

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、地質） 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り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～R3 年度は各々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 3 年度までに実施した研究の成果・取組について要約すると以下のとおりである。

(1) 巨大地震に対する構造物の被害最小化技術・早期復旧技術の開発

1) 特殊土地盤を含む盛土の耐震性評価手法の高精度化及び耐震補強法の合理化手法の開発を目標とし、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。

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

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

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。R3年度は、被災盛土における電気探査の繰り返し調査結果をまとめ、宙水付近の特徴的な地下水流動の把握が可能であることを明らかにした。

高盛土・谷状地形盛土については、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年度に遠心力载荷模型実験を実施した。その結果、H28年度は合理的な耐震性の向上のためには盛土材料（特に細粒分含有率の高いもの）の動的な変形特性を踏まえた評価が必要と判明した。H29年度は細粒分中のシルト・粘土含有率による地震時変形挙動の違いおよび塑性指数の影響についての知見を得た。H30年度は、透水性の相似則の影響および締固めの影響を確認するための模型実験を実施し、加振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。過去の地震時の谷埋め高盛土の被災事例では、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事例が多く見られることから、R1～3年度は、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として、難透水層上の水位低下のための鉛直ドレーン及び水平排水層の効果を確認するための動的遠心力载荷実験を行い、水位低下による変状対策効果を検証した。さらに、R3年度は、過去の被災事例では、谷が最も深く盛土厚さが厚い箇所ではなく、その前後の盛土厚さが薄い箇所に変状が確認される事例があったことから、谷埋め高盛土の地山との境界を想定し、地山に腹付けした盛土の幅を変えた動的遠心力载荷実験を行い、盛土幅が盛土の変状に及ぼす影響について検討を行った。

泥炭地盤上盛土に対する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が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するための遠心力载荷動的模型実験を行った。R3年度は、対策規模の妥当性を検討すべく、盛土法尻への布団籠の規模を縮小した遠心力载荷動的模型実験を行った。

2) 減災の観点から望ましい橋の破壊形態の評価手法及び超過外力に対する橋の減災設計法を開発するため、H28年度は鋼アーチ橋について、超過外力が作用した場合の損傷過程を分析し、致命的な損傷を避けるための構造条件を導出した。また桁橋についても、解析に加え、損傷事例等を踏まえ、超過外力を想定した場合の課題を整理し、望ましい損傷シナリオを誘導するための設計の考え方を、設計の段階（設計条件の設定から評価・検証まで）毎に検討し整理した。H29年度は検討をさらに進め、解析により超過外力に対し設計上配慮可能な損傷制御の方策を検討、その有効性を検証した。さらに所要の供用性・修復性等に対し、とどめるべき損傷度を示すシナリオ案を提案した。H30年度は、支承部への損傷制御の実現性を検証するため、既往文献調査による橋脚の設計条件の検討、供試体設計と、支承の各部品における力の作用状況および耐力を把握するための载荷実験を行った。R1年度は、支承部への損傷制御の実現性を検証するため、载荷条件の評価、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、前年度に実施した载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と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。R3年度は、耐力階層化鉄筋を用いたRC橋脚の载荷実験および既設橋を対象とした耐力階層化橋脚の設計法の提案を行った。また、損傷誘導部材のせん断試験を実施し、最適構造の

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

提案を行うとともに、損傷誘導部材を有する積層ゴム支承を配置した RC 橋脚模型を用いた正負交番載荷試験を実施し、損傷制御設計の検証を行った。

3) 合理的で信頼性の高い既設橋基礎の耐震補強法の開発については、H28 年度は既設基礎の補強設計・施工実態について調査・分析を行い、フーチングのせん断補強の困難性等の課題を把握、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。R3 年度は、従来の増し杭工法における増設フーチングと既設フーチングの接合部の配筋に着目し、あと施工アンカーを用いる接合方法を提案し、実験および数値解析により提案手法の有効性を検証した。

(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（地震時残留変形解析手法）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。R3 年度は、盛土の崩壊が発生した 2 地震の中で、盛土の情報が残されている 27 事例を対象に解析を行い、解析手法の適用性を検討した。

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

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關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残留変形解析を行い、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。R3 年度は、地震時変形量の再現性を向上させるため、既往の検討モデルの解析メッシュや地下水位を変化させた解析を行った上で、泥炭地盤の構成モデルの違いや、泥炭地盤の地震時剛性低下の影響を調査した。

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

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

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。R3年度は、液状化に伴う側方流動の影響を受ける橋台の耐震補強工法として、前面分離型鋼管矢板壁の補強効果の評価方法について検討を行った。

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。R3年度は、橋台の動的FEM解析によるパラメトリックスタディの結果に基づき、橋台の振動特性が異なる複数のケースに対して、簡易な地震時応答評価手法である等価一自由度モデルの適用性を検討した。また、既製RC杭に対して解析によるパラメトリックスタディを実施し、各パラメータがせん断耐力に及ぼす影響を確認するとともに、RC杭に対するPHC杭のせん断耐力評価式の適用性について検討した。

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、変状が進展する可能性があること、特に横断亀裂が生じた場合は堤防機能を喪失する可能性があることを確認する等、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残留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。R3年度は、一連の遠心模型実験の結果に基づき、種々の被災パターンの堤防について地震後の変状と機能低下の関係を解明し、地震後の被災状況に応じた堤防の復旧方法の考え方を整理した。

(3) 構造物への影響を考慮した地盤の液状化評価法の開発

構造物への影響を考慮した合理的な液状化判定法を確立するため、H28年度は液状化に対する抵抗率FLと過剰間隙水圧比Ruおよびダイレイタンス ϵ_d の関係について考察を行い、これらの関係が液状化強度曲線、水圧上昇曲線、圧縮曲線の組み合わせによって表現される可能性があることを示した。H29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

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

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。R3年度は、原位置液状化試験法について、現場実験により砂質土～粘性土の多様な土質に対する適用性を検証するとともに、河川管理者の要望を受け、堤防の耐震性評価のための地盤調査に適用した。

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。R3年度は、過年度までの3地区とは異なり軽石分が卓越する北海道中標津町の火山灰質土を対象に、過年度までの検討と同様の原位置試験・液状化試験から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その適用性が認められた動的有効応力解析モデル化手法について、これまでとは異なる杭種への適用性を検証した。

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）、
地質チーム

研究担当者：齋藤清志、稲崎富士、品川俊介、
尾西恭亮

【要旨】

本研究は、盛土の耐震性評価の効率を向上させる手法のひとつとして、物理探査を用いた脆弱箇所の特効的な抽出手法の実証を目的としている。表面波探査や電気探査などの複数の浅部物理探査手法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、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へ、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。

R3年度は、被災盛土における電気探査の繰り返し調査結果をまとめ、宙水付近の特徴的な地下水流動の把握が可能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、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

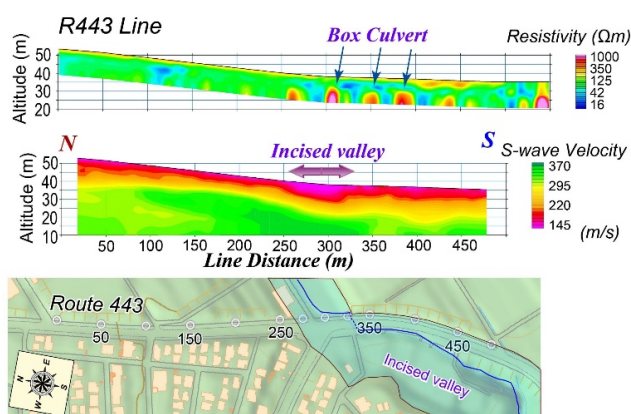


図-2.2 熊本地震時盛土崩壊箇所接続部での盛土内部断面

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⁵⁾。道路は片側一車線の本線とオンオフランプで構成されている。東側のオフランプ車線が崩壊した。道路表面に多数の亀裂が残された。盛土の崩壊により、道路に面した南北方向約40m、東西方向約10mの領域は、高さ2m程度隆起した。

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



図-2.3 UAV空撮画像を基に作成したオルソ画像

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

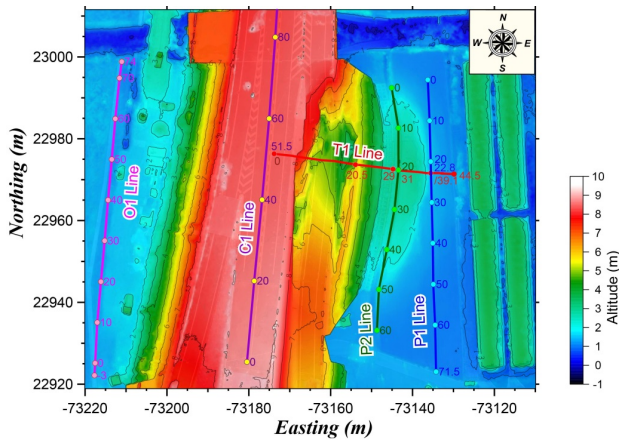


図-2.4 崩壊盛土のDSM表示（探査測線を併記）

は、写真では特定が困難な舗装表面の微小亀裂を、明瞭にイメージングしている。

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

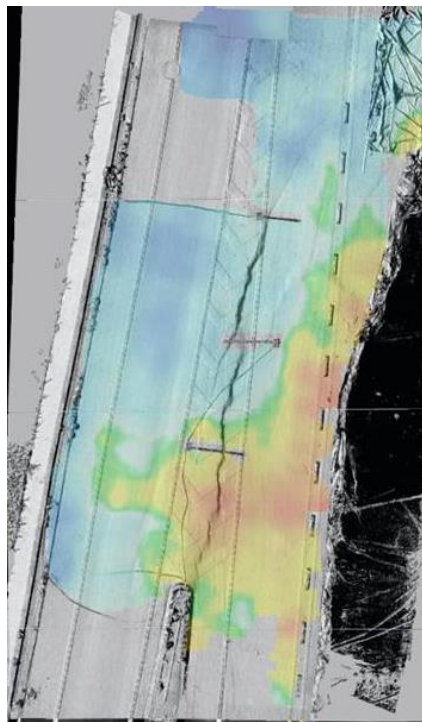


図-2.5 DSMによる陰影図と地中レーダ反射振幅分布の統合表示画像

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。

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。

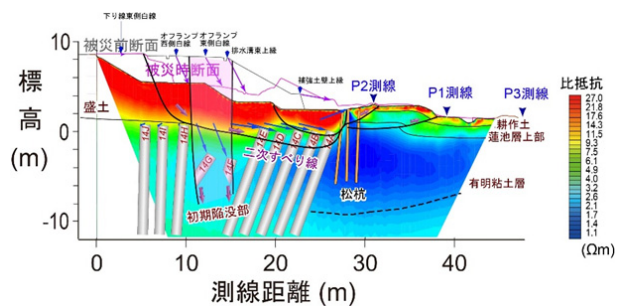


図-2.6 盛土を横断する比抵抗分布および地下構造とすべり面の解釈断面

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

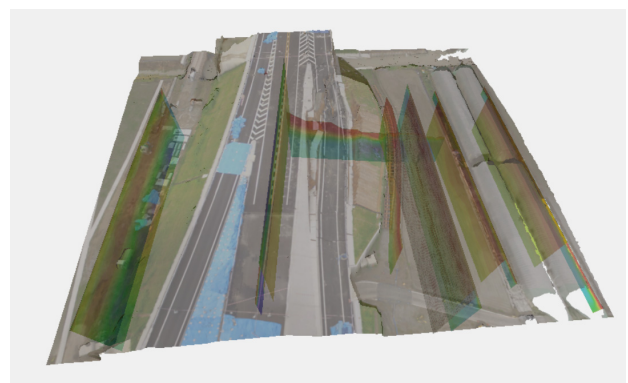


図-2.7 空間統合化情報の表示例

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。

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。

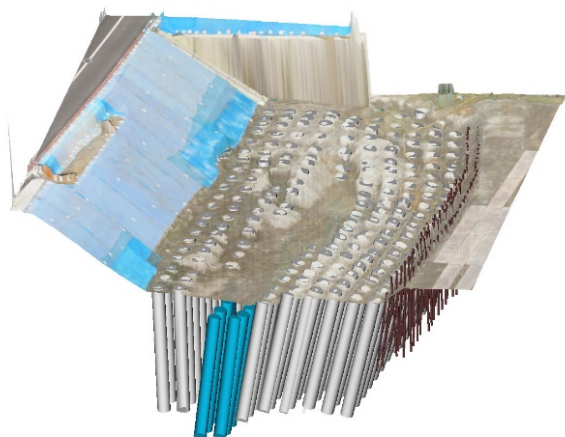


図-2.8 改良体の推定位置の空間情報

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⁷⁾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

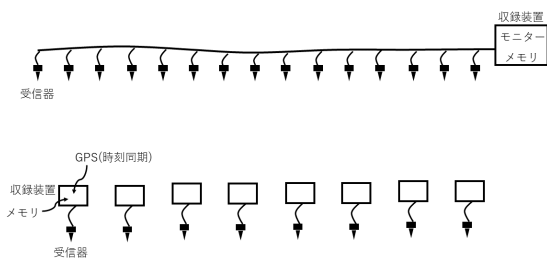


図-2.11 通常型と独立型の振動受振装置の相違 (上: 通常型, 下: 独立型)

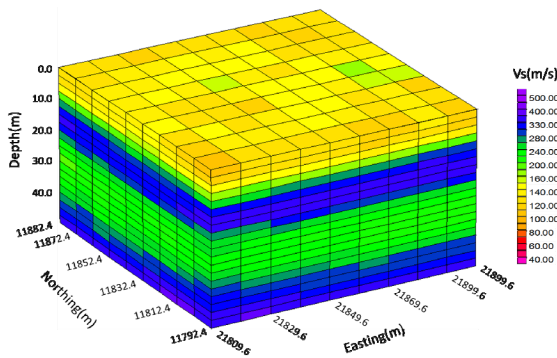


図-2.12 3次元S波速度分布

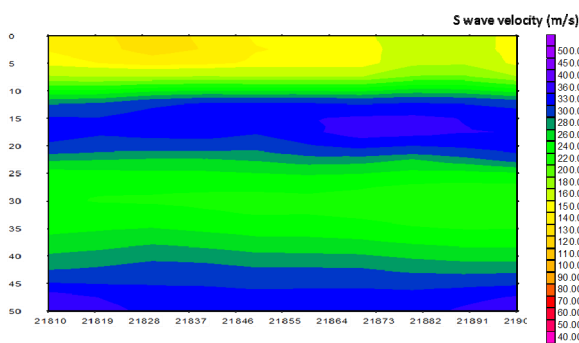


図-2.13 2次元S波速度分布

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。

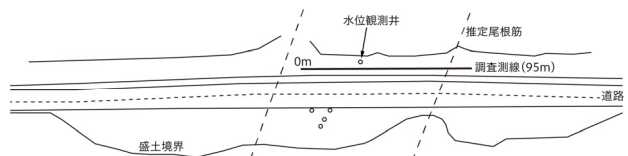


図-2.14 電気探査の測線設定位置

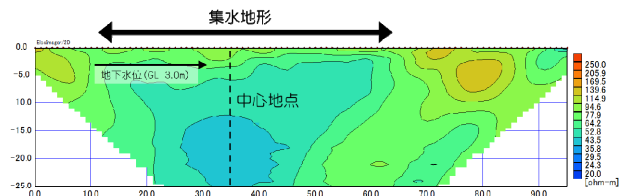


図-2.15 比抵抗分布による集水構造の分布把握

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。

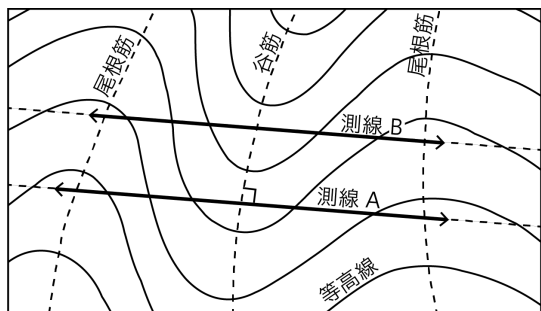


図-2.16 集水構造の電気探査調査の測線配置

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⁾。

2.6 繰り返し調査による宙水の状況把握

盛土内の宙水の形成は、水位が高位に保持され、耐震性に対する不安定要素となる。宙水の確認されている盛

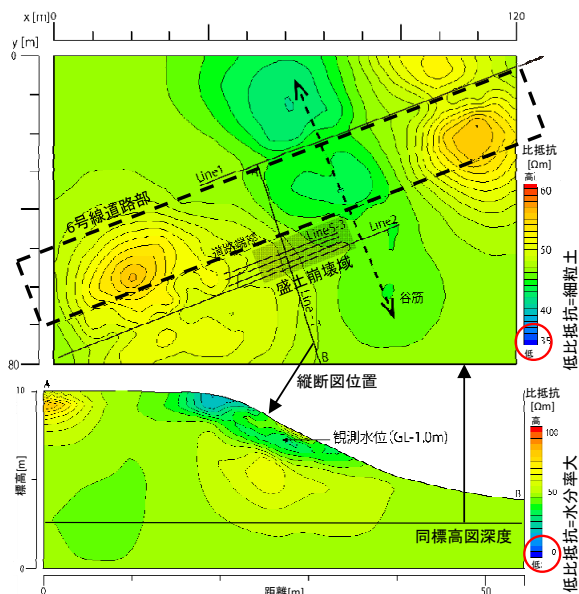


図-2.17 3次元解析による明瞭な集水構造の把握と水位の高い領域の把握 (上：同標高図、下：縦断図)

土において繰り返し電気探査を実施し、盛土内部の状態の把握を試みた (図-2.18)。盛土斜面に対して水平な方向に、31mの探査測線を、傾斜方向の距離で2m離して平行に2本設けた。Line Aが下位に位置する。宙水が確認されている水位観測井の場所を矢印で示している。ここで、夏期の記録が得られていないため、一部推定となるが、年間を通じた傾向として、冬期が最も比抵抗が高く排水が進んだ状態となり、春期から秋期にかけて比抵抗が低く水分率が増加した状態となることわかる。ここで、11月に対して12月では宙水の存在する領域の比抵抗が周辺よりやや高くなっている (図中点線円内)。これは、宙水の存在域は透水性が高く流路となっており、水の供給量が低下すると周辺に先行して排水が進むことを示している。繰り返し調査により、季節変動に伴う宙水の特徴的な流動状態把握を行うことが可能であることを示す結果が得られた。

3. まとめ

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

また、空間情報統合化による各種情報の一体的管理および解析を行った。熊本地震で被災を受けた道路高盛土

を対象に UAV 空撮画像や路面詳細撮影画像をオルソ化

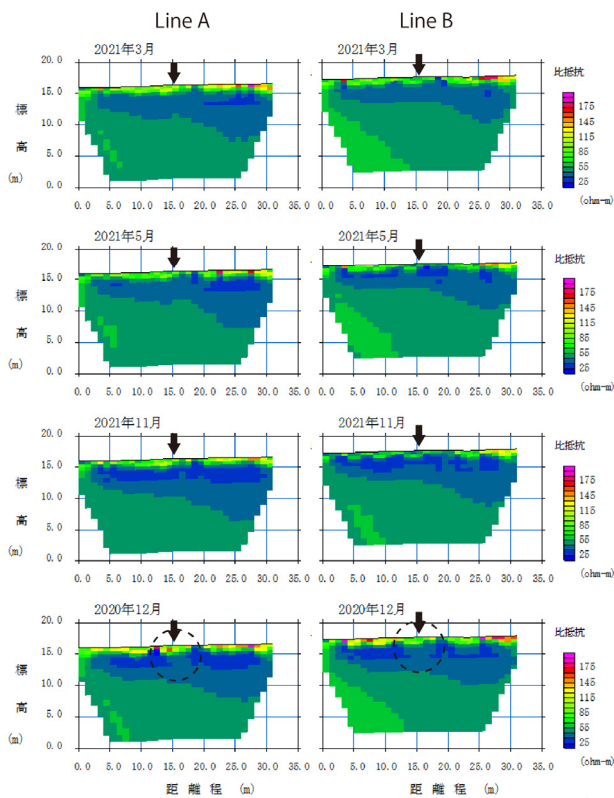


図-2.18 比抵抗分布の繰り返し記録

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。
- 2) Hayashi, K., and Suzuki, H. : CMP cross-correlation analysis of multichannel surface-wave data, Exploration Geophysics, 35, 7-13. 2004.
- 3) Hayashi, K., et al. : CMP spatial autocorrelation analysis of multichannel passive surface-wave data, SEG Expanded Abstracts, 85, 2200-2204, 2015.
- 4) 稲崎富士・青池邦夫：稠密物理探査技術による浅部地盤構造の把握と 3 次元可視化技術、土木技術資料、Vol.59、No.2、14-19、2017。
- 5) Kisanuki, H., Ogahara, T., Onishi, K. and Inazaki, T. : Near surface geophysical survey at a collapsed site of a highway embankment caused by a heavy rainfall, Proceedings of the 30th Annual Symposium on the Application of Geophysics to Engineering and Environmental Problems (SAGEEP2017), 2017.3.
- 6) Kobayashi, T., Ogahara, T. and Inazaki, T., Construction of a 3D S-wave velocity structure model utilizing passive surface wave method, NS33C-0817, AGU Fall Meeting, 2018.
- 7) Morikawa, H., Sawada, S. and Akamatsu, J., A Method to Estimate Phase Velocities of Rayleigh Waves Using Microseisms Simultaneously Observed at Two Sites, Bulletin of the Seismological Society of America, Vol. 94, No. 3, 961-976, 2000.
- 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。

地震時の変状に及ぼす盛土材料の細粒分含有率の影響については、細粒分含有率が高く塑性指数が低い場合は変形が大きくなる傾向があるが、塑性指数が大きくなると変形量が抑制される傾向を確認した。ただし、これらの模型実験では実験の制約上、浸透水に脱気水を使用しており、その粘性（透水性）の相似則の影響の把握及び締固め度の低下の影響を把握する必要があるため、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。

また、過去の地震時の谷埋めの高盛土の被災事例では、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ている事例が多くみられることから、これ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として、難透水層上の水位低下のための鉛直ドレーン及び水平排水層を設けた実験を行い、水位低下による変状対策効果を検証した。

さらに、過去の被災事例では、谷が最も深く盛土厚さが厚い箇所ではなく、その前後の盛土厚さが薄い箇所に変状が確認される事例があったことから、谷埋め高盛土の地山との境界部を想定し、地山に腹付けした盛土の幅を変えた動的遠心力載荷実験を行い、盛土幅が盛土の変状に及ぼす影響について検討を行った。

キーワード：道路盛土、遠心力載荷実験、細粒分含有率、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、締固め程度の違い等が盛土の地震時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、地震時の谷埋め高盛土の変状に及ぼす盛土材料の細粒分含有率の影響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が、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。ただし、これらの模型実験では実験の制約上、浸透水に脱気水を使用しており、その粘性（透水性）の相似則の影響を把握する必要があった。また、締固め度の低下の影響も把握する必要があったため、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 1～3 年度は、過去の地震時の谷埋めの高盛土の被災事例では、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ている事例が多くみられることから、これ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として、難透水層上の水位低下のための鉛直ドレーン及び水平排水層を設けた実験を行い、水位低下による変状対策効果を検証した。

さらに令和 3 年度は、過去の被災事例では、谷が最も深く盛土厚さが厚い箇所ではなく、その前後の盛土厚さが薄い箇所に変状が確認される事例があったことから、谷埋め高盛土の地山との境界部を想定し、地山に腹付け

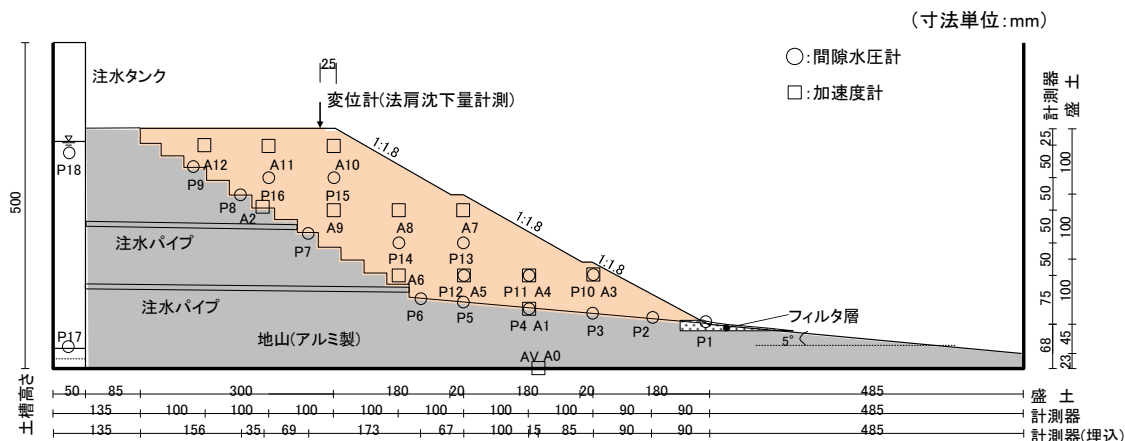


図-2.1 実験模型図 (寸法は1/50 スケール)

表-2.1 動的遠心力载荷実験 ケース一覧

年度	ケース	実験条件				盛土材料の物性												
		盛土材料名	細粒含有率 F_c (%)	締固め度 D_c (%)	含水比 ω (%)	空気間隙率 v_a (%)	土粒子密度 ρ_s (g/cm^3)	礫含有率 (%)	砂含有率 (%)	シルト含有率 (%)	粘土含有率 (%)	均等係数 U_c	平均粒径 D_{50} (mm)	液性限界 ω_L (%)	塑性限界 ω_p (%)	塑性指数 I_p	最大乾燥密度 ρ_{dmax} (g/cm^3)	最適含水比 ω_{opt} (%)
H28	CASE1	FC50	51.3	85	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	FC20	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	FC30	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		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	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	
	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	B	56.1	20.7	24.3	2.744	0	43.9	50.6	5.5	5.0	0.069	35.1	21.0000	14.1	1.558	20	
H30	CASE8	FC20	43.6	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	
	CASE9		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
R1	CASE10	A	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	江戸崎砂 (原砂)	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
	CASE12																	
CASE13																		
R2	CASE14	江戸崎砂 (原砂)	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
	CASE15																	
R3	CASE16	江戸崎砂 (原砂)	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
	CASE17																	
	CASE18																	
	CASE19																	

※CASE9 及びCASE11~15 は間隙水にメトローズ水溶液を使用。他のケースは脱気水を使用。

した盛土の幅を変えた動的遠心力载荷実験を行い、盛土幅が盛土の変状に及ぼす影響について検討を行った。

2. 高盛土・谷状地形盛土の動的遠心力载荷実験

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

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。

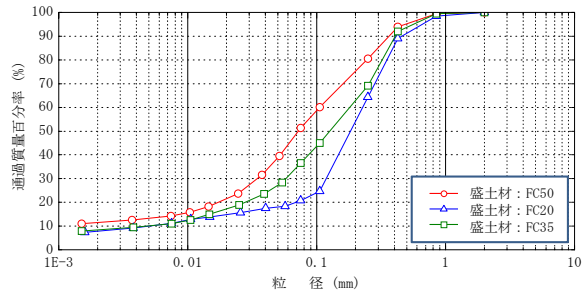
2.1 実験模型および加振実験の概要

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、表-2.1 に実施した実験ケース一覧を示す。

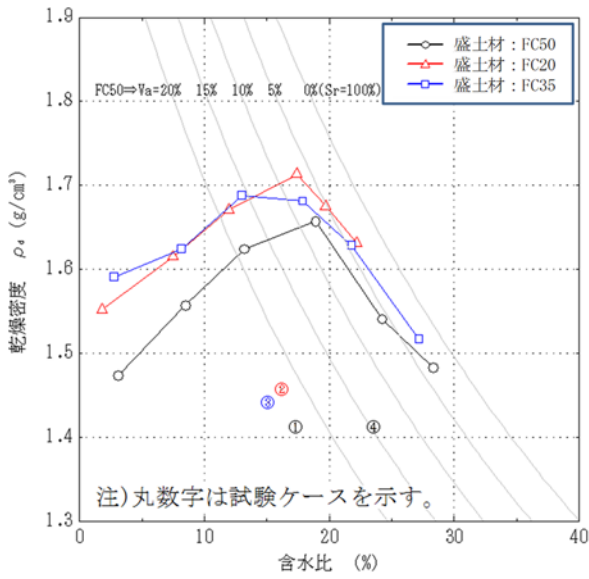
実験模型は、幅 1500mm、奥行 300mm、高さ 500mm の鋼製大型土槽内に、段切りした地山模型を設置し、その上に計測器を埋設した盛土模型を作製した。

地山模型は、勾配 5° の傾斜部 (図右側) と上部の傾斜 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、深さ方向の 2 箇所盛土内への注水パイプを等間隔で 7 本取り付け、水頭差を形成することで盛土内に水を浸透させる構造としている。さらに法尻下の地山面には浸透水位 (浸潤線) 形成時における法尻部の浸透破壊を防止する目的でフィルター層を設けた。

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、珪砂 7 号を用いて土槽前面ガラス面に水平・鉛直方向のメッシュを作製するとともに、メッシュ格子間の土槽ガラス前面と地表面に地盤変形観察用の標点を設置した。



(a) 粒径加積曲線



(b) 締固め曲線

図-2.2 盛土材料の粒径加積曲線及び締固め曲線

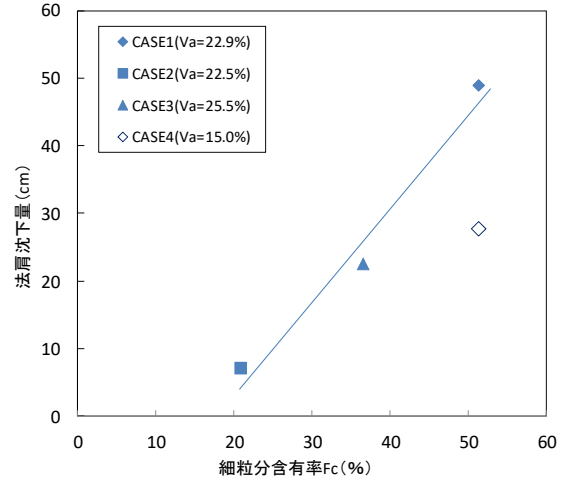


図-2.3 細粒含有率と法肩沈下量の関係

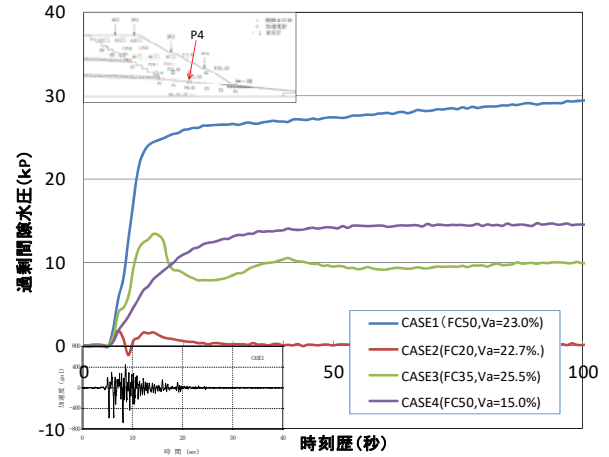
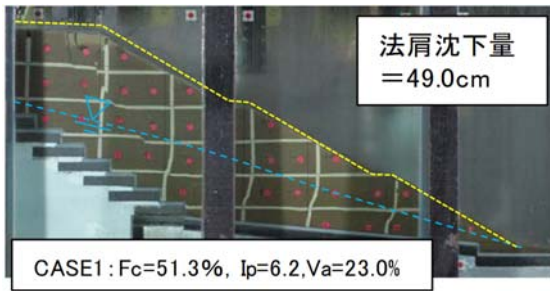
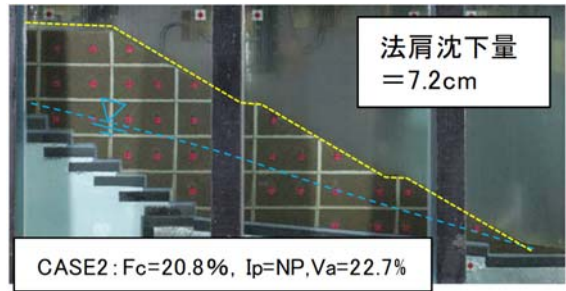


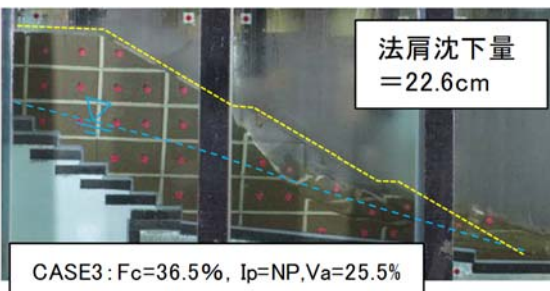
図-2.4 加振時の盛土内の過剰間隙水圧の変化状況例



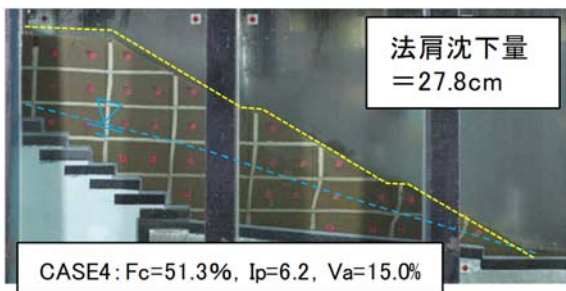
(a) CASE1



(b) CASE2



(c) CASE3



(d) CASE4

写真-2.1 加振後の模型の変形状態 (青色破線は加振時の盛土内水位)

加振実験は、模型に50Gの遠心力を作用させた後、盛土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、神戸海洋気象台N-S波(1995年兵庫県南部地震、ただしH29年度以前の実験では加速度振幅を0.7倍に調整)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カメラで撮影した。

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の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、FC30、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。FC20及びFC30については、塑性指数 $I_p=NP$ であり、FC50については、 $I_p=6.2$ である。

盛土の締固め度を高めると耐震性は向上するが、細粒分含有率の高い材料(粘性土)では、空気間隙率を下げ(飽和度を上げて)締め固めることにより、施工後の水の浸入に対する強度低下や体積減少を抑制できることから、一般に空気間隙率による締固め管理が行われるが、その耐震性への影響は明確になっていない。このため最適含水比による締固めだけでなく締固め時の空気間隙率も変化させて実験を行った。

盛土模型は、CASE1~3については、FC50、FC20、FC30、

の各材料を、締固め度 $D_c=85\%$ 、最適含水比付近(含水比15~17%)で、CASE4については、FC50を用いて締固め度 $D_c=85\%$ 、 $v_a=15\%$ 相当の空気間隙率管理(含水比約24%)で作製した。

通常は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、間隙流体として水溶性セルロースエーテル水溶液などにより粘度を調整した流体を用いるが、本ケースのように細粒分含有率の高い盛土材では透水性が低いため、浸透に非常に長時間を要し、水溶性セルロースエーテル水溶液を使用すると、実験中に水と水溶性セルロースエーテルが分離し変質してしまうため、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に細粒分含有率と加振後の法肩沈下量の関係を、図-2.4に加振中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、FC50を用いたCASE1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でも締固め時の空気間隙率が低い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では過剰間隙水圧の上昇が緩やかになっ

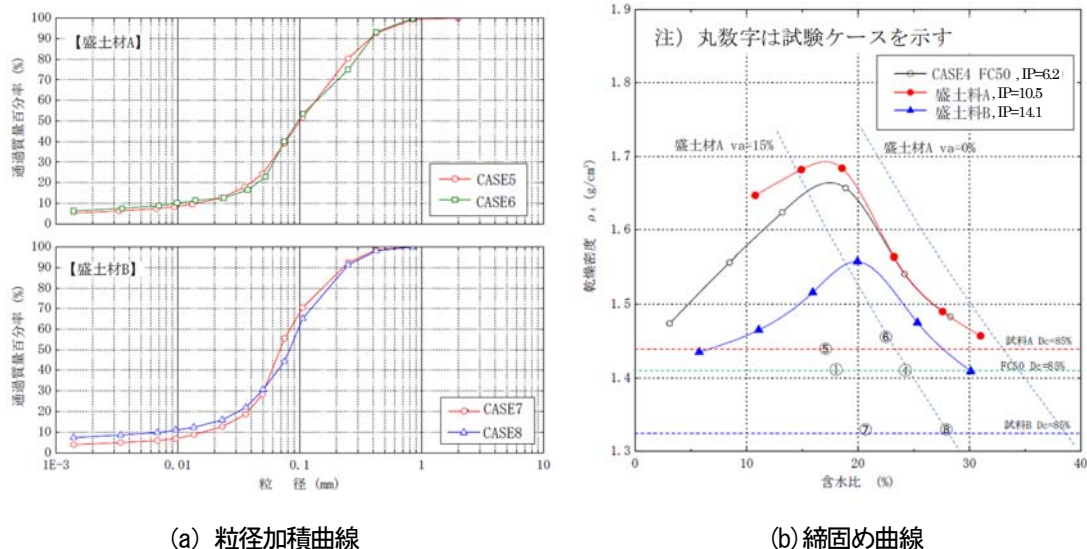


図-2.5 盛土材料の粒径加積曲線及び締固め曲線

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る飽和度上昇が抑制され、加振時の過剰間隙水圧が上昇しにくくなったことが、CASE1 に対して CASE4 の変形が抑制された要因と考えられる。さらに、遠心加速度上昇時の圧密沈下量は、CASE4 の方が CASE1 より大きくなっており、CASE4 は空気間隙率を下げたことにより、圧密による間隙の収縮（密度の増加）が大きく（図-2.11 で後述）、変形量が抑制されたと考えられる。締固め時の空気間隙率を小さくする（含水比を上げる）ことにより、繰り返しせん断強度が低下することも知られており、特に砂質土では盛土の変形を大きくする方向に影響するが、今回使用した盛土材料では、圧密による密度増加の影響の方が大きく、変形が抑制されたと考えられる。

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、間隙流体に脱気水を使用したことで透水現象と動的現象の相似側が合っていない影響もあり、加振時に過剰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。

FC30 を用いた CASE3 は、CASE2 よりも過剰間隙水圧が上昇し、上面中央付近から法尻に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、透水性の相似側が厳密には

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、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）。また、前述のとおり平成 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、この場合、動的現象と浸透現象の相似側が整合していないため、過剰間隙水圧の消散など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

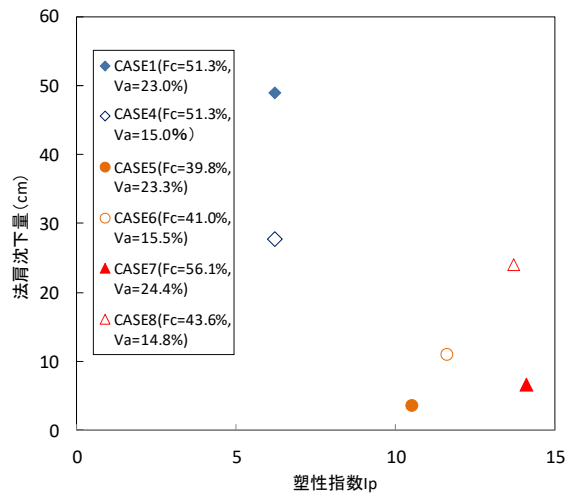


図-2.6 塑性指数と法肩沈下量の関係

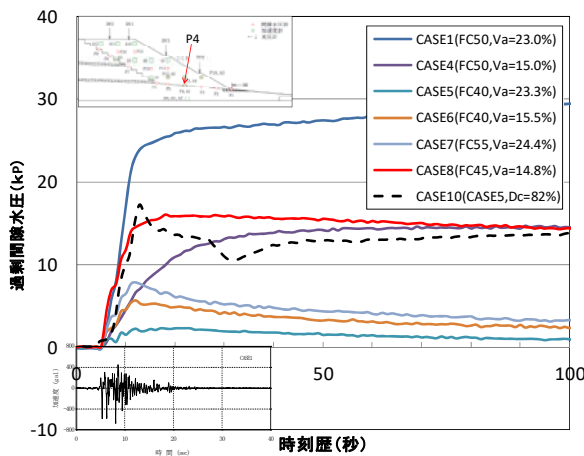


図-2.7 加振時の法肩沈下量の変化状況の例

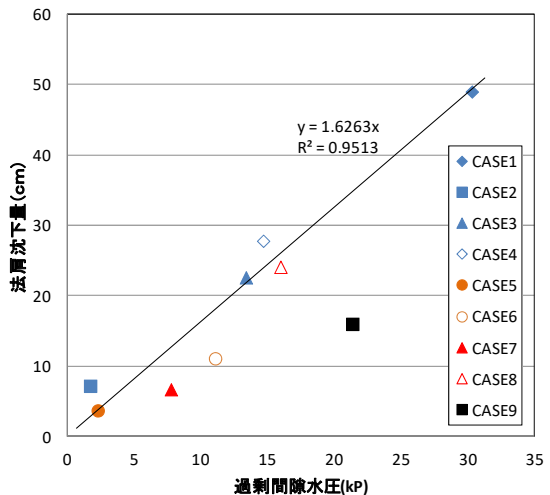
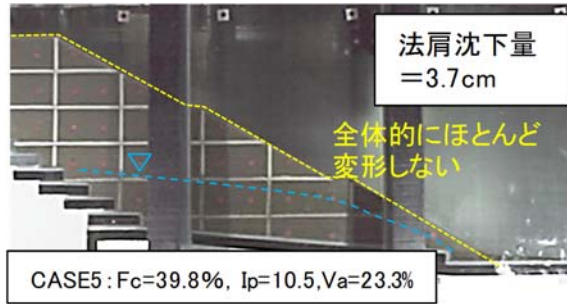


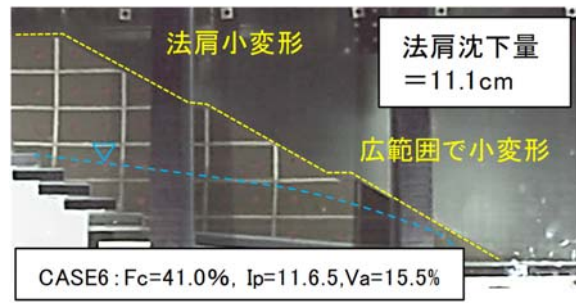
図-2.8 加振時の盛土内の過剰間隙水圧の変化状況の例

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。このため、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⁾。この実験では、平成28年度に実

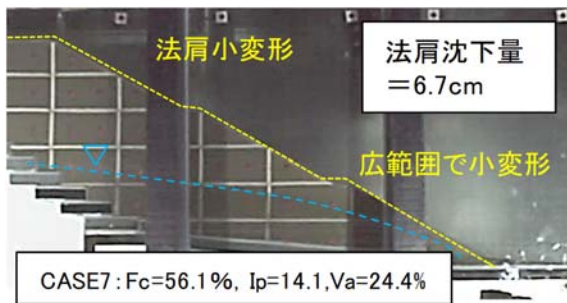
施したCASE2の条件で浸透水に水の50倍の粘性を持つ水溶性セルロース（信越化学製、メトローズ）水溶液を用いた比較実験を行うこととした（表-2.1 CASE9）。各ケースで用いた盛土材料は、FC50の I_p が6.2%で



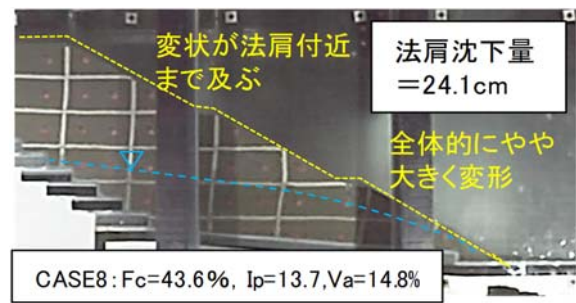
(a)CASE5



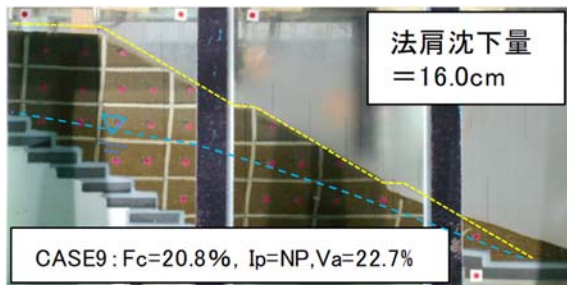
(b)CASE6



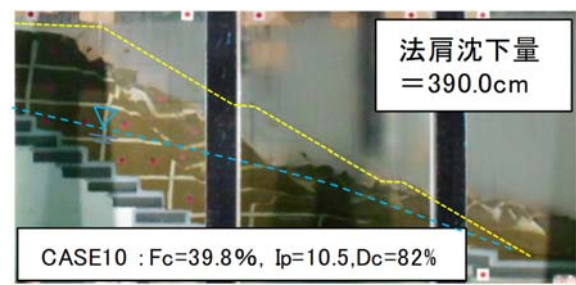
(c)CASE7



(d)CASE8



(e)CASE9



(f)CASE10

写真-2.2 加振後の模型の変形状態（青色破線は加振時の盛土内水位）

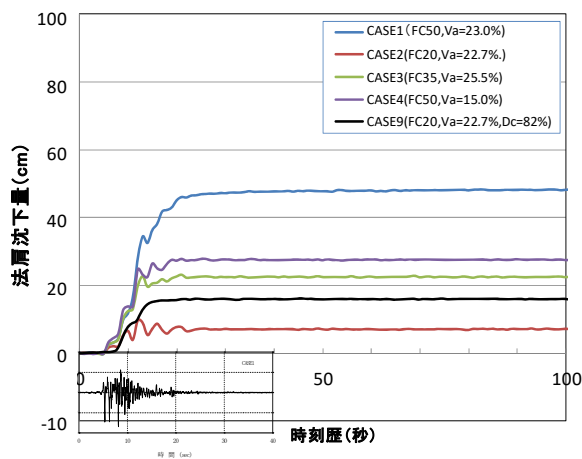


図-2.9 加振時の法肩沈下量の変化状況の例

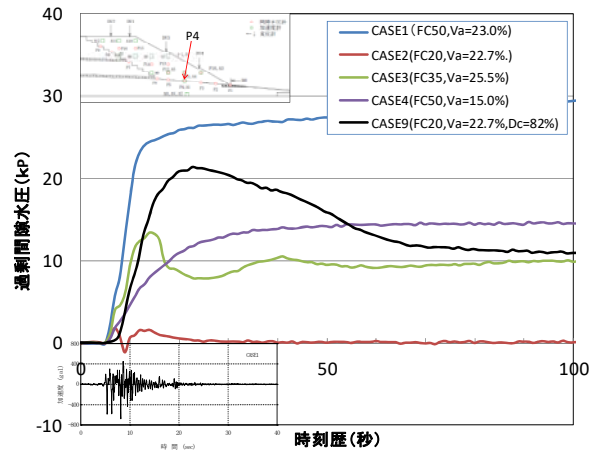


図-2.10 加振時の盛土内の過剰間隙水圧の変化状況の例

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。後述するが、平成 29 年度に実施した実験では、材料調整のバラツキの影響から盛土材 B の実験 (CASE7、CASE8) では想定していた細粒分含有率と異なった試料での実験となり、特に CASE8 については盛土材 A と比較して I_p は大きいものの細粒分含有率は盛土材 A に近いことから、締固め不足となっていることが考えられた。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)。

盛土モデルは、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 と同様の条件である。

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 に塑性指数 I_p と法肩沈下量の関係、図-2.7 に加振時の盛土内の過剰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、 I_p の小さい FC50 (CASE1、CASE4) と I_p の比較的大きい盛土材 A (CASE5、CASE6) および盛土材 B (CASE7) とを比較すると、 I_p の増加により変形量が小さくなる傾向がみられるとともに、加振時の P4 の過剰間隙水圧の変化状況 (図-2.7) についても、 I_p の高いケース (CASE5~7) で過剰間隙水圧の上昇が小さくなった。

一方で、盛土材 A と盛土材 B とを比較すると、変形量の値は全体的に小さいものの、 I_p が大きくなると変形量および過剰間隙水圧も若干ではあるが増加している (図-2.6、図-2.8)。これは、盛土材料の細粒分含有率と繰返しせん断強度が最大となる締固め時含水比に何らかの関係が存在することを示唆している。

ここで、CASE8 については、CASE5~7 と比して変形量も大きくかつ過剰間隙水圧の上昇も大きかった。CASE8 は CASE7 との比較実験であったが、盛土材 B は粒度特性にバラツキが大きいことが確認されており、

CASE8 の試料は盛土材 A に近い粒度特性であった可能性がある。仮に盛土材 A の締固め曲線で管理した場合、CASE8 は $D_c=78\%$ 、 $v_a=15.6\%$ と、著しく締固め度が低かったことになり、模型作成時の締固め不足の影響を受けて変形量が大きくなった可能性がある。

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

図-2.9 および図-2.10 を見ると、前述のとおり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。

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

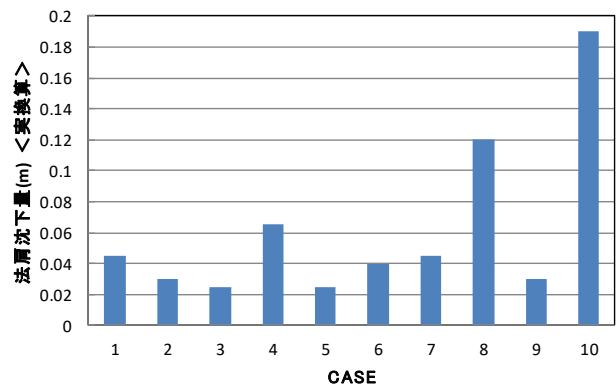


図-2.11 遠心力载荷及び浸透水通水時の圧密による法肩沈下量

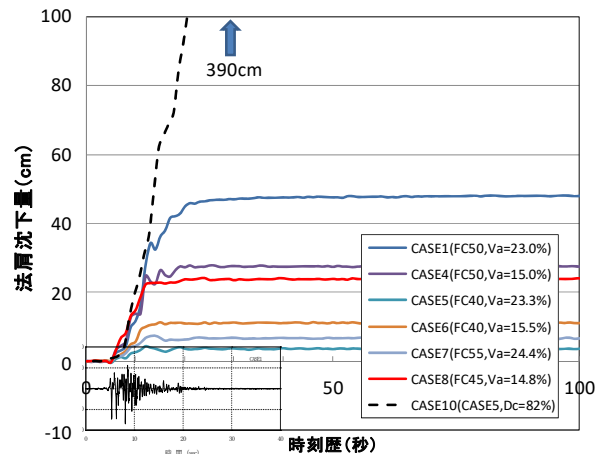


図-2.12 加振時の法肩沈下量の変化状況の例

なかった。

写真-2.2 の変形状況を見ると、メトロゾ水溶液を用いたCASE9 において法尻付近で小崩壊は発生しているものの、全体的な傾向としては、CASE2 と同様の変形形態であると考えられる。なお、産地の異なる材料や締固め条件が異なるもの、地震波形が異なるなど、実験条件が異なれば、これらの傾向も異なるものと考えられるので、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。

図-2.11 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-2.12 にCASE1、CASE4、CASE5～CASE8、CASE10 の加振時の法肩沈下量の変化状況を示す。

加振前の遠心力载荷及び浸透水通過時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 の密度がかなり低い状態であったと推定され、圧密による密度増加があったにもかかわらず変形量が大きくなったものと考えられる。

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事がわかった。

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. 4 盛土内の宙水及び難透水層の影響に関する実験

(1) 難透水層の影響及び鉛直ドレーンによる対策効果

地震により被災した谷埋め盛土において、盛土内に難透水層及びその上部に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

