検討した。本章では、発生した路面段差量 に対する車両走行性について検討する。本研究では、 文献16)を参考に走行性を評価した。 なお、ここでは 段差量のみから走行性を評価しているが、現実には他 の部材の損傷も踏まえた耐荷性能や走行安全性等も考 慮して判断する必要がある。

図-3.2 は各支承形式における路面段差量を示した ものである。縦軸は路面段差量である。前述したよう に、路面段差量が報告書^{9,14)}に記載されているケース については、報告書に記載されている数値、報告書に 記載されていないケースについては、写真又は図面よ り推定した数値を記載した。但し、支承部の写真が不 鮮明等、これら資料から推定が困難なケースについて は図中には示していない。また、同一支承線上で段差 量が異なる場合は、段差量が大きい方を記載した。図 中には可能走行段差量¹³も示した。本研究では文献13) に示されている走行可能な段差量以上の路面段差につ いては走行不可と評価した。なお、パッド支承はデー タ数が少ないため記載していない。また表-3.4 に路面 段差が生じた状況における支承の損傷状態を示した。 表中に示した橋梁 No.は、図-3.2 に示した橋梁 No.に 対応している。

図より、ピン支承は全てのケースにおいてセットボ ルトの損傷を伴うことを確認でき、路面段差量は 240mm 以上が生じている。表-3.4 に示したように、 セットボルトやピンが損傷して支承全体又は下沓の高 さ分の路面段差が生じる傾向にあり、かつ写真-3.1に 示すようにピン支承は他の支に比べて支承高が高いこ とが考えられる。したって、路面段差が生じると小型 及び大型車両共に走行不可、又は走行可能でも停止 (0~10km/h)になる傾向にあり、路面段差が生じると供 用性は期待できないと考えられる。一方、線支承は上 沓又は下沓の高さ分の路面段差が生じているが、**写真** -3.2 に示したように他の支承に比べて支承高が低い ため路面段差量は小さく、路面段差量は 150mm 以下 である。そのため、大型車両では全てのケースが徐行 (15~20km/h)又は定常で走行可能であることから、線支 承では路面段差が生じても一定の供用性は期待できる と考えられる。



写真-3.1 ピン支承における桁の脱落



写真-3.2 過度な橋軸方向の変位による桁の落下

待できない。したがって、路面段差が生じると供用 性水平力分散ゴム支承は、**写真-3.3**に示すように支承 全体又は沓座モルタルを含めた高さ分の路面段差が生 じる傾向にあり、200mmから400mm程度の路面段差 が発生している。走行性を見ると、多くのケースで走 行不可、走行可能でも停止(0~10km/h)の走行性しか期 は期待できないと考えられる。

1本ローラー支承は写真-3.4に示すように、上沓が 橋脚又は橋台天端に留まっている場合と逸脱した場合 で、100mmから400mm 程度の路面段差量のばらつき が確認できる。走行性を見ると、停止(0~10km/h)又は走 行不可になりやすい傾向にある。

ピンローラー支承の場合、路面段差が 10mm 程度の ケースを確認できた。これは表-3.4 及び写真-3.5 に 示すピンの損傷により発生した場合、路面段差量が小 さい場合もあるが、余震等により損傷が進展する可能 性があるため注意が必要である。一方、橋梁 No.50~52 では 150mm の路面段差が生じている。写真-3.6 に示 すように、サイドブロック取付ボルトの損傷により桁



写真-3.3 水平力分散ゴムにおける桁の落下



写真-3.4 ローラー支承における上沓の脱落



写真-3.5 ピンローラー支承におけるピンの損傷

が浮き上がることで段差が生じている。したがって、 連続桁の場合は、このような浮上がりによる段差発生 にも留意が必要である。桁落下による路面段差による 走行性を見ると、一部を除き徐行(15~20km/h)により走 行可能であることを確認できる.なお、橋梁 No.49 の 路面段差は、支承が橋脚天端から脱落したためである.

BP 支承の場合、ほぼすべてのケースでセットボルト の損傷を伴っており、路面段差量は写真-3.7 に示すよ うに上沓のみ脱落する場合とセットボルトの損傷によ り桁が落下する場合によりばらつきが生じているが、 最低でも 100mm 程度の路面段差が生じている. 走行 性を考えると、小型車両では一部走行不可のケースが 存在するが、全体的に停止(0~10km/h)又は徐行 (15~20km/h)の走行性は期待できる傾向にある.

以上より、調査した範囲ではあるが線支承は路面段 差が生じても走行が困難になる段差量は生じず、ピン



写真-3.6 サイドブロック取付ボルトの損傷による 桁の浮上がり(ピンローラー支承)



(a) 上沓が脱落した場合



(b) 桁が橋脚天端に落下した場合 写真-3.7 BP沓における路面段差の発生状況

支承は路面段差が生じると走行が困難になる段差が生 じることがわかった.そのため、優先度を考えた場合、 ピン支承を優先的に、段差防止装置を設置する必要が あることがわかる.それ以外の支承については、優先 度を決めるにはさらなる情報が必要であるが、支承の 損傷状態から優先度を検討することは可能である.

4. 損傷誘導設計法の検証試験

本章では、損傷誘導設計法の構築に向け、損傷を誘 導する部材の損傷制御精度の向上と令和2年度成果を 基に製作した 1/4 スケールの橋脚供試体と支承部構造 で構成される模型を用いた復旧性の高い部材に損傷を 誘導する設計法(以下、損傷誘導設計法)の検証試験 を行った結果を報告する。

4.1 損傷誘導部材(取付ボルト)の構造検討

損傷制御可能な支承部構造とするため、スリットを 有する下沓取付ボルトの設置を検討している。ボルト せん断試験を行い、力学的構造機構の整理・分析結果 から、検証試験に用いる取付ボルトのスリット種類や 形状について検討する。また、損傷制御ボルトを用い た設計を確立するため、ばらつきを含めたボルトの耐 荷性やじん性について把握し、耐力評価式を同定する。

4.1.1 試験概要

図-4.1に示す載荷施設に設置した図-4.2のせん断 載荷治具を用いて、直径D=16mm、SCM435棒鋼を図-4.3に示すM16メートル並目ねじに加工した試験体を 対象に2面せん断試験を実施した。表-4.1に試験ケース



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-4.3 せん断試験用ボルト

表-4.1 せん断試験ケース一覧

試験ケース名	スリット寸法	スリット軸幅比 d/h	試験体数
Case01_01	スリット無し	-	5
Case02_01	h=1. 5, b=0. 5, d=15. 0	10.0	4
Case02_02	h=1. 5, b=1. 5, d=13. 0	8.7	4
Case02_03	h=1. 5, b=3. 0, d=10. 0	6.7	4
Case03_01	h=1.0, b=0.5, d=15.0	15.0	4
Case03_02	h=1.0, b=1.5, d=13.0	13.0	4
Case04_01	h=3. 0, b=1. 5, d=13. 0	4.3	4
Case04_02	h=3.0, b=3.0, d=10.0	3. 3	4

を示す。検討パラメータは、スリットの有無、スリット ト寸法(幅h、深さb、直径d)、スリット形状であ る。測定項目は、せん断荷重、載荷プレート変位であ る。

4.1.2 試験結果の整理と分析

(1) せん断応力とせん断ひずみの関係

せん断応力とせん断ひずみの関係を図-4.4 に示す。 せん断応力は、せん断抵抗面積(スリット部断面積)に 対する荷重、せん断ひずみは、せん断長としたスリッ ト幅hに対するジャッキ変位である。なお、スリット がないケースは、せん断長を0.5mm として算出してい る。

最大せん断応力度は、0.62~0.71kN/mm²の範囲で あった。ケース毎では、最大値のバラツキが小さいこ とから、ボルト強度、せん断抵抗断面のボルト径d(せ ん断抵抗面積)により耐力の推定が可能であると考え られる。

破断ひずみに関しては、スリットが無いcase01_01が もっとも大きく、他のケースではスリット軸幅比 d/h が小さくなる、つまりスリット部が細長くなるケース の方が、破断ひずみが小さく、降伏後のひずみ増加も 小さくなる傾向が確認できる。

(2) せん断破断面

写真-4.1には、スリット無しの断面とスリットを有する試験結果の一部の断面を示す。





写真-4.1 ボルト破断面

スリットの無い case01_01 では、ネジ谷部を起点と して、対面の谷部を結ぶ傾斜した破断面を形成してい る。これに対して、スリットがある Case02_02 や Case02_03 では、スリット部で概ね水平に破断面が形成されている。ここでは示していないが、スリットをネジ谷部(深さ約1.0mm)と同程度の深さとした場合は、破断の起点がスリット部で安定しないことが確認された。

(3) せん断破断の制御

スリットボルトに期待する性能は、耐力のバラつき が、設計可能な範囲内であること、複数のボルトが協 働して抵抗できるじん性(ねばり)を有すること。ス リット寸法を設計するには、耐力のバラつきやじん性 を細目として規定する必要があることから、今回の試 験結果より細目設定のための検討を試みた。

ボルトのせん断耐力とせん断変形の関係を図-4.5 に示す。耐力のバラつきは最大荷重 Pmax と破断荷重 Ptの差(ΔP)、じん性は、図-4.5の破線に示す荷重変 位関係における区間線形関数を求め、それと比較して ボルトの荷重変位が非線形挙動になる点を降伏点とし、 その点から破断するまで(ΔL)を評価指標とした。

試験で得られた荷重と変位、ΔP と ΔL を算定した結 果を表-4.2 に一覧で示す。



a) 耐力のばらつき

ここではスリット深さ b=1.5mm の試験結果を中心 として、スリット寸法と破断荷重やじん性との関係に ついて整理した。破断荷重と深幅比 b/h の関係を図-4.6に、耐力ΔPやじん性ΔLと軸部比 d/D との関係を 図-4.7に示す。図中のマーカーの大きさと数字は、ば らつきの程度を示し、大きい方がばらつきが大きいこ とを示している。

図-4.6 では、前節のように試験ケースによって破断 荷重には大きな差が生じず、抵抗断面積により最大荷 重を推定できる可能性が再確認された。



図-4.6 破断荷重と深幅比 b/h の関係



図-4.7(1) 耐力と軸部比 d/D の関係



図-4.8 スリット軸幅比 d/h の影響(じん性)

図-4.7から、スリットが深い(d/Dが小さい、b/hが

			카	ドルト諸テ	Ē.			Ę.				実測値	実測値				
+++++			ス	リット寸	法				変任	ά				荷	重		
試験ゲーム石	深さ	内径	幅	軸部比	幅径比	深幅比	軸幅比	初降伏変位	破断変位	じん性	変動係数	最大荷重	平均值	破断荷重	変動係数		変動係数
	b(mm)	d(mm)	h(mm)	d/D	h/D	b/h	d/h	(mm)	(mm)	$\Delta L(mm)$	(%)	Pmax(kN)	Pt(kN)	Pt(kN)	(%)	AP(KN)	(%)
Case01-0101								2.10	3.72	1.62		110.1		101.5		8.5	
Case01-0102	1							1.59	3.29	1.70	0.1	110.8	100.22	103.9	22	6.9	22.2
Case01-0103	1 -	-	-	-	-	-	-	1.52	3.53	2.01	9.1	108.7	109.22	104.2	3.5	4.4	32.2
Case01-0104								1.86	3.50	1.64		107.3		96.0		11.3	
Case02-0101								1.97	4.31	2.34		121.8		108.4		13.4	
Case02-0102	0.5	15.0	1.5	0.94	0.09	0.33	10.00	3.05	4.92	1.88	9.4	123.5	123.04	116.0	3.3	7.5	30.4
Case02-0103								2.39	4.65	2.27		123.8		116.6		7.2	
Case02-0201								1.74	3.08	1.34		89.9		81.7		8.2	
Case02-0202	1.5	13.0	1.5	0.81	0.09	1.00	8.67	1.88	3.02	1.14	9.2	92.8	90.64	82.5	1.1	10.3	25.7
Case02-0203								1.49	2.57	1.08		89.2		83.8		5.3	
Case02-0301								0.93	2.12	1.19		48.9		41.3		7.6	
Case02-0302	3.0	10.0	1.5	0.63	0.09	2.00	6.67	0.95	1.53	0.59	28.0	54.5	52.18	51.7	9.1	2.8	36.2
Case02-0303								0.90	1.76	0.86		53.2		46.5		6.7	
Case03-0101								2.00	4.16	2.16		117.8		110.8		7.0	
Case03-0102	0.5	15.0	1.0	0.94	0.06	0.50	15.00	1.98	4.32	2.34	4.2	118.1	118.05	108.7	1.6	9.3	14.3
Case03-0103	0.0	10.0	1.0	0.04	0.00	0.00	10.00	2.01	4.44	2.43	7.2	117.1	110.00	107.0	1.0	10.1	14.0
Case03-0104								2.12	4.43	2.31		119.2		111.6		7.7	
Case03-0201								1.58	2.78	1.20		94.8		87.3		7.6	
Case03-0202	1.5	13.0	1.0	0.81	0.06	1.50	13.00	1.56	2.55	0.99	8.4	90.1	90.94	81.9	2.4	8.2	19.7
Case03-0203								1.49	2.46	0.98		90.9		84.7		6.2	
Case03-0204								1.62	2.69	1.07		87.9		83.2		4.8	
Case04-0101								1.52	3.08	1.56		89.8		85.5		4.3	
Case04-0102	1.5	13.0	3.0	0.81	0.19	0.50	4.33	1.59	2.84	1.25	10.7	86.0	89.04	79.7	3.9	6.3	25.1
Case04-0103			0.0					3.96	5.24	1.28		92.5		85.8	0.0	6.7	
Case04-0104								1.82	3.02	1.20		87.8		78.8		9.0	
Case04-0201								1.55	2.15	0.60		52.1		46.6		5.5	
Case04-0202	3.0	10.0	3.0	0.63	0.19	1.00	3.33	1.40	2.45	1.05	20.5	51.5	51.91	42.8	4.2	8.7	29.7
Case04-0203								1.70	2.46	0.77	20.0	52.2		46.0		6.2	2011
Case04-0204								1.39	2.34	0.95		51.9		48.1	1	3.7	

表-4.2 せん断試験結果一覧

大きい)ほど、耐力 ΔP とじん性 ΔL ともに小さくなる 傾向が示され、ボルトのスリット部の抵抗が曲げ変形 からせん断変形となっていることが想定される。

また、Case02_02 (スリット深さ b=1.5mm) は、他の ケースに比べて、耐力 ΔP 及びじん性 ΔL ともにバラ つきが最も生じにくい結果であったことから、評価試 験を実施する上で、設計上有意なスリット寸法である と考えられる。

スリット幅が異なる場合の影響を確認するためス リット軸幅比 d/h とじん性の関係について図-4.8 に示 す。図よりスリット軸幅比 d/h が小さくなるとじん性 が低下する相関が確認できる。

b) 耐荷力評価式の検討

実施した試験結果の範囲として強度区分10.9におけ る耐荷力評価式の算定を試みた。

せん断耐力評価式を式(1)に示す。

 $P_{max} = A_s \cdot (\sigma_t / \sqrt{3}) \cdots (1)$ $P_{max}; ボルトのせん断耐力(N)$ $A_s; ボルトの抵抗断面積(mm^2)$ $\sigma_t; ボルトの引張強さ(N/mm^2)$

強度区分10.9のボルトの耐荷力特性値の算定式を式 (1)を基に、式(2)とおき、未定の各抵抗係数につ いて整理を行う。なお、本検討においては、ボルト試 験体が同一ロットのSCM435材より加工したボルトを 用いたことから、 $\phi_2 \ge \phi_3 \ge 1.0 \ge 6$ 仮定し、モデル誤差 に対する抵抗係数のみを検討対象とした。

 $R_{k} = \Phi_{1}P_{max} = \Phi_{1} \cdot (\Phi_{2}A_{s}) \cdot (\Phi_{3}\sigma_{t}/\sqrt{3}) \cdots (2)$ R_{k}; 耐荷力特性値

 $Φ_1; モデル誤差(実験値に対する評価式の推定精度)
 →統計データから<math>μ_1, \sigma_1$ を算出

Φ2;製作誤差(寸法dsの誤差)

モデル誤差による抵抗係数の算出に当たって、せん 断耐力のばらつきが標準正規分布に従うとし、片側信 頼区間 95%に対するものとした。表-4.3 に示す、 ϕ_1 の平均値 μ_1 、標準偏差 σ_1 、感度係数 α_1 から抵抗係数 ϕ_1 は、1.071 となる。

算出された抵抗係数を1.07とした場合の抵抗係数と 耐荷力評価式の組み合わせに関する検証をする。図-

表-4.3 不確定要因に対する各値(i=1,2,3)

不確定要因	平均值µ _i	標準偏差 σ_i	感度係数 α_i	抵抗係数 $ {oldsymbol{ } }_i$
モデル誤差(i=1)	1.129	0.035	1.00	1.071
製作誤差(i=2)	1.00	0.00	0.00	1.00
材料特性のばらつき(i=3)	1.00	0.00	0.00	1.00







図-4.10 推定せん断耐力と実測せん断耐力の関係

4.9 に推定せん断耐力に対する実測せん断耐力の頻度 及び分布を示す。また、図-4.10 に推定せん断耐力と 実測せん断耐力の関係図を示す。5%フラクタイル強度 を十分満足するという結果ではなく、ばらつきがある が、算出した抵抗係数と耐荷力評価式の組み合わせに よる推定と実測値の関係は、一次回帰式において、良 い一致を得ている。今後のデータの追加により、十分 な精度が得られると考えられる。

4.2 試験に基づく損傷誘導部材の抵抗特性の検討

次に図-4.11 a)に示す下沓プレートとベースプレー トを複数本のボルトで固定した際の取付ボルトの抵抗 特性および破断特性の確認を目的とした試験(以下、 下沓プレート載荷試験)と図-4.11 b)に示す支承構造 のみで実施した支承部抵抗特性試験(以下、支承部構 造載荷試験)を行い、支承部の固定方法による固定ボ ルトへの抵抗を検討した。合わせて、橋脚供試体と支 承構造を有する模型による損傷誘導設計法の検証試験 に適用する取付ボルトの設置条件について検討した。 各試験体に対する水平荷重載荷位置を図-4.12に示す。



4.2.1 試験の概要

試験体の諸元を表-4.4 及び表-4.5 に示す。下沓プ レート載荷試験では、スリットの形状、固定ボルト本 数、ボルト孔誤差を評価するための試験体を設け、支 承部構造載荷試験では、ボルト締結力を変化させた 3 試験体を設けている。使用するボルトは、いずれも

試験 No	適用ボルト	スリット形状	固定ボルト数	ボルト締結力	ボルト孔誤差
				(降伏荷重比)	
1	M16, 強度区分 10.9	h=1.5, b=1.5	4本	0%	全ボルト孔φ18
2	M16, 強度区分 10.9	h=1.5, b=1.5	4本	30%	全ボルト孔φ18
3	M16, 強度区分 10.9	h=1.5, b=1.5	4本	70%	全ボルト孔φ18
4	M16, 強度区分 10.9	h=4.5, b=1.5	4本	0%	全ボルト孔 φ 18
5	M16, 強度区分 10.9	h=1.5, b=1.5	6本	30%	全ボルト孔φ18
6	M16, 強度区分 10.9	h=1.5, b=1.5	4本	70%	φ18@2、φ20@2、各対角に配置

表-4.4 下沓プレート載荷試験の一覧

± /	5 =		臣仁
衣~4.;	ر כ	く 手司が再រ回戦1月武物の/ブ	一見

試験 No	載荷速度	適用ボルト	スリット形	固定ボルト数	ボルト締結力	ボルト締結力	鉛直載荷
			沃		(降仄何里比)	軸刀 (美側)	
1	0.1	MIG	1-1 F		0%	0kN	$4N/mm^2$ (360kN)
2	0.2	MI0, 改在区公 10-0	n-1.5,	4本	30%	15kN	4N/mm² (360kN)
3	0.2	强度区方 10.9	0-1.0		70%	35kN	$4N/mm^2$ (360kN)



図-4.13 製作ボルトの概要図(スリット形状;標準)



M16、強度区分 10.9 としており、スリット形状は、事前の検討で破断荷重のばらつきが小さかった深さ b=1.5mm、幅 h=1.5mm である(図-4.13 参照)。下沓プ レート載荷試験では、スリット幅を h=4.5mm も1ケー ス実施した。なお、適用したスリットの削り形状は、 ボルトせん断試験結果から決定したコ型形状としてい る。

試験装置の概要を支承部構造載荷の例を用いて図-4.14 に示す。対象試験体への水平荷重は、反力壁に固 定された 750kN スクリュージャッキにて与え、ジョイ



写真-4.1 載荷状況(左;下沓プレート載荷試験、 右;支承部構造載荷試験)

ントプレート、載荷部ブロックを介して、載荷ブロッ クまたは上沓プレートに荷重伝達される。支承部構造 載荷試験では、ゴム支承本体に 4.0N/mm² の圧縮応力 が作用するよう、2 基の油圧ジャッキにより 360kN の 鉛直軸力を導入する。

4.2.2 試験結果

(1) 下沓プレート載荷試験結果

試験における荷重変位関係を図-4.15に示す。ここ に示した変位は、下沓プレートとベースプレートとの 相対変位ではなく、図-4.16に示すベースプレートを固 定している嵩上げ鋼材をベースプレートと同値として 原点とした。表-4.6には、各試験の最大荷重を示す。 同一条件で実施したNo.1、No.2、No.3試験体では、最 大荷重点までの履歴に差が生じているものの、最大荷 重が生じる変位および荷重は、約400kNでほぼ一致し ている。さらに、ボルト本数を4本から6本に増やした No.5試験体も、ボルト本数分荷重の影響である1.5倍

(6本/4本)を考慮すると、最大荷重(400x1.5=600kN) は一致している。これより、同一条件であれば、最大 荷重のばらつきは小さい。

一方で、深幅比b/h(スリット深さb、スリット幅h) を大きくしたNo.4試験体やボルト孔誤差を設定した



図-4.15 荷重変位関係(下沓プレート載荷試験)



図-4.16 変位計測値の説明図

表-4.6 各試験体の最大荷重(単位;kN)

配置	No.1	No.2	No.3	No.4	No.5	No.6	設計値	設計値
ボルト本数							公称值	実強度
4 本	396.8	395.6	397.8	382.1	-	360.0	318.8	341.1
6本	-	-	-	-	602.9	-	478.2	511.8

No.6試験体では、最大荷重が小さくなっている。特に、No.6試験体は、1割程度小さい値となっている。

(2) 支承部構造載荷試驗結果

支承部構造載荷では、ゴム支承に面圧をかけた上で、 支承を通じて下沓プレートに荷重を載荷した試験であ る。試験結果として、せん断荷重と下沓プレートの変 位関係を図-4.16に示す。前項で示した下沓プレートに 水平荷重のみを加えた下沓プレート載荷試験のNo.1、 No.2、No.3の結果も合わせて示し、支承を通じた載荷 による違いを示す。ここに示した変位は、図-4.15と同 様にベースプレートを固定している嵩上げ鋼材を原点 としたものである。表-4.7には、各試験の最大荷重を 示す。

No.1からNo.3試験体は、図-4.17の荷重変位関係の 50kNから80kNの範囲で変位が急増する、または階段状



図-4.17 荷重変位関係(支承部構造載荷試験)

表-4.7 各試験体の最大荷重(単位;kN)

配置	No.1	No.2	No.3	設計値	設計値
ボルト本数				公称值	実強度
4 本	393.4	385.6	386.5	318.8	341.1

に増加している点で、試験ケースによる違いが生じ ているが、それを除くと荷重変位の関係は、下沓プレー ト載荷試験の荷重変位関係と傾向が概ね一致すること が示され、表-4.7に示すように最大荷重も約400kNと 概ね一致している。また、変位の急激な増加や階段状 の増加履歴は、ボルトの締結力による関係は見られな い。面圧を加えていない下沓プレート載荷試験との比 較から、面圧により生じる下沓プレートとベースプ レート間の摩擦抵抗が切れたことによる滑り出しの影 響によるものと推察する。

下沓プレート載荷試験結果と合わせると、同一ボル ト本数、同一条件であれば、最大荷重のばらつきは小 さく、最大荷重は概ね一致すると考えられる。

次に試験体No.2により得られたボルトの軸力と変位関係を下沓プレートの履歴と合わせて図-4.18に示す。また、昨年度実施した解析によるせん断載荷時に発生するボルト軸応力について、図-4.19とその補足を図-4.20に示す。

軸力を計測したボルトは、図-4.18の右上に示した軸力 計測ボルト配置に示すように載荷方向に対して手前側 がボルト3、後方側がボルト4の2本である。昨年度の解 析ボルト配置と比較するとボルト3がボルトD、ボルト 4がボルトCに合致する。

ボルトの位置により軸力の発生に大きな違いが生 じていていることが確認できる。水平載荷によりゴム



図-4.18 ボルト軸力と水平変位関係(No.2試験体)



(a) ボルトC(押込側) (b) ボルトD(引抜側) 図-4.19 支承本体取付ボルトの応力(下沓側)



図-4.20 取付ボルトの引抜側、押込側の補足図

支承がせん断変形するに従い、ボルト4では、初期導入の締結力(15kN)が徐々に抜ける。せん断変位が増加すると軸力が徐々に増加し、せん断破断直前では締結力に対して8kN程度の増加となった。これに対し、ボルト3では、水平載荷とともに軸力が増加し、せん断破断直前において77kNの軸力が発生している。この軸力は、ボルトの引張降伏荷重(公称値124.8kN)の60%程度である。

軸力の発生状況等は、昨年度実施した解析値と類似 していることから、事前検討で設定した支承モデル、 条件は十分な精度を有していると考えられ、1/4スケー ルで設計した試験体に、深さ1.5mm、幅1.5mmのスリッ トを有する取付ボルトを用いたゴム支承部を配置し、 検証試験を実施することとした。

4.3 損傷誘導設計の評価試験

図-4.21に示す試験装置と配置した模型により、損 傷誘導機構が適切に機能するかを検証した。昨年度実 施した損傷誘導設計を行った小型模型の橋脚部は、耐 力階層化を考慮した配筋(十字配筋)(図-4.22参照) とした。設置するゴム支承の下沓取付ボルトは、これ までの検討結果より幅1.5mm、深さ1.5mmのスリット を設けたボルトである。

試験は、所定の条件で小型模型橋脚、ゴム支承を設置し、鉛直方向に配置した油圧サーボアクチュエータ により、360kNの荷重を載荷した後、水平方向に配置し たスクリュージャッキ により水平荷重を上沓プレー トに載荷し、下沓取付ボルトが破断するまで載荷を実施した。

4.3.1 配置する誘導部材条件等の検討

前節で示した支承部構造載荷試験結果をもとに検 証試験に用いる取付ボルトの設置条件を検討した。

支承部載荷試験結果を図-4.23に示す。試験ケース は下沓取付ボルトの締結力を降伏応力の0%、30%、 70%とした3ケースである。

試験結果はボルトの締結力のケースにより若干の 差異が見られるが、水平変位123~129mm、水平荷重 386~393kNの比較的狭い範囲で3ケースともボルト破 断により耐力の上限に達している。ボルトのせん断破 断時のゴム支承のせん断ひずみは、250%(112.5mm)





図-4.22 模型橋脚断面(十字配筋)および配置支承図

をいずれも超えている。

変位70mm前後(せん断ひずみ150%前後)からハー ドニングが見られ、せん断変位が小さい領域では等価 バネ定数(2000kN/m)による計算値と一致しているが、 せん断変位が多くなると徐々に等価バネ定数による計 算値より試験値が高くなる。

図-4.23には、松田¹⁷らが動的解析で設定したハード ニングを考慮した支承バネのmodel2を用いた結果を併 記している。model2は、せん断ひずみ200%でバネ定数 が3倍となるモデルである。

図から分かるように、このハードニングモデルのバネ は、No.2の試験結果とよく一致する。損傷誘導設計の 評価試験においては、ボルトの締結力を降伏応力の 30%で導入することとした。

4.3.2 評価試験結果

十字配筋の橋脚とスリット付き下沓取付ボルトを 組合せた、支承-橋脚一体の単調載荷試験の試験結





果を以下に示す。

図-4.24には、水平荷重と水平変位の関係を示す。図には、水平荷重に対する橋脚の変位と、ゴム支承の限界状態が把握できるように載荷点変位の履歴にゴム支承のせん断変形率を示す。なお、試験結果の変位はフーチングの変位の影響を控除している。

試験結果は耐力については解析とよく一致してお り、橋脚の耐力が最大値に至る前に下沓取付ボルトが 破断している。支承部の耐力は支承単体の試験と一致 している。一方、変位は水平荷重200kN程度から試験結 果の方が大きくなる傾向である。

5. 段差防止構造の設計方法

震災に対する橋梁の事前対策の一つとして段差防 止工の設置がある。この対策工においては、要求性能 が明確となっておらず設計照査方法が一定の水準にあ るとは言い難い。昨年度までには、被災事例の記録が 多く残る平成元年以降の被害地震を基とした原因の調 査を実施した。さらに、段差防止構造の事例を収集し、 段差防止構造の設計に対する課題を整理するとともに 設計照査に対する提案を取りまとめた。その成果を受 けて令和2年度は、段差防止構造に要求する性能と機 能を明確にした上で、設計フローを提案した。さらに、 設計フローを評価する上で、照査する作用を明確化し、 照査項目に対する課題を整理するため試設計を行った。

5.1 段差防止構造に要求する性能と機能

道路橋示方書(以下、道示)における段差防止構造 に対する記述は、平成24年版V耐震設計編では、支 承における15.1一般の基本方針の解説や支承部の構



設計基準	NEXCO設計要領 第二集	橋梁構造物設計施 工要領[1共通編]	鋼上部構造耐震補強 の設計手引き(案)	落橋防止システ ム設計の手引 き
発行元	NEXCO	首都高速道路	阪神高速道路	日本橋梁建設 協会
発行年	平成28年	平成31年	平成21年	令和元年
適用条件	端支点に原則設 置	なし	鋼製支承	なし
設計荷重死荷重	0	0	—	0
設計荷重衝擊力	-	0	-	-
設計荷重活荷重	-	0	_	_
設計水平荷重	-	0	0	-
設計移動量(橋軸)	-	-	-	Le
設計移動量(直角)	-	-	-	-
上部構造	緩衝材	-	-	-
段差防止遊間	-	30mm	50-100mm	50mm
維持管理	空間配慮	空間配慮	空間配慮	-

表-5.1 段差防止設計の各設計要領等の概要

造での条文で示されているように、橋梁の耐震性能に より緊急車両等が通行できるような配慮として、上部 構造を適切な高さに支持できるようにする等が明記さ れ、段差防止構造の設計照査項目は死荷重支持にのみ 限定されていた。ところが、平成29年版においては、 考慮されていない外力の作用に対する構造設計上の必 要な配慮事項として段差防止構造などの対策が示され ているものの、段差防止構造の設計にあたっては、橋 梁により個別の検討となり、明示されていた設計照査 項目が削除されている。昨年度の成果では、各機関の 設計要領等から表-5.1 に示す照査項目により設計が なされていることを示した。

設計の現状と道示の規定を踏まえて、地震後に求め られる橋の性能および段差防止構造に求める機能を以 下のように整理した。

(1) 地震後に求められる橋の性能と機能

支承部の破壊後に上部構造が落下しないことを 前提として、なるべく橋としての機能(供用性、 修復性および構造安全性)の回復を速やかに行い うる性能。

(2) 段差防止構造に求められる機能

- 支承部の破壊を想定したとしても、橋の機能回復 を速やかに行うために、路面に発生する段差をで きるだけ抑える構造である。
- 支承破壊後の鉛直支持機能と水平追随機能を有 する構造である。
- 支承部の破壊を想定したい場合のフェールセー フ構造である。



図-5.1 段差防止構造の設計フロー

整理した。

5.2 設計照査に必要な作用の検討

道示では、具体的に段差防止構造を設置する必要の ある条件、支承部の破壊を想定したとしても避ける必 要のある路面段差量、設計で想定するべき荷重などは 規定されていない。

ここでは、表-5.1にある基準等の規定を踏まえ、設計で想定すべき荷重、想定するべきではない荷重や移動量などについて検討する。まず、照査項目に対する現状の課題と課題に対する提案事項を表-5.2に示し、 次節より個別に検討する。

(1) 鉛直荷重

平成29年道示には具体的記述はなく、平成24年道示 には「段差防止構造は上部構造の死荷重を支持できれ ばよく、水平方向に設計地震力を考慮する必要はない」 と示されている。

他の基準類も同様に、鉛直荷重として死荷重を考慮 すればよいとするものが多いが、首都高速の橋梁構造 物設計施工要領(平成31年3月)では、地震時に支承が

この機能を照査項目として設計フローを図-5.1に

設計項目		課題事項	提案事項
設計荷重	鉛直荷重	◆現行設計法の多くが死荷重反力のみとして いる ◆地震直後の緊急車両の通行や一般車の解 放を踏まえて活荷重も考慮すべきか ◆振簧機能を設けない場合、衝撃力の影響も 考慮すべきか	・道路ネットワークによける路線の位置付け や代替性、防災計画や管理体制等を考慮し て地震後に求める橋の機能を設定えて鉛直 荷重を設定する必要がある。 (防災上の総載重要度が高く、代替性もない) 路線においては地震直後の緊急車両の通行 や一般車の開放を設まえて活着重も考慮す ることが望ましい。 (基本の)に段差防止天境には緩低材の設置 を行うものとし、衝撃力の影響は設計上考慮 しないなは出来ない場合には影響する路面的 差量を出来る限り小さくする等の規定を設け ることが現実的である。
	水平荷重	◆H24道示では考慮する必要ない記載があり、考慮していない基準あり 今震節が発生した場合に、解散力による水平 力に抵抗できるものとすべきか きた震度法程度の水平力に抵抗できるものとすべきか	●実挙動としては、形と段差防止構造間に扉 環力が生じるため、その摩擦抵抗力(i=µ× Ru)を考慮した設計とするのが望ましい 今取付部の設計において大規模な構造等要 する場合は、段差防止天地にテフロンやステ つと気を設置する等工夫して、廃除服数を 適切な値まで終進できるものとする。 ◆ 震度法程度の水平力は、廃除抵抗力に包 含されるため、考慮しなくてもよいものと考え られる。
設計 移動量	橋軸方向	◆支承破壊後の橋軸方向、橋軸直角方向の 移動量が定量的に特定できないため、大きさ の設定根拠が乏しい	◆支示が破壊した後の主桁の挙動は、上部 構造形式、支承の形式・配置及び支承破壊時 点の上部構造の移動量とも関連する。 ◆段差防止構造は、積軸方向のみならず橋 軸直角方向への移動も考慮して、積梁毎に構 注取で10部でれた。
	直角方向		○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○○

表-5.2 設計で想定すべき荷重や移動量の課題と提案

損傷して段差防止構造が機能する際に生じる衝撃力の 影響と、地震後に通行する緊急車両の活荷重を考慮す るとされる。

段差防止構造は地震時に支承が損傷してから機能 すること、段差防止構造を設置する目的が地震後の供 用性であることを考慮すると、下記を考慮することが 望ましいものと考えられる。

- ・想定すべき鉛直荷重
 ①死荷重
 ②地震後に通行する緊急車両の活荷重
- ・作用評価が難しい鉛直荷重
 ③動作する際の衝撃力の影響

(2) 水平荷重

段差防止構造の設計に用いる水平荷重は、平成29年 道示には記載がない。

他の基準についても、下記の3通りに分かれる。この うち水平荷重を考慮するというものは余震による作用 を想定している。

- ・考慮しない
- ・レベル1 地震動程度の水平力を考慮する
- ・上部構造が動く際の摩擦力を考慮する

これまでの大規模地震の事例より、支承が損傷する 規模の地震が生じた場合、相応に大規模な余震が起き ることが分かっている。このため、段差防止構造にも 余震に相当する水平荷重を作用として考慮することが 考えられる。

一方、支承には常時の水平荷重も作用するが、段差防止構造は地震で被災した後、応急復旧までの期間のみ使われ、この際に常時の設計で想定している温度変化や活荷重が作用する蓋然性は低い。従って、常時の水平荷重を考慮する必要はないと考えられる。

大規模地震の後に生じる余震の規模は地震により 様々である。また、過度に大きい地震の作用に対して は首都高速が想定するように、主桁に滑りが生じ、作 用する荷重としては摩擦力で頭打ちになる可能性も考 えられる。

以上より、段差防止構造の設計で考慮する水平荷重 は下記を考慮することが望ましいと考えられる。

・想定すべき水平荷重

①上部構造に滑りが生じた際の摩擦力

(3) 設計移動量

段差防止構造の求められる機能として変位追随機 能があるが、道示などでは設計移動量に関する具体の 規定が記載されていない。令和元年の日本橋梁建設協 会における落橋防止構造の設計の手引き¹⁸⁾には、支承 が破壊してから段差防止構造が機能するまでの移動量 として、橋軸方向にレベル2地震動による移動量Leを 見込むとしている。

段差防止構造がレベル2地震動より大きい作用に より支承が損傷し、その後に機能することを考慮する と、上部構造が本来の位置からある程度動いた場合も、 上部構造を適切に支持できる機能が段差防止構造には 必要である。特に、橋軸方向には支承の機能として変 位追随機能があり、ある程度の移動量を考慮する必要 がある。落橋を確実に防止する観点からも、荷重を支 持できる位置の範囲は十分に広いことが望ましい。

橋軸直角方向には、免震支承等の地震時に変位が生 じる場合は相応の範囲で荷重を支持できる必要がある。 以上より、段差防止構造としては以下の設計移動量を 考慮する必要があると考えられる。

①橋軸方向の移動量
 ②橋軸直角方向移動量

(4) 緩衝機能

NEXCO設計要領第二集(橋梁建設編¹⁹⁾)では、段差防止構造が動作したときの上部構造に対する緩衝のため、クロロプレンゴムの緩衝ゴムを設置するとしている。

支承が損傷した後に支承に代わって上部構造を支 持するというものであるため、段差防止構造には緩衝 機能も必要と考えられる。どの部材との間に、どの方 向の荷重に対して緩衝機能を設けるべきか検討が必要 である。

(5) 維持管理性

支承回りの維持管理性の配慮は道示にも示されて おり、他の基準でも維持管理性に関する記載がある。 段差防止構造の存在により想定される維持管理上の課 題を抽出し、維持管理性の確保のための要求性能を検 討する必要がある。すなわち、維持管理性は以下の3つ の観点がある。

- ①地震時に段差防止構造が正しく動作するための 維持管理
- ②段差防止構造が存在する場合も支承や上部構造 の維持管理性を低下させない
- ③地震時に段差防止構造が動作した後、復旧のため に必要なジャッキの設置等の維持管理性

5.3 作用の具体的な照査方法

今回提案した設計で想定すべき荷重や移動量に対 する具体の照査方法及び留意事項を表-5.3に示す。

5. 4 段差の許容値について

橋に期待する供用性を「地震後橋としての機能を速 やかに回復できる性能」と定義し、参考文献16)、20) よりその供用性を満足する路面段差量の許容値を機能 回復の速さごとに設定した(表-5.4参照)。

5.5 シミュレーション解析による支承破壊後の移 動量に関する検討

地震時に支承が破壊され段差防止構造に上部構造 が支持された状態での移動量をシミュレーション解析 した。解析対象としたモデル橋梁を図-5.2に、配置し た段差防止構造を図-5.3に示す。

支承破壊後の橋軸方向、橋軸直角方向の移動量は、 定量的に特定できないため、以下の方法にて実施した。

表-5.3 照査方法および留意事項(案)

設計項目		照査方法及び留意事項(案)				
	鉛直 荷重	◆一般車両の開放を目的に活荷重を考慮した設計を行う場合には、プ 型緊急車両を想定してB活荷重で設定するものとする。				
		◆摩擦抵抗力を設計水平荷重とする場合には、接触面の材料を踏まえた摩擦係数を用いるものとする。				
荷重	水平 荷重	◆摩擦係数はバラツキがあり、また経年劣化や環境条件等による変化 も考えられることから、設計上余裕をもたせた設計とすることが望ま しい。				
		◆設計で用いる水平荷重は過小評価しないように、摩擦抵抗が大きくなる最大静止擦力を設定することが望ましい。				
設計 移動量	橋軸 方向	◆支承破壊後の主桁の移動量の設定方法として、以下の案が考えられ る。 STEP1:全支点の支承が破壊し、支承の抵抗力が零となった 状態で、主桁が段差防止構造上に載った状態を考える。 STEP2:STEP1の状態で余震等の地震動が作用することで、 主桁と段差防止間の摩擦抵抗力が働き、移動量を				
	直角 方向	算出する。 STEP3:STEP2について実験等で検証する。 ◆設計で用いる移動量の設定は、移動量を過小評価しないように、摩 擦抵抗が小さい動摩擦力を用いることが望ましい。				

表-5.4 耐震性能2を満足する路面段差量の許容値 の設定

機能回復の速さ	機能回復するまでの走行車両と走行速度の関係	段差の許容値
抽准	・地震直後の緊急車両は規制走行(徐行15~20km/h)となる	10cm
惊 华	・小型一般車両は規制走行(停止0~10km/h)となり、開放に時間を要する	
やや速い	・地震直後の緊急車両は規制走行(徐行15~20km/h)となる	5cm
	・小型一般車両は規制走行(徐行15~20km/h)にて開放できる	
` #\`	・地震直後の一般車両は通常走行可能であり、速やかに開放できる	0 - 0
速い	・一般車両の開放に伴い、緊急車両の通行も速やかに行える	23cm

5.5.1 解析方針

- STEP1:全支点の支承が破壊し、支承の抵抗力が零 となった状態で、主桁の全死荷重が段差防止構 造上に載った状態を初期状態と考える。
- STEP2:STEP1の状態において、レベル2地震動又は それを超える地震動を作用させ、桁と段差防 止間の摩擦抵抗力のみで移動量を算出する。

5.5.2 解析パラメータ

- ・上部構造重量の影響を見るため、鋼橋とコンクリー ト橋の2ケースとした。
- ・入力地震動は表-5.5に示すタイプI及びタイプIIの実 地震動を3波選定し、3成分同時入力とした。地震動 の大きさは、L2又はそれを超える地震動として、1.0 ~2.0倍までの6ケースとした。
- ・桁と段差防止間の摩擦係数は鋼構造架設設計施工指 針²¹⁾を参考に鋼-鋼、鋼-コンクリートを想定した 0.40、また、テフロン及びステンレス板を用いた0.1



	地盤種別	地震動のタイプ	地震	観測点
地震波1	I 種地盤	タイプⅡ	2004年新潟県中越地震	NIG019 小千谷
地震波 2	Ⅱ種地盤	タイプⅡ	2016年熊本地震	KMMH16 益城
地震波 3	Ⅲ種地盤	タイプ I	2011 年東北地方太平洋沖地震	MIG010 石巻

の2ケースとした。なお、図-5.4に摩擦履歴モデルを示す。

5.5.3 解析結果

摩擦力を0.4Rdとした場合の端支点の支承部の最大 変位を橋軸方向と直角方向について、検討対象とした 実地震波に乗じた係数との関係を図-5.5に示す。なお、 最大変位は、対象構造であることから、A1橋台側の各 支承の最大値を抽出している。

実地震波に対する倍率が増加すると変位も増加する。 検討ケースにおいて、橋軸方向における最大変位の上 限が確認できないが、橋軸直角方向の変位は、60cm程 度で収束傾向にある結果がある。

摩擦力を0.1Rdとした場合について、上記と同様に整



- ① 水平荷重に対し原点から初期のバネ定数で応答する
- ② 荷重が摩擦力以下の場合除荷時に原点に戻る
- ③ 荷重が摩擦力に達すると摩擦力を維持したまま変位が増える
- ④ 除荷時は初期のバネ定数に沿って下降する
- ⑤ 再度荷重が作用すると除荷時のルートを戻る
- ⑥ 荷重が反転すると初期のバネ定数に沿って負側に移動する
- ⑦ 反対側の荷重が摩擦力に達すると負の摩擦力を維持したまま変 位が増える
- ⑧ 水平荷重がなくなると初期の勾配に沿って X 軸まで下降しそこ で停止する
- 図-5.4 上部構造と段差防止構造間の摩擦履歴モデル



理したものを図-5.6に示す。摩擦係数を低減させた場合における結果は、0.4Rdの結果と変わらず、実地震波に対する倍率が増加すると変位も増加することが確認された。

A1橋台G1桁の支承の水平反力と水平変位の履歴を 図-5.7に示す。履歴ループの高さが摩擦係数μの値に 応じた違いとなっているが、履歴ループの幅である支 承の水平変位は、大きな違いが生じておらず、摩擦係 数の違いが変位に与える影響は、大きくないと考えら れる。本検討の動的解析モデルでは、支承を介した下 部構造から上部構造への荷重伝達は支承の水平反力の みで行われるため、摩擦係数が小さいケースでは上部 構造に入力される荷重が摩擦係数×Rdの低い値に抑え られることとなる。摩擦係数が小さいケースは、動摩 擦係数も小さく一度動き出した場合に止める作用が小 さいが、上部構造を動かす力自体も小さい。このよう に支承部の変位は摩擦係数が敏感には影響しないもの と考えられる。

解析結果より、以下のことが得られた

・規模が同程度の鋼橋とコンクリート橋が段差防止工 に載った状態に対する地震時応答解析の結果、橋種に よる最大水平変位の差はあまり見られなかった。これ は、段差防止構造に作用する水平荷重が摩擦力として 死荷重反力に比例した値となることによると考えられ る。

- ・地震動の大きさに比例して、移動量は大きくなる傾向にあった。
- ・桁と段差防止構造間の摩擦係数の違いによる移動量の差異は小さかった。これは、摩擦係数が小さい場合、変位を止める力が小さい一方、入力される力も小さくなるためと考えられる。
- ・本試設計モデルにおいては、L2地震動×1.5倍程度の 場合に移動量がおおむね600mm程度であり、設計可 能なレベルに留まることを確認した。

5.6 試設計

鉛直荷重における活荷重が段差防止構造に与える 影響を把握するために試設計を実施した。

5.6.1 活荷重の検討

検討対象橋梁は、活荷重比率が高い鋼橋とし、落橋防止システム設計の手引き¹⁸⁾より図-5.8に示す鋼 I 桁橋を設計対象とした。段差防止構造は、下図のように橋座面にRC台座を設け、端横桁下面を支持する構造とする。