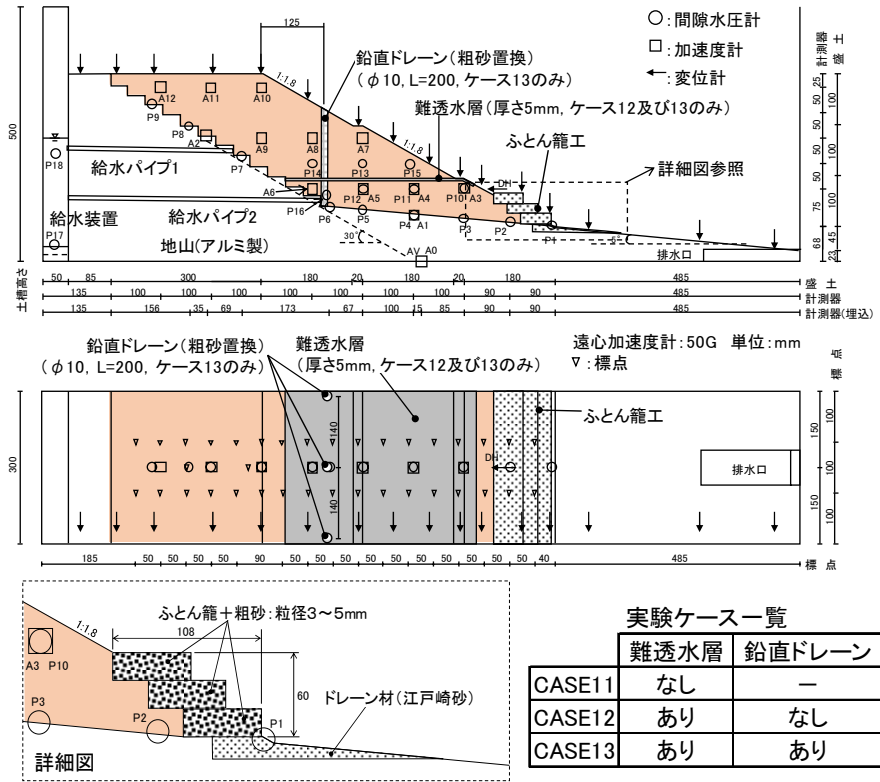


図-2.13 宙水及び難透水層の影響に関する実験模型 (寸法は1/50スケール)

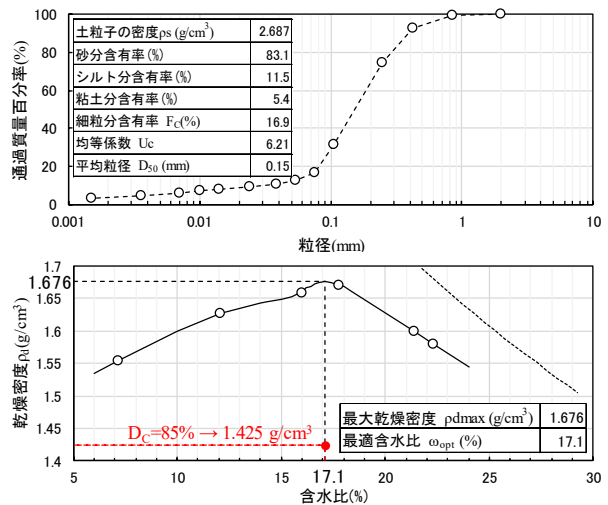


図-2.14 盛土模型材料 (江戸崎砂) の物性

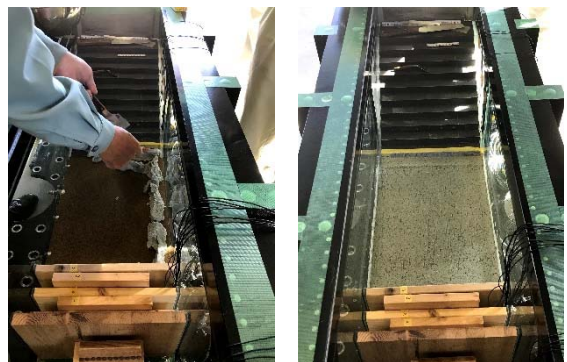


写真-2.3 難透水層の作製状況

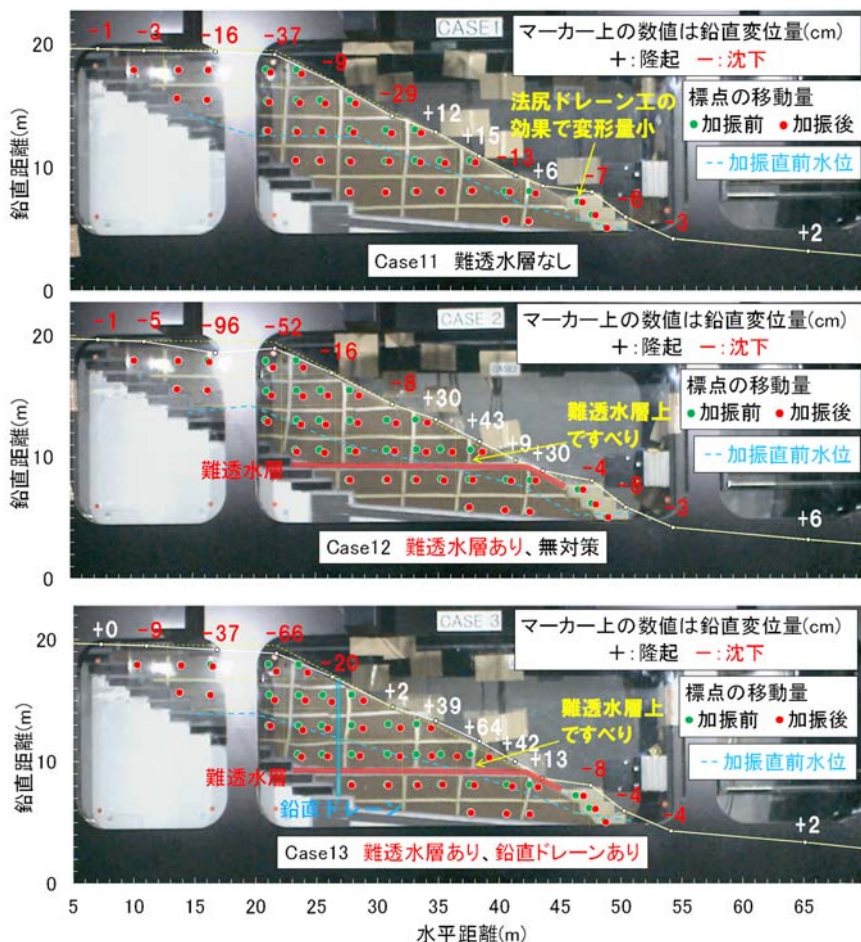


図-2.15 実験後の模型の状況(実換算スケール)

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载荷実験を行い、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⁾。

図-2.13 に実験模型を示す。模型はCASE10 までと同様であるが、盛土内への浸透水には粘度を 50 倍に調整したメトロズ水溶液を用い、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-2.14 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-2.3 参照)、その上に水位が形成されるものとした。CASE13 では、

法尻から法尻方向に 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。

センサーの配置も CASE10 までとほぼ同様であるが、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。

模型に 50G の遠心力を作用させた後、盛土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。

図-2.15 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

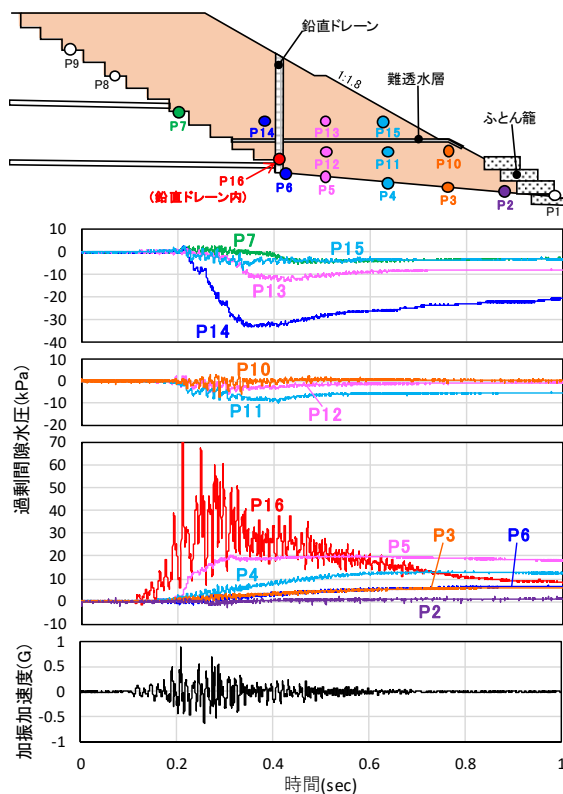


図-2.16 CASE13 の過剰間隙水圧の時刻歴

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尻付近で 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過剰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-2.16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、負のダイラタンシーが発生したことによる過剰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) 小段上の水平排水層による対策効果

鉛直ドレーンによる排水対策の効果がみられなかったことから、図-2.17のとおり難透水層上 (小段上) に水平排水層を設置して遠心力载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まで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、弱層とならないようセメント 1%を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、

小段上の法尻側端部に、Case15では小段高さの 1/2 の長さ(長さ 50mm, 実寸 2.5m)、Case16では小段高さと同じ長さ(長さ 100mm, 実寸 5m)を想定した水平排水層(厚さ 10mm, 奥行 300mm, ステンレスネット内に 7号碎石

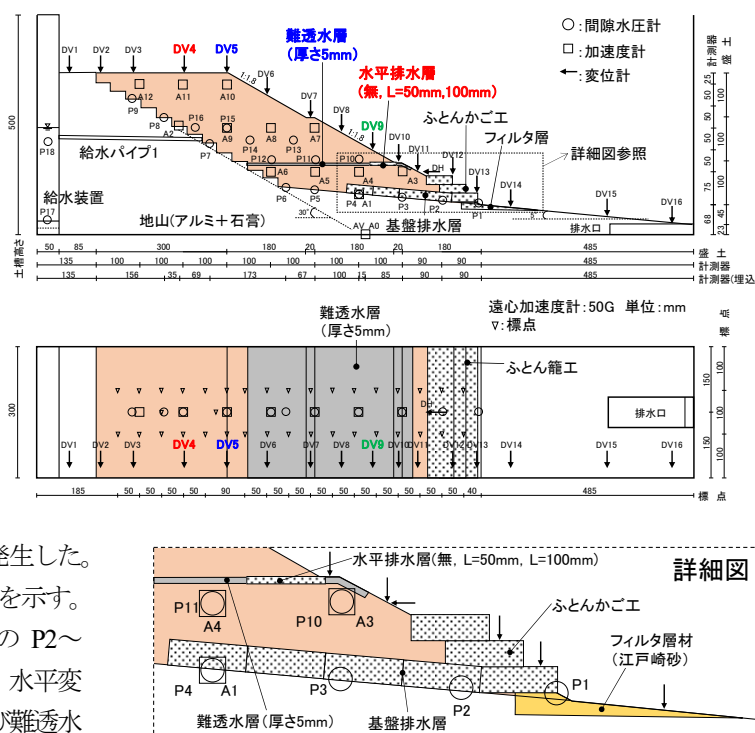


図-2.17 実験模型図

表-2.2 ケース一覧

ケース名	対策工
Case14	無
Case15	小段水平排水層 50mm
Case16	小段水平排水層 100mm

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、盛土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、Case14 では上段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 Case15 と Case16 については、通水時間を Case14 と同じ約 2.5 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。

図-2.18 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(これ以降、寸法等は実スケールで表記する)。加振直前の水位は、無対策の Case14 では下段の小段付近の水位が比較的高いが、水平排水層を設置した Case15 及び Case16 では小段付近の水位が低下しており、水平排水層が長い Case16 の方が水位の低下が著しい。Case14 の変形は天端中央が大きく沈下しているとともに、下段の小段より上部の法面が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 及び Case16 の結果によると、水平排水層が長くなるにしたがい、天端及び法肩の沈下量も、法面が法尻側にせり出す変形が抑制されている。また実験前後でのマーカーの移動状況を見ると、水平排水層が長くなることで、特にのり面の浅い領域の変形が抑制されている。

図-2.19 に水平排水層の長ささと盛土の変位量の関係を示す。法肩沈下量(DV5)は水平排水層の長ささに逆比例して低下する傾向がみられる一方、天端中央沈下量(DV4)は水平排水層の有無により大きく異なるが、水平排水層の長さの効果はあまり見られない。また、水平排水層が 2.5m では小段の変位 (隆起、せり出し) 量(DV9)は無対策との差があまりみられないが、水平排水層が 5m になるとせり出し量が著しく低下している。

以上のことから、無対策の場合は小段付近の水位が高くなり、地震動により小段付近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一方、小段上の水平排水層を長くすることで、小段付近の水位が低下し、小段付近の法面のせり出し量が抑制されるとともに、天端の沈下量も抑制され、法肩部のみの小規模な沈下にとどめられている。

道路機能の観点で考えると、水平排水層を長くするこ

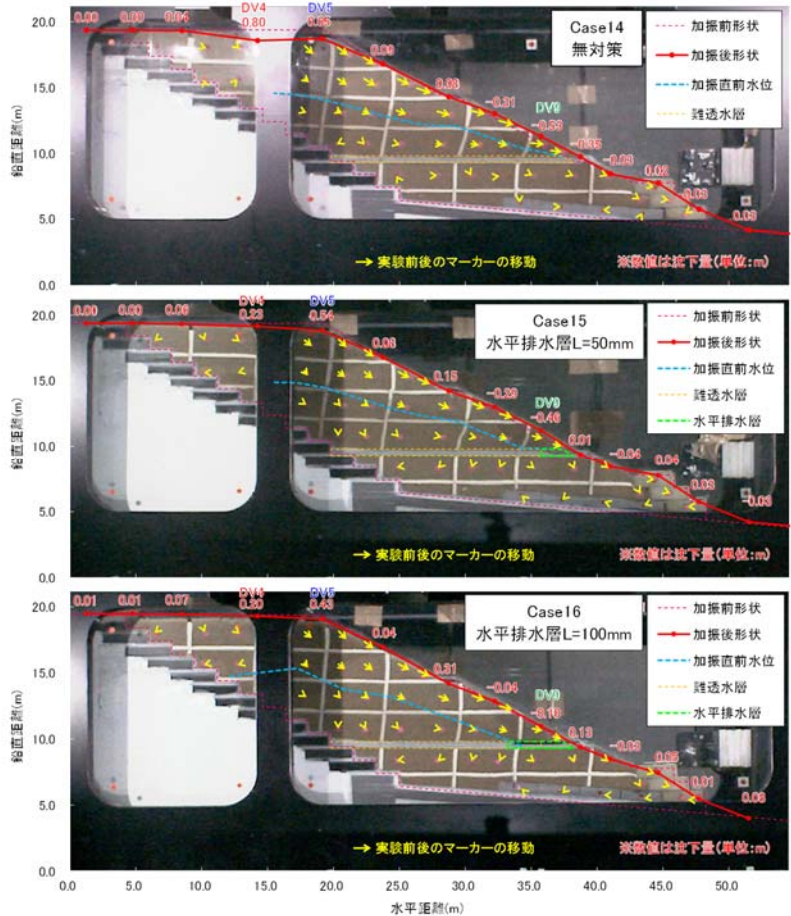


図-2.18 加振前及び加振後の模型の状態

と地震後の天端の変位が法肩付近の小規模な沈下にとどめられ、盛土全体の補修を要さず無補修または路面の軽微な補修のみで通行可能となる効果が期待できる。

2.5 地震時変状に及ぼす盛土厚さの影響に関する遠心力荷実験

地震による谷埋め盛土の被災において、谷中央部の道路横断方向の盛土幅 (以下、盛土厚さという) が広い箇

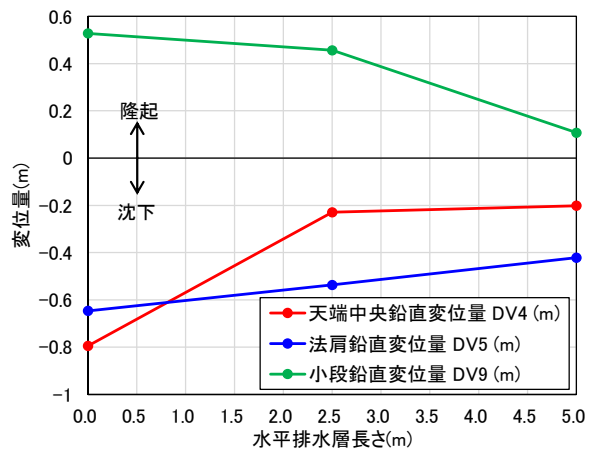


図-2.19 水平排水層の長ささと変位量の関係

表-2.3 実験ケース一覧

ケース	遠心力	盛土高	天端幅	締固め度
Case17	50G	287mm(14.4m)	150mm(7.5m)	85%
Case18		300mm(15.0m)	300mm(15.0m)	
Case19		319mm(16.0m)	450mm(22.5m)	

※0内は実大換算値

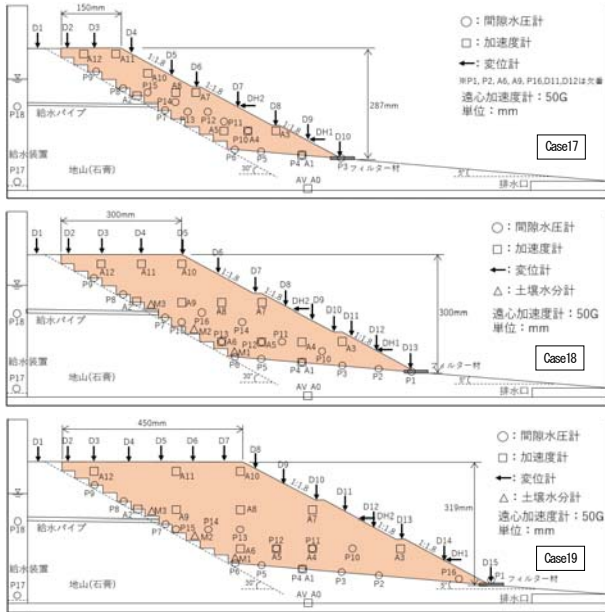


図-2.20 実験模型図

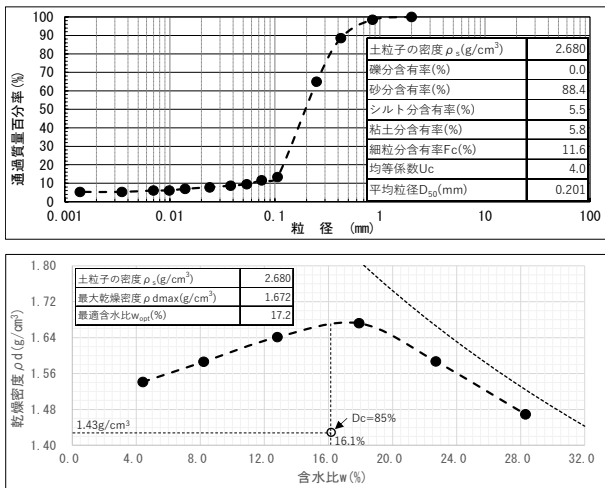


図-2.21 盛土材料の物性

所ではなく、盛土と地山の境界部等の盛土厚さが薄い箇所に変状が大きくなる場合があり、谷埋め高盛土の弱点箇所の抽出にあたり、地山と盛土の位置関係の影響も重要な観点になると考えられる。地震時の安定性は盛土内の水位が大きく影響することがわかっているが、盛土と地山との境界部等における盛土厚さが地震時安定性に及ぼす影響はわかっていない。このため谷埋め高盛土の地山との境界部を想定し、地山に腹付けた盛土厚さを変えた動的遠心力载荷実験を行い、盛土厚さが盛土の変

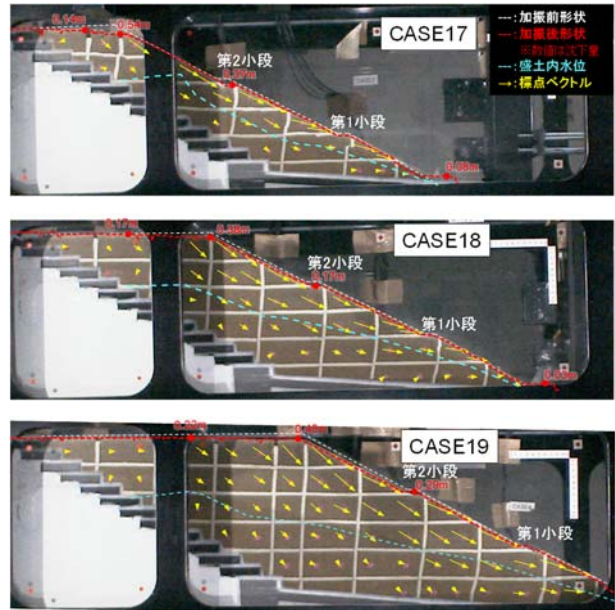


図-2.22 加振後の変状状況

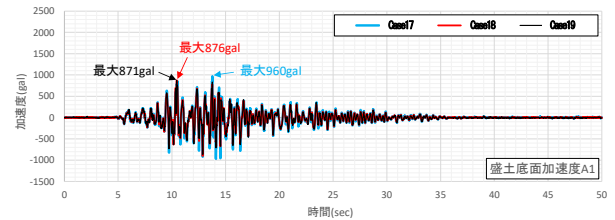
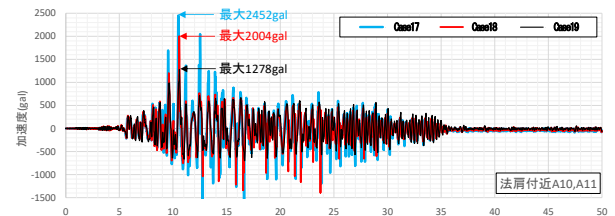


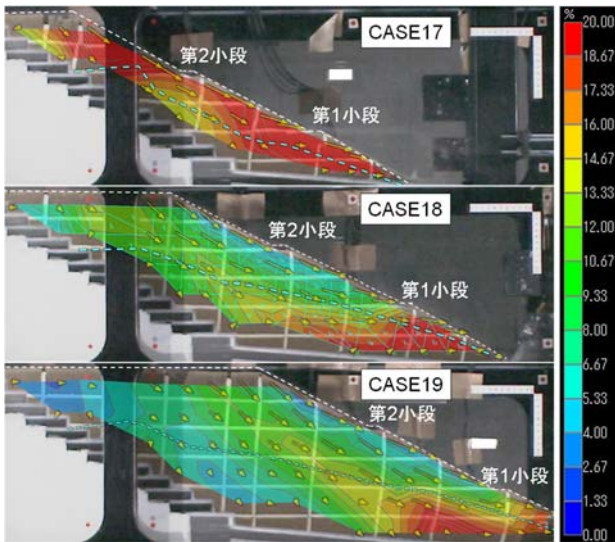
図-2.23 盛土の加速度波形

状に及ぼす影響について検討を行った。

(1) 実験概要

図-2.20 に実験模型を示す。模型は CASE16 までと同様であり、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た。また、法尻下の地山上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フィルター材（ポーラスコンクリート製）を設置した（ただし、フィルター材により法尻水位が低下し変形量を抑制しないよう、フィルター材の根入れ長を法尻から 15mm にとどめた）。

実験ケースは、盛土天端における盛土厚さを 150mm、300mm、450mm の 3 ケースとした（表-2.3）。盛土模型は江戸崎砂（諸元は図-2.21 参照）を最適含水比付近に調整し、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。



※コンター図は各三角形要素のせん断ひずみを線形補間している

図-2.24 加振後の盛土内の最大せん断ひずみ分布

模型に50Gの遠心力を作用させた後、盛土背後に設置した給水装置内の水位を300mm程度に設定し、給水パイプにより浸透水を供給し、各ケースで水位が定常状態（一定時間、水位が変動しない状態）になるまで通水した。その後、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

1) 変形状況

図-2.22に加振後の変形状況および標点ベクトル（標点の移動状況）を示す（これ以降は実スケールで表記する）。定常状態となった加振直前の水位は、第1小段位置でそれぞれ比較すると、盛土厚さが薄いほど水位が高くなっている。法肩位置の沈下量は、Case 17が0.54m、Case 18が0.38m、Case 19が0.48mと盛土厚さが薄いCase 17が最も大きくなるものの、第1小段の水位が最も低いCase 19がCase 17に次いで沈下量が大きくなった。各ケースの標点ベクトルでは盛土が全体的に法尻方向へ変形し、水位付近で変形が急増する傾向がみられた。また、盛土厚さが最も薄いCase 17は法肩に局所的な沈下がみられたが、Case 18、19では局所的な沈下はみられず両者の変形量に明確な差がみられなかった。

2) 盛土内の応答加速度

図-2.23に盛土底面（地山）と法肩付近の加速度波形を示す。盛土底面の加速度は全てのケースでほぼ同等の値を示している一方で、法肩付近の最大加速度はいずれのケースも盛土底面に比べて大きく、Case 17では盛土底面の約2.5倍、Case 18では約2.3倍、Case 19では約1.5倍と天端方向に向かって増幅している。また、今回のケースでは盛土厚さが薄いほど法肩付近の最大応答加速度が

大きくなっており、Case 19と比較すると、Case 18で約1.6倍、Case 17で約1.9倍となる。

3) 最大せん断ひずみ分布

図-2.24に撮影画像の画像解析による加振後の盛土内の最大せん断ひずみ分布を示す（標点で三角形要素を作り、各要素の時刻歴のせん断ひずみを算出※少ない要素数から算出した分布であることに留意）。加振後の最大せん断ひずみは法尻部ほど大きく、時刻歴のせん断ひずみでは法尻部から徐々に天端方向に進展していることが確認できた。また、盛土厚さが薄いCase 17では最終的には盛土全体のせん断ひずみが大きくなる一方で、Case 19ではせん断ひずみが生じる範囲が限定的で盛土内部（図左側）と法面付近ではせん断ひずみが小さくなる傾向がある。

以上より、今回の実験条件では盛土厚さが薄いと第1小段の水位が高く、また地震動による法肩付近の加速度も大きくなり、せん断ひずみが盛土全体に進展する傾向がある。一方で盛土厚さが厚いと大きなせん断ひずみが生じる範囲がのり尻付近に限定され、盛土天端沈下量も小さくなる。

ただし、今回の条件では盛土厚さと水位の両方が変化しており、盛土厚さが変状に及ぼす影響が明確に得られなかった。また、実験では水の供給高を同一にしており、実際の谷埋め形状を反映した浸透状況を再現できていないため、3次元的な盛土内の水位形成を踏まえた実験を行う必要があると考えられる。

3. まとめ

これまでの実験結果についてまとめると、以下のとおりである。

- (1) 細粒分含有率の増加に伴い変形量（法肩沈下量）が増加する傾向が確認された。
- (2) $I_p = 15$ 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ゾの違いについては、同一の実験条件では、動的現象と浸透の両者の相

似則が一致するメトロゾ水溶液を用いたほうが、加振時の過剰間隙水圧が大きくなり変形量も若干大きくなることが確認された。

- (5) 締固め度が低い盛土では、過剰間隙水圧が上昇し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が浅で法尻方向へ小変位が発生したが、宙水及びせん断強度が盛土部よりも低い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、難透水層が浅の土塊が法尻方向に大きく変位した。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。
- (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 及び小段高さと同じ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、水平排水層が長いほど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、小段高さの 1/2 の水平排水層では法尻沈下量の抑制効果は限定的であり、水平排水層の長さは小段高さと同程度以上とすべきであることがわかった。
- (9) 谷埋め高盛土の盛土厚さを変えた動的遠心力載荷実験により、背面水位を一定とした場合、第 1 小段の水位は盛土厚さが薄いほど高く、飽和に近い領域が広がることがわかった。また、盛土法肩の沈下量は盛土厚さが 150mm のケースで局所的に大きくなるが、盛土厚さ 300mm と 450mm では明確な差がみられなかった。法肩付近の加速度は、

盛土厚さが薄いほど大きく、盛土底面からの増幅率も高い。今回の実験では盛土厚さが薄い箇所地震動の影響が大きくなったと考えられる。さらに、盛土内のせん断ひずみは法尻部で最も大きくなり、盛土厚さが薄いと全体的に大きく、盛土厚さが厚いと大きなせん断ひずみが生じる範囲が限定され、盛土天端沈下量も小さかった。

参考文献

- 1) 佐々木亨、富澤彰仁、東拓生、石原雅規、佐々木哲也：細粒分の多い土の締固め条件と繰返し非排水強度比の関係に関する検討、土木学会第73回年次学術講演会、pp.943-944、2018.9
- 2) 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
- 5) 東拓生、佐々木直也、加藤俊二、佐々木哲也：難透水層を有する谷埋め高盛土の地震時変形対策の効果に関する遠心力載荷実験、第57回地盤工学研究発表会、2022.7（投稿中）
- 6) 佐々木直也、東拓生、加藤俊二、佐々木哲也：谷埋め高盛土の地震時変状に及ぼす盛土幅の影響に関する遠心力載荷実験、第57回地盤工学研究発表会、2022.7（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、多大な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、写真-1.2）。中でも、盛土材が砂質土の場合、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、既設盛土の耐震対策手法の検討として実施した遠心力載荷動的模型実験を整理した。その結果、基礎地盤（泥炭地盤）を部分的に改良する効果は限定的で、盛土法尻に布団籠を集中的に設置することが効果的であることがわかった。

令和 3 年度は、対策規模の妥当性を検討すべく、盛土法尻への布団籠の規模を縮小した遠心力載荷動的模型実験を行った。具体的には、令和 2 年度に検討した盛土法尻への布団籠 4 段（盛土高さの 4 割）に対し、盛土法尻への布団籠を 2 段（盛土高さの 2 割）とした実験を行い、その結果を比較した。

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



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（釧路町）の被災状況²⁾

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

表-2.1 実験条件一覧

ケース	上部盛土		沈下盛土層			加振条件		水位	対策工	基盤排水層	遠心力	
	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
A	0	豊浦砂 + カオリン (豊浦砂:カオリン = 8:2)	豊浦砂	40mm (2m)	$D_r=50\%$	正弦波 20波	100Hz (2Hz)	541gal	GL と一致 (図1参照)	無し(図1(a)参照)	50G	
	1							560gal				布団籠(図1(b)参照)
	2							541gal				布団籠+セメント改良 (図1(c)参照)
	3							595gal				布団籠+セメント改良 (図1(d)参照)
	4							552gal				布団籠+セメント改良 (図1(e)参照)
B	0	高さ:100mm(5m) 天端幅:100mm(5m) 法勾配:1割5分 締固め度 $D_c:85\%$	豊浦砂	40mm (2m)	$D_r=50\%$	正弦波 40波	75Hz (1.5Hz)	648gal	GL + 3 ~ 4cm (1.5m ~ 2m) (図1参照)	無し(図1(a)参照)	豊浦砂 $D_r=90\%$ 厚さ2cm (1m)	
	1							627gal		布団籠(図1(b)参照)		
	2							634gal		布団籠+セメント改良 (図1(f)参照)		
C	0	山砂	山砂		$D_r=35\%$	正弦波 40波	75Hz (1.5Hz)	530gal	GL + 3 ~ 4cm (1.5m ~ 2m) (図1参照)	無し(図1(g)参照)	50G	
	1							540gal		布団籠(図1(h)参照)		
	2							575gal		布団籠(図1(i)参照)		
	3							570gal		布団籠(図1(j)参照)		
D	0	豊浦砂 + カオリン (豊浦砂:カオリン = 8:2)	豊浦砂		$D_r=50\%$	正弦波 20波	100Hz (2Hz)	640gal	GL と一致 (図1参照)	無し(図1(a)参照)	50G	
	1							736gal		布団籠(図1(b)参照)		
	2							720gal		布団籠(図1(k)参照)		

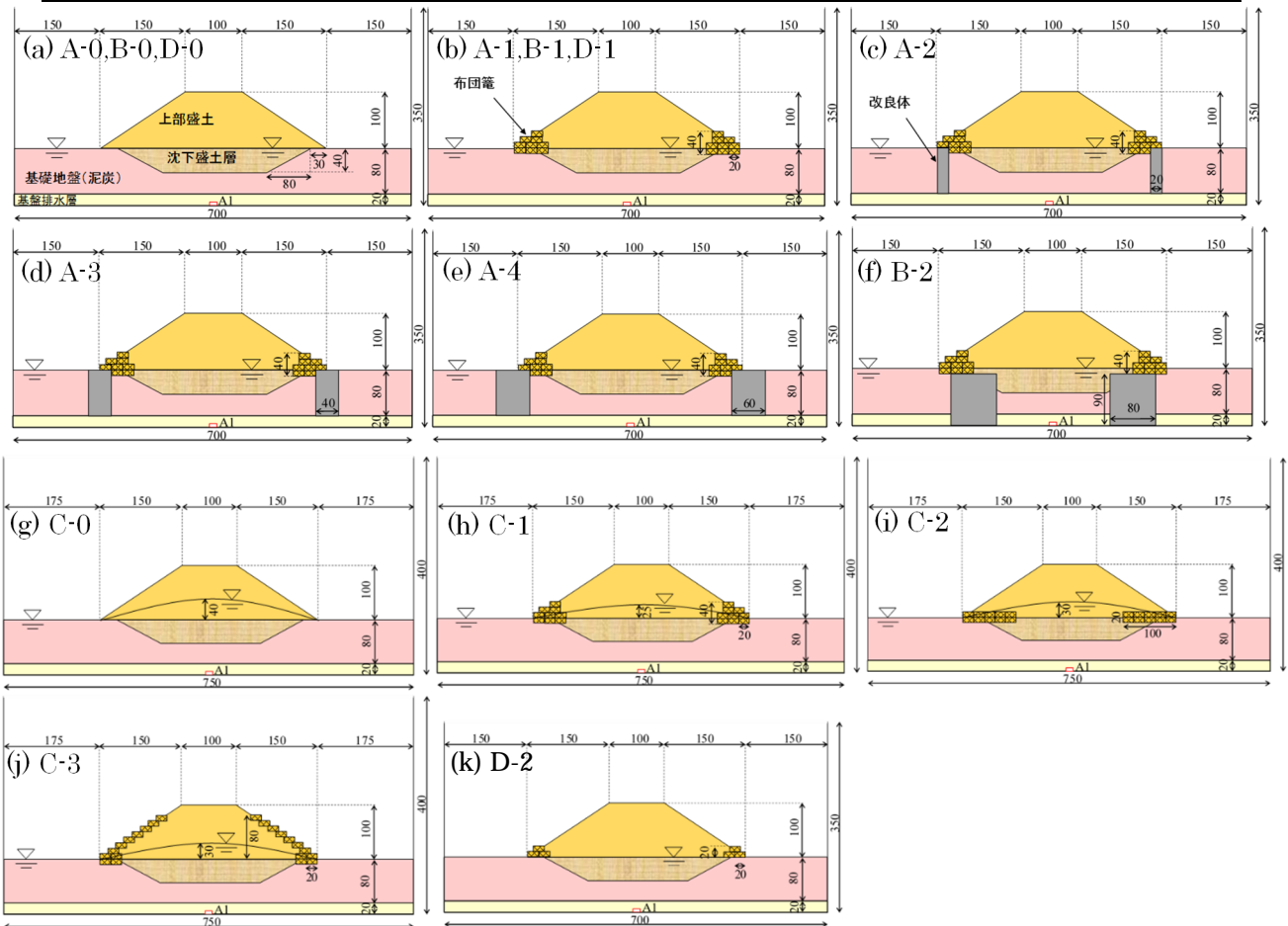


図-2.1 遠心実験における模型断面(初期状態)

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15ケースの実験を便宜上4グループ(グループA、B、C、D)に分類している。模型土槽の寸法はグループA、B、D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。

全ての盛土形状は基本的に同一で、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ある。各グループのケース1以降が対策を施したケースで、対策は既設盛土を想定し、布団籠の設置と泥炭地盤のセメント改良を選択した。各グループのケース1(A-1、B-1、C-1、D-1)は盛土法尻に集中的に布団籠を4段(盛土高さに対し4割)施した同一の対策工で、D-2はその対策規模を検討するために布団籠を2段としたケースである。布団籠は地下水の排水効果と液化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籠は、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、D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、BおよびDにおいては、盛土は豊浦砂とカオリン粘土を乾燥重量比8:2(=豊浦砂:カオリン粘土)で攪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、B、D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

表-2.2 盛土材の物性値

	A B		C		D	
	上部盛土	沈下盛土層	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	豊浦砂+カオリン	豊浦砂	
土粒子密度(g/cm ³)	2.658	2.640	2.685	2.684	2.640	
細粒分含有率(%)	19.8	0.2	7.5	19.9	0.2	
最大密度(g/cm ³)	-	1.642	1.342	-	1.642	
最小密度(g/cm ³)	-	1.330	0.985	-	1.330	
締固め特性	最大乾燥密度(g/cm ³)	1.880	-	1.434	1.870	-
	最適含水比(%)	9.9	-	25.4	10.8	-

表-2.3 泥炭(基礎地盤材)の物性値

	A	B	C	D
	泥炭(基礎地盤)			
材料	ピートモス+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	290~340
圧縮指数	3.15	3.28	3.65	2.74

表-2.4 使用材の強度定数等

		圧密排水(CD) 三軸圧縮試験		圧密非排水(CUB) 三軸圧縮試験		繰返し非排水 三軸試験
		c _a (kN/m ²)	φ _a (°)	c'(kN/m ²)	φ'(°)	R _{r20}
A	上部盛土 D _r =85%	3.2	31.9	-	-	-
	沈下盛土層 D _r =50%	-	-	-	-	-
	泥炭	-	-	-	-	-
B	上部盛土 D _r =85%	3.4	32	-	-	-
	沈下盛土層 D _r =35%	4.4	36.7	-	-	0.161
	泥炭	4.5	20.5	-	-	-
C	上部盛土 D _r =85%	3	31.9	8.8	30.3	0.185
	沈下盛土層 D _r =35%	2	30.7	5	23.8	0.167
	泥炭	-	-	4.2	32.7	-
D	上部盛土 D _r =86%	13.8	27.5	-	-	-
	沈下盛土層 D _r =50%	-	-	-	-	-
	泥炭	-	-	-	-	-

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。試験は地盤工学会基準⁷⁾に従っている。なお、本実験では上部盛土の締固め度D_rは85%で統一し、沈下盛土層はグループA、Dでは相対密度D_r=50%、グループB、CではD_r=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、基礎排水層として空中落下法によ

り相対密度 $D_r=90\%$ 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、ペロフラム式エアースリンダーを用いて、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/m^2 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、先述のとおりグループ A、D では $D_r=50\%$ 、グループ B、C では $D_r=35\%$ 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箆もこの段階で設置している。

2.4.4 上部盛土

グループ A、B および D 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、 $D_c=85\%$ 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、必要な布団箆を設置した。

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 15 ケースの内、グループ A、B、C について、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ように見受けられる。

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

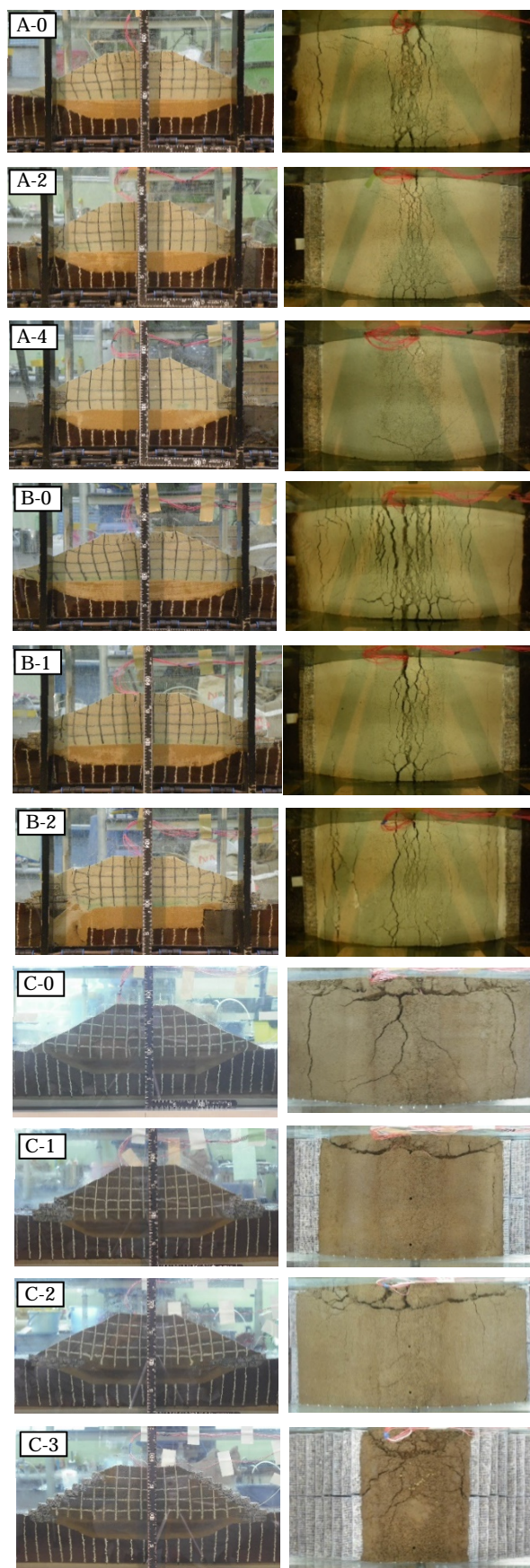


写真-3.1 グループ A、B、C の加振後の模型状況(左側:正面、右側:平面)

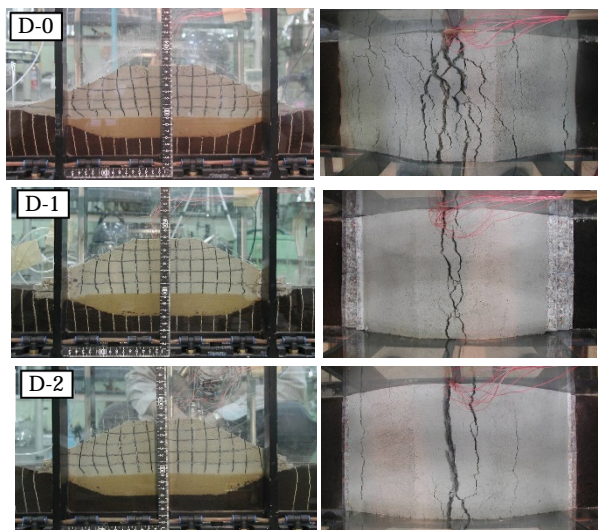


写真-3.2 グループDの加振後の模型状況
(左側：正面、右側：平面)

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、法尻に布団籠を施した 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) においては、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籠が地震時に干渉したためと考えられる。

次いで、グループ D について加振後の状況を写真-3.2 に示す。天端の状況について無対策 (D-0) と法尻に布団籠を 4 段施した D-1 を比較すると、他のグループと同様に D-1 の対策効果が顕著に見られる。D-1 (A-1、B-1、C-1) と比較し対策規模を縮小し布団籠を 2 段とした D-2 (図-1(k) 参照) では、無対策 (D-0) と比較し、天端の亀

裂は抑制されているようであるが、法面に布団籠 4 段 (D-1) で見られなかった亀裂が確認される。次節以降に盛土の沈下に着目し、D-2 の対策効果を考察する。

なお、実験終了後の観察等により、グループ A と B で設置した改良体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、盛土天端中央と法尻 (写真-3.1、写真-3.2 正面に向かって左側の法尻) 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、図-3.1 (d) はグループ D 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、D-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、布団籠のみの 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である。

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尻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、盛土深くまで布団籠を設置した 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。

グループ D では、布団籠の対策規模の影響を比較しており、盛土沈下量に着目すると、やはり布団籠 2 段 (D-2) より布団籠 4 段 (D-1) の方

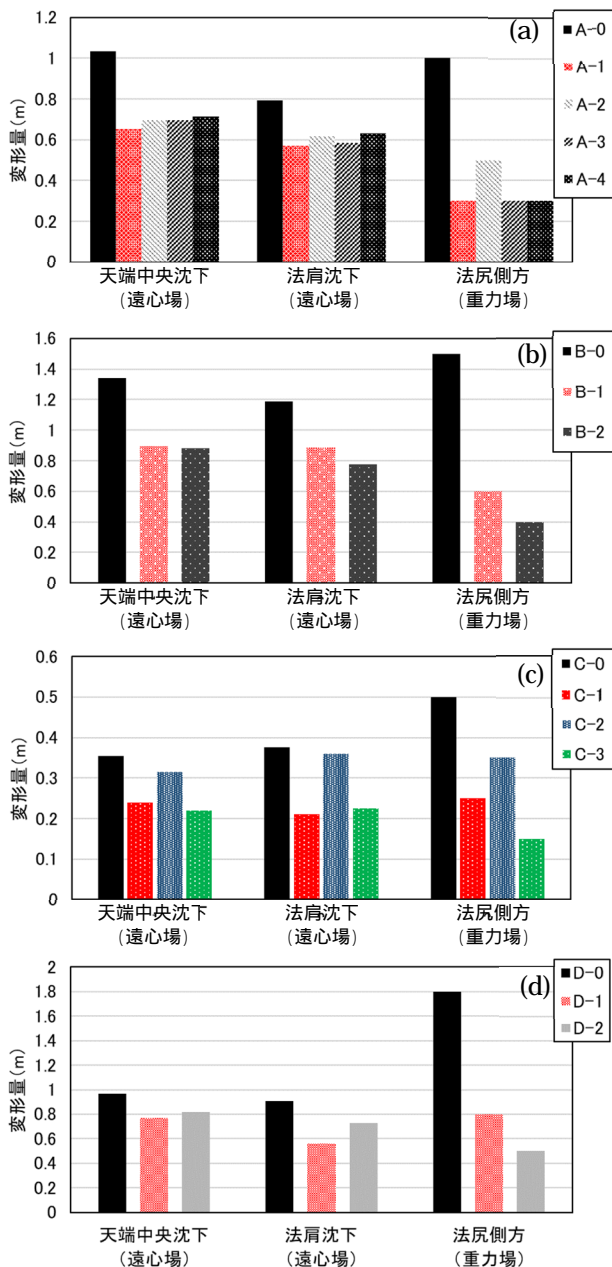


図-3.1 各実験ケースの盛土変形量
(a)グループA (b)グループB
(c)グループC (d)グループD

が効果は高い。しかしその一方で、法尻の側方変形は布団籠 2 段 (D-2) の方が抑制されている。布団籠 2 段の対策効果を詳細に把握するために、図-3.2 に無対策 (D-0) と布団籠 2 段 (D-2) における実験後の盛土断面を示す。図より、盛土沈下量は無対策と比較し若干抑制されていることが確認される (図-3.1(d)も参照されたい)。しかし両断面において天端中央付近で深い亀裂が確認され、その程度は無対策 (D-0) と布団籠 2 段 (D-2) で同程度である。これは、法尻に布団籠を施すことで盛土の側方変形を抑制することはあり得るが、2 段程度の布団籠では盛土天端が開く変形を抑制することはできないことを示

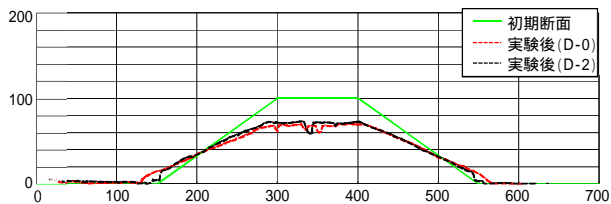


図-3.2 D-0 と D-2 の実験後の盛土断面 (単位は mm)

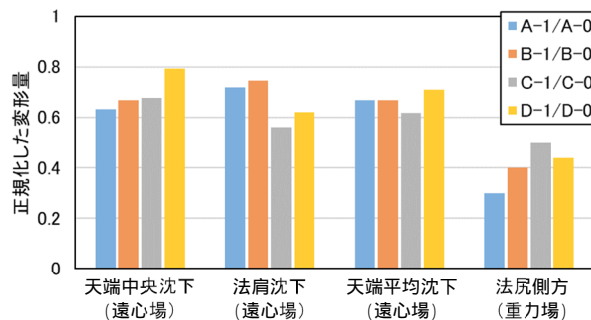


図-3.3 無対策の変形量で正規化したケース 1 の変形量

唆している。以上、実験結果から判断すると、法尻への布団籠 2 段の効果は極めて限定的で、法尻への布団籠は 4 段程度 (盛土高さの 4 割程度) 必要であると考えられる。

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得策ではない。そこで、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-3.3 である。なお、図中の天端平均沈下は、天端中央沈下と法肩沈下の平均である。図を概観すると、天端平均の沈下量に関しては、他と比較し、グループ間の差が小さいようである。つまり、天端平均沈下量に関しては、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。よって以降天端平均沈下量においては、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、盛土天端平均の沈下量に着目し、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られる。

図-3.4 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。無対策の盛土天端平均沈下量は 1 となる。図より、C-2 と D-2 を除き、各種対策工の効果は同程度であり、盛土天端平均沈下量で 3~4

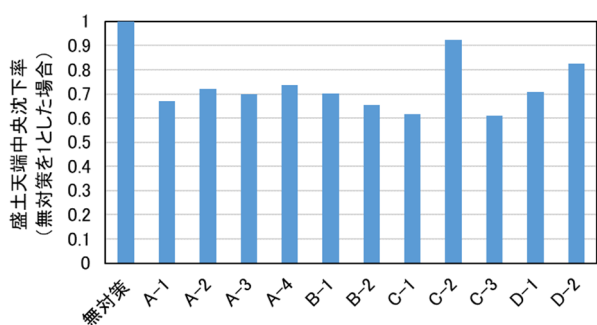


図-3.4 無対策盛土天端平均沈下量で正規化した各実験ケースの盛土天端平均沈下量

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、法尻に布団籠を集中的に施す手法（各グループのケース1）が適しており、その布団籠は4段（盛土高さの4割程度）以上が妥当であると考えられる。

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。

- ・盛土天端平均の沈下量に着目し、一連の結果を比較した結果、実施したケースの多くの対策手法で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籠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。

- ・法尻に布団籠を集中的に施す際の規模は、4段（盛土高さの4割程度）以上が望ましい。

参考文献

- 1) 北海道開発局開発土木研究所：1993年釧路沖地震被害調査報告、開発土木研究所報告第100号、pp.13-32、1993。
- 2) 地盤工学会 2003年十勝沖地震災害調査委員会：2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書、pp.51-52、2004。
- 3) 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工マニュアル、p.5、2017。
- 7) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、2009。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。

4.1.4 超過外力に対する道路橋のレジリエンス技術に関する研究

担当チーム：橋梁構造研究グループ

寒地基礎技術研究グループ（寒地構造チーム）

研究担当者：大住道生、横澤直人、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3年度は超過外力に対して、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として、耐力階層化鉄筋を用いた橋脚の載荷実験及び既設橋を対象とした耐力階層化橋脚の設計法の提案を行った。また、損傷誘導部材のせん断試験を実施し、最適構造の提案を行うとともに、損傷誘導部材を有する積層ゴム支承を配置した RC 橋脚模型を用いた正負交番載荷試験を実施し、損傷制御設計の検証を行った。

キーワード：超過外力、道路橋、レジリエンス、損傷シナリオ

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外力（以下「超過外力」という。）に対する備えが不可欠となっている。

一方、道路は復旧時に必要不可欠なインフラであり、超過外力に対して、道路橋には、機能喪失を極力回避することや機能喪失時の早期復旧が求められる。

以上の背景をふまえて、本研究では、橋の構造特性に応じた損傷・応急復旧シナリオの構築、機能回復のための応急復旧技術の開発及び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2年度の成果は以下のとおりである。

- ・既往地震の被害事例及び損傷状況の分析を行い、超過外力が作用した場合の望ましい損傷シナリオを整理した。
- ・現行の耐震設計法の枠組みを拡張し、橋が崩壊に至るまでのシナリオを想定することで、超過外力を対象にした設計を実現する新たな枠組みとして「崩壊シナリオデザイン設計法」を提案した。
- ・望ましい損傷シナリオを実現するためには、支承に損傷を誘導することが有効である。そこで、支承の損傷事例の収集、載荷実験及び数値解析を行い、支

承を構成する各部品の耐力のばらつきや載荷時の応答について検証し、これらの成果を基に、損傷制御を実現する支承の提案を行った。

- ・耐力階層化鉄筋を提案し、部材間のばらつきを考慮したうえで、新設橋の耐力階層化及び支承への損傷誘導を実現することが可能であることを解析的に検証した。
- ・要求性能が明確でない段差防止構造について、既往の被災事例に基づき、照査設計方法を提案するとともに、試設計した段差防止構造の有効性を解析的に検証した。
- ・現行の技術基準に基づいて橋の安全余裕度の考え方を整理し、実際の被災事例を対象に設計における安全余裕度の評価を行った。

令和3年度は、耐力階層化鉄筋を用いた RC 橋脚の載荷実験及び既設橋を対象とした耐力階層化橋脚の設計法の提案を行った。また、損傷誘導部材のせん断試験を実施し、最適構造の提案を行うとともに、損傷誘導部材を有する積層ゴム支承を配置した RC 橋脚模型を用いた正負交番載荷試験を実施し、損傷制御設計の検証を行った。

2. 耐力階層化鉄筋を用いた RC 橋脚の載荷実験

2.1 耐力階層化鉄筋の考え方と実験の目的

致命的な被害に至るシナリオから、望ましいシナリオへと転換するためには、部材間の耐力を階層的に設定し、特定の部材に損傷を誘導する必要がある。シナリオ転換を実現する手段として、耐力階層化鉄筋が検討されてきた¹⁾³⁾。図-2.1 に示すとおり、耐力階層化鉄筋は、フーチング埋込部及び柱内部の一部分の付着を切り、下端部に遊間を設けた構造であり、橋脚の変位が限界状態 2 に相当する変位に至った後に始めて作動し、限界状態 3 に至る前に橋脚耐力を増加させる。なお、本研究では、道路橋示方書（以下「道示」という。）I 編⁴⁾の規定に従い、限界状態 2 は、部分的に荷重を支持する能力が低下しているが、耐荷力の観点からはあらかじめ想定する範囲にある限界の状態を、限界状態 3 は、これを超えると荷重を支持する能力が完全に失われる限界の状態と定義する。

レベル 2 地震動に対しては、耐力階層化鉄筋は作動せず、耐力階層化鉄筋を用いていない一般的な RC 橋脚として応答し、レベル 2 地震動を上回る地震動に対しては、耐力階層化鉄筋を用いた橋脚の耐力と支承耐力を階層的に設定することで、支承部に損傷を誘導し、崩壊に至りにくい構造とすることができる。

本研究では、載荷実験を通じて、橋脚の耐力が増加する時の橋脚の変位や耐力の増分、橋脚の損傷等を検証した。検証にあたっては、耐力階層化鉄筋を用いていない供試体を対象に、過去に実施された載荷実験⁵⁾

（以下「対照実験」という。）の結果及び今回の実験の再現解析の結果との比較を行った。

なお、支承部が損傷した後は、橋脚に作用する上部構造の慣性力は、摩擦力を上限とし、水平荷重はそれ以上増加しないことから、耐力上昇後の橋脚の変形性能は設計の狙いからは不要であるが、フェールセーフの観点から、本章では水平荷重が増加した場合の挙動も確認した。また、本章では、橋脚・支承部間の損傷制御のために必要な耐力差の設定方法は既往の研究¹⁾³⁾で検証済みであり、それらに基づくことで十分な信頼性で耐力階層化が行われることを前提に検討を行った。

2.2 載荷実験の方法

2.2.1 供試体の製作

(1) 供試体の諸元

本研究では、図-2.2 及び図-2.3 に示すように、軸方向鉄筋の内側に耐力階層化鉄筋を配置した供試体を製作した。耐力階層化鉄筋の有無の影響を検証するため、耐力階層化鉄筋以外の配筋、材料諸元及び供試体寸法は、対照実験⁵⁾に準じた。

供試体は実橋の 6 分の 1 の大きさで製作し、柱頂部からフーチング上面までの高さは 3400mm、柱断面は 600mm 四方の正方形断面とした。また、軸方向鉄筋として D10 (SD295) を 48 本配置し、帯鉄筋として D6 (SD295) を 75mm 間隔で配置した。耐力階層化鉄筋は、D13 (SD490) を、載荷による曲げに対して上縁

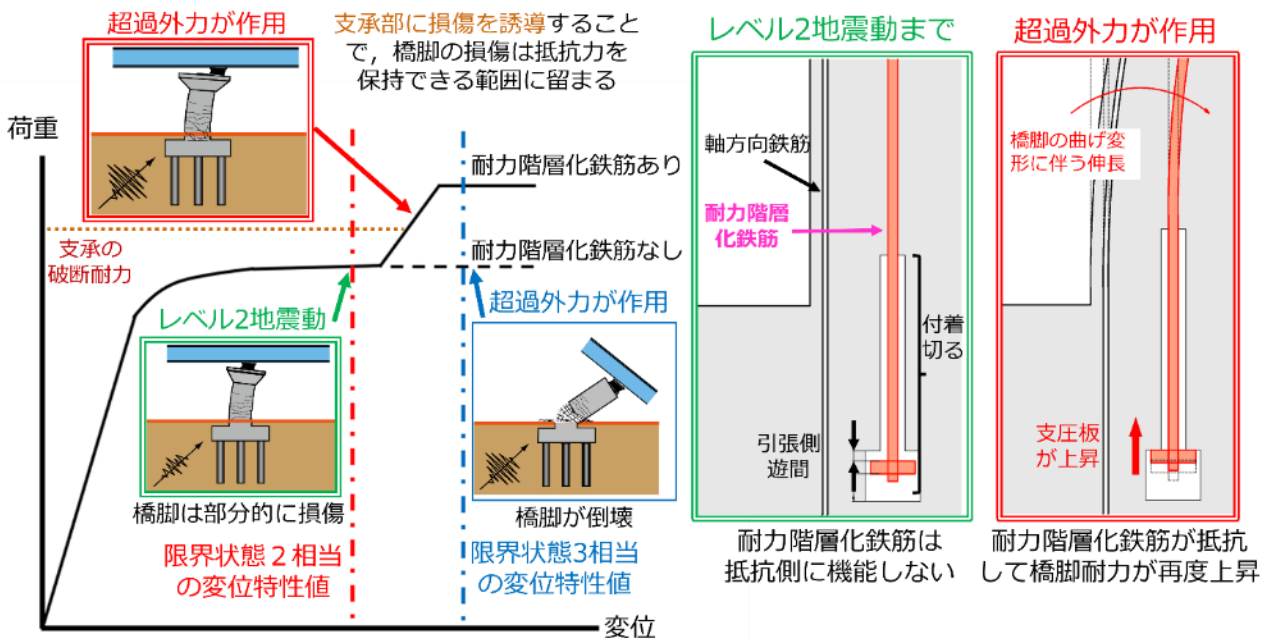


図-2.1 耐力階層化鉄筋の考え方^{1),2)}

4 インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

側及び下縁側（P面及びM面）に各5本、合計10本配置した。耐力階層化鉄筋の配置位置は、橋脚の耐力を増加させる観点から、柱の外縁に近い位置に設置することとして、軸方向鉄筋との干渉や施工性に配慮して決定した。特に、道示V編⁹⁾に基づいて配置された鉄筋の中にさらに耐力階層化鉄筋を追加するため、過密配筋とならないようにする必要がある。そこで、道示I編⁴⁾で規定されている鉄筋コンクリート用棒鋼の中で高強度であるSD490を使用することとし、鉄筋径はD13を採用した。配筋本数は、支圧板の離隔の確保、鉄筋同士の干渉回避及び耐力階層化鉄筋による橋脚耐力の増分をふまえて決定した。

限界状態2に至った後、耐力階層化鉄筋が橋脚の耐力増加に寄与するように、写真-2.1に示すとおり道示V編⁹⁾で推定した塑性ヒンジ領域（以下、単に「塑性ヒンジ領域」という。）の耐力階層化鉄筋は、鋼管を用いたさや管構造とし、周囲のコンクリートと付着しないようにした。鋼管の材質はSTK400、寸法は外径27.2mm、厚さ2.3mmであり、後述するフーチング下面のボックス部から塑性ヒンジ領域の上縁部まで耐力階層化鉄筋を被覆した。なお、塑性ヒンジ長は道示V編⁹⁾に準じて算出し、フーチング上端から328mmとした。ただし、算出に用いた材料特性値は、対照実験⁵⁾に合わせて当時の材料試験結果を用いた。

また、塑性ヒンジ領域において鋼管が橋脚の耐力に寄与しないように表面にグリース材を塗布し、周囲のコンクリートと付着しないようにした。なお、コンク

リート打設時に鋼管の上端部から管内にコンクリートが流入しないように、写真-2.2に示すとおり、鋼管上端部において、耐力階層化鉄筋と鋼管の間隙に油粘土を詰めた。

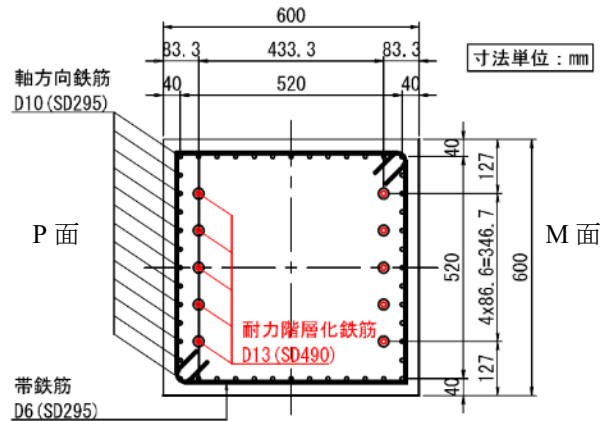


図-2.3 柱断面図



写真-2.1 塑性ヒンジ領域の上端部

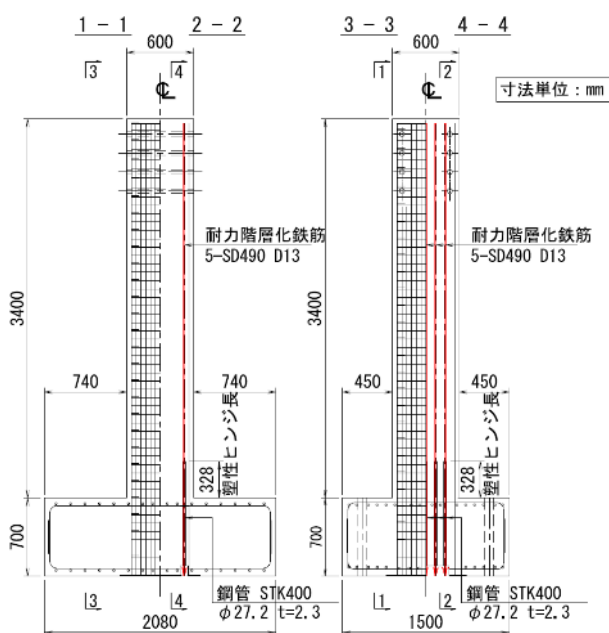


図-2.2 供試体配筋図

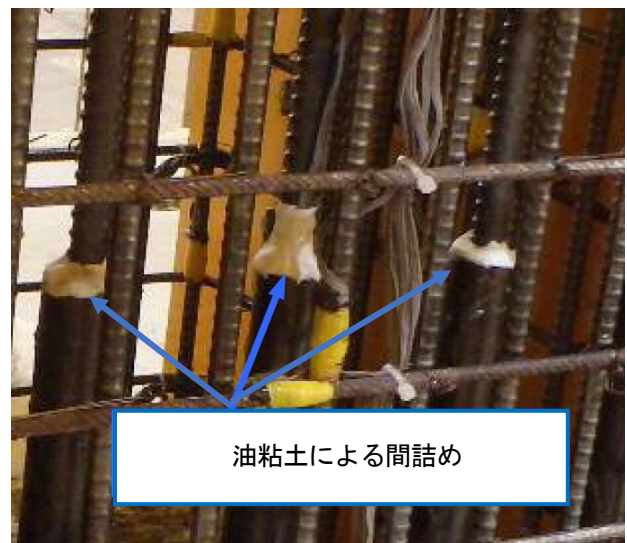


写真-2.2 鋼管及び耐力階層化鉄筋の空隙処理

耐力階層化鉄筋の下端部の外観を写真-2.3に、断面図を図-2.4に示す。供試体の断面寸法の制約上、支圧板を定着させる鋼板を溶接しているが、実構造では、カプラー状のものを使用することができると考えられる。図-2.1に示したとおり、橋脚が限界状態2を超えて変形が進展し、耐力階層化鉄筋に取り付けられた支圧板が上昇して鋼製ボックス上端に接触することで、橋脚の耐力をさらに増加させる。そのため、限界状態2に達するまでは支圧板が接触しないようにボックス上端との間に遊間を設ける必要がある。既往の研究⁹⁾で作成した解析モデルに準じて、耐力階層化鉄筋が作動し始める時の支圧板の変位をファイバー解析で算出し、遊間長を設定した。解析結果から、道示V編⁶⁾に規定される限界状態2に相当する変位の特性値に至った後に耐力階層化鉄筋が作動するように、設計遊間長を9mmと設定した。なお、供試体の設計にあたっては、鋼製ボックスを柱基部付近に設置する想定で耐力階層化鉄筋の伸張範囲(鋼製ボックス～鋼管設置範囲)を考慮したが、供試体の製作時には、計測機器の取り付け等を考慮して、鋼製ボックスをフーチング底面に設置した。これによって、耐力階層化鉄筋の伸張範囲が供試体設計時の設定よりも長くなり、耐力階層化鉄筋が作動した後の橋脚の剛性が低くなった。そのため、今回の供試体では、橋脚の限界状態3に相当する水平変位に至るまでに橋脚耐力の増加は完了しないが、耐力増加が完了するタイミングは部材間の耐力階層化を考慮する際に問題となる点であり、今回の供試体でも、耐力階層化鉄筋の挙動を確認する目的には適合するものである。

また、供試体の製作にあたり、鋼製ボックス内で遊間長を直接計測しながら調整することは困難であるこ

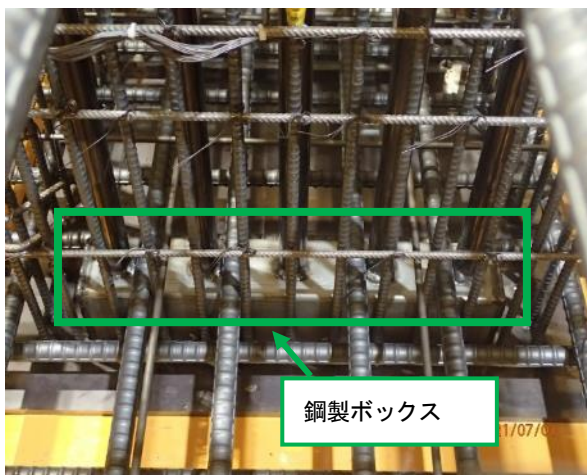


写真-2.3 耐力階層化鉄筋の下端部 (外観)

とから、図-2.5に示すとおり、コンクリート打設前に、柱の型枠天端上に設置した鋼板とナットで耐力階層化鉄筋を吊るしておき、ナットを調整することで所定の遊間長が得られるようにした。本実験では、遊間長の管理水準は設計遊間長±0.5mm以内に収めることとして、打設前に鋼板とナット間の距離を計測し、管理水準を満足していることを確認した。

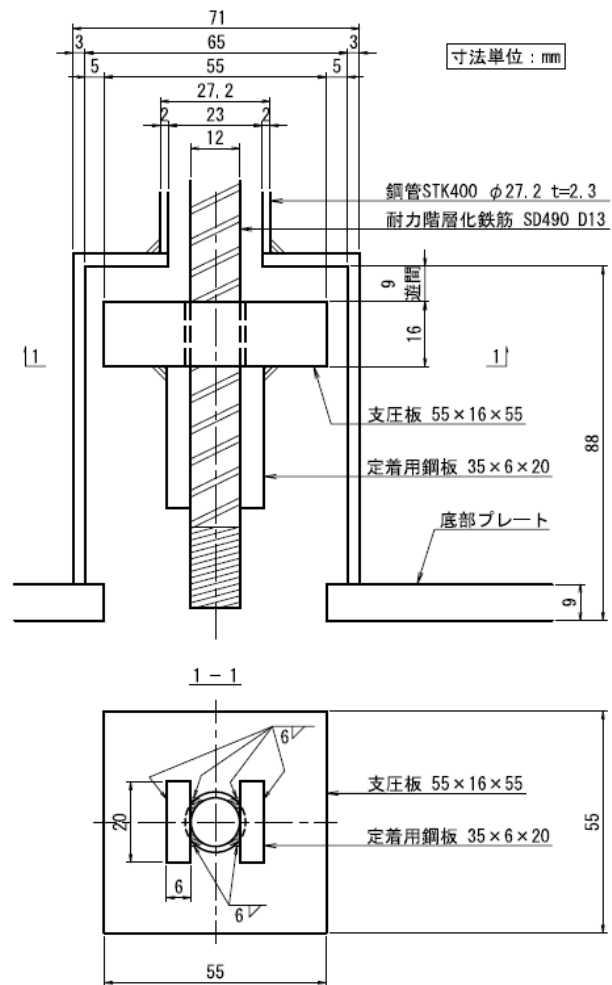


図-2.4 耐力階層化鉄筋の下端部

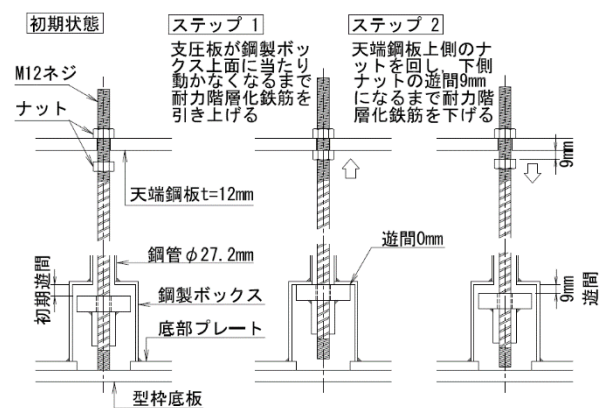


図-2.5 遊間の設定方法

(2) 材料試験

供試体で使用したコンクリートは、普通ポルトランドセメントを使用し、最大粗骨材寸法は13mmとした。載荷試験前日に3つの供試体で圧縮強度試験を実施した際の平均圧縮強度は27.1N/mm²であった。また、各3つの試験片を対象にした軸方向鉄筋、帯鉄筋及び耐力階層化鉄筋の平均降伏強度はそれぞれ356.1N/mm²、338.8N/mm²及び558.7N/mm²であった。

2.2.2 載荷方法

セットアップ図を図-2.6に、セットアップ状況を写真-2.4に示す。供試体は、橋脚軸線と床面が平行になるように横向きに設置し、軸力載荷装置によって死荷

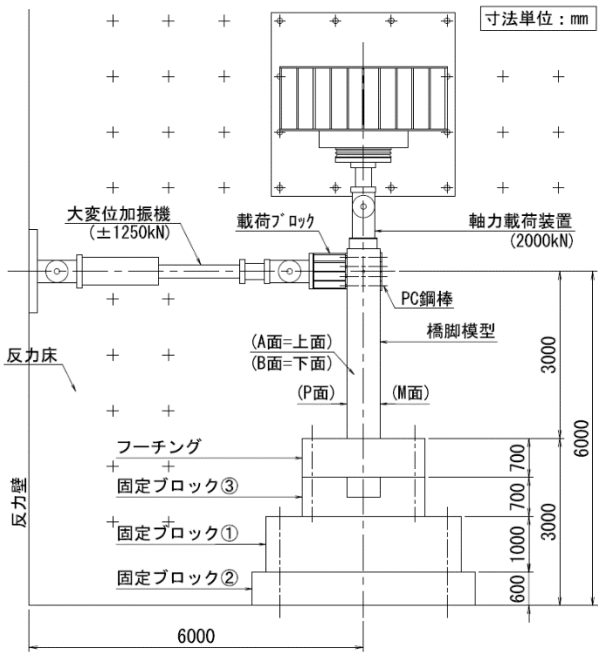


図-2.6 セットアップ図

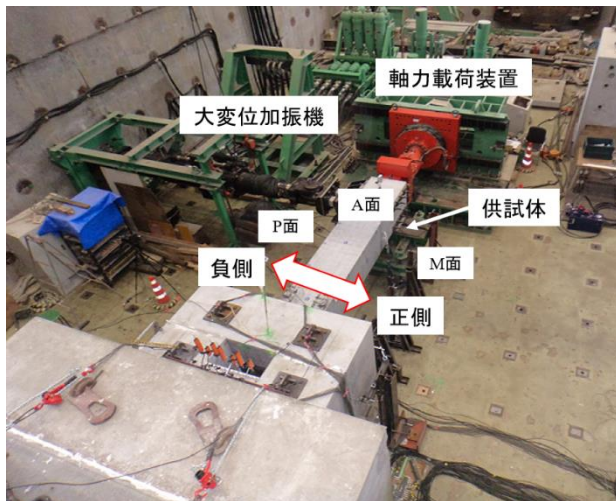


写真-2.4 セットアップ状況

重反力に相当する荷重を作用させながら、大変位加振機で水平荷重を作用させた。対照実験⁹⁾に準じて、せん断スパンは3000mm、軸力は360kN (1N/mm²)と設定した。また、載荷方法は変位制御による正負交番繰返し載荷とし、対照実験⁹⁾において設定された、橋脚基部断面の最外縁の軸方向鉄筋が降伏するときの載荷点位置における水平変位(初降伏変位 11mm)を基準変位 δ_y として、基準変位を整数倍した変位を3回ずつ作用させた(図-2.7)。

2.2.3 計測項目

本実験では、荷重、変位及びひずみを計測した。荷重については、軸力及び加振機の水平荷重を計測した。変位は、供試体の水平変位、軸力載荷方向変位のほか、柱基部の曲率を算出するための変位を計測した。柱基部の曲率を算出するための変位は、写真-2.5及び表-2.1に示す条件で計測した。変位計は、柱基部を基準として、30mmから510mmまで(以下「曲率計測区間」という。)で7箇所設置した。また、スペースの制約上、写真-2.5のように、変位計を交互にP面側、M面側に

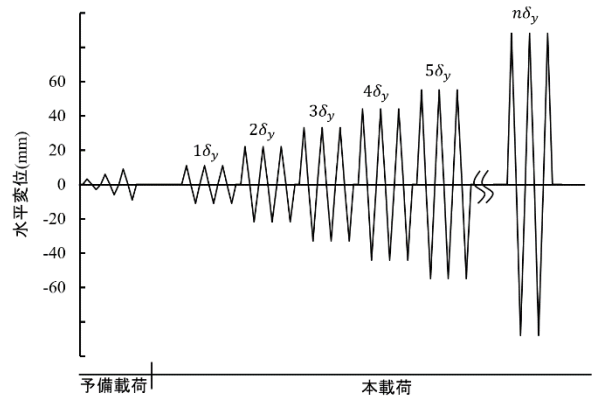


図-2.7 載荷方法の概念図

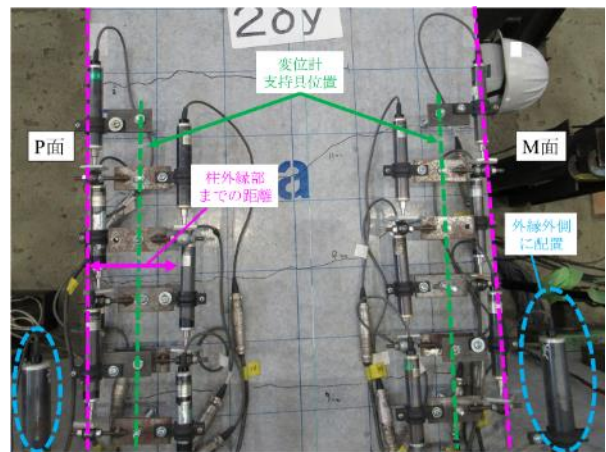


写真-2.5 曲率算出用変位計の設置状況

ずらして配置した。また、柱基部から 30mm 地点の変位計は、フーチングが近接していることから、柱外縁部より外側に設置したため、表-2.1 では、柱外縁部までの距離は負値となっている。

曲率の算出方法は図-2.8 に基づき、以下の式(1)で行うこととした。

$$\phi = \frac{\delta_{vP} - \delta_{vM}}{L \times H} \quad (1)$$

ここで、 ϕ は曲率、 δ_{vP} はP面側の変位量 (mm)、 δ_{vM} はM面側の変位量 (mm)、 L はP面側及びM面側に設置された変位計間の水平距離 (mm)、 H は変位計の計測区間長 (mm)を示す。

ひずみ計は、軸方向鉄筋、帯鉄筋、耐力階層化鉄筋及び耐力階層化鉄筋の作動状況を確認するために支圧板底面に設置した。各鉄筋のひずみ計測位置を表-2.2 及び図-2.9 に示す。耐力階層化鉄筋及び支圧板は、P面側にある耐力階層化鉄筋のうち、端部の2本及び中央の1本、M面側にある中央の1本、合計4本の耐力階層化鉄筋に取り付けられている支圧板を計測対象とした。

表-2.1 曲率算出用変位計の設置位置

設置高さ (mm)	柱外縁部までの距離 (mm)	
	P面側	M面側
30	-24	-47
110	149	150
190	35	35
270	152	151
350	35	38
430	151	152
510	33	36

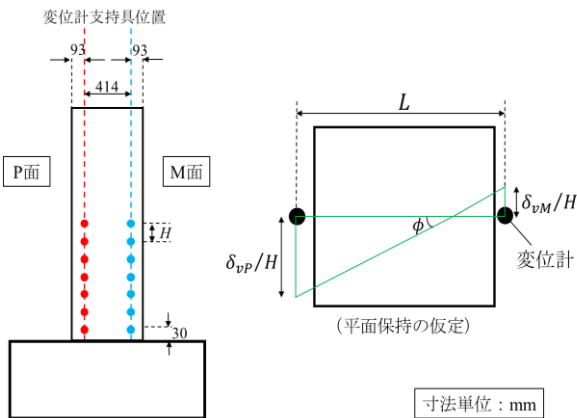


図-2.8 曲率の算出方法 (文献⁷⁾ を基に作成)

2.3 載荷実験の結果

2.3.1 荷重変位関係及び損傷の進展状況

図-2.10に水平荷重及び水平変位の関係を示す。耐力階層化鉄筋による橋脚の耐力上昇との比較のために、図中では対照実験の結果も示した。対照実験で使用した供試体では、コンクリートの圧縮強度は30.1N/mm²、軸方向鉄筋及び帯鉄筋の降伏強度は365.2N/mm²及び399.2N/mm²であり、実測した材料特性値を用いて算出した水平耐力は129.7kNであった。今回の実験供試体の材料試験結果及び耐力階層化鉄筋が作動する前の実測した材料特性値を用いて算出した水平耐力126.4kNよりも約3%大きく、この傾向は図-2.10からも確認できる。橋脚耐力への鋼管の影響は確認されなかった。

対照実験では、2 δ_y から6 δ_y まで耐力がほぼ横ばいであり、7 δ_y 以降耐力の低下が見られた一方で、耐力階層

表-2.2 ひずみ計測位置 (柱基部を基準とした高さ)

鉄筋	柱基部を基準とした高さ (mm)
軸方向鉄筋	-300, -150, 10, 160, 310, 610, 910, 1210
帯鉄筋	10, 310, 610, 910
耐力階層化鉄筋	-621 (支圧板), 10, 310, 610, 910

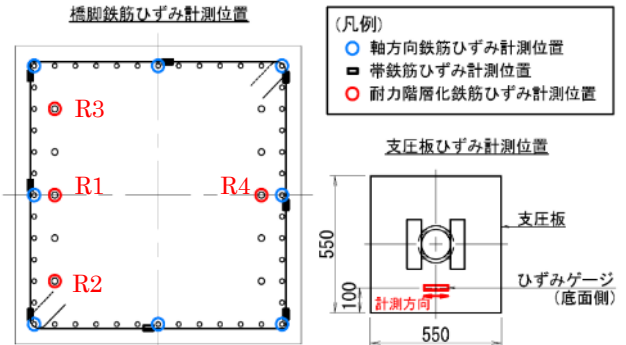


図-2.9 ひずみ計測位置 (橋脚断面)

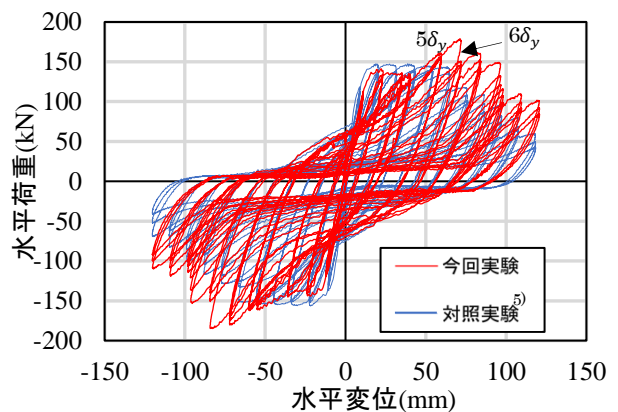


図-2.10 水平荷重及び水平変位関係

化鉄筋を用いた橋脚の場合、 $4\delta_y$ までは対照実験と同様の傾向であり、 $5\delta_y$ から耐力が上昇し、 $6\delta_y$ の1サイクル目で最大耐力179.0kNに達した。対照実験における最大耐力は147.5kNであり、耐力階層化鉄筋によって、最大耐力が約20%増加した。また、耐力が増加した $7\delta_y$ 以降に荷重が低下することが確認されたが、支承部の耐力が適切に設定されている場合には、支承部に損傷が移行し、耐力の増加が完了した $7\delta_y$ まで変形が進行しないことや、耐力増加完了後の全ての載荷サイクルで、対照実験よりも大きい水平荷重を保持していることから、耐力階層化鉄筋を設置したことによる問題はないと考えられる。

写真-2.6に $5\delta_y$ から $7\delta_y$ までのP面の損傷の進展状況を示す。写真-2.6では道示V編⁹⁾に基づいて計算した塑性ヒンジ領域も併せて記載した。 $3\delta_y$ の時に柱基部とフーチングの間にひび割れが発生し、 $5\delta_y$ までは基部にひび割れが多数生じたが、橋脚の耐力は概ね一定であった。また、 $5\delta_y$ ではM面側でかぶりコンクリートの小規模な剥離が確認された。 $7\delta_y$ で軸方向鉄筋の座屈が確認され、耐力が大きく減少した。 $8\delta_y$ の2サイクル目では最大耐力の65%程度まで低下し、柱基部から約400mmの高さまでのかぶりコンクリートが剥落した。その後、軸方向鉄筋の破断、コンクリートの剥落が進み、対照実験と同様に $11\delta_y$ まで載荷したが、最大耐力は102.1kNであり、 $6\delta_y$ 載荷時に記録された最大耐力の57%程度まで低下したものの、対照実験と比較して約70%高かった。また、載荷終了時点で確認された軸方向鉄筋の破断本数は、P面、M面ともに2本ずつ、合計4本であった。

載荷終了後の外観を写真-2.7に示す。載荷終了後、軸方向鉄筋の破断、座屈が確認されたほか、柱基部から約500mmの高さまでかぶりコンクリートの剥離が確認された。P面側では鋼管と軸方向鉄筋の間にあったコアコンクリートが剥落し、5本の鋼管全てが露出したものの、鋼管の損傷は確認されなかった。

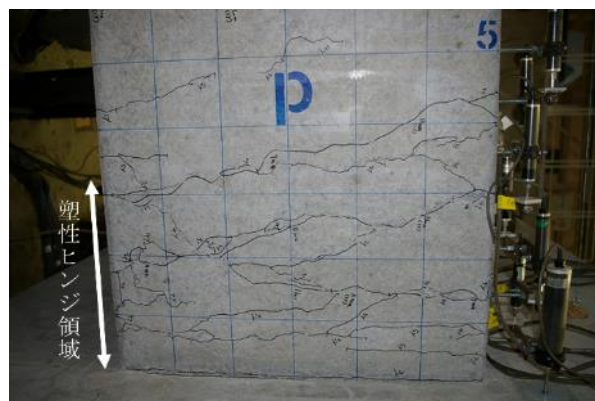
2.3.2 耐力階層化鉄筋の作動状況

遊間長の設定にあたって行った解析では、橋脚が限界状態2に至る変位は56.2mm、限界状態3に至る変位は75.0mmと算出されており、 $6\delta_y$ (66mm)載荷時に耐力が増加するように遊間を設定していたが、実験では $5\delta_y$ 載荷時から耐力階層化鉄筋が機能を開始した。この原因については、次節で分析する。

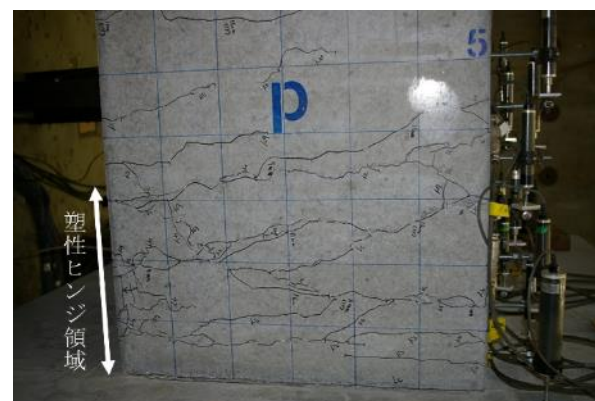
2.3.3 履歴吸収エネルギー

図-2.11に今回の実験及び対照実験⁹⁾における載荷

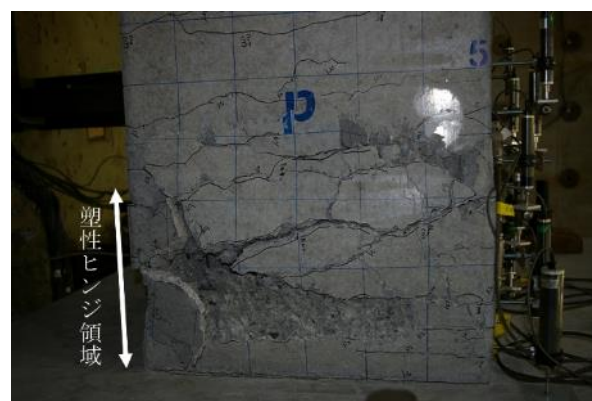
変位ごとの履歴吸収エネルギーの推移を示す。履歴吸収エネルギーは、図-2.10に示す履歴曲線の面積に相当するものである。なお、損傷の進展に伴い、同一サイクルの始点及び終点が一致しないが、正負それぞれ1回ずつの載荷によって、変位が0から0に戻るまでを1サイクルと定義した。また、橋脚の潜在的な性能把握のために、耐力増加が完了した $7\delta_y$ 以降についても図中に記載した。



(a) $5\delta_y$ 載荷終了後（限界状態2直前）の柱基部の損傷状態



(b) $6\delta_y$ 載荷終了後の柱基部の損傷状態



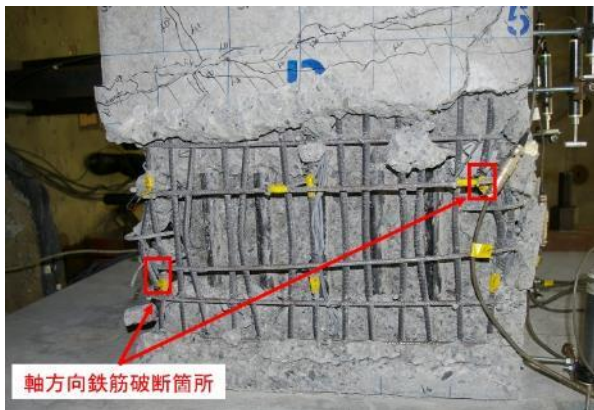
(c) $7\delta_y$ 載荷終了後（限界状態3）の柱基部の損傷状態

写真-2.6 柱基部の損傷状態の進展（P面）

耐力階層化鉄筋が作動する $5\delta_y$ までは、今回の実験及び対照実験で大きな差は確認されず、現行の耐震設計に基づいて設計された橋脚と同等の性能を有することが確認された。また、 $6\delta_y$ 以降では、耐力階層化鉄筋が作動したことによって橋脚耐力が増加したことに伴い、履歴吸収エネルギーが増加していることが確認された。

2.3.4 曲率分布

図-2.12に柱の高さ方向の曲率分布を示す。一般的な橋脚では、柱の上部から基部に向かって曲率が大きくなる傾向が見られるが、今回の実験では、鋼管被覆範囲よりも上部でも大きな曲率が生じている。このことから、耐力階層化鉄筋を被覆する鋼管は、橋脚の曲率



(a) 载荷終了後の柱基部の損傷状態



(b) コアコンクリートの損傷(A面付近を拡大)

写真-2.7 载荷終了後の損傷 (P面)

に影響していることが予想される。ただし、橋脚の荷重変位関係に顕著な影響は見られないことから、鋼管が橋脚の性能を阻害しているとはまでは言えないと考えられる。

2.3.5 軸方向鉄筋のひずみ分布

図-2.13に载荷変位ごとの軸方向鉄筋の引張ひずみ分布を示す。なお、本実験においては、载荷中にひずみゲージ及びリード線の損傷は発生しなかった。図-2.13に示すとおり、 $2\delta_y$ 载荷時から塑性ヒンジ領域(柱基部から328mm、図中「鋼管被覆範囲」)においてひずみが集中的に発生している。 $2\delta_y$ 以降もひずみは増加するが、柱基部から610mm以上の計測点では、ほとんどひずみは増加していない。また、柱基部から-300mm及び-150mmでのひずみは载荷中大きく変化していないことから、フーチング内部で軸方向鉄筋の付着が確保されていることが確認された。

2.3.6 耐力階層化鉄筋のひずみ分布

図-2.14に $1\delta_y$ から $6\delta_y$ までを対象に、P面側の耐力階層化鉄筋のひずみ分布を示す。 $4\delta_y$ までは鋼管に被覆

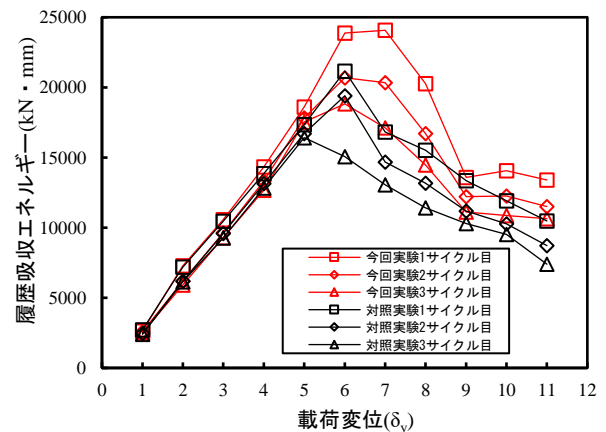


図-2.11 履歴吸収エネルギー

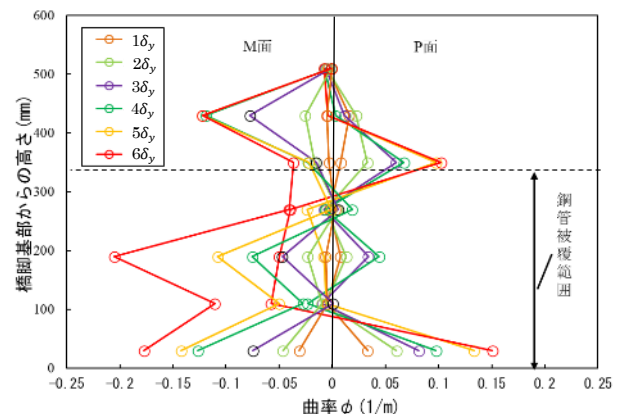


図-2.12 载荷変位ごとの曲率分布

されている計測点（柱基部から 10mm、310mm）では、ひずみがほとんど生じていないが、遊間が消失し、耐力階層化鉄筋が機能し始める $5\delta_y$ 以降、鋼管に被覆された範囲でひずみが生じたことを確認した。一方、柱基部から 610mm 以上の計測点では、載荷変位の増加に伴って、耐力階層化鉄筋のひずみも漸増しており、橋脚と一体的な挙動をしていることが見て取れる。また、支圧板底面のひずみについても、図-2.15 に示すとおり、鋼管に被覆された部分の耐力階層化鉄筋のひずみが増加し始めた $5\delta_y$ から増加していることから、 $5\delta_y$ 以降に耐力階層化鉄筋が作動していることが確認

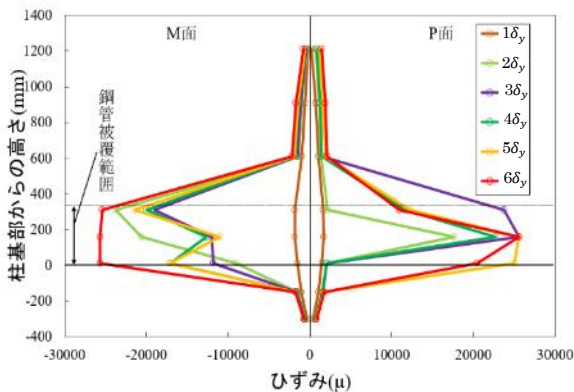


図-2.13 軸方向鉄筋のひずみ分布

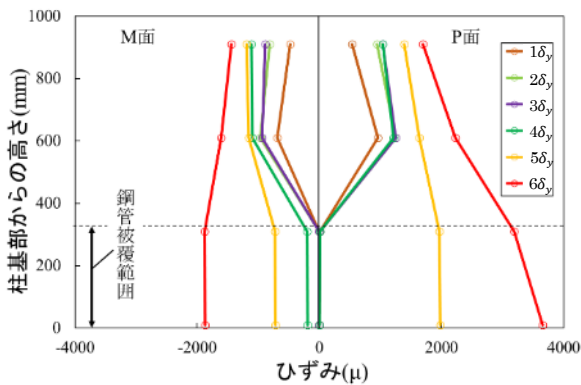


図-2.14 耐力階層化鉄筋のひずみ分布

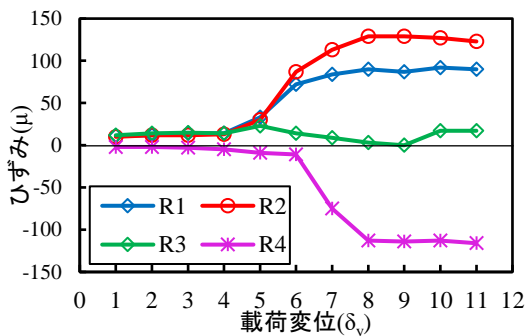


図-2.15 載荷変位ごとの支圧板のひずみ推移

できる。また、図-2.9 に示す計測点 R2 では、最大 129μ のひずみが発生したが、載荷実験を通じて降伏には至らなかった。

2.4 耐力階層化鉄筋の挙動の分析

耐力階層化鉄筋は、橋脚が限界状態 2 を超えた時点で作動するように設計する。橋脚の水平変位を指標として、橋脚の限界状態を定義する場合、耐力階層化鉄筋が作動する時の橋脚の水平変位が設計上の指標となる。本実験では、耐力階層化鉄筋が作動し始める時の橋脚の水平変位（以下「作動開始変位」という。）は、道示 V 編⁹⁾に規定される橋脚の限界状態 2 に相当する水平変位 δ_{ls2} よりも小さくなった。本章では、この原因を分析し、耐力階層化鉄筋の支圧板に設ける遊間を適切に設定するために考慮すべき事項を整理する。

2.4.1 軸方向鉄筋の伸び出し

橋脚の軸方向鉄筋の伸び出しによって支圧板の遊間長が減少し、耐力階層化鉄筋の作動開始変位に影響する可能性があると思われる。

そこで、図-2.16 に基づき、橋脚基部に最も近い位置（基部から 30mm の位置）に設置した変位計によって計測された変位量 δ_{P30} 、 δ_{M30} から、軸方向鉄筋の位置における伸び出し量 δ_{Pent} 、 δ_{Ment} を推定した。伸び出し量は各載荷サイクルにおける変位量の最大値から算出した。

耐力階層化鉄筋が作動する $5\delta_y$ までの柱基部から 30mm の位置における変位量の推移を図-2.17 に示す。横軸は式(1)に従って算出した曲率計測区間の曲率の平均値（以下、単に「曲率」という。）である。載荷変位が増加し、曲率が大きくなるにつれて、変位量が増加していることが分かる。また、曲率が 0 の時、すなわち、曲率計測区間に設置した P 面、M 面それぞれの変位計の合計値が一致した時に変位が残留（以下「残留伸び」という。）し、かつ載荷サイクルが進むごとに

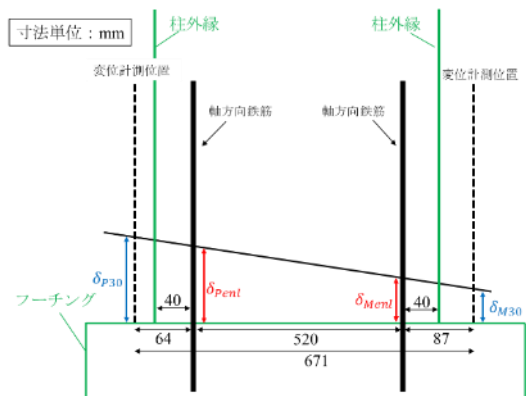


図-2.16 軸方向鉄筋の伸び出し量の算出方法

残留伸びが累積していくことが確認できる。なお、図-2.17 に示した変位は、軸方向鉄筋の伸び出し、残留伸び及びフーチング上端から変位計設置高さまでの曲げ変形による伸縮量の合計と解釈できるが、曲げ変形による伸縮量は微小であるので、ここでは考慮しないものとする。

5 δ_y までの各载荷サイクルにおける軸方向鉄筋の伸び出し量の推移を図-2.18 に示す。ここで、载荷サイクルごとの柱の曲げ変形による軸方向鉄筋の伸び出しを把握するために、図-2.17 に示した伸び出し変位から、各载荷サイクル開始時の残留変位を控除したものを各载荷サイクルの伸び出し量とした。また、図中には、P面側の伸び出し量、M面側の伸び出し量及びそれらの平均値を示している。

図-2.18 に示すとおり、耐力階層化鉄筋が作動した5 δ_y 载荷時には、軸方向鉄筋は平均して1.33mm 伸び出

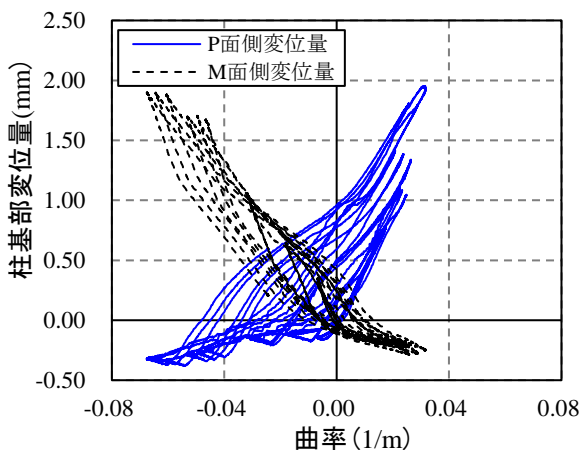


図-2.17 柱基部における変位量及び曲率の関係

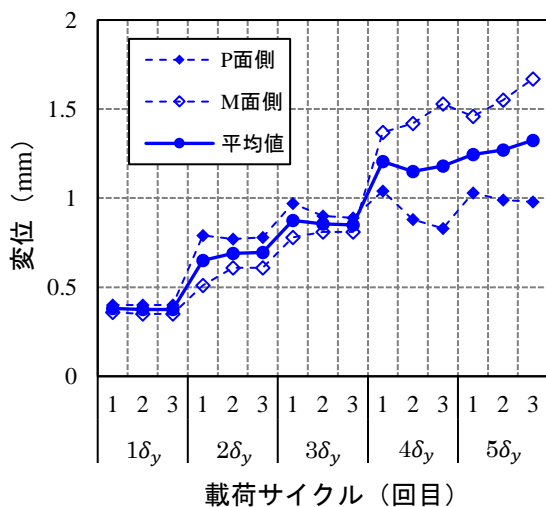


図-2.18 軸方向鉄筋の伸び出し量

したことが推定され、遊間が減少し、耐力階層化鉄筋の作動開始変位が小さくなった可能性があると考えられる。

2.4.2 軸方向鉄筋の塑性変形に伴う RC 橋脚の残留伸び

前項に示した軸方向鉄筋の残留伸びは、塑性変形の残留とも解釈できることから、柱基部の塑性変形にも同様に残留が生じる可能性が考えられる。曲率計測区間に設置した P 面、M 面それぞれの変位計の合計値が一致した時の変位（以下「橋脚の伸び」という。）を図-2.19 に示す。なお、図-2.19 に示した値には、前項で言及した軸方向鉄筋の残留伸びも含まれている。

図-2.19 から、橋脚の残留伸びは载荷変位が大きくなるにつれて増加することが分かる。橋脚の残留伸びは、2 δ_y の2サイクル目以降で発生し、5 δ_y の3サイクル目では4.4mm が生じている。

橋脚の残留伸びの原因は直接的に確認できていないが、塑性域での正負交番繰返し载荷に伴い、引張側の開口ひび割れの挙動によって、柱基部に変形が残留したことが推測される。橋脚の残留伸びによって、耐力階層化鉄筋が上方に移動して遊間が減少し、耐力階層化鉄筋の作動開始変位が小さくなった可能性がある。

また、図-2.19 には軸方向鉄筋の伸び出し（P面とM面の平均値）並びに軸方向鉄筋の伸び出し及び橋脚の残留伸びの合計を併せて示している。以上の考察から、軸方向鉄筋の伸び出し及び橋脚の残留伸びが耐力階層化鉄筋の作動変位を減少させる要因と考えられる。

2.4.3 再現解析による遊間の減少要因の検討

前項までの検討から、軸方向鉄筋の伸び出し及び橋脚の残留伸びが、支圧板の遊間を減少させ、耐力階層

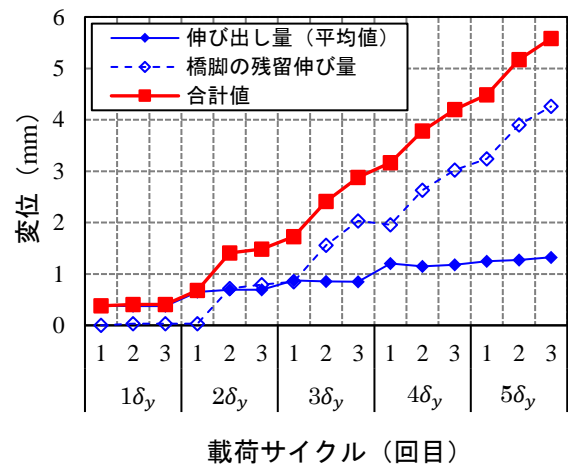


図-2.19 载荷サイクル毎の伸び出し量・橋脚の残留伸び量

化鉄筋の作動開始変位が想定よりも小さくなった要因であると推測された。

したがって、遊間長の設定は、塑性ヒンジ領域の曲げ変形による耐力階層化鉄筋位置の伸縮量として算出される耐力階層化鉄筋の変位量に、軸方向鉄筋の伸び出し及び橋脚の残留伸びの影響を加味した式(2)で設定する必要があると考えられる。

$$dx = \phi'_{ls} y'_{ls} L_p + L_{enl} + L_{res} \quad (2)$$

ここで、 dx は遊間長(mm)、 ϕ'_{ls} は耐力階層化鉄筋が機能し始める変位における塑性ヒンジ領域の平均曲率(1/mm)、 y'_{ls} は耐力階層化鉄筋が機能し始める時点の耐力階層化鉄筋から中立軸までの距離(mm)、 L_p は塑性ヒンジ長、 L_{enl} は軸方向鉄筋の伸び出しによる耐力階層化鉄筋の変位量、 L_{res} は橋脚の残留伸びによる耐力階層化鉄筋の変位量を表す。

そこで、本項では、今回の実験結果を再現する解析を行い、軸方向鉄筋の伸び出し及び橋脚の残留伸びの影響が遊間長の減少に与える影響を把握を試みる。

(1) 再現解析で使用するモデル

再現解析では、図-2.20 に示すように、遊間長の設定にあたり使用した解析モデルを一部変更した骨組みモデルを作成し、変位漸増解析を行った。コンクリート及び鉄筋の諸元は、材料試験結果を用いるものとして、2.2.1(2)に示した値及び表-2.3のとおりとした。

塑性ヒンジ領域はファイバー要素で、塑性ヒンジ領域より上方部分は線形はり要素でモデル化した。軸方向鉄筋のモデル化には修正 Menegotto-Pinto モデル⁸⁾を使用し、コンクリートの応力ひずみ関係は図-2.21 に示すとおりとした。このうち、コアコンクリートは、道示V編⁹⁾に規定される応力ひずみ関係に基づいてモデル化し、圧縮ひずみの限界値 ϵ_{ccl} を超える範囲は $\sigma_c = 0.5\sigma_{cc}$ で一定と仮定した。かぶりコンクリートについても、道示V編⁹⁾に規定される応力ひずみ関係式を用いるが、同式における横拘束鉄筋の効果は無いので、体積比は微小値として0.05%、 σ_{cc} はコンクリートの圧縮強度に等しいものとして算出した。また、最大圧縮応力度に達した後の応力度は、前述の仮定で算出される下降勾配 E_{des} を保持したまま $\sigma_c = 0$ に至るモデルとした。耐力階層化鉄筋は図-2.22 に示す荷重変位関係を持つ非線形ばね要素でモデル化した。遊間が消失し、降伏強度が発揮されるまでの荷重の増加勾配 k