設計にあたって、方針を以下の通りした。設計条件は、表-5.5に示す通りである。

・作用する力として、鉛直方向に死荷重反力のみを考 慮するケースと活荷重(B活荷重)も考慮するケース の2ケース行う。



表-5.5 設計条件一覧表

	注意 フ	Case01	Case02
武政計グーへ		死荷重のみ	活荷重考慮
	死荷重反力R _d	3163.4 kN	3163.4 kN
設計荷重	活荷重反力R∟	0.0 kN	632.7 kN
	全反力ΣR	3163.4 kN	3796.1 kN
Und.	2 安計移動量Le	280 mm	280 mm
ļ	没差の許容値	50 mm	50 mm

- ・作用する力として、鉛直方向に死荷重反力のみを考 慮するケースと活荷重(B活荷重)も考慮するケース の2ケース行う。
- レベル2地震動作用時の移動量を確保できる構造と する。
- ・支圧応力を受けるコンクリート部材は、【道示III5.5.5】 の限界状態3の規定に準じて必要な強度を発揮し、

また、弾性域に留まるように設計する。

・せん断力を受けるコンクリート部材は、【道示Ⅲ5.5.2】 の限界状態3の規定に準じて必要な強度を発揮し、 また、弾性域に留まるように設計する。

5.6.2 試設計結果

図-5.8に示した段差防止構造に対する2ケースの鉛 直荷重の作用により受ける影響について整理した試設 計結果を表-5.6に示す。この結果より、以下の知見が 得られた。

- ・端横桁の曲げ降伏に対する照査において、死荷重時 で応答値/制限値の比率が0.86であったものが活荷 重考慮時では1.05まで大きくなり、降伏する判定と なった。これは、全反力/死荷重反力の比率分1.20が 応答値/制限値に直接影響していることが分かる。
- ・言い返れば、死荷重時で応答値/制限値の比率が0.80 程度以下の余裕があれば、活荷重を考慮しても照査 満足する可能性があり、活荷重の影響は限定的なも のであると言える。
- ・ただし、本試算では、端横桁に巻立てコンクリート を施した橋梁を対象に活荷重の影響度を確認しているが、既設の場合は巻立てコンクリートによる死 荷重増の影響についても評価した上で、活荷重の影響度を考慮する必要がある。
- ・取付部設計において活荷重考慮時に降伏することに 対する、供用性や修復性の影響度が把握できないた め、降伏の許容可否に対する判断ができない現状に ある。今後は降伏時の供用性等に関する影響度を定 量的に示せるように基礎検討及び資料整理するこ とが課題と考えられる。

6. まとめ

本研究は超過地震動に対して、できるだけ機能が損 なわれず、仮に損われても速やかに機能回復できる構 造を実現する方法を提案し、その実用性を検証した。 また、地震により被害を受けた道路橋支承の損傷状態 を調査し、各種支承における支承の損傷傾向及び、支 承部の損傷と路面段差の発生の関係等について検討す るとともに、段差防止構造の設計手法に関する検討を 実施した。

本研究で得られた知見は以下の通りである。

(1) 破壊尤度の制御による道路橋の崩壊シナリオデ ザイン設計法の提案について

1) 提案した崩壊シナリオデザイン設計法は、こ

試設計ケース				Case01	Case02
				死荷重のみ	活荷重考慮
			支圧応力度 $\sigma_b = \Sigma R/A_b$	4 N/mm ²	5 N/mm ²
RC台座	支圧応力度の照査		支圧応力度の制限値 σ _{bad} 【道示Ⅲ式(5.7.7)】	12 N/mm ²	12 N/mm ²
の設計			比率 σ_b / σ_{bad}	0.31	0.38
			(判定)	(OK)	(OK)
			押抜きせん断耐力P _{bs} =Pc+Ps	5237 kN	5237 kN
橋座部	水平力の照査		押抜き力 R _d	3163 kN	3796 kN
の設計			比率 R _d /P _{bs}	0.60	0.72
			(判定)	(OK)	(OK)
		限界状態1の 部材降伏 に対する照査	調査·解析係数 ξ ₁	1.00	1.00
			抵抗係数Φ _y	1.00	1.00
			降伏曲げモーメントの特性値M _{yc}	4967.1 kNm	4967.1 kNm
			降伏曲げモーメントの制限値M _{yd}	4967.1 kNm	4967.1 kNm
			横桁に作用する曲げモーメントM	4266.5 kNm	5194.0 kNm
			比率 M/M _{yd}	0.86	1.05
	曲 チェ シル		(判定)	(OK)	(NG)
	一切していて	限界状態3の 部材破壊 に対する照査	調査·解析係数 ξ ₁	1.00	1.00
	に対する照査		部材・構造係数 ξ ₂	1.00	1.00
			抵抗係数Φ。	1.00	1.00
			破壊抵抗曲げモーメントの特性値M _{uc}	7367.5 kNm	7367.5 kNm
			降伏曲げモーメントの制限値M _{yd}	7367.5 kNm	7367.5 kNm
			横桁に作用する曲げモーメントM	4266.5 kNm	5194.0 kNm
			比率 M/M _{yd}	0.58	0.70
端横桁			(判定)	(OK)	(OK)
の設計	せん断力 に対する照査 (限界状態3)	斜引張破壊 に対する せん断力の照査	調査·解析係数 ξ ₁	1.00	1.00
			部材・構造係数 ξ ₂	0.85	0.85
			コンクリートが負担できる抵抗係数Φ _{uc}	0.95	0.95
			鉄筋が負担できる抵抗係数Φ _{us}	0.95	0.95
			斜引張破壊に対するせん断力の制限値Susd	3891.3 kN	3891.3 kN
			横桁に作用するせん断力S	1610.0 kN	1960.0 kN
			比率 S/S _{usd}	0.41	0.50
			(判定)	(OK)	(OK)
		ウェフ [°] コンクリ−トの	調査·解析係数 ξ ₁	1.00	1.00
			部材・構造係数 ξ ₂	1.00	1.00
			ウェブコンクリート圧壊に対するせん断耐力の特性値S _{ucw}	4224.0 kN	4224.0 kN
		圧壊に対する	ウェブコンクリート圧壊に対するせん断耐力の制限値S _{ucd}	4224.0 kN	4224.0 kN
		せん断力の照査	横桁に作用するせん断力S	1610.0 kN	1960.0 kN
			比率 S/S _{ucd}	0.38	0.46
			(判定)	(OK)	(OK)

表-5.6 鉛直荷重に関する設計結果一覧

れまでの設計において設定していた作用を超え る場合への対策を具体的に立てられるようにな るだけでなく、対策を相互に比較し、どちらがよ りその橋に求める性質として優れているのかを 判断することが可能となる。

- 2) 崩壊シナリオデザイン設計法を実現した構造として、耐力階層化鉄筋を考慮した RC 橋脚を提案した。また、動的解析により、耐力階層化鉄筋が有効に作動し、橋脚の耐力を狙った通りのタイミングで必要な量増加させることができることを検証できた。
- (2) 大地震直後における道路橋の供用性評価のため の支承損傷分析について
 - 調査結果から各種支承の上部構造形式ごとの損 傷傾向を把握することができた。
 - 2) 一部の支承で供用性を評価、さらに段差防止装置の優先度を評価することができ、支承の損傷状態から優先度を検討することは可能であることがわかった。

(3) 損傷誘導設計法の検証試験

- 損傷誘導部材とした下沓取付ボルトは、スリットを有することで破断断面を制御でき、せん断耐力評価式もある程度の精度で設定することができた。
- ボルトを4本や6本用いて、固定した下沓プレートに載荷した場合でもスリットがあることで、 適切に破断する結果となった。
- 十字配筋を有する損傷制御を行った橋脚を適用 することで、耐力階層化による損傷シナリオに 従った損傷となることがわかった。

(4) 段差防止構造の設計法

- 支承破壊後の移動量は、地震動の大きさに比例 して、大きくなる傾向にあるが、桁と段差防止構 造間の摩擦係数の違いによる移動量の差異は小 さかった。
- 本試設計モデルにおいては、L2 地震動×1.5 倍の 入力において、移動量がおおむね 600mm 程度で あり、設計可能なレベルに留まる結果を確認し た。

今後は、地震動以外の作用や異なる橋梁形式への適 用性を検証する他、模型実験により耐力階層化鉄筋の 効果を施工性も含めて検証する予定である.また、支 承部の損傷程度を判定する方法や復旧方法を検討する 予定である。

参考文献

- 1) 日本道路協会:道路橋示方書·同解説V耐震設計編, 2017.
- (社)日本道路協会:道路橋の耐震設計に関する資料, 1997.3.
- 大住道生、中尾尚史、石崎覚史、庄司学:破壊尤度の制 御による道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法の提案、 土木学会論文集 A1(構造・地震工学), Vol.77, No.4(地震 工学論文集第40巻)、pp. I_360-I_372, 2021.
- 福井泰好:入門信頼性工学第2版, pp.157-161, pp.169-170, 森北出版, 2016.
- 5) 村越潤,梁取直樹,有馬敬育,清水英樹,小森大資:鋼材 料・鋼部材の強度等に関する統計データの調査,土木研 究所資料第4090号,2008.
- 切場之一,川島一彦:部分的な除荷・再載荷を含む履歴を 表す修正 Menegotto-Pinto モデルの提案,土木学会論文集, Vol.738/I-64, pp.159-169, 2003.
- 7) 堺淳一,川島一彦,庄司学:横拘束されたコンクリートの除荷および再載荷過程における応力度~ひずみ関係の 定式化,土木学会論文集, Vol.654/I-52, pp.297-316, 2000.
- 8) 中尾尚史,余野智哉,大住道生:ベースプレートと沓座 モルタルの間に生じる付着力及び摩擦力の計測実験,土 木学会第75回年次学術講演会,Vol.75, I-437, 2020.
- 9) 平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調查報告,国土 技術政策総合研究所資料 No.967/土木研究所資料 No.4359, 2017.
- 10) 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 No.27/土木研究所報告 No.203, 2006.

- 11) 平成19年(2007年)新潟県中越沖地震被害調査報告,国土 技術政策総合研究所資料 No.439/土木研究所資料 No.4086/建築研究資料 No.112, 2008.
- 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 No.486/土木研究所資料 No.4120/建築研究資料 No.115, 2008.
- 13) 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 No.814/ 土木研究所資料 No.4295, 2014.
- 14) 平成23年(2011年)長野県北部の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 No.770/土木 研究所資料 No.4274,2013.
- 15) 土木学会:(鋼構造シリーズ25)道路橋支承部の点検・診 断・維持管理技術, 2016.
- 16)常田賢一,小田和広,中平明憲,林健二,依藤光代:段 差走行実験に基づく地震時の道路の性能評価および交通 運用,土木学会地震工学論文集,第29巻,pp.596-604,2007.
- 17) 松田泰治, 崔準祜, 鵜野禎史, 朝倉康信, 小南雄一郎, 秋永裕貴:ゴム支承の破断を考慮した道路橋の地震時挙 動評価に関する研究, 土木学会論文集 A1, Vol.70, No.4, pp.I_796-I_809, 2014.
- 18)日本橋梁建設協会:落橋防止システム設計の手引き~道 示平成29年11月対応~(改訂 第3版),2019.
- 19) 東日本高速道路株式会社,中日本高速道路株式会社,西 日本高速道路株式会社:設計要領 第二集 橋梁建設編 平成28年8月,2016.
- 20) 中溝翔, 副島直史, 久保田成是:段差防止構造設置必要 高さの検証実験, 令和2年度土木学会全国大会第75回年次 学術講演会, I-288, 2020.
- 21) 土木学会:鋼構造架設設計施工指針 [2012年版], 2012.

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

強技術)

担当チーム:橋梁構造研究グループ

研究担当者:桐山孝晴、堀内智司、楊勇

【要旨】

本研究は、既設道路橋基礎におけるフーチングや杭部材を対象とし、高精度な耐震性能評価手法の構築と合理 的な耐震補強技術の提案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 の調査により、地震に対して脆弱な既設基礎の構造条件・地盤条件を明らかにした。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、補強工法や増設部材の構造(接合方法等)の違いによる補強効果へ の影響を整理した。平成30年度は、基礎の補強として一般的に用いられる既設・増設フーチングを剛結合した増 し杭工法に対して施工の合理化を図った、接触構造の増し杭工法を提案し、既設杭と増し杭の荷重分担等に関す る解析的検討を行い、補強効果を確認した。令和元年度は、既設フーチングの曲げ耐力を精度よく評価するため、 杭列配置がフーチングの損傷形態に与える影響を解析的に明らかにし、杭間隔の観点から現行の評価手法の適用 条件を明確化するとともに、曲げ耐力評価の合理的な有効幅を提案した。

令和2年度には、過年度に行った接触構造の増し杭工法について静的遠心載荷実験により水平載荷試験を実施 し、実験的に補強効果を検証した。

キーワード:既設道路橋、杭基礎、増し杭工法、補強効果、接触構造

1. はじめに

本研究は、既設道路橋杭基礎を対象とし、高精度な 耐震性能評価手法の構築と合理的な耐震補強技術の提 案を目的としたものである。

過年度の成果として、平成28年度には、熊本地震 等における基礎の被災・補強事例を調査^{1)、2)}し、基礎 の耐震補強に関する課題等を把握した。平成29年度に は、現在まで開発されてきた補強工法の効果を定性的 に把握するため、基礎の耐震補強に関する既往研究の 文献調査^{3)、4)、5)、6)}を行い、補強時に増設部材の構造(根 入れ深さ、接合方法等)の観点から従来の一般的な補 強構造を合理化していく余地があり、既設基礎の構造 条件や地盤条件に応じて、補強工法や増設部材の構造

(根入れ深さ、接合方法等)の違いが補強効果に与え る影響に対する更なる検討や、既設基礎の補強設計法 の確立に向け、各補強工法の補強効果に対する定量的 な評価が必要であるという知見が得られた。平成 30 年度の研究では、これらの知見を踏まえ、基礎の補強 として一般的に用いられる既設・増設フーチングを剛 結合した増し杭工法を対象に、既設杭と増し杭の荷重 分担や既設・増設部材の結合部挙動の評価を行うとと もに、構造の合理化を図ることを目的に解析的検討を 実施した⁷⁾⁸⁾。令和元年度には、既設フーチングの曲 げ耐力を精度よく評価するため、杭間隔の観点から現 行の評価手法が適用可能な条件を明確化し、パラメト リックスタディにより、曲げ耐力評価に必要となる有 効幅を合理的に設定した⁹。

令和2年度には、平成30年度に行った既設橋梁基 礎の増し杭工法の合理化に関する解析的検討結果に基 づき、既設・増設フーチングを剛結合せずに既設橋梁 杭基礎の補強工事の施工性向上が期待できる新たな増 し杭工法について検討を行った。新たな増し杭工法は、 図-1.1に示すように、一般的に既設・増設フーチング を剛結合した増し杭工法と異なり、既設フーチングの 鉄筋のはつり出しや鉄筋の連結などの作業を行わない ため、特に施工空間や用地などの制約条件が厳しい場 合において優れた施工性が期待できると考えられる。 また、提案した新たな増し杭工法の補強効果について は、増設した杭基礎で既設杭が負担する水平せん断力 が低減できることが考えられ、新たな増し杭工法の適 用により多くの既設杭基礎のせん断照査が満足できな い現状が改善できることが考えられる。

そこで、本研究では、提案した新たな増し杭工法の 補強効果を検証するため、静的遠心載荷実験により水 平載荷試験を行い、実験的に補強効果を確認した。



図-1.1 施工性向上が期待できる新たな増し杭工法

2. 静的遠心載荷実験

2.1 実験ケースの設定

本報で対象とした実験ケースを表-2.1に示す。実験 パラメータは、増し杭の有無、新旧フーチング接触状 態及び増設したフーチングどうしの連結状態とした。

そのうち、無補強 CaseA-0 における橋脚杭基礎及び 周辺地盤の諸元は、「既設道路橋の耐震補強に関する参 考資料」¹⁰⁾の計算事例を参考に設定した。地盤層厚と 支持層厚はそれぞれ 13.5m と 1.4m とし、既設杭基礎は 場所打ち杭(φ1000)による 3(橋軸方向)×2(橋軸 直角)の杭列とした。

提案した新たな増し杭工法により補強した CaseB-1 においては、既設の両側にそれぞれ3本鋼管杭(\$600) を増設し、新旧フーチングの接触状態を面接触とし、 増設フーチングどうしは、剛梁で連結させて剛接合と した。

補強した CaseB-2 においては、増設したフーチング どうしをピン接合で連結しており、他の諸元は B-1 と 同様とした。

補強した CaseB-3 においては、新旧フーチングの接触状態を解析モデルに合わせて線接触(新設フーチングと既設フーチングとの接触部が円弧状)としており、他の諸元は B-1 と同様に設定した。

Case	A-0	B-1	B-2	B-3	
地盤層厚	13. 5m				
支持層厚	1.4m				
既設杭基	・杭列:3(橋軸方向)×2(橋軸直角)				
礎の詳細	・杭種 : 場所打ち杭(φ1000)				
		・杭列詳細			
		既設の両側にそれぞれ3本鋼管材			
増し杭	無	(φ600)を増設			
補強	補	・新旧フーチング接触状態			
詳細	強	面接触 面接触 線接触			
		・増設した杭基礎どうしの連結状態			
		剛接合 ピン接合 剛接合			

表-2.1 実験ケース (実寸)

2.2 供試体の詳細

表-2.1 に示す橋脚杭基礎の諸元をもとに静的遠心 載荷実験模型を設計した。CaseB-2 を代表として実験 模型の詳細を図-2.1 に示す。なお、実験模型の縮尺率 は、遠心載荷設備の寸法や容量に合わせて 1/50 とした。

いずれの実験ケースにおいても、橋脚模型の材質は、 アルミニウムとし、橋脚の断面サイズは、44 mm (橋軸 方向) ×56 mm (橋軸直角方向) とした。橋脚の高さ は、150mm(フーチング上面から載荷位置まで)とした。

フーチング模型の材質は、橋脚と同様でアルミニウ ムとした。既設フーチングの大きさは、140 mm(橋軸 方向)×100 mm(橋軸直角方向)とし、片側の増設フー チングの大きさは、46 mm(橋軸方向)×140 mm(橋 軸直角方向)とした。既設や増設フーチングの高さは、 30mm とした。新旧フーチング接触状態は、図-2.1 に示 すように CaseB-2 において面接触状態とし、増設した 杭基礎 どうしの連結状態は、同図に示すように CaseB-2 においてピン接合とした。なお、他の実験ケー スにおける新旧フーチング接触状態や増設したフーチ ングどうしの連結状態は図-2.2 のとおりである。

既設杭や増設杭の模型は、アルミ製パイプを用いて 製作した。既設杭と増設杭の杭長は、同じ00mmとした。 杭の曲げ剛性と地盤からの受圧面積に関する相似則を 満足するように、アルミ製パイプの断面寸法を設定し た。既設杭には、外径が20mmで厚さが1mmのアルミ 製パイプを、増設杭には、外径が16mmで厚さが0.8mm のアルミ製パイプを使用した。なお、いずれの杭模型 においても杭頭をフーチングと剛結させ、杭先端に キャップを設置することで先端閉塞型としている。ま た、大変形まで杭基礎模型を確実に載荷できるように 既設杭や増設杭の先端を完全に支持層に固定した。

各実験ケースにおける杭基礎の周辺地盤は、宇部珪砂 6号(土粒子密度 $\rho_s = 2.655 \text{ g/cm}^3$ 、50%粒径 $D_{50} = 0.336$ mm、細粒分含有率 $F_c = 0.9\%$ 、均等係数 $U_c = 2.31$)を使 用し、相対密度 Dr = 80%を目標とした。三軸王縮試験よ り求めた粘着力 cとせん断抵抗角 ϕ は、それぞれ 43.5 kN/m²と 38.5°であった。なお、支持層は、杭模型の先 端を完全に固定できるように石膏を用いて製作した。



図-2.1 杭基礎模型の詳細(CaseB-2、単位mm)

橋脚杭基礎模型を組み立て土槽に設置した後の全体と 局部(補強詳細)の様子を図-2.2に示す。同図に示すよ うに、新旧フーチングの面接触状態は、断面高さが同じ な部材を用いて模擬し、新旧フーチングの線接触状態は、 半円形断面(増設側)と長方形断面(既設側)を有する 部材を用いて模擬した。また、増設した杭基礎どうしの 連結状態については、連結材の両端を3本のボルトで固 定することにより剛結合を模擬し、一方、両端を1本の ボルトで固定してフーチングとの間にワッシャーをかま せて回転を許すようにすることでピン接合を模擬した。

2.3 載荷計画

図-2.3に示すように、本実験の載荷を三つの段階に 分けて実施した。まず、遠心加速度を50Gまで上昇さ せた(同図(a)の①)。次に、同図(b)に示すように、押 し込み側の杭頭変位の基準値を既設杭径の2%とし、既 設杭径の26%まで一方向繰返し載荷を、その後、既設 杭径の50%までプッシュオーバー載荷を実施した(同 図(a)の②)。最後に、遠心加速度を0Gまで除荷させた (同図(a)の③)。

上記の一方向繰返し及びプッシュオーバー載荷段 階においては、載荷位置の荷重や水平変位、杭頭の水 平変位、新旧フーチング接合部の鉛直ずれ、杭部材の ひずみを計測した。



図-2.2 橋脚杭基礎模型の様子(地盤設置後)



2. 4 実験結果

2.4.1 載荷位置の荷重-変位関係

各ケースにおける載荷位置の水平荷重-水平変位 関係を図-2.4に示す。なお、以降の実験結果の数値で は相似則に基づき実物スケールに換算した値で示す。

杭頭の水平変位が小さい範囲では、CaseB-1 におけ る杭基礎全体の水平剛性は無補強 CaseA-0 と比較して 大きくなった。CaseB-2 及び B-3 における杭基礎全体 の水平剛性は、無補強 CaseA-0 と比較してやや大きく なるが、CaseB-1 よりは小さいことがわかった。この ように、増設した杭基礎どうしの連結状態や新旧フー チングの接触状態等によって剛性差が生じており、水 平剛性はピン接合よりも剛接合の方が高く、また、線 接触よりも面接触の方が高くなった。

なお、水平変位の増加に伴い載荷側の杭頭や杭先端 に引抜変形が発生したため、杭基礎全体の水平剛性が 大きく低下した。また、図-2.5に示すように、杭頭の 相対水平変位(絶対水平変形と既設側の杭径の比率) が6%以降では、引抜側の新旧フーチングの鉛直ずれ

(接合部における既設フーチング上面と新設フーチン グ上面との鉛直ずれ。正の向きは図-2.5の模式図の矢 印のとおり)は明らかに増加する傾向がみられた。そ のため、杭頭の相対水平変位が6%以前の実験データに 基づいて実験結果を分析した。



図-2.5 フーチングの鉛直ずれ - 杭頭の相対水平変位

2.4.2 杭の曲げモーメントと軸力

計測した杭のひずみを用いて算定した杭の深さ方 向の曲げモーメントや軸力をそれぞれ図-2.6と図-2.7 に示す。なお、既設杭(P1~P3)や増設杭(P4、P5) の配置位置を杭基礎模型の詳細(図-2.1)に合わせて 示す。杭先端においては、曲げモーメントを0と、軸 力を深さ0~9m範囲の計測した4断面の平均値とする。

既設杭(P1~P3)の曲げモーメントは、深さ0~6m 範囲において増し杭工法の補強対策により抑制される 傾向が見られる。また、補強対策を有するCaseB-1~3 における既設杭の杭頭付近の曲げモーメントはほぼ同 程度であり、増設杭基礎どうしの連結状態やフーチン グ接合部位置の断面形状は、既設杭の曲げモーメント の分布や大きさに与える影響が小さいと考えられる。

増設杭(P4、P5)の曲げモーメントは、深さ 0~6m 範囲において増設杭基礎どうしの連結状態やフーチン グ接合部位置の断面形状によらずほぼ同様な分布と同 程度の大きさを有することが分かる。6m以深の杭の曲 げモーメントは、CaseB-3の実験結果が CaseB-1 とほ ぼ同様の傾向がみられるが、CaseB-2の実験結果は CaseB-1 等と異なており、特に増設杭の曲げモーメン トは小さくなった。この原因は、増設杭基礎どうしの 連結状態により杭の変形や周辺地盤の抵抗が異なるこ とが考えられる。 既設杭(P1~P3)の軸力は、補強有無によらずほぼ 同様な分布と同程度の大きさを有し、増設杭(P4、P5) の軸力は、増設杭基礎どうしの連結状態やフーチング 接合部位置の断面形状によらずほぼ0となった。新旧 フーチングは縁切りされていることから、水平地震力 による変動軸力はほとんど増設杭に伝達しない状況と 考えられる。





3. 補強効果についての考察

3.1 既設杭と増設杭のせん断力の分担率

杭の曲げひずみの計測値から求めた曲げモーメン ト分布の補間関数を1回微分する方法¹¹⁾により、杭 頭のせん断力(フーチング底面位置)を算出し、図-3.1 に示す方法を用いて既設や増設の杭列のせん断力の比 率を求める。求めた杭列のせん断力の比率を図-3.2に 示す。

既設杭列のせん断力は、いずれのケースにおいても 押し込み側の杭列が最も大きいせん断力を負担するこ とが分かる。

補強対策を有する CaseB-1 から B-3 においては、引 抜側の増設杭列(増設 1)は、近くに配置された既設 杭列(既設 1)より大きくせん断力を負担することが 分かる。増設1のせん断力の分担率は、増設杭基礎ど うしの連結状態や新旧フーチングの接触状態によらず ほぼ 20%である。一方で、押込み側の増設杭列(増設 2)のせん断力の分担率の範囲は、約 10%(CaseB-2) ~40%(CaseB-1)となり、増設した杭基礎どうしの連 結状態や新旧フーチングの接触状態等によって影響を 受けることがわかる。

また、増設杭のせん断力(Σ増設)の分担率では、 面接触の CaseB-1(約60%)は、線接触の CaseB-3(約 50%)よりも大きくなった。これは、新旧フーチングが 面で接触することで、軸力だけでなく、曲げモーメン トも増設杭に伝達しているためだと推察される。

3.2 既設杭のせん断力の低減効果

既設杭基礎の杭頭のせん断力について、補強前後の 比率に着目して補強効果を更に検討した。無補強 CaseA-0 に対し、補強を実施した Case1~3 における既 設の杭列(既設1~3)及び既設杭全体(Σ既設)の せん断力の比率を図-3.3 に示す。なお、各列杭及び既 設杭全体のせん断力の求め方を図-3.1 に示す。

杭頭相対変位が2%の時に、補強を実施した各ケースにおける各既設杭列のせん断力の補強前後の比率は、 増設杭基礎どうしの連結状態や新旧フーチングの接触 状態によらず、60%前後となりほぼ同程度であった。また、既設全体のせん断力の補強前後の比率も、概ね60% 程度となった。







図-3.2 杭列のせん断力の比率の算定結果



図-3.2 杭列のせん断力の比率の算定結果

杭頭相対変位が 4%の時に、増設杭基礎どうしが剛 接合とした CaseB-1 と B-3 における各既設杭列のせん 断力の補強前後の比率は、既設 1 列杭で約 80%となる など杭列により違いがみられ、平均的な比率としては 60%程度となった。一方、増設杭基礎どうしがピン接合 とした CaseB-2 における各既設杭列のせん断力の補強 前後の比率は、約 60%と違いは小さくなった。また、 既設全体のせん断力の補強前後の比率は、いずれの ケースにおいても概ね 60%程度となり、杭頭相対変位 が 2%の時と同様の傾向が見られた。



図-3.3 既設杭列のせん断力の比率の算定結果
4. まとめ

過去に行った既設橋梁基礎の増し杭工法の合理化 に関する解析的検討結果に基づき、既設・増設フーチ ングを剛結合せずに既設橋梁杭基礎の補強工事の施工 性向上が期待できる新たな増し杭工法について、静的 遠心載荷実験により水平載荷試験を実施し、特に杭頭 変位が小さな範囲において新たな接触構造の増し杭工 法の補強効果を実験的に検証した。得られた知見を以 下に示す。

- ・接触構造の増し杭工法は、無補強の既設杭と比較して、水平剛性が高くなる効果を確認できた。また、 増設した杭基礎どうしの連結状態や新旧フーチン グの接触状態等によって剛性差がみられ、水平剛性 はピン接合よりも剛接合の方が高く、また、線接触 よりも面接触の方が高くなった。
- ・接触構造の増し杭工法により、既設杭の曲げモーメ ントが抑制される傾向がみられた。
- ・接触構造の増し杭工法では、増設杭の軸力がほとんどのとなっており、新旧杭基礎が分離状態で水平地震力による変動軸力は増設杭にほとんど伝達しないことを確認した。
- ・接触構造の増し杭工法において、増設杭がせん断力 を大きく分担できることが確認できた。また、既設 側の各杭列のせん断力の比率は、概ね60%程度とせ ん断力の低減効果を確認できた。

なお、本遠心実験においては、杭基礎部材が塑性化 した場合や地盤構成が異なる場合において補強後の杭 基礎の挙動が確認できていないことがあるため、新た な増し杭工法の補強効果について更なる検証をしてい きたい。

参考文献

- 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第814号、土木研究所資料第4295号、2014.12
- 2) 国土技術政策総合研究所、土木研究所:平成28年(2016年) 熊本地震土木施設被害調査報告、国土技術政策総合研究所資料第967号、土木研究所資料第4359号、2017.3
- 3)城戸康介、佐藤恭孝、末政直晃、片田敏行、長野正:地 中連壁による杭基礎の耐震補強について、土木学会関東 支部技術研究発表会講演概要集、pp. 484-485、1998

- 4) 真野英之、吉成勝美:極短杭による基礎の耐震補強効果
 に関する研究、土木学会第58回年次学術講演会、
 pp. 625-626、2003
- 5) 磯部公一、木村亮、吉澤幸仁、河野謙治、原田典佳、槇 野健:鋼管矢板基礎増設による既設橋ケーソン基礎の補 強効果に関する実験的研究、土木学会論文集C、Vol.62、 No.1、pp.191-200、2006
- 6) 西岡 英俊、樋口 俊一、西村 昌宏、神田 政幸、山本 忠 久、平尾 淳一:シートパイルによる既設杭基礎の耐震補 強効果に関する模型実験、地盤工学ジャーナル、 Vol. 5、 No. 2、pp.251-262、2010
- 7) 吉田 英二、増田 隆宏、楊 勇、桐山 孝晴: 既設杭基礎 の合理的な補強工法に関する解析的検討、土木学会年次 学術講演会講演概要集、vol. 74、2019
- 63-4、2021
 7藤 晋也、堀内 智司、楊 勇、桐山 孝晴: 既設杭の合 理的な補強工法提案に向けた解析的検討、土木技術資料、 vol. 63-4、2021
- 9) 楊 勇、堀内 智司、桐山 孝晴:杭列配置の違いが既設 道路橋フーチングの地震時損傷形態に与える影響に関す る解析的検討、土木技術資料、vol. 62-12、2020
- 日本道路協会:既設道路橋基礎の補強に関する参考資料、
 2000
- 11) 菊池喜昭: 軟弱粘性土地盤着定式くし形構造物の横抵抗 特性に関する研究,港湾空港技術研究所資料, No. 1039, 2003

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・谷状地形盛土の耐震性診断手法)

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。

令和2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、 過年度に行った遠心力載荷実験 75 ケースのうち 55 ケースを模擬した2次元変形解析を行った。その結果、遠心 力載荷実験において計測された加速度から繰り返しせん断応力比を、実験時に撮影した動画の画像解析の結果か らせん断ひずみを求め、これらの関係から繰り返しせん断強度比 RLを逆算した値を元にパラメータを設定するこ とで、実験の結果を解析で概ね再現できることがわかった。また、変状対策工を設置した実験結果の対策効果に ついても解析で概ね再現できることがわかった。今後は、さらに精度を向上させるためのパラメータ(材料物性 等)の設定方法の確立に向けた検討を行っていくとともに、実際の盛土被害事例の再現解析を行う予定である。 キーワード:道路盛土、遠心力載荷実験、変形解析、材料物性

1. はじめに

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

平成28年度は、過年度に実施した砂質土および粘性土 で構築した盛土模型の遠心模型実験2ケースについて、2 次元 FEM 解析(自重変形解析等)を行い、実験結果と 解析結果の比較を行った。平成29年度は、さらに地震時 変形照査法における改善点を把握することを目的に、盛 土内水位およびのり尻補強工の有無をパラメータとして 平成28年度に実施した解析結果と比較した感度分析を 行った。平成30年度は、変形解析を行う上でのパラメー タ検討を行うための基礎データを蓄積するため、細粒分 含有率や塑性指数、締固め条件の違い等の土質条件によ る強度特性の違いを把握するための室内土質試験を実施 した。

令和元年度は、細粒分含有率Fcを考慮したせん断剛性 低下率(G₁/G)の設定方法¹⁾を用いた解析を行い、過年 度実施した細粒分含有率の異なる盛土材料を用いた谷埋 め高盛土の遠心力載荷実験の再現解析を行った。

さらに令和2年度は、平成17年度以降行ってきた遠心 力載荷実験75ケースのうち、55ケースについて再現解 析を行った。

2. 高盛土・谷状地形盛土の2次元変形解析

2.1 解析概要

平成28、29年度は、高盛土・谷状地形盛土の合理的で 実務にも適用可能な簡便な解析手法を提案することを目 的に、過年度に行った砂質土および粘性土を用いた遠心 力載荷実験²⁰での地盤条件を模擬した2次元変形解析を 地震時残留変形解析手法 ALID で行うとともに、感度分 析を目的に盛土内水位の高低およびのり尻補強工の有無 に関する比較解析を行った。解析条件を、表-2.1に示す。 解析に用いる地盤物性値の設定方法を以下に示す。湿

ケース	盛土材料	締固め度 Dc(%)	含水率 ω(%)	法尻補強	法尻 ドレーン	水位	湿潤単位 体積重量 γt (kN/m3)	せん断 弾性係数 Gr(kN/m2)	繰り返し せん断強度比 RL20	粘着力 C(kN/m2)	内部摩擦角 <i>Φ</i> (°)	
1				毎		高						
2	砂質土	95	16 7	ŧ	2.5m	低(1/2h)	10.0	6 520	0 1 2 0	0.0	33.8	
3	(江戸崎砂)	80	10.7	ふとんかご	2.5m	高	10.2	0.539	0.130	0.0		
4				幅3m		低(1/2h)						
5	粘性土	05	17.0	ÁTT.	<u>400.</u>	高	10.0	2 500	0.161	0.0	20 F	
6	(江戸崎砂十 SA-400)	80	17.0	兼	無	低(1/2h)	18.0	3.590	0.101	0.0	38.5	

表-2.1 2次元変形解析のケース一覧



図-2.1 変形解析に使用した液状化抵抗率 F_Lと せん断剛性低下率の関係³⁾

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 $c', \varphi'を用いた。$ 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。

- 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E₅₀を求める。
- 平均有効拘束E c² と E₅₀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E (51.6kN/m²)に対応する E₅₀を求める。



図-2.2 ふとんかごの形状

- ③ ALID で用いる変形係数は、微小ひずみにおける E₀ であるため、ポアソン比v、E₀=4・E₅₀として、G= E₀/2/(1+v)=2・E₅₀/(1+v)
- ④ 液状化抵抗率 FL によるせん断剛性の低減については、図-2.1 に示す一般的な砂質土のせん断剛性低下率を設定し、繰返し三軸強度比 RL20 については、実験に使用した材料の所定の締固め度に対応する非排水繰返し三軸試験の結果を用いた。

ケース3、4の法尻補強は、図-2.2に示すように底面 幅3m×高さ1mのふとんかごを0.5mずらして3段積ん だ形状の一体構造とした。ふとんかごの単位体積重量は、 割栗石をふとんかごに投入した状態を想定して、割栗石 の表乾比重を2.65、かごの単位容積に占める割栗石の実 積率を55%と仮定して求めた値14.7(kN/m³)とした。また、 変形およびすべりがふとんかご内に生じないように変形 係数および強度定数を十分に大きな値とし、ふとんかご の底面にはジョイント要素を設け、ふとんかごの滑動抵 抗(すべり摩擦角35°)を考慮した。

2. 2 解析結果

解析による盛土法肩沈下量を表-2.2 に示す。なお、遠 心模型実験を行ったケース1およびケース6については、 実験結果で得られた法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-2.3に示す、遠心力載荷模型実験結果との比較解析であるケース1についてみると、解析における変形のモードは実験結果と概ね整

表-2.2 解析結果と実験結果の盛土法肩沈下量の比較

		統団め産	合水液		注足		ALID(Ca	の沈下量(m)	実験結果	
ケース	盛土材料	邢回87度 Dc(%)	ロ小平 ω(%)	法尻補強	、 ボルーン	水位	液状化 流動時	水圧 消散時	最終 沈下量	実大換算 (m)
1				细		高	5.17	0.45	5.63	1.67
2	砂質土	0.5	167	**	0.5	低(1/2h)	1.16	0.22	1.38	-
3	(江戸崎砂)	80	10.7	ふとんかご	2.5m	高	4.28	0.45	4.73	-
4				幅3m		低(1/2h)	0.74	0.21	0.94	-
5	粘性土	0.5	17.0	ATT.	400	高	7.78	0.39	8.17	-
6	(江戸崎砂十 85 SA-400)		17.0	無	兼	低(1/2h)	4.14	0.18	4.32	0.25





図-2.3 砂質土盛土の変形図

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 $F_L \sim G/\sigma_0$,関係 を用いているとともに、実験に使用した江戸崎砂の液状 化強度 R_{L20} が0.13~0.16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





図-2.4 粘性土盛土の変形図

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1m程 度の沈下量を低減させる結果となり、対策効果の評価に ついては相対評価として定性的には表現できてはいるが、 実変形量に対しての解析精度には課題がある。

次に、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-2.4に示す。解析結果は、砂質土盛土(江戸 崎砂)よりも液状化強度 RL20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、 盛土内水位下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。

これは、砂質土と同様に一般的な砂質土の FL~G/の

-76-

					物理	試験結果			締固め試	、験結果		一面せん断	試験結果		
No.		試料	土粒子 の密度 ρ_s (g/cm^3)	細粒分 含有率 FC(%)	粘土分 含有率 CC(%)	液性限界 ω _L (%)	塑性限界 ω _P (%)	塑性指数 I _P	最大乾燥密度 _{ρ dmax} (g/cm ³)	最適含水比 ω _{opt} (%)	一面せん断試験 供試体作製条件 (目標値)	作製供試体 空気間隙率va (3本平均値)	平均含水比 ω(%)	c _d (kN/m ²)	ф _d (°)
1	E20	江戸崎砂原砂	2.715	18.6	7.1	NP	NP	NP	1.638	16.3	Dc=85%,最適含水比	25.8	16.4	8.5	34.5
2											Dc=85%, 最適含水比	22.5	17.9	15.1	31.1
3	E50-1	江戸崎砂再混合	2.712	51.3	13.3	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6	Dc=85%, va=15%	14.6	23.5	0.0	33.2
4											Dc=85%, va=10%	9.8	26.9	6.2	32.6
5	E50-2	江戸崎砂再混合	2.697	52.9	15.5	33.0	19.6	13.4	1.631	19.3	Dc=85%,最適含水比	21.0	19.9	34.6	26.8
6		江口屹动面泪스									Dc=85%, 最適含水比	18.3	19.6	37.0	24.6
7	EK50-1	4.カオリン	2.657	52.0	24.2	29.6	14.2	15.4	1.678	18.9	Dc=85%, va=15%	14.7	22.2	14.0	24.5
8											Dc=85%, va=10%	10.0	15.3	0.0	20.0
9	EK50-2	 江戸崎砂再混合 +カオリン	2.679	55.3	33.2	28.8	14.4	14.4	1.702	18.5	Dc=85%, 最適含水比	18.7	18.9	42.8	21.8
10	EK50-3	江戸崎砂再混合 +カオリン	2.680	56.6	36.8	29.7	14.6	15.1	1.688	18.4	Dc=85%, 最適含水比	19.4	18.8	57.8	23.5
11											Dc=85%, 最適含水比	19.7	20.1	59.0	24.0
12	FK50-4	江戸崎砂原砂	2 635	48.7	30 1	33 1	15.9	17.9	1 627	10.4	Dc=85%, va=15%	14.9	23.6	17.2	19.8
13	LK00 4	+カオリン	2.000	10.1	55.1	55.1	10. 5	11.2	1. 027	13. 1	Dc=85%, va=10%	9.9	27.2	6.1	18.2
14											Dc=85%, va=5%	5.1	30.7	0.0	17.3

表-3.1 試料条件および室内土質試験結果

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。

以上の結果から、ALID による 2 次元変形解析を様々 な盛土材料や締固め条件で構築された盛土に適用するた めには、特に液状化流動時の変形に関する解析精度の向 上が求められる。このためには、解析に用いる液状化抵 抗率 F_L ~せん断剛性低下率 G/c_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 ~ G/c_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. 室内土質試験による基礎データの蓄積

3.1 概要

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

そこで、平成30年度は盛土材料の強度特性に影響す ると考えられる物性を整理することを目的に、盛土材料 の細粒分含有率や塑性指数、締固め方法に着目した試験 を行った。ここでは、強度特性の傾向を把握するために 試験体の数や試験の効率性を考慮して一面せん断試験 による土質定数の変化に着目した検討を行うこととし た。なお次年度以降は、繰返し三軸試験等による変形特 性との関連性についても検討を行い、解析条件および模 型実験の実験条件の設定を行うことを考えている。

試験に用いる試料として、細粒分含有率の少ない江戸 崎砂原砂(表-3.1 E20)のほかに、分級した江戸崎砂 を混合して概ね細粒分含有率が 50%程度で粘土分含有 率あるいは塑性指数が異なるように調整したもの(表-3.1 E50-1、E50-2)および分級した江戸崎砂とカオリ ン粘土を混合して粘土分含有率あるいは塑性指数が異 なるように調整したもの(表-3.1 EK50-1~EK50-4) を作製した。一面せん断試験は、最適含水比で作製した 供試体を基本とし、一部の試料については含水比(空気 間隙率)を変化させた供試体を用いた。試験時の圧密応 力は、実スケールで15mの盛土での遠心模型実験を想 定して深度方向に5m、10m、15m相当となる80kPa、1 60kPa、240kPaとし、せん断速度1mm/mimで試験を行っ た(圧密排水(CD)試験)。

3.2 結果

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



図-3.1 細粒分、粘土分の含有率と塑性指数の関係



部摩擦角に大きな違いは見られないが、粘着力に関して は細粒分含有率の増加に伴い粘着力も増加する傾向は 見られるものの、同様の細粒分含有率であっても粘着力 が大きくばらついており、粘着力の変動が大きいことが わかる。

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

図-3.4 を見ると、塑性指数で整理した場合も粘土分 含有率で整理したように、粘着力および内部摩擦角の増 減との相関性が見られるが、塑性指数15付近での状況 を見ると、細粒分含有率で整理した結果ほどではないも ののばらつきが見られる。



これらの結果を踏まえると、粘土分含有率や塑性指数

図-3.2 細粒分含有率と土質定数の関係







図-3.5 締固め時の空気間隙率と土質定数の関係

が変形特性に影響する物性の一つになると考えられ、特に粘土分含有率が良好な相関性があるものと考えられる。

つぎに、図-3.5に締固め時の空気間隙率と土質定数と の関係を整理した結果を示す。同じ締固め度で締固め時 の空気間隙率を小さく(含水比を大きく)すると粘着力 は大きく低下し、内部摩擦角についてはピーク値がある ような傾向が見られ、内部摩擦角に対して最適な空気間 隙率が存在すると考えられる。一方、粘着力は内部摩擦 角に比べて水分量の影響が大きいとみられ、含水比の狭 い範囲でピークが存在する可能性も考えられる。締固め 条件に関しては、締固めエネルギーとの関係性や締固め 度の影響も考えられることから、今後はこれらの影響も 踏まえた検討も進めていく予定である。

4. 盛土材料の粒度特性を考慮した二次元変形解析

4.1 概要

本研究で二次元変形解析に使用している ALID は、比 較的きれいな砂地盤の液状化に伴う流動現象を対象とし て開発された解析手法だが、細粒分含有率の異なる種々 の砂質土に対して行われた室内土質試験の結果に基づき、 細粒分含有率 Fcを考慮したせん断剛性低下率 (G₁/G)の 設定方法が提案されている¹⁾。この方法を用いて、過年 度実施した細粒分含有率の異なる盛土材料を用いた谷埋 め高盛土の遠心力載荷実験の再現解析を行った。

4.2 解析方法

平成18年度、平成28年度及び平成29年度に実施した 遠心力載荷実験5ケースを対象とした図-4.1に示すモ デルにより解析を行った。ケース一覧を表-4.1に示す。 細粒分含有率が20.8%の盛土材料(江戸崎砂)を最適含 水比で締め固めて盛土模型を作成したR1-Case1、細粒分 含有率51.3%、塑性指数Ip=6程度となるよう粒度調整し



図-4.1 想定する実験模型と解析モデル(令和元年度)

表-41	解析ケー	-ス―暫	(今和元年度)
12 7. 1	カギリハ ノ	八兄	

		ケース名	R1-Case1	R1-Case2	R1-Case3	R1-Case4	R1-Case5				
	細粒分含有	率 F _C (%)	20.8	51.3	51.3	56.1	6.9				
遠心力載荷実験に	塑性指数 I _P		NP	6.2	6.2	14.1	NP				
使用した盛土模型	締固め度 D _c	; (%)	85.0								
材料の物性	体田は金水	Jr (0/)	16.2	17.3	23.6	20.7	16.7				
	神回の呂小!	-C W (76)	(w _{opt})	(w _{opt})	$(v_a = 15\%)$	(w _{opt})	(W _{opt})				
	湿潤単位体積	遺重量 (kN/m ³)	16.6	16.3	17.1	15.7	15.7				
	飽和単位体積	責重量 (kN/m ³)	18.5	18.8	18.5	18.1	18.2				
	粘着力 c (ki	N/m²)	13.0	1.7	0.0	39.1	0.6				
	内部摩擦角	φ (°)	30.6	22.9	33.3	16.4	33.8				
	ダイレイタ:	ンシー角 ψ (°)	5.6	0.0	8.3	0.0	8.8				
		基準剛性 k (kN/m ²)	76,464	36,258	32,948	28,791	24,070				
盛土層の	弾性係数 E	Janbu式パラメータ n	0.663	0.653	0.794	0.857	1.069				
解析パラメータ		σ _m 下限值(kN/m ²)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1				
	ポアソン比		0.33								
	繰返しせん圏	所強度比 RL	0.198	0.129	0.132	0.138	0.130				
	引張強度 σ	t			0.0						
	地帯がも	最大加速度(gal)	698	593	554	567	541				
	吧應外刀	基準面の天端からの深さ(m)		•	12.15	,					
	最高盛土内;	水位(m)		10).5		17.8				

た盛土材料を最適含水比で締め固めて盛土模型を作成した R1-Case2、R1-Case2 と同じ盛土材料を用いて空気間隙率 va=15%となるよう含水調整して締固めた R1-Case3、細粒分含有率約 56.1%、塑性指数 Ip=14 程度となるよう 粒度調整した盛土材料を最適含水比で締め固めて盛土模型を作成した R1-Case4、江戸崎砂原砂(Fc=6.9%)を最 適含水比で締め固めて作成した盛土模型を用いて盛土内 水位を高く設定した R1-Case5 の5種の遠心力載荷実験 に対して再現解析を実施した。

解析を行う前に、遠心力載荷実験で盛土材料として使 用した粒度を調整した砂質土について、圧密非排水三軸 圧縮試験(CUB試験)及び非排水繰返し三軸強度試験を



図-4.2 せん断剛性低下率の設定方法¹⁾ 行い、弾性係数及び繰返しせん断強度比 R_L を求めた。弾性係数については、後述する せん断剛性低下率の計算におけるGの定義 に従い、CUB 試験により得られた応力ーひ ずみ関係から、せん断ひずみ y=0.1%にお ける割線勾配として算出した。

CUB 試験の結果から、弾性係数が拘束圧に依存することが確認された。ALID ではせん断剛性低下率 G_1/G の拘束圧依存性を考慮できるとともに、弾性係数 E については、Janbu 式により平均主応力 σ_m の補正を行うことができることから、Janbu 式の基準剛性 k とパラメータ n を、3段階の拘束圧における CUB 試験結果をもとに算出し、下式によりせん断弾性係数 G を算出する方法を用いた。

$$E = k \left(\frac{\sigma_m}{P_a}\right)^n$$
$$G = \frac{E}{2(1+v)}$$
$$P_a : \pm \pm (=98 \text{kN/m}^2)$$

υ : ポアソン比

また盛土内水位以深の盛土層について、繰返しせん断 強度比 R_L を設定し、所定の地震外力による繰返しせん断 応力比との関係から液状化に対する抵抗率 F_L を計算す る。この F_L に基づき、盛土内水位以深の盛土材料の地震 時の剛性低下を図-4.2¹⁾に示す細粒分含有率 F_C に応じて、 液状化抵抗率 F_L ーせん断剛性低下率 G_I/G 関係を設定す る方法を用いることで、細粒分含有率の影響を考慮した。 また、地震時の剛性低下を考慮しない盛土内水位以浅に ついては、土の降伏条件に Mohr-Coulomb の破壊基準を、 塑性ポテンシャル関数に Drucker-Prager の式を適用した 弾・完全塑性モデル「改良 MC/DP モデル⁴」により弾 塑性挙動を表現した。

地震外力については、遠心力載荷実験で計測した、盛 土模型天端から深さ 12.15m(実換算値)の位置(図-4.