は、耐力階層化鉄筋のヤング係数 E 、断面積 A 及び付着を切っている区間長 L に基づいて算出した。

(2) 再現解析の結果と考察

図-2.23 に耐力階層化鉄筋が作動を開始する水平変位が実験結果と合致するように遊間長を設定した再現

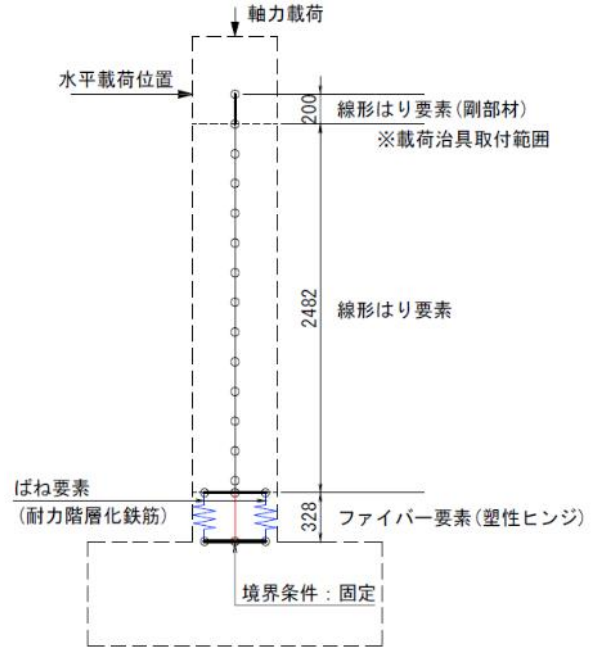


図-2.20 再現解析で使用する骨組みモデル

表-2.3 再現解析における材料諸元

材料	諸元
コンクリート	<ul style="list-style-type: none"> ・圧縮強度：27.1N/mm² ・ヤング係数：29,800 N/mm²
軸方向鉄筋(SD295)	<ul style="list-style-type: none"> ・D10@43.33 ・13本 (926.9 mm²) ・ヤング係数：184,200N/mm²
帯鉄筋(SD295)	<ul style="list-style-type: none"> ・D6@75 ・体積比 0.32%
耐力階層化鉄筋 (SD490)	<ul style="list-style-type: none"> ・D13@86.66 ・5本 (633.5 mm²) ・ヤング係数：191,500N/mm²

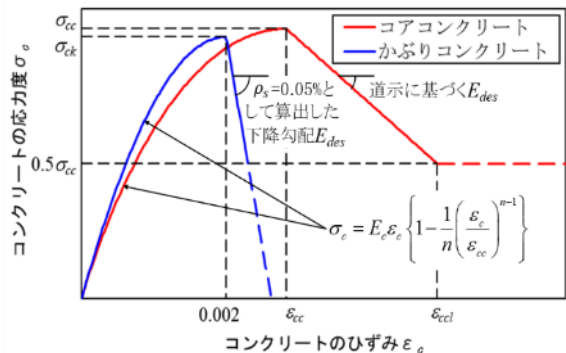


図-2.21 コンクリートの応力ひずみ関係

解析モデルの結果を示す。また、参考として遊間長を9mmと設定した結果を併記した。なお、伸び出しに伴う剛性への影響等は解析では考慮していないため、降伏までの勾配は実験結果とは一致していない。

再現解析の結果から、遊間長を6.05mmと設定した時に耐力階層化鉄筋の作動する水平変位が実験結果と合致しており、軸方向鉄筋の伸び出し及び橋脚の残留伸びの影響によって、遊間が2.95mm減少していたと推定することができる。

再現解析で確認された2.95mmの遊間の減少量は、耐力階層化鉄筋の作動開始変位が生じた時の軸方向鉄筋の伸び出し及び橋脚の残留伸びによるものと考えられる。図-2.23に示すように本実験での耐力階層化鉄筋の作動開始変位は45mmであり、 $5\delta_y$ の1サイクル目に初めて作動している。

そこで、 $5\delta_y$ の1サイクル目での水平変位45mmにおける軸方向鉄筋の伸び出し及び橋脚の残留伸びによる耐力階層化鉄筋の変位を確認する。軸方向鉄筋の伸び出しは、P面側、M面側の両面で計測されているが、再現解析でキャリブレーションの対象とした荷重変位

関係は、正負交番载荷の変位が正の領域（P面が引張となる領域）であるため、P面側の伸び出しに着目する。また、橋脚の残留伸びについても、同様にP面側に着目する。

軸方向鉄筋の伸び出しによる耐力階層化鉄筋の変位（以下「伸び出しによる変位」という。）は、橋脚基部に最も近い位置に設置した変位計の計測値を、耐力階層化鉄筋位置の変位に換算して算出した（図-2.16において軸方向鉄筋を耐力階層化鉄筋に置き換えた場合に相当）。P面側の伸び出しによる変位は、P面側の軸方向鉄筋の残留伸びを控除して算出している。 $5\delta_y$ の1サイクル目の伸び出しによる変位の履歴を図-2.24の実線に示す。水平変位45mmの時の伸び出しによる変位は0.90mmとなっている。

また、橋脚の残留伸びによる耐力階層化鉄筋の変位（以下「残留伸びによる変位」と呼ぶ。）は、橋脚の残留伸びに等しいと考えられ、 $5\delta_y$ の1サイクル目で1.96mmであった。

遊間を減少させた耐力階層化鉄筋の変位は、伸び出しによる変位及び残留伸びによる変位の和であり、これを図-2.24の破線に示す。水平変位45mmにおける伸び出しに伴う変位及び残留伸びによる変位の和は2.86mmであり、再現解析で確認された遊間の減少量2.95mmと概ね整合していることから、耐力階層化鉄筋の変位が式(2)で説明され得ることを示す結果となっている。

なお、本研究では、実験における計測結果に基づいて伸び出しによる変位及び残留伸びによる変位を算出したが、設計段階においては、これらを適切に推定す

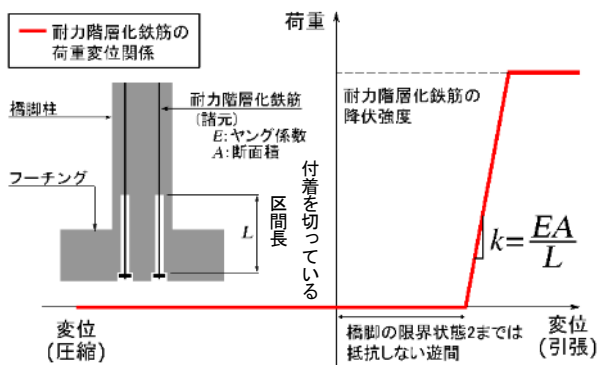


図-2.22 耐力階層化鉄筋の荷重変位関係

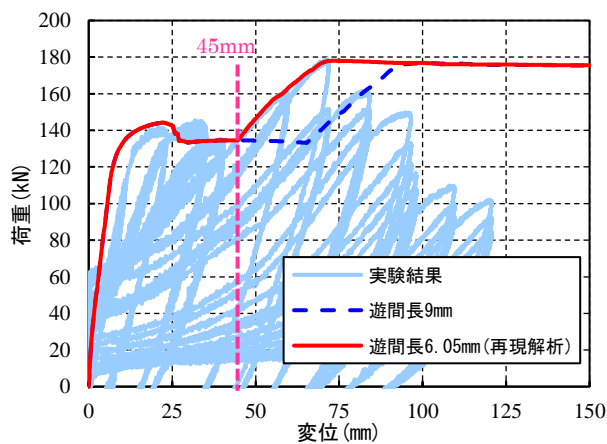


図-2.23 再現解析の結果

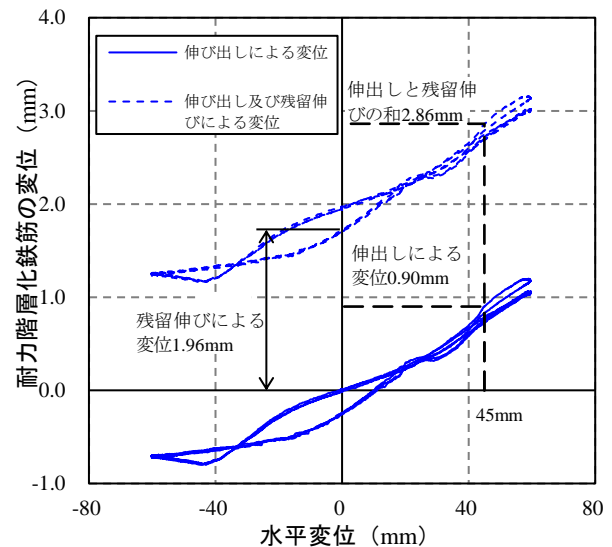


図-2.24 $5\delta_y$ におけるP面の耐力階層化鉄筋の変位

必要がある。軸方向鉄筋の伸び出し量については、これまでも複数の推定方法^{例えば9)}が提案されているが、推定方法によって推定値が大きく異なる。また、橋脚の残留伸びの影響については、定式化された推定方法は確立されていない。

したがって、今回の実験及び再現解析の結果からは、軸方向鉄筋の伸び出し及び橋脚の残留伸びが耐力階層化鉄筋の作動開始変位に影響を与える要因であることは確認されたが、これらの要因が遊間長に与える影響を定量的に推定する方法については、今後さらに検討する必要がある。

3. 既設 RC 橋脚の耐力階層化に向けた検討

3.1 耐力階層化鉄筋の適用方法の検討

3.1.1 対象構造物

本検討の対象とした橋脚は、文献 10)に示される耐荷性能を満たしていない RC 橋脚とした。対象橋脚の

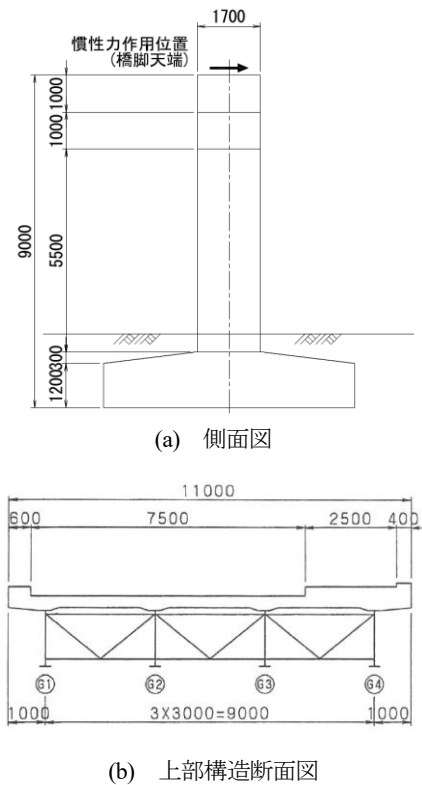


図-3.1 解析対象橋梁

表-3.1 既設下部構造使用材料の諸元

項目	単位	数値	備考
既設部材	コンクリート	N/mm ²	21.0
	軸方向鉄筋	N/mm ²	295 SD295_D29
	帯鉄筋	N/mm ²	295 SD295_D13
上部構造分担重量	kN	3,285	
下部構造重量	kN	1,262	柱・はりのみ

側面図及び上部構造断面図を図-3.1に示す。上部構造分担重量、下部構造重量、既設部材の強度等の諸元を表-3.1に、橋脚基部の配筋図を図-3.2に示す。

対象橋脚の補強工法は、後述する耐力階層化鉄筋の機構を既設 RC 橋脚の補強に適用するために、曲げ耐力制御式の鋼板巻立て工法を用いることとした。

3.1.2 既設橋脚への耐力階層化鉄筋の適用方法

新設 RC 橋脚においては、耐力階層化鉄筋を軸方向鉄筋の内側に配置し、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ている。この場合、コンクリート打設前に耐力階層化鉄筋を橋脚断面内に配筋しなければならないため、新設 RC 橋脚の機構を既設 RC 橋脚へ直接適用することは困難である。

そこで、既設橋脚断面の外側に配置される曲げ耐力制御式のアンカー鉄筋の一部を、圧縮側には抵抗せず、引張側には一定の変形量が生じた後、抵抗する耐力階層化鉄筋とすることを検討する。なお、レベル2地震動に対する耐荷性能も確保するため、レベル2地震動に対する耐荷性能を確保するアンカー鉄筋及び耐力階層化鉄筋とするアンカー鉄筋をそれぞれ配置する。

耐力階層化鉄筋とするアンカー鉄筋は、図-3.3(a)に示すように、H形鋼と鉄筋上側端部に設けた定着帯に遊間を設け、レベル2地震動までは水平耐力に寄与しないよう配置する。限界状態2に達すると、図-3.3(b)に示すように、アンカー鉄筋の定着帯とH形鋼が接触することで、水平耐力が向上する機構とする。耐力階層化鉄筋の遊間長は、限界状態2に相当する曲げ変形までは抵抗せず、当該変位を超えた後にはじめて曲げ変形に抵抗するように設定する。

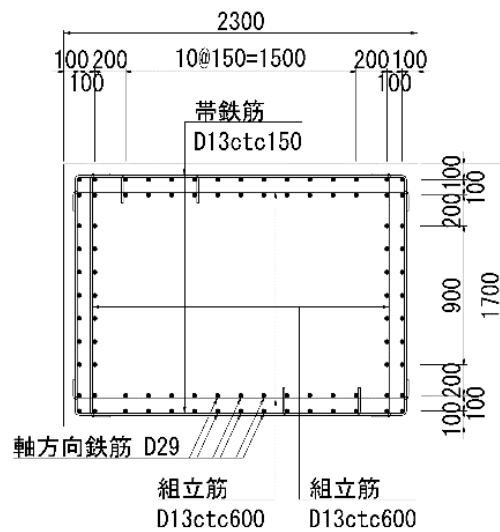


図-3.2 解析対象橋梁

耐力階層化鉄筋は、新設 RC 橋脚に適用する場合と同様に配置できる位置や本数が限られることから、SD490 鉄筋を使用することとした。

3.2 解析モデル

3.2.1 解析方法

解析手法は荷重漸増解析（変位制御）、解析ソフトは TDAPIII を用いた。荷重は補強後の限界状態 3 を包括できる範囲まで、荷重の載荷手法は慣性力作用位置である橋脚天端に 0.1mm/step で変位を与えた。

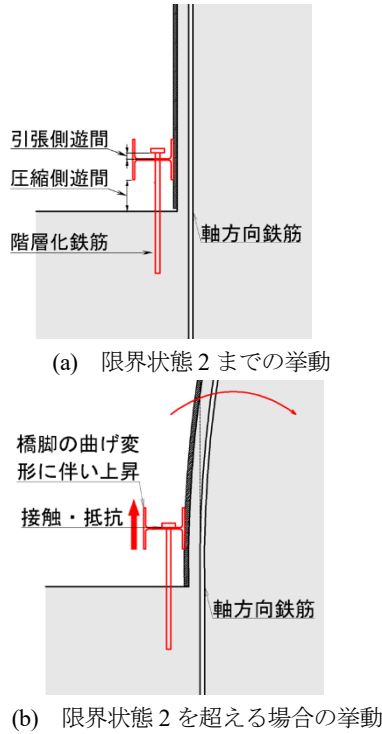


図-3.3 補強橋脚断面のモデル化

3.2.2 橋脚のモデル化

解析モデルは、図-3.4 に示す多質点骨組みモデルを用いた。RC 橋脚の柱部のうち、塑性ヒンジ区間 L_p はファイバー要素を、塑性ヒンジ区間よりも上方の柱部は線形はり要素を、はり部は線形はり要素（剛部材）を使用した。柱基部を固定点とし、柱基部以下のフーチング及び基礎はモデル化していない。なお、塑性ヒンジ長は、文献 10)に基づき $L_p=0.2h-0.1D$ ($L_p \leq 0.5D$) と仮定し、橋脚巻立て補強の補正係数 $C_p=0.8$ を考慮¹⁰⁾した。ここで、 h は橋脚基部から慣性力作用位置までの高さ、 D は橋脚基部断面高さである。

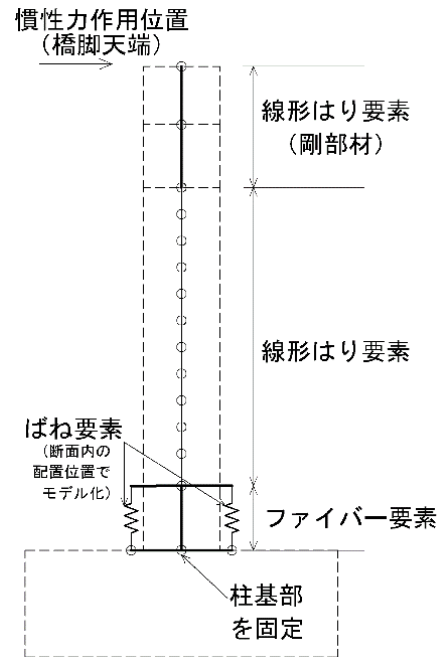


図-3.4 解析モデル図

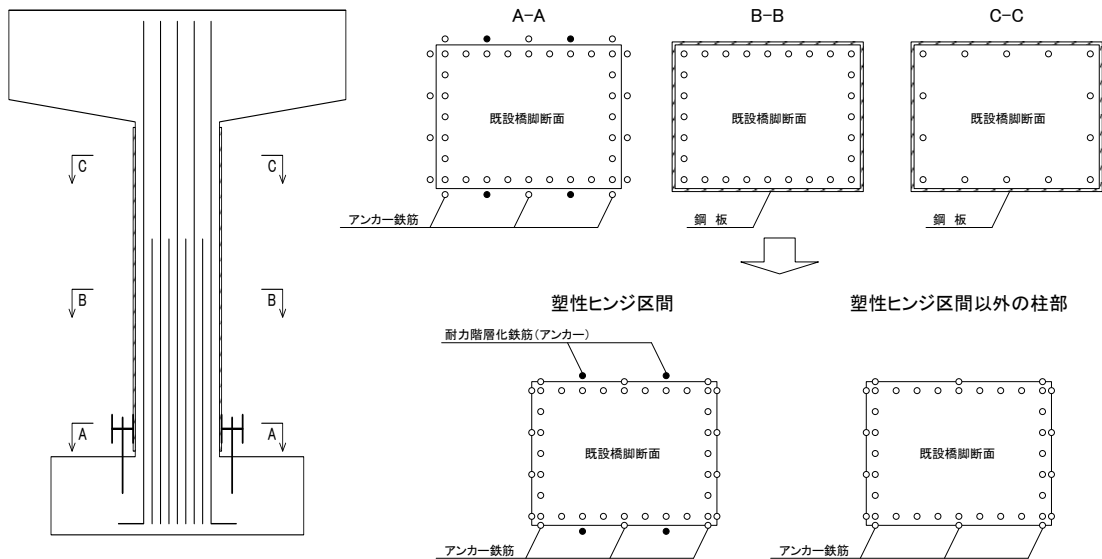


図-3.5 耐力階層化補強橋脚の柱断面のモデル化

アンカー鉄筋は、図-3.5 に示すように既設橋脚断面の外周に沿って、柱全高に配置されているものとしてモデル化した。曲げ耐力制御式鋼板巻立てにおいては、上記のようにアンカー鉄筋をモデル化することで、解析結果が実験結果を合理的に評価できることが確認されており¹⁾、現行の耐震補強でも、このモデル化の手法を用いている。

一方、耐力階層化鉄筋は、図-3.5 に示すように断面内の実際に配置する位置で、塑性ヒンジ区間のみをモデル化とする。アンカー鉄筋と異なり、断面内の実際に配置する位置でモデル化する理由は、耐力が上昇するタイミングが、耐力階層化鉄筋から中立軸までの距離によって決まるためであり、塑性ヒンジ区間のみをモデル化する理由は、塑性ヒンジ区間より上側の線形は区間の変形量は、耐力階層化鉄筋が作動する変位に影響しないためであり、これらは、耐力階層化鉄筋の応答変位を正確に把握するためである。

耐力階層化鉄筋は、軸方向の引張のみ抵抗する非線形ばね要素でモデル化し、遊間を表すばねと鉄筋の応力ひずみ関係を表すばねを直列で接続することによって、図-3.6 に示す荷重-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

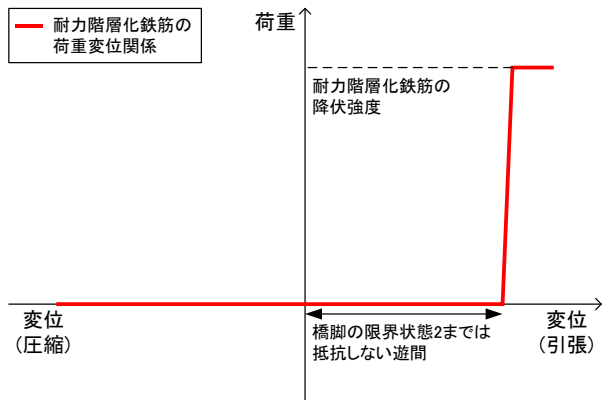


図-3.6 耐力階層化鉄筋のモデル化

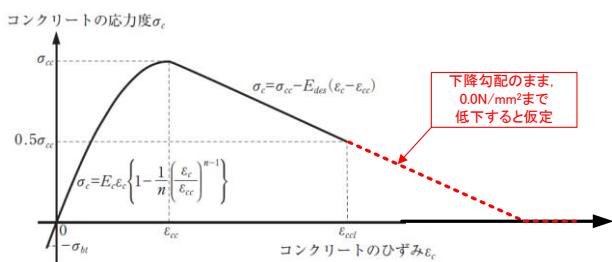


図-3.7 コンクリートの応力ひずみ関係

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観点から、 10^{-5} kN/m 程度の微小勾配を与えた。

ファイバー要素のコンクリートの応力ひずみ関係は、文献 10) に基づき、鋼板の補強効果を帯鉄筋換算して設定した。ただし、コンクリートの応力ひずみ関係のうち、図-3.7 に示すように限界圧縮ひずみ ϵ_{cc1} 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 0.0 N/mm^2 となるまで低下すると仮定した。軸方向鉄筋の応力ひずみ関係は道示 V 編⁶⁾ に基づき設定した。

3.2.3 耐力階層化鉄筋の抵抗機構

耐力階層化鉄筋は、他のアンカー鉄筋と比べて抵抗を開始することを遅らせるため、図-3.3 のように鉄筋定着部に遊間を設ける。遊間は限界状態 2 に相当する曲げ変形が生じて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、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。

3.2.4 補強量の設定

補強材料鉄筋径や規格等の諸元を表-3.2 に、補強後の断面図を図-3.8 に示す。図中の補強鉄筋のうち、●が耐力階層化鉄筋、○がアンカー鉄筋を示す。

表-3.2 補強材料の諸元

項目		単位	数値	備考
補強部材	アンカー鉄筋	N/mm ²	345	SD345_D41
	鋼材	N/mm ²	240	SM400
耐力階層化鉄筋		N/mm ²	490	SD490_D51

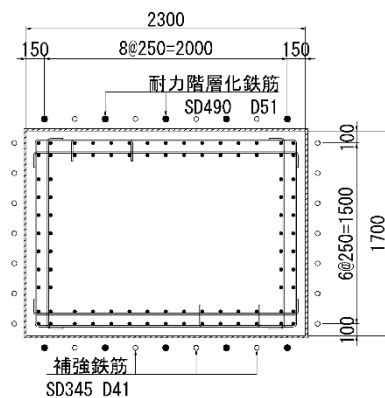


図-3.8 補強後の橋脚基部断面図

アンカー鉄筋の材質及び鉄筋径は、**図-3.6**の配置、鉄筋本数で、文献 10)に示される補強と同程度の水平耐力が確保できる補強量とする。材質をSD345、鉄筋径をD41とすることで、レベル2地震動に対する耐荷性能を確保できることを確認した。

また、耐力階層化鉄筋は、橋脚耐力のばらつきや破壊する部材の耐力のばらつきを考慮して、階層化が可能となる水平耐力向上を確保することができる鉄筋量とするため、鉄筋径をD51とした。

3.2.5 遊間長の設定

耐力階層化鉄筋の遊間長を検証するために、遊間長を15mm、20mm、25mmとした解析を行った。解析結果を**図-3.9**に示す。縦軸が水平荷重、横軸が橋脚天端の荷重載荷点の水平変位である。図には、各ケースの解析結果の他、補強後の限界状態2及び限界状態3とみなす変位の制限値も合わせて示している。

遊間15mmとしたケースでは、耐力階層化鉄筋が作動する橋脚の天端変位は約90mmであり、限界状態2とみなす変位に到達する前に水平耐力が上昇する。レベル2地震動が生じた場合でも、橋脚の水平耐力が上昇し、想定していない挙動を示す可能性がある。遊間20mmとしたケースでは、耐力階層化鉄筋が作動する橋脚の天端変位は約110mmであり、限界状態2を超えた点で動作し、限界状態3に到達する前に耐力の上昇が完了する結果となる。遊間長を25mmとしたケースでは、耐力階層化鉄筋の作動変位が約135mmであり、限界状態3とみなす変位を超えている。解析上は限界状態3を超えた後の水平耐力の低下をモデル化していないため、橋脚の水平耐力が低下していないが、実橋脚においては限界状態3を超えると水平耐力が急落し倒壊に至ることが実験等で確認されている。そのため、限界状態3を超えた後に作用する遊間長では、本機構は成立しない。以上の検討結果から、耐力階層化鉄筋の遊間長を20mmとすることとした。

3.3 解析結果

遊間長を20mmとした耐力階層化鉄筋を用いた補強橋脚(ケース1)に加えて、無補強橋脚(ケース0)、耐力階層化鉄筋をモデル化せずレベル2地震動に対する補強のみを行った橋脚(ケース2)の解析を行った。解析結果を**図-3.10**に示す。図は、縦軸が水平荷重、横軸が橋脚天端の荷重載荷点の水平変位である。図には、各ケースの解析結果の他、補強後の限界状態2及び限界状態3とみなす変位の制限値も併せて示す。

耐力階層化鉄筋をモデル化した補強橋脚(ケース1)

は、限界状態2までは、ケース2と同様の挙動を示す。限界状態2を超え、限界状態3に至る前に橋脚耐力が上昇しており、新設RC橋脚で崩壊シナリオデザイン設計の適用事例検証を行った結果¹⁾と同様であった。

補強橋脚の水平耐力のばらつきが新設橋脚と同等である¹⁾と仮定し、超過確率5%とした場合の橋脚耐力(耐力上昇前、耐力上昇後)及び支承アンカーボルト耐力の確率分布を**図-3.11**に示す。破壊部材とする支承アンカーボルトの破断耐力を3620kNとすることで、耐力上昇前の水平耐力及び耐力上昇後の水平耐力に対して、超過確率を5%以下とすることができ、所要の信頼性をもって意図した崩壊シナリオが実現できることが確認された。

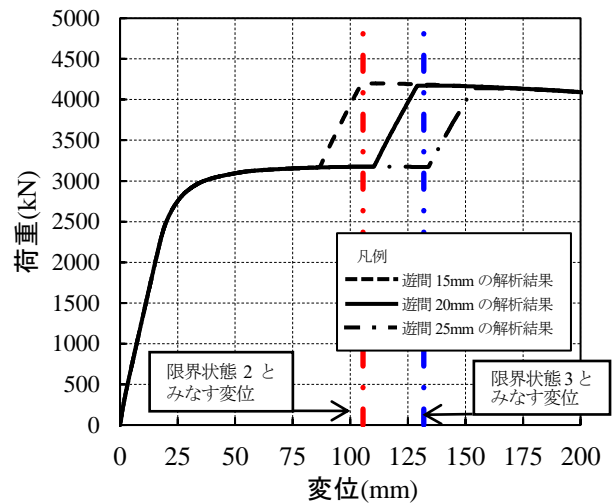


図-3.9 遊間長検証解析結果

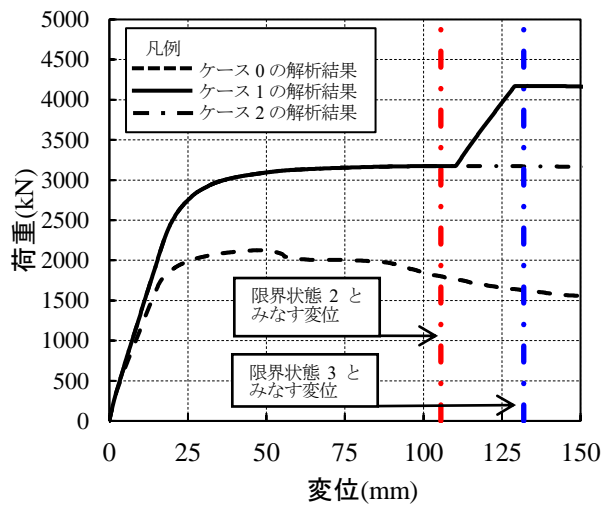


図-3.10 解析結果

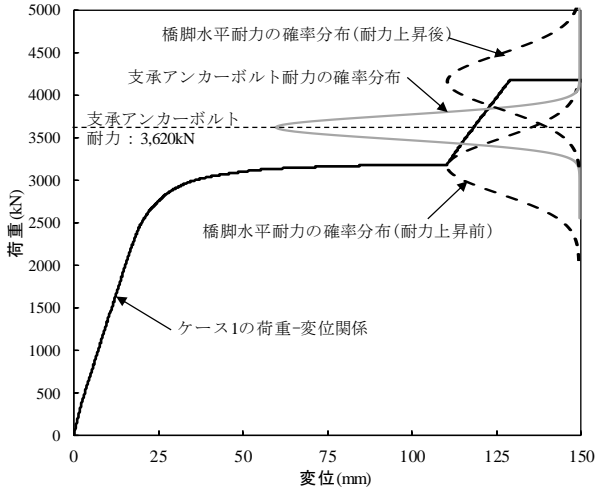


図-3.11 確率分布図

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。

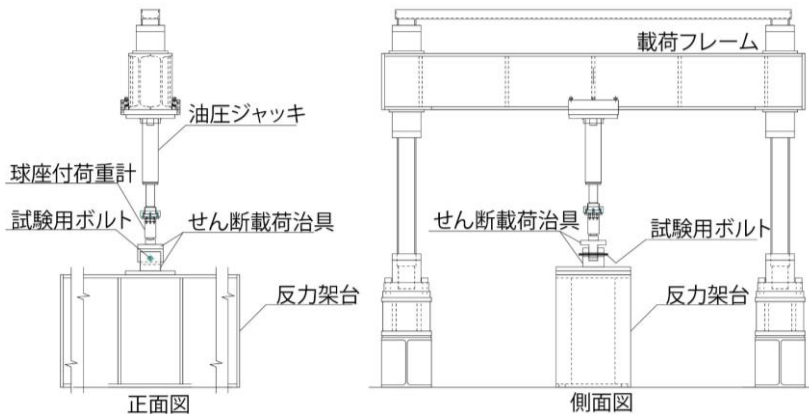


図-4.1 荷重施設

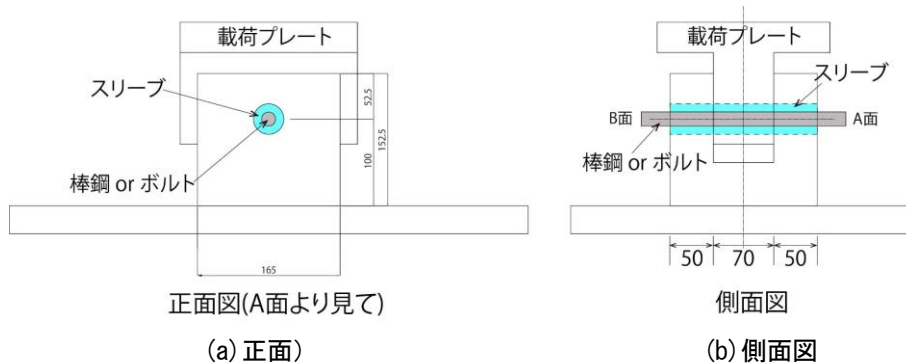


図-4.2 せん断荷治具

4.1 損傷誘導部材の信頼性向上に関する検討

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プレート取付ボルトの設置を検討している。令和2年度までの検討によって、損傷制御ボルトを用いた設計を確立するための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、耐力評価式を同定している。

しかしながら、橋梁が保有する耐震性能を満足し、復旧性に配慮した損傷に制御する必要があるため、せん断強度とじん性を評価する精度の向上が不可欠である。そこで、信頼性を高めるためのボルトに設けるスリット部の構造開発を行うための試験を実施した。

4.1.1 試験概要

図-4.1に示す室内に設置された荷重装置により、下沓取付ボルトの模型を用いたせん断試験を行った。試験体を固定する荷重治具を図-4.2に示す。荷重治具は、S50C材を、スリーブはS55C材を用いて剛性を確保した上で、2面荷重を行える形状とした。表-4.1に試験ケース一覧を、図-4.3には各形状を示す。試験体は、直径D=16mm、SCM435（強度区分10.9相当）を加工した棒鋼とボルトである。

4 インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

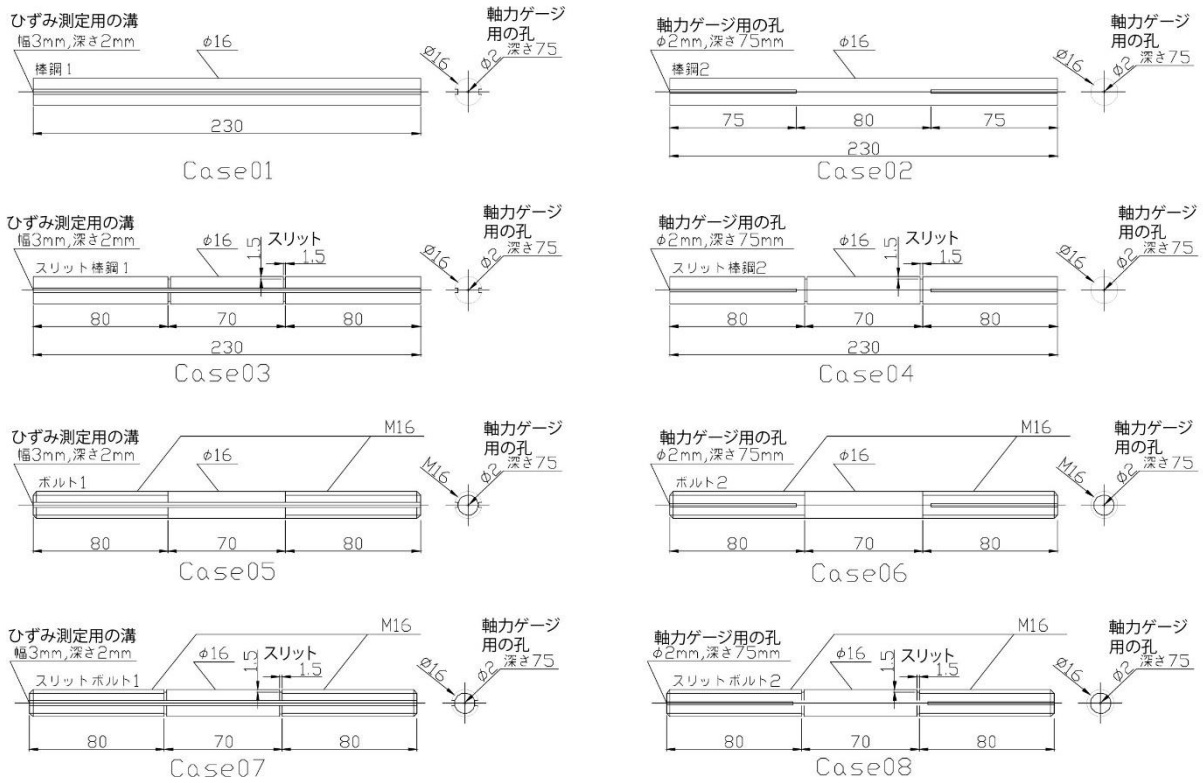


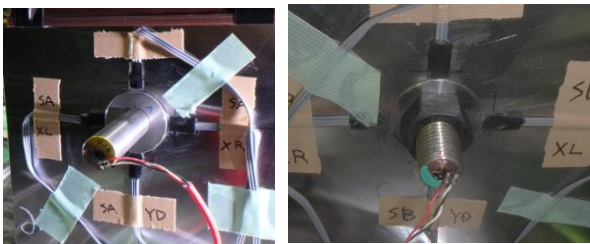
図-4.3 せん断試験用ボルト

表-4.1 せん断試験ケース一覧

試験ケース	種別	スリットの有無	側面ひずみ計測	軸力計測	体数
Case01	φ16	-	○	○	2
Case02	φ16	-	-	○	3
Case03	φ16	○	○	○	5
Case04	φ16	○	-	○	5
Case05	M16	-	○	○	2
Case06	M16	-	-	○	3
Case07	M16	○	○	○	5
Case08	M16	○	-	○	10

M16 は、両端部 80mm の部分が並ねじ 16 と同等の加工でネジを形成し、めねじを配置したスリーブと組み合わせ、下杓取付ボルトを再現している。スリットを有する試験体は、ネジ部に隣接して深さ 1.5mm、幅 1.5mm で外周を削り、せん断破断を誘導する部分としている。なお、試験では試験体の側面ひずみや軸ひずみを測定するため、図-4.3 に示すように、ひずみゲージを配置するための溝や孔を配置している。

試験体の配置にあたり、S55C 材で製作したスリーブに通して治具に配置し、棒鋼の端部は固定せず、ボルトにおいては、ナットを手締めにて端部を固定した。(写真-4.1 参照)



(種別 φ16) (種別 M16)

写真-4.1 試験の様子

試験体の中央部 70mm は、荷重プレートの下向きの一つ山の荷重治具内に収まり、試験体の両端にある 80mm は、荷重治具の上向き二つ山に配置される。種別 φ16 は、全長にわたって、ねじが無い試験体である。

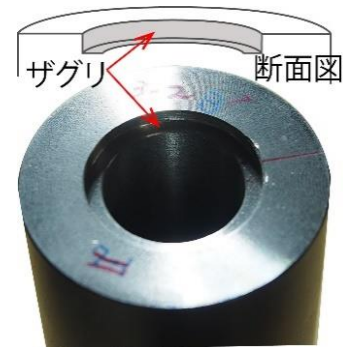


図-4.4 ザグリ加工の説明図

スリット部の構造を検討することが目的の試験であるため、下沓に相当するスリーブに、図-4.4に示すザグリの有無が破断に与える影響を case04 において確認し、それ以外のケースで、ネジの有無、スリットの有無による最大せん断耐力と強度のバラツキを検討した。試験においては、載荷荷重、載荷プレートの変位その他、試験体に配置した軸力や側面のひずみを計測している。なお、Case08-3 はスリットがスリーブ内に位置したため検討から除外した。

4.1.2 試験結果

(1) 耐力や強度のばらつきについて

2 面せん断試験の結果のうち、最大荷重、破断時荷

重に関する結果を表-4.2にまとめた。なお、応力を算出する際の有効断面積は、スリーブ境界面における有効径に対して、ゲージ貼り付け等の欠損した断面を除いた面積である。

図-4.5 にスリットを有する棒鋼を対象とした Case04 の最大応力と強度のバラツキを示す。図には、最大せん断応力度とせん断強度をグループとして、各ケースの計測値と、それぞれのグループの単純平均を実線で併記した。Case04-1、Case04-2、Case04-3 は、ザグリの無いスリーブを用いて、Case04-4 と Case04-5 では、ザグりを有するスリーブを用いている。

表-4.2 2面せん断試験結果

ケース名	せん断抵抗断面 As(mm ²)	最大荷重 S _{max} (kN)	最大せん断応力度 (N/mm ²)	最大荷重時の変位 (mm)	破断荷重 St(kN)	せん断強度 (N/mm ²)	破断変位 (mm)	ザグリ 無
Case01-1	189.06	118.48	626.6	3.12	116.7	617.3	3.29	
Case01-2		118.74	628.0	3.28	118.1	624.7	3.38	
Case02-1	201.06	131.41	653.6	3.11	130.9	651.1	3.19	
Case02-2		132.91	661.0	3.53	130.6	649.6	3.82	
Case02-3		132.05	656.7	3.43	131.0	651.6	3.56	
Case03-1	129.73	80.39	619.6	1.22	76.5	589.6	1.64	
Case03-2		80.06	617.1	1.41	76.8	591.8	1.72	
Case03-3		80.52	620.6	1.29	78.7	606.9	1.52	
Case03-4		79.56	613.2	1.46	74.8	576.9	1.90	
Case03-5		81.17	625.6	1.30	77.9	600.4	1.63	
Case04-1	132.73	84.70	638.1	1.23	83.0	625.6	1.38	○
Case04-2		95.14	716.7	1.38	92.9	700.2	1.56	○
Case04-3		93.02	700.8	1.42	91.1	686.6	1.58	○
Case04-4		86.44	651.2	1.34	85.2	641.7	1.47	
Case04-5		81.73	615.7	1.12	78.7	592.8	1.39	
Case05-1	144.17	92.72	643.1	1.28	84.3	584.7	1.94	
Case05-2		89.53	620.9	1.39	77.7	538.7	2.17	
Case06-1	156.17	99.68	638.2	1.47	94.1	602.3	2.09	
Case06-2		108.24	693.0	1.60	93.7	600.1	2.55	
Case06-3		105.99	678.7	1.51	99.3	635.8	2.14	
Case07-1	129.73	81.39	627.4	1.81	75.9	585.0	2.29	
Case07-2		79.50	612.8	1.65	77.4	596.5	2.00	
Case07-3		81.11	625.2	1.73	78.8	607.6	1.99	
Case07-4		80.02	616.8	1.71	77.8	599.6	1.95	
Case07-5		80.16	617.9	2.16	76.9	593.1	2.56	
Case08-1	132.73	81.82	616.4	1.49	80.4	605.7	1.66	
Case08-2		83.47	628.9	1.62	74.1	558.6	2.09	
Case08-4		80.38	605.6	1.71	77.5	584.1	1.96	
Case08-5		83.12	626.2	1.76	80.3	605.3	2.04	
Case08-6		82.64	622.6	1.61	80.0	602.3	1.95	
Case08-7		83.65	630.2	1.86	75.6	569.5	2.18	
Case08-8		82.94	624.8	1.61	80.4	605.7	1.89	
Case08-9		82.20	619.3	1.69	78.2	589.4	2.06	
Case08-10		81.96	617.4	1.66	79.0	595.1	1.94	

最大せん断応力度、せん断強度ともに、単純平均値より上側にあるケースは、ザグリのないケースである。一方、下側の値となったケースは、ザグりを有する 2 ケースとザグリ無しの Case04-1 である。破断面を確認すると Case04-1 を含めたザグリ無しのケースは、**写真-4.2** のようなボルトとスリーブ端部に接触痕が確認できた。ザグリ無しのケースにおいて、耐力差が生じた要因は不明確であるものの、試験体が隣接のスリー

ブに接触することで最大せん断応力度が高くなり、目的とするスリット断面を対象とした試験の信頼性が低くなる。さらにスリット部の構造としては、最適とは言い難い状況といえる。このことから、本報告においては、スリーブにザグりを設けた結果のみ取り扱う。

なお、**写真-4.2** の撮影方向として示した「A」と「A'」は、**図-4.6** に示した矢印方向に向かって撮影した面であることを示している。

表-4.2 で示した最大せん断応力度とせん断強度のバラツキについて、棒鋼とボルト、さらにスリットの有無に着目して整理した結果を示す。

棒鋼とボルトと、それぞれのスリットの有無を区分として最大せん断応力度について**図-4.7** に示す。ス

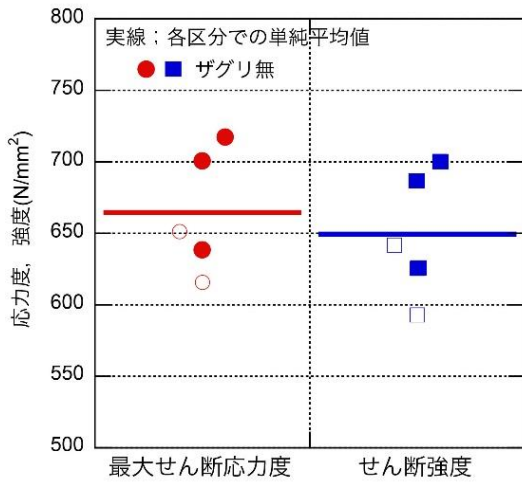


図-4.5 最大せん断応力度とせん断強度

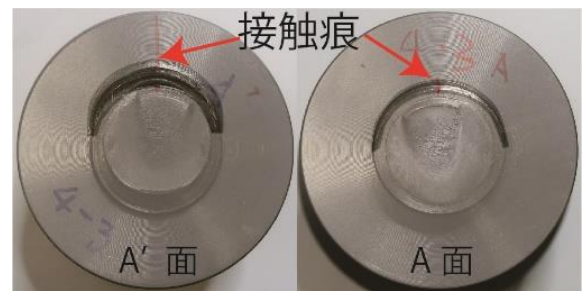


写真-4.2 Case04-3 破断A面とスリーブ状況

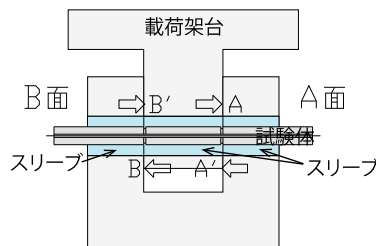


図-4.6 破断面の写真の撮影位置の解説図

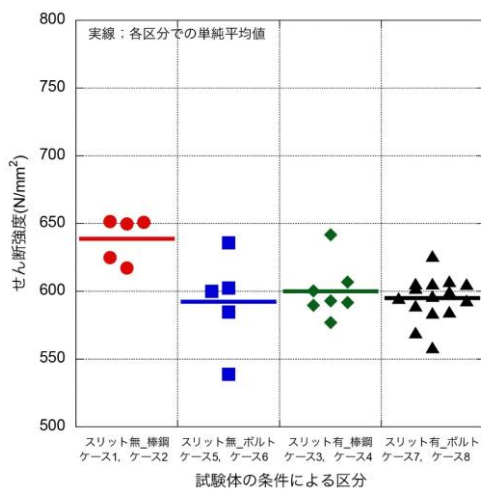


図-4.7 最大せん断応力度のバラツキ

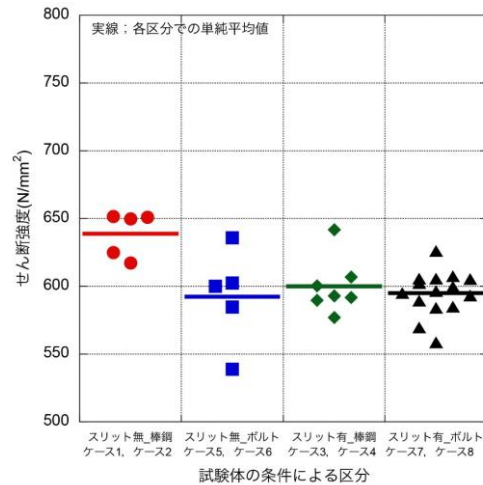


図-4.8 せん断強度のバラツキ

リットの無い棒鋼とボルトを比較すると、最大せん断応力度の平均値は同程度であるが、ボルトの最大せん断応力度のバラツキが大きい。スリットを配置した棒鋼およびボルトの結果では、最大せん断耐力の平均値はスリット無と同じように、同程度の応力度となっている。さらに、スリットがあることでバラツキも小さいことが確認できる。

同様に図-4.8 にせん断強度に関する区分毎の結果を示す。スリット無_棒鋼の平均強度が最も高く、それ以外のケースでは、スリット無_ボルトもスリットを有するものと同程度の強度であったことが確認できる。一方、スリット無_ボルトは、他の区分と比べてバラツキが大きいことが確認できる。

(2) せん断破断面

スリット無_棒鋼とそれ以外の区分において生じた平均強度の違いとスリット無_ボルトが他と比較するとバラツキが大きくなった要因を確認するため破断面を確認する。ここで、図示する破断面は、図-4.9 に示すように3つに切断された試験体の両端に位置するものを側方から撮影し、上面（载荷プレート側）を中心に展開するように写真を配置したものを図-4.10 から図-4.13 に示す。本報告で掲載した写真は、試験体の条件による区分毎に代表するケースのみを示す。

図-4.10 に示したスリット無_棒鋼は、载荷側となる上面は、下方に潰れているような変形が右面と表示した試験体の下、左面と表示した試験体の上の破断面側で確認できる。さらに、概ね鉛直に破断面が形成されている。

図-4.11 に示したスリット無_ボルトにおいては、ボルトの上面において、下方に潰れる現象は顕著ではない。载荷側の状態が谷部から綺麗に破断するケースとネジ山がちぎられるようなケースが確認され、せん断境界部において、ネジの噛み合わせの違いが破断状態を不安定にしていると推察する。破断面は、長軸方向に対して鉛直方向に進展するのではなく、ネジ谷部の影響を受けたように傾きを持っている。

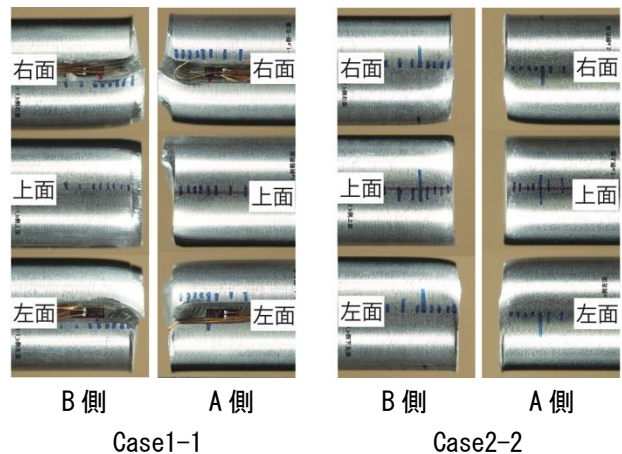


図-4.10 破断面の横側状況写真

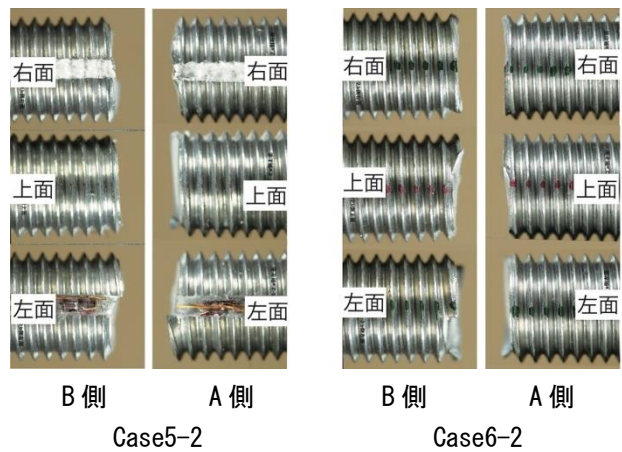


図-4.11 破断面の横側状況写真

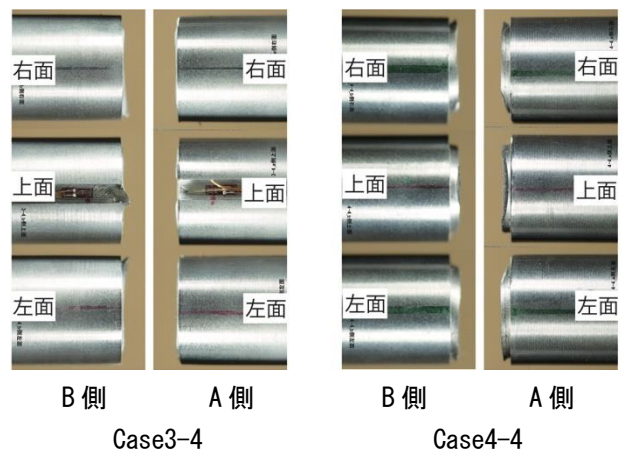


図-4.12 破断面の横側状況写真

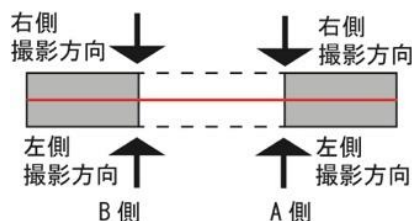


図-4.9 破断面の撮影方向の概要

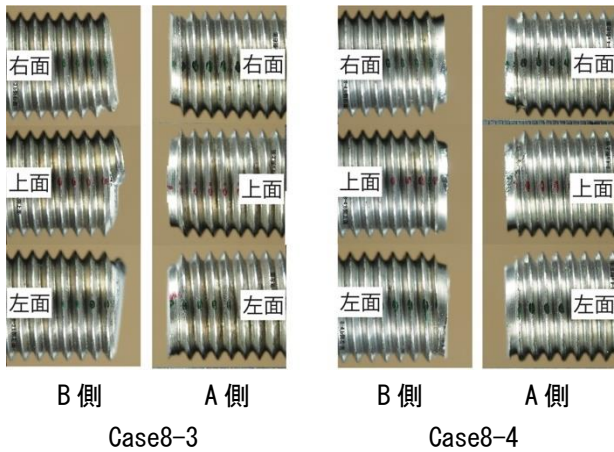


図-4.13 破断面の横側状況写真

図-4.11 や図-4.12 に示したスリット有の区分では、スリット部がせん断変形し、破断面はスリット部に位置している。一部では、ネジ山がせん断変位する下方に変形したケースも確認されたものの、スリット部で破断を制御できていることが確認できる。