(a) R1-Case1 (F_C=20.8%, I_P=NP, D_C=85%, w_{opt})

1(a)の加速度計A8)の最大加速度を用いた。実験で使用 した波形はタイプⅡ地震動の神戸海洋気象台N-S波(19 95年兵庫県南部地震)であったことから、解析において もタイプⅡ地震動の地震動による補正係数CwによりRL



(b) R1-Case2 (F_C=51.3%, I_P=6.2, D_C=85%, w_{opt})



図-4.3 解析結果(変形図、低下せん断剛性 G1分布図、最大せん断ひずみ分布図)



 (e) R1-Case5 (F_C=6.9%, I_P=NP, D_C=85%, w_{opt})
 図−4.3 解析結果 (変形図、低下せん断剛性 G₁ 分布図、 最大せん断ひずみ分布図)

を補正して FL を算出する方法を用いた。

4.3 解析結果

図-4.3 に解析により求めた変位量、低下せん断剛性 G1の分布、最大せん断ひずみの分布を示す。

盛土材料の細粒分含有率 $F_{c}=20.8\%$ の R1-Casel については、天端から法肩の変形量及び全体的な変形モードは実験値と概ね整合的である。

一方、Fc=51.3%の R1-Case2~R1-Case3 及び Fc=56.1% の R1-Case4 については、天端及び法肩の変形量は実験結 果と概ね整合しているものの、小段における沈下量及び 法尻における水平変位量の実験結果との差がみられ、

R1-Case2 と R1-Case3 は変形量を過小評価、R1-Case4 は 過大評価している。また、盛土内水位が高い R1-Case5 については、天端から法肩が大きく沈下し、小段下段か ら法尻が大きくはらみ出す変形モードは再現できている ものの、変形量は実験結果と比較して過大となっている。

低下せん断剛性 G₁の分布をみると、R1-Case1~ R1-Case4 については、地下水以下で拘束圧が低くせん断 弾性係数が低い法尻付近で最少となっている。また、最 大せん断ひずみは盛土底部と地山との境界面に集中して いるが、R1-Case1~R1-Case3 及びR1-Case5 については、 天端方向にまで比較的大きなせん断ひずみが発生してお り、天端及び法肩に大きな沈下が発生している。一方 R1-Case4 については、天端及び法肩まであまり大きなせ ん断ひずみが発生しておらず、小段及び法尻に変形が集 中する結果となった。低下せん断剛性の分布は R1-Case1 ~R1-Case3 と大差ないことから、盛土内水位以浅のせん 断剛性や強度が天端及び法肩の変形に影響しているもの と推定される。また、小段及び法尻付近で変形量を過大 に評価している原因の一つとして、せん断剛性低下率に 塑性指数 I_p等の土質の違いの影響を考慮していないこと が想定され、これについても今後検討が必要であると考 えられる。盛土内水位が高い R1-Case5 については、地下 水位以下の剛性低下が大きく、変状が過大となったと考 えられる。以上のことから、解析精度向上のためには、 盛土内水位以深のせん断剛性低下率の設定が重要である と考えられる。

道路盛土で重要となる天端から法肩における変形量は、 実験結果と概ね整合または安全側の評価となっているこ とから、本解析手法は、道路盛土の通行可能性の評価に は十分適用できるものと考えられる。しかしながら、特 に地下水位が高い場合や細粒分を多く含む盛土の解析精 度が低い。

今後、さらなる解析精度向上のため、種々の条件の盛 土の繰返しせん断後の応力-ひずみ関係の定式化が必要 と考えられる。

5. 遠心力載荷実験を模擬した2次元変形解析

5.1 概要

前項に示した2次変形解析と同様の方法で、平成17 年度以降に行った75ケースの谷埋め高盛土の遠心力載 荷実験のうち表-5.1に示す55ケースを模擬した二次元 変形解析を行った⁵⁰。

表-5.1 解析対象実験一覧

	種別	ケース数
	無対策	31
	ふとんかご	8
袙	抑え盛土	5
策工	基盤排水層	5
あり	法枠及びグランドアンカー	1
*	排水補強杭	1
	横ボーリング	4
	計	55

※対策工ありのケースのうち、複数の対策工を併用しているケースについては、主たる対策工にケース数をカウントしている



図-5.3 FLが低い範囲の低下せん断剛性の設定®

5.2 解析方法

解析方法は、図-5.1 に示す遠心力載荷実験模型を模擬 した解析モデルを用い、地震時の剛性低下を考慮しない 盛土内水位以浅については R1年度と同様の方法で解析 を行った。盛土内水位以深の盛土層については、図-5.2 に 示すせん断剛性の低下を、安田・稲垣らが種々の物性の 土に対して繰返しせん断後に単調載荷を行う試験により 求めた F_L ごとの R_L と低下せん断剛性比 G_1/σ , 関係 η に 対して、図-5.3 に示す豊田らが過去の河川堤防の被災事 例を元に F_L <0.7 における低下せん断剛性比の設定に改良 を加えた方法 ϑ を用いて表現した。

ここで繰返しせん断強度比 R_L については、繰返し非排 水せん断強度試験と遠心力載荷実験における応力状態等 が異なると考えられることから、遠心力載荷実験から累積損 傷度法を適用して逆算により求めた。まず遠心力載荷実験 で大きな変形量が発生した5ケースについて、図-5.4に示 すとおり実験模型に設置した加速度計(図-5.1(a)の A5 と A7)の計測値の時刻歴を元に繰返しせん断応力比SRの時 刻歴を算出する。加速度計 A5 近傍の盛土模型のせん断 ひずみ γ=7.5%に達する時刻を、実験時に撮影した動画の 画像解析から算定し、その時刻までの繰返しせん断応力比 SR の時刻歴をパルス化する。このパルスを用いて、繰返し 回数N-繰返しせん断応力比SR関係の曲線式(図-5.4中 に示す双曲線式)を調整しながら累積損傷度 D を計算し、 D=1となる曲線式を求め、N=20回におけるSRをR₁とした。 このような計算方法で求めたRLは、繰返しせん断強度試験 で得られた RLに対して概ね 2.0~3.4 倍程度となったことか ら、解析に用いる R_L は繰返しせん断強度試験で得られた R_Lの2.0倍に設定した。

5.3 無対策の実験を模擬した解析結果

図-5.5に解析結果の例として、締固め度Dc=82%,細粒分



図-5.4 繰返しせん断強度比 R_の推定方法



(a)D_c=82%,水位高い,F_c=7%

(b) D_c=90%, 水位低い, F_c=57%

図-5.5 解析結果と実験時の変形状況の例

含有率 F_c=7%で水位が高いケースと、D_c=90%, F_c=57%で水 位が低いケースについて、実験における変形状況及び解 析による変形図を示す(以降、実験の各種寸法及び変位量 等については、実物換算で表記する)。図-5.5(a)について は、実験での沈下量が天端、法肩ともに 2m 程度であった のに対し、解析では 2.5m~2.9m と変形がやや大きい結果 となっているが、変形の性状は概ね実験と整合した。細粒 分が多い盛土材料を使用した図-5.5(b)についても、実験で の変形量は 0.3m 前後、解析では 0.3~0.5mと、概ね整合し た。

図-5.6に、全ケースの解析と実験の変形量の関係を示す。 天端及び法肩の沈下量は、変形量が2m以下では実験と解 析が概ね整合しているが、変形量が2mを超える場合、実 験では加振終了後も流動的変形が継続し、解析の変形量 が実験より小さくなる傾向がみられる。また、法尻の水平変 位量は全体的に実験よりも解析結果が小さい傾向がみられ る。実験では地山と盛土の接合部は、摩擦抵抗はあるもの の滑動できるが、解析では盛土モデル底面が剛体である 地山に結合しているため、法尻に近い範囲の変形量が抑 制されたものと推測される。

図-5.7 に締固め度 D_cと天端沈下量の関係を水位ごとに 分類したものを示す。D_c に着目すると、D_c が低くなると沈 下量が増大し、第1小段(下段)直下での水位と天端沈下量 の関係をみると、水位が高いケースで変形量が大きく、特 に D_c が低いケースで変形量が急増する傾向があり、解析 においてもその傾向を概ね表現できている。

5.4 盛土変状対策工を設けた実験を模擬した解析結果

過年度の遠心力載荷実験では、盛土変状対策工として、 ふとんかご工、抑え盛土、基盤排水工、法枠及びグランド アンカー、排水補強杭(排水機能と杭の効果を併せ持った 対策工)、横ボーリングを模擬した実験を行い、その効果に



図-5.7 締固め度と天端沈下量の関係

ついて検討をおこなってきた。これらについても二次元変 形解析により模擬し、対策効果を解析で表現できるか検証

-84-

を行った。

図-5.8 に、変状対策工を設置した場合の遠心力載荷実験と解析で算出された天端沈下量の関係を示す。図中には、比較のため同条件の無対策のケースもプロットした。





ふとんかごによる対策については、実験では対策工を設 置したことにより天端沈下量が抑制されているが、解析で は対策工の効果が低い結果となった。これは、無対策時の 沈下量が実験に比べて解析結果の方が低かったためであ り、対策工を設置したケースだけをみると、概ね実験と解析 は整合している。

基盤排水、抑え盛土、構造的補強(法枠+アンカー、排 水補強杭)、横ボーリングを設置したケースについては、実 験と解析は概ね整合しており、無対策との比較(対策効果) についても、解析は実験結果を適切に表現できている。

6. 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のり尻 補強工の有無による感度分析を目的として、ALID による 2 次元変形解析を行った。その結果、砂質土盛土、粘性土盛 土ともに、変形のモードは遠心力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。

平成 30 年度までの検討で、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 ~ G/c_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必要なパラ メータの定式化の必要性が示唆された。

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

令和元年度は、せん断剛性低下率の設定に細粒分含有 率を考慮できる解析手法を用いて解析を行い、道路盛土 において重要となる天端から法肩の沈下量の解析精度が 向上した。

令和2年度は、平成17年度以降に行った75ケースの 谷埋め高盛土の遠心力載荷実験のうち55ケースを模擬 した二次元変形解析を行った。遠心力載荷実験において 計測された加速度から繰り返しせん断応力比を、実験時 に撮影した動画の画像解析の結果からせん断ひずみを求 め、これらの関係から繰り返しせん断強度比R_Lを逆算し た値を元にパラメータを設定することで、遠心力載荷実 験で見られた変形性状及び変形量を解析でも概ね表現で きた。実験でみられる締固め度の低下及び水位の上昇に よる変形量の増大についても、解析で概ね表現できた。ま た、盛土変状対策工を設置した遠心力載荷実験に対する 再現解析については、実験での沈下量及び対策効果を解 析で適切に表現できた。

今後は、さらに精度を向上させるためのパラメータ(材料物性等)の設定方法の確立に向けた検討を行っていく とともに、実際の盛土被害事例の再現解析を行う予定で ある。

参考文献

- 1) 安田進、稲垣太浩、長尾和之、山田真一、石川敬祐:液状化 を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性、第40回地 盤工学研究発表会、pp525-526、2005.7
- 加藤俊二,佐々木哲也:山岳盛土の地震時変形挙動に関する 遠心力載荷模型実験,土木技術資料Wol. 61, No. 8, pp. 28-31, 2019. 8.
- 3) 国土交通省:河川構造物の耐震性能照査指針・解説 (I共通編)、p.28、2012
- (株)地盤ソフト工房: ALID/Win 地盤土の構成則(第3版), 2016.5.
- 5) 東拓生, 佐々木哲也, 加藤俊二: 谷埋め高盛土の地震時変形 挙動に関する解析手法の検討, 土木技術資料Vol. 62 No. 12, pp16-19, 2020. 12.
- 6)東拓生、佐々木哲也、加藤俊二:谷埋め高盛土の地震時の変形に関する解析手法の検討、第76回土木学会年次学術講演会、2021.9.(投稿中)
- 7) 安田進, 稲垣太浩, 長尾和之, 山田真一, 石川敬祐: 液状化 を含む繰返し軟化時における種々の土の変形特性, 第40回地 盤工学研究発表会, pp. 525~526, 2005. 7.
- 8) 豊田耕一,杉田秀樹,石原雅規:河川堤防の地震被害事例に 基づく液状化地盤の剛性に関する検討,第4回日本地震工学 会大会-2005梗概集, pp. 226~227, 2005.11.

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(泥炭地盤上盛土の耐震照査法)

担当チーム:寒地基礎技術研究グループ(寒地地盤チーム) 研究担当者:畠山 乃、林 宏親、橋本 聖、山木正彦

【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。平成 28 年度は、中空ねじりせん断試験機を 用い、原位置で採取した泥炭供試体に所定の繰返しせ ん断力を与えた後、静的なせん断力を加えることで、 地震直後の泥炭のせん断剛性の変化を調査した。さら に平成29年度と平成30年度は、泥炭の剛性変化を考 慮した「液状化に伴う残留変形解析」による解析モデ ルが、地下水位以下の泥炭地盤に沈埋した河川堤防盛 土の液状化による崩壊事象を再現することが可能か検 証した。令和元年度は、上述の過年度の変形解析に関 して、一部追加の解析を行い、泥炭地盤上盛土の地震 時沈下量と泥炭の剛性変化の関係に着目し整理した。

令和2年度は、より簡易かつ適切な解析手法構築を 目指し、泥炭地盤の構成モデルに着目した一連の変形 解析を実施した。

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ンウォールサン プリングにより採取した泥炭である。採取地を図-2.1 に、その原位置密度および物理・圧密特性を表-2.1に 示す。なお圧密試験は各試料採取箇所の代表試料にて 実施した。表より、一般の土と比較し、密度(湿潤密 度・乾燥密度)が低く、その自然含水比 Wn、強熱減 量 Liが明らかに大きいこと、また極めて圧縮性が高い 試料であることがわかる。なお地盤工学上の分類では、 泥炭とは観察により有機物を多く含むもののうち未分 解で繊維質なものを指すため、強熱減量が比較的小さ



図-2.1 試料採取位置図

ラケルコ	·전 표· 나바	湿潤密度	乾燥密度	自然含水比	強熱減量	圧密降伏応力	口给长米
武科	採取地	(g/cm ³)	(g/cm ³)	(%)	(%)	(kN/m^2)	广柏扫叙
R-0		0.973	0.090	982.9	93.6		
R-1	利用了细心中	0.964	0.092	947.5	94.1	12.6	0.502
R-2	采野舞衲	0.991	0.112	785.9	73.3	13.0	9.505
R-3		0.982	0.117	740.1	83.7		
O-0		0.992	0.088	1029.5	95.9		
O-1	捗信内	1.001	0.096	941.5	96.8	0.0	8 407
O-2	《庄1号下】	1.015	0.103	882.5	91.1	9.9	8.497
O-3		1.002	0.093	890.6	95.9		
E-0		0.993	0.128	677.0	88.7		
E-1		0.923	0.112	724.9	97.3		
E-2	江町十	0.984	0.163	505.0	91.8	22.7	6 696
E-3	江川入	0.950	0.118	707.0	96.9	22.1	0.080
E-4		1.011	0.173	484.0	70.9		
E-5		0.991	0.124	701.1	94.4		
T-0		1.102	0.324	240.5	40.3	_	
T-1		1.045	0.241	334.4	56.1		
T-2	豊頃	1.062	0.277	283.5	51.4	48.2	2.965
T-3		1.057	0.253	317.4	49.2		
T-4		1.064	0.253	320.9	55.7		
B-0		1.189	0.402	196.0	24.1		
B-1		1.182	0.368	221.1	22.5		
B-2	144. 刘习	1.242	0.455	173.1	18.8	20.2	2 850
В-3	呃卒	1.186	0.350	238.4	25.8	50.2	5.659
B-4		1.190	0.388	206.4	22.9		
B-5		1.196	0.387	209.0	23.2		
H-0		1.238	0.432	168.1	15.0		
H-1		1.292	0.515	150.9	11.8		
H-2	重の田	1.165	0.372	213.0	18.4	37.0	1 794
H-3	木の主	1.236	0.488	153.5	12.7	51.2	1./ 24
H-4		1.250	0.464	169.5	14.8		
H-5		1.226	0.444	175.9	15.0		

表-2.1 泥炭試料の物性値等

い試料 B および試料 H を泥炭と判定するかどうか議 論の余地はあるが、試料の観察の結果を踏まえ本報で は泥炭として扱うこととする。

2.2 試験方法

2.2.1 試験手順と試験条件

地震動を受けた土の性質を把握するための試験手 法として、安田らが提案している手法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 かから算出している。 その後、非排水状態で一定振幅の繰返しせん断応力を 載荷周波数 0.1Hz で 20 波加える (この繰返しせん断 過程はいわゆる液状化試験と同じ手法である)。表-2.2 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

	圧	密	単調せん断	繰返しせん断				
	軸方向	側方向	初期せん断					
試料	圧密応力	圧密応力	剛性率	せん町				
	$\sigma_{ m ac}$	$\sigma_{ m rc}$	$G_{0\mathrm{i}}$	心力に				
	(kN/m^2)	(kN/m^2)	(kPa)	O _d /O _{ac}				
R-0			1114	_				
R-1		7		0.41				
R-2		/	—	0.34				
R-3				0.55				
O-0			770	_				
0-1		0 /		0.38				
O-2	20	0.4	—	0.33				
O-3	50			0.28				
E-0			1068	_				
E-1]			0.73				
E-2		7 4		0.59				
E-3		/.4	—	0.38				
E-4				0.26				
E-5				0.49				
T-0			2357	_				
T-1				0.3				
T-2		17.6		0.53				
T-3				0.6				
T-4				0.43				
B-0	50		2160	_				
B-1				0.533				
B-2		10.5		0.417				
B-3		19.5	—	0.477				
B-4				0.311				
B-5				0.401				
H-0			2050	_				
H-1				0.29				
H-2	40	171		0.526				
H-3	40	1/.1	—	0.383				
H-4				0.462				
H-5				0.215				

表-2.2 試験条件等

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–2.2 に、また単調せん断(後述の単調ねじりせん 断試験も含む)の割線係数の取り方を図–2.3 に示す。 なお繰返し載荷後単調載荷試験とは別に泥炭の変形特 性を把握するために、せん断ひずみ速度 10%/min で 単調ねじりせん断試験を実施した。この試験により得



図-2.2 本試験の載荷イメージ



図-2.3 本試験におけるせん断剛性の取り方

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 ⁵⁵を踏まえると、堆積面に平行に直接せん断 力を作用させるねじりせん断試験が適していることが 考えられる。

供試体の作製は、基本的に地盤工学会基準「土のね じりせん断試験用中空円筒供試体の作製・設置方法 (JGS 0550-2009)」に従った。まず、押し抜き器を 用いて慎重にシンウォールチューブから試料を取り出 し、ワイヤソーで適当な長さに切断した後、ワイヤソー とストレートエッジを使用して供試体側面を整形した。 この際、根や茎などの繊維を切断することが困難な場 合には、はさみとカッターナイフを用いた。次にモー ルドを取り付け、上下端面を丁寧に整形し、ドリルガ イドを取り付け、ドリルで内孔を整形するための先行 孔を空けた。先行孔にワイヤソーを通し、供試体内側 を少しずつ慎重にくり抜いたが、繊維を切る際にはさ みやカッターナイフを併用した。最後に内孔をスト レートエッジで整形した。使用した泥炭は、繊維質を 含むものだったが、以上の手順を慎重かつ手早く行う ことで所定の供試体を成形することができた。なお、 供試体の寸法は、外径 70mm、内径 30mm、高さ 70mm とした。

供試体の設置では、圧密時間の短縮を図るため、供 試体内孔面および外周面にろ紙(0.5cm×8cm)を等 間隔に各々6枚使用した。供試体の飽和に際しては、 まず供試体内部の空気を二酸化炭素で置換した上で、 脱気水を供試体に供給し、その後100kN/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-3.1 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)=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 G₀:で正規化した G/G₀:(以後、剛性低下率と称す る)と繰返しせん断応力比ta/G_{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 G₀: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y=1.0%時で評価する研究 @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y=0.1%、1.0%、 5.0%時のせん断剛性の値を併記している)。今後、数値 計算等により検討を進める予定である。

3.2 繰返し載荷時の過剰間隙水圧

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



図-3.1 繰返しせん断によるせん断剛性の変化



図-3.2 各試料における τ_d/σ_{ac} と $\Delta u_{max}/\sigma_{ac}$

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Δumax を鉛直の有効拘束圧♂ac で 正規化した過剰間隙水圧比Δumax/♂ac に着目し整理し た。

図-3.2 は繰返しせん断応力比 τa/σac と Δumax/σac の 関係である。図より、τa/σac の増加に従い Δumax/σac 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 Δumax =0.3 程度、その他の泥炭では Δumax =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^っ、泥炭は液状 化を生じない材料であることが改めて示された。なお、 詳細な試験結果は文献8)、9)で述べられている。

4. 地震時自重変形解析の泥炭地盤上盛土への適用

4.1 検討の経緯

寒冷地である北海道に広く分布する泥炭地盤上には、 相当な延長の道路盛土や堤防盛土が構築されている。 過去、北海道で発生した大規模地震では、泥炭地盤上 に構築された盛土に甚大な被害が生じている。中でも 1993 年釧路沖地震や 2003 年十勝沖地震では、地下水 位以下の泥炭地盤にめり込んだ盛土が液状化して、写 真-4.1 のように被害が拡大したと推測された ^{10, 11}。

図-4.1 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。



写真-4.1 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



因 4.1 泥灰地盖土的盖土的放伏化的17

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-4.1に、被災後の各地質横断図を図-4.2に示す。

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



表-4.1 1993 年釧路沖地震と 2003 年十勝沖地震の諸元

図-4.2 解析対象断面 (a) 釧路川堤防 (b) 牛首別川堤防

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、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



図-4.3 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⁾

-4.3)。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~ せん断ひずみy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。地震により発生 したせん断ひずみは $\mu - \mu$ 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。
- 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 L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 1 mm 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-4.2(a) 参照)。

牛首別川堤防においては、堤防の築堤年代によって盛 土材料が異なっており、主な構成物は礫混じり砂、礫混 じり砂質シルトであった。その中で地下水位以深にある

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

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となる水平震度は、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1 km 程度であるため、観測記録(最大加速度 543.8gal) から得た。一方、釧路川堤防の被災地点(左岸 KP9.85) は直近の気象庁の震度観測点(釧路市幣舞町)から直線 距離で 10km 程度離れている。その観測点における最 大加速度(919.3gal)を基に、一次元地震応答解析により 被災地点の加速度を算出したところ 294gal であった。 また、北海道開発局で設置している広里地震計(釧路川 左岸 KP7.4、被災地点から直線距離で 2km 程度)にお ける最大加速度が 320gal であったことも踏まえ、被災 地点の最大加速度は 300gal とし水平震度を得た。表 -4.2 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 F_L (液状化に対する抵抗率)が1.0 未満(盛土(B)で $F_L \Rightarrow 0.5$ 、砂層(As)で $F_L \Rightarrow 0.6$)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 凡が 1.0 未満(凡≒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-4.4 に示す。図 -4.4(a)は釧路川堤防、同(b)は牛首別川堤防である。





表-4.3 解析に使用した地盤パラメータ等一覧

(a) 釧路川堤防

		小声	単位体積重量	せん断弾性	係数(kN/m²)	ポアソン比	粘着力	せん断抵抗角	剛性低下率	圧縮指数	膨張指数	限界状態	基準	過圧密比	静止土	圧係数	繰返し三軸	相対
土僧 記号	適用モデル	代表 N値	γ _t	地震前	液状化時	(地震前)	c'	φ'	G/G_0	Cc	Cs	応力比M	間隙比	OCR	正規圧密	過圧密	強度比	密度
HC - 7		1155	(kN/m^3)	G	G ₁	ν	(kN/m^2)	(度)					e ₀		K _{ONC}	K _{00C}	RL	D _r (%)
В	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	$0.71 \\ \sim 0.07$	4.06	0.81	1.60	7.5	4.1	0.37	0.91	-	-
As	弹性体 (液状化時:剛性低下)	12	17.2	13338	要素毎 に設定	0.26	0	41	-	-	-	-	-	-	0.35	-	0.24	71
Acs	弾性体	2	16.1	2100	G=G1	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-
Asc	弹性体	6	17.0	6238	G=G1	0.35	0	28	-	-	-	-	-	-	0.53	-	-	-
Ac	弾性体	1	16.0	1050	G=G1	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-

※1 カムクレイモデルを適用した泥炭のGは、盛土載荷前の値である。 ※2 地下水位以下の盛土(B)は液状化層として扱い、液状化時は剛性低下を考慮する。

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

※4 As層の繰り返し三軸強度比RLには試験値を用いることにしたが、B層の試験はN値が相対的に大きい箇所の採取試料に対して行われたものであるため、N値からの推定値を用いることにした。 ※5 黄色の着色部は今回再設定した値である。

(b)牛首別川堤防

		(b alt	単位体積重量	量 せん断弾性係数(kN/m ²)		ボアソン比	と 粘着力 せん断抵抗角		剛性低下率	剛性低下率 圧縮指数		限界状態	基準	過圧密比	静止土	:圧係数	繰返し三軸	相対
主唐	適用モデル	代表 N値	γt	地震前	液状化時	(地震前)	c'	φ'	G/G_0	Cc	Cs	応力比M	間隙比	OCR	正規圧密	過圧密	強度比	密度
HG - 2			(kN/m^3)	G	G1	ν	(kN/m^2)	(度)					e0		Konc	K _{00C}	RL	D _r (%)
В	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	弾性体	6	17.0	6300	G=G1	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-
As	弾性体	29	19.0	31256	G=G1	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)は液状化層として扱い、液状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。

モデルの鉛直方向は、現地盤面から深度 20m まで を対象とし、モデル幅は天端中央から堤防敷幅の5倍 程度とした。メッシュ分割は、盛土部とその直下の基 礎地盤(液状化層)境界条件では大きな変形が想定さ れる領域のため、鉛直方向および水平方向ともに 1m 程度の細かなメッシュ分割とした。上記の領域以外の 盛土から離れた範囲や、液状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-4.3 に示す。表 -4.3(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、液状化層(沈下盛土) には弾塑性モデルを用い、液状化時には液状化に対する 液状化抵抗率 凡および繰返し三軸強度比 凡に応じて



図-4.5 *f*₁が 0.8 より小さい範囲のせん断剛性比と *f*₁、*R* の関係(豊田ら¹⁸)

せん断剛性を低下させた。液状化対象層によりも上位に 堆積する非液状化層は弾塑性モデルを適用し、液状化時 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^{140, 160, 170}。

図-4.5 は液状化層における剛性低下を、液状化に対 する抵抗率 FLおよび繰返し三軸強度比 RL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*」

繰返し三軸強度比 RL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。

$$R_{L} = \begin{cases} 0.0882\sqrt{(0.85N_{a} + 2.1)/1.7} & (N_{a} < 14) \\ 0.0882\sqrt{N_{a}/1.7} + 1.6 \times 10^{-6} \times (N_{a} - 14)^{4.5} & (14 \le N_{a}) \end{cases}$$
(1)

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

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

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

ここに、

RL:繰返し三軸強度比

N:標準貫入試験から得られるN値

N1: 有効上載圧 100kN/m²相当に換算した N 値

Na: 粒度の影響を考慮した補正 N 値

CFC: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 75µm 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 Dr

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 *FL*より、図-4.6を用い て体積ひずみ εvを求め、εvに液状化層の層厚を乗じて 算出する。



図-4.6 液状化時の体積ひずみ *ε* 、 と *「*の関係²⁰⁾

D_rは現地盤N値N₀と拘束E σ_v'(kN/m²)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⁾。

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

ここで、 ΔN_f は表-4.4より算出した。

表-4.4 $F_{c} \ge \Delta M$ の関係

$F_{\rm C}(\%)$	ΔN_f
$0\sim 5$	0
5~10	$1.2 \cdot (F_{\rm C}-5)$
10~20	$6 + 0.2 \cdot (F_{\rm C} - 10)$
$20\sim$	$8 + 0.1 \cdot (F_{\rm C} - 20)$

(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 凡 及び液状化強 度比 RL と拘束圧で正規化したせん断剛性の関係 (図-4.5)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 m を乗じて 算出する。

$$\varepsilon_{cp} = \begin{cases} \mathbf{1} & \left(\sigma_{v}' < \sigma_{v0}'\right) \\ \left(\sigma_{v}' / \sigma_{v0}'\right)^{n} & \left(\sigma_{v}' \geq \sigma_{v0}'\right) \end{cases}$$
(6)

ここに、

c m: 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 ovi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-4.7)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 σ_{v0} ²=75kN/m²、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



図-4.7 被災事例の実測沈下量と解析による沈下量(拘束 圧補正: σ_{v0}'=75kN/m²と n=2.0)

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る。

(4) 地震動を考慮した泥炭のせん断剛性

図-4.8 は、図-3.1 で示した一連の試験結果を基に、 使用した各泥炭供試体の基本物性値と剛性低下率 G/Goiの関係で再整理したもので、(a)、(b)、(c)は自然 含水比 Wn と剛性低下率の関係、(d)、(e)、(f)は強熱減 量 Li と剛性低下率の関係である。また、地震動を想定 して要素試験時に与えた繰返しせん断応力比ra/dac が、 (a), (d) $t_{td}/\sigma_{ac} = 0.30$, (b), (e) $t_{td}/\sigma_{ac} = 0.40$, (c), (f)は τ_d/σ_{ac} =0.55、と分類している。

本研究では、山木ら 22)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 Wnと強熱減量Liを使用して泥炭のせん断剛性低下率 G/Goiを求めるものである。

$$G/G_{0i} = A \times W_n + B$$

$$G/G_{0i} = C \times L_i + D$$
(7)
(8)

$$G_{0i} = C \times L_i + D \tag{8}$$

A、B、C、Dは、図4.8の各近似直線(①~18)の切 片と傾きで表現したものであり、表-4.5の定数より設 定する。なお、各近似直線は、図-4.8の各グラフにお いて数字の若い順に、ひずみレベルァ=0.1%、1.0%、 5.0%時の剛性率(各要素試験の単調載荷時の各ひずみ レベルにおける割線係数で図-2.3を参照のこと)から 得ている(例えば図-4.8(b)では、④がヶ=0.1%、⑤が 𝒴1.0%、⑥が𝒴5.0%時の剛性率)。

これらの泥炭の剛性低下率の算出式は、ALID 解析





(a)、(d): τ_d/σ[']_{ac} ≒ 0.30 のケース
(b)、(e): τ_d/σ[']_{ac} ≒ 0.40 のケース

(c)、(f): τ_d/σ'_{ac} = 0.55 のケース

①、④、⑦、⑩、⑬、⑮: p=0.1%時 ②、⑤、⑧、⑪、⑭、⑰: p=1.0%時 ③、⑥、⑨、⑫、⑮、⑱: p=5.0%時 の割線係数(図-2.3 参照)から得た結果(剛性低下率 G/G_{0i})の近似直線

表-4.5 式(7)および(8)に与えられる定数 A, B, C, D

		1	2	3	4	5	6	\overline{O}	8	9
式(7)	Α	0.0002	0.0002	0.0001	0.0005	0.0003	0.0002	0.0007	0.0005	0.0003
(自然含水比W _n)	В	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)	С	0.0029	0.0025	0.0008	0.0039	0.0025	0.0008	0.0043	0.0027	0.0013
(強熱減量L _i)	D	0.60	0.29	0.19	0.41	0.21	0.11	0.24	0.12	0.05

を実施する際に泥炭の剛性低下を表現する上で非常に 重要あるが、実際の変形挙動を精緻に再現する上で適 切な繰返しせん断応力比とひずみレベルの関係が明確 ではない。したがって、ALIDを用いた際の有用な泥 炭の剛性低下率を評価するために、被災した堤防盛土 直下と堤防周辺地盤で得られた泥炭の含水比および強 熱減量(牛首別川は含水比のみ)を使用した。2種類 の含水比を検討項目とした理由は荷重履歴の有無によ る含水比が解析結果に与える影響を把握するためであ る。なお、強熱減量は履歴の有無に影響を及ぼさない と仮定して試験箇所の平均値とした。3段階の繰返し せん断応力比(*ta/dac*)におけるひずみレベルγ=0.1%、 1.0%、5.0%のすべてを組合せた泥炭の剛性低下率 G/Go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-4.6~表-4.8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-4.9)を式(7)、 式(8)により、図-4.8および表-4.6に従って得られた 泥炭の剛性低下率の一覧である。

表-4.6~表-4.8 をみると、繰返しせん断応力比 (*tald*'ac)が大きくなる、あるいはひずみレベル(*p*) が大きくなるに従って、剛性低下率(G/G₀)は小さく なっていることがわかる。一方で、各ひずみレベルと 繰返しせん断応力比の剛性低下率は部分的に同じ値を 示している。このため、ALID で検討すべき泥炭の剛 性低下率は、その大小がどの程度解析結果に影響を及 ぼすかを把握するために、盛土周辺地盤の含水比(平 均値)で得られたせん断剛性率の最大値、最小値およ

表-4.6 泥炭の剛性低下率一覧:含水比(周辺地盤)

	歪みレベル(%)				
τd/σ'ac	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		

表-4.7 泥炭の剛性低下率一覧: 含水比(盛土直下)

		歪みレベル(%)				
τ _d /σ' _{ac}	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-4.8 泥炭の剛性低下率一覧:強熱減量

	歪みレベル(%)				
τ _d /σ' _{ac}	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		



図-4.9 釧路川堤防の自然含水比 Mhと強熱減量 Liの分布

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-4.9 実施検討ケースと泥炭のせん断剛性低下率

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-4.9)。

表-4.10 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-4.9 ①、②、③)で評価 するのではなく、各照査位置の沈下量の平均値を用い て解析の再現性を評価する事にした。

ケース 1~9 のうち、盛土沈下量が実測に近かった ものは盛土直下の含水比を使用し、ひずみレベル $\gamma=5\%$ と繰返しせん断応力比 $\tau_{d}/d_{ac}=0.55$ の組み合わ せにより剛性低下率 (G/Go=0.07)を求めたケース 6 で、次にケース 6 と同じひずみレベルと繰返しせん断 応力比の組合せで強熱減量を使用したケース 9

(G/G₀=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。

		副姓任下家			
ケース	天端左	天端中央	天端右		·····································
	1	2	3	平均	G/ G ₀
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-4.10 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)

表-4.11 盛土法尻および小段変形量(cm)一覧

	剛性低下率 G/G ₀	変位量s(cm)							
ケース		左法	去尻	左/	小 段	右,	卜段	右流	去尻
		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





表-4.11 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-4.10、図-4.11)。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

	歪みレベル(%)				
τ _d /σ' _{ac}	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-4.12 泥炭の剛性低下率一覧: 含水比(周辺地盤)

表-4.13 泥炭の剛性低下率一覧:含水比(盛土直下)

	歪みレベル(%)				
τ _d /σ' _{ac}	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		



図-4.12 牛首別川堤防の自然含水比 断の分布

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-4.14 実施検討ケースと泥炭の剛性低下率

面加速度から逆算して繰返しせん断応力比 L(=τa/dac) を算出した結果、盛土直下(図−4.2 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 −4.2 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-4.12、表-4.13 は 2003 年十勝沖地震後の現地調 査で得られた含水比(図-4.12)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-4.12、表-4.13 をみると、釧路川堤防と同様に繰返しせん断応力比(ta/dac)が大きくなる、あるいはひずみレベル(y)が大きくなるに従って、剛性低下率

(G/G₀) は小さくなっている。各ひずみレベルと繰返 しせん断応力比の組み合わせをみると剛性低下率は部 分的に重複しているため、解析で検討すべき泥炭の剛 性低下率は、盛土周辺地盤の含水比(平均値)で得ら れた剛性低下率の最大値、最小値および平均値、盛土 直下の含水比(平均値)で得られた剛性低下率の最大 値、最小値および平均値の合計 6 ケースとした(**表** -4.14)。

表-4.15 は上記の泥炭の剛性低下率を考慮して得ら れた堤防盛土の天端沈下量の一覧であり、十勝沖地震 後に得られた実測の沈下量も併記している。得られた 解析結果をみると、実測の盛土沈下量と整合している ケースは存在しない。これは、釧路川堤防と同様に泥 炭の剛性低下率は一様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 カ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-4.12 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/G₀=0.29)の平均値であるケース 5 (ひずみレベ ル γ =1%と繰返しせん断応力比 τ_{a}/σ_{ac} =0.40とひずみ レベル γ =0.1%と繰返しせん断応力比 τ_{a}/σ_{ac} =0.55の組 み合わせに相当)で、次に周辺地盤の含水比で算出さ れた剛性低下率(G/G₀=0.31)のケース2(γ =0.1%と 繰返しせん断応力比 τ_{a}/σ_{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-4.16 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-4.13、図-4.14)。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(=ra/dac)を算出し た結果、盛土直下(図-4.2 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-4.2 b) _B-11-2)では、盛土周辺部のL(=0.78)は泥炭層厚 中央部のL(=5.85)と盛土周辺部のLの7倍以上の 大きさであったことによるものと考えられる。このよ うな状況を加味した解析精度に関しては今後の課題と したい。

4.5 釧路川堤防の再検討

4.5.1 地盤パラメータの設定

先述の **4.4.1** のパラメトリックスタディは泥炭の剛 性低下率を一様に設定する検討であった。本節では解 析精度を上げることを目的に、盛土直下と素地盤の泥 炭の物理特性(剛性低下率)を分離して検討した。

解析条件図-4.4の有限要素メッシュ(釧路川堤防) を用いており、表-4.3に示す解析に使用した地盤パラ メータのうち、盛土直下と素地盤の泥炭(Ap)の剛性 低下率をパラメトリックに変化させた(表-4.17)。

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

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

		副性低下家			
ケース	天端左	天端中央	天端右	T H	
	1	2	3	平均	u/ u ₀
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	-

表-4.15 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)

表-4.16 盛土法尻および小段変形量(cm)一覧

ケース	剛性低下率	变位量s(cm)												
		左流	去尻	左/	小段	右,	小段	右法尻						
	u/ u ₀	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直	水平	鉛直					
ケース2	0.31	-64	-64 -6		-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-4.14 解析結果断面図 (ケース5)

表-4.17 解析パラメーター覧:釧路川

		15.44	単位体積重量	せん断弾性	係数(kN/m ²)	ポアソン比	粘着力	せん断抵抗角	剛性低下率	圧縮指数	膨張指数	限界状態	基準	過圧密比	静止土	圧係数	繰返し三軸	相対
工層記号	適用モデル	1代衣 N値	γt	地震前	液状化時	(地震前)	c'	φ'	G/G ₀	Cc	Cs	応力比M	間隙比	OCR	正規圧密	過圧密	強度比	密度
			(kN/m^3)	G	G1	ν	(kN/m^2)	(度)					e0		Konc	K _{00C}	RL	D _r (%)
В	MC-DP (弾塑性体)	3	17.0	3295	要素毎 に設定	0.27	0	38	-	-	-	-	-	-	0.38	-	0.18	53
Ap	カムクレイモデル (地震時:剛性低下)	-	11.3	72	盛土後 のG	0.27	0	39	後述	4.06	0.81	1.60	7.5	4.1	0.37	0.91	-	-
As	弹性体 (液状化時:剛性低下)	12	17.2	13338	要素毎 に設定	0.26	0	41	-	-	-	-	-	-	0.35	-	0.24	71
Acs	弹性体	2	16.1	2100	G=G1	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-
Asc	弾性体	6	17.0	6238	G=G1	0.35	0	28	-	-	-	-	-	-	0.53	-	-	-
Ac	弹性体	1	16.0	1050	G=G1	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-

※1 カムクレイモデルを適用した泥炭のGは、盛土載荷前の値である。

※12 地下水位以下の塗土(10)にないがは、塗土地肉的からにいつゆ。
 ※2 地下水位以下の塗土(10)は抜け(用)として扱い、彼状化時は開代低下を考慮する。
 ※3 三輪試験を実施している盛土(10)およびAs層は試験値を、試験を行っていないAsの層はN値から推定したせん断抵抗角を用いた。
 ※4 As層の減増り返し三輪使見比Lには試験値を用いることにしたが、B層の試験はN値が相対的に大きい箇所の採取試料に対して行われたものであるため、N値からの推定値を用いることにした。
 ※5 黄色の着色部のH29業務で再設定した値である。

$L = \gamma_d k_{hgL} \sigma_v / \sigma'_v$	(9)
$\gamma_d = 1.0-0.015 x$	(10)
$k_{hgL}\!\!=\!\!c_zk_{hgL0}$	(11)
$\sigma_v = \{\gamma_{t1}h_w + \gamma_{t2}(x - h_w)\}$	(12)
$\sigma'_{v} = \{\gamma_{t1}h_{w} + \gamma'_{t2}(x - h_{w})\}$	(13)

ここに、

- L:地震時(繰返し)せん断応力比
- Yd:地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数
- khgLO: 液状化の判定に用いる地盤面の水平震度の標

準値で、河川構造物の耐震性能照査指針・解

説 II.堤防編の規定²³⁾により求める

- c₇:地域別補正係数で、河川構造物の耐震性能照査 指針・解説 Ⅱ.堤防編の規定 23)により求める
- σ_v :全上載圧 (kN/m²)
- σ'v:有効上載圧(kN/m²)
- x :地表面からの深さ(m)
- yti :地下水位面より浅い位置での土の単位体積重 量(kN/m³)
- γω: 地下水位面より深い位置での土の単位体積重 量(kN/m³)

γ'α:地下水位面より深い位置での土の有効単位体積

重量(kN/m³)

hw:地下水位の深さ(m)

前項より算出された繰返しせん断応力比を用いて、 ひずみレベル以外の条件を固定した。表-4.18 と表 -4.19 は繰返しせん断応力比と含水比、強熱減量から 算出した剛性低下率である。繰返しせん断応力比は素 地部において 0.81 と算出されたが、本検討における剛 性低下率を算出する際の ta/dacは 0.55 が最大値なため

(図-4.8)、素地部の剛性低下率は τa/σac=0.55 と設定 することとした。

以上より、盛土直下部のひずみレベルに応じて素地 部の剛性低下率を変動させるが、素地部のひずみレベ ルは盛土直下より大きくならないことを前提とし、ひ ずみレベルが低下しないパターンも加えて、含水比、 強熱減量のそれぞれ検討ケースを設定した(表-4.20、 表-4.21)。

4.5.2 解析結果と考察

解析結果は前回(**4.4.1**)の検討内容と比較しなが ら取りまとめた。

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

前節の検討では物理試験結果を利用し、泥炭層に 含水比および強熱減量の代表値を一様に与えた。繰 返しせん断応力比、ひずみレベルは推定式で考え得 る全ての組み合わせを用いて、剛性低下率を算出し た。解析ケースは、含水比および強熱減量から求め られる剛性低下率の最大値、最小値、平均値をそれ ぞれ設定して検討した。