4.1.3 スリット部の最適化

2 面せん断試験とせん断破断面を詳細に確認した結果より、以下のように整理することができる。

1)スリット無_棒鋼

載荷プレートが下方移動することにより、外側に位置する試験体の上側のみ延性変形している。

延性変形は下方たわみのような残留があるため、抵抗特性には曲げ抵抗も疑われる。

破断面の乱れは少ない。

2)スリット無_ボルト

プレート境界部に位置したネジ部の状態により、破断状態が異なり、強度等のバラツキが大きい。

破断はネジ谷部に影響を受けている。

3)スリット有_棒鋼

スリット部でせん断変形が明瞭である。

せん断スパン長が定義でき、破断までの変位が精度良く計算出来る可能性が高い

破断面はスリット部長軸に対して直角であり、ベースプレートに残存するボルトで下沓プレートの損傷確率を軽減出来る

4)スリット有_ボルト

スリット有_棒鋼と概ね同じ

ただし、ネジ山が載荷方向に変形するケースも確認される

以上のことから、スリットを有することで、純せん断となる破壊に誘導することが出来、せん断強度のばらつきを低減できる。さらに、1.5mmのスリット長をせん断スパン長とすることで、破断変位を推定することができ、必要なじん性を確保することができる。

スリット有_棒鋼とスリット有_ボルトの結果から、強度等のバラツキを低減するためには、スリットとネジを隣接させず、スリットはネジ部以外の箇所配置することが良い。さらに、下沓プレートにザグリを設けることで、ベースプレートと下沓プレート境界にスリットを配置する施工精度が高められ、適切なボルト破断に誘導することができる。

図-4.14 に示す構造が、最適なスリット部の構造として提案する。

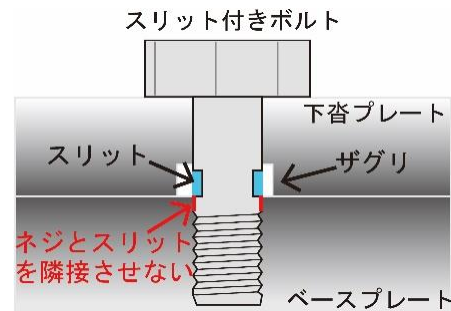


図-4-14 最適なボルト部構造

4.2 損傷誘導設計の評価

図-4.15 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-4.16 参照）とした。また、水平力を作用させるゴム支承イメージを図-4.17 に示す。固定は、幅 1.5mm、深さ 1.5mm のスリットを設けた 4 本のボルトを用いている。

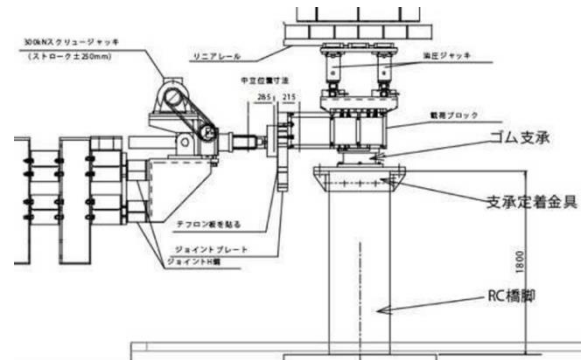


図-4.15 小型模型水平載荷試験概要

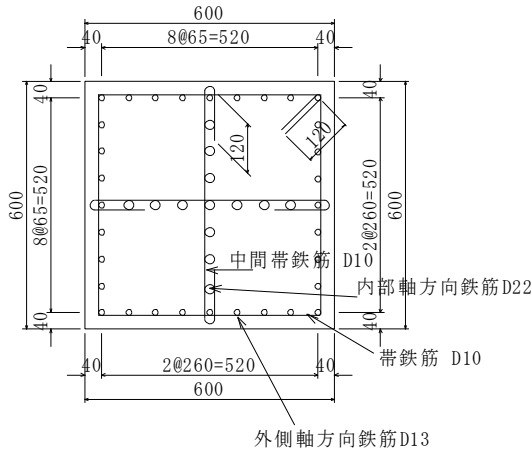


図-4.16 模型橋脚断面（十字配筋）

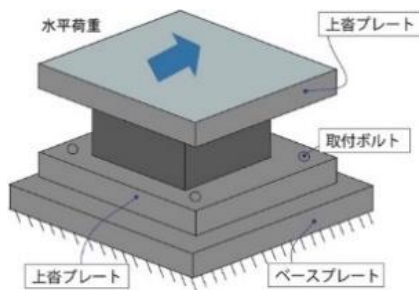


図-4.17 配置支承図

4.2.1 評価試験

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実施した。載荷は、正負同一変位量を3回繰り返した後、軸方向鉄筋の降伏時水平変位量の1/2を加算し、変位制御による荷重を増加させて実施した。

本試験では、図-4.18に示す「D-」ではじまる記号が示す箇所で柱の水平変位を、「DIS-」ではじまる記号の箇所で支承の上下プレートの水平変位を測定した。また、図-4.19に示したLRFとLRBが、最外縁鉄筋を対象とし、ILRF、ILRCとILRBが十字型に配筋した内部鉄筋を対象とし、基部から40mm、280mm、800mmの高さにひずみゲージを貼付けし、ひずみを測定した。また、図-4.20には、下沓取付ボルトの軸力計の位置を示す。

表-4.3及び表-4.4に試験体に用いた材料の試験結果を示す。昨年度実施した漸増載荷試験では、十字配

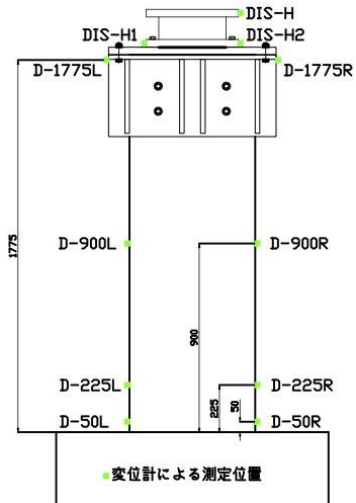


図-4.18 試験体全面部から見た水平変位計測位置

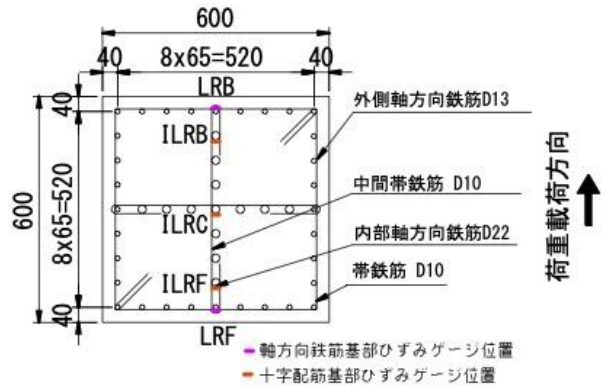


図-4.19 ひずみを測定した鉄筋

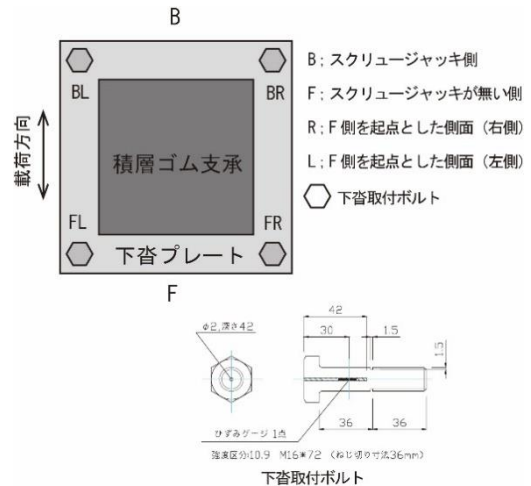


図-4.20 下沓取付ボルト配置と軸力計配置

筋を除き、設計値と同等の強度になるようにSD295を用いたが、今年度は、SD345を用いていて、鉄筋のばらつきによる影響も含めた検討を実施した。昨年度と

の比較では、コンクリートの圧縮強度の差異は 4%程度となっている。

表-4.3 鉄筋の材料試験結果

試験体	呼び種類	降伏応力 σ_{sy} (N/mm ²)	引張強度 σ_{max} (N/mm ²)	伸び (%)
漸増载荷試験	D22 (SD345)	385	578	23.0
	D13 (SD295)	353	513	26.8
	D10 (SD295)	359	511	25.4
正負交番载荷試験	D22 (SD345)	389	589	23.3
	D13 (SD345)	379	553	26.3
	D10 (SD345)	359	578	24.7

表-4.4 コンクリートの材料試験結果

試験体	弾性係数 E_c (kN/mm ²)	ポアソン比 ν	圧縮強度 σ_{ck} (kN/mm ²)
漸増载荷試験	19.5	0.172	26.7
正負交番载荷試験	21.3	0.200	25.6

4.2.2 評価試験の結果

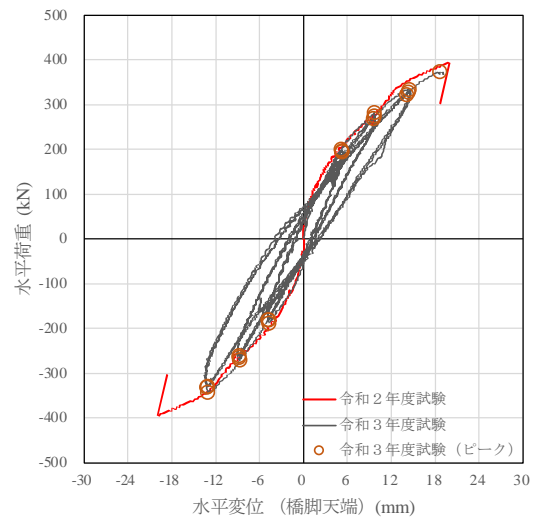
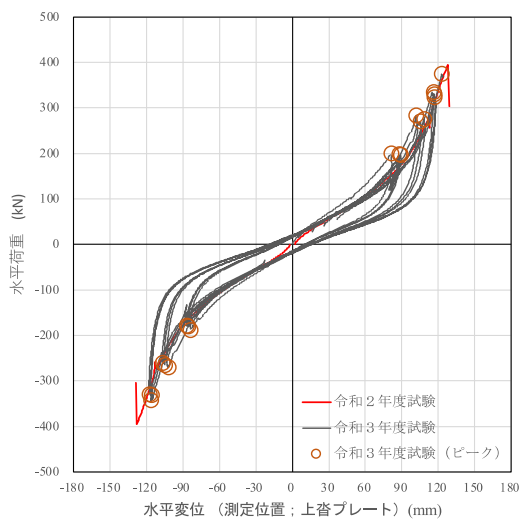
昨年度実施した漸増载荷試験結果と合わせて、図-4.21(a)に水平荷重と载荷点(上査プレート)の水平変位の関係を示す。なお、漸増载荷試験は、符号を反転させ、負側の領域にもプロットしている(以降、適宜符号を反転させて正負交番载荷試験と対比している)。载荷点の荷重-変位関係は、正負交番载荷試験の各載

荷サイクルのピーク荷重が漸増载荷試験結果の荷重より、同一変位に対して多少大きな荷重となっているものの、概ね漸増载荷試験をトレースするような結果である。さらに、図-4.21(b)に橋脚天端の水平荷重-水平変位の結果に示されるように、正負交番载荷試験のピーク値は、漸増载荷試験結果をトレースしており、今年度実施した試験は、これまでの成果と合わせて評価することは、妥当であると判断できる状況である。

下査取付ボルトの破断は、 $2\delta y$ 载荷時の荷重-変位関係の上昇域で生じた。これは、供試体の耐荷力特性として初降伏後にも耐力上昇が発現し、最大耐力に至る前に支承の下査取付ボルトが破断するという、設計で意図した破壊形態に誘導されたと評価できる。

図-4.22 に水平変位と外側の軸方向鉄筋のひずみの関係を、図-4.23 に水平変位と内部軸方向鉄筋のひずみの関係を示す。

外側軸方向鉄筋は、令和2年度、令和3年度のいずれも下査取付ボルトが破断する前に降伏している。断面内部の十字に配置された軸方向鉄筋のひずみに着目すると、漸増载荷試験では、鉄筋が降伏したのち水平変位が大きく増加してから下査取付ボルトが破断した。これに対して、正負交番载荷試験では、鉄筋が降伏に達した後すぐに、下査取付ボルトが破断に至っている。これは、外縁鉄筋に配置した鉄筋材料の降伏点が設計値より、多少高いことに影響を受けていると考えられる。



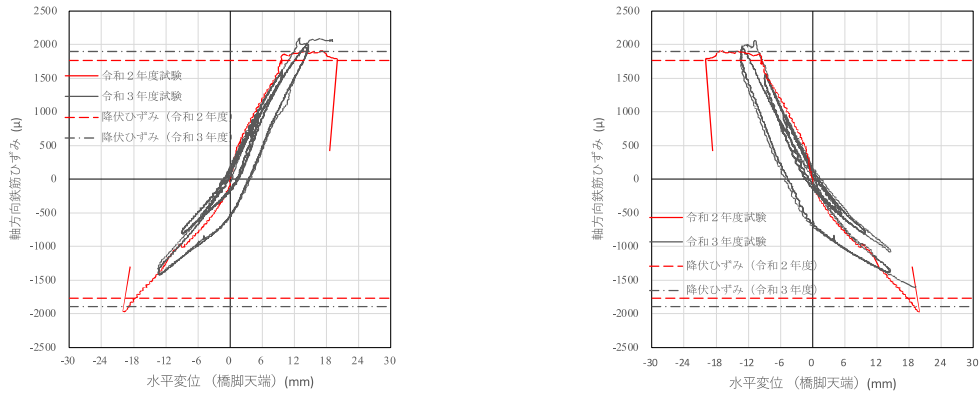
1

(a) 载荷点

(b) 橋脚天端

図-4.21 荷重-変位関係

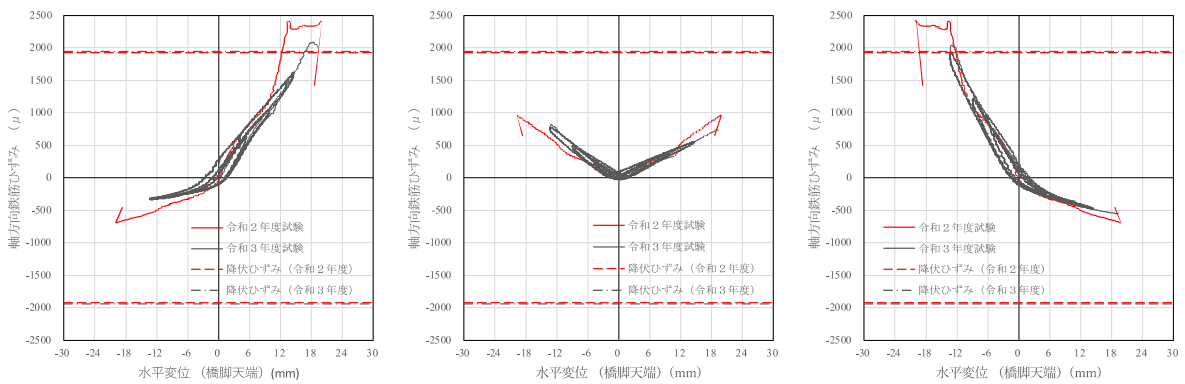
4 インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発



(a)背面側 LRB40

(b)前面側 LRF40

図-4.22 橋脚の水平変位と外側の軸方向鉄筋のひずみの関係 (高さ 40mm)

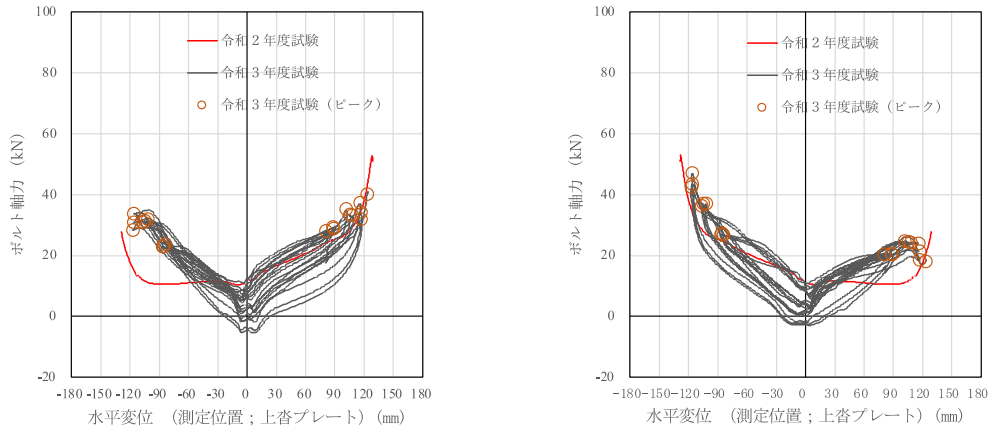


(a)背面側 ILRB(高さ 40mm)

(b)断面中心 ILRC(高さ 40mm)

(c)前面側 ILRF(高さ 40mm)

図-4.23 橋脚の水平変位と内部軸方向鉄筋のひずみの関係 (高さ 40mm)



(a)背面側 (BR と BL の平均)

(b)前面側 (FR と FL の平均)

図-4.24 橋脚の水平変位とボルト軸力の関係

上査プレートの水平変位とボルト軸力の関係を図-4.24 に示す。用いたボルトは、M16 強度区分 10.9、損傷を誘導する箇所として 1.5mm のスリットを有している。

水平変位 (水平荷重) が大きくなるとボルトに引張

力が生じたが、作用した引張荷重は、このボルトの引張強さ (1,113 N/mm²) の 30%未満、強度区分 10.9 に相当する材料の一般的降伏点と比べて弾性範囲内である。さらに、図-4.21 に示した結果より、せん断破断時のボルト一本あたりの水平荷重は、100kN (スリット

部の断面より算定したせん断応力は 753N/mm^2 であり、ボルト単体試験結果と比較しても、同程度の強度を示していることから、下査取付ボルトに作用する引張力は、下査取付ボルトのせん断破断に与える影響は小さいと判断できる。

4.2.3 評価試験結果と解析結果の比較

耐力階層化を考慮した RC 橋脚模型の設計を行うにあたり実施したファイバーモデルによる解析結果と比較を行い、再現性を評価した。

解析は、橋脚単体に対して実施し、載荷点の変位の値は図-4.25 における「ハードニングモデル」に相当するバネによる計算値を加算して求めた。ハードニングモデルのバネは、松田ら¹²⁾による支承のせん断ひずみ 200%までは積層ゴムの等価バネ定数であり、せん断ひずみ 200%を超える場合はバネ定数を3倍するというバイリニアバネとした。なお、解析結果の変位には、フーチングからの軸方向鉄筋の伸び出し量を、土木研究所資料第 4262 号 (平成 25 年 3 月)⁹⁾の成果を用いて加算している。

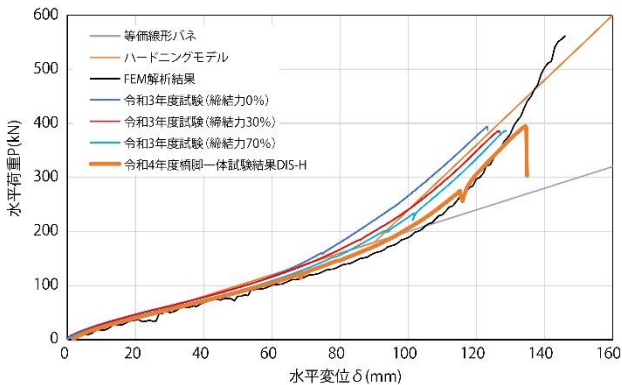


図-4.25 支承の試験結果とハードニングを考慮したバネ

(1) 支承・橋脚系での結果の比較

図-4.26 に支承を含めた構造系における解析結果と試験結果 (今年度、昨年度) の比較を示す。材料強度に大きな違いがないため、両者の比較はほぼ一致している。

図-4.27 は、今年度試験結果の載荷点の荷重-変位関係である。解析結果は一方向載荷であるため、負側の値は符号を反転させてプロットしている。試験結果と比較すると解析解は、荷重を低く、または、水平変位を大きく算定しているものの、概ね一致している。試験では荷重が橋脚の最大耐力に至る前に支承下査ブ

レート取付ボルトが破断し、試験が終了している。

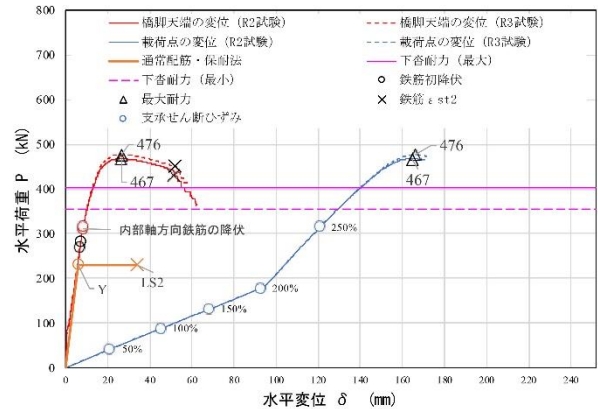


図-4.26 ファイバーモデルによる供試体の水平荷重-水平変位関係

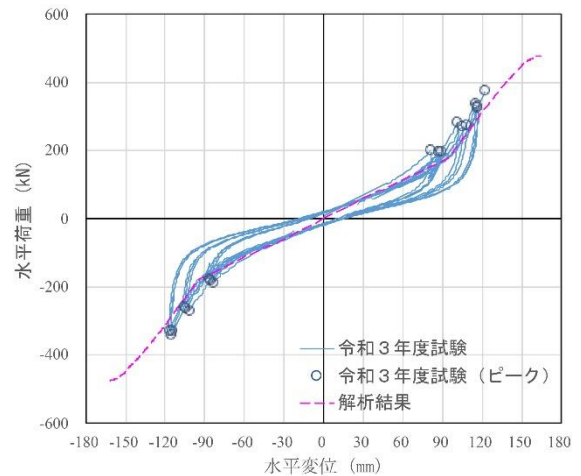


図-4.27 載荷点の荷重-変位関係

(2) 橋脚単体での結果の比較

図-4.28 に橋脚天端の荷重-変位関係を示す。試験結果から解析は、変位に対して荷重を大きく見積もっていることが確認される。RC 柱部のモードが適切であるかを確認するため、試験における天端の載荷時変位量に相当する解析変位量において、測定した各柱高さ毎の水平変位量の比較を図-4.29 に整理した。

1.5 δ_y までの変位は、各高さでの変位が合致している。最外縁鉄筋のひずみについても同様に柱高さに対して、載荷毎に整理した結果を図-4.30 に整理した。図-4.29 の結果で説明したように、解析値が試験結果よりも荷重を大きく、水平変位を小さく評価していることから、内部に配置した鉄筋の影響で柱部の剛性が高く評価されていることが予想される。一方、試験に

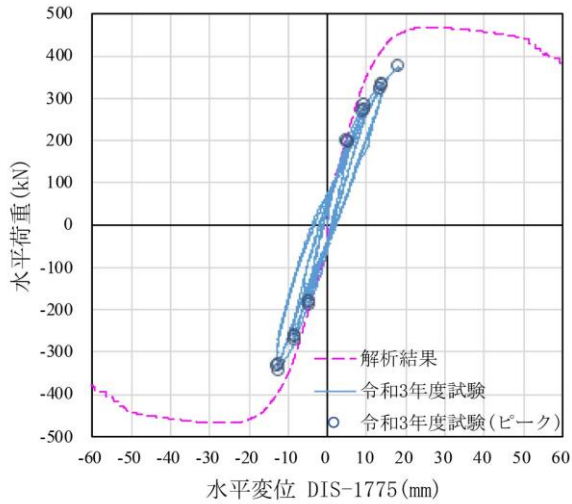


図-4.28 橋脚天端の荷重—変位関係

おいては、基部において鉄筋の抜け出しにより、荷重に対する回転角が大きくなり、鉄筋に発生するひずみが小さいながら水平変位が大きくなったとも推察される。試験結果の変位は、降伏をやや超える程度の変位に留まり、最大耐力に至らない状態であったことなどから、終局に至る载荷試験による追加評価を実施することが RC 橋脚の損傷制御設計を実装する上で必要である。

4.2.4 地震時シミュレーション

超過作用に対して下沓取付ボルトに損傷を誘導する、損傷制御設計の効果を検証するため、これまでに

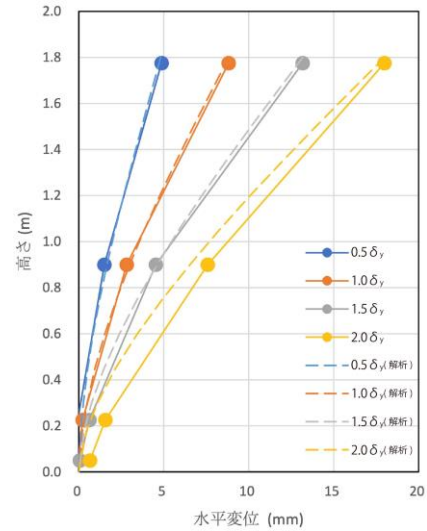
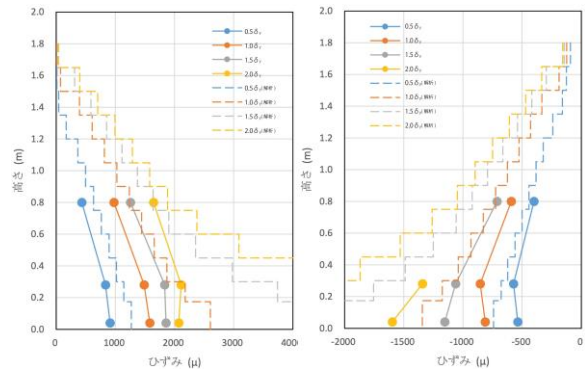


図-4.29 橋脚変位の解析と試験の比較



最外縁鉄筋（圧縮側） 最外縁鉄筋（引張側）

図-4.30 軸方向鉄筋のひずみの解析と試験の比較

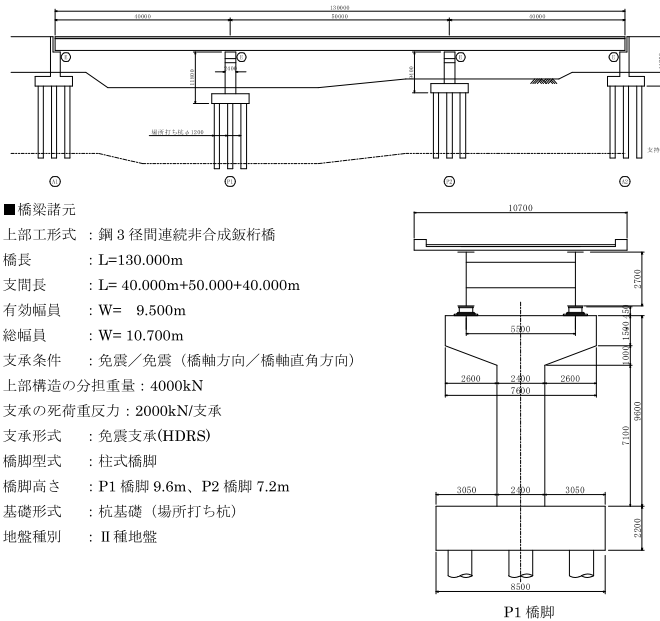


図-4.31 解析対象橋梁

得られた知見を基にモデルを作成し、TDAP-III を用いて、地震時シミュレーション解析を行った。解析対象は、図-4.31 に示す 3 径間連続鋼桁橋とした。P1 橋脚と P2 橋脚で橋脚高さが異なっている。支承条件は免震構造であり、レベル 2 地震動に対する耐震性能は動的解析により照査した。

解析ケースは、表-4.5 に示すように、入力地震動は超過作用として道路橋示方書 V 編⁶⁾の標準波 II-II-1 の 1.75 倍、橋梁の設計は通常設計と耐力階層化に配慮した損傷制御設計の 2 通りとした。耐力階層化に配慮した橋脚断面は、図-4.32 に示すように十字型に軸方向鉄筋を追加設置している。

支承部は、図-4.33 に示すような免震支承を表すバネと下沓取付ボルトの破断及び下沓プレートとベースプレートの摩擦を表すバネを直列に配置したモデルとした。免震支承のバネは、TDAP-III に実装されている図-4.34 に示す HDR の履歴モデルを用いて、文献 13) によりパラメータを設定した。また、下沓取付ボルトのモデルは、図-4.35 に示す TDAP-III の「可動支承用すべりモデル」に、下沓取付ボルトの破断耐力を E 点の耐力として設定することで、支承部のモデル化を行った。なお、破断後は摩擦による履歴モデルとなるため、鋼とコンクリート間の摩擦係数を 0.4 としている。

表-4.5 解析ケース

ケース	設計	加振方向	入力地震動	振幅倍率	下沓取付ボルト破断	橋脚の配筋	橋台-桁間衝突
1	通常設計	橋軸	II-II-1	1.75	考慮しない	通常配筋	無視
2	損傷制御	橋軸	II-II-1	1.75	考慮する	十字配筋	無視

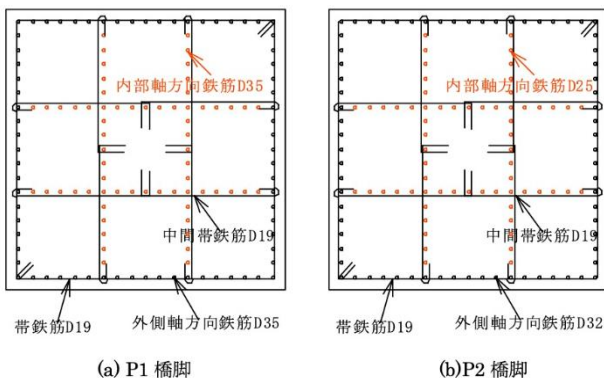


図-4.32 十字配筋を追加した損傷制御設計の橋脚断面

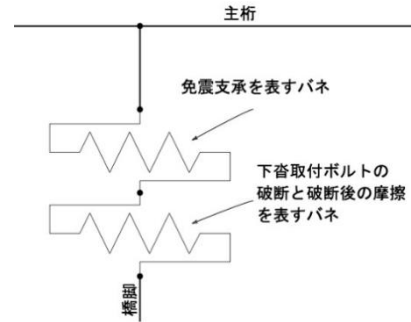


図-4.33 支承部のモデル化

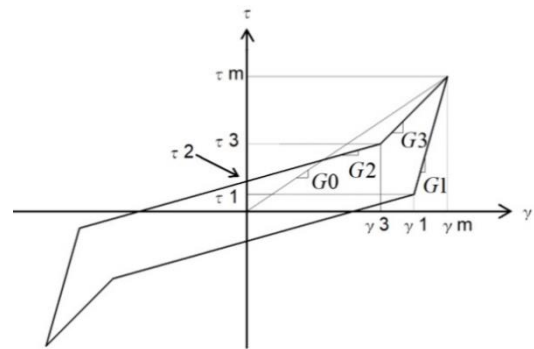
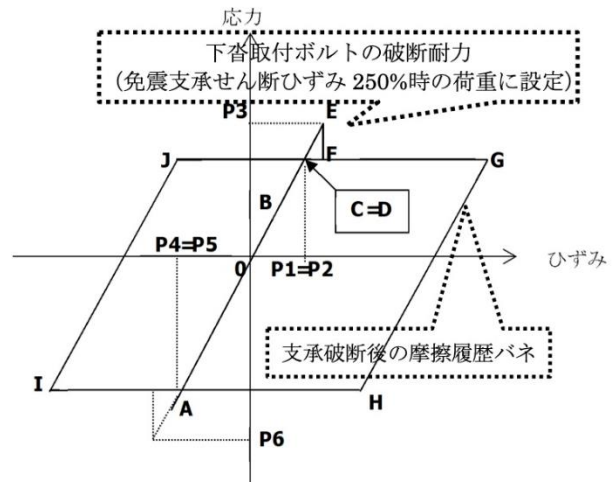


図-4.34 免震支承に設定する履歴モデル



履歴経路：O → A → B → C(=D) → E → F → G → H → I → J

図-4.35 下沓取付ボルト部に設定する履歴モデル

解析結果より、通常設計（ケース 1）と損傷制御設計（ケース 2）の主桁最大変位時の震度-変位履歴と発生イベントを図-4.36 に示す。通常設計では支承のせん断ひずみや橋脚の応答が進展しつつ加速度が上昇し、支承免震ゴムのせん断ひずみが 250% を超え、P1 橋脚が限界状態 2 に達する。損傷制御設計では、橋台の下沓取付ボルトが破断した後、P1 橋脚、P2 橋脚の下沓取付ボルトが破断に至り、橋脚は限界状態 2 に至

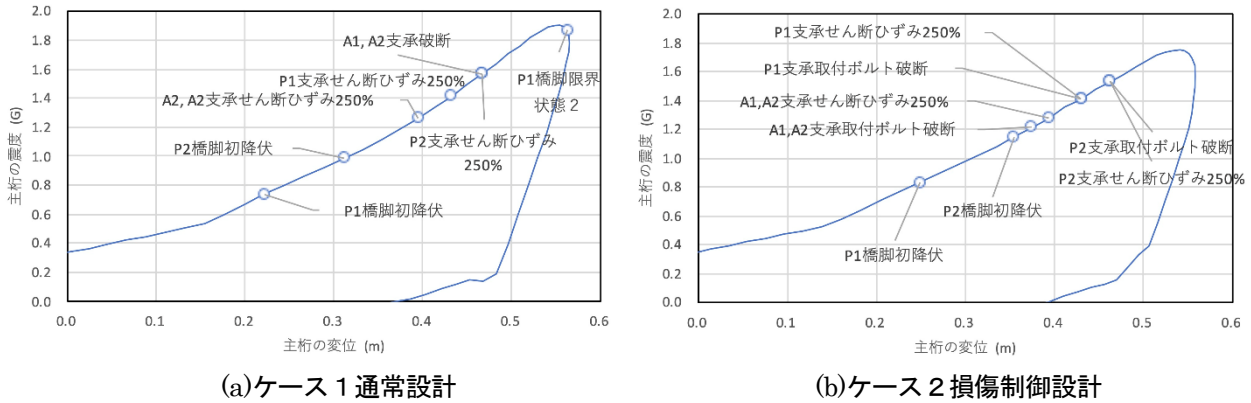


図-4.36 動的解析の震度-変位関係と各イベント

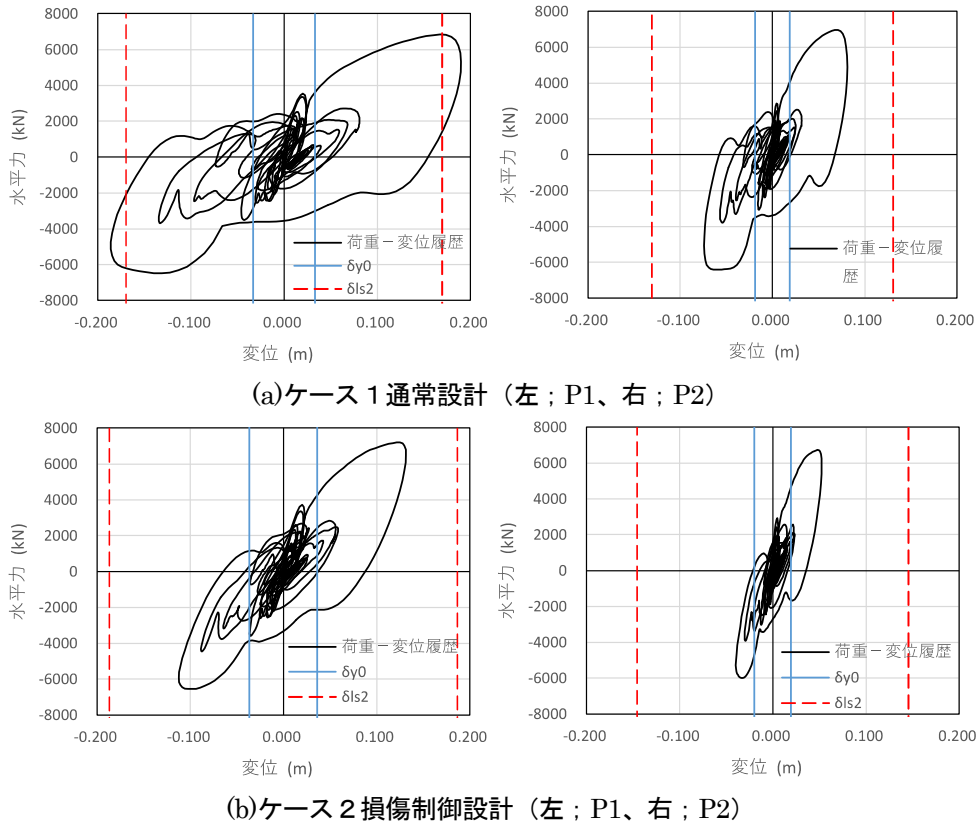


図-4.37 P1 橋脚の水平荷重-水平変位履歴

らない状況である。図-4.37 に橋脚基部のせん断力と橋脚天端の変位を併記した橋脚の荷重-変位を示す。通常設計では、橋脚の曲げ応答が大きくなり、P1 橋脚で限界状態 2 の変位を上回っている。これに対して、損傷制御設計では、最大耐力が高いこともあるが、下巻取付ボルトの破断により荷重が伝達されなくなるため、応答変位が低減されていることが確認される。

5. まとめ

本研究では、超過外力に対して、機能喪失の回避、喪失機能の早期復旧が可能な構造として、耐力階層化

鉄筋を用いた橋脚の載荷実験を行い、耐力階層化鉄筋の応答やシナリオデザイン設計法の実現に向けた有効性を検証した。損傷誘導部材のせん断試験を実施し、最適構造の提案を行うとともに、損傷誘導部材を有する積層ゴム支承を配置した RC 橋脚模型を用いた正負交番載荷試験を実施し、損傷制御設計の検証を行った。本研究で得られた知見は以下の通りである。

(1) 耐力階層化鉄筋を用いた RC 橋脚の載荷実験

- 1) 載荷実験の結果、橋脚の水平変位が一定以上になった段階で、耐力階層化鉄筋が作動し、橋脚の耐力を適切に増加することができていることを

確認した。耐力階層化鉄筋を用いた RC 橋脚の応答は、これまで数値解析でのみ確認されていたが、今回の載荷実験において、同様の応答が見られ、当該構造が橋の耐力階層化の実現に貢献することが確認できた。

- 2) 載荷実験及び再現解析を通じて、耐力階層化鉄筋の遊間長の設定に軸方向鉄筋の伸び出し及び橋脚の残留伸びが耐力階層化鉄筋の作動開始変位に影響している可能性が確認された。この結果は、耐力階層化鉄筋を用いた構造の設計法を向上させ、同構造の実用化に資する知見である。

(2) 既設 RC 橋脚の耐力階層化に向けた検討

- 1) レベル2地震動に対する耐荷性能が確保できていない橋脚に対して、曲げ耐力制御式の鋼板巻立て工法を適用し、アンカー鉄筋の一部を耐力階層化鉄筋とすることで、既設 RC 橋脚の耐力階層化を行うことができることを確認した。
- 2) 本検討において対象とした補強橋脚における崩壊シナリオデザイン設計法について、部材間の耐力のばらつきを考慮し、所要の信頼性をもって意図した崩壊シナリオが実現できることが確認できた。

(3) 損傷誘導部材の信頼性向上に関する検討

- 1) 下杵取付ボルトのバラツキの低減を図るためにスリットを設けることが重要であることが再確認できたとともに、スリットとネジ部を隣接させるとネジ谷部の影響が不確定要素として、強度にバラツキを生じさせることが確認できた。
- 2) 下杵プレートのボルト締結部にザグリを設けることは、ボルト接合の施工性が向上するとともに、損傷誘導の信頼性を高めることができる。

(4) 損傷誘導設計の評価

- 1) 耐力階層化を目的とした RC 橋脚内部に十字型に配置した軸方向鉄筋は、RC 橋脚の降伏耐力以降の変形に対して、橋脚の耐力向上に寄与することを正負交番載荷においても確認できた。
- 2) RC 橋脚の降伏変位を超えた載荷状態において、想定した水平力の導入による下杵取付ボルトが破断し、橋脚への水平荷重を遮断する機能が働くことも再確認できた。
- 3) 動的解析により損傷制御設計の有効性が確認された。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 大住道生, 石崎覚史, 中尾尚史: 極大地震動に対する道路橋の崩壊シナリオデザイン設計法の提案 —性能規定型設計法のエンパワーメント—, 土木技術資料, Vol.62, No.12, pp.8-11, 2020.
- 3) 石崎覚史, 中尾尚史, 大住道生: 既設 RC 橋脚への崩壊シナリオデザイン設計法適用に向けた検討, 第 24 回橋梁等の耐震設計シンポジウム, pp.7-12, 2021.
- 4) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 I 共通編, 2017.
- 5) 星限順一, 運上茂樹, 長屋和宏: 載荷繰返し回数の影響を考慮した鉄筋コンクリート橋脚の変形性能評価法, 土木技術資料, Vol.39, No.2, pp.32-37, 1997.
- 6) 日本道路協会: 道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2017.
- 7) (独) 土木研究所: 橋の耐震性能の評価に活用する実験に関するガイドライン (案) (橋脚の正負交番載荷実験方法及び振動台実験方法), 土木研究所資料第 4023 号, 2006.
- 8) 堺淳一, 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, No.738/I-64, pp.159-169, 2003.
- 9) (独) 土木研究所: 鉄筋コンクリート橋脚の地震時限界状態の評価手法に関する研究, 土木研究所資料第 4262 号, 2013.
- 10) 日本道路協会: 既設道路橋の耐震補強に関する参考資料, 1997.
- 11) 川島一彦, 大塚久哲, 中野正則, 星限順一, 長屋和彦: 曲げ耐力制御式鋼板巻き立て工法による鉄筋コンクリート橋脚の耐震補強, 土木研究所資料第 3444 号, 1996.
- 12) 松田泰治, 崔準祐, 鶴野禎史, 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.
- 13) 木納敏和, 森下宣明, 前野裕文, 野中哲也, 折野明宏: ゴム支承および PC ケーブルの非線形特性を考慮した連続高架橋の動的解析, 第 4 回鋼構造物の非線形数値解析と耐震設計への応用に関する論文集, pp.69-74, 2001.12.

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

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、既設道路橋基礎の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結果より、補強工法や増設部材の構造（接合方法等）の観点から、従来の一般的な補強構造を合理化していく余地があるという知見が得られた。平成 30 年度は、基礎の補強として一般的に用いられる既設フーチングと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、その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明らかにし、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遠心載荷設備を用いた水平載荷試験を行い、実験的に補強効果を検証した。令和 3 年度には、増し杭工法における増設フーチングと既設フーチングの接合部の施工方法に着目し、あと施工アンカーを用いた接合工法を提案し、静的載荷実験や数値解析に基づき提案手法の有効性の検証を行った。

キーワード：既設道路橋、杭基礎、増し杭工法、フーチング接合部、あと施工アンカー

1. はじめに

本研究は、既設道路橋の杭基礎を対象とし、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、熊本地震等の既往の地震における基礎の被災事例に関する調査結果等^{1)、2)}を整理し、地震に対して脆弱な既設道路橋基礎の構造条件・地盤条件を明らかにするとともに、基礎の補強事例を調査し、基礎の補強方法の検討に際して踏まえるべき観点を整理した。平成 29 年度には、これまで開発されてきた手法による基礎の補強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^{3)、4)、5)、6)}の調査および整理を行い、補強のための増設部材の構造（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の合理化の可能性を示唆したうえで、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）の違いが基礎の補強効果に与える影響に関する更なる検討や、既設基礎の補強設計法の確立に向けた個別の補強工法の補強効果に関する定量的な評価

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、既設基礎の補強として一般的に用いられる既設フーチングと増設フーチングを剛結合した増し杭工法を対象に数値解析を実施し、既設杭と増し杭の荷重分担や既設部材と増設部材の接合部の挙動の評価を行うとともに、既設フーチングと増設フーチングを一体化させるために必要となる既設フーチングの鉄筋のはつり出しや鉄筋の切断により既設部を損傷させてしまい、供用中の安全性に対する不確実が生じるという課題の観点から、既設フーチングと増設フーチングの接合部の構造の合理化を図ることを目的とした検討を実施した。令和元年度の研究では、既設フーチングの上面引張時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明らかにしたうえで、現行の評価手法が適用可能な杭間隔の条件を検証するとともに、パラメトリックスタディにより、フーチングの辺長比および高さが曲げ耐力評価で考慮するフーチングの有効幅に対して与える影響について定量的に検証し、フーチングの有効幅の設定にあたって留意すべき点を明らかにした。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数値解析による検討結果に基づき、既設フーチングと増設フーチングの接合部を剛結合としないことによって既設橋梁杭基礎の補強工事の安全性に対する不確実性の低減のため、面接触の構造を有する新たな増し杭工法を提案した。なお、当該工法の提案にあたっては、静的遠心載荷実験を行い、提案工法により一定の補強効果が発現することを確認した。令和3年度には、図-1.1 に示す従来の増し杭工法における増設フーチングと既設フーチングの接合部の施工方法に着目し、あと施工アンカーを用いる接合法を提案し、実験および数値解析により、提案手法の有効性を検証した。

ここで、図-1.1 に示すように従来の増し杭工法においては、既設フーチングの鉄筋をはつり出し、溶接や機械式継手を用いて既設部と増設部の鉄筋を結合させることにより既設フーチングと増設フーチングが一体となるよう施工する。ただし、既設フーチングの鉄筋のはつり出しや鉄筋の連結の際に必要な鉄筋の切断などの作業により、既設部を損傷させてしまい、既設道路橋の供用中の安全性に対する不確実性が生じ、施工中の安全性に影響を与えるリスクの要因のひとつとなることが想定される。本報では、これまでの研究成果のうち、増し杭工法における既設部と増設部の接合法に関する研究成果について詳報する。

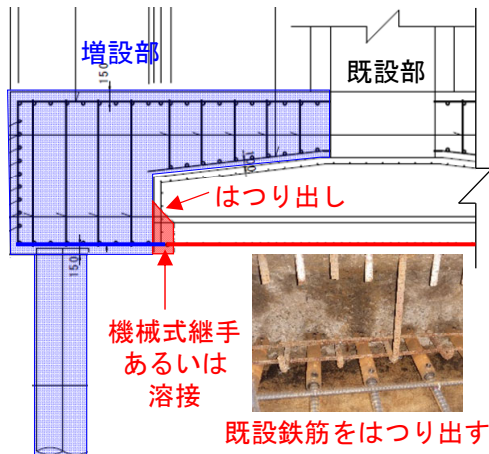


図-1.1 従来の増し杭工法における増設フーチングと既設フーチングの接合方法

2. 新旧接合部を剛結合としない工法の検証

2.1 数値解析による検証

2.1.1 解析ケース

1 章で記述した従来の増し杭工法が有する課題に対し、既設フーチングの鉄筋のはつり出しを要さない接触構造を有する補強方法について、数値解析を用い

てその導入効果を検証した。検証する解析ケースのイメージを図-2.1 および図-2.2 に示す。図-2.1 は、既設部と増設部を剛結合とする従来の増し杭補強の方法（以下、結合方法 A とする。）を示している。図-2.2 は、既設部と増設部の境界面を縁切り、接触構造を有する補強方法（以下、結合方法 B とする。）を示している。結合方法 B は、既設フーチングと増設フーチングが接触面を介して水平力のみを伝達することにより、既設杭基礎におけるせん断力の負担軽減効果の発現を期待しつつ、施工時に既設フーチングに影響を与えないことで施工中の安全性に配慮した提案手法である。なお、増し杭補強による効果を検証するため、基礎補強前の構造物についても数値解析を行い補強前後の比較検討を行う。

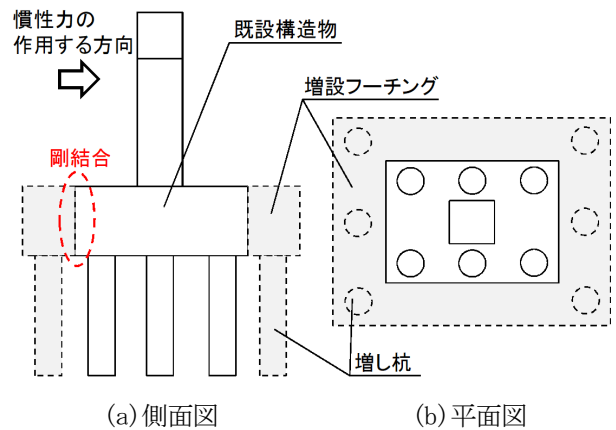


図-2.1 結合方法 A による既設杭基礎の補強方

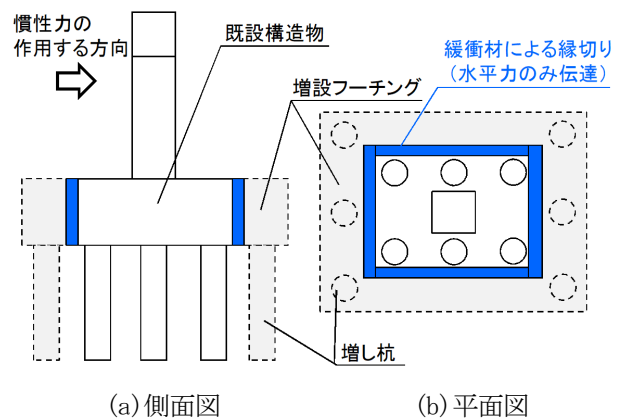


図-2.2 結合方法 B による既設杭基礎の補強方

2.1.2 数値解析におけるモデル・手法

数値解析のモデル化の対象とする既設橋脚および増し杭は、文献⁷⁾に示される平成8年以前の設計基準による構造物とし、鉄筋コンクリート巻立て工法による橋脚の補強および復元設計による基礎の復元設計を行ったうえで諸元(表-2.1 および図-2.3)を決定した。

構造物のモデル化においては、道路橋示方書にあるように、杭体を梁要素、地盤を分布ばねとする骨組みモデルとした。また、フーチングは剛体として扱い、杭体と地盤ばねには非線形特性を考慮した。なお、杭体の曲げモーメントおよび材料の応力度－ひずみ関係についても、道路橋示方書に示されるモデルに準じた。

結合方法 B のモデル化のイメージを図-2.4 に示す。結合方法 B の接触構造は、圧縮側が剛であり、引張側には抵抗しないばねでモデル化した。これにより水平力は既設部と増設部が一体で抵抗しつつ、鉛直力およびモーメントは既設部のみが抵抗する。一方で、結合方法 A は接触構造を設けず、既設フーチングと増設フーチングを一体化させ剛結合としたものである。また、増し杭による補強効果を検証するため、基礎補強前の増し杭を設けないケースについても検証を行う。基礎補強前と結合方法 A および B のモデルを対象に、鉛直方向に死荷重を載荷した状態で上部構造および柱、杭基礎等の部材の質点位置に地震時慣性力を水平方向に漸増載荷する数値解析（プッシュオーバー解析）を実施した。