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

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

表-4.18 含水比による泥炭の剛性低下率

	- / - '	ひずみレベル(%)								
	ι _d /Ο _{ac}	0.1	1.0	5.0						
素地	0.81→0.55	0.403	0.222	0.099						
盛土	0.40	0.557	0.305	0.140						

表-4.19 強熱減量による泥炭の剛性低下率

	_ / _ ,	ひずみレベル(%)								
	$\tau_{\rm d}$ /0 ac	0.1	1.0	5.0						
素地	0.81→0.55	0.444	0.251	0.129						
盛土	0.40	0.485	0.251	0.134						

表-4.20 検討ケースとせん断剛性低下率(含水比)

実体ケーフ	剛性侮	率不走	供 书					
美胞ケース	盛土直下	素地	佣石					
1	0.557	低下無し	成十直下の12ずみレベル 0.1%					
2	0.001	0.403	· 加工世十0009 65 0 170 0.176					
3		低下無し						
4	0.305	0.403	盛土直下のひずみレベル 1.0%					
5		0.222						
6		低下無し						
7	0 140	0.403	成十直下のひずひしベル 5.0%					
8	0.140	0.222	血上區 1 0 0 9 の レットル 5.0%					
9		0.099						

表-4.21 検討ケースとせん断剛性低下率(強熱減量)

実施ケーフ	剛性低	冬不多	備考						
美地ケース	盛土直下	素地	加巧						
1	0.495	低下無し	成十直下のひずひしべル 0.1%						
2	0.405	0.444	·盈工但下的059 みレッパレ 0.1%						
3		低下無し							
4	0.251	0.444	盛土直下のひずみレベル 1.0%						
5		0.251							
6		低下無し							
7	0 134	0.444	成十直下のひずなしベル 5.0%						
8	0.154	0.251	· 二世十0009 65 0 100 5.076						
9		0.134							

盛土天端の沈下量に着目した前回の検討では、解 析結果は実際の変位量に近似させることは出来たが、 盛土法尻や小段の変形に着目すると変形モードは再 現出来ていなかった(図-4.15、図-4.16)。

前節と本節の検討結果(表-4.22、表-4.23)に関 して盛土天端の沈下量に着目すると、解析精度が上 がったとは言えないが、盛土直下と素地盤の含水比 および強熱減量から得られたひずみレベルは、いず れもγ=5%で算出したせん断剛性低下率を用いた変 形量が実測値に近い結果であった。

しかしながら、解析で得られた盛土天端量は前回



	衣⁻4.22 篮上大师儿下里──見(召水比)											
		変位量		剛性低下率								
実験ケース	天端左	天端中央	天端右	₩ 1	成上古下	主地						
	1	2	3	平均	盈工但下	茶地						
ケース1	-70	-88	-67	-75	0.49	1.00						
ケース2	-60	-84	-62	-69	0.49	0.44						
ケース3	-97	-122	-92	-104	0.25	1.00						
ケース4	-84	-109	-82	-92	0.25	0.44						
ケース5	-90	-117	-91	-99	0.25	0.25						
ケース6	-123	-149	-119	-130	0.13	1.00						
ケース7	-115	-140	-108	-121	0.13	0.44						
ケース8	-121	-147	-112	-127	0.13	0.25						
ケース9	-124	-151	-120	-132	0.13	0.13						
H29 ケース6	-158	-186	-168	-171	0.07	0.07						
実測	-155	-132	-217	-168	-	-						

表-4.23 盛土天端沈下量一覧(強熱減量)

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

のそれ(表-4.10)と比較して精度は向上していない。 したがって、盛土沈下量の解析精度は盛土直下およ び周辺地盤の有効上載厚を考慮した繰返しせん断応 力比ではなく、泥炭のひずみレベル、すなわち、剛 性低下率の大小に依存することがわかった。

4.5.3 泥炭の剛性低下率をパラメータとした再整理

ここでは、釧路川堤防に関する既往の解析結果から、 泥炭の剛性低下率*G/G*₀に着目し、盛土の沈下量との関 係で再整理する。基本的な諸条件は、先の**4.5.1、4.5.2** を踏襲している。

ここで整理した解析ケースと G/G_{0i} を表-4.24に示す。 これら G/G_{0i} は、実際に実験によって得られた値の範囲 であり、例えば G/G_{0i} =0.73は、水平震度0.15程度を想 定したせん断応力比 $_{Pa}$ / $_{Pac}$ '(=0.30)を繰返し受けた後 の単調載荷により得られた割線係数(せん断ひずみ γ =0.1%時)Gから得て、 G/G_{0i} =0.07は、水平震度0.30 程度を想定したせん断応力比 $_{Ta}$ / $_{\sigmaac}$ '(=0.55)を繰返し 受けた後の単調載荷により得られた割線係数(せん断 ひずみ γ =5%時)Gから得ている。なお G/G_{0i} =0.99の ケースは、盛土沈下量と剛性低下率の関係について補 完するために今年度追加で実施したものである。全て のケースについて泥炭の剛性低下率 G/G_{0i} は、地震時の 泥炭層(Ap)に一様に設定している。

各ケースについて解析により得られた地震による

盛土変状メッシュを図-4.17 に、盛土天端の左端(図-4.17(a)の①)、中央(図-4.17(a)の②)、右端(図-4.17(a)の③)における各ケースの沈下量をグラフ化したものを図-4.18に示す。

これらの結果より、地震時に泥炭地盤の剛性を低下 させることで盛土の沈下量が増大していく傾向が確認 され、沈下量が泥炭の剛性低下率に依存していること があらためてわかる。沈下量のみに着目すると、Case6 の結果が実測に近く、地震時の泥炭地盤の剛性変化を 考慮することで、当該盛土の沈下量を概ね表現するこ とができた。

その他、いずれの解析ケースも地震後の天端の形状 は下に凸となり、天端中央の沈下量が最も大きい。こ れは地下水位以下の盛土厚が盛土中央部直下で一番厚 い(液状化層厚が一番厚い)ため、自然な傾向と言え るが、実際の被災後の盛土沈下傾向はそうなっていな い。

実施ケース	泥炭の剛性低下率 <i>G/G</i> 0i
Case1	0.99
Case2	0.73
Case3	0.69
Case4	0.36
Case5	0.13
Case6	0.07

表-4.24 実施した解析ケース





図-4.19 に、各ケースの①、②、③の箇所における 最大変位量 Smax と最小変位量 Smin の比 Smax/Smin と剛 性低下率 G/Goi の関係を示す。剛性低下率が低下する に従い、Smax/Smin は小さくなる傾向が見受けられ、盛 土天端の下に凸の傾向は緩和される。これは泥炭の剛 性を低下させることで、側方変位が増大し、それに伴 い相対的に法肩の沈下量が増大したためと考えられる。 実測値の Smax/Smin は法肩の局所的な陥没箇所の値を 拾っているため 1.64 と大きな値となり、数値的には Case6 の結果から遠いが、図-4.17 を概観し地震後の 形状を比較すると、泥炭の剛性を低下させることで、 泥炭地盤上盛土の被災形態の様相により近づく結果が 得られた。

今回行った解析では、剛性低下率 G/G_{0i} が 0.07 の場 合が実測値に近い結果が得られた。この剛性低下率の 値は、既往の実験で得られた泥炭の剛性の推定式²²⁾ において、含水比 $w_n=167\%$ (当該盛土直下の含水比)、 繰返しせん断応力比 $a/\sigma_{ac}'=0.55$ (水平震度 0.3 程度に 相当⁸⁾、せん断ひずみ $\gamma=5\%$ 時の割線係数(せん断剛 性 G)を用いた場合に相当する。地震時の泥炭の剛性 をどのひずみレベルで評価するか、今後応答解析等で 明らかにしていくが、本解析結果からは、300gal 程度 の地震動の場合、せん断ひずみ $\gamma=5\%$ 時とすることが妥 当なようである。

5. 地震時自重変形解析 (ALID) における泥炭地盤の 構成モデルの検討

5.1 はじめに

先(4. 地震時自重変形解析の泥炭地盤上盛土への適 用)で記した通り、泥炭地盤の地震時剛性を考慮する ことで、ALID により泥炭地盤上盛土の地震時変形量 の再現の精度向上が図れることを示した。その際、泥 炭地盤の構成モデルは、沈下(静的)問題を扱う場合 にその適用性が確認²⁴⁾されている Cam-clay(カムク レイ)モデルとしたが、運用を考えると、構成モデル は単純で必要なパラメータが少ない方が利便性が高い。 ここでは、泥炭地盤の構成モデルを変えた一連の ALID を行い、泥炭地盤上盛土の地震時変形照査に適 した泥炭地盤の構成モデルを検討した。

5. 2 対象断面

対象断面は別途実施した動的遠心力模型実験の2断 面とし、対策無しのケース(ケースA)と布団篭で対策 を施したケース(ケースB)とした(図-5.1)。実験の詳 細は本成果報告書「4.1.3 高盛土・谷状地形盛土のり





図-5.1 解析対象とした動的遠心力実験模型断面 上:ケースA(対策無し)下:ケースB(対策有り)

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(泥炭地盤上盛土の対策)」にゆずるが、 強熱減量が 50%の泥炭地盤上に構築された高さ 5m、 天端幅 5m、法面勾配 1:1.5 の盛土が 600gal 相当の 地震動を受けたことを想定した実験となっている。な お、盛土は時間とともに沈下し、泥炭地盤中に厚さ 2m の沈下盛土層を形成した条件としている。

5.3 解析条件

基本的な解析手法は、先(4. 地震時自重変形解析の 泥炭地盤上盛土への適用)と同じである。解析におけ る泥炭地盤の構成モデルとしては、先と同じ、圧密と せん断による体積変化を統一的に記述できる弾塑性モ デルである Cam-clay モデルのほか、最も単純な線形 弾性モデル、破壊基準に Mohr-Coulomb、降伏局面に Drucker-Pragerを用いた弾塑性モデルである MC/DP モデルの3つとした。

表-5.1 に解析に用いた地盤パラメータを示す。表 -5.1 において、試験値は斜体で表し、その他は文献値 等を使用している。MC/DP モデルは Cam-clay モデ ルと比較し、同じ弾塑性モデルであるが必要なパラ メータが少なくてすむ。本解析の特徴としては、一般 的に液状化しない泥炭地盤に対して,実験結果^{8,9)}を 踏まえ地震時の剛性(表-5.1 中の G₁)を低下させる ことにある。

5. 4 解析結果

5.4.1 地震時せん断剛性率 G 非設定の場合

図-5.2 は泥炭地盤の地震時せん断剛性率 G₁を低減 せず、一般的な計算を行った結果である。各モデルに よる地震前後の変形を示している。図より天端沈下に 着目すると、文献 25)と同様に、いずれのケースも天 端の最大沈下を表現することができず、沈下を過小評 価していることがわかる。各構成モデルで比較すると、 線形弾性モデルが最も沈下の再現性が低く、弾塑性モ デルである MC/DPモデルと Cam-clay モデルは同程 度の再現性となっており、両者のモデルの違いは明確 ではない。

5.4.2 地震時せん断剛性率 G₁=0.1Gの場合

本検討において対象とした動的遠心力模型実験は、 強熱減量 50%の泥炭地盤が、600gal 相当の地震動を 受けたケースである。この場合の地震時の剛性低下率 を既出の図-4.8 (f)の⑧ (非排水条件で繰返しせん断 応力 $\tau_a/\sigma_{ac} \Rightarrow 0.55 \ge 20$ 回受けた後の静的なねじりせん 断載荷において、 $\gamma = 5\%$ 時の割線係数から算定)を適 用すると $G_1/G=0.1$ 程度となる。図-5.3 に泥炭地盤の

表-5.1 解析に用いたパラメーター覧

		海田	単位体積	せん断剛	生率(kN/m ²)	ポアソン比		粘着力	せん断	ダイレイタ	圧縮	膨張	限界状態	基準	過圧密	静止土日	E係数	繰返し三軸	相対
対象	土層	週日 モデル	重量 γ_t	地震前	地震時	地震前	地震時	c'	抵抗角 か' (゜)	ンシー角 w ^(°)	指数	指数	応力比 M	間隙比	比 OCR	正規圧密	過圧密	強度比 <i>R</i> .	密度 D (%)
			(kN/m)	U	01	U	01	(KIN/III)	Ψ ()	Ψ`` '	C e	C s		C ()	oen	A 0 NC	A 0 OC	AL.	D r(707
動	上部盛土 ^{※1} (Dc=85%)	MC/DP	14.8	25,060	要素毎に	0.30		0	30.3	5.3	-	-	-	-	-	0.50	-	0.185	69
的遠	沈下盛土 ^{※2} (Dc=78%)	MC/DP	13.6	24,270	設定 ^{※4}	0.40	G & G 1. D	0	23.8	0	-	-	-	-	-	0.60	-	0.170	35
心 力	泥炭 (素地)	Com Clou					から自動	動		0	2.635			6.126	11.0				
模型	泥炭 (法面下)	MC/DP	11.0	2,980	要素毎に 設定 ^{※5}	0.31	п ,7	0	32.7	0	2.401	0.74	1.09	4.880	10.2	0.46	1.00	-	-
実験	泥炭 (天端下)	線形弾性								0	2.212			4.430	9.1				
	布団篭 ^{※3}	線形弾性	20.0	180,000	-	0.33	-	0	40	0	-	-	-	-	-	0.36	-	-	-
×1	上部盛土の	55, 地下2	k位以下は	液状化層。	として扱い、	友状 化時	は剛性低	下を考慮す	る。	※ 2	沈下盛:	土は液	状化層とし	て扱い、氵	夜状化時(よ剛性低下	を考慮	する。	

※3 砕石を想定した定数を設定。 ※4 液状化に対する抵抗率FLおよびRLと、文献8)の関係から、解析プログラム内で液状化層の要素に対して自動計算される。

※5 G₁/Gを変数に任意に設定(0<G₁/G<1)。</p> 模型(変形前) 模型(変形前) 6.00 模型(変形後) 6.00 模型(変形後) Cam-clay Cam-clay MC/DP 4.00 4.00 MC/DP 線形弾性 線形弾性 2.00 2 00 0.00 0.00 -15.00 -20.00 -10.00 10.00 15.00 20.00 -5.000.00 5.00 -15.00 -20.00 -10.00-5.00 0.00 5.00 10.00 15.00 20.00 模型(変形前) 模型(変形前) 6.00 6.00 模型(変形後) 模型(変形後) Cam-clay Cam-clay 4.00 4.00 MC/DP MC/DP 線形弾性 線形弾性 2.00 2.00 0.00 0.00 -20.00 -15.00 -10.00 -5.00 0.00 5.00 10.00 15.00 20.00 -20.00 -15.00 -10.00 -5.00 0.00 5.00 10.00 15.00 20.00 図-5.2 地震時せん断剛性率非設定時の解析結果 図-5.3 地震時せん断剛性率が 0.1 倍(G₁/G=0.1)時の解析結果 上:ケースA 下:ケースB 単位:m 上:ケースA 下:ケースB 単位:m

地震時のせん断剛性率 G₁を Gの 0.1 倍(G₁/G=0.1) に低下させて計算した結果を示す。

図より、地震時のせん断剛性率を 0.1 倍とすること で、いずれのモデルにおいても解析上の変形量が増大 していることが確認できる。天端の最大沈下量でみる と、MC/DP モデルの再現性が高く、線形弾性モデル はやはり過小評価し、一方 Cam-clay モデルは過大評 価となっている。

5.4.3 剛性低下率(G/G)と沈下量の関係

設定する G/G により自重変形解析の結果が変化するため、図-5.4 に G/G と盛土の最大沈下量の関係を示す。ここではケースA の結果のみ示すが、ケースB についても傾向は同じである。

図よりいずれのモデルにおいても G_1/G を小さくし ていくことで、沈下量が増大する傾向を示すが、 Cam-clay モデルは他の 2 つと比較し、その傾向がよ り顕著である。線形弾性モデルと MC/DP モデルは G_1/G の依存度が同程度で、 $G_1 \Rightarrow G(G_1/G \Rightarrow 1)$ の際の 違いがそのまま影響しているようである。

6. まとめと今後の課題

繰返しせん断を受けた泥炭のせん断剛性の変化に 着目し、一連の中空ねじりせん断試験を行うとともに、 泥炭の剛性変化を考慮した「液状化に伴う残留変形解析

(ALID)」による解析モデルが、地下水位以下の泥炭地 盤に沈埋した河川堤防盛土の液状化による崩壊事象を 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。

・繰返し載荷を受けた泥炭に生じる過剰間隙水圧は限 定的といえる。

・繰返し載荷を受けた泥炭の剛性低下は、繰返し載荷 による過剰間隙水圧の発生に伴う有効応力の減少のみ では説明できず、繰返し載荷時に何らかの構造変化が 生じた可能性がある。

(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。



図-5.4 剛性低下率 G₁/Gと沈下量の関係 (ケース A)

・ただし、上記の解析結果において、泥炭のせん断剛 性低下率(ひずみレベル、繰返しせん断応力)は釧路 川堤防と牛首別川堤防で異なった。

・また、盛土の法尻や小段に着目すると、これらの位置で得られた ALID の変形量は盛土天端のそれと比較して実測値に対し精度が低かった。

・被災した釧路川堤防周辺で得られた水平震度を用いた繰返しせん断応力比、ならびに、盛土直下と素地盤の含水比(強熱減量)及び有効上載厚を考慮した各ひずみレベルの泥炭のせん断剛性低下率を用いたパラメトリックスタディを実施した。

・上記のパラメトリックスタディの結果、盛土沈下量の解析精度は盛土直下および周辺地盤の有効上載厚 を考慮した繰返しせん断応力比ではなく、泥炭のひ ずみレベル、すなわち、剛性低下率の大小に依存す ることがわかった。

・釧路川堤防に関する一連の解析結果において、剛 性低下率に着目した整理を行ったところ、剛性低下 率 *G*/*G*0i=0.07の結果が実測値と近い値となった。

・自重変形解析における泥炭地盤の構成モデルを線形 弾性、MC/DP、Cam-clayで比較した結果、現段階で は泥炭地盤の剛性低下を考慮した場合 MC/DP が適当 であった。

今後、上記一連の結果を踏まえ、想定地震動と泥炭 地盤の性状から泥炭地盤の地震時剛性低下率を決定す る手法を検討するとともに、ALID による泥炭地盤上 盛土の耐震性照査法の構築を試みる。

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 查報告、開発土木研究所報告、第100号、pp.13-32、1993
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 十勝沖地震被害調查報告)、
 2003

3) 安田進、吉田望、安達健司、規矩大義、五瀬伸吾、増田 民夫:液状化に伴う流動の簡易評価法、土木学会論文集 No.638/III-49、pp.71-89、1999

4) Hirochika Hyashi, Nobutaka Yamazoe, Toshiyuki Mitachi, Hiroyuki Tanaka, Satoshi Nishimoto : Coefficient of earth pressure at rest for normally and overconsolidated peat ground in Hokkaido area, Soils and Foundations, Vol.52, No.2, pp.299-311, 2012

5) 能登繁幸、熊谷守晃:泥炭の動的変形特性に関する実験 的研究、土木試験月報、No.393、pp.12-21、1986

6)安田進、稲垣太浩、長尾和之、山田眞一、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.769-790、2009

8)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

9)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

10)北海道開発局開発土木研究所:1993年釧路沖地震被害調 查報告、開発土木研究所報告、第100号、pp.13-32、1993
11)地盤工学会:2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書、

pp.49-69、2004

12) Okamura, S. and Tamamura, S.: Seismic Stability of Embankment on Soft Soil Deposit, *International Journal* of *Physical Modelling in Geotechnics*, 11(2), pp.50-57, 2011

13)山木正彦、山梨高裕、林宏親、橋本聖:泥炭地盤上盛土 の耐震対策に関する遠心力模型実験、第11回地盤改良シン ポジウム論文集、pp.257-262、2014 14) (公社) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV下部構造編、2012

15) 折敷秀雄、佐々木康:液状化により被災した河川堤防の 地盤改良を併用した復旧、土木学会論文集 No.686/VI-52、 pp.15-29、2001

16) 木暮敬二:高有機質土の地盤工学、東洋書店、1995

17)林宏親、三田地利之、西本聡:泥炭地盤の変形挙動解析 に用いる土質パラメータの決定法、地盤工学会北海道支部技 術報告集、No.48、pp.283-290、2008

18)豊田耕一、杉田秀樹、石原雅規:河川堤防の地震被災事 例に基づく液状化地盤の剛性に関する検討、第4回日本地震 工学会大会-2005 梗概集、pp.226-227、2005

19) (国研)土木研究所地質・地盤研究グループ土質・振動チーム:河川堤防の液状化対策の手引き、土木研究所資料第4332 号、2016

20) Ishihara,K and Yoshimine,M : Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, Soils and Foundations,Vol.32, No.1, pp.173-188,1992

21) 脇中康太、石原雅規、佐々木哲也:造成年代を考慮した 河川堤防の液状化被害事例再現解析、第49回地盤工学研究発 表会、pp.1643-1644、2014

22)山木正彦、林憲裕、林宏親:地震動を考慮した泥炭のせん断剛性の推測、地盤工学会北海道支部第57号、pp.277-284、
 2017

23) 国土交通省水管理・国土保全局治水課:河川構造物の耐 震性能照査指針・解説 II 堤防編、2016

24) 三田地利之、山添誠隆、林宏親、荻野俊寛:泥炭性軟弱 地盤の変形解析への各種構成モデル・解析手法の適用性、土 木学会論文集 C、Vol.66、No.1、pp.1-20、2010

25)山木正彦,山梨高裕,林宏親,橋本聖:地震時自重変形 解析の泥炭地盤上盛土への適用,寒地土木研究所月報, No.745. pp.33-38, 2015

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

(地盤流動)

担当チーム:橋梁構造研究グループ 研究担当者:桐山孝晴、谷本俊輔、楊勇

【要旨】

本研究は、地盤流動に伴う作用に対して、地盤からの作用や基礎の抵抗機構を明らかにした上で、橋梁基礎の 性能評価技術を開発することを目的としたものである。平成28年度には、変状を生じうる斜面上の深礎基礎を対 象とした解析及び遠心模型実験を行い、斜面変状に伴って基礎が受ける土圧や基礎の安定性に対する影響要因等 を明らかにした。平成29年度には、上記実験に対する三次元有限差分解析を行い、斜面変状が生じた際の杭周辺 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等を明らかにした。平成30年度には、軟弱粘土地盤 上の橋台に関する動的遠心模型実験を行い、橋台杭基礎に対する地震時の側方流動の影響について基礎データを 取得した。令和元年度には、軟弱地盤上で地震被害を受けた橋台について、被災状況の分析に基づく地震時土圧 の推定を行った。令和2年度は、軟弱粘性土地盤上の橋台の動的遠心模型実験を対象とした FEM 解析を行い、 その再現性を確認するとともに、実用的な耐震性能評価手法を構築する上で必要となる側方流動のメカニズム等 について分析を行った。

キーワード:既設道路橋、橋台、粘性土地盤、地震時挙動、側方流動

1. はじめに

本研究は、斜面や軟弱粘性土地盤、液状化などに起 因する地盤流動に対して、橋に対する地盤からの作用 や基礎の抵抗機構を明らかにした上で、橋梁基礎の性 能評価技術を開発することを目的としたものである。

軟弱粘性土地盤では過去の地震において、少数では あるものの、道路橋の下部構造が著しい地震被害を受 けた事例がある¹²⁰。これらの事例には、長期にわたる 通行規制を要したものや、再供用が困難との判断から 撤去・再構築に至ったケースもある。膨大な数を有す る既設道路橋に対して、上記のような軟弱粘性土地盤 における地震被害を軽減するためには、地震被害リス クを適切に評価するための耐震性能照査技術の確立が 必要となる。

以上の背景の下、本研究では、平成30年度に軟弱粘 性土地盤上の橋台を対象とした動的遠心模型実験³⁾を 行い、橋台の上部が橋桁と接触しながら側方流動圧を 受ける状況を再現し、その地震時挙動に関する詳細な データを取得した。また、令和元年度には軟弱粘性土 地盤上の橋台の地震被害事例を対象とした分析を行い、 杭のせん断破壊に要した地震時土圧を実橋レベルで定 量的に把握した。

令和2年度は、平成30年度に実施した軟弱粘性土地 盤上の橋台の動的遠心模型実験を対象とした FEM 解 析を行い、その再現性を確認するとともに、実用的な 耐震性能評価手法を構築する上で必要となる側方流動 のメカニズム等について分析を行ったので、その結果 について報告する。

2. 解析対象とした実験

解析対象とした実験は、土木研究所所有の大型動的 遠心力載荷試験装置を用いて 75G (735m/s²)の遠心力 場の下で行われたものであり、文献 3)に示した一連の 実験のうちケース1(基準ケース)である。なお、以降 に示す数値は、特記しない限り模型スケールの値とす る。

模型概要を図-2.1 に示す。実験対象は、杭基礎に支持される可動支承側の逆T式橋台であり、土槽壁面の 摩擦の影響を軽減するため、ダミー橋台にはさまれる 形で土槽奥行き方向の中央に配置(中央橋台)されている。

橋台のたて壁、フーチングおよび杭はアルミニウム 製とした。杭はアルミニウムパイプにより模擬し、パ イプの内側にひずみゲージが設置されている。橋台上 部には 1mm の遊間を設けて桁模型を設置しており、 桁模型の自重は橋台に負担させない形としている。

模型地盤は、相対密度 Dr=90%の宇部珪砂 6 号によ る支持層、層厚 160mm のカオリン粘土による粘性土





層、層厚 160mm、相対密度 Dr=80%の宇部珪砂 6 号に よる背面盛土から構成されている。橋台模型および地 盤模型の作製手順は次のとおりである。

- 乾燥状態の宇部珪砂 6 号を突き固めることにより 支持層を作製するとともに、所定の位置に杭を立て 込む。その後、支持層を真空脱気した上で脱気水に より飽和させる。
- 2) スラリー状のカオリン粘土を投入し、両面排水の条件下で地表に載荷版と錘を搭載した状態で遠心加速度を与えることにより、予備圧密(1回目)を行う。その後、90%圧密を確認した上で遠心加速度を除荷する。
- 3) 1G 場でフーチングおよびたて壁を設置し、乾燥状 態の宇部珪砂6号を突き固めることにより背面盛土 を作製する。
- 4) 両面排水の条件下で模型に遠心加速度を与えることにより予備圧密(2回目)を行い、90%圧密を確認する。
- 5) 橋台上部との遊間 1mm を設けて桁模型を設置する とともに、排水条件を片面排水に切り替え、75G場 の下で加振を行う。

予備圧密 (2 回目) における遠心加速度および加振 実験における入力地震動の時刻歴をそれぞれ図-2.2、 図-2.3 に示す。遠心加速度の上昇速度は概ね 0.1G/分と した。入力地震動は、道路橋示方書V編⁴に示される レベル2 地震動 (タイプI)のI種地盤における動的解









析用標準波形のうち 2-I-I-3 であり、加振装置の能力を 考慮して振幅を 80%に調整して使用した。

本実験の結果として、次の事項が確認されている。

- ・粘性土層内では加振前より杭に側方流動圧が作用 しており、加振によってこれがさらに増加すること で、杭に大きな断面力を発生させた。
- ・加振中に、橋台の上部が桁と接触することでたて壁の変位が拘束される一方、フーチングに大きな水平変位が発生するため、橋台が後転側に回転する変位モードを呈した。
- ・加振中では、橋台各部の断面力とたて壁の背面土圧、

杭への作用土圧がほぼ同時刻にピークを示した。

なお、上記実験における橋台について、道路橋示方 書Ⅳ編 ⁵に示されている側方移動判定式 (*I*≧1.2 で要 対策)を適用すると、*I*=4.04 と算出される。つまり、 上記実験は側方移動対策が必要とされる橋台に対し、 対策を行わない条件で実施したものであることを断っ ておく。側方移動対策を必要としない条件 (*I*<1.2)の 橋台や、側方移動対策後の橋台の地震時挙動について は、今後引き続き検討していく必要がある。

実験の再現解析

3.1 解析手法

前章に示した橋台の遠心模型実験を対象とし、2 次 元 FEM による再現解析を行った。使用した解析プロ グラムは、土・水連成場を *u-p* 形式 (Christian 流)の有 限要素法として定式化したものであり、遠心加速度の 増減を考慮した圧密解析や、地震時を模擬した動的解 析等を行うことができるものである。

モデル概要を図-3.1 に示す。背面土、粘性土層およ び支持層を構成する土は、平面ひずみ要素によりモデ ル化した。たて壁およびフーチングは、平面要素とは り要素の組合せによりモデル化し、土との接触境界に はジョイント要素を配置した。杭ははり要素によりモ デル化し、杭・地盤間相互作用ばね要素 [¬]を介して土 要素に接続した。なお、本解析で使用した平面ひずみ 要素は、いずれも次数低減積分と抗砂時計剛性を組み 合わせたものである。変位境界条件はモデル底面を固 定、側面を鉛直ローラーとした。水理境界条件につい ては後述する。

なお、遠心模型実験では、各種物理量を相似則に基 づいて実物スケールに換算することにより、解釈が容 易となる場合が多い。しかし、今回の解析対象とした 実験では圧密過程において遠心加速度が経時的に変化 するため、この影響を含めて物理量のスケール換算を 行うと、かえって解釈が複雑となる。したがって、解 析では全ての物理量を模型スケールで扱うこととした。

3.1.1 解析手順

実験において、加振前の段階で杭に側方流動圧が作 用していることを踏まえ、解析は次の手順で行うこと とした。

Step0: 支持層と粘性土層に対し、それらによる 1G 場 での有効上載圧および静水圧が導入されている状態 を初期状態とした。これは2章に示した模型作製過 程2)が完了した状態に相当するものであり、1G 場 において粘性土層が完全に膨潤した状態を想定した。



図-3.1 解析モデルの概要

- Step1: Step0 における応力状態に対し、1G 場における 橋台 (たて壁、フーチング、杭) および背面土の自 重を与えた。
- Step2: 遠心加速度の載荷に伴う圧密過程を対象として、解析を行った。遠心加速度としては、実験時に 測定された図-2.2 の時刻歴をそのまま与えることとした。
- Step3: Step2 の解析終了時点における応力状態の下で 固有値解析を行い、その結果に基づいて Rayleigh 減 衰を設定した。
- Step4: Step2 の解析終了時点における応力状態の下で、 加振実験を再現するための動的解析を行った。時間 積分には Newmark-β法を適用し、β=0.25、γ=0.50 と した。

Step4 の動的解析では、橋台上部に一定の水平変位 が生じた時点で前面側への変位を拘束するような接触 ばねを配置するのが理想的である。しかし、接触ばね を配置することで動的解析が著しく不安定となったた め、たて壁の節点のうち橋桁との接触位置の水平変位 を固定することとした。

水理境界については、Step1、2では実験時の条件に 合わせてモデル底面および粘性土層上面を水頭境界、 側面を非排水境界とした。加振中は粘性土層の透水性 が十分に低いものと考え、Step3、4では全ての要素を 非排水条件として扱った。

3.1.2 構造物のモデル化

たて壁およびフーチングは、平面要素とはり要素を 合成した線形弾性体としてモデル化した。このとき、 剛性は平面要素とはり要素に1:9の割合で配分した^の。 質量は平面要素のみに与えた。

3.1.3 土のモデル化

土については、圧密過程や加振中における体積変化 や多方向せん断に対する非線形挙動を簡易に再現する ため、多重せん断ばねモデル^のに、拘束圧依存性を考 慮した双曲線モデルを適用した。以下、その定式化と 材料定数の設定について述べる。なお、ここに示す応 力は全て有効応力である。 多重せん断ばねモデルでは、応力ベクトル{の}を式 (1)で与えるとともに、ひずみベクトル{ɛ}を式(2)によ り分解する。

$$\{\sigma\} = \sigma_m\{n_0\} + 2\sum_{i=1}^{n_s} \{n_i\} \tau_i / n_s$$
(1)

$$\varepsilon_{v} = \{n_{0}\}^{T}\{\varepsilon\}, \qquad \gamma_{i} = \{n_{i}\}^{T}\{\varepsilon\} \qquad (2)$$

 n_s は 1/4 応力円あたりの仮想せん断ばねの数 ($n_s=6$ と した)、添え字 $i(=1 \sim n_s)$ は仮想せん断ばねの番号、{ n_i } は各仮想せん断ばねの方向を表すベクトルである。ま た、 σ_m 、 ϵ_i はそれぞれ平均有効応力、体積ひずみ、 τ_i 、 γ_i は仮想せん断ばね i におけるそれぞれ仮想せん断応 力、仮想せん断ひずみである。

せん断特性 (仮想せん断応力 $_{a}$ ~仮想せん断ひずみ γ_{i} 関係)のモデル化にあたり、せん断強度 $_{T}$ は Mohr-Coulomb の破壊基準に従うものとした。

$$\tau_f = (\sigma_{ml} + \sigma_m)Q_f, \quad \sigma_{ml} = c \cot \phi, \quad Q_f = \frac{\pi}{4}\sin \phi \quad (3)$$

 σ_{ml} は平均有効応力の下限値、 Q_f は破壊応力比、cは粘 着力(材料定数)、 ϕ はせん断抵抗角(材料定数)である。 $\sin\phi$ に π 4を乗じているのは、多重せん断ばねモデルに よって過大評価されるせん断強度を補正するためであ る。また、微小ひずみ域におけるせん断弾性係数Gに は、次式により拘束圧依存性を与えた。

$$G = G_r \frac{\sigma_m + \sigma_{ml}}{\sigma_{mr} + \sigma_{ml}} = \mu_0 \left(\sigma_m + \sigma_{ml} \right)$$
(4)

 G_r は基準せん断弾性係数 (材料定数)、 σ_{mr} は基準拘束 圧 (材料定数)、 μ_0 はせん断弾性係数比である。以上 に示した拘束圧依存型の q_5 G を用いて、仮想せん断 応力qを次の双曲線モデルによって与えた。

$$\tau_i = (\sigma_m + \sigma_{ml})Q_i \tag{5}$$

$$(Q_i - Q_{ui})/a_{yi}Q_f = \frac{(\gamma_i - \gamma_{ui})/a_{xi}\gamma_r}{1 + |\gamma_i - \gamma_{ui}|/a_{xi}\gamma_r}$$
(6)

$$\gamma_r = \frac{Q_f}{\mu_0} \tag{7}$$

 Q_{ui} および γ_{ui} はそれぞれ除荷点における仮想せん断応 力比および仮想せん断ひずみ、 γ_r は基準せん断ひずみ、 a_{xi}, a_{yi} はいずれも履歴ループ形状の調整パラメータで ある。ただし、状態点が骨格曲線上に位置する場合は $Q_{ui}=0, \gamma_{ui}=0, a_{xi}=a_{yi}=1$ とする。 a_{xi}, a_{yi} については、履 歴曲線が過去の最大応答点を通過し、かつ、履歴減衰 定数 h が Hardin-Drnevich モデル⁸による次式を満たす ように与えた。

$$h = h_{\max} \frac{\gamma_{SAi}}{1 + \gamma_{SAi}}, \quad \gamma_{SAi} = |\gamma_{ii} - \gamma_{ui}|/2\gamma_r$$
(8)

*h_{max}*は最大減衰定数(材料定数)、*_{YAi}*は片振幅せん断ひずみ、*_{Yi}*は目標点におけるせん断ひずみである。

圧縮特性 (平均有効応力*o*m~体積ひずみ& 関係) は 次式で与えた。

$$\varepsilon_{v} = \frac{\sigma_{mr} + \sigma_{ml}}{K_{r}} \ln \frac{\sigma_{m} + \sigma_{ml}}{\sigma_{m0} + \sigma_{ml}}$$
(9)

Kr は基準体積弾性係数 (材料定数)、σ_{m0} は平均有効応 力の初期値である。なお、簡単のため、ダイレイタン シーは無視することとした。

設定した材料定数を表-3.1 に示す。湿潤密度 ρ およ び間隙率nは物理試験データに基づいて設定した。透 水係数kは、粘性土層については圧密試験データを基 に設定し、支持層については解析結果への影響が小さ いと考えて概略値を与えた。基準体積弾性係数 K_r は、 粘性土層については圧密試験データに基づいて設定し、 背面土および支持層については計算の安定性を考慮し てそれぞれポアソン比v = 0.1および0.3相当の値とし た。基準せん断弾性係数 G_r および基準拘束圧 σ_{mr} は、 インパルス加振データと三軸圧縮試験(粘性土: CUB 試験、砂質土: CD 試験)の結果に基づいて設定した。 強度定数c、 ϕ は、三軸試験結果から設定した。最大減 衰定数 h_{max} は動的変形特性試験データに基づいて設定 した。

背面土 粘性土 支持層 (t/m^3) 1.578 1.686 2.007 ρ_t 0.5772 0.3886 п ____ k 5.3×10^{-10} 1.0×10^{-5} (m/s) σ_{mr} (kN/m^2) 70 180 70 41,250 Kr (kN/m^2) 8,220 104,000 48.000 (kN/m^2) 45,000 69,900 G_r 0 (kN/m^2) 0 14.8 С 40 47 ϕ (deg.) 10.1 0.24 0.31 0.24 h_{max}

表-3.1 土の材料定数

3.1.4 ジョイント要素

構造物と地盤の境界に配したジョイント要素では、 摩擦強度gを次式で与えることにより、すべりを表現 した。

$$\tau_{f} = c + \sigma_{n} \tan \delta \tag{10}$$

cは粘着力、σnは法線方向応力、δは壁面摩擦角である。

ジョイント要素のcおよび δ は、いずれも土の強度定数 cおよび ϕ の 1/2 として設定した。また、剥離を表現す るため、引張強度を零とした。

3.1.5 杭・地盤間相互作用ばね

側方流動を生じる粘性土層と杭の相互作用を表現す るため、文献 9)を参考として、杭を模したはり要素と 土を模した平面ひずみ要素の間に、杭・地盤間相互作 用ばね要素を配置した。

杭軸直角方向の地盤反力度 p は次式により与えた。

$$p = \alpha_p \tilde{\tau} = \alpha_p (\sigma_{ml} + \sigma_m) Q \tag{11}$$

 α_p は地盤反力度とせん断応力の相似比を表すパラ メータ、 $\tilde{\epsilon}$ および \tilde{Q} はそれぞれ仮想せん断応力および 仮想せん断応力比である。式(11)における平均有効応 力 σ_m は、相互作用ばね要素が接続されている土要素に おける時々刻々の σ_m を用いることで、圧密過程および 加振中における杭間の土のすり抜けを表現した。また、 杭軸直角方向の相対変位 u_n "は次式で与えた。

$$u_n^r = D_p \beta_p \tilde{\gamma} \tag{12}$$

 D_p は杭径、 β_p は杭・地盤間相対変位とせん断ひずみの 相似比を表すパラメータ、 $\tilde{\gamma}$ は仮想せん断ひずみであ る。そして、 $\tilde{Q} \geq \tilde{\gamma}$ の関係は土要素と同様に、式(5) ~(7)によって与えた。

杭軸方向については、周面摩擦力度fと杭軸方向の 相対変位 u_i の関係を弾・完全塑性型バイリニアとして 与えた。このとき、最大周面摩擦力度 f_{max} は、次式の Mohr-Coulomb 型として与えた。

$$f_{\max} = c + \sigma_r \tan\phi \tag{13}$$

粘着力 c およびせん断抵抗角 d は材料定数である。側方 応力 σ, は 杭表面に対する周辺土の直応力を杭周周りに 平均したものとして時々刻々と与えた。設定したパラ メータを表-3.2 に示す。

表-3.2 杭・地盤間相互作用ばねの材料定数

		粘性土	支持層
с	(kN/m^2)	14.8	0
ϕ	(deg.)	10.1	47
α_{p}		11.5	11.0
β_p		0.80	0.75
σ_{mr}	(kN/m^2)	180	70
K_r	(kN/m^2)	8,220	104,000
G_r	(kN/m^2)	69,900	48,000
h_{max}		0.31	0.24

なお、杭先端は、簡単のため、同一座標の土要素の 節点に固定することとした。

3.1.6 Rayleigh 減衰

解析対象とする実験では、構造物と地盤が各々異 なった固有振動特性を有するものと考えられる。そこ で、系全体を構造物系 (たて壁、フーチング、杭およ び杭・地盤間相互作用ばね)と地盤系 (背面土、粘性 土層および支持層)の2つに分けて各々に対する固有 値解析を行い、その結果に基づいて要素別 Rayleigh 減 衰を設定した。

すなわち、構造物系については、1 次および 2 次の モード減衰を再現できるように、質量比例項の係数 α_M = 63.2943、剛性比例項の係数 α_K = 3.68365×10⁻⁶とした。 地盤系については、1 次モード減衰が 1%となるように、 剛性比例項の係数 α_K = 2.29199×10⁻⁵とした。

3.2 解析結果

以下、圧密過程と加振中に分けて、解析による実験 の再現状況に加え、側方流動が生じる地盤やそれに対 する橋台等の挙動に関する分析の結果を示す。

3.2.1 圧密時の挙動

圧密過程における地表の鉛直変位と橋台の水平変位 の時刻歴を図-3.2 に示す。解析では、背面盛土天端お よび前面地盤地表の圧密沈下量を過小に評価している ものの、橋台各部の水平変位量の経時変化が概ね再現 されていることが分かる。なお、解析では圧密解析終 了時点 (87,450s) で各部の変位が収束しており、圧密 が完了していると見ることができる。

次に、圧密解析終了時点における各種応答値を図 -3.3 に示す。同図(a)の最大せん断ひずみ ymax 分布を見 ると、大きなせん断ひずみが2本の帯状に発生してお り、1 つはたて壁背後からフーチング背後を通じて下 方へ、もう一つは粘性土層下面の後列杭位置から低角 に斜め上方へと向かっている。この2本のひずみ帯と 背面盛土上面から成る三角形状の領域が概ね右斜め下 方に向かって移動しており、背面盛土〜粘性土層にわ たる主働破壊に近い変形形態を呈している。同図(b)の 有効水平応力σ、分布を見ると、盛土荷重による圧密が 完了している背面地盤では、前面地盤に比べて有効水 平応力σ、が全体的に高まっているが、たて壁~杭の背 後では局所的にσ が低下している。このことからも、 橋台背後の背面盛土〜粘性土層が主働破壊のような応 力状態に至っていることが分かる。そして、図-3.3(c) に示す橋台背面 (たて壁およびフーチング)の土圧分 布からは、圧密解析終了時点の土圧が有効上載圧の0.2 ~0.3 倍程度となっている。これは主働土圧に概ね対応



凶-3.2 爱世时刻腔 (庄留迥桂)

する値であり、地盤の変形形態や応力状態等に基づく 考察とよく整合している。

続けて、杭に作用する側方流動圧の発現メカニズム と抵抗機構について検討する。盛土荷重による直接的 な有効応力の増加が生じにくい杭間地盤では、圧密過 程における有効水平応力のの増加が鈍く、結果として 背面地盤が後列杭を前面側に押し出す方向にσχ分布が 均衡している。前面地盤に着目すると、前列杭の前面 にσ_cの高まりが認められ、前面地盤が前列杭に水平抵 抗を与えている様子が見てとれる。図-3.3(e)に示す粘 性土層内 (土槽底面+80~240mm) における後列杭と 前列杭の土圧分布 (前面に向かう方向が正) が逆向き となっている状況は、このメカニズムによって定性的 に説明することができる。その結果として発生する杭 の曲げモーメント分布 (前面引張側が正) を図-3.3(d) に示しており、実験に比べて全体的に大きな値が算出 されているが、各杭での相対的な大小関係は整合して いる。

なお、支持層(土槽底面+80mm以深)では土圧(地 盤反力度)の分布が著しく変動しているが、これは図 -3.3(b)に見られる杭先端付近の乱れたox分布に対応し たものであり、杭先端付近の土要素に生じた砂時計変 形の影響であると考えられる。ただし、支持層内の曲 げモーメント分布の乱れは認められないため、支持層



(a) 最大せん断ひずみ ymax 分布 (変形表示倍率:5倍)



(b) 有効水平応力 ox'分布 (変形表示倍率:5倍)





 ⁽d) 杭の曲げモーメント分布 (e) 杭の土圧分布
 図-3.3 圧密解析終了時点における各種応答値

の砂時計変形は解析結果に大きな悪影響を及ぼしてい ないと考えられる。

3.2.2 加振時の挙動

加振時における橋台の水平変位および杭の曲げモー メントの時刻歴の例を図-3.4 に示す。実験、解析とも に、橋桁がその下面位置でたて壁の水平変位を拘束し ているため、たて壁上部にはほとんど水平変位が生じ ていない。フーチングの水平変位については、実験で は橋台前面側に累積しているものの、解析ではこの傾 向を再現することができていない。杭の曲げモーメン トについては、増減しながら一方向に累積していく傾 向が定性的に再現されている。

次に、最大応答時刻 (1.32s 付近) における各種応答 値を図-3.5に示す。この時刻では、地盤のほぼ全域に わたって背面側に向かう大きな加速度、つまり、前面 側に向かう慣性力が生じているため、この影響により、 最大せん断ひずみymax分布に見られた主働破壊線が、 図-3.5(a)に示す最大応答時刻では若干不明瞭となって いる。また、前面地盤では粘性土層下面付近の最大せ ん断ひずみが大きくなっており、これも慣性力の影響 とみられる。橋台背面側の地盤の水平応力σ は、加振 前で主働破壊に近い状態にあったものの、慣性力が作 用し、また、頭部を橋桁に固定された橋台の影響によ り、大きく増加していることが分かる。特に、同図(c) ではたて壁の背面では有効上載圧の 2~3 倍程度の土 圧が発生しており、受働側に転じていることが分かる。 また、前列杭では、背面側に比べて前面側のσ,が大き いにも関わらず、杭には前面側に向かう土圧が作用し ている。これは、杭間の土の慣性力によるものであり、 側方流動というよりは地盤振動変位の影響と捉えるこ ともできる。ただし、これらの結果として得られた杭 の曲げモーメント分布は、全体的に過大に評価されて いる。これらの差異が生じた原因の一つとしては、杭 先端を土要素に固定するモデル化に起因して杭の鉛直 支持力が過大評価した結果として、変位が小さく、断



図-3.4 橋台の水平変位および杭の曲げモーメント

面力が大きく評価されたものと考えられる。この点に ついては今後、さらなるモデル化手法の改善を含めた 検討を行う必要がある。

続けて、加振後における各種応答値を図-3.6 に示す。 最大せん断ひずみ ymax 分布からは、橋台背面の主働破 壊線が不明確になっていることが分かる。また、背面 盛土においては加振前に比べて水平応力が増加してい



(a) 最大せん断ひずみ ymax分布 (変形表示倍率:5倍)



(b) 有効水平応力ox'分布 (変形表示倍率:5倍)



(c) たて壁・フーチングの土圧分布



(d) 杭の曲げモーメント分布 (e) 杭の土圧分布図-3.5 最大応答時刻における各種応答値



(a) 最大せん断ひずみ ymax分布 (変形表示倍率:5倍)



(b) 有効水平応力ox'分布 (変形表示倍率:5倍)



⁽d) 杭の曲げモーメント分布 (e) 杭の土圧分布図-3.6 加振後における各種応答値

ることが分かる。これは、地盤全体に前面側への残留 変位が生じ、主働破壊が解消される方向に向かってい ることを示している。これに伴い、たて壁の背面土圧 は加振前に比べて増加している。これと同時に、杭に 作用する土圧の分布も加振前とは異なったものとなっ ているが、これに対する杭の曲げモーメントは、解析 によって概ね再現されていることが分かる。

4. まとめ

本研究は、地盤流動に伴う作用に対して、地盤から の作用や基礎の抵抗機構を明らかにした上で、橋梁基 礎の性能評価技術を開発することを目的としたもので ある。令和2年度は、軟弱粘性土地盤上の橋台の動的 遠心模型実験を対象とした2次元 FEM 解析を行い、 その再現性を確認するとともに、側方流動のメカニズ ムやその影響を受ける橋台の耐荷機構に関する分析を 行った。

地震動を受ける橋台の初期状態が形成される圧密過 程に関しては、以下の知見が得られた。

- ・ 土・水連成場を定式化した2次元FEMによる圧密 解析では、地盤の圧密沈下や橋台各部の水平変位 量の経時変化、各杭の曲げモーメント分布が定性 的に再現されていることを確認した。
- ・ 圧密過程で粘性土層下面~背面盛土にわたる広範 囲な主働破壊が生じるとともに、たて壁背面には 概ね主働土圧に対応する土圧が作用する様子が確 認された。
- 後列杭の背後の粘性土層は主働状態に近いと見られる一方、杭間の地盤では盛土荷重による直接的な有効応力の増加が生じにくい。このような前背面での土の応力状態の差異が、後列杭に対する側方流動圧のメカニズムとして推定された。
- 軟弱粘性土地盤の側方流動の影響を受ける橋台の 耐荷機構として、たて壁および後列杭に作用する 側方流動圧に対し、杭が支持層および前列杭前面 の粘性土層からの反力を得ることで力がつり合う 構図が確認された。

また、橋台の地震時挙動に関しては、以下の知見が 得られた。

- 2次元 FEM による動的解析では、慣性力の繰返し 作用により杭の曲げモーメントが一方向に累積す る挙動が再現されたものの、基礎の水平変位の一 方向的な累積は再現されなかった。また、杭の曲 げモーメント分布を過大評価する結果が得られた。 その原因としては、杭先端の鉛直支持力を過大評 価したことなどが考えられ、さらなるモデル化手 法の改善を含めた検討を行う必要がある。
- 加振前に概ね主働破壊にあったたて壁の背面土の 応力状態は、慣性力の作用と、頭部を橋桁に固定 された橋台の影響により、受働側に転じた。その 結果として、たて壁には最大で有効上載圧の2~3

倍に相当する土圧が作用した。

 加振中の最大応答時刻では、杭周辺地盤からの慣 性力(あるいは地盤振動変位)の作用により、全 杭が前面側に向かう土圧を受けている様子が確認 された。

今後も引き続き、さらなる模型実験および数値解析 を重ね、軟弱粘性地盤上の道路橋に関する実用的な耐 震性能評価手法の提案に向けて検討を行う予定である。

参考文献

- 国土交通省国土技術政策総合研究所,独立行政法 人土木研究所: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,土木研 究所資料,第4295号,2014.12.
- 国土交通省国土技術政策総合研究所,独立行政法人土木研究所:平成28年(2016年)熊本地震土木施設被害調査報告,土木研究所資料,第4359号,2017.3.
- 湯勇,谷本俊輔,桐山孝晴:地震時に側方流動の 影響を受ける軟弱粘性土地盤上の橋台の挙動に 関する実験的研究,第39回地震工学研究発表会,

2019.9.

- (公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 V耐 震設計編, 2017.11.
- 5) (公社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説 IV 下部構造編, 2017.11.
- Kimura, M. & Zhang, F.: Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.40, No.5, pp.113-132, 2000.10.
- Towhata, I. & Ishihara, K.: Modelling soil behavior under principal stress axes rotation, *Proc. of 5th Int. Conf. on Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, Vol.1, pp.523-530, 1985.
- Hardin, B. O. & Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, *Proc.* of the ASCE, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1972.7.
- 小堤治:液状化地盤上の地盤・構造物系の地震被 害推定に関する数値解析法の研究,京都大学博士 論文,2003.12.

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 (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、廣江亜紀子、谷本俊輔、江口康平

【要旨】

本研究では、地震時の橋の耐荷性能を合理的に評価するため、基礎と地盤特性も含めた橋全体系として耐震性 能を評価する手法を構築することを目的としている。H28 年度では、古い基準により設計された既製 RC 杭を模し た既往の実験を対象に、解析的に杭列ごとの曲げやせん断耐力特性の評価法を検討した。H29 年度では、入力損 失の大きい柱状体基礎の動的加振実験を対象に、解析的に地震時応答の再現及び地盤振動の特性が構造物の振動 に及ぼす影響を確認した。H30 及び R1 年度では、橋台に関する動的遠心模型実験を実施し、橋台の地震時挙動を 確認するとともに橋台と地盤の動的相互作用について分析した。また、模型 PC 杭の載荷試験を実施し、せん断耐 力及び破壊形態を確認するとともに、再現解析を踏まえて限界状態の評価法を検討した。R2 年度では、橋台に関 する動的遠心模型実験の再現解析を実施し、実験結果との比較により、解析手法の妥当性について検証した。ま た、PC 杭のせん断耐力を PHC 杭のせん断耐力算定式で評価することの適用性を検証した。

キーワード:相互作用、耐震設計法、既設 RC 杭、柱状体基礎、橋台

1. はじめに

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

本研究では、橋の耐荷性能を適切に評価するために、 地盤・基礎の相互作用を含めた橋全体系の合理的な耐 震性能評価手法の開発に取り組んでいる。H28 年度に は、既製 RC 杭を用いた杭基礎模型の実験結果¹⁾を踏ま えて、既設 RC 杭基礎の耐荷力評価手法として、解析的 に杭列ごとの曲げやせん断に対する耐力特性を評価す る手法の検討を行った。本検討により、ファイバー要 素を用いた数値解析により、杭列ごとの軸力変動状況 を再現でき、杭列ごとの作用せん断力についても算出 可能であることが確認された。また、RC 杭のせん断耐 力評価には、軸圧縮力の影響以外に、側方向鉄筋や圧 縮軸方向鉄筋の影響を考慮することで、より合理的な 評価ができることを確認した。

H29 年度には、ケーソン基礎を用いた模型実験結果 ²⁾に対して、質点と層間せん断ばねでモデル化した周 辺地盤を、基礎-地盤間ばねで結合したモデルを用い て再現解析を実施し、地震時相互作用の評価手法を検 討した。本検討により、地盤と基礎の動的相互作用を 考慮したモデルを用いることで、入力損失を概ね再現 することができることを確認した。また、周辺地盤の 挙動が解析に与える影響が大きいため、地盤変位の精 度よい予測が重要であることを確認した。

H30 年度及び R1 年度には、橋台に関する動的遠心模 型実験を実施し、橋台の地震時応答特性と動的相互作 用を分析した。本実験より、L2 地震動に対する橋台の 挙動を取得できたとともに、地盤条件の違いが橋台の 応答に及ぼす影響を確認した。また、H30 年度には、 模型 PC 杭のせん断実験を実施し、PC 杭のせん断耐力 と破壊形態を確認するとともに再現解析を踏まえて限 界状態の評価法を検討した。

本稿では R2 年度に実施した、橋台の動的遠心模型 実験の再現解析に対して、実験結果との比較により、 解析手法の妥当性について検証した結果を報告する。 また、PC 杭のせん断耐力を H29 道示に規定される PHC 杭のせん断耐力算定式で評価することの適用性を検証 した結果を報告する。

2. 動的遠心模型実験と再現解析による橋台の地震時 挙動分析

2.1 研究背景

道路橋示方書³⁾(以降、道示)において、大地震時に おける一般的な条件下の橋台の耐震性能照査方法では、 既往の被災実態等を踏まえ、レベル 2(以降、L2)地震



図-2.1 実験模型概要



図-2.2 圧力計設置状況

図-2.3 杭とフーチングの固定状況

動に対する応答を直接算出せず、L1 地震動に対して所 要の限界状態を超えない場合に L2 地震動に対しても 所要の限界状態を超えないとみなす照査体系となって いる。橋台の L2 地震動に対する応答を解析的に評価 するには、橋台が基礎周辺だけでなく背面盛土の影響 も受ける構造物であることを踏まえて、構造物と地盤 の動的相互作用効果を適切に考慮する必要があるが、 これらを考慮した実務的な評価法は確立されていない。 また、L2 地震動に対する橋台挙動の観測データも十分 ではないのが現状である。

そこで、本研究では、橋台と地盤の動的相互作用を 適切に考慮した橋台のL2地震動に対する設計法の確 立に向けた基礎データの取得を目的として、動的遠心 模型実験と再現解析を行った。H30年度では砂質土地 盤上の橋台を対象に実験し、R1年度では粘性土地盤上 の橋台を対象として実験を行った。R2年度は動的FEM 及び等価一自由度モデルによる再現解析を行い、実験 結果との比較により、解析手法の妥当性について検証 した。本稿では、砂質土地盤上の橋台を対象に、動的 遠心実験の概要及び再現解析の結果に基づき、橋台の 挙動や作用する力等を分析した主な結果を報告する。

2.2 遠心実験の概要

2.3.1 実験模型概要

自重に起因する影響を実物大と同じ状態にするように、縮尺模型の逆数倍の遠心加速度を作用させた状態で加振する動的遠心実験を行った。図-2.1に模型実験の概要を示す。

1 径間の単純桁の橋台を想定して、縮尺 1/50 倍の構 造模型を土槽にセットするとともに地盤模型を作製し た。構造模型は、杭基礎の逆 T 式橋台模型、土槽に剛 結した橋脚模型及び上部構造(桁)模型である。材料 には、アルミニウムを用いた。上部構造の支持条件は、 橋台側をピン固定、橋脚側を可動条件とした。地盤模 型は、実際に橋台が建設される状況を踏まえて、支持 層、表層、盛土層の3層構成とした。支持層(杭先端の 地盤)は、十分堅固な地盤を模擬するように砂質土(宇 部珪砂6号 Dr=90%)を用いた。表層は砂質土(宇部珪砂 6号 Dr=85%)、盛土層は(江戸崎砂 Dc=90%)を用いた。 加振には、道示に規定される L1 地震動(昭和 53 年宮 城県沖地震開北橋周辺地盤 LG 成分)とL2 地震動(タ



イプⅡ_平成7年兵庫県南部地震神戸海洋気象台地盤 上NS成分)を基盤面に引き戻した基盤波を連続して 土槽底面に与えた。計測は、図-2.1に示すように、加 速度計、変位計、ひずみ計、及び圧力計(図-2.2)に より計測するとともに、外観変状を確認した。また、 杭とフーチングの固定状況を図-2.3に示す。

2.3.2 実験結果概要

図-2.4に、橋台前面方向を正とした橋台天端と背面 地盤の地表面の加速度と、土圧の時刻歴を示す。橋台 天端と背面地盤の地表面の加速度を比較すると、時刻 歴は概ね近く両者は一体に近い挙動といえる。また、 図-2.4 の図中に橋台天端の加速度及び土圧の最大値 とともに極値を示す。土圧が大きくなる時刻は、橋台 の加速度が負側の極値となる時刻と一致している。土 圧が最大となった時刻約5.6sに着目して、図-2.5に、 土圧と背面地盤の加速度の深度分布を示す。また、図 -2.5 の図中に、道示に示される地震時主働土圧(以降、 道示式)に基づき地盤条件に応じた設計水平震度(I種 地盤:0.8、II種地盤:0.7)を用いて算出した土圧強度 (設計値)を示す。土圧強度は、計測値に比べて設計 値が大きく、設計で考慮される土圧強度は安全側と なっている。また、背面地盤盛土層の加速度が-250~

-750gal であることを踏まえて、図-2.5の図中に、こ の加速度を用いて道示式で算出した土圧強度の範囲 (加速度による推定値)を示す。計測値は、加速度に よる推定値の範囲となっている。以上より、砂質土の ケースでは、橋台と背面地盤が一体に近い挙動となり、 土圧強度は背面地盤盛土層の加速度を用いて道示式で 推定した値と概ね一致することが確認できた。

地震時に橋台の杭に作用する力には、上部構造等の 慣性力や土圧などの地上部の作用の他に、地盤の著し





い塑性変形に伴う流動力や地震動による地盤振動によ り生じる地盤振動変位といった地盤変位の影響もある。 ただし、道示では、地上部の作用と地盤変位を連成し た影響を評価する方法の確立には至っていない。その ため、杭の設計では、地上部の作用の最大を考慮する とともに、地盤変位の影響が考慮できるよう構造細目 等が規定されている。このため、実験で計測した杭の 曲げモーメントと橋台加速度及び土圧との関係を分析 し、地盤の影響についても確認する。ここで、杭の曲 げモーメントは、ひずみ計の計測値と杭の諸元より算 出している。

図-2.4に、背面側引張を正とした前列杭と後列杭の 曲げモーメントの時刻歴を示す。ここでは、応答が大 きくなった杭上部2 つの深度(フーチング下面から 1.0m、3.5m)を抽出している。前列杭と後列杭を比較 すると、両者の大きさには差があり、フーチング下面 からの深さ 3.5m の前列杭の正側の曲げモーメントが 大きな値となっている。また、図-2.4の図中にこの杭 の曲げモーメントの最大値とともに正側の極値を示す。 橋台の加速度及び十圧と比較すると、杭の曲げモーメ ントが大きくなる時刻は、橋台の加速度が負側の極値 となる時刻及び土圧が大きくなる時刻と一致している。 また、杭の曲げモーメントが最大となった時刻約5.6s に着目して、前列杭の曲げモーメントの深度分布を図 -2.5 に示す。深度分布は、杭頭から少し深い位置の杭 上部の正側(背面側引張)で大きな値となっている。 これは、地中部では地上部の作用方向とは反対方向の 地盤抵抗が作用しているため、杭の曲げモーメントの 最大となる位置は杭頭部より少し深い位置となってい るものと考えられる。以上より、砂質土のケースでは、 地上部の作用が最大となる時刻において、杭の曲げ



図-2.6 解析モデル図 (動的FEM解析)

表21	構诰物性値	- 暫
12 2.1		見

夕称	名称 要表		せん断剛性	質量密度	断面積	断面2次 モーメント	有効せん断 面積率	X方向 並進質量	Y方向 並進質量
白竹	X #	ν	G (kN/m2)	ρ (t/m ³)	A (m2)	I (m4)	EFA	XM (t)	YM (t)
杭	線形はり	0.340	2.61E+07	2.70	0.44768	0.05064	0.500	-	-
竪壁・フーチング	線形平面	0.340	7.0E+07	3.087	-	1	-	I	-
橋桁	節点集中質量	-	-	-	-	-	-	699.3	349.7

表-2.2 杭-地盤相互作用ばね要素

杭軸直 の相	交方向の材 互作用(横:	たと地盤 抵抗)	杭軸方向の杭と地盤の相互作用(摩擦)							
杭の直径	杭間隔比	ばね力に 乗ずる 係数	せん断 方向 初期剛性	粘着力	摩擦角	摩擦力等 に乗ずる 係数	粘着力に 乗ずる係 数	tan¢Jに 乗ずる係 数		
D(m)	n	PFACT	Ks	CJ(kN/m2)	φJ(度)	FACTJ	Jα	Jβ		
1.000	5.700	3.000	1000000	8.400	46.500	1.653	1.000	1.000		

表-2.3 橋台背面ジョイント要素

		粘着力	摩擦角
位:	置	С	φ
		(kN/m2)	(度)
竪壁・フーチング	自重解析時	0.0	0.0
側面	応答解析時	0.0	15.0
竪壁・フーチング 底面	共通	0.0	31.0

表-2.4 地盤物性値一覧(マルチスプリングモデル)

高さ (m)	層厚	名称	単位体積 重量	相対密度	基準とな る平均有 効拘束圧	基準とな る初期せ ん断剛性	基準とな る初期体 積剛性	粘着力	内部 摩擦角	パラ メータ	最大 減衰
24.0	(m)		γ (kN/m³)	Dr (%)	σ _{m0} ' (kN/m²)	G _{m0} (kN/m²)	κ _{m0} (kN/m²)	C (kN/m²)	φ (度)	mG、mK	hmax
14.0	10.0	江戸崎砂(Dr=90%)	16.4	90.0	61.3	96142	250723	2.2	34.5	0.500	0.240
2.0	12.0	宇部珪砂6号(Dr=85%)	15.6	85.0	193.0	116281	303244	8.4	46.5	0.500	0.240
0.0	2.0	宇部珪砂6号(Dr=90%)	15.9	90.0	275.3	145809	380247	0.0	41.4	0.500	0.240

モーメントが最大となることが確認できた。

2.3 動的 FEM による再現解析

2.3.1 解析概要

実験条件に基づき動的 FEM のモデルを作成し、再現 解析を実施した。FEM 解析は非線形時刻歴解析法によ るものとし、2 次元解析モデルを用いた。解析モデル は遠心模型実験の相似則に基づき、縮尺模型を実物ス ケールに換算したものを用いた。また、解析モデルの 奥行幅は、フーチング幅(14.5m)とした。モデル化の 対象は、土槽内の地盤、上部構造、下部構造、基礎構 造とした。地盤は平面ひずみ要素とした。杭は線形は り要素とした。橋台躯体は平面ひずみ要素により、線 形弾性体としてモデル化した。上部構造は、橋台上に 上部構造模型質量相当の付加質量を付与することでモ デル化した。各構造の物性値を表-2.1 に示す。地盤に はマルチスプリングモデル(非液状化)を適用した。 杭と地盤は、杭・地盤間相互作用ばね要素により接続 した(表-2.2)。杭先端には押込み支持力の上限値およ び引抜き抵抗力の上限値を持つ軸方向の非線形ばねを 設定した。その他の構造部材と地盤の境界面にはジョ イント要素を設け(表-2.3)、底面境界は剛基盤とした。 メッシュは図-2.6のとおり分割した。モデル化に必要 な地盤物性値は、室内土質試験データより設定した(表 -2.4)。時間積分法はWilsonのθ法を用い、時間積分 間隔は0.005秒とした。Rayleigh減衰は1次モードの 減衰が 1.0%となるように設定した。解析に使用する ソフトはFLIP ROSE(一般社団法人FLIP コンソーシ アム)とし、入力地震動は、実験において土槽底面に 設置された加速度計の計測値を用いた。また、実験と 同様、L1地震動、L2地震動の順で連続加振を行った。

1000.0

解析值

実験値





図-2.9 杭の最大応答時の断面力分布

2.3.2 解析結果

0.20

0.00

橋台天端における水平変位時刻歴及び竪壁回転角 時刻歴を図-2.7、図-2.8に示す。解析における橋台天 端の水平変位は実験値と比較して大きくなる傾向にあ るが、橋台の回転角は解析と実験で概ね一致している。

杭の最大応答時刻(105.6秒)における発生曲げモー メント及び発生軸力分布図を図ー2.9に示す。 解析にお ける最大応答時刻の杭の発生曲げモーメントは杭中間 部では実験と概ね一致するが、杭頭は実験と比較して 大きくなる。図-2.4に示すとおり、実験値の杭頭付近 曲げモーメントは各時刻で比較的小さい値を示してお り、杭頭の剛結度が低かった可能性が示唆される(杭 頭部接合状況:図-2.3)。最大応答時刻の杭の発生軸力 は実験と解析で概ね一致する。

橋台天端における応答水平加速度時刻歴を図-2.10 に示す。橋台天端の応答水平加速度は、振幅は全体で 概ね一致するものの、応答が増加する106秒以降で若 干の位相差が確認された。

背面地盤地表面における応答水平加速度時刻歴を





図-2.12 背面土圧と応答加速度の位相差

図-2.11 に示す。解析における背面地盤地表面の応答 水平加速度は、106秒までは解析とよく一致するが、 応答が増加する 106 秒以降に位相差が現れる。106 秒 までは応答加速度が実験とよく一致することから、解 析モデルにおける地盤の初期せん断剛性は実験をよく 再現できていると考えられる。一方、106 秒以降で応 答加速度に差がみられるのは、大きなせん断ひずみを 生じたあとの地盤せん断剛性の低下の程度が実験と比 較して大きいことが原因のひとつと考えられる。

橋台竪壁の背面土圧の時刻歴を図-2.12 に示す。ま た、橋台にかかる慣性力と背面土圧の位相差を確認す るため、橋台天端における応答水平加速度との比較を 示す。ここで解析における竪壁背面土圧は竪壁背面に 設けたジョイント要素の垂直応力である。竪壁背面土 圧はレベル2地震動による加振時の初期値において実 験値との差があるが、最大応答値が現れる時刻は概ね 一致する。また、背面土圧と橋台前面方向の応答加速 度のピーク値が現れる時刻はよく一致しており、橋台 と背面盛土が概ね一体的に挙動していると考えられる。



図-2.14 橋台の抵抗特性のモデル化の考え方 4)



図-2.15 抗土圧橋台の作用のモデル化 4)

表-2.5 等価一自由度モデルのパラメータ

躯体 +上部工重量	降伏震度時の 主働土圧の合力	静止土圧 の合力	ー自由度系 モデル質量	降伏震度	降伏変位	Ka1	Ka2	Kp=Kr1	Kr2	Teqr 構造物	周波数	Teqr 地盤	周波数	с
(kN)	(kN)	PEO(kN)	m'(t)	Ку	δy(m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(kN/m)	(s)	(Hz)	(s)	(Hz)	
19924. 4	8475. 2	5945.0	4238.79	0. 540	0.045	498990	74230	1773270	886635	0. 58	1. 73	0.31	3. 26	17340

2.4 等価一自由度モデルによる再現解析

2.4.1 解析概要

簡易な橋台の地震時応答評価手法として、渡辺らは 文献[4]において、正負非対称な骨格曲線により橋台前 面方向への変形の累積性を考慮した等価一自由度モデ ルによる解析手法を提案している。ここでは、同モデ ルを用いた遠心模型実験の再現解析を行う。

図-2.13 に示すように、橋台前面方向(主働方向) において、桁と橋台躯体の慣性力及び地震時土圧によ る作用に対して、橋台躯体及び基礎の抵抗力により抵 抗する。一方で、橋台背面方向(受働方向)において は、桁と橋台躯体の慣性力による作用に対して、橋台 躯体及び基礎の抵抗力とともに背面からの地盤反力に より抵抗する。等価一自由度モデルでは、この抵抗特 性を正負非対称の骨格曲線(図-2.14)により考慮し、1 自由度系の履歴特性モデルとして時刻歴非線形動的解 析を行う。各種の剛性及び降伏荷重は、基礎から上部 構造までを一体とした骨組み解析モデルによる静的非 線形解析から得られた荷重-変位関係より設定する。

振動系の質量としては、図-2.15 に示すとおり、降 伏震度における地震時土圧に相当する質量分を付加質 量として考慮するものとし、次式により算出する。

$$m' = m + m_E = \frac{P_y - P_{E0}}{gK_{a1}}$$
 (1)

m:桁・橋台躯体の質量

m_E:降伏震度時の土圧増分に相当する付加質量

Py:降伏荷重で、桁・橋台躯体に作用する慣性力と 主働土圧の合力の和

P_{E0}:常時土圧の合力

動的解析に必要な減衰の取り扱いは、ダッシュポットによりモデル化するものとし、減衰定数hを橋脚と 同様の周期依存型として設定する。ダッシュポットの 減衰係数cは次式より算出するものとする。

$$h = \frac{0.04}{T_{eqr}} \quad (0.1 \le h \le 0.2) \tag{2}$$

$$T_{eqr} = 2.0\pi \sqrt{m'/K_{r1}}$$
 (3)

$$c = 2h\sqrt{m'K_{r1}} \tag{4}$$

 h:減衰定数
 T_{eqr}:履歴内等価固有周期

 K_{r1}:除荷時剛性
 c:減衰係数

表-2.5 に本解析に用いたパラメータを示す。等価一 自由度モデルに入力する地震動は、実験における橋台 前面地盤地表面のL2 加振時の加速度計測値とする。



2.4.2 解析結果

図-2.16に水平変位時刻歴、図-2.17にばね反力-変 位履歴を示す。等価一自由度モデルによる解析値にお いて橋台前面方向に累積する変位が再現されており、 加振後の残留変位は実験値(橋台天端)とも概ね一致 する。なお、5~10s付近における水平変位の波形形状 は解析値と実験値で一致しないが、これは実験時の変 位計測において、計測機器を固定する治具にも振動の 影響が生じたためと考えられる。

図-2.18 に、水平加速度時刻歴を示す。図-2.18(a) で橋台天端における実験値、図-2.18(b)で背面地盤地 表面における実験値と解析値の比較を行う。両者とも 加速度時刻歴の振幅及び位相は概ね一致する。ただし、 実験では、地盤による高次振動モードの影響を受ける が、等価一自由度モデルでは一次モードの固有周波数 以上の周波数では伝達されにくいため、高周波数成分 に対する応答の差異により若干の位相差が生じている。

図-2.19 に等価一自由度モデルの入力地震動の加速 度フーリエスペクトル,解析値及び実験値(橋台天端) の入力地震動に対する加速度フーリエスペクトル比を 示す。ここで、等価一自由度モデルでは主働側と受働 側の剛性が異なるため、便宜的に各剛性から算出した 固有振動数を図内に示す。入力地震動のピーク振動数 は等価一自由度モデルの固有振動数帯では実験に比 べ等価一自由度モデルの加速度フーリエスペクトルが



大きい。一方で入力地震動は 3.26Hz 以上の高振動数 帯の成分も一定以上含んでおり、高振動数帯では解析 値に比べ実験値の加速度フーリエスペクトル比の方が 大きい。これらの重ね合わせにより、応答加速度では 解析値と実験値で概ね一致したものと考えられる。

2.5 まとめ

本研究では、橋台の実務的なレベル2地震動に対す る設計法の確立に向け、遠心模型実験の再現解析によ り、地震時応答評価手法の適用性について検討した。

動的 FEM の解析結果により、大ひずみによる地盤剛 性低下の程度や、実験における杭頭部の結合条件等に より、水平変位や杭頭部の曲げモーメントに差異が生 じるが、橋台加速度や背面土圧との位相特性等は概ね 一致しており、一定の再現性を有することを確認した。

等価一自由度モデルの解析結果により、解析におい て橋台前面方向に累積する変位が再現されており、加 振後の残留変位は実験値と概ね一致することが確認で きた。また、加速度の比較において、高振動数成分に 対する応答の差はあるものの、解析と実験で概ね一致 することが確認できた。

本研究により、今回の検討対象である条件下の橋台 に対して、簡易的な地震時応答評価手法である等価一 自由度モデルが一定の再現性を有することが確認でき た。今後、その他の条件のデータを蓄積し、実務的な 橋台のL2 地震動に対する設計法の確立に向けて引き 続き検討を進めていく考えである。



図−3.1 載荷試験概要





_______ 図−3.2 Case1 のせん断破壊の状況

3. 既製 PC 杭のせん断耐力評価

3. 1 研究背景

古い基準で設計された既設道路橋基礎では、L2地震 動に対する耐震性能の照査を満足しないことが多く、 耐震補強が必要と判断されることも多い。しかし、実 際には基礎の被害は多くは確認されておらず、耐震性 能の評価精度を向上させる必要があると考えられる。 既設橋基礎に対しては、耐荷機構に照らして限界状態 を超えないことを照査する方法を構築することで、よ り適切かつ合理的に耐震性の評価が可能となると考え られる。

本研究では、採用事例の多い PC 杭のせん断耐力に 着目するため、PC 杭を再現した模型杭を用いて、せん 断に対する耐力、破壊形態を確認し、地震時における 限界状態を評価することを目的として載荷試験を行っ た。本稿では、せん断スパン比をパラメータとした PC 模型杭の載荷試験結果及び解析結果に基づいて既存の せん断耐力式の適用性について検討した結果を報告す る。

2 実験を踏まえた PHC 杭式の適用性の検証 3.2.1 実験結果と推定式による耐力の乖離の考察

H30年度に実施した載荷試験概要を図-3.1に示す。

表-3.1 実験ケースと代表諸元

Case	せん断 スパン比	杭径 (mm)	壁厚 (mm)	PC鋼材 (mm)	^{スハ°} イラル 鉄筋 (mm)	有効プレストレス σ _{ce} (N/mm ²)	コンクリート 強度 (N/mm ²)
1	1.0						
2	1.5	500	00	φ9	1.0	10	50
3	2.0	500	30	×24本	ψυ	10	50
4	2.5						



実験ケースと杭の代表諸元を表-3.1に示す。同研究で は、杭径 φ 500 (mm)の同一諸元のPC杭に対してせん断ス パン比の計画値を1.0、1.5、2.0、2.5とした4ケース(以 降、Case-1~4)の実験を行うとともに、実験結果と複 数の推定法によるせん断耐力を比較し、最も実験値に 近いPHC杭式に基づく推定値でも実験値の1/2倍程度に 評価されることを報告している。この要因について、 R1年度に実施した、せん断破壊となったCase-1(図-3.2 参照)に対する再現解析により、治具の拘束の影響を 確認し、計画したせん断スパンは載荷点と支点の各治 具芯間であるのに対して、実験のせん断スパンは各治 具内々間となった可能性を指摘している。

また、治具により支点部の杭体の回転が拘束される と、曲げモーメント分布が計画とは異なるとともに、 せん断スパンも計画より短くなった可能性が考えられ る。図-3.3に、単純支持となる場合と支点部が拘束さ れる場合における断面力の模式図を示す。なお、各ケー スにおいて治具直下にもひび割れが確認された状況か ら、支点部は完全に拘束されたわけではないと考えら れる。



		実験による検証 Case-1 Case-2 Case-3			解析による検証								
杭径(mm)		ϕ 500			φ 300		φ 700		φ 1200				
せん断スパン比		0.55	0.82	1.1	0.5	1.5	2.5	0.5	1.5	2.5	0.5	1.5	2.5
	実験値	883	697	518									
せん断	解析値(実験モデル)	902											
耐力(kN)	解析値(せん断モデル)	993			339	161	157	1403	718	628	2916	1581	1276
	PHC杭式	775	603	486	300	141	104	1079	547	422	2250	1205	959
推定比※		1.14	1.16	1.07	1.13	1.14	1.51	1.30	1.31	1.49	1.30	1.31	1.33

[※]推定比: 杭径 φ 500は実験値/PHC杭式, 杭径 φ 300, φ 700, φ 1200は解析値(せん断モデル)/PHC杭式を示す。





3.2.2 FEM 再現解析に基づくせん断スパンの検証

実験の再現解析

前述した治具の回転拘束の影響度の観点から、改めてCase-1を対象としたFEM解析を行いせん断スパンについて考察した。FEM解析では、材料試験結果から決まらないパラメータは感度解析を行い、R1年度と比べて

再現性を向上した解析モデルを用いた。具体的には、 杭と治具間の界面のせん断方向剛性を変更するととも に、PC杭コンクリートの材料特性を表-3.2のとおりモ デル化した。図-3.4に解析モデル図を示す。

図-3.5に、実験値及び再現解析による解析値のせん 断力換算の荷重-変位関係を示す。実験の履歴を概ね 再現できており、最大荷重の比率は、解析値/実験値≒ 1.02(902kN/883kN)で大差ない。図-3.6に、解析の最大 荷重時のコンクリートのひび割れ形状図と荷重急落直 後のコンクリートのひび割れ幅分布図を示す。実験と 同様に、最大荷重時には載荷点間の下面ひび割れと載 荷点~支点間の斜めひび割れの発達が、荷重急落直後 には載荷点付近のコンクリートが破壊するとともにせ ん断ひび割れの大きな進展が確認された。以上より、 実験を概ね再現できていることが確認された。 続いて、実験における片側の支点と載荷点の各治具 芯間のみを抽出したモデル(図-3.7、以降、せん断モ デル)を用いてせん断スパンを明確にした条件でFEM解 析を行い実験のせん断スパンを考察した。せん断モデ ルでは、両端を固定条件に、片側を支点、反対側を載 荷点とすることで、曲げモーメントは端部で最大、中 央部で0、せん断スパンは実験における載荷点と支点の 各治具芯間の1/2倍になるように設定した。図-3.5に、 せん断モデルによる解析値を併記する。ここでは、せ ん断耐力に着目しているため最大荷重のみに着目する。 最大荷重の比率は解析値(せん断モデル)/実験値≒ 1.13(993kN/883kN)となった。これより、実験のせん断 スパンは、計画値の半分となる支点と載荷点の中央~ 治具芯相当よりも若干大きいと考えられる。

以上を踏まえて、表-3.3に、実験結果とせん断スパ ンを支点と載荷点の中央~治具芯間の条件としてPHC 杭式により算出したせん断耐力の比較結果一覧を示す。 なお、実験のせん断スパンはこれより大きいと考える とPHC杭式によるせん断耐力は表の値より小さくなる。 また、Case-2、3についてH30年度の報告では曲げ破壊 と評価していたが、PC鋼材のひずみや載荷点~支点間 の斜めひび割れの発達によりその延長上のコンクリー トが局部圧壊した後に荷重が急落した状況から、せん 断耐力として評価することとした。推定比(実測に基 づくせん断耐力/PHC杭式によるせん断耐力)は、1.1程 度で安全側の評価であり、せん断耐力をPHC杭式で評価 することに一定の妥当性が確認された。

3.2.3 実験以外の諸元に対するFEM解析によるPHC 杭式の適用性の検証

既設のPC杭は、メーカーヒアリング結果より φ 300 ~1200 (mm) が用いられていることから、この範囲にお ける上下限と中間の代表諸元として φ 300、700、 1200 (mm) に対して、それぞれせん断スパン比を0.5、1.5、 2.5とした場合のせん断モデルによるFEM解析を行い、 実験以外の諸元に対するPHC杭式の適用性を検証した。 表-3.3に、解析結果と推定耐力の結果一覧を示す。推 定比 (解析に基づくせん断耐力/PHC杭式によるせん断 耐力) は、いずれのケースも1.1以上で安全側の評価で あることが確認された。

3.3 まとめ

H30年度に実施した実験により得られたせん断耐力 は、両端を固定条件としたせん断モデルによる解析値 よりも若干小さいことが確認されたことを踏まえて、 実験のせん断スパンを支点と載荷点の中央〜治具芯間 としてPHC杭式によりせん断耐力を評価することの妥 当性を確認した。さらに、杭径 φ 300、700、1200を対 象に実験を妥当に評価できる方法で解析し、解析値に 対してPHC杭式で評価するせん断耐力には1割以上の安 全余裕があることを確認した。以上より、今回の検討 範囲におけるPC杭のせん断耐力は、せん断スパン比を 適切に考慮すれば、PHC杭式により10~50%程度の安全 余裕で安全側に評価できるとともに、一定の推定精度 を有し合理的な評価が可能であることが確認された。

参考文献

- 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
- 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
- 3)(社)日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編, pp.243.250, 2017.11
- (4) 渡辺健治,西岡英俊,神田政幸,古関潤一:動的応答特性の違いを考慮した擁壁および橋台の耐震設計法,鉄道総研報告, Vol.25, No.9, pp.31-38, 2011.
- 5) Hordljk, D.A. : Local Approach to Fatigue of Concrete. PhD Delft University of Technology, 1991
- Feenstra, P. H. : Computational Aspects of Biaxial Stress in Plain and reinforced Concrete. PhD thesis, Delft University of Technology, 1993
- H.Nakamura, T.Higai: Compressive Fracture Energy and Fracture Zone Length of Concrete, Modeling of Inelastic Behavior of RC Structures under Seismic Loads, ASCE, pp.471-487, 2001
- Vecchio, F. J., and Collins, M. P. : Compression response of cracked reinforced concrete., J. Str. Eng., ASCE 119, 12 (1993), 3590-3610.
- 9) Hsieh, S., Ting, E., and Chen, W. A Plasticity-Fracture Model for Concrete. International Journal of Solids and Structures 18 (1982), pp.181–197
- Al Mahaidi, R. S. H. : Nonlinear Finite Element Analysis of Reinforced Concrete Deep Members, Tech. Rep. 79-1, Department of Structural Engineering, Cornell University, Ithaca, New York, 1979.

4.2.5 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、青柳悠大

【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、地震により生じた堤体の亀裂やゆるみが河川堤防の機能に与える影響に着目して検討 を行ってきた。令和2年度は、地震後の応急措置を施した堤防と法尻に固化改良体を有する液状化対策を施した堤防 に対して遠心模型実験を実施し、それぞれの状況における加振後の堤防の浸透特性の変化について検討を行った。 キーワード:堤防、地震、浸透特性

1. はじめに

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

そこで本研究における平成28年度~令和元年度の取り組みとして、堤防の耐浸透性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、さらに、地震後に生じた堤体の亀裂 および密度変化が堤防の浸透特性の変化に与える影響つ いて検討を行った。また、堤体の側方変位量について実 測値と実務的に用いられる河川堤防の地震時地盤変形解 析手法によって算出される解析値の検証を行った。

令和2年度の取り組みとしては、河川堤防の浸透安全 性に及ぼす応急措置と事前対応としての液状化対策の効 果を明らかにするため、1) 地震によって発生した亀裂の 埋戻しと天端沈下分の嵩上げ(応急措置)を施した粘性土 堤防と、2) 液状化による堤防の亀裂・ゆるみを抑制する 固化改良体(液状化対策)を施した粘性土堤防に対して、 遠心模型実験を行い浸透特性について検討を行った。

2. 亀裂を有する河川堤防の浸透実験

2.1 浸透実験の概要

ケーフ	亀	칮	亀裂方向	亀裂位置	ステップ:水位条件
Case1-	1				Step1:津波(短時間)
Case1-	2				Step2:洪水(長時間)
Case2-	1		彩影士白	川表のり面	Step1:津波(短時間)
Case2-	2 泊		和足的刀刀问		Step2:洪水(長時間)
Case3	有		横断方向	川俵のり尻か ら川裏のり尻	Step1:津波(短時間)
Case4-	1		彩影士白	川表のり面	Step1:津波(短時間)
Case4-	2 1		和正的万问	川裏のり面	Step2:洪水(長時間)

Case1 断面図 ↓ ストレナ ▲ 水位計 ● マノメータ ■ 間隙水圧計 管 単位:m 8.00 7.55 0.15 2.50 1.50 3.00 6 4 0 川表側 川裏側 給 排水ピット 水槽 .20 堤体 40 砂質土 9 基礎地盤 マノメータ・ 0.90 4@0.6=2.40 5@0.6=3.00 0.70 間隙水圧計 水位<u>計 0.90</u> 間隙水 2@1.2=2.40 1.30 **F**計 Case1 平面図 30 41 P2 P3 P4 1間隙水圧計 P11 P12 P10 P1 P5 P7 M14 0.60 <u>水位計</u> M10 _1 Ľ AW1 · _____W 0.60 M11 M12 <u>M</u>1 M2 M3 M4 M5 M6 Μ7 M8 MS 「マノメー・ ||⊢ -||| 30

図-2.1 模型概要図(1)



図- 2.2 模型概要図(2)

地震によって生じる亀裂が浸透特性に及ぼす影響を把 握するためには、加振等によって堤防に亀裂を生じさせ た後に浸透実験を行うことが望ましいが、加振等を行っ た後に生じた亀裂の幅や深さ等の状態(浸透実験におけ る初期状態)を把握することが難しい。そこで、手始め の検討として、亀裂が生じた状態を模擬した堤防模型を あらかじめ作製した上で浸透実験を行うこととした。

実験ケースを表-2.1、模型概要を図-2.1、図-2.2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-2.3 に示す。

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

亀裂については、浸透実験における初期条件を明らか にするため、亀裂位置に厚さ 12cm の合板を立て込んだ



表-2.2 堤体材料の物性値

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

表-2.3 供試体作製時の含水比を調整 した透水試験結果

	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}								

状態で盛土模型を作製し、盛土完成後に合板を引き抜く ことで亀裂が生じた状態を模擬することとした。初期の 亀裂幅は12cm、亀裂深さは堤体下面までとした。

使用した堤体材料の物性値は表-2.2 に示すとおりである。また、供試体作製時の含水比を3パターンに変化させて行った室内透水試験の結果を表-2.3 に示す。盛土模型は、含水状態を最適含水比程度に調整した上で、目標

締固め度 Dc=90%として作製した。ただし、実際には模型作製時の平均的な含水比は Case1 で 15.9%、Case2 で 17.2%、Case3 で 17.5%、Case4 で 17.4%と若干の差異があった。盛土模型の下部には 10cm の関東ロームを敷き詰めた。

2.2 浸透実験中の亀裂周辺の状況

(1) 縦断亀裂を設けたケース

川表のり面に縦断亀裂を設けた Case2、Case4 について、 川表のり面の亀裂に河川水が初めて入水したときの状況 を写真-2.1 に示す。Case2-1 では、亀裂開口部まで水位が 上昇して亀裂に水が入り始めると、写真-2.1 (a) b)のよう に亀裂開口部周辺の盛土が侵食され、写真-2.1 (a) c)のよ うに8秒後には亀裂が水没した。その後、写真-2.1 (a) d) のように亀裂内に残った空気が徐々に排出され、水中で は土砂と水が混ざり、濁りが生じていた。両のり面およ び天端に亀裂を設けた Case4-1 においても、川表のり面 の亀裂への入水状況については写真-2.1 (b)に示すように Case2-1 と同様の状況であった。

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

(2) 横断亀裂を設けたケース

堤防横断方向に亀裂を設けた Case3 における亀裂への 入水状況を写真-2.3 に示す。給水開始1分後に川裏のり 尻まで水が到達(写真-2.3 a))した後、徐々に亀裂周辺に おける盛土の侵食が進行し(写真-2.3 b)、c))、川裏のり尻 付近の亀裂幅の拡大と、亀裂からの排水量の増加が見ら



(a) Case2-1

 a)浸水直後
 b) 5秒後

 b) 5秒後
 (1)50秒後

(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)

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秒時点では川裏のり尻からの排水量が過大となり、 実験ピットの排水能力の不足によって川裏のり面側が湛 水し始めたため、この時点で実験を終了することとした。 その後も川表のり面側に残留した水が川裏のり面へと流 れ、実験後には写真-2.4 に示すよう川表のり面は天端付 近まで陥没した。このように、横断亀裂を設けた場合は 短時間で堤防機能を喪失する結果となった。

2.3 浸透実験後の状況

2.3.1 開削による亀裂断面の観察

亀裂に直行する断面の開削を行い、実験後の亀裂周辺 の状況を確認した。

(1) 縦断亀裂を設けたケース

Case2 では、写真-2.5 (a) a)に示すように亀裂を設けた 位置の盛土表面では亀裂が閉塞し、くぼみが生じた。ま た、開削断面における写真-2.5 (a) b)に示すように盛土内 部においても亀裂は閉塞していた。写真-2.5 (a) c)に示す ように埋没した亀裂跡の幅には起伏が見られ、亀裂壁面 が崩れた形跡が残っていた。以上の状況は、亀裂から浸 入した流水によって亀裂内の土砂が侵食されたこと、そ の後に侵食された土砂が堆積して亀裂内が閉塞したこと を示すものである。このような亀裂の閉塞は、堤防の耐 浸透性能の低下を軽減させる方向に作用した可能性が考 えられる。ただし、土の自立性や耐侵食性が異なる場合 は、このような閉塞効果が期待できない可能性も考えら れる点に注意を要する。

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

(2) 横断亀裂を設けたケース

Case3では図-2.4に示す計4箇所の開削断面の観察を行った。川表のり面中央の断面1では、写真-2.5(c)a)に示すように、高さ90cm程度、幅30~50cm程度にわたる空洞が形成されていた。川表のり肩付近の断面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、元の亀裂の上部は完全



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



に閉塞して亀裂跡が判別できない状態であった。底面の 開口幅は 60cm 程度であった。川裏のり肩付近の断面 3 では、写真-2.5 (c) c)に示すように、元の亀裂から 40~ 60cm 程度の箇所の両側に新たに亀裂が発生し、元に亀裂 の上部は完全に閉塞して亀裂跡が判別できない状態であ った。底面の開口幅は 60cm 程度で、亀裂下部は含水の 高い緩い土砂が 90cm 程度堆積していた。川裏のり面中 央の断面4では、写真-2.5 (c) d)に示すように、亀裂上部 の土砂が完全に崩落していた。底面の開口幅は 40cm 程 度で、亀裂下部は含水の高い緩い土砂が 60cm 程度堆積 していた。

2.3.2 亀裂周辺の局所的な密度分布

縦断方向に亀裂を設けた Case2、Case4 において、浸水 により土砂で埋没した川表のり面に設置した亀裂周辺の 局所的な密度分布を測定するため、直径 17.3mm、高さ 20mm のミニコアカッターを用いて試料採取を行った。



図-2.5 浸水により埋没した亀裂周辺の密度分布



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 -2.5 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-2.6 に示す。なお、本報に 示す圧力水頭は大気圧の影響を除去した値である。