表-2.1 対象構造物の主な諸元

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

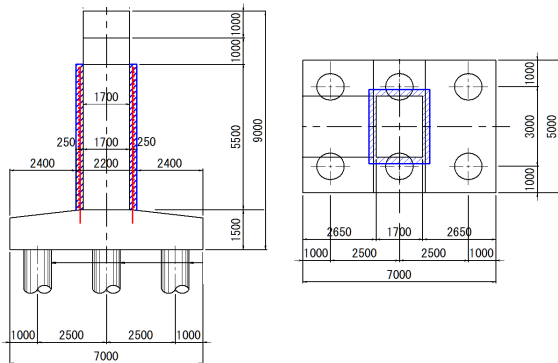


図-2.3 既設橋脚の構造図

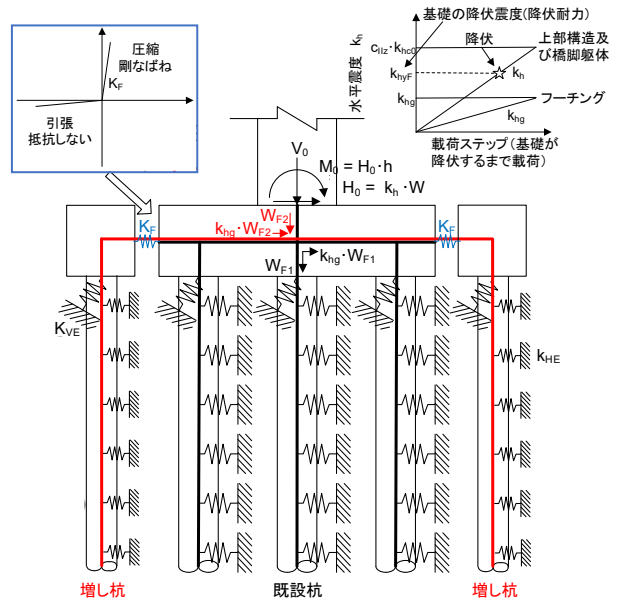


図-2.4 解析モデル（結合方法 B）

2.1.3 数値解析の結果

プッシュオーバー解析の結果として、図-2.5 に水平震度－水平変位関係、表-2.2 に基礎の降伏震度および既設杭のせん断破壊震度を示す。ここで、基礎の降伏震度は、水平震度－水平変位関係における変位急増点とした。基礎補強前の降伏震度は 0.46 であり、このとき全杭が降伏した。結合方法 A により補強した場合は降伏震度が 1.04 のとき全杭が降伏した。よって、得られた降伏震度を比較すると、結合方法 A は基礎補強前に対して 2.26 倍の耐荷性能の向上が確認できた。一方で、結合方法 B により補強した場合の降伏震度は 0.95 であり、このとき既設杭基礎において回転成分が卓越する挙動となり、引抜き上限が基礎降伏の支配的な要因であった。これは、表-2.3 に示したせん断耐力負担割合の結果から、結合方法 B は、既設杭と増し杭が分離された構造となり、既設杭に対して剛性の大きい増し杭側が負担するせん断力が大きくなったことから推察できる。これを踏まえ、得られた降伏震度を比較すると結合方法 B は基礎補強前に対して 2.07 倍の耐荷性能の向上が確認できた。

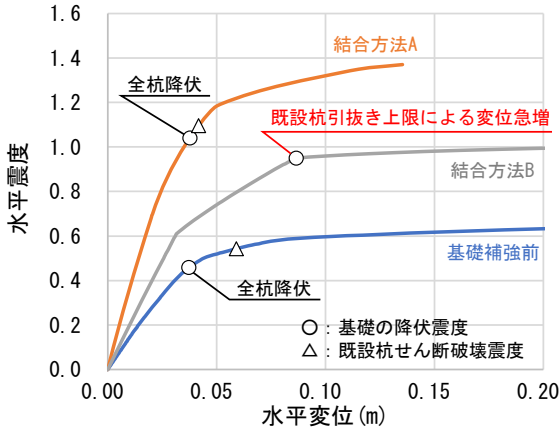


図-2.5 水平震度－水平変位関係

表-2.2 降伏震度およびせん断破壊強度

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

() 内は、補強前との比率

表-2.3 各解析におけるせん断力負担割合

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

2. 2 静的遠心载荷実験による検証

2.2.1 静的遠心载荷実験に用いた供試体

2.1 で数値解析により検証した接触構造を有する杭基礎について、静的遠心载荷実験装置を用いた水平载荷試験を行うことにより、その補強効果について実験的に検証を行った。実験ケースを設定するうえで想定した実寸の諸元を表-2.4 に示す。このうち、既設杭基礎および周辺地盤の諸元は文献⁷⁾の計算事例を参考に設定した。なお、本検証においては、増し杭の補強効果に対し、増設した杭基礎どうしの連結方法が与える影響についても検証するため、表-2.4 に示すように、増設した杭基礎どうしの連結方法を剛結合とするケース (Case-β1) とピン結合とするケース (Case-β2) について、合わせて検証を行う。

表-2.4 実験ケース (実寸)

Case	α	β1	β2
地盤層厚	13.5m		
支持層厚	1.4m		
既設杭基礎の詳細	<ul style="list-style-type: none"> 杭列：3 (橋軸方向) × 2 (橋軸直角) 杭種：場所打ち杭 (φ1000) 		
増し杭補強詳細	無補強	<ul style="list-style-type: none"> 杭列詳細 	
		既設の両側にそれぞれ3本鋼管杭 (φ600) を増設	
		<ul style="list-style-type: none"> 新旧フーチング接触状態 	
		面接触	面接触
		<ul style="list-style-type: none"> 増設した杭基礎どうしの連結状態 	
		剛接合	ピン接合

設定した実寸の諸元をもとに、静的遠心载荷実験に用いる模型を作成した。なお、模型の縮尺率は、遠心载荷設備の寸法や容量に合わせて 1/50 とした。Case-β1 を代表として模型の詳細を図-2.6 に示す。橋脚の材料はアルミニウムとし、橋脚の断面寸法は 44 mm (橋軸方向) × 56 mm (橋軸直角方向) とした。橋脚の高さは 150 mm (フーチング上面から载荷位置まで) とした。また、フーチングの材料は、橋脚と同様に、アルミニウムとした。既設フーチングの寸法は 140 mm (橋軸方向) × 100 mm (橋軸直角方向) とした。Case-β1 と Case-β2 の模型の押し込み側と引き抜き側の両側に設置する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。既設フーチングおよび増設フーチングの高さは、30 mm とした。図-2.6 に示すように、Case-β1 は既設フーチングと増設フーチングの接合部を面接触とし、増設した杭基礎は両側の増設したフーチングどうしを、連結部材を介して連結とし、Case-β1 は連結部材と増設フーチングを 3 本のボルトで連結し、Case-β2 は連結部材と増設フーチングをピンで連結した。他の実験ケースも含め、既設フーチングと増設フーチングの接合状況や増設したフーチングどうしの連結状況を図-2.7 に示す。既設杭および増設杭には、アルミ製パイプを用いた。既設杭と増設杭の杭長は、同じ 300 mm 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、既設杭は外径が 20 mm で厚さが 1 mm、増設杭には外径が 16 mm で厚さが 0.8 mm のアルミ製パイプを用いた。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を閉塞した。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 $D_r=80\%$ を目標とした。三軸圧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た。

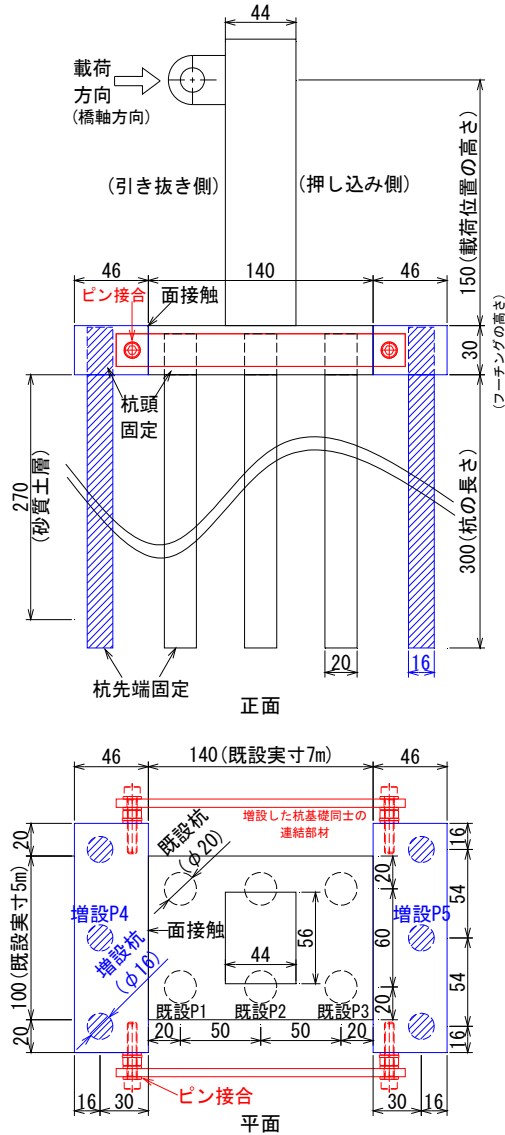


図-2.6 杭基礎の模型詳細図 (Case-β2、単位

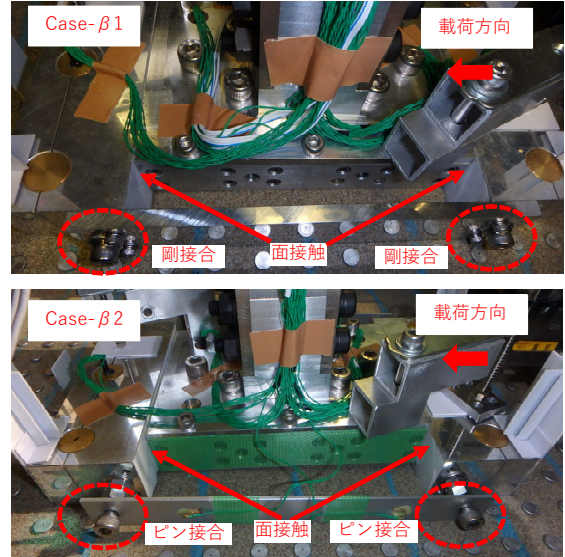
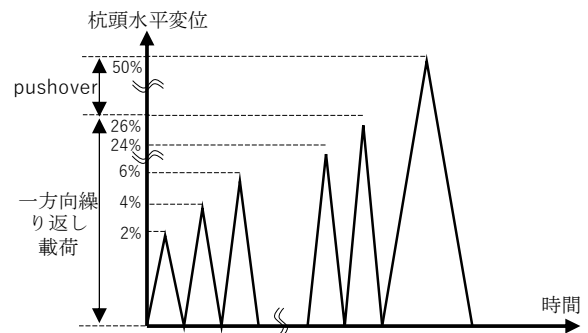
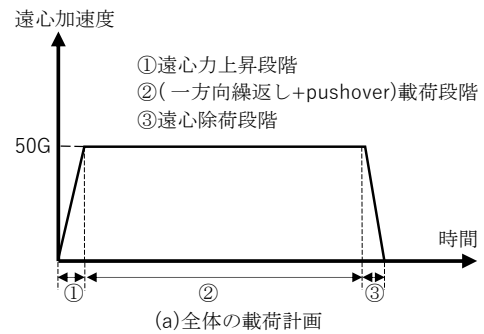


図-2.7 橋脚杭基礎模型の設置状況 (地盤上)

2.2.2 荷重計画

図-2.8 に示すように、本実験の荷重を3ステップに分けて実施した。まず、遠心加速度を50Gまで上昇させた(図-2.8(a)の①)。次に、同図(b)に示すように、押し込み側の杭頭変位を既設杭径の2%から26%まで一方向繰り返し荷重したうえで、最大で既設杭径の50%までプッシュオーバー荷重を行う計画とした(同図(a)の②)。最後に、遠心加速度を0Gまで除荷した(同図(a)の③)。上記②において、荷重位置の荷重や水平変位、杭頭の水平変位、既設フーチングと増設フーチングの鉛直方向のずれ、杭部材のひずみを計測した。



(b) ②(一方向繰り返し+pushover)段階の荷重計画

図-2.8 荷重計画 (各ケース共通)

2.2.3 実験結果

各ケースにおける載荷位置の水平荷重—水平変位関係（包絡線）を図-2.9に示す。なお、本節の実験結果の数値は、相似則に基づき実寸に換算した値を示す。杭頭の水平変位が小さい範囲では、Case- $\beta 1$ における杭基礎全体の水平剛性は補強前と比較して大きくなった。Case- $\beta 2$ における杭基礎全体の水平剛性は、補強前と比較してやや大きくなるが、Case- $\beta 1$ と比較して小さいことが分かる。このように、増設した杭基礎どうしの連結状態や既設フーチングと増設フーチングの接合状況によって剛性差が生じ、水平剛性はピン結合よりも剛結合のほうが高いことが分かった。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生じたため、杭全体の水平剛性が大きく低下した。また、図-2.10に示すように、杭頭の相対水平変位（既設側の杭径に対する絶対水平変形の大きさ）が6%以上の場合、引き抜き側の既設フーチングと増設フーチングの鉛直ずれが著しく増加する傾向がみられた。

杭頭相対変位4%時に計測した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および軸力をそれぞれ図-2.11および図-2.12に示す。なお、グラフを示す順番は既設杭（P1～P3）および増設杭（P4、P5）の配置（図-2.6）に合わせた順番としており、杭先端の数値は、曲げモーメントは0とし、軸力は深さ0m～9mの範囲で計測した4断面の平均値とした。既設杭（P1～P3）の曲げモーメントは、深さ0m～6mの範囲において、Case- α よりもCase- $\beta 1$ およびCase- $\beta 2$ の値が小さいため、増し杭の補強効果が発現していると考えられる。また、Case- $\beta 1$ およびCase- $\beta 2$ の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、既設杭基礎どうしの連結方法は、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ことが分かった。Case- $\beta 1$ およびCase- $\beta 2$ の増設杭（P4、P5）の曲げモーメントは、深さ0m～6mの範囲においてほぼ同程度であり、増設杭基礎どうしの連結方法の影響が小さいと考えられる。一方で、深さ6m以深の増設杭の曲げモーメントは、Case- $\beta 1$ とCase- $\beta 2$ とで傾向が異なった。増設杭基礎どうしの連結方法により杭の変形に与える影響が異なることが分かる。

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呈しており、増設杭（P4、P5）の軸力は、増設杭基礎の連結方法によらずほぼ0であった。Case- $\beta 1$ およびCase- $\beta 2$ ともに既設フーチングと増設フーチングは面接触のため、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ためであると考えられる。

次に、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完関数を1回微分する方法⁸⁾により、杭頭のせん断力（フーチング底面位置）を算出し、図-2.13に示す方法を用いて既設および増設した杭列が負担するせん断力の比率を求めた。その結果を図-2.14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していることが分かる。増設杭を有するCase- $\beta 1$ においては、引き抜き側の増設杭列（増設1）は、近傍の既設杭列（既設1）より大きくせん断力を負担していることが分かる。Case- $\beta 1$ およびCase- $\beta 2$ より、増設1のせん断力の分担率は、増設杭基礎どうしの連結方法によらず20%程度である。一方で、押し込み側の増設杭列（増設2）のせん断力の分担率は、Case- $\beta 1$ が約40%であり、Case- $\beta 2$ が約10%であり、増設した杭基礎どうしの連結方法の違いは、せん断力の負担割合に対して一定程度の影響を与えることが分かる。また、増設杭のせん断力（ Σ 増設）と既設杭のせん断力（ Σ 既設）の比率は、Case- $\beta 1$ では Σ 増設のほうが大きく、Case- $\beta 2$ では Σ 既設のほうが大きい結果となった。増設部材どうしを剛結とすることにより増設部材が受け持つせん断力の負担割合が大きくなることが分かった。

さらに、補強前Case- α に対し、補強を実施したCase- $\beta 1$ およびCase- $\beta 2$ における既設の杭列（既設1～3）および既設杭全体（ Σ 既設）のせん断力の比率を図-2.15に示す。杭頭変位が4%の時、増設杭どうしが剛接合としたCase- $\beta 1$ 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が約80%となり、それ以外の杭列は平均して約60%程度となった。一方で、Case- $\beta 2$ における各既設杭列のせん断力の補強後の比率は、全ての杭列で平均して約60%程度となり、Case- $\beta 1$ に対して既設基礎に対する補強効果が大きいことが分かった。

4 インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

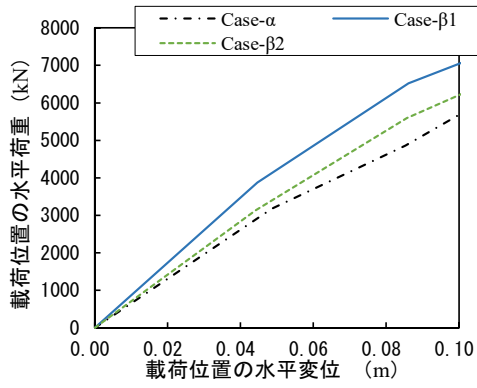


図-2.9 載荷位置における
水平荷重—水平変位関係 (包絡線)

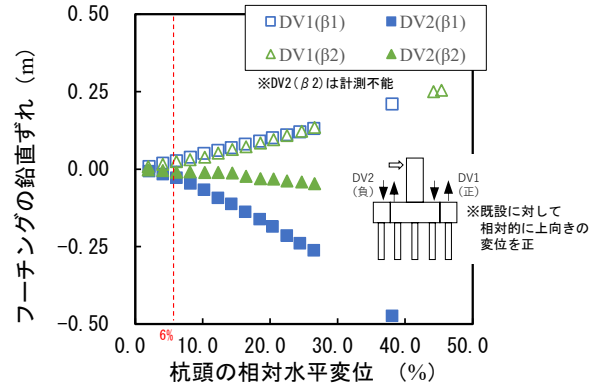


図-2.10 フーチング鉛直ずれ—杭頭相対水平変

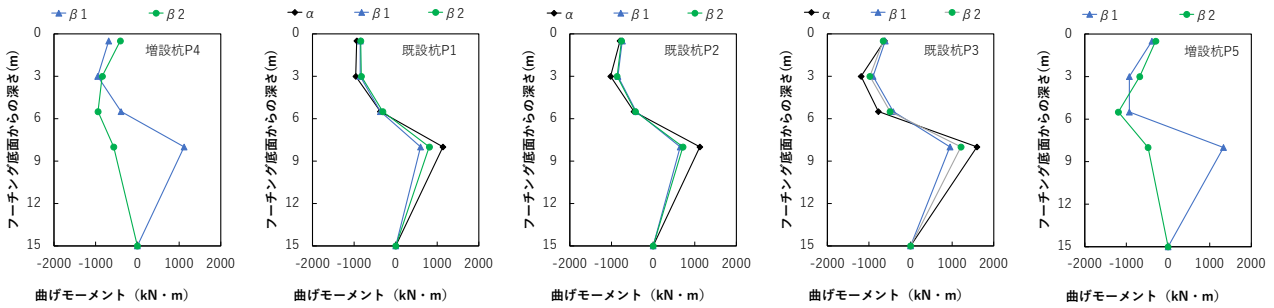


図-2.11 深さ方向の杭の曲げモーメントの分布 (杭頭相対変位 4%)

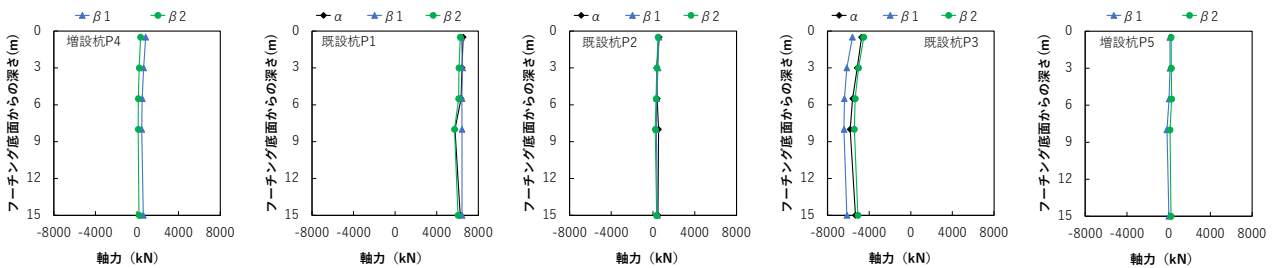


図-2.12 深さ方向の杭の軸力の分布 (杭頭相対変位 4%)

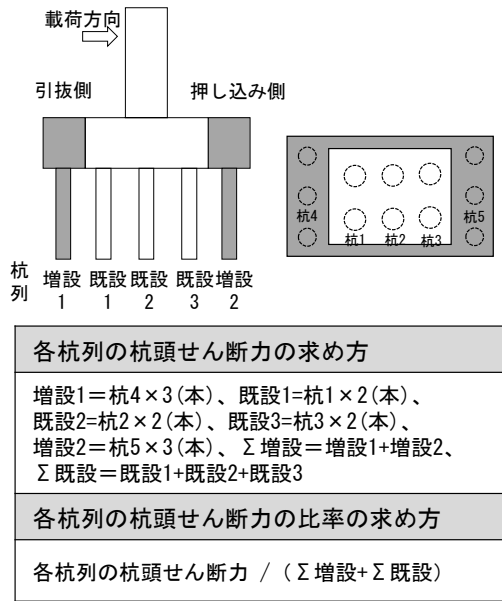


図-2.13 杭列のせん断力およびその比率の求め方

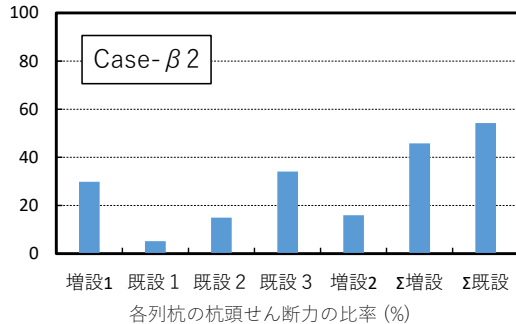
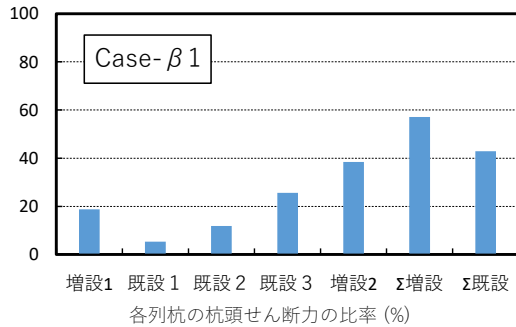
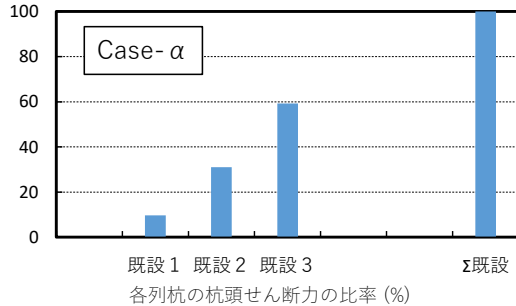


図-2.14 杭列のせん断力の比率の算定結果 (杭頭相対変位 4%)

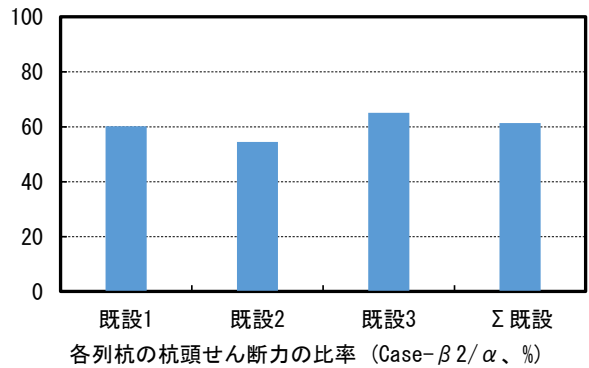
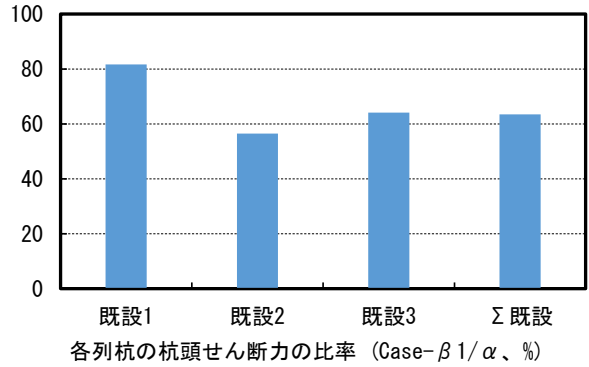


図-2.15 既設杭列のせん断力の比率 (杭頭相対変位 4%)

3. 新旧接合部にあと施工アンカーを用いる工法の検証

3.1 静的載荷実験による検証

3.1.1 静的載荷実験に用いた供試体

1章に示したとおり、増し杭補強を行うために増設フーチングと既設フーチングを一体化させ接合部を剛結合とするため、従来工法では、既設フーチングの鉄筋のはつり出しや溶接などの継手を設けるために既設部材の鉄筋を切断する作業を要する。この作業により生じる施工時の安全性に対する不確実性を低減する工法として、図-3.1に示すように、あと施工アンカーを用いた既設フーチングと増設フーチングの接合方法について、実験および数値解析により、その有効性を検証した。

載荷実験においては、よりシンプルな供試体を用いてあと施工アンカーによるフーチング接合部の耐力を確認するために、梁部材として供試体を設計した。供試体の寸法・配筋詳細を図-3.2に示す。

既設側と増設側に相当する部分の長手方向の長さは、それぞれ 1,819 mm と 1,081 mm とした。既設側と増設側の断面は 250 mm×500 mm で同様の断面サイズ

とした。供試体下側のかぶりコンクリートの厚さは、あと施工アンカー用の削孔を行う際にひび割れなどの損傷が発生する恐れがあるため、供試体の上側や側面より大きくした。

供試体の上側の軸方向鉄筋は、実験の簡略化のため既設側から増設側まで一連の鉄筋 (D19×3 本) を配置した。下側の軸方向鉄筋は、既設側で D19×3 本とし、増設側で D22×2 本をあと施工アンカーとして配置した。せん断補強筋は、既設側と増設側において同様に D10 (間隔 80 mm) とした。ただし、図-3.2 に示すように、あと施工アンカーの範囲においては、実際の既設フーチングでは鉛直鉄筋が少ないことを想定し、本実験では純曲げ区間にはせん断補強筋を配置しなかった。

供試体の製作過程を図-3.3 に示す。同図に示すように、まず既設側のコンクリートを打設する。次に既設側の脱型後にあと施工アンカーを設置するための削孔を行い、増設側の下側の軸方向鉄筋 (あと施工アンカー) と既設側の躯体を一体化させ、最後に増設側のコンクリートを打設した。なお、既設側の脱型後の削孔の大きさや深さは、計画通りに精度よく施工できたことを確認した。また、増設側の下側の軸方向鉄筋 (あと施工アンカー) は、エポキシ樹脂接着剤を用いて既設側に定着させた。注入した樹脂の重量で樹脂の充填施工を管理し、本実験において樹脂が十分に充填したことを確認した。既設側のコンクリートを打設する前に、充填した樹脂を約 2 週間養生したうえで、既設側

のコンクリート打設を行った。

供試体製作に使用したコンクリートや鉄筋の材料試験の結果を表-3.1 に示す。既設側と増設側のコンクリートの力学特性は、呼び強度が同じとしたが、打設のタイミングが異なるため、載荷時の弾性係数・圧縮強度・ポアソン比に多少の差異が見られたが、ほぼ同様であった。また、既設側と増設側における軸方向鉄筋 (D19 と D22) とせん断補強筋 (D10) は、規格 SD345 (公称降伏強度 345 N/mm²) とした。既設側や増設側における軸方向鉄筋の力学特性は、鉄筋径によって多少の差異が見られたが、ほぼ同様であった。

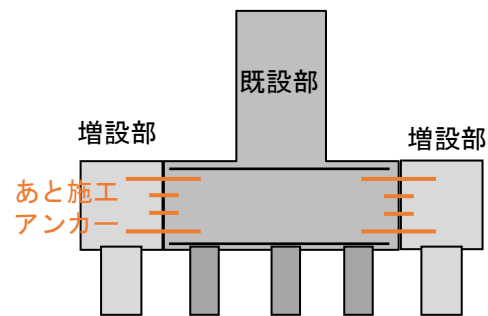


図-3.1 あと施工アンカーによる増設フーチングと既設フーチングの接合イメージ

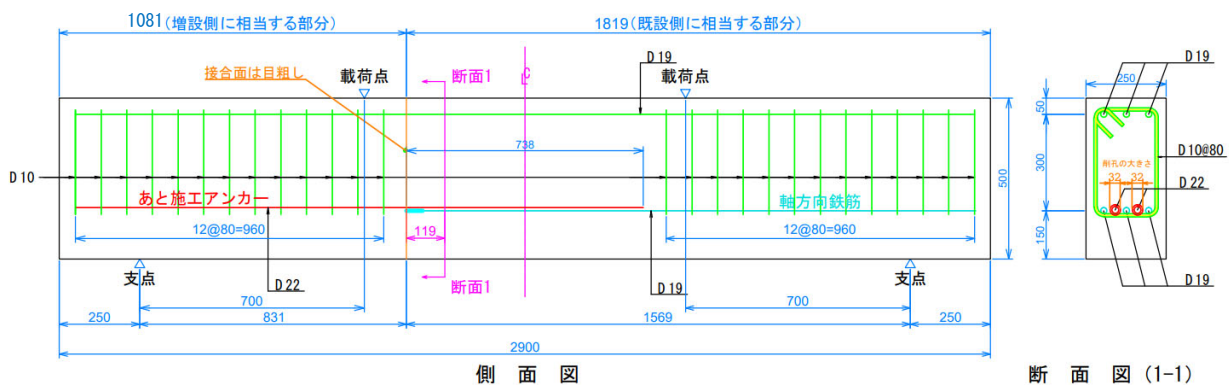


図-3.2 供試体の寸法 (単位 mm) および配筋詳細



図-3.3 供試体の製作過程

表-3.1 材料試験の結果

(a) コンクリート

	呼び強度 (N/mm ²)	粗骨材の最大寸法 (mm)	弾性係数 (kN/mm ²)	圧縮強度 (N/mm ²)	ポアソン比
既設側	24	20	25.09	31.2	0.195
増設側			24.73	35.8	0.184

(b) 鉄筋

	規格	弾性係数 (kN/mm ²)	降伏強度 (N/mm ²)	降伏ひずみ (μ)
上側の軸方向鉄筋 (既設側・増設側共通)	D19, SD345	198.8	388.0	2153
下側の軸方向鉄筋 (既設側)				
下側の軸方向鉄筋 (増設側、あと施工アンカー)	D22, SD345	196.0	397.4	2256
せん断補強筋 (既設側・増設側共通)	D10, SD345	— (材料試験を実施していない)		

3.1.2 荷重条件

荷重実験のセットアップ状況を図-3.4に示す。同図に示すように供試体の荷重は、分配梁を用いて2点に集中荷重を与えて一方向荷重とした。荷重制御は、下側鉄筋が降伏する前に荷重制御とし、降伏した後に変位制御とした。また、荷重過程においては、ジャッキの荷重、供試体のたわみ、ひび割れ分布、ひび割れ幅および鉄筋のひずみを計測した。なお、接合面のひび割れ幅は接合面を跨ぐようにεゲージを5か所に設置した。

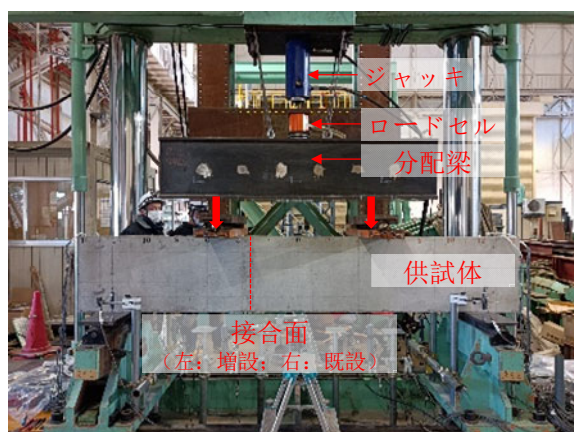


図-3.4 荷重実験のセットアップ状況

3.1.3 実験結果

実験で計測したデータに基づいて求めた荷重-変位関係を図-3.5に示す。また、供試体側面のひび割れ進展および荷重後の供試体の様子をそれぞれ図-3.6と図-3.7に示す。荷重初期段階においては、接合面や下側の軸方向鉄筋の断面積が変化する位置付近に曲げひび割れ(図-3.5 および図-3.6、①と②)が発生した。その後、増設側(図-3.5(a)の左側)のあと施工アンカーと既設側(図-3.5(a)の右側)の軸方向鉄筋が重なる範囲(あき重ね継手部分)においては、下側の軸方向鉄筋に沿って水平ひび割れ(図-3.5 および図-3.6、③と④)が発生し、両側から中央に向かって進展した。荷重実験において増設側のあと施工アンカーおよび既設側における下側の軸方向鉄筋が降伏した荷重は約 300 kN となり(図-3.5、⑤)、軸方向鉄筋に継手が無いものと仮定して計算した下側の軸方向鉄筋の初降伏荷重(271 kN)とほぼ一致した。図-3.5に示すように、下側の軸方向鉄筋が降伏した後に供試体の剛性が低下し、供試体の鉛直変位(たわみ)が大きく増加した。供試体の中央位置のたわみが 31.28 mm の時に、荷重が最大値(368.6 kN)となり、直後に荷重が著しく低下し

た。また、荷重が低下した後に図-3.7に示すように下面のかぶりコンクリートが完全に剥がれ、最大荷重に達する前に下側の軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れが供試体の断面を貫通する状態で進展したことが考えられる。それにより鉄筋の付着が低下し、最大荷重時に下側の軸方向鉄筋に沿った水平ひび割れがほぼあき重ね継手に沿って発生し、荷重を維持できる前提である鉄筋の付着を失ったことが荷重低下の原因であると考えられる。なお、このような破壊は、既往研究⁹⁾において付着割裂破壊と呼び、異形鉄筋の場合に鉄筋の節とコンクリートの機械的な噛み合い作用により周囲のコンクリートへ放射状に斜め方向の支圧力が生じ、その支圧力の鉄筋との直交成分が周囲のコンクリートを押し広げようとする割裂応力が支配的となる破壊モードである。以上より、本荷重実験において付着割裂破壊が発生したと想定されるものの、接合面の曲げ耐力の実験値と算定値はほぼ一致しているため、所要の曲げ耐力が確保されていると考えられる。

図-3.2の断面1(接合面付近)における既設側・増設側の下側の軸方向鉄筋のひずみの変化を図-3.8に示す。既設側の軸方向鉄筋のひずみは、荷重初期段階に荷重の増加とともに大きくなったが、荷重が約 200 kN の時から MR1-5 から MR3-5 の値が大きく異なることが分かる。それは接合面付近の付着割裂の発生タイミング(図-3.5(a)⑥)とほぼ一致し、MR1-5 から MR3-5 (既設側の軸方向鉄筋)の値が大きく異なる原因が付着割裂による影響であると考えられる。一方で、あと施工アンカーとした増設側の軸方向鉄筋のひずみ(MR4-5、MR5-5)は、荷重過程においても荷重の増加とともに大きくなり、降伏ひずみより大きなひずみが発生した。また、図-3.5(a)に示すように降伏時の荷重の実験値が算定値とほぼ一致しているため、接合面の曲げ耐力に対して付着割裂破壊による影響が小さいと考えられる。

接合面におけるひび割れ幅の変化について図-3.9に示す。各位置のひび割れ幅は、荷重が約 300 kN に達するまでは、荷重の増加とともに徐々に大きくなったが、荷重が約 300 kN に達した後に急増したことが分かる。下側軸方向鉄筋が降伏するまでは付着割裂の影響は少ないが、降伏後のあき重ね継手区間において水平ひび割れが進展し、一般的な鉄筋コンクリート梁の曲げに対する破壊では生じない脆性的な付着割裂破壊が生じたと言える。

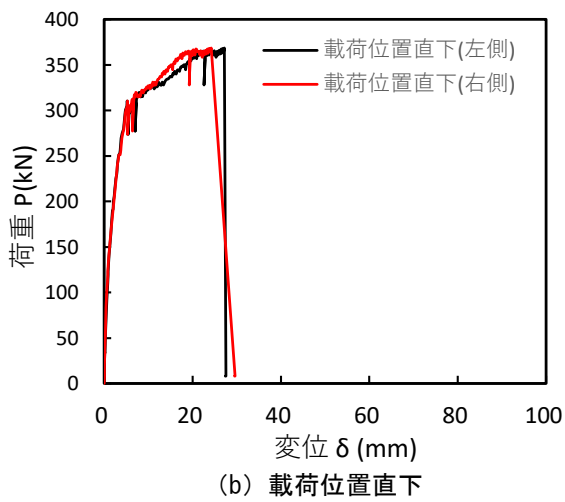
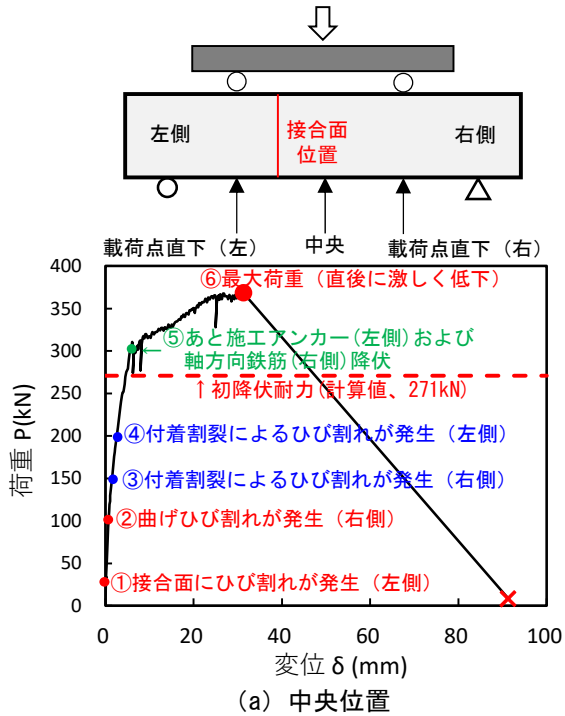


図-3.5 荷重－変位関係

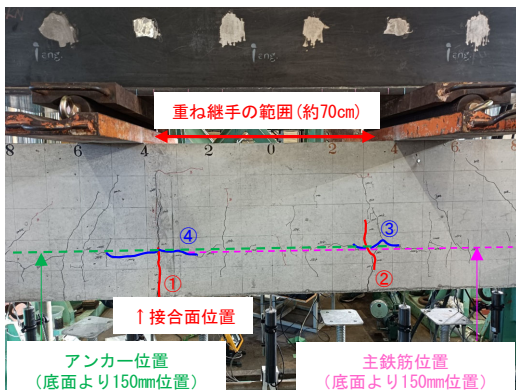


図-3.6 ひび割れの進展の様子

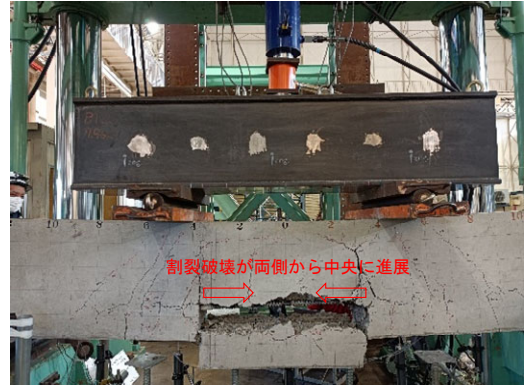


図-3.7 荷重後の供試体の様子

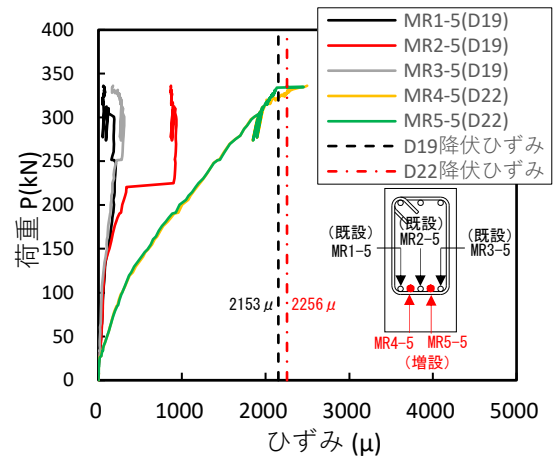


図-3.8 下側軸方向鉄筋のひずみ (図-3.2 の断面 1)

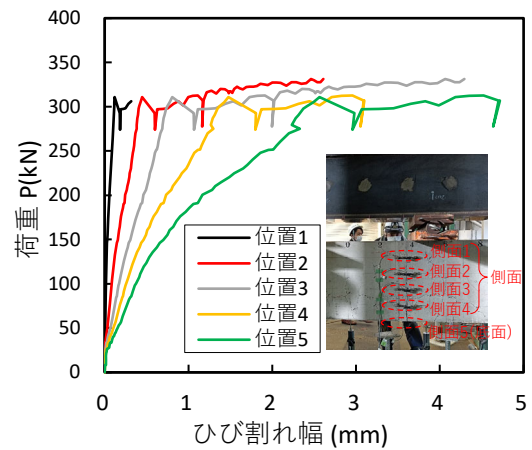


図-3.9 接合面におけるひび割れ幅の変化

3. 2 数値解析による検証

3.2.1 検討ケース

数値解析により、増設フーチングの断面が既設フーチングの断面と同等の曲げ耐力を有するか比較検証を行った。なお、実際に増し杭工法においてあと施工アンカーによって既設フーチングと増設フーチングを一体化させる場合には、既設フーチングにおける軸方向鉄筋の配置間隔が供試体より大きいことや、既設フーチング

チング内の鉛直鉄筋による付着割裂破壊への抑制効果が期待できることから、前述した付着割裂破壊が発生する可能性が低いと考えられる。そのため、本検証は、付着割裂破壊が発生しないことを前提としている。解析ケースを表-3.2 に示す。

Case1 と Case2 は、あき重ね継手の有無（下側）をパラメーターとした。両ケースにおける下側の軸方向鉄筋の詳細は前述した供試体を再現するよう設定した。Case1 においては、あき重ね継手なしで下側の軸方向鉄筋に3本のD19（鉄筋断面積の合計 859.5 mm²）を配置することとし、Case2 においては、既設側に3本のD19を配置し、あき重ね継手により増設側に2本のD22（鉄筋断面積の合計 774.2 mm²）を配置することとした。なお、Case1 と Case2 における他の諸元は、前述した供試体を再現するように設定した。

表-3.2 解析ケース

諸元	Case1	Case2
あき重ね継手	なし	あり
規格×長さ×本数	D19×2.9m×3本	既設側：D19×1.8m×3本 増設側：D22×1.8m×2本

※ Case1とCase2における他の諸元は、前述した供試体と同様である。

3.2.2 数値解析における解析モデル・解析手法

数値解析においては、汎用有限要素解析ソフト DIANA を用いて3次元FEM解析を行った。3次元の立体形状を有するソリッド要素を用いて既設側と新設側のコンクリート部分をモデル化したFEMモデル図（要素サイズ25mm、約5万2千要素）を図-3.10に示す。また、軸方向鉄筋およびせん断補強筋は埋め込み要素でモデル化した（図-3.11、約30要素）。鉄筋の埋め込み要素とコンクリートのソリッド要素の境界は完全付着でモデル化した。

コンクリート部分の応力-ひずみ関係のモデル化については、圧縮側と引張側にそれぞれ放物線型モデル¹⁰⁾とHordijkモデル¹¹⁾を用いた。モデルの詳細は関連文献¹⁰⁾、¹¹⁾を参照されたい。また、鉄筋の応力-ひずみ関係は、バイリニアモデルとした。なお、これらのコンクリートや鉄筋の応力-ひずみ関係のモデルにおける各パラメーターの数値は、前述したコンクリートや鉄筋の材料試験結果（表-3.1）に基づき設定した。

また、両ケースにおいては、前述した供試体の詳細に合わせて既設コンクリートと増設コンクリートの間の開きや剥離を考慮するためにインターフェース要素を設けた。インターフェース要素には、クーロン摩擦

モデルを適用した。なお、インターフェース要素の設置位置は、前述した供試体の接合部位置と同様とした。

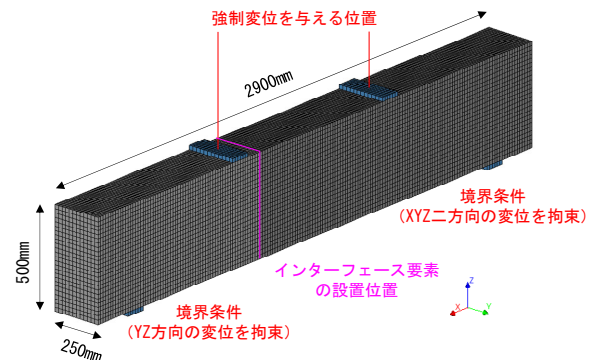


図-3.10 数値解析に用いたFEMモデル図
(コンクリート部分、Case1・Case2 共通)

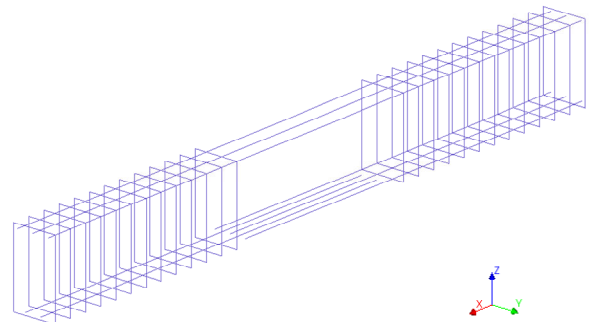


図-3.11 埋め込み要素による鉄筋のモデル化
(Case2)

3.2.3 解析結果

両ケースにおける荷重-変位関係を図-3.12 および図-3.13 に示す。図-3.12 に示すように、Case1 における左右の載荷位置の荷重はほぼ同様に増加し、同程度の最大値を有した。それに対して、Case2 における左右の載荷位置の荷重は、初期段階においてほぼ同様に増加したが、右側（既設側）の最大荷重が左側（増設側）より大きい結果となった。その原因は、Case2 における既設側の下側軸方向鉄筋の断面積に比べ、増設側の下側軸方向鉄筋の断面積が小さいことであると考えられる。また、図-3.13 に示すように、左右両側の荷重の合計と底面中央の変位の関係は両ケースにおいてほぼ同様である。左右両側の荷重の合計の最大値は、両ケースで約350kNとなり、同等な耐力を有すると言える。また、図-3.13 に示す荷重の最大値は、実験の結果（図-3.5(a)）とほぼ同様であることが分かる。

Case1 と Case2 の両ケースにおける底面中央位置の鉛直変位が10mm時（最大耐力に達した後）のモデル

側面のひび割れ分布を図-3.14 に示す。両ケースのひび割れ分布がほぼ同様な結果となり、載荷点間の区間には曲げひび割れが、両側の載荷点と支点の区間には斜め方向のせん断ひび割れが支配的であった。ひび割れの分布に対しては下側の軸方向鉄筋の配置の違いによる影響が小さいと考えられる。

Case1 および Case2 における底面中央位置の鉛直変位が 10 mm 時（最大耐力に達した後）のコンクリートの主ひずみの分布（供試体側面）を図-3.15 に示す。両ケースのコンクリートの主ひずみ分布がほぼ同様な結果となり、前述したひび割れ分布の結果と概ね対応し、コンクリートの主ひずみの分布に対しては下側の軸方向鉄筋の配置の違いの影響が小さいと考えられる。

底面中央位置の鉛直変位が 10 mm 時（最大耐力に達した後）の両ケースにおける下側の軸方向鉄筋の応力分布を図-3.16 に示す。Case1 において、荷重が最大耐力に達した後、純曲げ区間においては、軸方向鉄筋の応力分布にばらつきが見られたが、ほぼ降伏強度に達したことが分かる。Case2 において、荷重が最大耐力に達した後、あき重ね継手により中央区間の軸方向鉄筋の断面積が大きくなるため、発生した応力が降伏強度よりも小さかったが、純曲げ区間の両端（継手の端部）において軸方向鉄筋が降伏に達したことが分かる。このように、あき重ね継手による軸方向鉄筋の断面積の違いにより、あき重ね継手部の軸方向鉄筋に生じる応力が異なるものの、Case1 および Case2 における純曲げ区間両端の断面の鉄筋応力状態が同様であることから、供試体の挙動や破壊がほぼ同様であると考えられる。

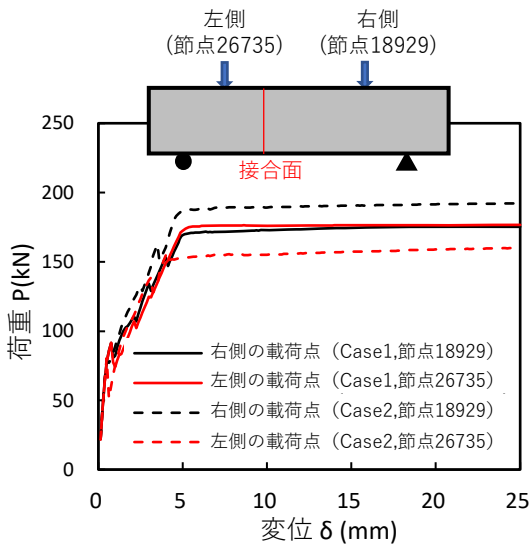


図-3.12 載荷位置における荷重—変位関係

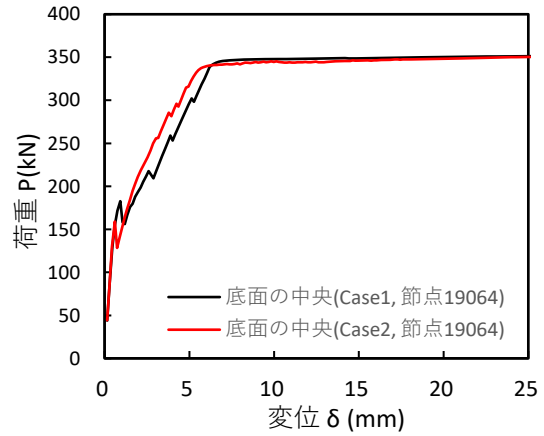


図-3.13 荷重（左右両側の合計）—変位（底面中央位置）関係

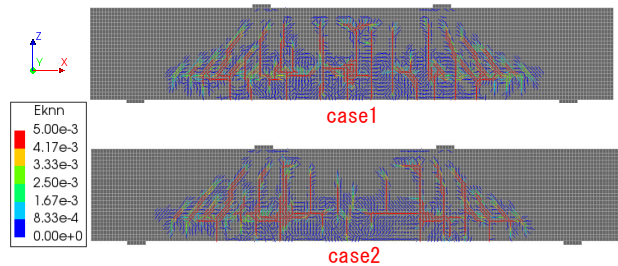


図-3.14 供試体側面のひび割れの分布（底面中央位置の鉛直変位が 10 mm の時）

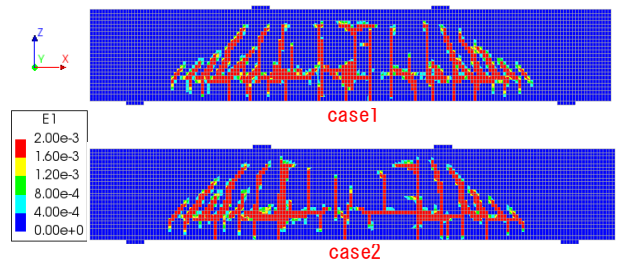


図-3.15 供試体側面のコンクリートの主ひずみの分布（底面中央位置の鉛直変位が 10 mm の時）

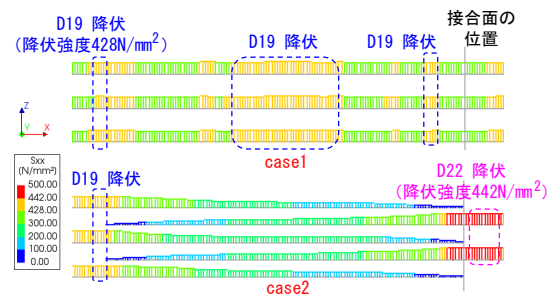


図-3.16 純曲げ区間の下側軸方向鉄筋の応力分布（底面中央位置の鉛直変位が 10 mm の時）

4. まとめ

従来の増し杭工法では、既設フーチングと増設フーチングを一体化するために必要となる既設フーチングの鉄筋のはつり出しや鉄筋の切断などの作業により、既設部を損傷させ、供用中の安全性に影響を与えるリスクが生じてしまうという課題を有していると考えられる。本報では、その課題に対し、当該接合部を剛結合とせず接触構造を設ける手法あるいは剛結合する場合でもあと施工アンカーを用いることで供用中の安全性に影響を与えるリスクの低減を図る手法を提案し、それぞれ、数値解析および実験により、その有効性の検証を行った。その結果、得られた知見を以下にまとめる。