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

また、川表のり面に亀裂を設けた Case2-1 および 4-1 では、開始 15 分には亀裂からの直接的な浸水が始まって いるにもかかわらず、亀裂から 30cm 側方の P5 位置の間 隙水圧が全く上昇しない、あるいは上昇開始まで 240 分 程度を要する結果であったことから、亀裂から浸入した 水の進行が非常に遅いことが分かる。実験後の断面観察 結果や密度分布の測定結果に基づくと、その原因として は、亀裂の上方あるいは内部で侵食された土砂が亀裂内 に堆積することで亀裂が埋没したことによるものと考え られる。結果として、いずれのケースも飽和域が川裏の り面まで到達することはなく、縦断亀裂が短時間の高水 位によって耐浸透性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-2.7 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 -2.7 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 Casel 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向について 考察する。

3.2 遠心力模型実験の概要

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

ここでは、地震後の堤体のゆるみに関して、堤体の密 度変化に着目していることから、一連の実験ケースのう ち、加振の有無以外の条件が等しい Case2-1 及び Case2-8 の結果を用いて考察する。Case2-8 では、堤体下部を飽



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。の分布

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

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

3.3 実験結果および堤体のゆるみに関する考察

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

次に、実験後に採取された試料の乾燥密度 ρ_l を締固め 度 D_c (= $\rho_l / \rho_{dmax}, \rho_{dmax}$: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とが 特徴の一つとして挙げられる。ただし、図中に赤い〇印 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 シー(体積収縮)が累積したことによる ものと考えられる。これは、地震後の高 水による川表のり面からの浸透流の流速 を定性的には低下させる効果をもたらす ものであるため、少なくとも堤防機能の 低下をもたらすことはないと考えられる。

地震後の亀裂やゆるみによる堤防 の浸透特性変化に関する検討

4.1 はじめに

2 章において、亀裂が生じた状態を模 擬した砂質土の堤防模型をあらかじめ作 製し浸透実験を行った結果、浸水時に亀 裂周辺で侵食された土砂によって亀裂内

は閉塞され、縦断亀裂が堤防の耐浸透性能の低下に及ぼ す影響は小さいことが確認された。

本章ではこれを踏まえ、地震によりさらに大きな亀裂 が生じた場合や堤体土質の違いによる堤防機能の関係を 明らかにするため、追加実験として遠心模型実験を行い、 地震後に生じた堤体の亀裂および密度変化と、それらに よる堤防の浸透特性の変化について検討することとした。

4.2 模型実験の概要

本実験は、幅1.5m、奥行き0.3m、高さ0.5mの土槽内 に1/50 縮尺模型を作製し、50Gの遠心加速度の下で実施 したものである。以降に示す数値は、特記しない限り実 物スケールに換算した値である。

図-4.1の模型概要図に示すとおり、層厚 9.0mの基礎 地盤(液状化層・支持層)の上に、高さ 7.5m、天端幅 7.5m、法勾配 2 割の堤防模型を構築し実験を行った。堤 体については、土質の違いによる地震後の浸透特性変化 について把握するため、砂質土と粘性土の 2 種類を実験 ケースとして設定した。模型地盤において、CaseA、1、2 については、堤体は砂質土を想定し含水比 w=16.5%に調 製した江戸崎砂を用いて締固め度 $D_c=90\%$ で、液状化層 は東北硅砂 7 号を用いて相対密度 $D_c=90\%$ で、液状化層 した。CaseB、3、4 については、堤体は粘性土を想定し自 然含水比 w=85.0%のロームを用いて締固め度 $D_c=90\%$ で、 液状化層と支持層は CaseA、1、2 と同様の材料、条件で それぞれ作製した。



表-4.1 実験ケース

ケース	遠心 加速度	堤体材料	液状化 地盤材料	基礎 地盤材料	実験手順	備考
CaseA	-	江戸崎砂 D _c =90% (砂質土)	-	-	—	堤体内密度計測
Case1	500		東北硅砂7号 D _r =40%	宇部硅砂6号 D _r =90%	浸透実験→加振実験	_
Case2	50G				加振実験→浸透実験	—
CaseB	-	п—4	-	-	-	堤体内密度計測
Case3	500	D _c =90% (粘性土)	東北硅砂7号 D ₁ =40%	宇部硅砂6号 D _r =90%	浸透実験→加振実験	-
Case4	300				加振実験→浸透実験	-

実験ケースを表-4.1 に示す。Casel、3 では健全な堤体 に対する浸透特性をまず確認するため浸透実験をはじめ に実施し、その後加振実験を行い亀裂や密度変化の発生 状況を確認・記録した。一方、Case2、4 では加振実験の 後に浸透実験を行うことで、地震動による変状が生じた 堤防の浸透特性を確認した。なお、いずれのケースにつ いても、浸透実験では青く着色したメトローズ水溶液に より川表水位を3.5m、4.5m、5.75m と段階的に増加させ、 各段階で約17時間にわたって水位を保持した。また、加 振実験では1Hz、300gal、20 サイクルの正弦波の入力を 基本とし数回の加振を行った。

各ケース終了後の模型解体時には、小型コアカッター (直径:模型スケール 30mm、高さ:模型スケール 30mm) による 30 点程度での採取試料から堤体の密度分布を把 握するとともに、堤防表面から亀裂部に白色の塗料を流 し込んで堤防横断面を開削・観察することにより亀裂の 発生状況を記録した。なお、CaseA、Bでは堤体の初期密 度の把握を目的として、遠心力の載荷履歴および飽和・ 不飽和履歴のない堤防模型に対し、小型コアカッターに よる密度計測を行った。

4.3 堤体の亀裂状況と密度変化

4.3.1 砂質土堤防の亀裂状況と密度変化

Casel、Case2 では 300gal の正弦波による加振入力を 2 回行い、いずれのケースも天端の沈下量が 1.6m 程度、 法尻の側方変位量が 1.4m 程度であった。実験後の堤体 の亀裂状況を写真-4.1 に、実験後の堤体表面形状に堤 体内の密度分布を重ねたものを図-4.2 に示す。Casel、

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



写真-4.1 実験後の堤体の亀裂状況(Case1、Case2)





写真-4.2 実験後の堤体の亀裂状況(Case3、Case4)

2 において、加振後の堤防表面形状や上面から見た亀裂 の発生範囲は概ね似通っていることが確認される。また、 開削断面より亀裂の残存(白色塗料)が確認されたのは Case1 のみであるが、これは Case2 では浸透実験による 飽和度の上昇に伴い亀裂が閉塞したためであると考えら れる。

図-4.2 では、堤体内の密度分布を締固め度 *D*_cに換算 して表示している。いずれのケースも *D*_cが全体的に低い 数値となっているが、これは小型コアカッターによる試 料の採取時に土が乱れる傾向があるためと考えられる。 各ケースの堤体内密度分布は、CaseA、Case1、Case2 の順



図-4.2 堤体内の密度分布(Case1、Case2)

に大きくなっており、加振や浸透により全体的に密度が 増加している傾向が確認される。この要因として考えら れるのは、地震時の繰返しせん断による負のダイレイタ ンシーの累積や高水時(亀裂からの浸水時)の飽和度上 昇によるコラプス収縮の影響が考えられる。以上より、 地震動による堤体の全体的な密度低下が生じている状況 は確認されなかった。

4.3.2 粘性土堤防の亀裂状況と密度変化

Case3 の加振入力は 300gal の正弦波の入力を1回、その後 150gal の正弦波の入力を2回行った。一方、Case4 は 300gal の正弦波の入力を1回、その後 150gal の正弦波



図-4.3 堤体内の密度分布(Case3、Case4)

の入力を1回行ったところ、堤体の沈下量および亀裂状 況は大きく、これ以上加振させると堤防機能に著しい低 下が生じると判断されたため、加振入力をここで終了し た。

Case3、4 では基礎地盤の液状化による堤体の変形が生 じ、いずれも加振による天端の沈下量が 1.1m 程度、法 尻の側方変位量が 1.0m 程度であった。実験後の堤体の 亀裂状況を写真-4.2に、実験後の堤体表面形状に堤体内 の密度分布を重ねたものを図-4.3に示す。Case3、4 にお いて、加振後の堤防表面形状や上面から見た亀裂の発生 範囲は概ね似通っているが、天端や法面の亀裂幅や亀裂 深は Case4 の方が大きく、また、開削断面において亀裂 の残存(白色塗料)が多いのも Case4 であることが確認 される。これは堤体が粘性土の場合は、浸透による飽和 度の上昇は比較的しにくく土の強度や自立性は保たれる ため、亀裂の閉塞は生じにくいことが要因として挙げら れる。

図-4.3 では、堤体内の密度分布を締固め度 D_eに換算 して表示している。CaseA、Case1、Case2 の D_eは全体的に 低い数値であったが、CaseB、Case3、Case4 では小型コア カッターを模型サイズにおいて直径 30mm、高さ 30mm から直径 50mm、高さ 30mm と大きくし、小型コアカッタ ーによる試料採取時の土の乱れの影響を最小限にした。 結果として D_e=90%付近をCaseB では捉えることができ、 より正確な密度計測ができたといえる。Case3、4 では亀 裂の空隙部の影響により密度測定値がCaseB と比べ小さ くなっている箇所もあるが、全体としては著しい堤体内 密度の低下は認められない。

4.4 堤体の浸透特性変化

4.4.1 砂質土堤防の浸透特性変化

Case1、2 における単位奥行当りの流量と川表水位の時 刻歴を図-4.4 に示す。給水側流量は、土槽外部からの 給・排水用タンクへの給水量を流量計により計測したも のである。排水側流量は排水用タンクの水位上昇量を水 圧計 P17 により計測し流量へ変換することで算定した。 また、排水用タンクの水位が排水孔に近づくたびに、排 水用タンクより水を抜いているため、排水側流量は時刻 に対して間欠的となっている。

Case2の川表水位 5.75m 保持期間(③)において、法尻付近で漏水や小規模の崩壊が生じたが、決壊するほどの大規模な崩壊には至らなかった。

Case1、2 ではいずれも川表水位に対して排水側流量が 比例的であるが、Case2の③期間では排水側流量が Case1 の約1.2倍程度と水位に対してやや増加している。なお、 Case2 では時刻約 150h 付近において、川表水位が表のり













写真-4.4 Case4 における 100h 付近の堤体状況写真

肩付近に生じた大きな縦断亀裂に達し、川表水位と天端 陥没部の水位がほぼ同程度となった(写真-4.3 参照)。排 水側流量の増加が始まった時刻は図-4.4 の Case2 のグラ フから約 150h 付近と読み取れ、写真-4.3 のように川表水 位と天端陥没部の水位がほぼ同程度となった時刻も約 150h 付近であることが確認される。これにより浸透経路 長が短縮され、川裏側への漏水量が増大したものと考え られる。Case2 は漏水や小規模の崩壊が生じたにもかか わらず、排水側流量がこの程度にとどまったのは、4.3.1 で記述した密度増加や亀裂の閉塞が関係した可能性が考 えられる。

4.4.2 粘性土堤防の浸透特性変化

Case3、4 における単位奥行当りの流量と川表水位の時 刻歴を図-4.5 に示す。給水側・排水側流量の計測方法は Case1、2 と同様である。

Case1、2と同様、Case3、4ではいずれも川表水位に対し て排水側流量が比例的であるが、Case4 の③期間では排 水側流量が Case2 の約 1.6 倍程度、Case3 の約 2.8 倍程度 と水位に対して大きく増加していることが確認された。 なお、Case4 では時刻約 100h 付近において、川表水位が 表のり肩付近に生じた大きな縦断亀裂に達し、川表水位 と天端陥没部の水位がほぼ同程度となった(写真-4.4 参 照)。排水側流量の増加が始まった時刻は図-4.5のCase4 のグラフから約120h付近と読み取れ、一方、写真-4.4の ように川表水位と天端陥没部の水位がほぼ同程度となっ た時刻は約100h付近であることが確認される。これによ り浸透経路長が短縮され、川裏側への漏水量が増大した ものと考えられる。ただし、Case2 と同様 Case4 の川表 水位 5.75m 保持期間 (③) において、法尻付近で漏水や 小規模の崩壊が生じており、Case1、3 と比較して耐浸透 性能の低下は見られたが、決壊するほどの大規模な崩壊 には至らなかった。

粘性土堤防を対象とした実験で、 砂質土堤防よりも地震後の漏水量が 顕著となった理由として、4.3.2 で記 述した加振による亀裂規模が大きい ことや亀裂の閉塞が生じにくいこと が考えられる。しかし、河川水が天 端に達しない範囲での堤防機能の確 認を意図していたが、Case2,4 では 表のり肩からガラス面沿いに侵入し た水が天端に到達し、湛水する結果 となった。そこで、後述する5章で の実験では、ガラス面沿いに生じた 沈下部の埋戻しを行い、加振実験後 に越水が生じないよう補修を行った。

5. 地震後の堤防機能に及ぼす震後対応(応急措置)お よび震前対応(液状化対策)の影響に関する検討

5.1 はじめに

4 章において、堤体材料が粘性土の場合、加振による 亀裂の影響を砂質土堤防よりも受けやすく、また、浸透 による亀裂の閉塞は生じにくく堤体への浸透量や川裏か らの漏水を抑えにくいことから、加振後の堤防機能は砂 質土堤防と比べ低下しやすい可能性があることがわかっ た。

本章では、堤防の浸透安全性に及ぼす応急措置と事前 対応としての液状化対策の効果を明らかにするため、粘 性土堤防を対象に、1) 地震によって生じた亀裂の埋戻し と天端沈下分の嵩上げ(応急措置)を施した遠心模型実験 と、2) 堤体法尻部の側方変位やストレッチング等に起因 する亀裂やゆるみの発生を抑制する固化改良体(液状化 対策)を施した遠心模型実験を実施した。どちらの実験も 加振実験と浸透実験を行い、地震後に施した応急措置お よび地震前に施した液状化対策の効果が、堤防の浸透特 性に与える影響について検討することとした。

5.2 地震後に応急措置を施した場合の粘性土堤防の浸 透特性変化に関する検討

5.2.1 模型実験の概要

本実験は、幅 1.5m、奥行き 0.3m、高さ 0.5m の土槽内 に 1/50 縮尺模型を作製し、50G の遠心加速度の下で実施 したものである。

図-5.1 に示すとおり、実験対象は層厚 9.0m の基礎地盤 (液状化層・支持層)の上に築堤した高さ7.5m、天端幅7.5m、 法勾配 2 割の堤防である。いずれの Case も堤体は自然含 水比 w=23.5%、締固め度 D=90%の霞ヶ浦粘土で、液状 化層は相対密度 D=60%の東北硅砂7号で、支持層は相



図-5.1 地震後に応急復旧を施した場合の実験概要図(実物スケール)

```
表-5.1 実験ケース一覧
```

ケース	遠心 加速度	堤体	液状化層	支持層	実験手順	備考
Case0	-		-	_	-	堤体内密度計測
Case1	50G	霞ヶ浦粘土 <i>D</i> 。=90% (粘性土)	東北硅砂7号 <i>D</i> ,=60%	宇部硅砂6号 D ₇ =90%	浸透実験	-
Case2-1					加振実験→浸透実験	-
Case2-2					亀裂埋戻し→浸透実験	亀裂への 埋戻し対策あり
Case3					浸透実験	固結工法による 液状化対策あり
Case4					加振実験→浸透実験	固結工法による 液状化対策あり

Case2-2 の模型解体時には、 直径 50mm,高さ 30mmの小型 コアカッターによる 25 点程度 での採取試料から堤体の密度分 布を把握するとともに、堤防横 断面を開削・観察することによ り亀裂の発生状況を記録した。 これと比較するため、Case0 と して、浸透・加振履歴のない健 全な堤防模型に対してもコアカ

対密度 D=90%の宇部硅砂6号でそれぞれ作製した。

実験ケースを表-5.1 中の Case1,2 に示す。Case1 では 健全な堤防、Case2-1 では地震動を受けた後の堤防に対 して浸透実験を行った。また、写真-5.1 に示すとおり、 Case2-1 に続けて実施した Case2-2 では地震後の応急措置 の効果を確認するため、東北硅砂7 号を用いて亀裂を埋 め戻し、さらに堤防天端付近は霞ヶ浦粘土を用いてもと の堤防高まで盛土し浸透実験を行った。各ケースの浸透 実験では着色したメトローズ水溶液により川表水位を 3.5m, 4.5m, 5.5m と段階的に増加させ、各段階で約6.5 時 間にわたって水位を保持した。なお、水位上昇速度を高 めるために、川表側には間詰材を設置した。また、Case2-1 の加振実験では 1Hz, 300gal, 20 サイクルの正弦波の入力 を 2 回行った。



a) 亀裂の埋戻しの様子



b) 亀裂埋め戻し後の堤体 写真-5.1 亀裂の埋め戻しの様子と埋め戻し後の堤体

ッターによる密度計測を行った。

5.2.2 堤体の亀裂状況と密度変化

Case2-1 では 300gal の正弦波による加振入力を 2 回行 い、天端の平均沈下量が 0.9m 程度、左法尻の平均側方 変位量が 2.3m、右法尻の平均側方変位量が 3.2m 程度で あった。Case2-1 における加振実験後の亀裂状況を写真 -5.2 に、Case2-2 における浸透実験後の亀裂状況を写真 -5.3 にそれぞれ示す。また、Case2-2 の浸透実験後の堤体 表面形状に堤体内の締固め度分布を重ねたものを図-5.2 に示す。

Case2-1 において、加振実験後の亀裂の発生範囲は写 真-5.2 に示すように堤防天端を中心として法面にも大き な亀裂が発生しており、特に堤防天端の亀裂は堤体内の 下面まで達していた。その後、Case2-2 において亀裂を 埋め戻し、浸透実験を行ったが写真-5.3 に示すように亀 裂の埋戻し土は流出していない。

図-5.2 では、堤体内で測定した密度分布を締固め度 D。 に換算して表示している。Case2-2 では密度測定時に亀 裂の間隙部の影響を受けている箇所もあるため、健全な コア(図-5.2 中の●)を対象として、Case0 の健全な堤防の 密度分布と比較することとした。Case2-2 の堤防法尻部 は地震動による変位が生じたことで、Case0 と比べ密度 低下が生じていることが確認された。一方、Case2-2 の 堤体内中央部は Case0 と比べ、密度低下の度合いは比較 的軽微であった。

5.2.3 堤体の浸透特性変化

Casel, 2 における単位奥行当たりの流量と川表水位の 時刻歴を図-5.3 に示す。いずれのケースも川表水位に対 して排水側流量は比例的に増加しており、また、各水位 保持期間においても排水側流量はほぼ同程度の大きさと なっていることが確認された。Case2-1 の排水側流量が Casel とほぼ同程度であることから、地震動を受け亀裂 が生じた堤防と健全な堤防での浸透特性の変化はほぼな いと考えられる。



写真-5.2 Case2-1 における加振実験後の堤体の亀裂状況



写真-5.3 Case2-2 における浸透実験後の堤体の亀裂状況



●:健全なコア ▲:クラック等の乱れ ■:試料長不十分
 図-5.2 Case2-2 における浸透実験後の堤体の締固め度分布

一方、Case2-2 の排水側流量もCase2-1 とほぼ同程度で あることから、堤体内下面まで達していた亀裂を充分に 埋戻した応急措置状態の堤防と埋戻し前の亀裂が残存す る状態の堤防での浸透特性の変化はほぼないと考えられ る。

以上より、今回の実験では、堤防が健全な場合と縦断 亀裂が生じた場合で浸透特性に特段の変化は認められず、 結果として応急復旧を行った場合も健全な堤防と同様の 浸透特性を示すことが確認された。

5.2.4 堤体の水圧分布

Casel, 2 における堤体底面の圧力水頭分布の経時変化 を図-5.4 に示す。圧力水頭は堤体底面に設置した間隙水 圧計により算定しており、加振後に浸透実験を行ったケ ースでは模型解体時に測定した間隙水圧計位置を基準と して算定している。

加振後に浸透実験を行った Case2-1 と、地震後の応急 措置を施した状態で浸透実験を行った Case2-2 を比較す ると、いずれの川表水位の場合であっても応急措置を施 した Case2-2 の方が、間隙水圧計 P2E から P8E の堤体内 圧力水頭が低下していることが分かる。これは、地震で 生じた川表側の亀裂を硅砂で埋め戻したことによって、 亀裂からの河川水の流入を阻害し、堤体内の浸潤面を低 下させたためであると考えられる。

なお、Caselの健全な堤防と比較すると、Case2-2の堤 体内の圧力水頭は高いが、これは今回の実験では実際の 堤防の応急措置と同様に、亀裂部への硅砂の埋戻しは締 固めを行わず撒き出しのみであるためであると考えられ る。河川水に接する川表側亀裂部分の切返しを行えば、 埋戻し材料の透水係数を下げることができ、さらに高い 堤防機能を有することができると考えられる。また、実 際には天端や川裏側に埋戻しを行うことで、降雨による 堤体への浸透も防げるため、河川堤防の浸透に対するリ スクを低減することができていると考えられる。



図-5.3 Case1,2の単位奥行当りの流量と川表水位の時刻歴

5.3 液状化対策を施した場合の粘性土堤防の浸透特性 変化に関する検討

5.3.1 模型実験の概要

使用した土槽および模型縮尺スケールは、5.2 に示した 実験と同一である。また、基礎地盤(液状化層・支持層) と堤体の実験材料と条件も、5.2 の実験と同様である。

模型の概要を図-5.5 に、実験ケースを表-5.1 中の Case3,4 に示す。Case3,4 は、堤体法尻部のストレッチン グ等に起因する亀裂やゆるみの発生を抑制する対策とし て、堤体法尻に固化改良体を打設する液状化対策を施し

た。固化改良体は、相対密度 $D_r=50\%$ の東北硅砂 7 号に早強ポ ルトランドセメントを質量比6%、 水セメント比W/C=1.6で混合撹拌 し、室温 20^oCの恒温室で 10 日間 養生したものを用いた。事前に固 化改良体の強度確認で一軸圧縮試 験を行っており、一軸圧縮強さ $q_u=1000$ kPa 以上になることを確 認している。また、固化改良体と 土槽との境界には、ウレタンフォ



図-5.4 Case1,2の堤体底面の圧力水頭分布

ーム、気密防水パッキンテープ、スラリー状のベントナ イト、グリスを用いて浸透実験時に水みちとならないよ う間詰めを行った。

Case3 では、液状化対策を施した健全な堤防、Case4 では液状化対策を施して地震動を受けた後の堤防に対し て浸透実験を行った。5.2の実験と同様に、各ケースの浸 透実験では着色したメトローズ水溶液により川表水位を 3.5m, 4.5m, 5.5m と段階的に増加させ、各段階で約6.5 時 間にわたって水位を保持した。Case4の加振実験では1Hz, 300gal, 20 サイクルの正弦波の入力を2回行った。また、







b) Case4:加振実験後の液状化対策を施した堤防



模型解体時も同様に、密度分布の把握と亀裂発生状況の 記録を行った。

5.3.2 堤体の亀裂状況と密度変化

Case4 では 300gal の正弦波による加振入力を 2 回行い、

天端の平均沈下量が 1.1m 程度、左法尻の平均側方変位 量が 1.6m、右法尻の平均側方変位量が 1.9m 程度であっ た。5.2 で記した液状化対策を施していない無対策のケー スと比較すると天端の平均沈下量が微増しているが、こ れは図-5.6 の開削断面が示すように、天端で局所的な大 きな陥没が生じたため平均値が微増したと考えられる。 一方で、法尻の側方変位量を比較すると、液状化対策を したことによって無対策の場合と比べて 30~40%低減 している。

また、図-5.6 が示すように、液状化対策を施すことに よって堤防内の亀裂の本数が減少している。さらに、写 真-5.4 の天端から撮影した写真が示すように、河川水が 接する法面の亀裂の発生も抑制されていることがわかる。 これらは、液状化対策を堤防法尻に施すことによって、 法尻の側方変位やストレッチングが抑制されたためであ ると考えられる。ただし、固化改良体の端部に沿うよう に堤体法尻付近に縦断亀裂が発生している。5.2 の実験結 果より地震動による堤防機能の縦断亀裂は浸透特性には それほど影響はないと考えられるが、実際の堤防では応 急措置の際に十分に留意する必要があると考えられる。



図-5.7 Case4 における浸透実験後の堤体の締固め度分布



図-5.8 Case3.4 の単位奥行当りの流量と川表水位の時刻歴

浸透実験後の堤体断面形状に、堤体内で計測した密度 を締固め度 D_cに換算した締固め度分布を重ねたものを 図-5.7 に示す。Case4 では密度測定時に亀裂の間隙部の影 響を受けている箇所もあるため、健全なコア(図-5.7 中の ●)を対象として、Case0 の健全な堤防の密度分布と比較 することとした。全体として、Case0 の健全な堤防より は密度低下が生じているが、健全なコアが採取できた箇 所では D_c=88%を下回った箇所は確認されなかった。ま た、健全なコア(図中●)を対象に、図-5.2 の Case2-2 と比 較すると、Case2-2 では多くの計測点で締固め度 D_c=88% 程度の値を示すのに対し、Case4 では D_c= 88%を下回っ た箇所は確認されなかった。これらは固化改良体を両法 尻に設置したことで、堤体内のゆるみの発生も抑制して いることを示している。

5.3.3 堤体の浸透特性変化

Casel, 3, 4 における単位奥行当たりの流量と川表水位の時刻歴を図-5.8 に示す。給水側・排水側流量の計測方法は5.2.3 の方法と同様である。

Casel,2と同様に、いずれのケースも川表水位に対し て排水側流量は比例的に増加しており、また、各水位保 持期間においても排水側流量はほぼ同程度の大きさとな っていることが確認された。Case4の排水側流量がCase3 とほぼ同程度であることから、液状化対策として法尻に



c) Case4:加振実験後の液状化対策を施した堤防

図-5.9 Case3,4 の堤体底面の圧力水頭分布

固化改良体を打設した堤防の縦断亀裂は、堤防の浸透特 性それほど影響はないと考えられる。

5.3.4 堤体の水圧分布

Casel, 3, 4における堤体底面の圧力水頭分布の経時変 化を図-5.9に示す。圧力水頭の算定方法は5.2.4の方法と 同様である。

無対策堤防を健全な状態で浸透実験を行った Casel と、 液状化対策を施した堤防を健全な状態で浸透実験を行っ た Case3 を比較すると、圧力水頭分布は同程度であり、 基礎地盤中の浸透経路を阻害する固化改良体の影響は少 ないことが分かる。液状化対策を施した堤防を加振した 後に浸透実験を行った Case4 と、健全な状態で浸透実験 を行った Case3 を比較すると、亀裂を有する Case4 の堤 体内圧力水頭の方が大きい。ただし、図-5.4 で示した無 対策堤防を加振した後に浸透実験を行った Case2-1 と比 較すると Case4 の方が堤体内圧力水頭は小さく、液状化 対策による法面の亀裂抑制が堤体内浸潤面の上昇抑制に 効果があることがわかった。

地震による堤防の側方変位量の推定精度に関する 検討

6.1 検討の概要

河川堤防の地震後の耐浸透性能については、地震後の
表-6.1 検討断面諸元



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



図- 6.2 "のり尻部分"の変位量の代表値の求め方

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

そこで、本検討では、地震後に発生する亀裂等の程度 を表す指標として、堤防の側方変位量に着目することと した。これは側方変位量と亀裂等の発生状況は相関があ ると考えられるためである。また、地震後の側方変位量

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

の予測手法としては、現在、堤防の耐震性能照査に実務 的に用いられている有限要素法に基づく自重変形解析手 法(以下、ALIDとする)を用いることとした。

6.2 有限要素法に基づく自重変形解析の概要

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

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

検討を行った堤防の諸元及び地震後の状況については 表-6.1(堤防高、天端幅、のり面勾配(川表のり面・川 裏のり面)、天端沈下量(最大値)、側方変位量(最大値)) に示す。

検討にあたり、ALID に用いた堤防及び基礎地盤の物 性値や地下水位面等については、過年度に実施した堤防 沈下量の検証時と同一の条件とした。

6.3 自重変形解析の結果

6.3.1 解析結果の整理の方法

解析結果の整理については、次の2通りで実施した。 ①両のり面の側方変位量を合算して整理する方法 ②川表・川裏のり面を別々ののり面として整理する方法



図-6.3 解析値と実測値の整合性

これら2通りの整理方法のイメージを図-6.1 に示す。 両のり面の側方変位量を合算した整理とは、地震前の両 のり尻位置と地震後の両のり尻の差である。一方、各の り面(川表のり面、川裏のり面)を別々ののり面として 整理する方法とは、地震前の川表のり尻位置と地震後の のり尻位置の差、地震前の川裏のり尻位置と地震後のの り尻位置の差、それぞれを別々ののり面として扱ってい る。

次に、解析結果の側方変位量ついては、"のり尻部分" の変位量が堤防天端の亀裂等の発生状況に影響すると仮 定し、"のり尻部分"の変位量を代表値として整理を行っ た。ここで、"のり尻部分"の変位量とは、のり尻から堤 防高の 1/3 の高さの範囲にある節点の平均値(のり尻は 除く)と設定した。具体的には、図-6.2 に"のり尻部分" の変位量の代表値の求め方を図示する。

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

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

6.3.2 解析結果と実測値の整理

まず、両のり面の側方変位量を合算して整理する方法 で整理した結果を図-6.3 (a)に示す。

図-6.3(a)に示すとおり、解析結果は、実測値と比較し

て、約25%~約300%の精度であった。

次に川表・川裏のり面を別々ののり面として整理する 方法で整理した結果を図-6.3 (b)に示す。こちらも、堤防 全体の場合と同様に、ALID による解析結果は、実測値 と比較して約25%~約300%の精度であった。

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

6.3.3 解析結果の分析

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

分析の対象となる箇所は、図-6.3 (a)に丸で囲む、No.11 と No.15 の 2 箇所となる。ここで、No.11 および No.15 の実測値(被災後のスケッチ)と ALID 解析の結果を、 図-6.4、図-6.5 に示す。

まず、過小評価となった No.11 の被災は、基礎地盤の 液状化と堤防下部の液状化による堤防の側方流動により、 堤防の沈下と天端等に亀裂が発生したと考えられる。一 方、ALID の解析結果を見ると、液状化層の深い層の流 動が実際よりも大きいことがのり尻(赤丸で囲む箇所) 付近で沈み込むような形状となった。実際には、基礎地 盤表層の液状化により側方に流動したが、ALID の解析 上ではそのようなモードにはならず、鉛直方向に沈むよ うな結果となったことが、過小評価につながったものと



図-6.4 No.11 箇所の解析結果(上段)と実測値(被災後のスケッチ)(下段)



図-6.5 No. 15 箇所の解析結果(上段)と実測値(被災後のスケッチ)(下段)

考えられる。

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

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

7. 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耐浸透 性能の低下を抑制し、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年度から令和2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。

- 地震によって生じた亀裂が堤防の浸透特性に及ぼす 影響を把握するための浸透実験を行った。浸透実験 による知見を示す。
 - 川表のり面の縦断亀裂から河川水を直接的に浸入させるケースでは、亀裂のない条件に比べて浸透速度が大きくなる傾向は認められなかった。これは、浸水時に亀裂周辺で侵食された土砂によって亀裂内が閉塞したことによるものと考えられる。特に、津波を想定した短時間の高水位に対しては、縦断亀裂の有無によらず、浸透速度の差異

に有意な差が認められなかった。ただし、土の自 立性や耐侵食性が異なる場合は、このような閉塞 効果が期待できない可能性が考えられる点に注 意が必要である。

- 天端および川裏のり面に縦断亀裂を設けたケースでは、亀裂周辺の土の飽和度の上昇に伴って主働破壊が生じ、盛土表面に新たに亀裂が進展する結果となった。少なくとも、縦断亀裂が生じた堤防の本復旧においては、以後の変状の拡大を防止するためにも、亀裂の下端深度までの範囲について適切に切り返しを行う必要がある。
- 横断亀裂を模擬したケースでは、短時間の増水による亀裂内の流水によって土砂が浸食されて空洞が拡大し、堤防機能を喪失する結果となった。
- 2) 堤防の耐浸透性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シー(体積収縮)が累 積したことによるものと考えられる。これは、地 震後の高水による川表のり面からの浸透流の流 速を定性的には低下させる効果をもたらすもの であり、少なくとも堤防機能の低下をもたらすこ とはないと考えられる。
 - 加振を行ったケースでは、盛土上部において締固 め度 D_cが 85%以下と小さい箇所が存在する。た だし、この密度低下は亀裂の発生そのものを表し ている可能性もあるため、堤防機能の低下を考慮 する必要性の有無については、更なるデータを蓄 積した後に再考することが必要である。
- 3) 地震後に生じた堤体の亀裂および密度変化と、それらによる堤防の浸透特性の変化について、遠心模型実験により検討を行った。その結果として得られた知見は以下のとおりである。
 - ・ 堤体材料が砂質土の場合、加振時の繰返しせん断 による負のダイレイタンシーの累積や高水時の飽 和度上昇によるコラプス収縮の影響により堤体内 の密度増加や亀裂の閉塞が生じ、川裏への浸透量 や漏水を相当に抑えることができるため、加振後 の耐浸透性能は健全な堤防と比べ大きく低下しない可能性があることがわかった。
 - ・ 一方、堤体材料が粘性土の場合、加振による亀裂

の影響を砂質土堤防よりも受けやすく、また、浸 透による亀裂の閉塞は生じにくく、川裏への浸透 量や漏水を相当に抑えることができないため、加 振後の耐浸透性能は健全な堤防と比べ低下する可 能性があることがわかった。

- 粘性土堤防においては加振や浸透による堤体内の 密度変化は小さいことが確認されたため、地震後 において堤体の密度低下による耐浸透性能への影響は小さいと考えられる。
- 4) 地震後の応急措置を施した粘性土堤防と、堤防法尻 に固化体を有する液状化対策を施した粘性土堤防に 対して遠心模型実験を実施し、それぞれの状況にお ける加振後の堤防の耐浸透特性の変化について検討 を行った。その結果として得られた知見は以下のと おりである。
 - 亀裂の埋戻しと嵩上げの応急措置を行った粘性 土堤防は、河川水の浸透の影響を受けても亀裂の 埋戻し土は流出されず、著しい堤体内密度の低下 も生じないことがわかった。
 - ・ 洪水時の川裏側への排水流量は、1)健全な堤防、
 2) 亀裂が残存する応急措置前の堤防、3)固化改
 良体端部に沿うような縦断亀裂が残存する液状
 化対策を施した堤防のいずれの場合も、ほぼ同程
 度の量であったことから、地震動による粘性土堤
 防の縦断亀裂は、堤防の浸透特性にそれほど影響
 しない可能性があることがわかった。
 - ・ 地震で生じた川表側の亀裂を硅砂で埋め戻ししたことによって、亀裂からの河川水の流入を阻害し、堤体内の圧力水頭を低下させることが分かった。
 - ・ 堤体法尻に固化改良体を打設する液状化対策を 施すことによって、法尻の側方変位やストレッチ ングが抑制され、それらに起因する法面の亀裂や 堤体内のゆるみの発生を抑制できることがわか った。しかし、固化改良体の端部に沿うように縦 断亀裂を発生させる場合もあることがわかった ため、応急措置の際には十分に留意する必要があ る。
 - 固化改良体を堤防法尻に打設することで、堤防法 面の亀裂発生を抑制することができ、その結果、 堤体内浸潤面の上昇抑制に効果があることがわ かった。
- 5) 亀裂との相関が高いと考えられる堤体の側方変位量 について、実測値と実務的に用いられる河川堤防の 地震時地盤変形解析手法(ALID)によって算出され

る解析値の整合性を検討した。その結果として、ALID による側方変位の解析結果は、バラつきが大きく実 測値と比較して約 25%~約 300%の精度であること がわかった。今後の課題として、ALID による予測精 度の向上には、深い位置の液状化層や地表面付近の 液状化層のモデル化、地下水位などの検討が必要で ある。また、側方変位量と亀裂等の相関関係の整理 については、今後の検討課題であるとともに、側方 変位量と堤防機能の関係について今後検討が必要で ある。

参考文献

- 1) 荒木裕行、谷本俊輔、石原雅規、佐々木哲也:堤体の液状 化に及ぼす堤体密度の影響、河川技術論文集、第 20 巻、 pp.497-502、2014.6
- 脇中康太、石原雅規、佐々木哲也:造成年代等を考慮した 河川堤防の液状化被害事例再現解析、第49回地盤工学研 究発表会、pp.1643-1644、2014.7

4.3 構造物への影響を考慮した地盤の液状化評価法の開発

4.3.1 構造物への影響を考慮した液状化判定法に関する研究(1)

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

【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たことから、次なる 大地震による液状化被害の軽減に向け、インフラ施設の的確な液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である。本研 究は、多様な土質、地質構造を有する地盤を対象として液状化発生予測の精度を高めるとともに、液状化に対する各種 構造物の耐震性能をより適切に評価する方法を確立することを目的として実施するものである。

本研究における令和2年度の取り組みとして、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(振動式コーン試験・定点振動法)について、模型地盤を用いた室内実験による適用性検証を行った。 キーワード:液状化判定、耐震設計、原位置液状化試験法、液状化抵抗率 F₄、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 ンフラ施設においても多大な被害が生じたことから、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的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 ラ施設へ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年~令和元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や現場実 験による適用性検証、液状化抵抗率FL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り返しせん断モ デルの試作および試算を行った。また液状化した土の大 変形のポテンシャルについて検討するための一連の室内 土質試験を行った。

令和2年度の取り組みとして、原位置液状化試験法(振

動式コーン試験・定点振動法)のさらなる適用性検証のため、振動台によって地震履歴を与えた密な模型地盤に対する室内実験を行った。

2. 原位置液状化試験法 振動式コーン

2.1. はじめに

本研究では原位置液状化試験法としての振動式コーン 試験・定点振動法の有用性を見い出し、比較的緩い砂地盤 における適用性を検証してきた。令和元年度においては、 運動方程式に基づいてプローブの動的挙動を改めて解釈 し、計測データから周辺地盤への直接的な作用を表す水 平反力を推定する方法を提案した。また、得られた水平反 力を正規化することで、原位置の液状化強度比に近似す る値が得られることを明らかにした。本報では、本手法に よる原位置液状化強度の推定のさらなる検証のため、令 和2年度に実施した振動台によって地震履歴を与えた密 な模型地盤に対する室内実験の結果を報告する。

2.2. 振動式コーンの機器概要

著者らが製作した振動式コーンの先端プローブは、図-2.1に示すように、三成分コーンに類似した先端プローブ に振動部を内蔵したものである。振動部は、図-2.2のよ うに偏心ウエイトをプローブ軸周りに回転させることで 水平方向の遠心力を生じさせる機構であり、その回転周 波数は遠隔操作で制御することができる。振動中におけ る周辺地盤への作用力を直接把握するのが理想的である が、その計測は困難であるため、振動強さに関連した物理 量として、偏心ウエイトの遠心力とプローブの慣性力を 把握できるように、パルス回転計と加速度計をプローブ 内に設置している。

原位置で地盤を液状化させる上では、非排水条件を確保(浸透流を遮断)することが難しいことから、この問題を解決するため、振動式コーンの加振周波数帯域を20~200Hz程度と高めに設定することで、繰返しせん断速度(水圧上昇速度)を高めることとした。これにより、周辺地盤のひずみ速度は地震時に比べて10倍以上となるが、動的遠心力模型実験における加振周波数帯域も数十~数百Hzであることを考えると、この加振周波数により土の液状化挙動が特異なものとなるとは考えにくい。

2.3. 定点振動法における計測データと水平反力の関係2.3.1 先端プローブの運動方程式

図-2.1 に示すプローブ部に関する動的挙動を定式化 することで、先端プローブの振動と周辺地盤への作用力 の関係を導いておく。まずは簡単のため、プローブケース 中心の絶対水平変位 X_c が z 方向に一様であるものと仮定 し、調和振動状態における x 方向の運動方程式を次式で 表すこととする。

$$\int_{m} (\ddot{X}_{c} + \ddot{X}_{w}) e^{i\omega t} \mathrm{d}m_{w} + (m - m_{w}) \ddot{X}_{c} e^{i\omega t} + k^{*} X_{c} e^{i\omega t} = 0 \quad (2.1)$$

 X_w はプローブケース中心に対する回転部の相対変位、mはプローブ全体の質量、 m_w は回転部の質量であり、 $e^{i\alpha t}$ は 円振動数 α の複素正弦波である。ドット(・)は時間微分 を表している。第1項は回転部の慣性力であり、回転部 内の微小質量要素 dm_w の慣性力を回転部全体にわたって 積分したものである。第2項はプローブ全体から回転部 を除いた部分(プローブケース)の慣性力である。第3項 は周辺地盤および上部接続ロッドからの水平反力であり、 非粘性 Voigt 型の減衰特性を有する複素剛性 k^* (=k(1+2ih)、 k: 剛性、h:減衰定数) と X_c の積として与える。ロッド部 からの反力が小さい場合は、剛性 k が杭基礎の設計に用 いられる水平方向地盤反力係数 k_H に近い意味を持つこと となる。

なお、式(2.1)は、第1項と第2項の $m_{w,\dot{X}_{o}}$ が相殺される ことを考慮すると、次のように書き直すことができる。

$$Ce^{i\omega t} + Ie^{i\omega t} + Re^{i\omega t} = 0$$
(2.2a)

$$C = \int_{\mathbb{T}} \ddot{X}_{w} \mathrm{d}m_{w} \, \langle I = m\ddot{X}_{c} \, \langle R = k^{*}X_{c} \, \langle 2.2\mathrm{b} \rangle$$

C、I、Rはいずれも複素振幅であり、以降ではそれぞれ偏 心ウエイトの遠心力、プローブの慣性力、水平反力と呼ぶ こととする。計測データから直接的に求まるのはウエイ ト遠心力 C およびプローブ慣性力 I である一方、周辺地 盤に直接的に作用しうるのは水平反力 R である。これら を水平 x-y 平面上で示したものが図-2.2 である。上記の 運動方程式は、x-y 平面内であればどの方向に対しても同



図-2.2 水平面内におけるプローブの力のつり合い

じ形となる。

ここで、固有振動数 $f_n = (k/m)^{1/2}/2\pi c$ 定義し、式(2.2a)を 次のように変形する。

$$\left\{1 - \left(f_n/f\right)^2 - 2ih\left(f_n/f\right)^2\right\}I = -C$$
(2.3)

これを用いると、3つの力の複素振幅比として、例えば次のような関係が得られる。

$$\frac{I}{C} = \frac{(f/f_n)^2}{1 - (f/f_n)^2 + 2ih}$$
(2.4a)

$$\frac{R}{C} = -\frac{1+2ih}{1-(f/f_a)^2 + 2ih}$$
(2.4b)

$$\frac{R}{I} = -\frac{1+2ih}{\left(f/f_{a}\right)^{2}}$$
(2.4c)

ただし、深さ方向のプローブの挙動(変位、加速度)は、 図-2.3に示すように一様とはならない可能性が考えられる。そこで、プローブ全体の平均的な加速度 \ddot{x}_{ϵ} に対して、 加速度計設置位置における計測値を \ddot{x}'_{ϵ} として区別するこ ととする。また、慣性力 $I=m\ddot{x}_{\epsilon}$ に対して、mと計測値 \ddot{x}'_{ϵ} を乗じたものをみかけ慣性力 $\Gamma=m\ddot{x}'_{\epsilon}$ として区別するこ ととする。

2.3.2 先端プローブの周波数応答特性

式(2.2a)は1質点系の運動方程式とほぼ同形であり、C

が入力動、Iが慣性力項、Rが復元力項(減衰力を含む)に 対応している。こうした式の類似性から、C、I、Rの関係 は周波数依存性を持つことが容易に想像される。そこで、 入力動 C に対するそれぞれ慣性力 I と反力 R の周波数応 答特性 (I/C と R/C) の試算例を図-2.4 に示す。同図より、 ①fが小さい場合は遠心力|C|⇒水平反力|R|でありこの2者 が逆位相となる、②f=fnで遠心力|C|に対して慣性力|」と水 平反力IRIが著しく増幅する、③fが大きい場合は遠心力ICI ⇒慣性力目でありこの2者が逆位相となる等の傾向が確 認される。したがって、C、IからRを評価するためには、 プローブの固有振動数 fn に対して加振周波数 f がどのよ うな関係にあるかを知る必要がある。そこで、典型的な計 測データの例を図-2.5 に示す。周波数を 20~220Hz にわ たって漸増させ、遠心力|C|が徐々に増加していく中で、み かけ慣性力増幅率I//C|は10~45sで1より小さく、47s付 近で1を超えてピークを示した後、減少して概ね一定値 に収束している。これは、1回の計測中に上記①~③の過 程が全て含まれていることを示唆している。また、IP/CIの ピーク時刻付近で先端抵抗 gcの急激な低下が生じている ことも特徴的であり、これらの傾向はこれまでの実験に おける多くの計測データ 1)2)3)で確認されている。なお、 図-2.4によると ff_>1の領域ではU/C>1 であり、かつ ff_

の増加につれて|*I*/C|=1 に漸近するのに対し、計測値から 求めた|*I*^{*}/C|は0.7程度に収束している。これは、前述した 深さ方向のプローブの運動の非一様性に起因している可 能性が考えられる。

2.3.3 パラメータの同定と水平反力|R|の計算方法

2.3.2を踏まえ、式(2.4)の関係式を用いてC、IからRを 推定するためには、固有振動数fn、減衰定数hを同定する 必要がある。これらのパラメータの同定と水平反力|R|の 推定を以下のように行った。

①みかけ慣性力増幅率 Γ/C の時刻歴をピーク後の収束値 Γ/C_{conv} で除し、慣性力増幅率I/Cを求める。

②慣性力増幅比のピーク値からhを定め、これを全時刻 にわたって一定として扱う。

③同時刻における慣性力増幅比川/C|を用いて加振周波数f 求める。また、同時刻における加振周波数fから図-2.4の 関係を用いて固有振動数fnを求める。

④図-2.4の関係を用いて|R/C|、|R|を順次求める。

3. 振動式コーンによる原位置液状化強度の推定に関 する三次元大型振動台を用いた室内実験

3.1. 実験概要

土木研究所所有の三次元大型振動台により加振を繰り 返し行うことで年代効果を有する地盤を疑似的に作製し、



図-2.3 深さ方向のプローブの挙動の非一様性



図-2.4 プローブの周波数応答特性



図−2.5 振動式コーン試験・定点振動法の計測データ 振動式コーン等の試験を行った。

3.1.1. 模型地盤および試験項目

図-3.1 に模型地盤概要図を示す。幅 4.0m×奥 行 1.0m×高さ 2.0m の剛土槽内に作製した層厚 1.6mの模型地盤(飽和状態)である。地盤材料は 宇部珪砂 6 号(土粒子の密度 p_s=2.632g/cm³、50% 粒径 D₅₀=0.29mm、最大間隙比 e_{max}=0.990、最小間 隙比 e_{min}=0.554)を使用し、層厚 1.6mの砂地盤模 型を水中落下法により作製した。センサー配置お よび振動式コーンの貫入位置は図-3.1 のとおり である。本実験の試験項目を表 3.1 に示す。実験 全体として下記①~③を繰り返し実施するもの である。

 値型地盤において振動式コーン試験(全15 孔)を行い、模型地盤のコーン貫入抵抗お

加振回数 (回)	実験項目	相対密度Dr ^(%)
	振動式コーン試験(A孔)	27.0
	インパルス加振	27.0
1~7	1方向正弦波加振(50,100gal)	27.3
	振動式コーン試験(C孔)	40.5
	インパルス加振	42.7
8~12	1方向正弦波加振 (150,120,100gal)	42.7
	インパルス加振	57.3
13~16	2方向+1方向正弦波加振 (100gal)	57.5
_	振動式コーン試験(B,F,E孔)	58.0
_	インパルス加振	58.2
17~32	1方向+2方向正弦波加振 (120,150,180,200gal)	58.3
	振動式コーン試験(D,G孔)	64.1
_	インパルス加振	64.6
33~40	1方向正弦波加振 (300,400,500,200gal)	64.7
	振動式コーン試験(I,H,J孔)	81.6
	インパルス加振	84.0
41~45	1方向正弦波加振 (500,700gal)	84.0
	インパルス加振	90.7
46 ~ 53	1方向正弦波加振 (300,100,50gal)	90.9
_	インパルス加振	92.5
54 ~ 57	1方向正弦波加振(50gal)	92.6
	インパルス加振	92.6
58~63	2方向+1方向正弦波加振 (700,300,200gal)	92.5
—	インパルス加振	92.3
	振動式コーン試験(L,K,M,O,N孔)	92.5

表-3.1 実験項目



図 3.1 模型地盤概要図

よび液状化特性に関するデータを得る。

- ② 模型地盤のせん断波速度 Vs を測定するため、微小 インパルス加振を行う。
- ③ 模型地盤に種々の正弦波加振(1方向:x方向、2 方向:xy方向)を繰り返し実施し、地盤全体の密 度を変化させる。

②のインパルス加振に関し、計測ノイズを除去するため、10回の連続加振を行い、これを重合処理(スタッキング)することによって得た時刻歴波形から走時の読み取りを行い、せん断波速度 Vs を測定した。③に関し、振動式コーン挿入試験の間に種々の正弦波加振を行い、模型地盤の相対密度を徐々に上げていくことによって密な地盤を作製した。また加振時に計測した加速度と水圧から累積損傷度法によって液状化強度を算定し、振動式コーン試験によって求める水平反力と対比するデータとした。

3.1.2. 振動式コーン試験

表-3.2 に、振動式コーン試験の試験順序及び試験条件 を示す。各試験孔において下記①~④を行った。

- 土槽底面+1.6mから所定の深度まで静的貫入を行い、 先端抵抗と間隙水圧を測定する。
- ② 所定の深度で定点振動を行う。
- ③ ①~②を土槽底面+0.1m まで繰り返す。
- ④ コーン引抜時に、定点振動を行った各深度において、
 静止させた状態で先端抵抗を計測する。
 本試験において基本となるケース (A,C,B,D,I,L 孔)は、

偏心ウエイトの交差角を 0°とした状態で、2 秒経過毎に 回転数を10Hz上昇させる定点振動試験を、深さ方向0.3m 間隔で行っている。模型地盤の密度変化に応じて基本ケ ースを実施するとともに、この基本ケースに対して遠心 力の大小による影響を確保するためウエイト交差角を変 化させたケース、繰り返しせん断回数の影響を確認する ため回転周波数の漸増速度を遅くしたケース、深さ方向 の試験間隔の影響を確認するため深さ方向の定点振動の 試験間隔を長くしたケースをそれぞれ実施した。なお、表 -3.2中の回転周波数の値は、2sあるいは5sごとに回転数 を約10Hz 増加させたことを意味する。以降、これを回転 周波数の漸増速度と呼ぶ。

3.2. 加速度と過剰間隙水圧の計測値に基づく液状化強 度曲線の推定

今回の実験では、振動式コーン試験による液状化強度 推定の精度を検証するため、累積損傷度法を用いて各加 振時に測定した加速度と過剰間隙水圧の計測データから 液状化強度曲線(繰返し応力比 R・繰返し回数 N_c関係) を逆解析的に推定した。以下、その方法について述べる。

3.2.1. 液状化強度曲線と水圧上昇特性に関する仮定

まず、液状化強度曲線(応力比R・繰返し回数N。関係) が式(3.1)の指数関数により近似されること、一定振幅の

CASE (試験孔)	深度 間隔 (m)	載荷 方法	回転 周波数 (Hz)	ウエイト交差角 ([°])
•	0.0	定点振動	漸増(10Hz/2s)	0
A	0.3	(静的貫入)	-	—
0	0.2	定点振動	漸増(10Hz/2s)	0
0	0.3	(静的貫入)	回転 周波数 (Hz) ウェ 周波数 (Hz) ・ 展動 漸増(10Hz/2s) 買入) - 展動 漸増(10Hz/2s) 買入) - 振動 漸増(10Hz/2s) 買入) - <	_
R	0.3	定点振動	漸増(10Hz/2s)	0
D	0.3	(静的貫入)	_	_
F	03	定点振動	漸増(10Hz/5s)	0
	0.0	載荷 方法 回転 周波数 (H2) ウ: 定点振動 漸増(10Hz/2s) (静的貫入) - 定点振動 漸増(10Hz/2s) (静的貫入)	_	
E	0.6	定点振動	漸増(10Hz/2s)	0
E.	0.0	(静的貫入)	—	_
р	0.3	定点振動	漸増(10Hz/2s)	0
		(静的貫入)	—	_
G	0.2	定点振動	漸増(10Hz/2s)	180
u	0.3	(静的貫入)	—	—
т	0.3	定点振動	漸増(10Hz/2s)	0
1		(静的貫入)	—	_
ц	0.3	定点振動	漸増(10Hz/2s)	180
	0.5	(静的貫入)	_	_
	0.3	定点振動	漸増(10Hz/5s)	0
0	0.5	(静的貫入)	-	_
1	0.3	定点振動	漸増(10Hz/2s)	0
L	0.3 定点振動 漸増(10Hz/2s) (静的貫入) - 0.3 定点振動 漸増(10Hz/2s) (静的貫入) - 0.3 定点振動 漸増(10Hz/2s) (高 定点振動 漸増(10Hz/2s) (静的貫入) - - 0.3 定点振動 漸増(10Hz/2s)	_		
к	0.6	定点振動	漸増(10Hz/2s)	0
ĸ	0.0	(静的貫入)	_	_
м	03	定点振動	漸増(10Hz/5s)	0
IVI	0.0	(静的貫入)	_	_
0	0.3	定点振動	漸増(10Hz/2s)	180
<u> </u>	0.0	(静的貫入)	_	—
N	_			—
		振動貫入	150Hz	0

表-3.2 振動式コーン試験順序及び試験条件

繰返し応力を受ける土の過剰間隙水圧比 R_u と繰返し回数比 N_c / N_d の関係が式(3.2)により近似されること 4 を仮定する。

$$R = a(N_c / 20)^{-b} \tag{3.1}$$

$$R_u = N_c / N_{cl} \tag{3.2}$$

ここに、aは20回の繰返し回数に対する液状化強度比、b は液状化強度曲線の勾配を表すパラメータであり、Na は液状化に達する際の繰返し回数である。ただし、以降 の式展開から分かるように、本手法により直接得られる パラメータa は有効上載圧 σ₁₀ により正規化された液状 化強度比であるため、等方応力条件下での室内試験によ り得られる繰返し三軸強度比R_Lと対比するためには、次 式により拘束圧の違いを補正する必要がある。

$$R_L = \frac{1 + 2K_0}{3} \cdot a \qquad (3.3)$$

ここに、K₀は静止土圧係数であり、本実験での全ケースについて 0.5 と設定している。

3.2.2. 不規則なせん断履歴と過剰間隙水圧比の関係

SH 場において、ある深さにおける地中せん断応力は、 地震中のいずれの瞬間においても、以浅の地盤の単位面 積当たりの慣性力と釣り合う。したがって、模型地盤中に 加速度計を鉛直方向に多数設置した状態で土槽底面から 一方向の水平動を与えた場合(SH 場が仮定できる)、計 測した加速度を線形補間し、これに土の密度を乗じて深 さ方向に積分することで任意の深度でのせん断応力 τ (*t*) (同深度以浅の地盤の慣性力)を求めることができる。さ らに式(3.4)に示す通り、初期有効上載圧 σ_{v0} で除すこと で、任意の深度における地中せん断応力比の時刻歴 *L*(*t*) を求めることができる。

$$L(t) = \tau(t) / \sigma_{v0} \tag{3.4}$$

式 (3.1) を N_c について解く。そして繰返し応力比Rの代わりにせん断応力比の半パルス列 L_j (j=1,2,...,m)を用いて表した式 (3.5) の $N_{c,j}$ は、振幅 L_j のせん断応力比を与えた際の、液状化に達するまでに必要な繰返し回数 N_{cl} を表している。

$$N_{c,i} = 20(L_i / a)^{-1/b}$$
(3.5)

ここで、半パルス列 L_j は、せん断応力比の時刻歴 L(t)からゼロクロスピーク点を抽出し、その絶対値を離散的に 連ねることで得ることができる。このため、式(3.2)、(3.3) より、応力振幅比 L_j のせん断履歴を半サイクル(ΔN_c =0.5) 与えた時の過剰間隙水圧比の増分 ΔR_{uj} は次式 (3.6)のように表すことができる。

$$\Delta R_{u,j} = \frac{1}{2N_{cl}} = \frac{1}{40} \left(L_j / a \right)^{1/b} \qquad (3.6)$$

上式の添え字*jは、L_j*が得られた*j*番目のゼロクロスピー ク区間に対応している。これを発生順に総和すれば、式 (3.7)の通り、m番目のゼロクロス区間における過剰間 隙水圧の代表値*R_{um}を*求めることができる。

$$\Delta R_{u,m} = \sum_{j=1}^{m} \frac{1}{40} \left(L_j / a \right)^{1/b}$$
(3.7)

3.2.3. 最適化問題への帰着

地盤内深度方向 30cm ごとに設置した水圧計によっ て、過剰間隙水圧比 R_u は計測されており(計測値)、ま た式(3.7)によって計算から求めることができる(計算 値)。そこで、解析対象とするすべてのゼロクロス区間 (m=1,2,...,n)における R_{um} の計測値と計算値の誤差の総 和 S を次のように定義する。

$$S = \sum_{m=1}^{n} \left\{ \sum_{j=1}^{m} \frac{(L_j / a)^{1/b}}{40} - R_{(u,m)} \right\}^2$$
(3.8)

式(3.8)のSを目的関数として、これを最小化するよう に求められるパラメータaとbは、式(3.1)のもと、せ ん断履歴と過剰間隙水圧比の計測値に最も適合した液 状化強度曲線を与える。この最適化問題を解くことで、計 測データから液状化強度曲線を直接求めることが可能で ある。

3.2.4. 液状化強度比の推定結果

前項で述べた式(3.8)は、非排水条件下での繰返しせん断に対して *R*_uが単調に増加する過程を定式化したものである。また式(3.7)から分かるように、*R*_uが1.0に達した後も、せん断履歴を受け続けていれば *R*_uは1.0を超えて増加し続ける。このため本手法は、加振によって *R*_u≒1.0に達した後の挙動や水圧が消散し始めた後の挙動、正のダイレイタンシーによって水圧が低下する挙動や上下層との吸水・排水の影響が著しい場合などについては適用が困難と言える。

振動式コーン試験を実施する直前の正弦波加振で得られた過剰間隙水圧比の最大値分布を図-3.2に示す。例えば加振7回目においては、加振1~6回目に同程度の振幅の加振を繰り返すにつれて水圧上昇が鈍くなる傾向がみられた。この傾向は加振8~16、17~32回目においてもみられ、結果として加振7、16、32回目いずれの加振においても*R*_u最大値が0.2を下回ったケースが多く見られた。水圧比の計測値が小さすぎる場合は累積損傷度法を用いた本手法によって液状化強度比を精度よく求めることが困難となることから、顕著な水圧の上昇がみられ



図3.2 加振時の過剰間隙水圧比の最大値分布







図-3.6 正弦波加振による地盤状況の変化

るケースを逆解析の対象とした。またより精度の高い推定ができるよう,逆解析の対象となるケースにおいては図-3.3 に示すように時刻歴の中でも単調な上昇部分に絞って計算を行った。上記の手法を用いた本実験における液状化強度比の逆解析結果(加振40回目、63回目)を図-3.4 に示す。加振40回目(Dr=81.6%)の分布については、深度が深くなるにつれて大きくなっており、加振40回目直後に行った振動式コーン試験I孔の先端抵抗の深度分布(図-3.5)と同様の傾向といえる。加振40回目においては0.2~0.8,加振63回目においては0.4~0.8 の範囲の液状化強度比が推定された。

3.3. 室内実験結果

3.3.1. 振動台加振による模型地盤の変化

図-3.6に、加振によって変化した模型地盤の密度変化 の時刻歴を示す。グラフ中の相対密度は地表面に設置の 変位計計測値から算出した模型地盤全体の平均的な値で ある. グラフ中の赤破線は振動式コーン試験および微小 インパルス加振を行ったタイミングと試験孔名(A~O) を示し、各加振加速度を棒グラフで表示している。実 験開始時はDr=26.8%で、全加振実施後の相対密度は Dr=92.5%となった。Dr=60%程度に達して以降は、 500~700galの大きな加振によって、より密な地盤へと 変化した。図-3.5に40回目加振後(Dr=81.6%)、63 回目加振後(Dr=92.5%)における振動式コーン試験孔 で計測した先端抵抗 qcの深度方向分布を示す。先端抵 抗および図-3.6 に示す Vs は密度が大きくなるにつれ て増加しており、繰返しの加振によって密な地盤を形 成することができたと考えられる。なお図-3.5に示す I,H,J 孔とL,K 孔の先端抵抗について、これらの孔は それぞれ同じ模型地盤全体の平均的な相対密度におけ

る振動式コーン試験孔であるが、先端抵抗には各孔で差 異がみられる.このデータから、同じ平均的な相対密度 の地盤であっても、局所的に密度状況が異なることが理 解できる.

3.3.2. 振動式コーンによる液状化強度比の推定

定点振動法による液状化強度の推定方法について具体 に定量化し、3.2. で述べた累積損傷度法によって求める 液状化強度比との対比により検討する。代表的なケース としてI孔を対象に、振動式コーン試験・計測データの 例を図-3.7に示す。ここでは、先端抵抗*q*_cが計測時点 から5%まで低下した時点(低下率95%)を液状化の発 生タイミングとみなすこととした。しかし計測データに おいて、定点振動後に先端抵抗*q*_cが0.02~0.04MPa程度 残存し、先端抵抗*q*_c低下率95%時点を捉えることがで きないケースが少なくなかった。液状化発生のタイミン グをより多くのケースで捉えるため、定点振動後の先端 抵抗の残存分を時刻歴全体でオフセットし、オフセット 後の先端抵抗*q*_cが計測時点から5%まで低下した時点を



液状化発生とみなした。こうすることでより多くのデー タにおいて、液状化発生を捉えることが可能となった。 液状化発生時の振動強さについては、2.3.3.の方法で算 出される水平反力|R|で代表させることとした。この|R|に ついて、受圧面積A(=プローブ径×プローブの長さ) で除すことで水平方向地盤反力度に換算し(上部接続ロ ッドからの反力の影響は小さいものと仮定)、さらにこ れを有効上載圧 σ,'で正規化する。これによって求めら れる正規化水平反力度|R|/σ,'Aを、累積損傷度法によっ て求めた液状化強度比と対比した。なお、GL-0.1m以 浅ではコーンポイントが地盤に僅かに接触する程度の試 験であったため解析対象から除外した。

図-3.8に基本ケースであるI孔とL孔、また基本ケースに対して試験条件を変更したH孔、J孔、K孔の正規 化水平反力度をそれぞれ示す。これに加え、振動台加振 により推定した液状化強度比*RL*の深さ方向分布を示 す。これより、I孔のような基本ケースにおいて算出さ れた正規化水平反力度は、振動台加振によって推定した 液状化強度比と近い値であることが確認できる(図-3.8(a)参照)。この結果から、今回の実験において基本 ケースとして設定している試験方法により、地震履歴を 与えた密な砂地盤に対して、原位置液状化強度に近い値 を算出することができるといえる。

以下、基本ケースに対して偏心ウエイトの交差角度や 回転周波数の漸増速度、定点振動の試験間隔を変化させ 行った試験結果(図-3.8)から、設定する試験条件各々 が水平反力推定に及ぼす影響について考察する。

(1) 偏心ウエイト交差角が与える影響について

I孔とH孔では偏心ウエイトの交差角が異なり、I孔の 0°に対してH孔は180°とした状態で試験を行ったケー スである。H孔での正規化水平反力度をI孔と比較する と、地盤の密度や先端抵抗がほぼ同じにもかかわらずI孔 に比べ全体的に大きな値となっている(図-3.8(a))。偏 心ウエイトを交差させ推定した正規化水平反力度が、交 差させない場合に比べ大幅に大きくなるという結果は、 昨年度実施の現場実験と同様の傾向である。これは2.3.3 で述べた解析手法に起因している可能性が考えられるこ とから、さらなる解析手法の改善に向けた検討を行う予 定である。

(2) 回転周波数漸増速度が与える影響について

I孔とJ孔では回転周波数の漸増速度が異なり、同一振幅レベルでの繰返しせん断回数の違いは2.5倍である。I孔、J孔の正規化水平反力度を比較したところ、J孔の方が比較的大きい傾向が確認される(図-3.8(b))。 地盤において同一振幅レベルでの繰返しせん断回数が及



(I 孔、H 孔、J 孔およびL 孔、K 孔)

ぼす影響について、回数が多くなるにつれて液状化強度 比は小さくなる可能性があると推察されるが、本試験の 結果はその逆の傾向を示している。I孔とJ孔の各同一 深度の先端抵抗の大きさを比較すると(図-3.5参照)、 J孔の方が全体的に大きいことが確認されたため、単に 地盤強度の違いが正規化水平反力度に反映された可能性 が考えられる。

(3) 試験深度間隔が与える影響について

L 孔と K 孔では深さ方向の試験間隔を 0.3m、0.6mと して試験を行ったが、試験間隔が短い場合は計測データ の空間分解能が高まる一方、同一深度で複数回の液状化 を生じさせることになり液状化特性を適切に把握できな くなることが懸念される。図-3.8(c)のとおり、試験間隔 が異なる 2 孔における正規化水平反力度には著しい差異 は認められない。この結果より、0.3mという短い定点振 動試験間隔が、算出される正規化水平反力度に対して及 ぼす影響はほぼないと考えられる。今後現場での検証実 験において、0.3mあるいはそれ以下の短い間隔で定点振 動の試験を試行し、試験間隔が水平反力度推定に及ぼす 影響をより明確にしていきたい。

3.5 まとめ

振動台によって地震履歴を与えた密な模型地盤に対す る振動式コーン試験の室内実験の結果、以下の知見が得 られた。

- (1) 振動式コーン試験定点振動法は、密な砂地盤に対し て一定の適用性を有するものと考えられる。
- (2) 累積損傷度法を用いた液状化強度の推定について、 振動台加振時に過剰間隙水圧が単調な上昇がみら

れるものに関しては、一定の精度で地盤が有する液 状化強度を推定することができる。

- (3) 試験データによる水平反力|R|の算出方法に関して、 固有振動数 fn を全時間で一定値として設定するので はなく、経時変化するものとして扱うことにより、遠 心力が小さい試験ケースにおいては精度の高い|R|の 時刻歴を得ることができる。
- (4) 密な砂地盤において、累積損傷度法によって推定す る液状化強度と比較すると、振動式コーン試験によ る液状化発生時の正規化水平反力度は同程度のオ ーダーとなっており、検証した方法によりある一定 の精度で密な砂地盤の有する液状化強度を推定す ることができると考えられる。
- (5) 今回の実験で得たデータから、振動式コーンの偏心 ウエイトを0°に設定、また回転周波数の漸増速度を 10Hz/2s に設定すると、安定的な正規化水平反力度 の推定が可能であることを確認した。
- (6) 定点振動法における深さ方向の試験間隔を 0.3m以 上とした場合は、試験間隔による計測データの差異 が現れないものと考えられる。
- (7) 今回実施した室内実験でのデータにおいては、振動 式コーンの偏心ウエイトを 180°交差させる、また漸 増速度を、基本として設定した速度より遅くした場 合は、安定的に正規化水平反力度を推定できないケ ースが多くみられた。今回の結果、加えて今後もさら なる検証データを増やし、振動式コーンにより安定 して地盤の有する液状化強度を推定できるよう改良 を重ねていきたい。

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的確に評価する方 法を確立することを目的として実施するものである。

平成28~令和2年度の取り組みをまとめると、以下の 通りである。

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値に基づくの推定値に比べると大きな 値が得られた。各種構造物の耐震性評価において、地中 深部の液状化は大きな影響を及ぼすことが多いことか ら、本記録は合理化を図る上での重要な情報を与えて いる可能性が考えられるため、今後引き続き分析を進 めていきたい。

- 2) 土の原位置液状化強度を直接的に評価することを目的 とした原位置液状化試験法(振動式コーン試験)に関す る機器製作を行い、室内土槽実験及び現場実験により その適用性を検証した。評価方法の一案として、先端抵 抗 qcが計測開始時点から5%まで低下した時点の水平 反力IRIに着目した評価手法が有用であると考えられる。 また、室内実験により得られた計測データから、液状化 発生時点における正規化水平反力度を算出し、振動台加 振の計測データから累積損傷度法により推定した液状 化強度比との対比を行ったところ、定点振動法において は、偏心ウエイト交差角 0°、回転周波数の漸増速度 10Hz/2s、試験間隔 0.3mと試験条件を設定することで、 より的確な正規化水平反力度を検出することが可能で あることがわかった。今後は現場実験のデータのさらな る蓄積を行い、より精度の高い原位置液状化強度の推定 方法を検討し、振動式コーンを用いた原位置液状化試験 法の確立および実用化を目指していきたい。
- 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 FL と関連付けつつ、多様な土の液状化挙 動を表現しうる土の繰返しせん断モデルを試作した。 また、試作したモデルを用いて、原位置試料のうち、堆 積年代の異なる砂質土、典型的な粘性土の繰返し非排 水三軸試験結果の再現計算を行った。その結果、様々な 種類の土の繰返しせん断挙動を良好に再現できること が確認された。これらは土質や堆積年代の異なる多様 な土の液状化特性を統一的に表現できる可能性を示唆 している。今後は、要素レベルあるいは境界値問題(模 型実験、被災事例等)を対象とした検証を引き続き行う とともに、地盤調査・室内試験に基づく材料定数の設定 方法や液状化の影響評価モデルへの反映方法等につい ても一体的に評価することで、液状化判定法~構造物 への影響評価手法の合理化を目指したい。
- 4) 液状化後の土に大変形が生じるポテンシャルについて 非排水せん断強度に着目した一連の三軸試験を行っ た。その結果、非排水せん断強度が繰返しせん断履歴 の有無によらず土の密度に依存して概ね決まり、大ひ ずみ域における応力状態と密度がユニークな関係を 持つという定常状態の概念が概ね成り立つことが確 認された。また、定常状態の概念に基づく解釈から、 試験対象とした試料が流動ポテンシャルを持つため の条件として、密度は極めて低い初期状態にある場合

や、水圧消散過程で著しい吸水膨張を生じる場合が想 定された。今後も引き続き、液状化に伴って土の大変 形が生じるための流動ポテンシャルについて、試験方 法や評価方法、土質による違い等に関する検討を行っ ていく必要がある。

参考文献

- 1) 谷本俊輔、石村陽介、佐々木哲也:原位置液状化試 験における地中振動体と周辺地盤の挙動に関する考 察、第54回地盤工学研究発表会、pp.167-168、2019.7
- 2) 石村陽介、谷本俊輔、佐々木哲也:室内土槽実験に よる振動式コーンを用いた原位置液状化強度の評価 指標に関する検討、第54回地盤工学研究発表会、 pp.169-170、2019.7
- 3) 大重綱平、谷本俊輔、佐々木哲也:振動式コーンを 用いた原位置液状化強度の推定に関する現場実験、 第55回地盤工学研究発表会、pp.22-6-3-02、2020.7
- 4) 岩崎敏男,常田賢一,木全俊雄:地震時における砂質 地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研 究,土木研究所資料, No. 1729, 1981.9.

4.3.2 構造物への影響を考慮した液状化判定法に関する研究(2)

担当チーム:寒地基礎技術研究グループ(寒地地盤チーム) 研究担当者:畠山乃、林宏親、江川拓也

【要旨】

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

本研究では、特殊土でありながら既往の液状化判定法では特別な取扱いがされていない火山灰質土について、原位 置試験と室内試験から火山灰質土の液状化強度比に及ぼす各種要因を解明し液状化の発生予測の精度を向上させると ともに、火山灰質土の液状化挙動を反映した動的有効応力解析のモデル化手法を構築し、火山灰質土の液状化が構造 物へ及ぼす影響を適切に評価することにより各種インフラ施設の機能確保や被害低減に貢献することを目的とする。 キーワード:液状化判定、耐震設計、火山灰質土、液状化強度比、S波速度

1. はじめに

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 り適切に評価することが必要である。

火山国である我が国には、第四紀以降の活発な火山活 動によって火山噴出物が広域に堆積しており、その種類 や性質は多様である^{例はば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砕や、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^{5~10}。

また、1993年釧路沖地震や同北海道南西沖地震、2003 年十勝沖地震や2018年北海道胆振東部地震では、火山灰 質地盤の液状化による甚大な被害が確認されている。し かし、火山灰質土に対する液状化判定法については、研 究・検証が十分には行われておらず実用化には至ってい ない。特に、火山灰質土の液状化強度比についての知見 が少ない状況にある。さらに、試料のサンプリング方法 を含めた液状化強度比を求める試験方法についても、砂 質土を対象とした現行の評価方法を検証し、火山灰質土 の特性を考慮した最適な評価方法の検討が必要である。

本研究では、特殊土でありながら既往の研究では特別 な取扱いがされていない火山灰質土について、原位置試 験と室内試験から火山灰質土の液状化強度比の適正な評 価手法を検討し液状化の発生予測の精度を向上させると ともに、火山灰質土の液状化挙動を反映した動的有効応 力解析のモデル化手法を構築し、火山灰質土の液状化が 構造物へ及ぼす影響を適切に評価することにより各種イ ンフラ施設の機能確保や被害低減に貢献することを目的 として実施するものである。

平成28年度は、北海道美幌町の火山灰質土を対象に、 原位置試験・室内試験から火山灰質土の液状化強度比に 及ぼす各種要因・評価手法に関する考察を行った。

平成29年度は、北海道森町の火山灰質土を対象に、平 成28年度と同様の試験・考察を行うとともに、液状化中 の火山灰質地盤における杭基礎の遠心力模型実験の再現 解析を行い、火山灰質土の液状化挙動と杭基礎の挙動を 反映できる動的有効応力解析のモデル化手法を検討した。

平成30年度は、北海道美幌町・森町で採取した火山灰 質土の攪乱試料を対象に、それぞれ平成28・29年度とは 異なる密度で作製した再構成試料の繰返し非排水三軸試 験結果から考察を行った。さらに、火山灰質土の液状化 挙動と杭基礎の挙動を反映できる動的有効応力解析のモ デル化手法の検討にあたり、より適切な地盤のモデル化 手法について検討した。

令和元年度は、札幌市清田区美しが丘の火山灰質地盤 を対象に原位置試験を行うとともに、これまでに検討し た動的有効応力解析のモデル化手法について、過去の正 弦波加振による遠心力模型実験5ケースの再現解析から その適用性を検証した。

令和2年度は、札幌市清田区美しが丘で採取した火山 灰質土の、不攪乱試料、原位置密度および原位置密度と は異なる密度で作製した再構成試料に対し繰返し非排水 三軸試験を実施し、これまでの検討において相関が認め られたS波速度Vs と液状化強度比RL との関係について 同様の整理・考察を行った。さらに、これまでの検討に おいて正弦波加振実験結果に対しその適用性が認められ た火山灰質土の液状化挙動と杭基礎挙動を反映できる動 的有効応力解析モデル化手法の実地震波への適用性を検 証した。

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

2.1 はじめに

次なる大地震による各種構造物の液状化被害軽減のた めには、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより適 切に評価することが必要であり、構造物周辺の多様な土 質、地質構造に応じたより精度の高い液状化判定法の検 討が必要である。過去のいくつかの地震により火山灰質 粗粒土で構成された地盤の液状化が確認されており、こ れらの現象は、砂質土を対象とした既往の液状化判定法 では適切に評価できないこと、特に、繰返し三軸強度比

(液状化強度比) *R_L* の算出値の実際の現象との対応が悪いことが指摘されている^{例には、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、2003年十勝沖地震では、近傍の火山灰質土で構成された

	時代	地質	土層	記号	層厚 (m)	N値	土質·岩質
第四紀		盛土	盛土	Bk	3.35	0~10	火山灰 有機質土
	第四紀	屈斜路 火 山	火山灰-1	Kc1	6.75	7~13	火山灰 火山灰質砂
	砕屑流 堆積物	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



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 (No.1~3)で実施)

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 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、

表-2.1 試験に供した不攪乱試料の概要

	液:	液状化試験(圧密後)				現場密度試驗 · PS検層			
	土粒子	土粒子 乾燥 間隙比		S波	土粒子	乾燥	間隙比	S波	
	の密度	密度		速度	の密度	密度		速度	
	ρ_{s}	$\rho_{\rm d}$	е	Vs	ρ_{s}	$\rho_{\rm d}$	е	Vs	
試料名	g/cm ³	g/cm ³		m/sec	g/cm ³	g/cm ³		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







図-2.4 不攪乱試料の液状化試験による R_{L20} と道路橋 示方書により算出した R_L

No.2の乾燥密度p_d、間隙比e は、現場密度試験に近い値を 示した。また、過去に実施したトリプルチューブサンプ リング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Vs を計測しているが、原位置にて実 施した弾性波速度検層 (PS検層)のVs 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軸 ひずみDA=5%時の液状化強度曲線を示す。繰返し回数

表-2.2 試験に供した再構成試料の概要

	液	状化試験	(圧密後	2)
	土粒子	乾燥	間隙比	S波
	の密度	密度		速度
	$\rho_{\rm s}$	$\rho_{\rm d}$	е	Vs
試料名	g/cm ³	g/cm ³		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-2.5 再構成試料の液状化強度曲線



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

Nc=20回で定義した液状化強度比*R*_{L20}は、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に比べトリプルチューブサンプリング試料では明らかに異なっており、*N*値の小さい試料ではチューブサン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N値と細粒分含有率F_c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トリプルチューブサンプリング試料よりも 道路橋示方書の算出値に近い値を示している。

これらのことから、チューブサンプリング試料では、 乾燥密度*pd* 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*RL* を適切に評価していないこと が考えられる。

そこで、箇所No.1、No.2それぞれで採取した攪乱試料 を用いて、ブロックサンプリング試料の供試体密度と同 等の密度の再構成供試体(No.1再構成、No.2再構成1)を 作製し、液状化試験を行った。表-2.2に再構成試料の概 要を、図-2.5に再構成試料の液状化強度曲線を示す。図 -2.6に、ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状 化強度比R₁₂₀ とS波速度V_S の関係を示す。再構成試料の Vs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Vsの値が異なった。 一方、液状化強度比R120 とVs に相関が認められ、液状化 強度比RL はVs 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Vs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RL はVs に依存することが窺われた。前述の トリプルチューブサンプリング試料は、乾燥密度pd 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、Vs 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Vs と液状化強度比RL20、原位置に おけるVs から、原位置の液状化強度比RL を推定できる 可能性があると考える。

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pd は1.3g/cm³程度となっており、現場密度試験結果のpd=1.4g/cm³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Vs は、供試体密度に差は

表-2.3 試験に供した不攪乱試料概要と液状化試験結果

	液状化試驗(圧密後)				現場密度試験・PS検層			
	乾燥	S波	繰返し	繰返し	土粒子	乾燥	間隙比	S波
	密度	速度	応力比	回数	の密度	密度		速度
	$\rho_{\rm d}$	Vs	$\sigma_{\rm d}/2\sigma_{\rm 0}{'}$	N _c	$\rho_{\rm s}$	$\rho_{\rm d}$	е	Vs
試料名	g/cm ³	m/sec		DA =5%	g/cm ³	g/cm ³		m/s
No.3ブロック1	1.278	122.4	0.296	8.0				
No.3ブロック2	1.290	85.7	0.143	8.4	2.612	1.400	0.866	121.5
No.3再構成1	1.312	91.0	0.143	10.3				

Deviator stress, q (kPa)	20 15 10 5 -5 -10 -15		
	-20	5 10 15 20 25 30 Effective mean principal stress, p ⁷ (kPa) (a) No. 3 ブロック 1	35
or stress, q (kPa)	0		-

※液状化試験供試体の各種値は圧密後の1供試体の値



Effective mean principal stress, p' (kPa)



図-2.7 各試料液状化試験の有効応力経路

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*Vs*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*Vs*はブロック1よりかなり低く、ブロック2に近い値を示した。

ここでは、ブロック1の試料品質が良く年代効果を保持 するもの、ブロック2、再構成1の試料は年代効果を喪失 したものとして考える。

図-2.7に、各試料の液状化試験から得られた有効応力 経路を示す。ブロック1とブロック2を比較すると、同じ 不攪乱試料であるにもかかわらず、第1サイクル時の間隙 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Nc 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 σ₀/2σ₀'が2倍異なるにもかかわらず、Nc 値はほぼ同じ値 となった。これは、ブロック2の年代効果が喪失した分、 液状化に対する抵抗も弱くなったことが考えられる。ま た、ブロック2と再構成1の繰返し応力比σ₀/2σ₀'は同じと したが、再構成1の方が若干大きなNc であった。両試料 のVs 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*Vs* 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



図-2.8 不攪乱試料と再構成試料の液状化中の Vs の変化

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Vs 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*'=30kPa) における*Vs* 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*Vs* 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*'=10kPa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 調查試験概要

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、北海道駒ケ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 駒ケ岳火山噴出物(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ケ岳 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

時代	地質	土層	記号	層厚 (m)	N值	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	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
	の二次堆積物)	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断面図

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、GL-0.35mから 出土し非常に緩く堆積する軽石混じり火山灰質砂とした。 この火山灰質土は、駒ヶ岳岩屑なだれ堆積物の二次堆積 物であるAs層の火山灰質土と考えられる。

森町の調査試験箇所においても、美幌町と同様にブロ ックサンプリングによる乱れの少ない試料の採取を試み たが、礫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、 GL-0.40~-1.10mにおいてトリプルチューブサンプリン グにより採取した試料と、GL-0.60mまで静かに掘り下げ た後に採取した攪乱試料を再構成して用いた。図-2.10に、 攪乱試料採取箇所の状況を示す。



図-2.10 攪乱試料採取箇所の状況

2.3.2 液状化強度比 R に及ぼす土粒子構造の影響

森町の火山灰質土を対象とした液状化試験は、ブロッ クサンプリングによる試料の採取が困難であったため、 トリプルチューブサンプリング試料と同試料の供試体密 度と同等の密度の再構成供試体を作製し実施した。再構 成試料の液状化試験にあたっては、所要の有効拘束圧に 至るまで通常の圧密を加えた試料(Standard)と、所要の 有効拘束圧の3.7倍まで過圧密履歴を与えた試料

(OCR3.7)の2試料を実施した。すなわち、密度は同等 であるがそれぞれ土粒子構造が異なる3試料での液状化 試験を試みた。これは、清田らの研究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 液状化試験試料の概要

	液状化試験(圧密後)				現場密度試験・PS検層			
	土粒子	乾燥	間隙比	S波	土粒子	乾燥	間隙比	S波
	の密度	密度		速度	の密度	密度		速度
	$ ho_{ m s}$	$ ho_{ m d}$	е	Vs	ρs	$ ho_{\rm d}$	е	Vs
試料名	g/cm ³	g/cm ³		m/sec	g/cm ³	g/cm ³		m/s
不攪乱(トリプル)	2.888	1.484	0.946	162.5				
再構成Standard	2.899	1.455	0.992	134.3	2.914	1.497	0.947	140.2
再構成OCR3.7	2.861	1.413	1.025	157.2				

1	公応出れ	学齢研ジ休の	タ 種値は 国家後の	3 キキルナイ	仕封休の正均値
/	X11X1/1	「「「小別火」大市八川本い」	'合作町 0 よ 工名1友い	つ あんにはみ	1共前代140ノキシノ11月



図-2.11 各試料の液状化強度曲線



図-2.12 各試料の液状化強度比 RL20 とS 波速度 Vs

表-2.4に、液状化試験に供した試料の概要を示す。また、GL-0.60mで実施した、現場密度試験(砂置換法)結果を参考として併せて示す。トリプルチューブサンプリング試料は、原位置よりも大きなVsの値を示したが、乾燥密度pa、間隙比eは、現場密度試験に近い値を示した。 再構成試料供試体は、トリプルチューブサンプリング試料と同等のpa、eを有しており、それぞれ異なるVs を示した。すなわち、密度が同等で土粒子構造が異なる供試体が作製されたものと考える。各供試体のVsは、トリプ ルチューブサンプリング試料で最も大きく、OCR3.7試料 では、通常の圧密を加えたStandard試料よりも大きなVs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*₁₂₀と供試体のS波速度*Vs*の関係を図-2.12示す。図より、 *R*₁₂₀と*Vs*に正の相関が認められることが分かる。

2.4 札幌市清田区美しが丘における原位置試験結果 からの考察

2.4.1 調査試験概要

本節における調査試験対象土は、2018年北海道胆振東 部地震により液状化が確認された札幌市清田区美しが丘 の火山灰質土である。図-2.13に、当該箇所の地質断面図 を示す。当該箇所は、札幌市からの提供資料によれば昭 和40年頃から平成3年頃迄に複数回に亘り沢地形の谷部 や旧河道を、周辺の地山である支笏軽石流堆積物(Spfl) で埋め立て造成された宅地であり、2018年北海道胆振東 部地震による液状化により地盤沈下や噴砂、道路や家屋 の沈下・傾斜が生じた。この箇所は、2003年十勝沖地震 においても同様の被害が生じており、旧地形(1965年) との比較が行われている²¹)。図-2.14に、文献21)における 2003年十勝沖地震時の被災箇所と旧地形を比較した図に、 今回の地震において沈下・傾斜した家屋、また、噴砂が 確認された箇所、今回の調査試験箇所を併せて示した。 ここでは割愛したが、被災した家屋周辺の道路にも沢筋 に沿った沈下や亀裂が生じていた。2003年十勝沖地震と 同様の沢筋に沿った箇所での被災が確認され、2018年北 海道胆振東部地震では家屋の被災や噴砂が確認された範







図-2.14 被災箇所(2018年)と旧地形(1965年) (文献 21)の図-4.3.2に加筆)



図-2.15 調査箇所①で確認された噴砂 (2018年9月9日撮影)



図-2.16 調査箇所②で確認された噴砂 (2018年9月9日撮影)

囲が拡大していることが分かる。図-2.15から図-2.17に、 図-2.14の調査箇所①②で確認された噴砂の状況を示す。 調査箇所①では、照明灯の基礎部分から噴砂が発生した ものと思われ、噴出した火山灰質土が広範囲に拡がって いることが分かる。調査箇所②では2003年十勝沖地震時 にも噴砂が確認されており、2003年当時の状況と比べて、 噴出量がごく少ない印象も受けられる。

今回、図-2.14に示す調査箇所①②において、ボーリン グ調査と伴に各種サウンディング(標準貫入試験、電気 式コーン貫入試験、PS検層、密度検層)を行った。また、 調査箇所①では、GL-1.3mまで静かに掘削しブロックサ ンプリングによる乱れの少ない試料の採取を試みたが、 軽石などの礫分が多く不可能であった。そのため、同深 度より攪乱試料を採取し、再構成試料による液状化試験 を実施することとした。併せて、同深度において現場密 度試験(砂置換法)を実施している。また、調査箇所①



図-2.17 2003 年十勝沖地震による調査箇所2の噴砂 (文献 21)の写真-4.2.5)





図-2.19 調査箇所2における H26 調査と R1 調査による、N 値、コーン先端抵抗 q、S 波速度 Vs の深度分布の比較

②では、チューブサンプリングによる試料採取も行って おり、採取した各試料の液状化試験の結果から、液状化 強度比・密度・V_sの関係について考察する。

図-2.18に、調査箇所①②で得られた湿潤密度p_tの深度 分布を示す。図中のSPTは、標準貫入試験のレイモンドサ ンプラー内にセットした薄肉の真鍮管で採取された試料 から測定した値である。真鍮管試料は、深部では密度検 層結果と比較的良い一致を示したが、N値の小さな浅部で は密度検層結果よりも高い値を示しており、標準貫入試 験時の打撃により締固めが生じたためと考えられる。ま た、現場密度試験で得られたp_dが最も信頼性のある値と考 えると、密度検層結果は良く一致している。これらのこ とから、GL-1.3mから採取した試料は現場密度試験結果、 深部のチューブサンプリング試料は密度検層結果による 密度を今後の検討にあたっての基準とする。

調査箇所②では、平成26年(2014年)にも密度検層以 外のサウンディングを行っている。今回、2018年北海道 胆振東部地震で生じた液状化による地盤性状の変化を確 認する目的で各種試験結果の比較を行った。図-2.19に、 調査箇所②における平成26年度調査と令和元年度調査に よる、N値、コーン先端抵抗q、S波速度Vs の深度分布を 比較して示す。当該箇所は旧谷地形の傾斜地を埋め立て 造成されており、R1調査孔はH26調査孔よりも約3m旧地 形の谷側である。そのため、埋め立て造成時の施工状況 により各土層の層厚が若干異なっているものと考えられ る。図より、N値、q、Vs および地下水位に大きな変化は 無く、液状化後の過剰間隙水圧の消散に伴う密度上昇等、 地盤性状の変化は見られない結果となった。このことは、 今後同規模の地震が作用した際に再度液状化が生じる可 能性を否定できないものと考える。当該箇所の埋め立て 造成に用いられたSpflに代表されるように、土粒子密度が 低く細粒分の多い北海道の火山灰質粗粒土は、過剰間隙 水圧の消散が遅く、消散に伴う圧縮沈下量が砂質土に比 べて小さいため液状化強度の増加が期待できず、同一箇 所で液状化が繰り返し生じていることからも、再液状化 の危険性が高い地盤材料であることが示されたものと考 える。

2.4.2 液状化強度比 & に及ぼす土粒子構造の影響

美しが丘調査箇所①のGL-1.3mの火山灰質土を対象とした液状化試験は、ブロックサンプリングによる試料の採取が困難であったため、トリプルチューブサンプリング試料と原位置密度と同等密度の再構成供試体を作製し実施した。表-2.5に、液状化試験に供した試料の概要を示す。また、GL-1.3m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。ここで、表中の

表-2.5 調査箇所①G.L.-1.3mの液状化試験試料の概要

	液:	液状化試験(圧密後)				現場密度試験・PS検層			
	土粒子	乾燥	間隙比	S波	土粒子	乾燥	間隙比	S波	
	の密度	密度		速度	の密度	密度		速度	
	ρs	ho d	е	Vs	ρs	ho d	е	Vs	
試料名	g/cm ³	g/cm ³		m/sec	g/cm ³	g/cm ³		m/s	
不攪乱(トリプル)	2.335	1.080	1.162	158.8					
再構成Standard	2.335	0.896	1.606	88.7					
再構成OCR3.7	2.353	0.912	1.580	99.0	2.335	0.876	1.666	151.7	
再構成OCR10	2.350	0.938	1.505	109.3					
再構成再液状化	2.339	0.923	1.534	80.3					

※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 ※トリプルチューブサンプリング中心深度 GL-1.3m





図-2.21 各試料の液状化強度比 RL20 と S 波速度 Vs

Standard・OCR試料の定義は前出のとおりであるが、再液 状化試料はStandard試料と同様の圧密条件で一度DA=5% まで繰返し載荷した後に再度液状化試験を実施したもの である。トリプルチューブサンプリング試料は、原位置 よりも大きな乾燥密度pa、S波速度Vsを示しており、サン プリング時に高密度化したことが窺われる。再構成試料 供試体は、原位置と概ね同等の ρ_d 、間隙比eを有しており、それぞれ異なる V_s を示した。すなわち、密度が同等で土粒子構造が異なる供試体が作製されたものと考える。 再構成試料各供試体の V_s は、過圧密比(OCR)に応じて大きくなり、再液状化試料で最も小さな値を示した。

表-2.5の試料の液状化試験から得られた液状化強度曲線を図-2.20に、また、図-2.20から得られた液状化強度比R_{L20}と供試体のS波速度Vsの関係を図-2.21に示す。図-2.21より、美幌町・森町と同様にR_{L20}とVsに正の相関が認められることが分かるが、トリプルチューブサンプリング試料は再構成試料よりも大きなpd を有することから概ね同一密度の各再構成試料の相関とは異なる結果を示した。