【新旧接合部を剛結合としない工法について】

- 既設フーチングと増設フーチングの境界を縁切り、当該接合部に接触構造を設ける方法は、当該接合部を剛結合とする従来の一般的な増し杭補強の方法と同等の補強効果を有することを確認した。
- 接合部を接触構造とすることにより、既設杭の曲げモーメントが抑制される傾向がみられた。一方で、回転成分が卓越する挙動となり、基礎杭の引抜き上限に達する可能性が示唆された。
- 接合部に接触構造を有する増し杭工法では、増設杭の軸力がほとんど0となり、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。
- 接合部に接触構造を有する増し杭工法では、既設杭に対して増設杭がせん断力を大きく分担することを確認した。また、既設側の各杭列のせん断力の比率は補強前と比べて約60%程度となり、補強効果を確認した。

【あと施工アンカーを用いる工法について】

- あと施工アンカーにより既設フーチングと増設フーチングを接合した供試体の曲げ試験の結果から、接合面の曲げ耐力の実験値と計算値はほぼ一致し、所要の曲げ耐力が確保されていることを確認した。
- 既設フーチングと増設フーチングを接合した供試体の曲げ試験では、下側軸方向鉄筋が降伏した後にあき重ね継手区間で断面を貫通するひび割れが水平方向に進展し、一般的な鉄筋コンクリート梁の曲げに対する破壊では生じない脆性的な付着割裂破壊を確認した。

- 既設フーチングと増設フーチングを接合した供試体の下側軸方向鉄筋にあき重ね継手を有するモデルと下側軸方向鉄筋を一連の鉄筋としたモデルの曲げ耐力の数値解析の結果を比較検証したところ、荷重-変位の関係がほぼ同様なことから、あき重ね継手を有する場合と有さない場合とで同等な曲げ耐力を有することが分かった。また、両ケースにおいて、コンクリートのひび割れおよび主ひずみ分布がほぼ同様な結果となり、両ケースともに純曲げ区間の両端において軸方向鉄筋が降伏に達したことから、両ケースは挙動や破壊形態がほぼ同様であることが確認された。

なお、本研究の一部は、(一社)日本鉄鋼連盟から寄附された研究助成金により実施している。ここに感謝の意を表す。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所、土木研究所：平成23年（2011年）東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告、国土技術政策総合研究所資第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) (社)日本道路協会：既設道路橋基礎の補強に関する参考資料、2000.12
- 8) 菊池喜昭：軟弱粘性土地盤着底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、

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

2003

- 9) 角陸純一：高強度鉄筋コンクリート部材中の重ね継手の付着割裂強度に関する研究，清水建設研究報告 第 60 号、1994 年 10 月
- 10) Feenstra, P. : Computational aspects of biaxial stress in plain and reinforced concrete, PhD Dissertation, Delft University of

Technology, 1993

- 11) Hordijk, D. : Local approach to fatigue of concrete, PhD Dissertation, Delft University of Technology, 1991

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。

本研究では、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の地震時残留変形解析を実施し、その適用性について検討を行うとともに、盛土の崩壊が発生した「平成 19 年能登半島地震」と「平成 23 年東北地方太平洋沖地震」の 2 地震を対象に解析を行うことにより、解析手法の実用性について検討した。また、盛土材料の強度特性に影響すると考えられる盛土材料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、締固め方法の異なる条件で一面せん断試験を行い、土質定数への影響について検討を行った。

キーワード：道路盛土、遠心力載荷実験、地震時残留変形解析、盛土材料物性

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、地震時残留変形解析手法「ALID」により地震時変形照査法の高精度化、定量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モデルの遠心模型実験 2 ケースについて解析を行い、実験結果と解析結果の比較を行い、解析手法の適用可能性について検討を行った。平成 29～30 年度は、この解析手法の検討を行う過程で、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、盛土材料の細粒分含有率や塑性指数、締固め方法の異なる条件で一面せん断試験を行っ

た。令和元年度は、細粒分含有率 F_c を考慮したせん断剛性低下率 (G_r/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。

以上の結果、概ね良好な結果を得たことから、令和 2 年度は平成 17 年度以降行った遠心力載荷実験 75 ケースのうち、55 ケースについて再現解析を行った。この解析では、繰り返しせん断強度試験による繰り返しせん断強度 R_L を 2 倍程度にしないと実験と解析結果が整合しなかったが、これは遠心力載荷実験時の盛土材料の飽和度が 100%に満たないことが一因であると考え、遠心力載荷実験で盛土材料の飽和度を測定し、これを考慮した解析を行うことで解析精度の向上を図った。

令和 3 年度は、盛土の崩壊が発生した「平成 19 年能登半島地震」と「平成 23 年東北地方太平洋沖地震」の 2 地震のうち、盛土の情報が残されている 27 事例を対象に解析を行い、解析手法の実用性についても検討した。

2. 高盛土・谷状地形盛土への地震時残留変形解析手法の適用可能性の検討

2.1 過年度の遠心力載荷実験の再現解析

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、砂質土および

表-2.1 解析のケース一覧

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

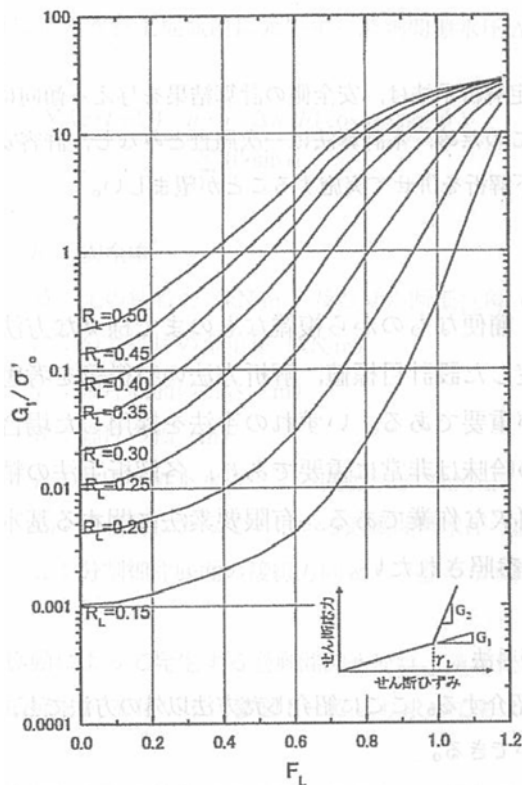


図-2.1 変形解析に使用した液状化抵抗率 F_L とせん断剛性低下率の関係³⁾

粘性土を用いた遠心力载荷実験²⁾での地盤条件を模擬した解析を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り尻補強の有無に関する比較解析を行った。解析条件を、表-2.1に示す。

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

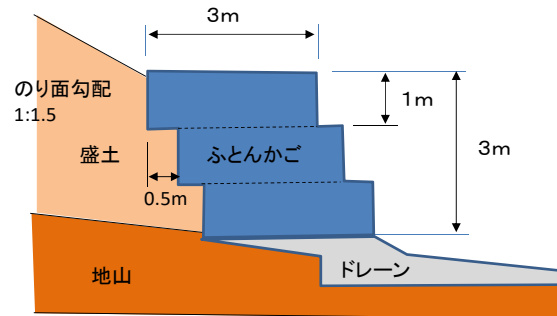


図-2.2 ふとんかごの形状

- ① 三軸圧縮試験 (CUB) の軸差応力～軸ひずみ関係から 3 供試体の E_{50} を求める。
- ② 平均有効拘束圧 σ'_c と E_{50} の関係を直線回帰し、盛土の平均的な深度 (4.14m) の平均有効拘束圧 (51.6kN/m²) に対応する E_{50} を求める。
- ③ ALID で用いる変形係数は、微小ひずみにおける E_0 であるため、ポアソン比 ν 、 $E_0 = 4 \cdot E_{50}$ として、 $G = E_0 / (1 + \nu) = 2 \cdot E_{50} / (1 + \nu)$
- ④ 液状化抵抗率 F_L によるせん断剛性の低減については、図-2.1 に示す一般的な砂質土のせん断剛性低下率を設定し、繰返し三軸強度比 R_{L20} については、実験に使用した材料の所定の締固め度に対応する非排水繰返し三軸試験の結果を用いた。

ケース 3、4 の法尻補強は、図-2.2 に示すように底面幅 3m×高さ 1m のふとんかごを 0.5m ずらして 3 段積んだ形状の一体構造とした。ふとんかごの単位体積重量は、割栗石をふとんかごに投入した状態を想定して、割栗石の表乾比重を 2.65、かごの単位容積に占める割栗石の実積率を 55% と仮定して求めた値 14.7(kN/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。

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

表-2.2 解析結果と実験結果の盛土法肩沈下量の比較

ケース	盛土材料	締固め度 Dc(%)	含水率 ω (%)	法尻補強	法尻 ドレーン	水位	ALIDによる盛土法肩の沈下量(m)			実験結果 実大換算 (m)
							液状化 流動時	水圧 消散時	最終 沈下量	
1	砂質土 (江戸崎砂)	85	16.7	無	2.5m	高	5.17	0.45	5.63	1.67
低(1/2h)						1.16	0.22	1.38	—	
高				4.28		0.45	4.73	—		
低(1/2h)				0.74		0.21	0.94	—		
5	粘性土 (江戸崎砂+ SA-400)	85	17.0	無	無	高	7.78	0.39	8.17	—
低(1/2h)						4.14	0.18	4.32	0.25	

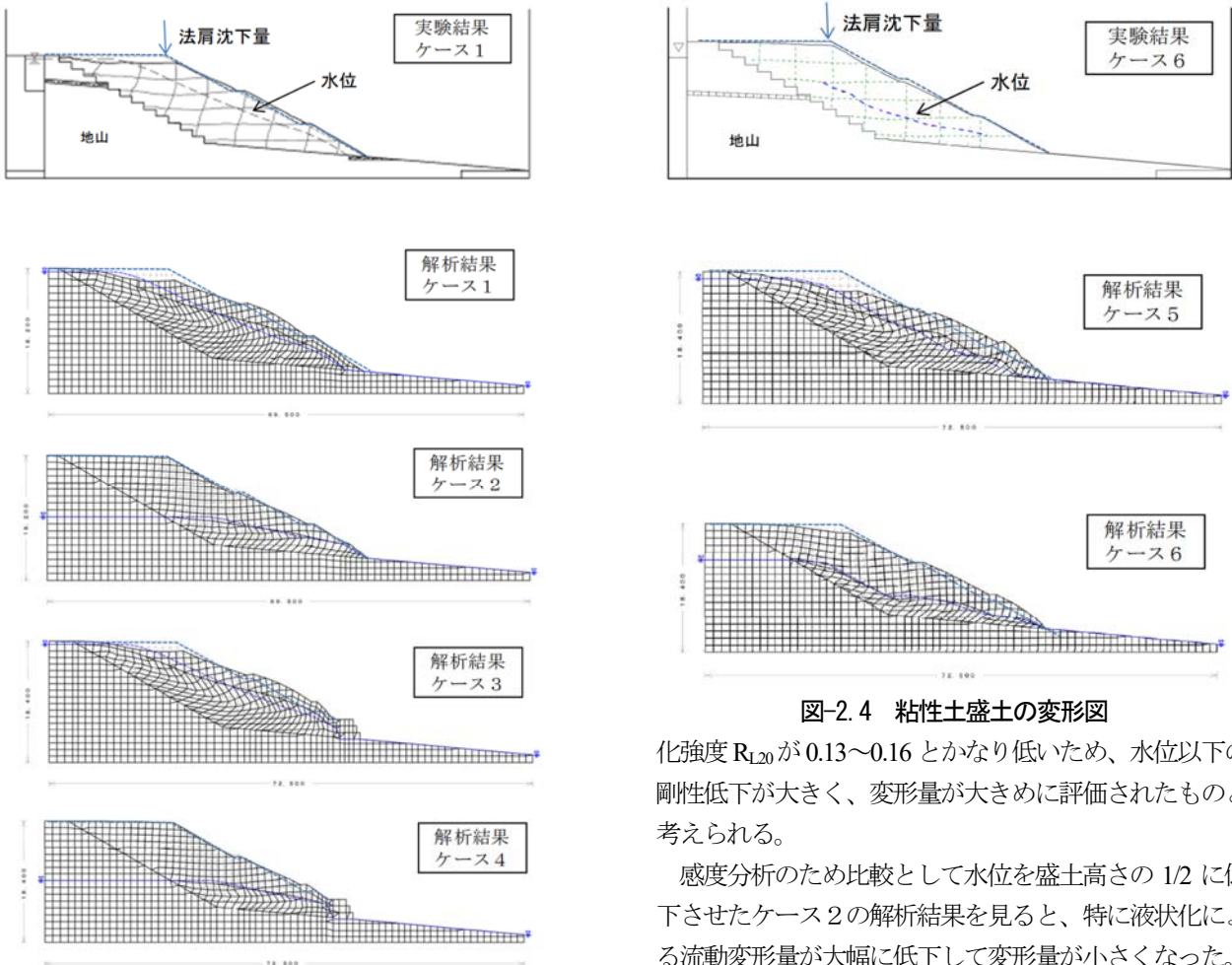


図-2.3 砂質土盛土の変形図

まず、砂質土盛土による遠心力荷重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、遠心力荷重模型実験結果との比較解析であるケース1についてみると、解析における変形のモードは実験結果と概ね整合しているが、数mオーダーの変位が発生し、斜面下方にすべり落ちるような変形パターンを示し、遠心力荷重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

図-2.4 粘性土盛土の変形図

化強度 R_{L20} が0.13~0.16とかなり低いため、水位以下の剛性低下が大きく、変形量が大きめに評価されたものと考えられる。

感度分析のため比較として水位を盛土高さの1/2に低下させたケース2の解析結果を見ると、特に液状化による流動変形量が大幅に低下して変形量が小さくなった。また、のり尻補強工により流動化が抑制されることで沈下量が減少し、ケース1とケース3を比較すると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、実変形量に対する解析精度には課題がある。

次に、粘性土盛土による遠心力荷重実験を模擬した解析結果を図-2.4に示す。解析結果は、砂質土盛土(江戸崎砂)よりも液状化強度 R_{L20} が0.16~0.18と高いため、砂質土盛土よりも変形量が抑制される傾向がみられるが、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

表-2.3 試料条件および室内土質試験結果

No.	試料		物理試験結果						縮固め試験結果		一面せん断試験結果				
			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 v_a (3本平均値)	平均含水比 ω (%)	c_d (kN/m^2)	ϕ_d ($^\circ$)
1	E20	江戸崎砂原砂	2.715	18.6	7.1	NP	NP	NP	1.638	16.3	Dc=85%,最適含水比	25.8	16.4	8.5	34.5
2											Dc=85%,最適含水比	22.5	17.9	15.1	31.1
3	E50-1	江戸崎砂再混合	2.712	51.3	13.3	28.5	22.3	6.2	1.664	17.6	Dc=85%, $v_a=15\%$	14.6	23.5	0.0	33.2
4											Dc=85%, $v_a=10\%$	9.8	26.9	6.2	32.6
5	E50-2	江戸崎砂再混合	2.697	52.9	15.5	33.0	19.6	13.4	1.631	19.3	Dc=85%,最適含水比	21.0	19.9	34.6	26.8
6											Dc=85%,最適含水比	18.3	19.6	37.0	24.6
7	EK50-1	江戸崎砂再混合 +カオリン	2.657	52.0	24.2	29.6	14.2	15.4	1.678	18.9	Dc=85%, $v_a=15\%$	14.7	22.2	14.0	24.5
8											Dc=85%, $v_a=10\%$	10.0	15.3	0.0	20.0
9	EK50-2	江戸崎砂再混合 +カオリン	2.679	55.3	33.2	28.8	14.4	14.4	1.702	18.5	Dc=85%,最適含水比	18.7	18.9	42.8	21.8
10	EK50-3	江戸崎砂再混合 +カオリン	2.680	56.6	36.8	29.7	14.6	15.1	1.688	18.4	Dc=85%,最適含水比	19.4	18.8	57.8	23.5
11											Dc=85%,最適含水比	19.7	20.1	59.0	24.0
12	EK50-4	江戸崎砂原砂 +カオリン	2.635	48.7	39.1	33.1	15.9	17.2	1.627	19.4	Dc=85%, $v_a=15\%$	14.9	23.6	17.2	19.8
13											Dc=85%, $v_a=10\%$	9.9	27.2	6.1	18.2
14											Dc=85%, $v_a=5\%$	5.1	30.7	0.0	17.3

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

上記のように液状化流動時の変形に関しては、大きな値となった一方で、水圧消散時の沈下を見ると砂質土、粘土土をつうじて、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 による解析を様々な盛土材料や縮固め条件で構築された盛土に適用するためには、特に液状化流動時の変形に関する解析精度の向上が求められる。このためには、解析に用いる液状化抵抗率 $F_L \sim$ せん断剛性低下率 G/σ'_0 関係に、実際に使用する盛土材料、縮固め条件等を考慮した設定をする必要がある。特に、細粒分を多く含む中間土については $F_L \sim G/\sigma'_0$ 関係などの必要なパラメータについて定式化することも必要である。

2.2 室内土質試験による基礎データの蓄積

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、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、縮固め方法に着目した試験を行った。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。試験に用いる試料の条件及び室内土質試験結果を表 2.3 に示す。

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-2.3 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-2.3 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-2.3 EK50-1~EK50-4) を作製した。一面せん断試験は、最適含水比で作製した供試体を基本とし、一部の試料については含水比 (空気間隙率) を変化させた供試体を用いた。試験時の圧密応力は、実スケールで 15m の盛土での遠心模型実験を想定して深度方向に 5m、10m、15m 相当となる 80kPa、160kPa、240kPa とし、せん断速度 1mm/min で試験を行った (圧密排水(CD)試験)。

まず、図-2.5 に試験に用いた試料の細粒分含有率および粘土分含有率と塑性指数との関係を示す。細粒分含有率と塑性指数の関係を見ると、今回の実験では細粒分含有率 20% の 1 試料と細粒分含有率 50%程度 の試料での判断となるが、細粒分含有率が大きくなると塑性指数も大きくなる傾向があることが推察される。一方で、細粒分含有率 50%程度であっても、粘土分含有率が異なることで塑性指数は変化しており、粘土分含有率と塑性指数に相関関係が見られる。次に、図-2.6~図-2.9 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-2.6 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

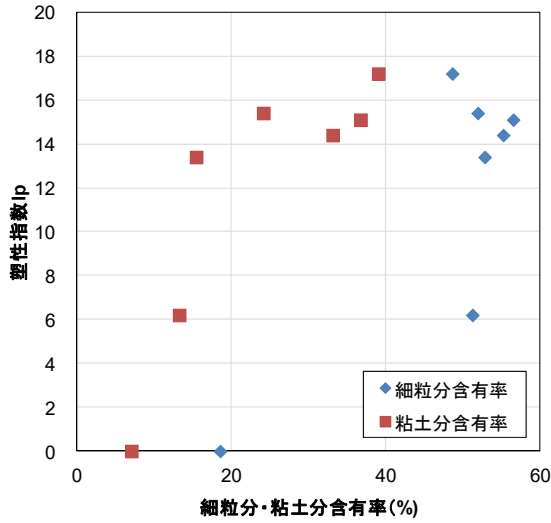
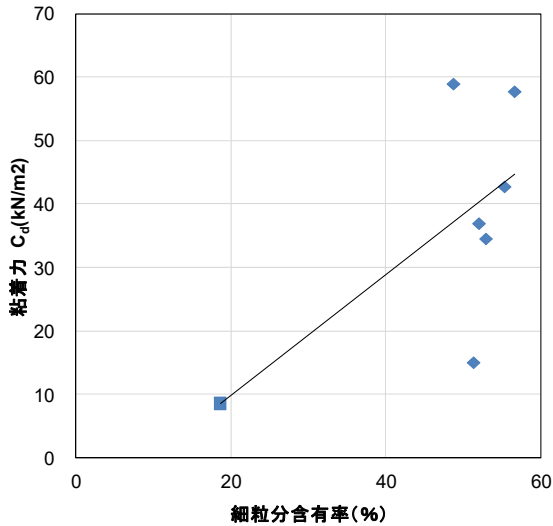


図-2.5 細粒分、粘土分の含有率と塑性指数の関係



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-2.7 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-2.8 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

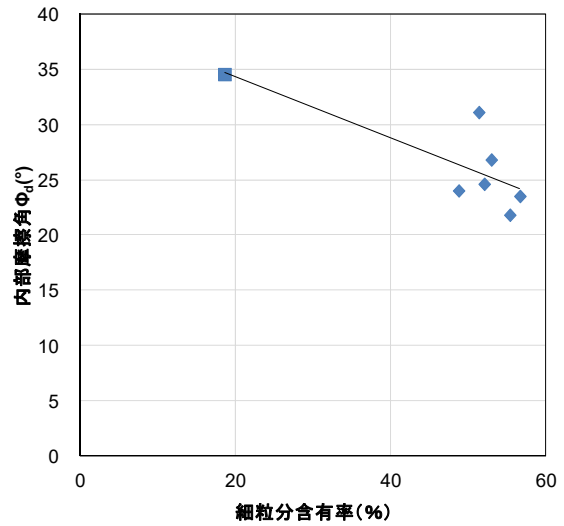


図-2.6 細粒分含有率と土質定数の関係

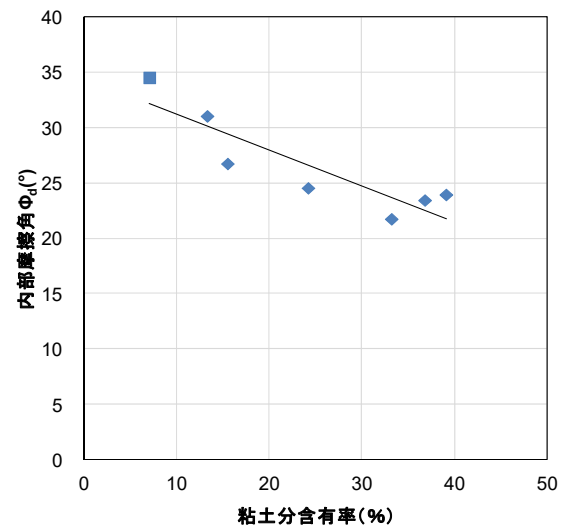
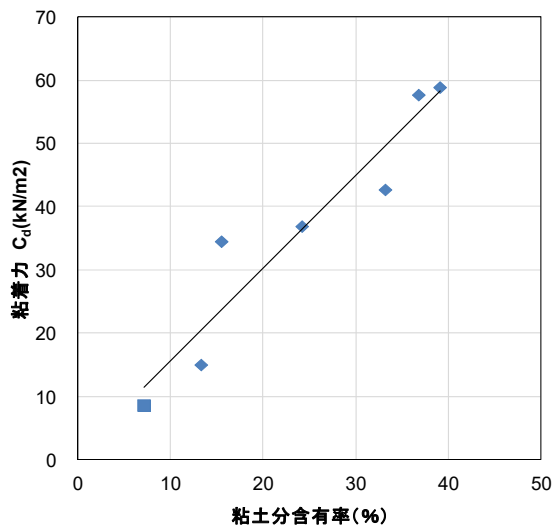


図-2.7 粘土分含有率と土質定数の関係

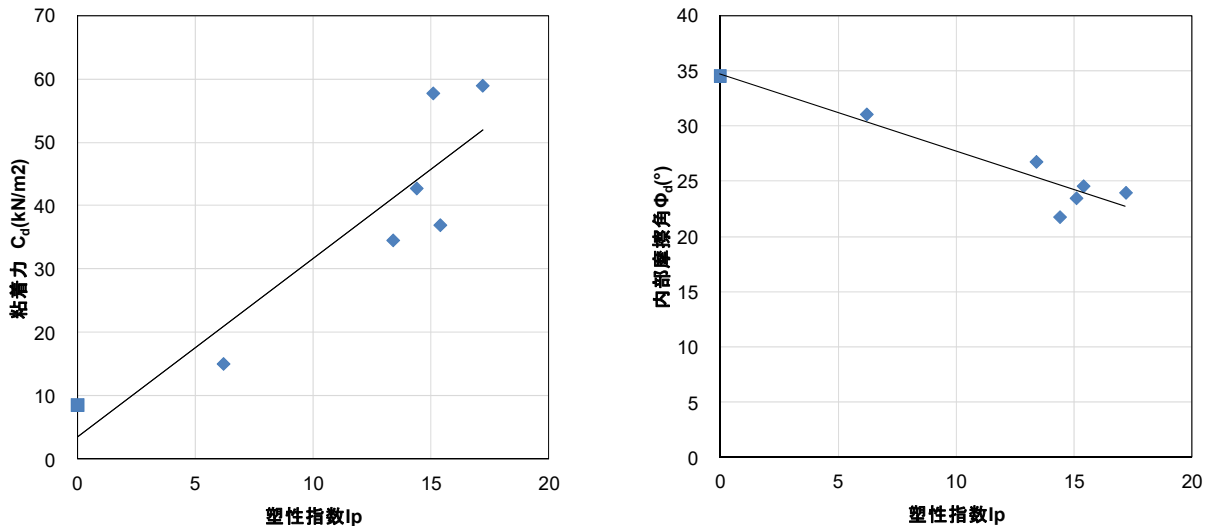


図-2.8 塑性指数と土質定数の関係

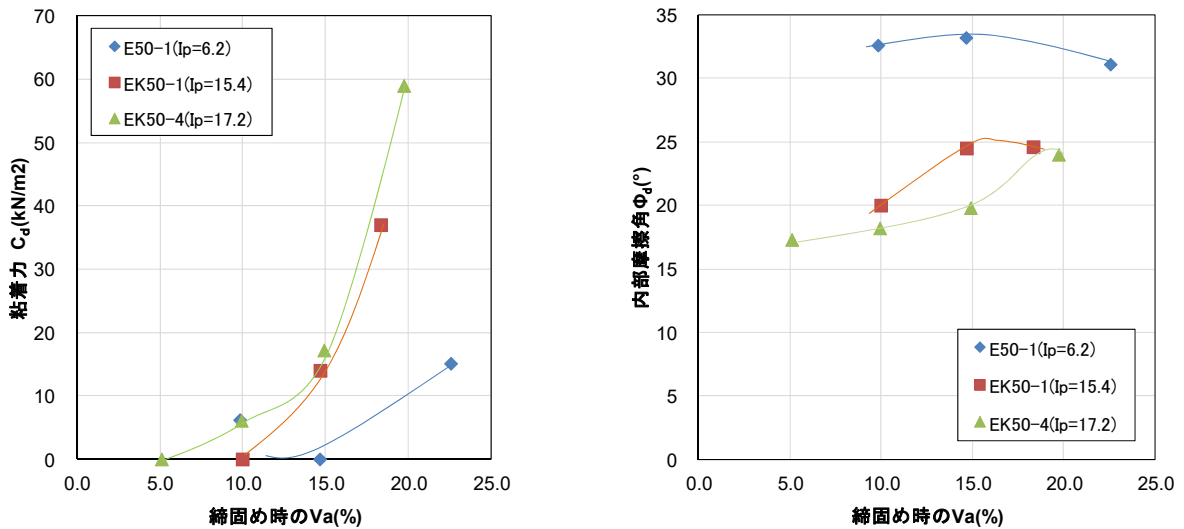


図-2.9 縮固め時の空気間隙率と土質定数の関係

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。

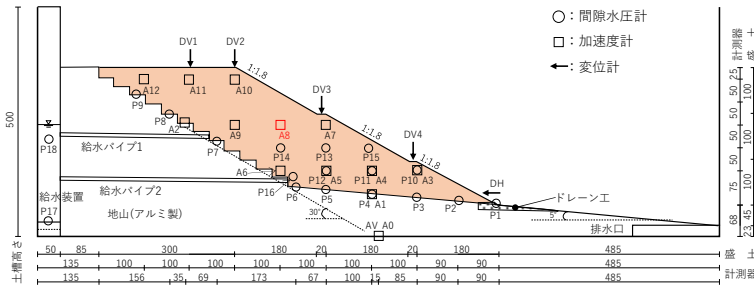
つぎに、図-2.9に縮固め時の空気間隙率と土質定数との関係を整理した結果を示す。同じ縮固め度で縮固め時の空気間隙率を小さく（含水比を大きく）すると粘着力は大きく低下し、内部摩擦角についてはピーク値があるような傾向が見られ、内部摩擦角に対して最適な空気間隙率が存在すると考えられる。一方、粘着力は内部摩擦角に比べて水分量の影響が大きいとみられ、含水比の狭い範囲でピークが存在する可能性も考えられる。

2.3 盛土材料の粒度特性を考慮した二次元変形解析

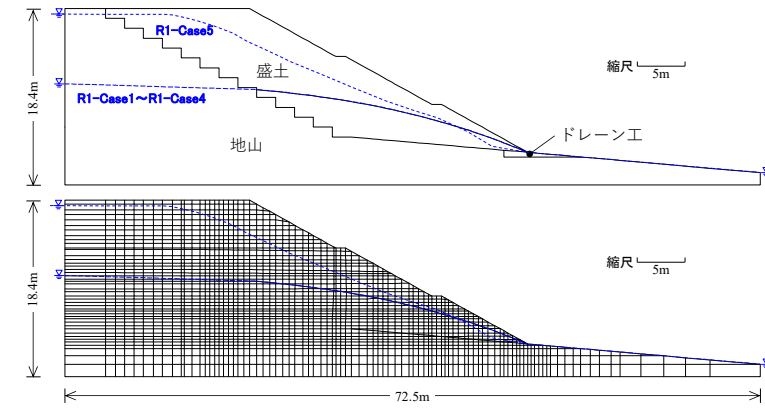
本研究で二次元変形解析に使用しているALIDは、比較的きれいな砂地盤の液状化に伴う流動現象を対象として開発された解析手法だが、細粒分含有率の異なる種々の砂質土に対して行われた室内土質試験の結果に基づき、

細粒分含有率 F_c を考慮したせん断剛性低下率 (G_r/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。

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-2.10に示すモデルにより解析を行った。ケース一覧を表-2.4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 $I_p=6$ 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-Case2、R1-Case2と同じ盛土材料を用いて空気間隙率 $v_a=15\%$ となるよう含水調整して締め固めたR1-Case3、細粒分含有率約56.1%、塑性指数 $I_p=14$ 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 ($F_c=6.9\%$) を最



(a) 想定する遠心力载荷実験模型



(b) 解析モデル

図-2.10 想定する実験模型と解析モデル (令和元年度)

表-2.4 解析ケース一覧 (令和元年度)

材料の物性	ケース名	R1-Case1	R1-Case2	R1-Case3	R1-Case4	R1-Case5
	遠心力载荷実験に使用した盛土模型材料の物性	細粒分含有率 F_c (%)	20.8	51.3	51.3	56.1
	塑性指数 I_p	NP	6.2	6.2	14.1	NP
	締固め度 D_c (%)	85.0				
	締固め含水比 w (%)	16.2 (w_{opt})	17.3 (w_{opt})	23.6 ($w_v=15\%$)	20.7 (w_{opt})	16.7 (w_{opt})
盛土層の解析パラメータ	湿潤単位体積重量 (kN/m^3)	16.6	16.3	17.1	15.7	15.7
	飽和単位体積重量 (kN/m^3)	18.5	18.8	18.5	18.1	18.2
	粘着力 c (kN/m^2)	13.0	1.7	0.0	39.1	0.6
	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	30.6	22.9	33.3	16.4	33.8
	ダイレイタンション角 ψ ($^\circ$)	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
	弾性係数 E	0.663	0.653	0.794	0.857	1.069
	Janbu式パラメータ n					
	σ_m 下限値 (kN/m^2)	0.1	0.1	0.1	0.1	0.1
	ポアソン比	0.33				
繰返しせん断強度比 R_L	0.198	0.129	0.132	0.138	0.130	
引張強度 σ_t	0.0					
地震外力	最大加速度 (gal)	698	593	554	567	541
	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					

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種の遠心力载荷実験に対して再現解析を実施した。

解析を行う前に、遠心力载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-ひずみ関係から、せん断ひずみ $\gamma=0.1\%$ 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

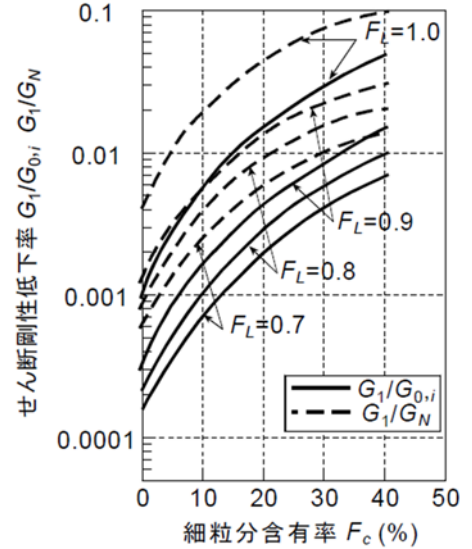


図-2.11 せん断剛性低下率の設定方法¹⁾

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。

$$E = k \left(\frac{\sigma_m}{P_a} \right)^n$$

$$G = \frac{E}{2(1 + \nu)}$$

P_a : 大気圧 (=98kN/m²)

ν : 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-2.11¹⁾に示す細粒分含有率 F_c に応じて、液状化抵抗率 F_L -せん断剛性低下率 G_1/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、遠心力载荷実験で計測した、盛土模型天端から深さ 12.15m (実換算値) の位置 (図-2.10(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(1995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 C_w により R_L を補正して F_L を算出する方法を用いた。

図-2.12 に解析により求めた変位量、低下せん断剛性 G_1 の分布、最大せん断ひずみの分布を示す。
盛土材料の細粒含有率 $F_C=20.8\%$ の R1-Case1 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

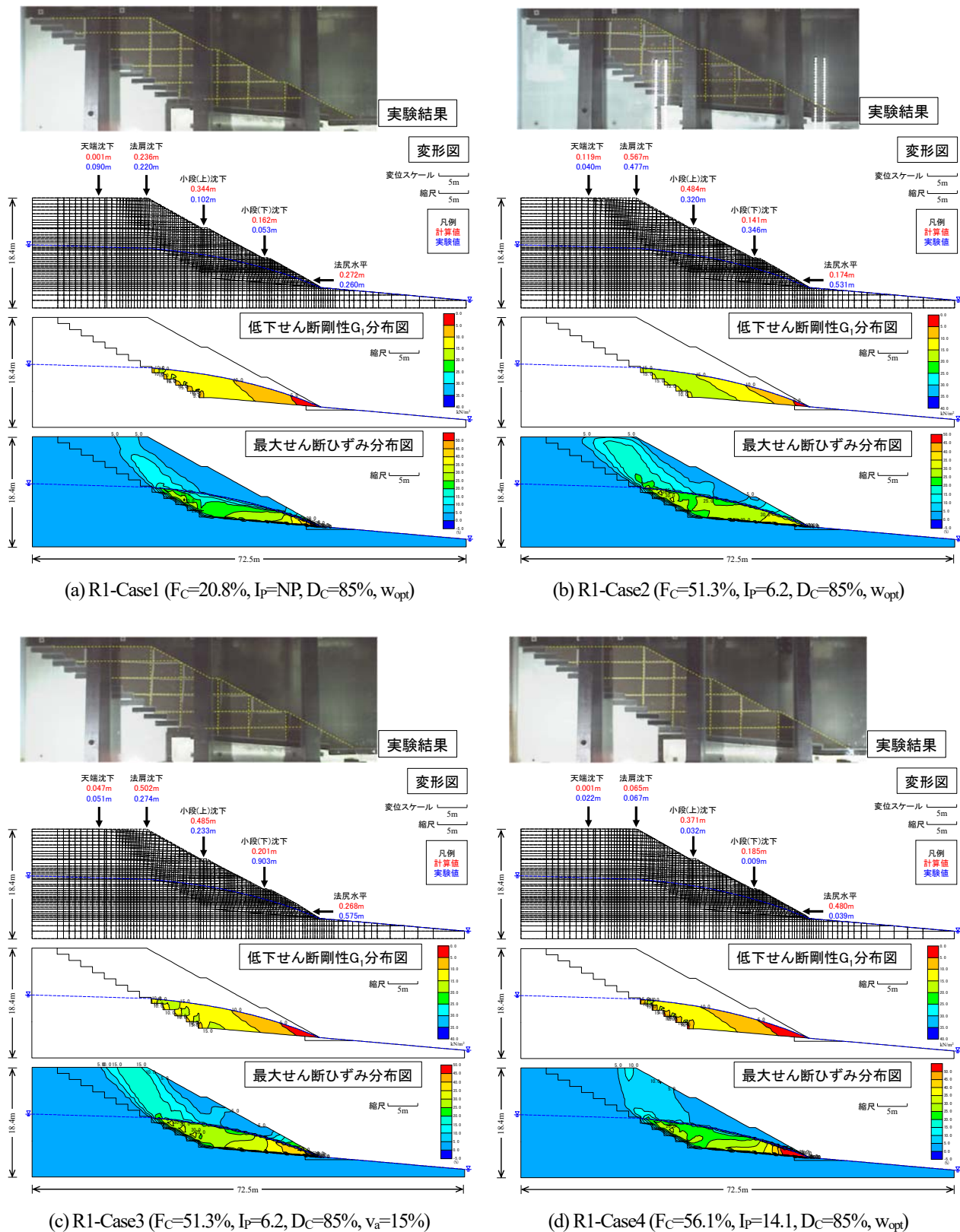
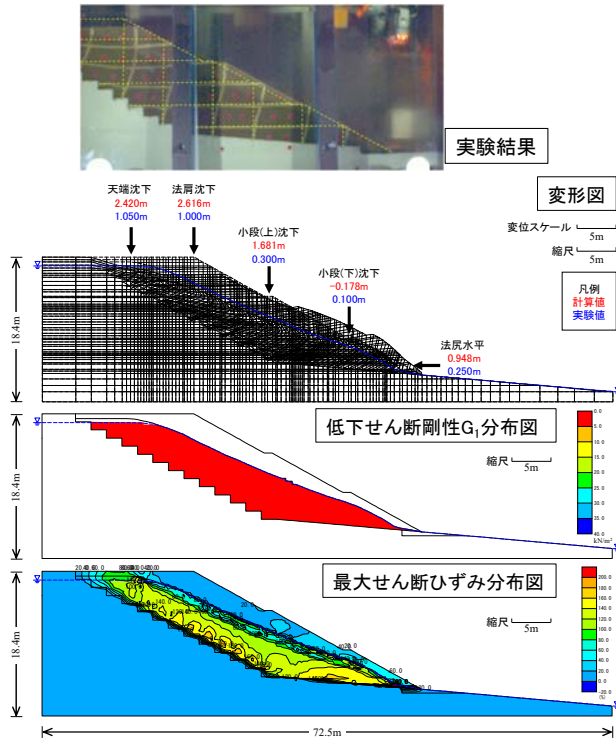


図-2.12 解析結果 (変形図、低下せん断剛性 G_1 分布図、最大せん断ひずみ分布図)



(e) R1-Case5 ($F_c=6.9\%$, $I_p=NP$, $D_c=85\%$, w_{opt})

図-2.12 解析結果(変形図、低下せん断剛性 G_1 分布図、最大せん断ひずみ分布図)

実験値と概ね整合的である。

一方、 $F_c=51.3\%$ の R1-Case2~R1-Case3 及び $F_c=56.1\%$ 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 G_1 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。

3. 盛土条件の影響及び対策工の効果の検証

3.1 概要

前項までの検討で谷埋め高盛土の解析に ALID が適用可能であることが確認できたが、より広範な条件で解析精度を確認するため、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-3.1 に示す 55 ケースを模擬した二次元変形解析を行った⁹⁾。

3.2 解析方法

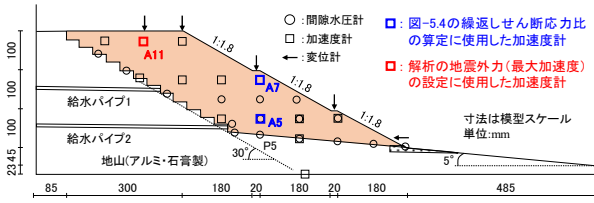
解析方法は、図-3.1 に示す遠心力載荷実験模型を模擬した解析モデルを用い、地震時の剛性低下を考慮しない盛土内水位以浅については R1 年度と同様の方法で解析を行った。盛土内水位以深の盛土層については、図-3.2 に示すせん断剛性の低下を、安田・稲垣らが種々の物性の土に対して繰返しせん断後に単調載荷を行う試験により求めた F_L ごとの R_L と低下せん断剛性比 G_1/σ'_v の関係⁷⁾に対して、図-3.3 に示す豊田らが過去の河川堤防の被災事

表-3.1 解析対象実験一覧

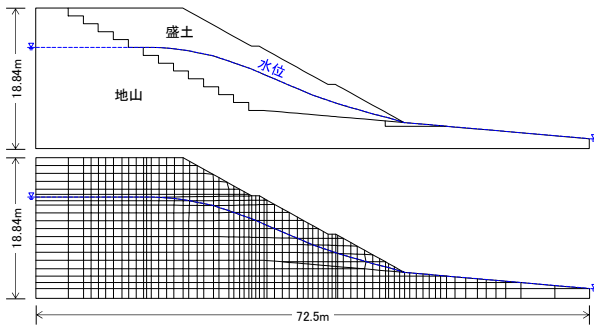
種別		ケース数
無対策		31
対策工あり [※]	ふとんかご	8
	抑え盛土	5
	基盤排水層	5
	法枠及びグランドアンカー	1
	排水補強杭	1
横ボーリング	4	
計		55

※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

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⁸⁾を用いて表現した。



(a)解析対象とした遠心力载荷実験模型



(b)解析モデル

図-3.1 解析対象とする実験模型と解析モデルの例

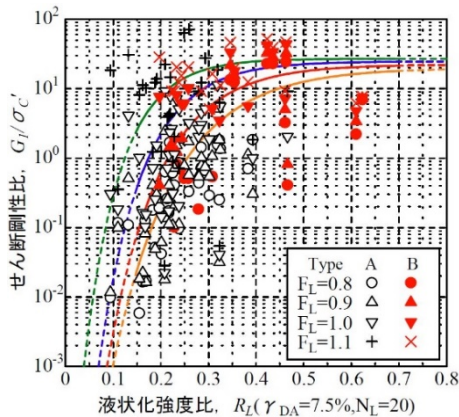


図-3.2 液状化抵抗率 F_L と低下せん断剛性の関係⁷⁾

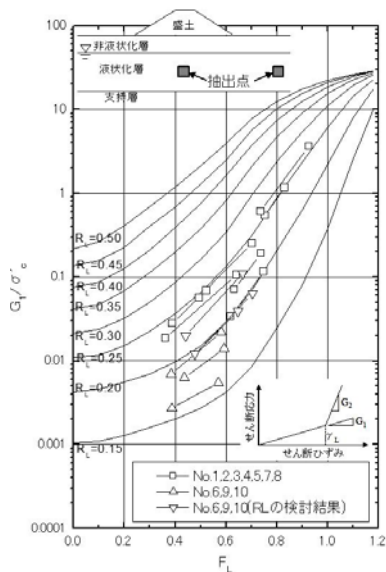


図-3.3 F_L が低い範囲の低下せん断剛性の設定⁸⁾

ここで繰返し非排水三軸強度比 R_L については、繰返し非排水せん断強度試験と遠心力载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、遠心力载荷実験から累積損傷度法を適用して逆算により求めた。まず遠心力载荷実験で大きな変形量が発生した 5 ケースについて、図-3.4 に示すとおり実験模型に設置した加速度計(図-3.1(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 S_R 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 $\gamma = 7.5\%$ 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 S_R 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 S_R 関係の曲線式(図-3.4 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 S_R を R_L とした。このような計算方法で求めた R_L は、繰返し非排水三軸試験で得られた R_L 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 は繰返し非排水三軸試験で得られた R_L の 2.0 倍に設定した。

3.3 無対策の実験を模擬した解析結果

図-3.5 に解析結果の例として、締固め度 $D_c=82\%$ 、細粒含有率 $F_c=7\%$ 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-3.5(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-3.5(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-3.6 に、全ケースの解析と実験の変形量の関係を示

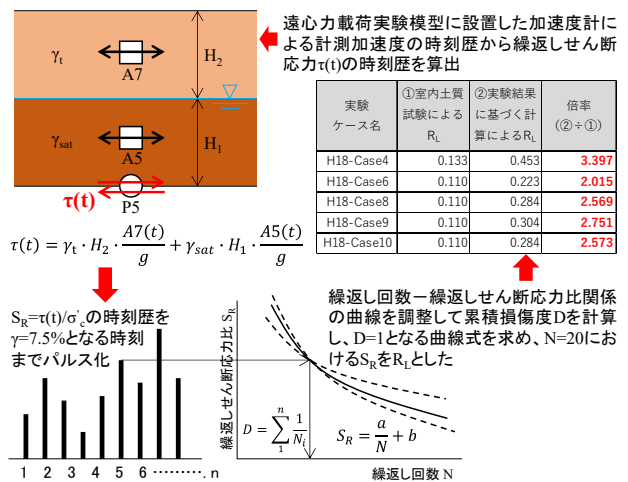


図-3.4 繰返しせん断強度比 R_L の推定方法

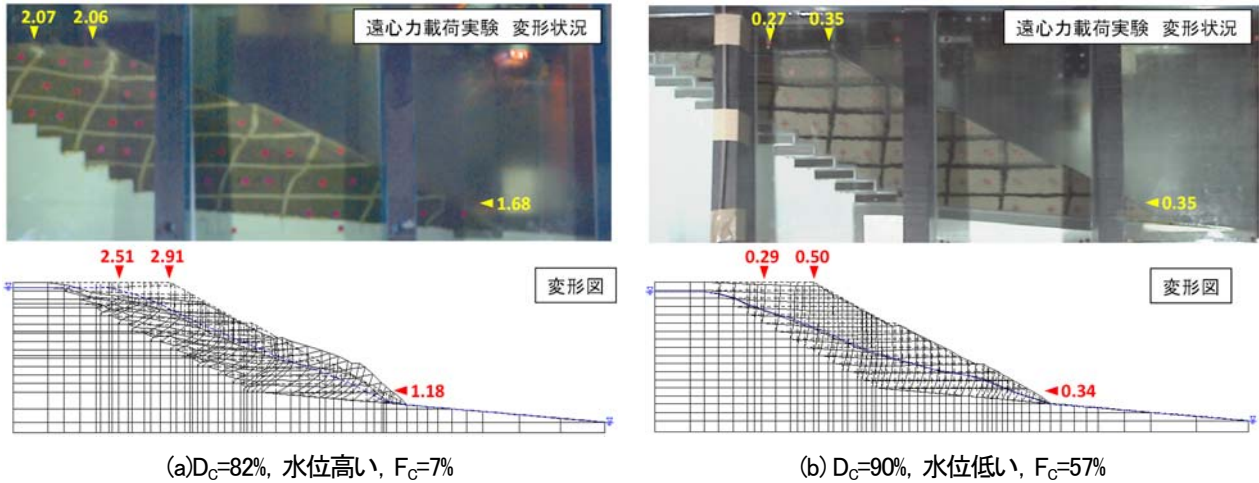


図-3.5 解析結果と実験時の変形状況の例

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-3.7 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見ると、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。

3.4 盛土変状対策工を設けた実験を模擬した解析結果

過年度の遠心力载荷実験では、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を行った。

図-3.8 に、変状対策工を設置した場合の遠心力载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

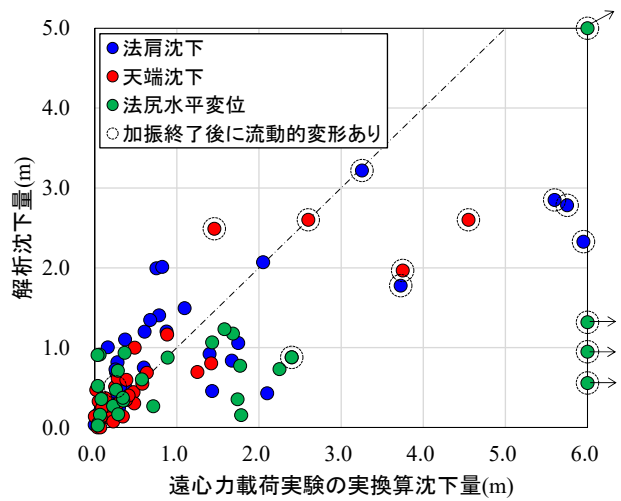


図-3.6 解析と実験の変形量の関係

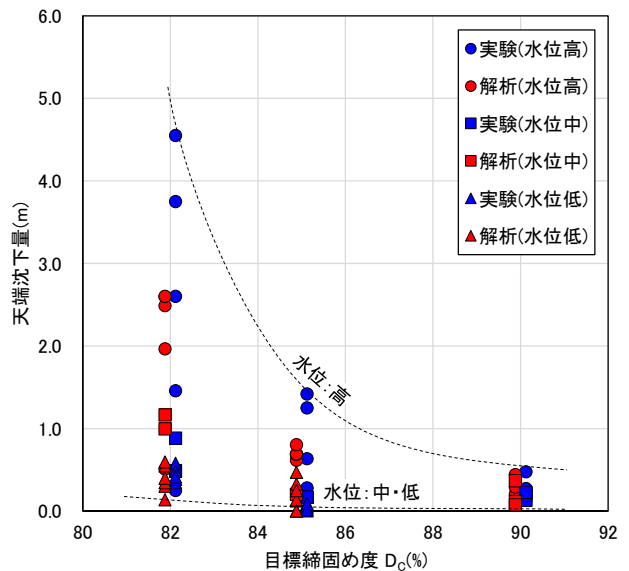
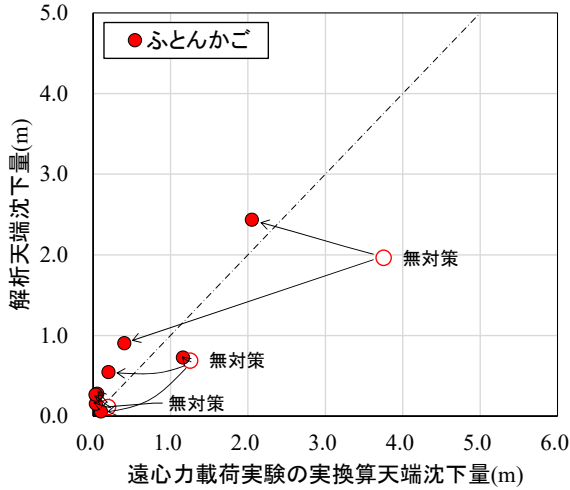


図-3.7 締固め度と天端沈下量の関係

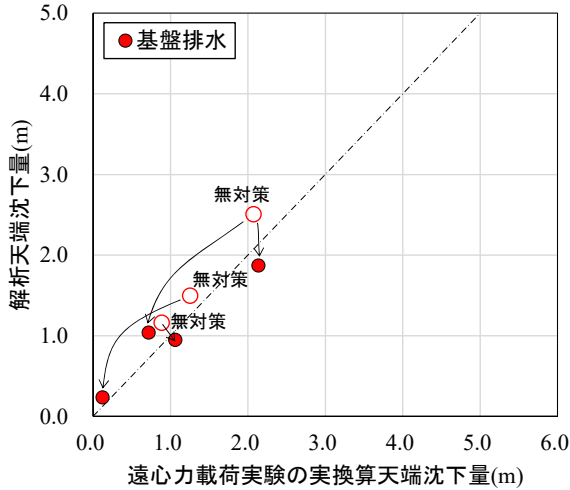
沈下量が実験に比べて解析結果の方が低かったためであり、対策工を設置したケースだけを見ると、概ね実験と解析