表-2.6、図-2.22に、調査箇所①のGL.-4.3m、調査箇所 ②のGL.-1.5m、GL.-5.2mから採取したトリプルチューブ サンプリング試料の概要とその液状化試験から得られた 液状化強度曲線を示す。なお、原位置の p_d は密度検層よ り得られた湿潤密度 p_t と液状化試験供試体の初期含水比 w より求めた。図-2.23に、図-2.20、図-2.22から得られ たチューブサンプリング試料の R_{L20} と、現行の道路橋示 方書によるN値・細粒分含有率 F_c 等から算出¹⁴される繰返 し三軸強度比 R_L とを比較して示す。図-2.23より、チュ ーブサンプリング試料の液状化試験から得られた R_{L20} は 道路橋示方書による推定値よりも大きな傾向にあり、チ ューブサンプリング試料では原位置よりも p_d 、 V_s が大き な傾向を示していることからもサンプリング時に高密度 化したことが窺われ、原位置の R_{L20} を適切に評価できて いないことが考えられる。

2.5 火山灰質土の液状化強度比・密度・%の関係

ここまでの考察より、火山灰質土の液状化強度比R_{L20} にVsとの正の相関が窺われた。ここではさらに、美幌町・ 森町・札幌市清田区美しが丘調査箇所①で採取した攪乱 試料を用いて前節と同等の密度ならびに異なる密度の再 構成試料を作製し実施した同様の液状化試験の結果から、 液状化強度比・密度・Vsの関係について考察する。

美幌町・森町の試料については密度を原位置密度と低密度の2シリーズ、美しが丘の試料については原位置密度 が最小密度に近かったため原位置密度と高密度2シリーズの3シリーズとし、シリーズ各試料の土粒子構造、すなわちVsが異なる再構成試料を作製し液状化試験を実施した。表-2.7に、作製した各試料の圧密後の乾燥密度ρ_d、 Vs、R_{L20}を示す。各試料のp_d、Vsは1試料3または4供試体の平均値を基本とするが、S波が明確に読み取れない供試体がある場合は、明確に読み取れた供試体のVsを代表値として整理している。表中のStandard・OCR・再液状化試料

表-2.6 調査箇所①②のチューブサンプリング試料の概要

	液	伏化試験	(圧密後	ź)	密度検層·PS検層				
	土粒子	乾燥	間隙比	S波	土粒子	乾燥	間隙比	S波	
	の密度	密度		速度	の密度	密度		速度	
	ρ_{s}	$ ho_{ m d}$	е	Vs	ρ_{s}	ho d	е	Vs	
	g/cm ³	g/cm ³		m/sec	g/cm ³	g/cm ³		m/s	
①G.L4.3m	2.334	1.062	1.198	131.0	2.334	0.978	1.387	158.8	
②G.L1.5m	2.415	0.995	1.427	126.0	2.415	0.963	1.508	95.7	
②G.L5.2m	2.493	1.145	1.177	109.0	2.493	1.042	1.393	88.0	

※液状化試験供試体の値は異常値を排除した3供試体の圧密後の平均値 ※表記の深度はトリプルチューブサンプリング中心深度



図-2.22 チューブサンプリング試料の液状化強度曲線



図-2.23 チューブサンプリング試料の液状化試験による *R*_{L20} と道路橋示方書により算出した *R*_L

の定義は前出のとおりである。なお、ここでは、各箇所 で採取された不攪乱試料も該当する密度シリーズに加え て併せて評価した。

図-2.24に、各試料のpdとR120の関係を示す。同等のpd に対してR120の値はそれぞれ異なっており、この傾向は土 粒子構造の違いによるものと解釈され、液状化特性は密 度のみでは説明できないとする従来の知見と整合する。

表-2.7 作製した再構成試料・不攪乱試料の $\rho_d \cdot V_S \cdot R_{L20}$

(a)美幌町

		乾燥密度	S波速度	液状化強度比
美幌町	試料名	ho d	Vs	<i>R</i> _L 20
		g/cm ³	m/sec	
	Standard	1.394	129	0.172
原位置密度	OCR3.7	1.397	114	0.086
	不攪乱(ブロック)	1.396	123	0.112
	Standard	1.312	73	0.080
lat, ede når	OCR3.7	1.333	93	0.190
似密度	OCR7	1.328	99	0.250
	OCR10	1.336	101	0.295

(b)	森町
$\langle \mathbf{u} \rangle$	不不巴」

		乾燥密度	S波速度	液状化強度比
森町	試料名	ho d	Vs	$R_{L^{20}}$
		g/cm ³	m/sec	
	Standard	1.455	134	0.309
原位置密度	再液状化	1.488	118	0.200
	不攪乱(トリプル)	1.484	163	0.544
	Standard	1.393	106	0.245
	OCR3.7	1.391	133	0.320
	OCR3.7	1.413	157	0.390
低密度	OCR7	1.389	131	0.380
	OCR10	1.393	138	0.420
	OCR10	1.420	154	0.427
	再液状化	1.413	90	0.100

美しが丘			乾燥密度	S波速度	液状化強度比
		試料名	ho d	Vs	R_{L20}
_			g/cm ³	m/sec	
		Standard	0.896	89	0.159
原位	置密度	OCR3.7	0.912	99	0.217
		再液状化	0.923	80	0.101
		Standard	0.946	107	0.193
		OCR3.7	0.946	103	0.265
高額	密度1	OCR10	0.938	109	0.272
		OCR10	0.959	96	0.285
		再液状化	0.967	88	0.090
		Standard	1.007	109	0.270
		OCR3.7	1.000	150	0.520
		OCR10	0.995	137	0.520
高額	密度2	再液状化	0.993	94	0.098
		①G.L1.3m	1.080	159	0.444
	不攪乱	①G.L4.3m	1.062	131	0.371
	(トリプル)	@G.L1.5m	0.995	126	0.404
		@G.L5.2m	1.145	109	0.332

(c) 美しが丘

図-2.25に、各シリーズのVsとR_{L20}の関係を示す。両者の間には正の相関が認められるが、その関係はpd により





図-2.24 各試料の液状化強度比 R_{L20} と乾燥密度 pd

異なることが示され、その傾向は美幌町の試料でより顕 著である。図-2.24ならびに図-2.25の結果より、たとえ 同じ地盤試料であっても、密度のみ、あるいはV₅のみだ けでは*R*₁₂₀の推定は困難であることを示唆しており、清田 らの砂質土の液状化強度比*R*_Lに関する研究²⁰においても 同様のことが示唆されている。

そこで、清田ら20は、密度が同じで土粒子構造、すなわ





ちVsが異なる試料のVsとRLの比に着目した整理を行って おり、RLとの一意的な結果を得ている。この結果は、同 じ密度で異なる土粒子構造を有する複数の地盤材料につ いて、それらのVsとRLの倍率変化が一意的に求まること は非常に有益な知見であり、ある密度の地盤材料のVsと RLが既知である場合、その地盤の土粒子構造の違い、延 いては年代効果や過去の地震の影響によって変化する未



図-2.26 火山灰質土の V_S/V_S*-R_L/R_L* 関係 (清田ら²⁰⁾に加筆)

知のR_Lを推定できると結論付けている。

このことから、本研究で対象とする火山灰質土に対し 同様の整理を試み、その適用性、延いては一意的な関係 性を検討する。図-2.26に、図-2.25の結果を同様の手法 で整理した結果を清田らが整理した図に重ねて示す。こ こで、本検討におけるVs*とRi*は各シリーズの応力履歴の ない試料 (Standard) の値であり、各シリーズの $V_S \ge R_L$ の 基準値としている。図-2.26より、清田らの砂質土に関す る相関(実線)とは異なる傾向が認められ、火山灰質土 特有の相関(破線)が認められ、さらに、箇所(火山灰 質土)別に異なる傾向も窺われるようである。また、原 位置とはpd、Vs が異なるチューブサンプリング試料を含 んでも一意的な関係を示すことは有益な結果であり、こ の試料の室内で計測された $V_s^* \ge R_L^*$ 、および、原位置の V_s を用いれば、原地盤のRLが推定できる可能性もある。今 後、異なる箇所の同様のデータを追加しこれらの関係を 明確にする予定である。

2.6 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*₁₂₀は、 トリプルチューブサンプリング試料よりも現行の道路橋 示方書による算出値に近い値を示した。また、ブロック サンプリング試料と同等の密度を有しS波速度*V*₅が異な る再構成試料の液状化試験から、火山灰質土の*R*₁₂₀に*V*₅ 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*Vs*の計測から、「土粒子のかみ合わせ効果」が 主体であり、「セメンテーション効果」を有していないこ とが示唆された。

平成29年度は、過去に火山灰質地盤の液状化が確認された北海道森町の火山灰質土を対象に、*R*₁₂₀ に及ぼす土 粒子構造の影響を把握する目的で、原位置で採取した攪 乱試料の再構成試料と、同深度で採取したトリプルチュ ーブサンプリング試料の液状化試験を実施した。その結 果、トリプルチューブサンプリング試料と同等の密度を 有し*Vs* 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*R*₁₂₀に*Vs*との相関が窺 われ、土粒子構造の異なる火山灰質土の*R*_Lの差は*Vs*の変 化と対応することが示唆された。

平成30年度は、北海道美幌町・森町で採取した火山灰 質土の攪乱試料を対象に、それぞれ平成28・29年度と同 等の密度ならびに異なる密度で作製した再構成試料の液 状化試験結果から、 R_{L20} ・乾燥密度 ρ_d ・ V_s の関係について 考察した。その結果、同等の ρ_d に対して R_{L20} の値はそれぞ れ異なっておりこの傾向は土粒子構造の違いによるもの と解釈され、また、 V_s と R_{L20} の関係には正の相関が認めら れるが、その関係は ρ_d により異なることが示され、同じ地 盤試料であっても、密度のみ、あるいは V_s のみだけでは R_{L20} の推定は困難であることが示唆された。一方、密度が 同じで土粒子構造(すなわち V_s)が異なる試料の V_s と R_L の比($V_sV_s^*$ と R_l/R_L^*)に着目した整理の結果、既往の砂 質土に関する相関とは異なる火山灰質土特有の相関が認 められそうである。

令和元年度は、2018年北海道胆振東部地震および2003 年十勝沖地震により火山灰質地盤の液状化が確認された 札幌市清田区美しが丘の火山灰質土を対象に各種原位置 試験を実施するとともに、液状化による地盤性状の変化 を確認する目的で過去の各種原位置試験結果の比較を行 った。その結果、N値、コーン先端抵抗q、S波速度Vs お よび地下水位に大きな変化は無く、2018年北海道胆振東 部地震による地盤性状の変化は見られなかった。このこ とは、今後同規模の地震が作用した際に再度液状化が生 じる可能性を否定できないものと考えられ、土粒子密度 が低く細粒分の多い北海道の火山灰質粗粒土は、過剰間 隙水圧の消散に伴う圧縮沈下量が小さく液状化強度の増 加が期待できないため、再液状化の危険性が高い地盤材 料であることが示されたものと考える。

令和2年度は、札幌市清田区美しが丘で採取した火山灰 質土の攪乱試料を原位置密度および原位置密度とは異な る密度で作製した再構成試料、トリプルチューブサンプ リングによる不攪乱試料を対象とした液状化試験結果か ら、これまでの検討において相関が認められた*R*_{L20}と*Vs* の関係について考察した結果、美幌町・森町の火山灰質 土と同様に*Vs*と*R*_{L20}の関係には正の相関が認められた。*Vs* と*R*_Lの比に着目した整理において砂質土とは異なる火 山灰質土特有の相関が認められ、さらに、火山灰質土別 に異なる傾向も窺われた。また、*p*_d、*Vs*の異なるチュー ブサンプリング試料を同様の整理に加えても一意的な関 係を示す結果が得られた。

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_{L00} 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_a や細粒分含有率 F_c)を有する試料は同等の液状化強 度比 R_L が算出され、土粒子構造に起因する液状化強度比 R_L の変化は表現できないものと考えられる。一方、試料 の V_S と R_L の比に着目した整理から、既往の砂質土とは異 なる火山灰質土特有の相関が認められそうである。

今後、更に同様のデータを収集し、火山灰質土のVs-RL 関係を明確にする予定である。

3. 火山灰質地盤の液状化挙動を反映したモデル化手 法の検討

3.1 はじめに

次なる大地震による各種構造物の液状化被害軽減のた めには、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより適 切に評価することが必要であり、そのためには、構造物 周辺地盤の液状化が構造物へ及ぼす影響を事前に適切に 評価できることが重要である。

本章では、液状化中の火山灰質地盤における杭基礎の 挙動を把握する目的で実施した遠心力模型実験結果に対 し、動的有効応力解析による再現解析を行い、火山灰質 土の液状化挙動と杭基礎の挙動を反映できる動的有効応 力解析のモデル化手法を検討する。

3.2 遠心力模型実験の概要

遠心力模型実験は、図-3.1に示す1/50縮尺模型に50 g の遠心加速度を作用させ、表-3.1に示す実験条件で動的 加振実験を実施した。本実験は、液状化が生じる杭周辺 の地盤を地盤改良壁で囲い込み(対策工1)、地盤改良壁 内側のせん断変形を抑制し液状化の発生を抑制する効果 の検証を目的としている。

基盤への入力地震動は正弦波20波とし、実物換算で周 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。この火山灰質粗粒土は、2018年 北海道胆振東部地震等、過去の幾つかの地震で液状化の 発生が確認されているSpflと起源を同じとするものであ る。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=85%、液状化強度比R₁₂₀=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(Fc<35%、 D₅₀<10mmかつD₁₀<1mm)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 al²²による LIQCA を使用した。解析 条件の概要を図-3.2に示す。

解析モデルは模型地盤の対称性を考慮して半断面とし、 錘は 800g の半分の重量となるように体積と密度を調整 した。モデル側面は鉛直ローラーとし、モデル底面は固 定とした。また、杭の固定は実験では冶具により行って いるが、モデル上では杭底部を変位・回転全拘束、錘と 杭の境界は回転拘束とした。改良体は弾完全塑性モデル とし、改良体の引張特性はc材として考慮した。杭は実 験で弾性範囲での挙動を示していることから弾性モデル





図-3.1 実験模型概要

表-3.1 実験条件

			地盤改				
	模型地盤	壁厚	地表面 からの 深さ	最外周杭 中心から の距離	一軸圧縮 強さ <i>q</i> u	基盤加振 条件	
対策工1	火山灰質土 D _r =85% R ₁₂₀ =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

	項目名	記号	-	改良体	備考				
ヤング	系数(kN/m ²)	E_{θ}	3	3.24E+05	一軸	一軸圧縮試験結果EsoをEo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	φを)度と仮定			
粘着力	(kN/m²)	с		634.9	qu/2	と仮定			
	項目	名		1	記号 杭		備考		
ヤング係数	ヤング係数(kN/m ²)					2.336E+08	杭曲げ試験 <i>EI</i>		
ポアソン比				ν	0.3		SS400		
密度(g/cm	3)			ρ		7.850	SS400		
断面積(m	2)			Α		実験条件			
ねじりモー	メント(断面2%	を極モーメント)(m ⁴)	J		0.0009244	実験条件		
y軸回りの	y軸回りの断面2次モーメント(m ²)					0.0004622	実験条件		
z軸回りの	z軸回りの断面2次モーメント(m ²)					0.0004622 実験条件			
項目名	項目名 記号 火山灰質地盤(飽和) 備考						考		

初期間隙比	e ₀	1.163	密度試験(Dr=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_{θ}	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	
擬似過圧密比	OCR*	1.0	一般値
破壊応力比	M_f^*	1.325	内部摩擦角 Ø '=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 ,*	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
ダイレイタンシー係数	D^*	3.00	要素シミュレーション
ダイレイタンシー係数	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)	P* Y ref	0.0070	要素シミュレーション
規準ひずみ(弾性剛性)	γref E*	0.200	要素シミュレーション

※解析モデルのスケール等は実物換算値

図-3.2 3次元動的有効応力解析(LIQCA)の解析条件概要

とし、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。硅砂3号については実験では排 水目的としているため弾性モデルと仮定した。各材料の 解析物性値の設定根拠は図-3.2中の表の備考欄に示す。 入力加速度波形は、対策工1の加振実験において基盤で 計測された加速度波形とした。なお、解析に先立ち、地 盤の初期有効応力を得るための初期応力解析を実施して いる。

上記の解析で得られた GL.4.0m、GL.-6.0m における 地盤改良壁内外の過剰間隙水圧比 Δ_{u}/σ_{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、 Δ_{u}/σ_{v} の時 刻歴波形の振幅は解析と実験で異なるものの、振幅中心 で評価すると上昇傾向ならびに最大値は類似している。



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(Δ_μ/σ_ν)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

GL-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、GL-4.0m では Δ_{u}/σ_{v} が1.0 に達しているものの、いずれの深度も実験結 果を概ね再現している。図-3.4 より、地盤改良壁外側の せん断ひずみが実験結果よりも小さいものの、いずれの 深度も地盤改良壁内側でせん断応力ならびにせん断ひず みが大きく抑制されており、実験と同様の結果を示した。

解析による地盤の応答挙動は実験結果と概ね傾向が類 似したものの、杭の応答挙動には杭頭変位の時刻歴に実 験結果との位相ずれが生じていることや、地盤中の杭の 曲げモーメントが実験結果よりも過小に評価される等、



図-3.5 等変位拘束(MPC 拘束)による杭モデル







図-3.6 杭のみの実験の杭モデル改善前後の解析結果

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。次節では、より適切な地盤のモデル化 手法について検討する。

3.4 実験結果を反映する地盤のモデル化手法の検討

ここでは、図-3.7に示す液状化が生じる火山灰質土層 の堆積状況をパラメータとした杭の遠心力模型実験3ケ ースの結果を対象とする。杭ならびに液状化層とした火 山灰質土層、加振条件は前節と同様である。非液状化層 は標準的な砂として一般に用いられる豊浦砂をD=90% として作製している。

実験結果を反映する地盤のモデル化にあたり、より再 現性を持たせるため以下の解析パラメータについて新た な設定を試みた。これまで、地盤のパラメータの一つで ある変相応力比Mm*には、LIQCAの実績事例を参考に簡 易な設定法(変相角 $\phi_m=28^\circ$)を用いていたが、ここで は、三軸圧縮試験(CUber)から求めた変相角(火山灰質 土層 $\phi_m=31.2^\circ$ 、豊浦砂層 $\phi_m=25.0^\circ$)を用いてMm*を設 定した。地盤の液状化パラメータには、これまで全層厚 の中心深度における拘束圧で実施した液状化試験結果を 用いて一様に設定していたが、地盤を上層・中層・下層 の3層に分けそれぞれの中心深度の拘束圧で液状化試験 を実施し、液状化強度曲線との整合よりも、各種応力履 歴との整合を重視し各層の液状化パラメータを設定した。 地盤のRayleigh減衰には、LIQCAの実績事例を参考に減衰 定数1%と仮定し、剛性比例型減衰の定数 α 1=0.002を全層





に一様に設定していたが、液状化パラメータ同様3層の拘 束圧に応じた動的変形特性試験のせん断剛性率G₀から各 層個別に設定した。非液状化層にはこれまでR-Oモデル (全応力モデル)を採用していたが、遠心力模型実験の 結果において過剰間隙水圧の上昇が認められたため、液 状化層と同様に繰返し弾塑性モデル(有効応力モデル) を採用した。また、杭のRayleigh減衰には、LIQCAの実績 事例を参考に減衰定数2%と仮定し、al=0.0042を設定して いたが、実験により得られた杭の固有周波数より設定し た。杭モデルは前節と同様に等変位拘束(MPC拘束)と している。

表-3.2に、解析 Case2 を例に解析パラメータの改善前後の設定値を比較して示す。表-3.2より、火山灰質地盤と砂地盤の D_r 、 R_{L20} は異なり単純に比較はできないが、火山灰質地盤では砂地盤に比べて、初期間隙比 e_0 、ならびに、液状化試験の要素シミュレーションから決定された、圧縮指数 λ 、膨張指数 κ 、ダイレイタンシー係数 D^* 、nが大きく、応力の増分に対し塑性変形し易い材料であることが分かる。

ここで、LIQCA における圧縮指数 λ、膨張指数 κ は、 過圧密境界曲面の決定、ダイレイタンシー量に影響する パラメータであり、両パラメータの差 (λ-κ) が大きいほ ど塑性体積変化が大きくなる。

ダイレイタンシー係数D*は、三軸圧縮試験(CUbar)の 変相線到達前後の、ダイレイタンシー係数nは、変相線到 達前の有効応力経路、また、液状化強度曲線を再現する ために必要なパラメータであり、ダイレイタンシー量、 液状化強度曲線の位置・勾配に影響する。D*、nが大きい ほどダイレイタンシー量が増加し易く、過剰間隙水圧の 上昇が大きくなる。また、D*が大きいほど液状化強度曲 線は下方に移動し、nが大きいほど液状化強度曲線の勾配 は緩やかになり小さな応力比での繰返し回数が多くなる。

			$\tau - \lambda_2$						
				検討	当初		本検討]
		項目名	記号	上層·中層	下層	上層	中層	下層	備考
				火山火	豊浦砂	火山火	火山火	豊浦砂	
	要素	式験における有効拘束圧(kPa)	d'a	50	50	15	50	$D_r = 93\%$	力学試験条件
	2.164	如期間階比	<i>a</i> .	1 163	50	15	63	0.658	CUbar試験の初期状能での値
		[5]为[1][5][2] [茶水係数 (cm/s)	с ₀	5.21E-04	_	5 21	F-04	1.41E-02	~ 水 試 睑
		应示诉	n 0	1.622	-	1.632		2 022	$(a + a \cdot a) \vee (1 + a \cdot a)$
			ρ_{sat}	11220	-	12200	20200	04700	$(p_s + e_0 p_w)/(1 + e_0)$
			00 -'	20.0	-	12300	20300	94700 66.7	
		半均有効応力(kN/m) 毎次元化初期共行版係数	0 m C /=!	20.0	-	10.5	012	1421	
		無 次 九 七 初 朔 已 の 断 床 数	$G_0/0_m$	1.0	-	1194	915	1421	
		滅攻迴江급나	UCK	1.0	-	1.2	225	1.0	
	``		M_f	2.00E+06	-	2.00	E+06	2.005+06	この語識験
	ド	水の体視弾性係数(KN/m) 本水係数(単位体発素量	Λ f	2.00E+00	-	5.21	E 07	2.00E+00	
	Ψ	也不能致/半位体積重重	к/үw	3.31E-07	-	2.51	E-07	1.44E-05	CTT
	墅		φ	39.7	-	32	27	40.7	CUbar試験 CUbar試験
	声し	枯有刀(kN/m) 広境指数	1	0.0200	-	33	200	44.01	CUDAT試験 西主シュニューション
	返	III 11 30	λ	0.0200	-	0.0	051	0.0028	
	総	膨润指数 <u>赤枳<u></u>, 赤枳</u>	κ *	0.0051	-	0.0	031	0.0018	要素ンミュレーンヨン
	势	変相応刀比	<i>M</i> _m	0.909	-	(000	2400	0.803	CUbar試験 要素、NALLAN
			B ₀	4100	-	6000	3400	3500	要素シミュレーション
数		使化関数中のバラメータ	B_{I}	82	-	60	34	35	要素シミュレーション
泯		使化関数中のバラメータ	C_f	0.0	-	0.0	0.0	0.0	要素シミュレーション
뵘		ダイレイタンシー係数	D^{*}	3.5	-	2.5	3.0	1.6	要素シミュレーション
		ダイレイタンシー係数	n	6.0	-	2.0	3.5	1.0	要素シミュレーション
		異方性消失のパラメータ	C _d	2000	-	2000	2000	2000	要素シミュレーション
		規準ひずみ(塑性剛性)	γ ref	0.007	-	0.008	0.010	0.01	要素シミュレーション
		規準ひずみ(弾性剛性)	γ _{ref} ^{E*}	0.2	-	0.2	0.2	0.2	要素シミュレーション
		初期間隙比	e ₀	-	0.676	-	-	-	CUbar試験の初期状態での値
		ポアソン比	v	-	0.333	-	-	-	一般值
		透水係数(cm/s)	k	-	1.72E-02	-	-	-	透水試験
		密度 (g/cm ³)	ρ	-	2.010	-	-	-	$(\rho_s + e_0 \rho_w)/(1 + e_0)$
	2	内部摩擦角(rad)	ϕ_{cu}	-	0.67	-	-	-	CUbar試験
	下山	内部摩擦角(度)	ϕ_{cu}	-	38.4	-	-	-	CUbar試験
	Ģ	粘着力(kN/m ²)	C cu	-	0.00	-	-	-	CUbar試験
	×	R-Oモデルパラメータ	α	-	2.510	-	-	-	動的変形試験 $(2\tau_f/G_{max})^{r-1}$
		R-Oモデルパラメータ	r	-	2.328	-	-	-	動的変形試験 $(2+\pi h \max)/(2-\pi h \max)$
		水の体積弾性係数(kN/m ²)	K _f	-	2.00E+06	-	-	-	水の性質
		初期せん断係数の拘束圧依存性	а	-	4782	-	-	-	$G_0=a(\sigma'_m)^b$
		初期せん断係数の拘束圧依存性	b	-	0.5	-	-	-	LIQCA事例を参考
		Ravleigh減衰	α ₀	0.0	000		0.000		質量比例型減衰:考慮しない
		10,10,5,1177,22	α1	0.0	020	0.0075	0.0049	0.003	剛性比例型減衰: $hT/\pi(=2h/\omega)$
		ヤング係数(kN/m ²)	Ε			2.214E+08			杭の曲げ試験 <i>EI</i>
	素	ポアソン比	v			0.3			SS400
	く要	密度 (g/cm ³)	ρ			7.850			SS400
裰	l [断面積 (m ²)	Α			0.0153938			実験条件
е Щ	Щ Ц	ねじり (断面2次極) モーメント(m ⁴)	J			0.0009244			実験条件
杠	漸	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)	Iz			0.0004622			実験条件
		Dovlaiob演查	α_0	0.0	000		0.000		質量比例型減衰:考慮しない
Rayleigh减衰		α1	0.0030		0.0126			剛性比例型減衰 : hT/π (=2 h/ω)	

表-3.2 改善前後の解析パラメータ(Case2の例)

液状化試験の応力履歴との整合を重視した要素シミュ レーションから決定された上記パラメータの値は、いず れも火山灰質地盤で大きく、ダイレイタンシー量すなわ ち塑性体積変化が生じやすい材料であることが分かり、 過剰間隙水圧が上昇し易く有効応力が減少し易い材料と 判断されるが、一方、大きな eo 等との相殺により、緩や かな有効応力の減少傾向が再現された。

ダイレイタンシー量が大きいにも関わらず、有効応力 の減少傾向が緩やかといった、細粒分の多い火山灰質粗 粒土の液状化挙動の特徴を的確に再現するには、変相線 を決定する変相応力比 M_m^* 、ダイレイタンシー係数 D^* 、 n の適切な設定が重要なポイントである。

また、各種解析パラメータの設定にあたっては、N値 に基づく既往の相関式からでは適切な諸定数が得られな い報告^(例えば 9~13)もあり、地盤状態に適合したサンプリン グ方法で採取された乱れの少ない試料に対する各種室内 土質試験結果に基づき設定する必要がある。さらに、地 盤材料の種別、拘束圧依存性が解析精度に大きく影響す ると考えられることから、土質の変化、多くの深度に応 じた乱れの少ない試料に対する各種室内土質試験の実施 が望ましい。ただし、一般に、1m 間隔程度で実施され る標準貫入試験により得られる試料の粒度試験、液性限 界試験および塑性限界試験¹⁴の結果から、同一の物理特 性を示すと判断される土層では、深度 5m 間隔程度の有 効拘束圧での実施で良いと考えられる。

図-3.8に、検討当初と本検討の解析パラメータで実施



⁽b) 地盤内の過剰間隙水圧・応答加速度の時刻歴

図-3.8 解析パラメータ改善前後の杭と地盤の主要な解析結果の時刻歴と遠心力模型実験結果との比較

した動的有効応力解析の杭と地盤の主要な解析結果の時 刻歴を、遠心力模型実験結果と比較して示す。

図-3.8(a)より、杭頭の錘の応答加速度は、検討当初よ りも最大値が小さくなり実験結果と良い整合を示した。 応答加速度の減衰傾向も実験結果をより適切に再現して いる。杭頭の錘の変位は、加振序盤に実験結果との乖離 が確認されるが、加振序盤以降の振幅値や位相、減衰傾 向は検討当初よりも実験結果と良い整合を示した。地盤 内の杭の曲げモーメントは、全体的に過小評価しており 精度が良いとは言えないが、検討当初よりも基線のずれ が抑制されており、実験結果の基線を補正すると 8~10 秒以降の振幅の整合は良さそうである。一方、実験にお ける杭の挙動は加振により回転挙動も生じていると考え られるが、解析では水平方向のみに変位していることが 確認された。今後、回転挙動の再現も含めた検討が必要 と考えられる。

図-3.8(b)より、地盤内の過剰間隙水圧は、検討当初よりも大幅に実験結果を精度良く再現しており、非液状化層の挙動も精度良く再現されている。有効拘束圧に応じ

た液状化パラメータや減衰定数を設定することにより解 析精度の向上が認められた。特に、一般には液状化しな いと判断される密な砂質土層(非液状化層)においても 有効応力モデルを用いることの妥当性が示唆された。地 盤内の応答加速度にも最大値や減衰傾向に検討当初より も実験結果をより適切に再現していることが認められた。

3.5 **解析手法の検証**

前節の検討より、遠心力模型実験による火山灰質地盤 の挙動と杭基礎の挙動を比較的精度良く再現できたこと から、ここでは、図-3.9に示す液状化が生じる火山灰質 土層の堆積状況を変化させた遠心力模型実験5ケースの 再現解析から、検討した解析手法の適用性を検証する。 杭ならびに地盤材料、加振条件は前節と同様である。図 -3.9に示す遠心力模型実験の結果、ケース2、4において 杭の水平地盤反力係数がその他のケースよりも大きく低 減することが確認された(図-3.10)。ケース2では、地 盤の固有周波数が入力周波数に近く、全層において比較 的継続して発生したせん断ひずみが地盤の液状化や剛性 低下を助長させたこと、ケース4では、非液状化層とした



図-3.9 解析対象とした実験ケース (5ケース個別に実施した実験ケースを同一断面で比較)



(ケース2の例)



図-3.10 液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数B



図-3.12 解析結果から求めた液状化に伴う杭の水平地盤 反力係数の低減係数 B



図-3.13 解析から得られた地盤内のせん断応力~せん断ひずみ関係

上層の過剰間隙水圧比が1.0に至らないものの比較的大き く、中層で急激に上昇した過剰間隙水圧が伝播し地盤の 初期剛性が大きく低下したことが要因と考えられた^{23, 24}。

図-3.11に、前節までの検討結果を考慮し設定した解析 モデルをケース2を例として示す。解析パラメータの改善 により、一部実験結果との乖離はあるものの比較的解析 精度が向上したことが確認された。図-3.12に、全5ケー スの解析結果から図-3.10と同様の手法²³⁾で求めた液状化 に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数Bを示す。この際、 液状化(加振)前の杭の静的地盤反力係数には実験結果 を用いている。実験ならびに解析結果から低減係数Bを求 める手法においては、杭の曲げモーメントから杭の水平 地盤反力係数を算出するため、図-3.12に示す解析結果に よる係数Bの値は実験結果と比較して全体的に小さくな った。しかし、ケース2、4において、杭の水平地盤反力 係数がその他のケースよりも低減する実験結果と同様の 傾向が確認された。

実験の傾向を比較的良く再現できていることから、解 析により得られる地盤内のせん断応力~せん断ひずみ関 係からケース2、4の杭の水平地盤反力係数の低減傾向の 他のケースとの異なりについて考察する。図-3.13に、全 5ケースの上層・中層・下層の各層中央深度における加振 20波に応じた地盤内のせん断応力~せん断ひずみ関係を 示す。図-3.13より、下層では、各ケース加振初期の剛性 が比較的粘りを持ちながら緩やかに低下していく同様の 様子が確認される。一方、中層では、ケース2においてそ の他のケースよりも加振早期からせん断ひずみが卓越し 剛性の低下が認められ、ケース4では加振初期では剛性を

保持しているが急激な剛性低下が生じており、両ケース とも生じたせん断ひずみが下層よりも大きいことが分か る。これは、両ケースとも中層よりも下層の初期剛性が 大きいケースであり、その剛性差の影響が、また、ケー ス4では過剰間隙水圧が急激に上昇したことが要因と考 えられる。上層では、各ケース加振初期より履歴曲線の 勾配が小さいが、ケース1、3では加振中に剛性を保持あ るいは回復している様子が確認される。ケース2、4では 履歴曲線の大きさが小さいが、ほぼ水平となる履歴曲線 が多くその他のケースよりも剛性が大きく低下している ことが確認される。これらのことは、ケース2では全層に おいて比較的継続して発生したせん断ひずみが地盤の液 状化や剛性低下を助長させたこと、ケース4では非液状化 層とした上層の過剰間隙水圧比が1.0に至らないものの比 較的大きく、中層で急激に上昇した過剰間隙水圧が伝播 し上層の初期剛性が大きく低下したこと、とする実験結 果からの推察と概ね合致するものであり、本検討による 解析手法の適用性が示されたものと考える。ただし、杭 の曲げモーメントは全体的に過小評価されており、今後、 実験における杭の回転挙動の再現も含めた検討が必要と 考える。また、検討の対象とした地震動は1つの正弦波で あることから、次節では実地震波への適用性を検証する。

3.6 提案手法の実地震波への適用性の検証

本節では、正弦波加振実験結果への適用性が示された これまでの検討・提案解析手法の不規則な地震波への適 用性の確認を目的に、図-3.9ケース2と同条件の実験模型 に対する実地震波加振実験の再現解析を試みた。



(c) 土槽底面(解析基盤面への入力) 加速度波形

図-3.15 主要な計測値時刻歴の実験・解析結果の比較(左:実地震波 120sec、右:正弦波 20sec)
実地震波加振実験は、図-3.9ケース2と同条件の実験模 型に50gの遠心加速度を作用させ加振実験を実施した。加 振実験に用いた地震波は、道路橋示方書25)に示される動的 解析用地震動波形2-I-I-1(レベル2地震動タイプI、I種地盤、 平成15年十勝沖地震)とし、土槽底面から入力した。ここ で、十勝沖地震としたのは火山灰質土が広く堆積する北 海道では東方沖の千島海溝を震源とする巨大地震の発生 が切迫していること、I種地盤波形としたのはII種・III種 地盤波形に比べて表層地盤の非線形性の影響が少なく、 概ね工学的基盤での応答波形に相当すると考えられるた めである。図-3.14に、実験土槽底面(基盤)で得られた 入力波形の加速度フーリエスペクトル・加速度応答スペ クトルを示す。加振装置の制約により長周期成分に道路 橋示方書との差異があるものの、本実験条件において事 前に求められた地盤の固有周波数f=2.5Hz、杭の固有周波 数f=0.5Hzは道路橋示方書2-I-I-1波形相当の強度が入力さ れている。

図-3.15に、実地震波加振より得られた主要な計測値時 刻歴の実験と解析結果を既往の正弦波加振の結果と比較 して示す。杭頭変位は、主要動部分において振幅値や位 相に実験結果と概ね良い整合が認められた。地盤内の応 答加速度は、実験結果に加振中の加速度計の傾きと思わ れる大きなノイズが含まれるが、振幅値や位相、減衰傾 向は概ね良い整合を示した。地盤内の過剰間隙水圧は、

正弦波では上昇傾向含め実験結果と良い整合を示したが、 実地震波では実験結果では見られない主要動前の小さな 振幅時より水圧が上昇し始めていることが分かる。しか し、動水圧成分を除く最大値、また、GL-12.0mを除いて 最大値に至る時刻は概ね良い整合を示した。一方、杭の 曲げモーメントは正弦波と同様に実験結果よりも過小評 価されており精度が良いとは言えない。実験では生じて いる杭の回転挙動が再現されていないことが考えられた ため、解析モデルにおいて杭底部、また、錘と杭の境界 を回転拘束としない解析をそれぞれ別途実施したが、解 析結果に違いは認められなかった。

実地震波加振による実験・解析の結果、様々な周波数 が含まれ、かつ、継続時間の長い不規則な地震波への提 案手法の適用性が概ね確認できたものと考える。水圧の 早期の上昇は実務においては安全側の評価と考えられる が、杭の曲げモーメントの過小評価は課題であり、杭の 回転挙動を再現できるモデル化や拘束条件など継続して 検討を続けたいと考えている。

3.7 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 正弦波加振による遠心力模型実験結果に対し、動的有効 応力解析による再現解析を行い、火山灰質土の液状化挙 動と杭基礎の挙動を反映する動的有効応力解析のモデル 化を検討した。その結果、解析による地盤の応答挙動は 実験結果と概ね傾向が類似したものの、杭の応答挙動に は実験結果との乖離が確認された。これは、杭の断面積 や減衰定数などの杭モデルのパラメータ設定に起因する ものと考えられた。そのため、杭のみで実施した遠心力 模型実験結果の解析から、杭の断面積や固有周波数に基 づく減衰定数を設定し再解析を行った。その結果、杭の みの応答挙動は実験結果を概ね再現したが、杭周辺に液 状化地盤が存在するケースでは杭頭部の変位に実験結果 との乖離があり、液状化中の地盤と杭の相互作用を適切 に表現するには課題が残った。

実験結果をより適切に反映する地盤のモデル化を再検 討した結果、有効拘束圧に応じた液状化パラメータ・減 衰定数を設定することにより、杭頭の応答加速度・変位、 地盤内の過剰間隙水圧の解析精度の向上が認められた。 特に、非液状化層においても有効応力モデルを用いるこ との妥当性が示唆された。

正弦波加振実験の再現解析による検証から、液状化に 伴う杭の水平地盤反力係数の低減が大きなケースの要因 について実験結果からの推察と概ね合致する傾向が得ら れ、本検討による解析手法の適用性が示された。

実地震波加振による実験・解析の結果、様々な周波数 が含まれ、かつ、継続時間の長い不規則な地震波への提 案手法の適用性が概ね確認できたものと考える。ただし、 杭の曲げモーメントの過小評価は課題であり、杭の回転 挙動を再現できるモデル化や拘束条件など継続して検討 を続けたいと考えている。

4. まとめと今後の課題

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

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。

 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 R₁₂₀ はトリプルチューブサンプリング 試料よりも現行の道路橋示方書による算出値に近い 値を示した。また、ブロックサンプリング試料と同 等の密度を有しS波速度 Vs 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 R₁₂₀ に *Vs* 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*Vs* 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 RL20 に及ぼす土粒子構造の影響を把握する目的で、 原位置で採取した攪乱試料の再構成試料と、同深度 で採取したトリプルチューブサンプリング試料の液 状化試験を実施した。その結果、トリプルチューブ サンプリング試料と同等の密度を有し Vs 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 RL20 に Vs 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 RL の差は Vs の変化と対応するこ とが示唆された。
- 3) 北海道美幌町・森町で採取した火山灰質土の攪乱試料を対象に、それぞれ異なる密度(原位置密度・低密度)で作製した再構成試料の液状化試験結果から、液状化強度比 *R*_{L20}・乾燥密度 *pd*・*Vs*の関係について考察した。その結果、同等の*pd*に対して *R*_{L20}の値はそれぞれ異なっておりこの傾向は土粒子構造の違いによるものと解釈され、また、*Vs*と *R*_{L20}の関係には正の相関が認められるが、その関係は*pd*により異なることが示され、同じ地盤試料であっても、密度のみ、あるいは *Vs*のみだけでは *R*_{L20}の推定は困難であることが示唆された。一方、密度が同じで土粒子構造(すなわち *Vs*)が異なる試料の *Vs*と *R*_Lの比(*Vs*/*Vs**と*R*_L/*R*_L*)に着目した整理の結果、既往の砂質土に関する相関とは異なる火山灰質土特有の相関が認められそうである。
- 4) 2018 年北海道胆振東部地震および 2003 年十勝沖地 震により火山灰質地盤の液状化が確認された札幌市 清田区美しが丘の火山灰質土を対象とした各種原位 置試験の結果、液状化を伴う地震後の地盤性状に大 きな変化は見られなかった。このことは、今後同規 模の地震が作用した際に再度液状化が生じる可能性 を否定できないものと考えられ、土粒子密度が低く 細粒分の多い北海道の火山灰質粗粒土は、過剰間隙 水圧の消散に伴う圧縮沈下量が小さく液状化強度の 増加が期待できないため、再液状化の危険性が高い 地盤材料であることが示されたものと考える。
- 5) 札幌市清田区美しが丘で採取した火山灰質土の不攪 乱試料、ならびに、不攪乱試料をそれぞれ異なる密

度(原位置密度・高密度)で作製した再構成試料の 液状化試験結果から、液状化強度比 R_{L20} ・乾燥密度 ρ_d ・ V_S の関係について考察した結果、美幌町・森町 の火山灰質土と同様に $V_S \geq R_{L20}$ の関係には正の相関 が認められた。 $V_S \geq R_L$ の比に着目した整理におい て砂質土とは異なる火山灰質土特有の相関が認めら れ、さらに、各箇所・火山灰質土別に異なる傾向も 窺われた。また、 ρ_d 、 V_S の異なる不攪乱(チューブ サンプリング)試料を同様の整理に加えても一意的 な関係を示す結果が得られた。

- 6) 液状化中の火山灰質地盤における杭基礎を対象とし た正弦波加振による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。
- 7) 実験結果をより適切に反映する地盤のモデル化を再 検討した結果、有効拘束圧に応じた液状化パラメー タ・減衰定数を設定することにより、杭頭の応答加 速度・変位、地盤内の過剰間隙水圧の解析精度の向 上が認められた。特に、非液状化層においても有効 応力モデルを用いることの妥当性が示唆された。
- 8) 正弦波加振実験の再現解析における検証から、液状 化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減が大きなケ ースの要因について実験結果からの推察と概ね合 致する傾向が得られ、本検討による解析手法の適用 性が示された。
- 9) 実地震波加振による実験・解析の結果、様々な周波数が含まれ、かつ、継続時間の長い不規則な地震波への提案手法の適用性が概ね確認できた。ただし、杭の曲げモーメントの過小評価は課題であり、杭の回転挙動を再現できるモデル化や拘束条件など継続して検討を続けたいと考えている。

火山灰質土の液状化強度比の適正な評価手法の検討に あたり、Vsと RLの比に着目した整理より、既往の砂質土 に関する相関とは異なる火山灰質土特有の相関が認めら れそうであり、今後、更に同様のデータを収集し、火山 灰質土の Vs-R_L 関係を明確にする予定である。

火山灰質土の液状化挙動を反映したモデル化手法の検 討にあたり、有効拘束圧に応じた液状化パラメータ・減 衰定数を設定することにより、杭頭の応答加速度・変位、 地盤内の過剰間隙水圧の解析精度の向上が認められた。 また、継続時間の長い不規則な地震波への提案手法の適 用性が概ね確認できたが、杭の曲げモーメントに実験結 果との乖離も認められ、その再現が今後の課題である。

参考文献

- 火山灰質土の工学的性質とその利用に関する研究委員会:火山灰質土の性質とその設計・施工に関する シンポジウム発表論文集、地盤工学会、340p.、1995
- 2) 破砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会:破 砕性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会報告書 及びシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.1-74、 1999
- 北海道の火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会:実務家のための火山灰質土~特徴と設計・施工、 被災事例~、地盤工学会北海道支部、150p.、2010
- 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説、第8編、特殊土の試験、pp.945-1022、2009
- 5) 三浦清一、八木一善、川村志麻:北海道火山性粗粒 土の静的および動的力学挙動と粒子破砕、土木学会 論文集、No.547/III-36、pp.159-170、1996
- 三浦清一、八木一善、川村志麻:破砕性粗粒火山灰 土の繰返し非排水変形―強度特性に及ぼす応力履歴 の影響、土木学会論文集、No.547/III-36、pp.221-229、 1996
- 三浦清一、八木一善:火山灰質粒状体の圧密・せん 断による粒子破砕とその評価、土木学会論文集、 No.561/III-38、pp.257-269、1997
- 8) 阿曽沼剛、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
- Miura, S., Yagi, K. and Asonuma, T. : Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.4, pp.47-57, 2003
- 10) 堀田大介、三浦清一:種々の応力条件下における破 砕性粒状体の力学特性、土木学会論文集、 No.813/III-74、pp.227-238、2006
- 11) 高田誠、北村良介、北田貴光、冨山貴史: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
- 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編、 pp.161-170、2017
- 15) 地盤工学会:地盤材料試験の方法と解説、第7編、第 6章、土の液状化強度特性を求めるための繰返し非排 水三軸試験、pp.743-746、2009
- 16) T. Kiyota, J. Koseki, T. Sato and Y. Tsutsumi: Effects of sample disturbance on small strain characteristics and liquefaction properties of holocene and pleistocene sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol. 49, No.4, pp. 509-523, 2009
- 17) T. Kiyota, J. Koseki, T. Sato and R. Kuwano: Aging effects on small strain shear moduli and liquefaction properties of in-situ frozen and reconstituted sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol. 49, No.2, pp.259-274, 2009
- 18) 1993年地震災害調査委員会:1993年北海道南西沖地 震災害調査報告書、地盤工学会、490p.、1997
- 電力中央研究所: 1993 年北海道南西沖地震における 礫地盤液状化の原因解明(その1) - 地盤調査・試験と 液状化判定 - 、電力中央研究所報告・研究報告: U94007、73p.、1994
- 着田隆、呉杰祐:原位置と室内試験によるVs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
- 2003年十勝沖地震地盤災害調査委員会:2003年十勝 沖地震地盤災害調査報告書、4.火山灰地盤の液状化、 地盤工学会、pp.29-48、2004
- 22) 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
- 23) 江川拓也、林憲裕、冨澤幸一、磯部公一:火山灰質 地盤における杭基礎の耐震性能に関する検討 一液 状化層の堆積状況の影響に関する遠心力模型実験-、 地盤工学会北海道支部技術報告集、No.57、pp.255-262、 2017
- 24) 江川拓也、畠山乃、磯部公一:火山灰質地盤におけ る杭基礎の耐震性能に関する検討 -液状化層厚の

影響に関する一考察-、地盤工学会北海道支部技術 報告集、No.59、pp.37-42、2019

25) 日本道路協会:道路橋示方書・同解説V耐震設計編、 pp.71-80、2017