は整合している。

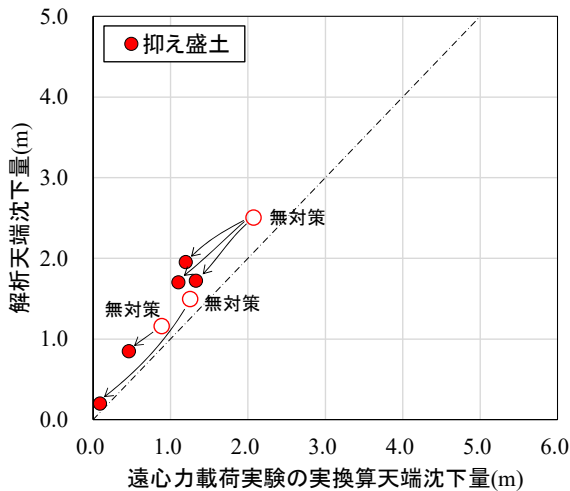
基盤排水、抑え盛土、構造的補強(法枠+アンカー、排水補強杭)、横ボーリングを設置したケースについては、実験と解析は概ね整合しており、無対策との比較(対策効果)



(a) ふとんかごによる対策工

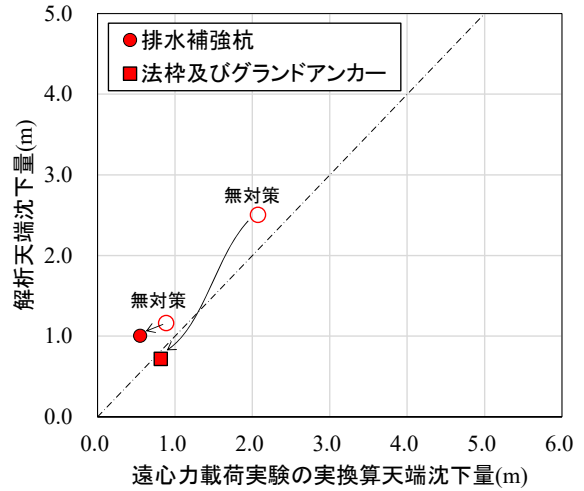


(b) 基盤排水層による対策工

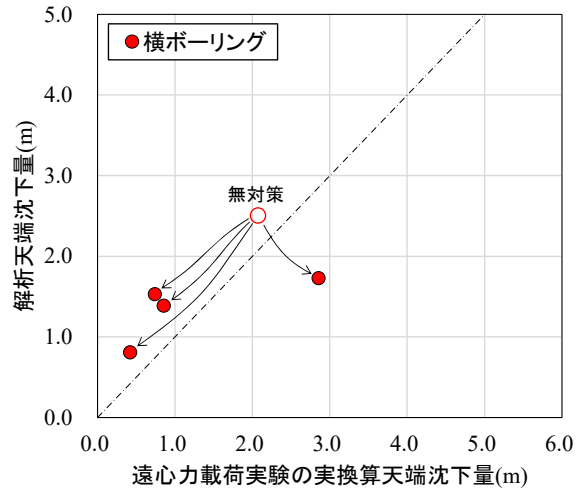


(c) 抑え盛土による対策工

図-3.8(1) 変状対策工の効果の比較



(d) 構造的補強(法枠+アンカー、排水補強杭)による対策工



(e) 横ボーリングによる対策工

図-3.8(2) 変状対策工の効果の比較

についても、解析は実験結果を適切に表現できている。

3.5 遠心力载荷実験模型の盛土材料の飽和度を考慮した解析

前項までに報告した ALID を用いた遠心力载荷実験を模擬した解析では、盛土材料の繰返しせん断強度比を2倍に割り増さないと実験と解析の変位量が整合しなかった。その要因として、遠心力载荷実験における盛土材料の飽和度に着目し、これを考慮した解析を行うことで、解析手法の適用性等について検討を行った。

(1) 解析対象とした遠心力载荷実験の概要及び結果

解析対象とした R3 年度に実施した遠心力载荷実験の模型図を図-3.9 に示す。実験は幅 1500mm、高さ 500mm、奥行 300mm の土槽内に、高さ 300mm(実寸 15m) の片盛りで天端幅 300mm(実寸 15m) 及び 450mm(実寸 22.5m) の 2 種類の盛土模型を作成し、盛土材料が不飽和の状態で 50G まで遠心加速度を上昇し、背後の地山から浸透水を盛土内

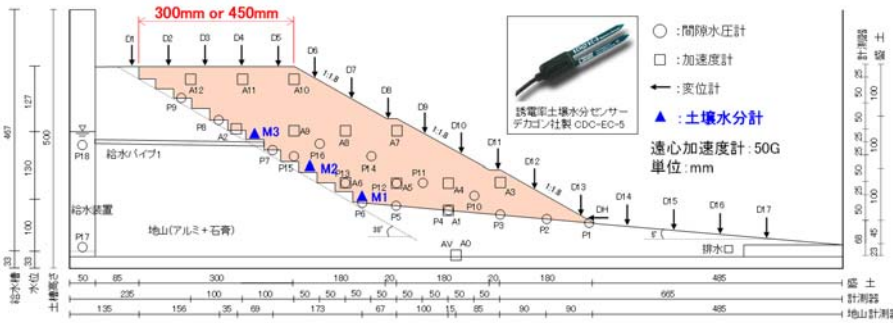


図-3.9 解析対象とする実験模型

水位が安定するまで通水し、その後地震波(神戸海洋気象台 N-S 波)により加振したものである(実験方法や盛土材料の詳細は参考文献 9 を参照)。実験では、図-3.9 に示す3か所に誘電率から体積含水率を計測する土壌水分計を埋設し、その計測値である体積含水率 θ と飽和度 S_r の関係を

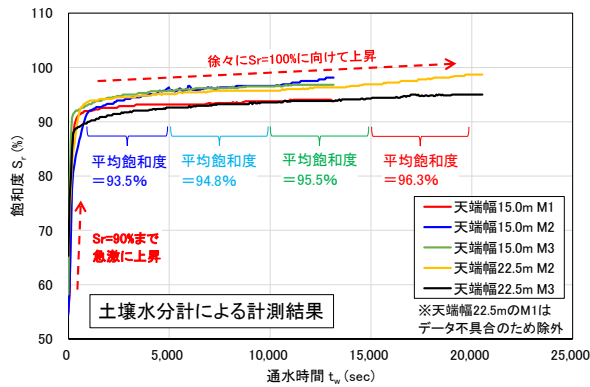


図-3.10 浸透水通水中の飽和度の変化

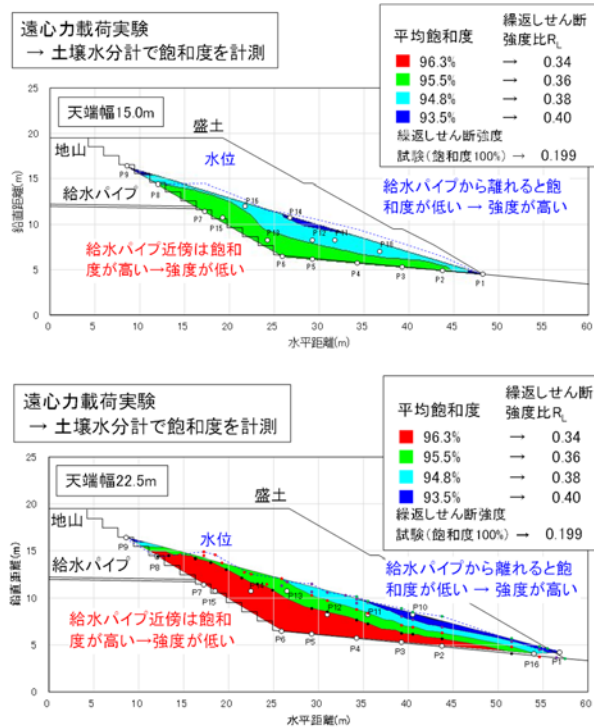


図-3.11 盛土模型の推定飽和度分布

あらかじめ検定しておき、浸透水通水中の盛土材料の飽和度の変化を計測した。

図-3.10 に遠心力载荷実験の浸透水通水中の飽和度の時刻歴を示す。通水を開始し土壌水分計が浸透水に接触することで、初期の飽和度(約 57%)から 90%程度まで飽和度が急激に上昇する。その後、浸透

水の通水を継続すると飽和度は徐々に上昇し、通水時間が長くなるほど飽和度が 100%に向かって概ね線形的に上昇している。浸透水通水中の間隙水圧の変化から盛土各部の通水時間が算出できることから、通水時間と平均的な飽和度の関係から、天端幅 22.5m の場合、盛土内の飽和度の分布を図-3.11 のとおり推定できる。

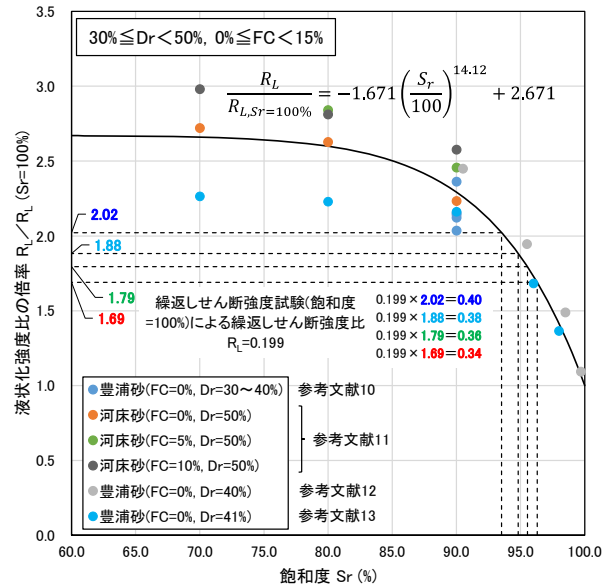


図-3.12 飽和度と繰返しせん断強度比の関係

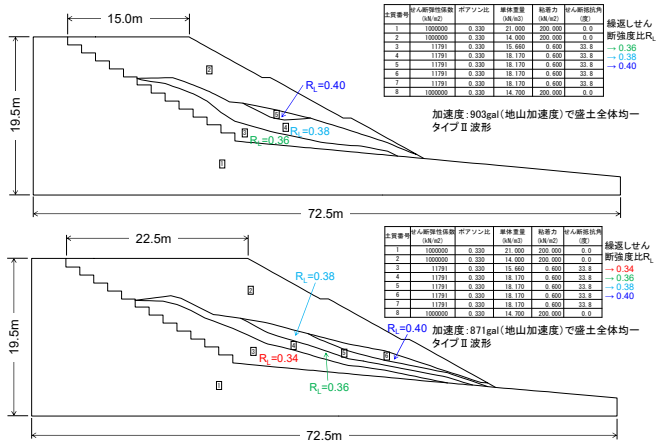


図-3.13 飽和度を考慮した繰返しせん断強度比の設定方法

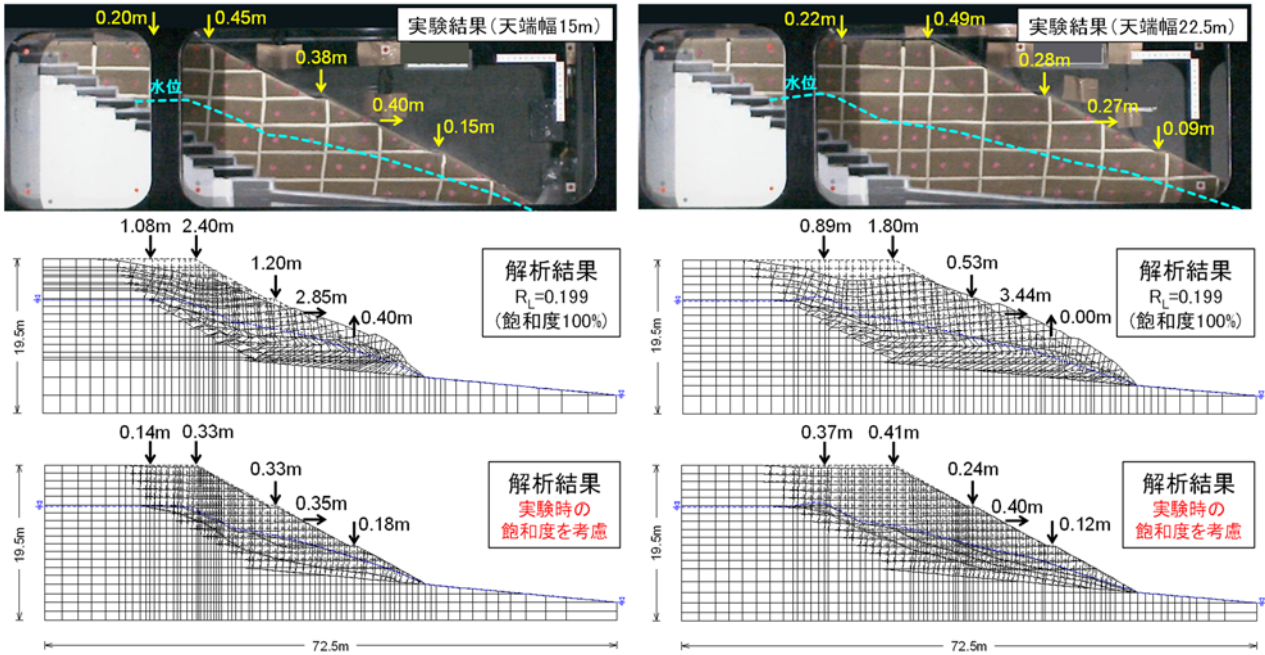


図-3.14 実験時の変形状況と解析結果

(2) 解析方法及び結果

(1)の遠心力載荷実験結果を模擬した ALID により解析を行った。解析は、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、「改良 MC/DP モデル⁴⁾」に基づく弾・完全塑性モデルで表現し、盛土内水位以深の盛土層については、既往の研究結果¹⁰⁾¹¹⁾¹²⁾¹³⁾から、飽和度の低下に伴う繰返しせん断強度比 R_L の増加は図-3.12 により求め、図-3.11 の飽和度分布にこの R_L を設定して、図-3.13 のとおり解析モデルを構築した。地震外力としては、遠心力載荷実験の加振時に地山で計測された最大加速度(タイ

プII地震動として盛土内全域に均一に設定)との関係から液状化に対する抵抗率 F_L を計算し、この F_L に基づきせん断剛性を低下させ⁷⁾⁸⁾、解析を行った(解析手法の詳細は参考文献5を参照)。

図-3.14 に遠心力載荷実験の変形状況写真及び解析による変形図を示す。解析結果の変形図については、飽和度100%で行った繰返しせん断強度試験による $R_L (=0.199)$ を設定したモデルと、遠心力載荷実験における盛土材料の飽和度を考慮して R_L を設定したモデルの両方について示している。実験での沈下量は天端で 0.20~0.22m、法肩で

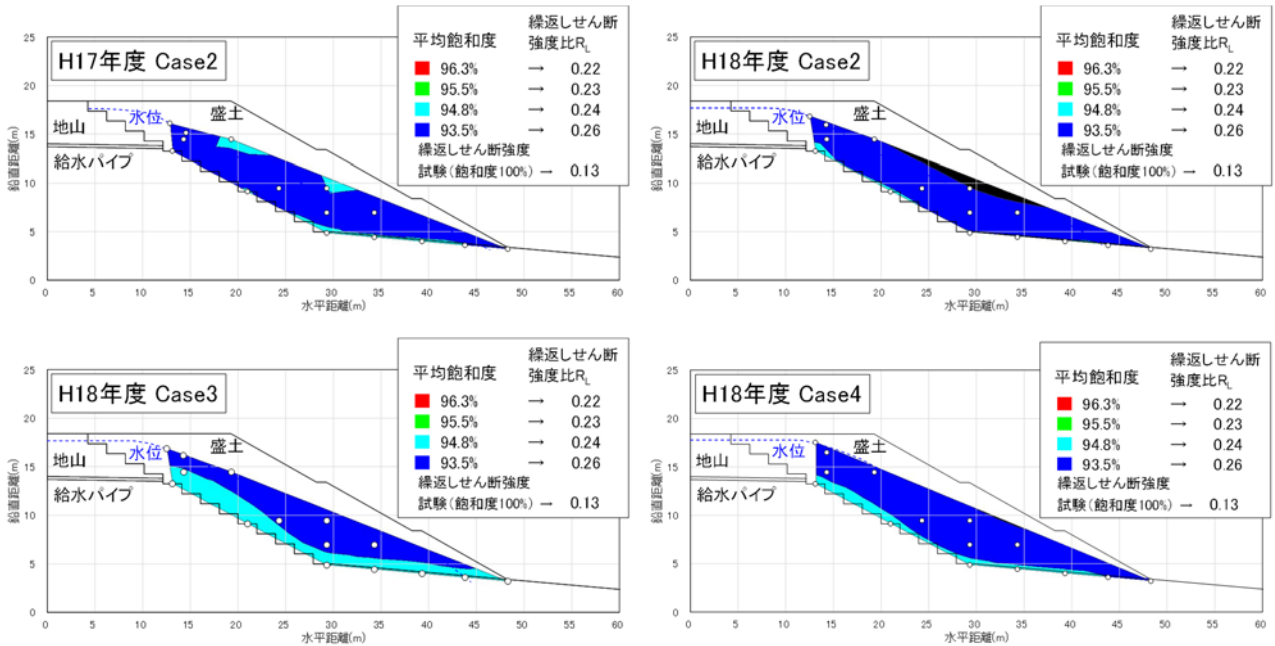


図-3.15 H17年度, H18年度の遠心力載荷実験における通水時間から推定した飽和度分布

0.45~0.49m となっている。これに対して、飽和度 100%で行った繰返しせん断強度試験による R_L を設定した解析では、法肩沈下量が 1.8m~2.4m、天端沈下量が 0.89m~1.08m と過大な結果となったが、実験時の飽和度を考慮した解析による沈下量は、天端で 0.14~0.37m、法肩で 0.33~0.41m と概ね整合する結果となった。ただし、実験では盛土内水位付近のせん断変形が卓越するが、解析では飽和度が高い地山境界付近に変形が卓越しており、変形状態は必ずしも整合していない。

図-3.15 に、H17 年度、H18 年度に行った遠心力載荷実験のうち、R3 年度に行った実験と同じ締固め度 85%の盛土条件で無対策のケースについて、通水時間から推定した飽和度分布を示す。これらの実験は、通水時間が 1 時間半~2 時間程度であり、この通水時間から平均飽和度を推定すると 93.5%となり、図-3.12 から繰返しせん断強度比 R_L を推定すると、盛土のほぼ全域で飽和度 100%での R_L の 1.88~2.02 倍となる。このことから、3.1~3.4 の検討で R_L を 2 倍にすることで実験と解析の結果が整合した理由を、盛土材料の飽和度からも説明可能である。

表-4.1 解析事例一覧

地震	路線	盛土	被災状況	崩壊有無		盛土高 (m)
				未崩壊	崩壊	
能登半島地震	能登有料道路	縦-1+7	縦横断クラック	○		32.6
		縦-5	クラック	○		33.4
		縦-5+1		○		24.0
		縦-6	道路欠壊		○	32.4
		縦-7	路肩、横断クラック	○		35.9
		縦-9	道路欠壊		○	29.6
		縦-10	道路欠壊		○	17.4
		縦-11	路面陥没	○		26.1
		縦-14	道路欠壊		○	14.3
		縦-18	クラック、BOX損傷	○		37.9
		縦-21	道路欠壊		○	39.2
		縦-22	横断クラック	○		32.7
		縦-26(1)	クラック	○		32.3
		縦-26(2)	道路欠壊		○	18.0
		縦-28		○		29.3
		縦-28+1	センター、横断クラック	○		34.6
		縦-30	縦横断クラック	○		37.3
		縦-32(1)	路面陥没	○		31.7
		縦-32(2)	道路欠壊		○	32.8
		縦-34	縦横断クラック	○		21.4
縦-38	道路欠壊		○	24.6		
縦-39	道路欠壊		○	18.4		
縦-41	道路欠壊		○	30.4		
縦-43	橋台背面陥没、ウイング損傷		○	31.9		
東北地方太平洋沖地震	国道6号	広野町(230kp)	道路欠壊		○	11.7
		富岡町(239kp)	道路欠壊		○	17.7
		山元町(313kp)	道路欠壊		○	11.3

4. 被災事例を対象とした解析

4.1 概要

地震時残留変形解析手法「ALID」を用いて、過去の被災事例を模擬した解析を行い、解析手法の適用性等の検討を行った。

4.2 解析方法

本研究では、表-4.1 に示す盛土の崩壊が発生した「平成 19 年能登半島地震」と「平成 23 年東北地方太平洋沖地震」の 2 地震のうち、盛土の情報が残されている 27 事例(能登半島地震:24 事例(未崩壊部を含む)、東北地方太平洋沖地震:3 事例)を対象に、ALID を用いて解析を行った。解析は前項までと同様の方法で行った。

解析条件のうち、土質定数、盛土内水位等は調査結果¹⁴⁾等を基に、地震動は K-NET、KiK-net 近傍観測所の EW 成分の最大加速度を設定した。但し、繰返しせん断強度比 R_L は試験値が得られていない盛土もあるため、本解析では道路橋示方書¹⁵⁾の液状化判定式により N 値と細粒分含有率 F_c を用いて算出した。なお、能登半島地震で崩壊した盛土については深度方向、調査位置等で粒度にばらつきがみられ(図-4.1 に例として縦-38 の粒径加積曲線を示す)、細粒分が多く含まれる材料は液状化判定式の粒度補正により R_L が大きく評価される。そこで、本解析では図-4.2 に示す N 値と細粒分含有率 F_c (ペネ試料)の関係から下限値付近の近似式を求め、N 値に応じた F_c を設定した。また、崩壊

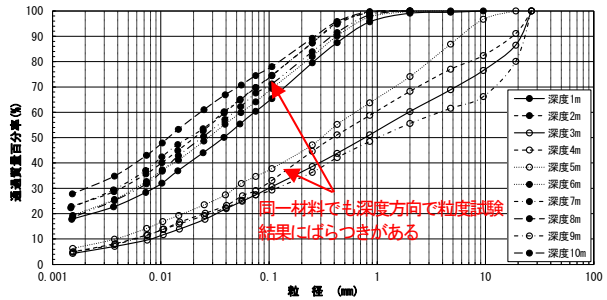


図-4.1 粒径加積曲線(縦-38)

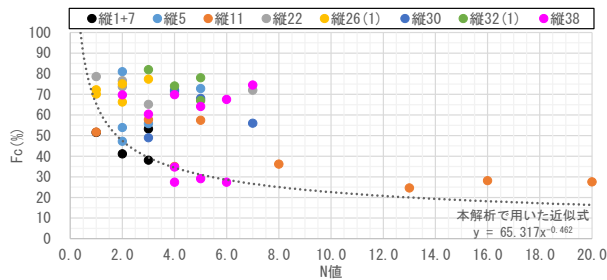


図-4.2 N 値と細粒分含有率 F_c の関係図

箇所調査時の水位は崩壊により水位が低下している場合があり、地震発生時の水位を表せていないと考えられる。このため、本解析では参考文献 16 に示されている、背後の地山から供給される降水浸透量を、水文学の流出合理式に基づき推定し、これを元に算定した地震発生時推定水位を参考に水位を設定した(図-4.3 に調査時と地震発生時水位の例を示す)。水位が推定されていない盛土は調査時の水位とした。

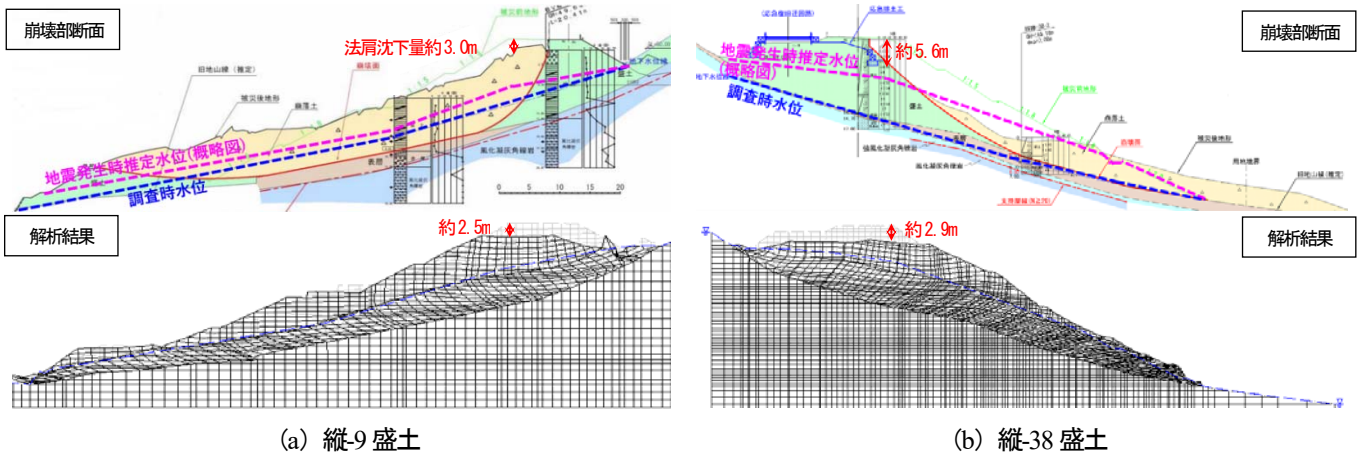


図-4.3 解析結果と崩壊部断面の変状状況

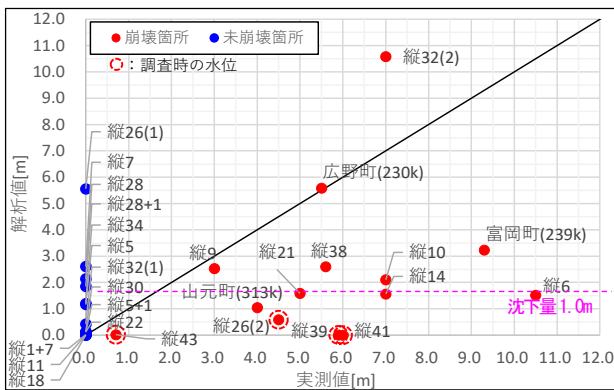


図-4.4 実測値と解析値の法肩沈下量の比較

4.3 解析結果

図-4.3 に解析結果の例として、2007 年能登半島地震で被災した、のと里山海道(能登有料道路)の(a)縦-9 盛土と(b)縦-38 盛土の崩壊部断面における変状状況と解析による変状状況を示す。変形量については、大きく崩壊した盛土では崩壊後の法肩位置などの特定が困難なため、本解析では崩壊前の法肩から直下の欠損部までの距離を法肩沈下量と定義し、崩壊部断面から読み取った値(以降、実測値と表記する)と解析値を比較した。(a)の変状状況を見ると、崩壊部はすべりのような崩壊形態を示すのに対し、解析では盛土と地山の境界付近に変形が集中し、盛土全体が法肩方向に向かって変形している。法肩沈下量は実測値が約 3.0m、解析値が約 2.5m と実測値がやや大きいものの、概ね整合している。(b)の変状状況は(a)と同様であり、法肩沈下量は実測値が約 5.6m、解析値が約 2.9m と実測値が約 2 倍大きくなる結果となった。これらの要因として、解析では隣接する要素が繋がっているため、すべりのような変形が再現できず、その結果、解析値の法肩沈下量が小さく評価されていると考えられる。

図-4.4 に全 27 事例の法肩沈下量の実測値と解析値の比較を示す。崩壊箇所(14 事例)では、前述の要因からほとんど

どの箇所で実測値が解析値に比べて大きいものに対し、未崩壊箇所(13 事例)の解析値では 1.0m を超える沈下量が生じる箇所が 5 箇所ある。未崩壊箇所の沈下量が大きい要因の一つとして、元地形の形状などの影響を考慮できていないことが考えられる。一方で、被災事例の崩壊有無の判別を道路機能確保の観点から法肩沈下量 1.0m と仮定して評価すると、崩壊箇所と調査時の水位を用いている箇所を除いて、概ね崩壊有無の判別が可能である。

ただし、前述のとおり繰返しせん断強度比 R_L を推定する際に必要な N 値、細粒分含有率 F_C にはバラツキが大きいとともに、粒度試験における粗粒分(礫分)の取り扱いによって F_C が変化してしまい、 R_L を正しく評価できないことが想定され、 R_L の推定法の高精度化が求められる。

また、盛土内水位の評価についても、計画・設計段階では推定が困難であることから、基本的な耐震対策を盛り込んで施工を行い、供用中に水位観測を実施し、その結果をもとに追加対策の要否を検討するなどの対応が必要であると考えられる。

5. まとめ

5.1 高盛土・谷状地形盛土への地震時残留変形解析の適用可能性の検討

過年度に行った遠心力载荷実験結果をベースに、砂質土および粘性土の違い、盛土内水位の高低およびのり尻補強工の有無による感度分析を目的として、ALID による解析を行った。その結果、砂質土盛土、粘性土盛土ともに、変形のモードは遠心力载荷実験結果と概ね整合しているものの、法肩沈下量は実験結果よりも大きな値となった。また、盛土内水位の高低やのり尻補強工の有無による感度分析の結果、盛土内水位の高低による水圧消散時の変形やのり尻補強の効果については、ほぼ妥当な傾向を示していたが、液状化流動時の変形が大きく解析結果に影響しており、

これに対する精度向上が必要であることを確認した。

液状化流動時の変形が大きくなった点に関しては、ALID による解析を一般的な砂質土の液状化抵抗率 $F_L \sim$ せん断剛性低下率関係を用いたことが一つの要因ではあるが、解析を様々な盛土材料や締固め条件で構築された盛土に適用するためには、解析に用いる $F_L \sim G/\sigma'_0$ 関係に、実際に使用する盛土材料、締固め条件等を考慮した設定をする必要があり、特に細粒分を多く含む中間土や粘性土については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。このため、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。

5.2 盛土条件の影響及び対策工の効果の検証

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。実験で見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。

谷埋め高盛土の地震時変状に関する遠心力載荷実験において盛土材料の飽和度を測定し、これを考慮した解析を行った結果、実験と解析で変形が卓越する領域が異なっているものの、変形量は概ね整合した。また、平成17～18年度の遠心力載荷実験の通水時間から推定した飽和度分布から繰り返しせん断強度比 R_L の分布を推定すると、盛土のほぼ全域で飽和度 100%での R_L の 1.88～2.02 倍となり、 R_L を 2 倍にすることで実験と解析の結果が整合した理由を、盛土材料の飽和度で説明が可能であることを検証した。実験と解析で変形が卓越する領域が異なる原因としては、盛土材料の剛性低下を設定する際の地震外力の設定方法等に起因すると考えられることから、今後検討が必要である。

5.3 被災事例を対象とした解析

過去の被災事例を模擬した解析を行った結果、盛土の N

値や粒度にはばらつきが多く、道示の液状化判定式から繰り返しせん断強度比 R_L を算出する場合、細粒分が多く含まれる材料は粒度補正により R_L が大きく評価される傾向がみられた。また、盛土の地震時変形は盛土内水位が大きく影響するため、水位を適切に設定することが重要である。盛土内水位、繰り返しせん断強度比 R_L を適切に設定することができれば、崩壊有無の判別が可能であり、危険性の高い盛土の変状予測や対策工の検討等での活用性が考えられる。今後も、既存盛土への適用性を検討するとともに、N 値と粒度、盛土内水位の設定方法について検討していくことが必要であると考えている。

参考文献

- 1) 安田進、稲垣太浩、長尾和之、山田真一、石川敬祐：液状化を含む繰り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
- 2) 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Vol. 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
- 4) (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.
- 7) 安田進、稲垣太浩、長尾和之、山田真一、石川敬祐：液状化を含む繰り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.
- 9) 佐々木直也、東拓生、佐々木哲也、加藤俊二：谷埋め高盛土の地震時変状に及ぼす盛土幅の影響に関する遠心力載荷実験、第 57 回地盤工学研究発表会、2022. 7 (投稿中)
- 10) 畑中宗憲、増田剛美：砂質土のP波速度と液状化強度に及ぼす飽和度の影響、日本建築学会構造系論文集第74巻 第645号、2029-2037、2009. 11.
- 11) 國生剛治、原忠、山本純也、古地祐規：不飽和砂質土の非排水繰り返しせん断強度におよぼす非塑性細粒分の影響、第35回土木学会関東支部技術研究発表会、III-023、2008. 5.
- 12) K. Ishihara, Y. Huang, H. Tsuchiya : Liquefaction resistance of nearly saturated sand as correlated with longitudinal wave velocity, Poromechanics, 583-586 1998.
- 13) M. Okamura, Y. Soga : Effects of pore fluid compressibility on liquefaction resistance of partially saturated sand, Soils and foundations Vol.46, No.5, 695-700, 2006.10.
- 14) 平成19年(2007年)能登半島地震被害調査報告、土木研究所資料、No.4087、2008.2.
- 15) 道路橋示方書・同解説 IV下部構造編、日本道路協会、2017.11.
- 16) 森本励、川村國夫、宮下孝ら：能登半島地震による「のと里

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

山海道(旧能登有料道路) 盛土崩壊とその地下水位推定-山岳・丘陵部道路盛土の地震時安定評価の簡便法提案, 地盤工

学ジャーナル, Vol.12, No.2, 177-195, 2017.

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

担当チーム：地質・地盤研究グループ（特命）

研究担当者：齋藤清志、稲崎富士、尾西恭亮

【要旨】

連続的に信頼性の高い地盤モデルを構築するために、物理探査により得られた情報の活用が有効である場合があるが、この際、盛土の管理に一般に用いられる地盤パラメータを物理探査記録から推定することが重要となる。そこで、試験盛土において、物理探査により非開削探査記録を取得すると共に、構成土質の比抵抗と水分特性の関係を評価した。また、S波速度と含水比の関係性について検討した。さらに、光ファイバーによる地盤振動の取得と表面波の解析を行い、長大区間の土工構造物の監視に対して、将来性の高い技術であることを確認した。
キーワード：S波速度と地盤強度、比抵抗、含水比、光ファイバー

1. はじめに

物理探査を用いると土構造物内部の連続的な記録が得られる。しかし、物理探査の記録はある程度広い空間の代表値である点が他の多くの測定手法と異なり、また物理探査で推定される地盤物性は、直接測定して得られる地盤パラメータと異なる物理量であることが多いことから、地盤モデルの構築に活用する手法が確立していない。例えば、電気探査により測定された比抵抗は、電気の流れやすい地盤の連続性に影響を受け、点在する電氣的不良導領域を検出することは難しい。一方、貫入試験では小領域の地盤特性が測定できるが、測定値が空間的に連続している代表的な値とは限らない。また、表面波探査などで測定されるS波速度は、各種貫入試験値、載荷試験値、圧密係数等と無関係ではないが、単純に変換できる関係ではない。そこで、物理探査の記録と地盤パラメータの関係性評価を目指して調査や解析を開始した。平成28～29年度は、試験盛土においてS波速度分布と比抵抗分布を測定した。また、測定地点の試料を採取し含水比と粒度分布を測定し、探査結果と比較した。S波速度を指標にした土工構造物の安全性を空間的に評価することが目標である。平成29～30年度は、光ファイバーを用いた地盤振動の取得と、表面波の解析を行い、変状モニタリングへの有効性を検討した。

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

平成28～29年度は、試験盛土の天端と横断方向に設定した探査測線において（図-2.1）、表面波探査と電気探査を行うと共に、土壌試料を採取し、含水比の測定や粒度分析を行った。

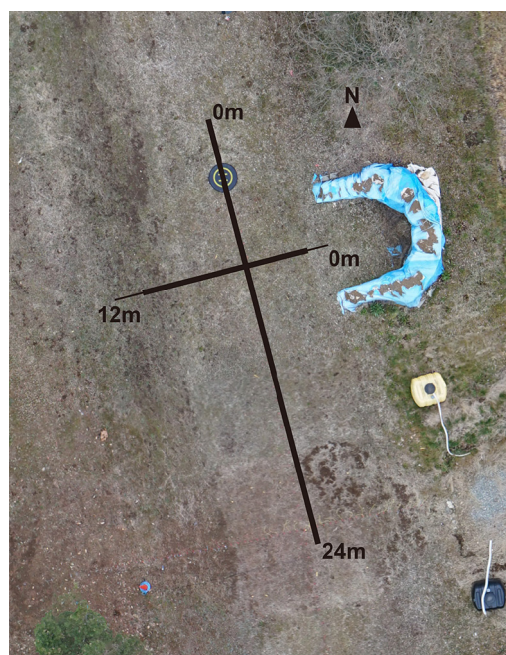


図-2.1 試験盛土測線

2. 地盤モデル及び地盤パラメータの設定手法の開発

2.1 S波速度と含水比の関係

物理探査記録は非開削で連続的な地下構造分布情報を

横断方向の探査測線において、ハイブリッド表面波探査技術によるタイムラプス探査を行った(図-2.2)。タイムラプス探査とは同じ地点を繰り返し探査する手法を指す。物理探査は各種の計測センサーを用いたモニタリング測定のように時間方向に高密度な連続測定は行えないことから異なる呼称を用いている。タイムラプス探査の結果、降雨浸透による含水比の増加に伴う、S波速度の低下分布を明瞭に検知できることが示された。表面波探査により盛土表層からの浸透過程をイメージング可能であることが確認された。

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

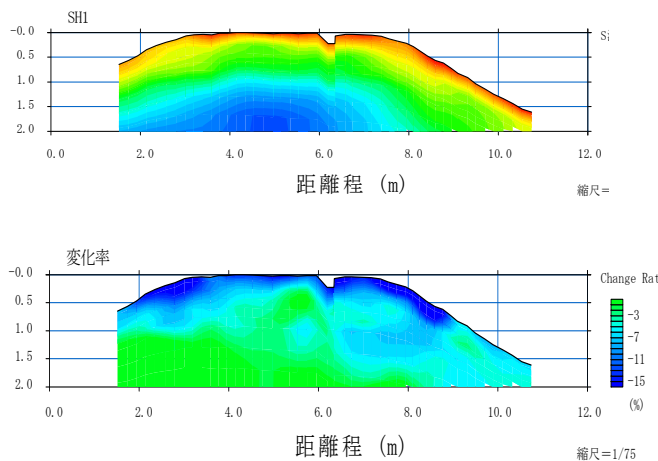


図-2.2 試験盛土のS波速度断面(上)と降雨(30mm/日)前後の変化率空間分布(下)

2.2 比抵抗と含水比の関係

天端における表面波探査は、50cm 間隔で計 48 点に受信点を設け探査した。測線長は 24m となる。結果断面を図-2.3(a)に示す。表面波の伝播速度はほぼ S 波速度と等しく S 波速度分布と表記している。盛土の表層の速度が遅く、内部は高い速度を示している。

表面波探査を行った位置の一部で電気探査も行った。水平 25cm の間隔で電位電極と電流電極を交互に計 48 点配置した。測線長は 11.5m となる。2 極法で測定し、100m 以上遠方に遠電極を別途設置している。結果断面を図-2.3(b)に示す。盛土の表層の比抵抗が高く、内部は低比抵抗を示している。

また、同様な探査測線で地中レーダ(GPR)探査を行った。1cm 間隔でデータを取得し、探査範囲は 13.8m である。結果断面を図-2.3(c)に示す。埋設物からの回折波

が幾つか認められるが、全体的には、構成土質の境界もなく、比較的均質な分布の盛土であることがわかる。図-2.2の各探査の横軸は探査位置を示しており、相互の探査位置が合うように表示している。

地盤パラメータとの比較を行うために、試験盛土のサンプルを取得した。掘削地点は、表面波探査の測線でおおよそ 4m の地点で、電気探査の測線でおおよそ 2m の地点である。地表から深度 1m までおおよそ 10cm ごとに土壌試料を採取し、分析を行った。含水比の深度分布を図-2.4に示す。表層は含水比が高く、その後ほぼ一定の値を示しており、降雨による供給が豊富な温暖湿潤気候帯の典型的な表層土壌の水分分布を示している。

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

また、各構成土質の比抵抗と含水比の関係を調べた(図-2.5)。この結果、既往研究でも明らかのように、細粒成分の含有が少なければ土質分類情報から、簡単なパラメータ設定により、高い精度で比抵抗分布から含水比分布を推定できることが確認された。

2.3 光ファイバーを用いた地盤調査

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

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

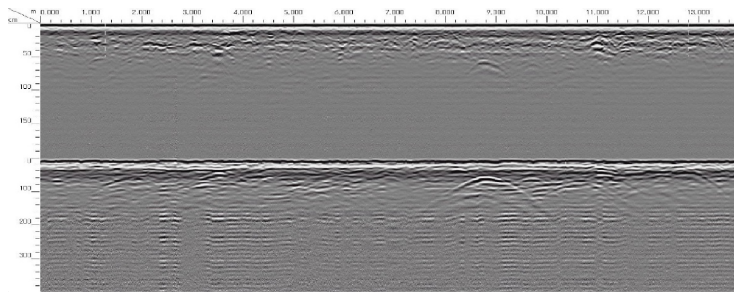
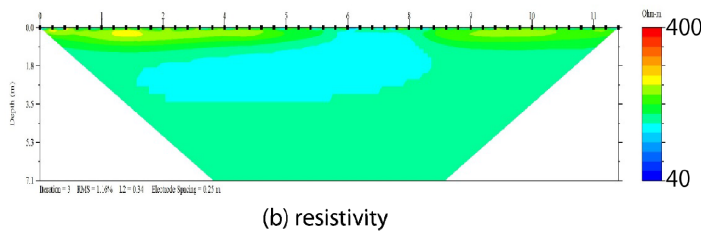
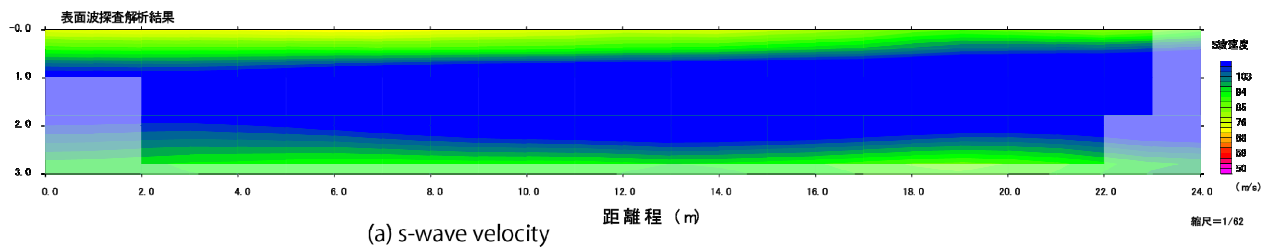


図-2.3 実験盛土における探索結果断面。(a) 表面波探索によるS波速度分布。(b) 電気探索による比抵抗分布。(c) 中レーダ探索断面 (上半分 800MHz, 下半分 300MHz)。各探索記録は探索位置を合わせて配置されている。

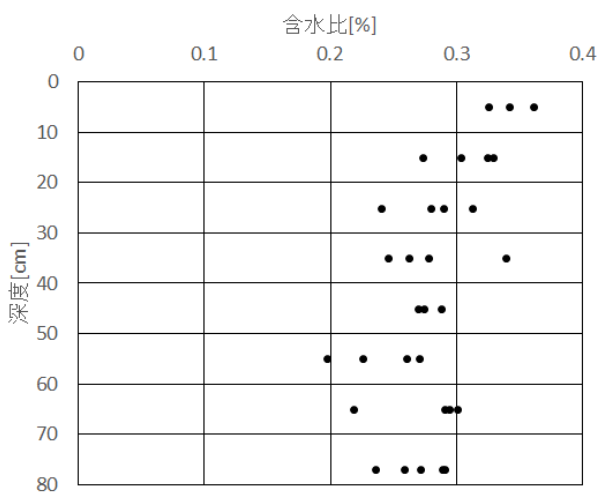


図-2.4 盛土の含水比分布

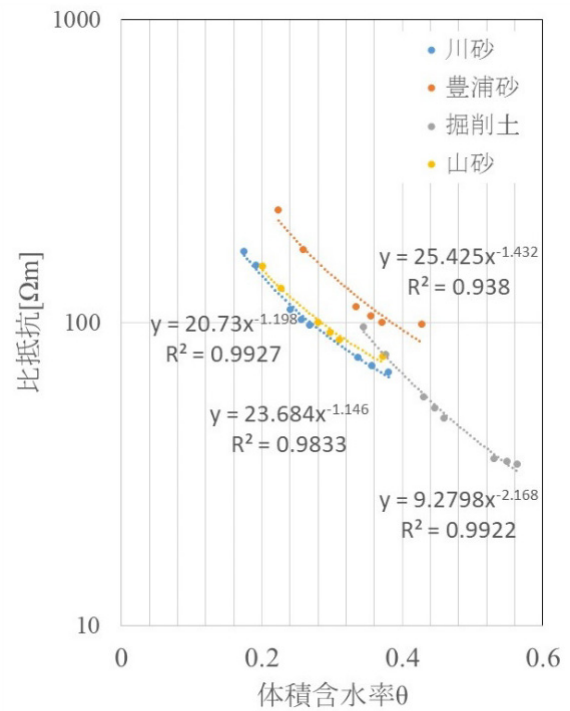


図-2.5 土質による水分特性曲線計測結果

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

土木研究所の敷地内にある試験用の盛土で探査試験を行った。高さ約 2 m、天端幅約 5 m、長さは約 195.5 m の盛土である。この盛土の天端中央部に深度約 50 cm の溝を掘り、光ファイバーを設置した。光ファイバーは付近のコンテナハウスまで延長され、DAS 機器は温度管理可能なコンテナハウスの中に設置した (図-2.6)。

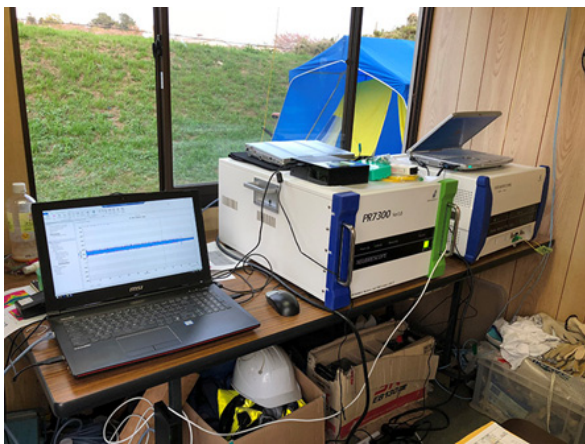


図-2.6 DAS 装置 (Neubrex S7300)

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

ゲージ長が 0.8m の記録とジオフォンの記録の比較を図-2.7 に示す。比較的同様な波形の記録の取得が行えた。常時の振動監視用途には実用可能な段階であることがわかった。また、ジオフォンに比べると S/N (信号対雑音比) は不良であるが、表面波の伝播が特定できる波形記録が得られた。CMP-CC 解析により周波数ごとの位相速度を求めたところ、良好な分散特性イメージを得ることができた。

位相速度分布の比較結果を図-2.8 に示す。15 Hz 程度までの速度分布が確認できる。表面波の伝播速度が 100 m/s の場合には、波長が 6~7 m の波動を観測していることを示している。同地点のジオフォンによる分散曲線

を、合わせて図中に示す。ジオフォンの分散曲線は安定した速度分布が高周波まで取得できている。8~15 Hz 付近の速度分布は両者共に同様な値を示しており、DAS の測定により表面波の伝播速度が得られることがわかった。DAS は震源近傍の強振幅の記録の S/N が低く、適切な前処理による改善が望まれる。

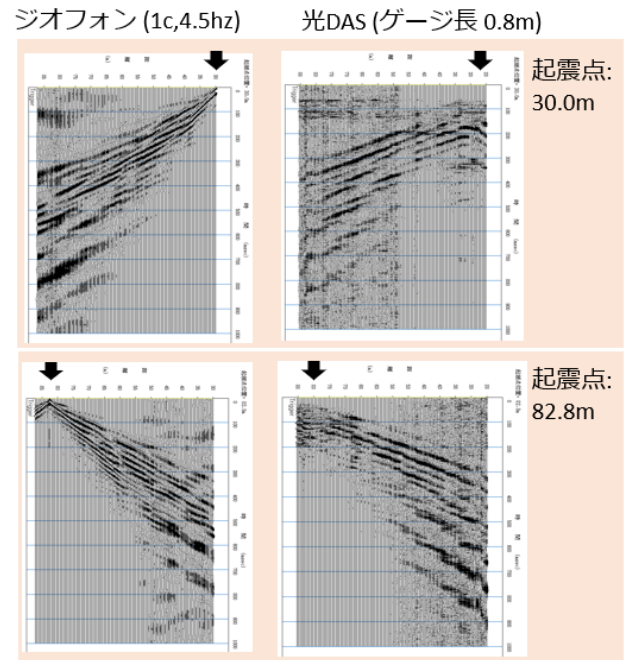


図-2.7 光ファイバーとジオフォンで取得した表面波の比較

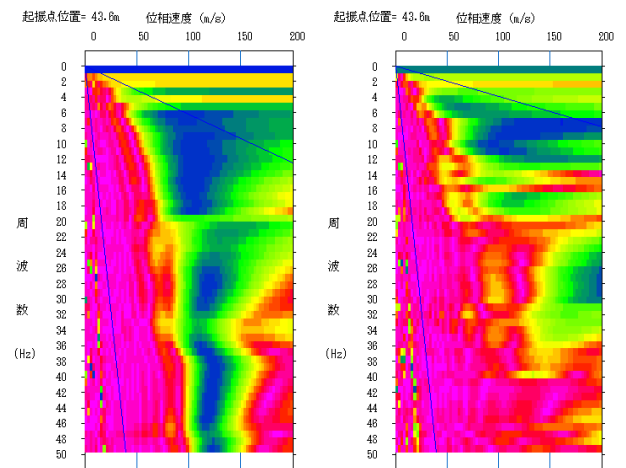


図-2.8 ジオフォン (左) と光ファイバー (右) とにより取得された表面波の位相速度の周波数分散例の比較。青色の箇所が各周波数に対する位相速度成分が相対的に強い箇所。

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

3. まとめ

試験盛土において、表面波探査、電気探査、地中レーダ探査を行った。また、探査地点の土壌を採取し、含水比や粒径分布を測定して物理探査結果と比較した。比抵抗と含水比は土質種類の特定により高い相関を示すことが確認された。また、表面波のタイププラス探査により降雨浸透に伴うS波速度分布が明瞭に得られた。受動的震源を用いた表面波探査により、盛土内部の含水状態や強度モニタリングが可能となる。

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

参考文献

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

4.2.3 高盛土・谷状地形盛土のり面・特殊土地盤の詳細点検・耐震性診断・対策手法に関する研究（泥炭地盤上盛土の耐震照査法）

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤チーム）

研究担当者：畠山 乃、林 宏親、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、地震時残留変形解析手法 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。令和3年度は、地震時変形量の再現

性を向上させるため、既往の検討モデルの解析メッシュや地下水位を変化させた解析を行った上で、泥炭地盤の構成モデルの違いや、泥炭地盤の地震時剛性低下の影響を調査した。

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 W_n 、強熱減量 L_i が明らかに大きいこと、また極めて圧縮性が高い試料であることがわかる。なお、地盤工学上の分類で

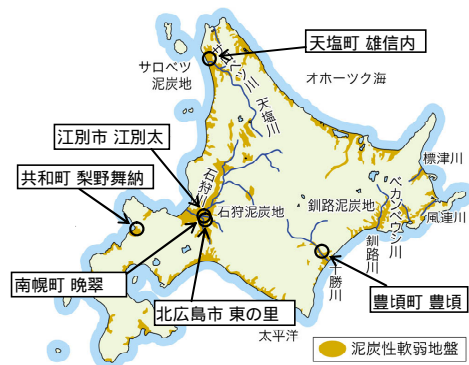


図-2.1 試料採取位置図

表-2.1 泥炭試料の物性値等

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

は、泥炭とは観察により有機物を多く含むもののうち未分解で繊維質なものを指すため、強熱減量が比較的小さい試料 B および試料 H を泥炭と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⁴⁾から算出している。その後、非排水状態で一定振幅の繰返しせん断応力を載荷周波数 0.1Hz で 20 波加える（この繰返しせん断過程はいわゆる液状化試験と同じ手法である）。表-2.2 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

表-2.2 試験条件等

試料	圧密		単調せん断	繰返しせん断
	軸方向 圧密応力 σ_{ac}' (kN/m ²)	側方向 圧密応力 σ_{rc}' (kN/m ²)	初期せん断 剛性率 G_{0i} (kPa)	せん断 応力比 σ_d/σ_{ac}'
R-0	30	7	1114	—
R-1			—	0.41
R-2			—	0.34
R-3		—	0.55	
O-0		8.4	770	—
O-1			—	0.38
O-2			—	0.33
O-3			—	0.28
E-0		7.4	1068	—
E-1			—	0.73
E-2	—		0.59	
E-3	—		0.38	
E-4	—		0.26	
E-5	—		0.49	
T-0	50	17.6	2357	—
T-1			—	0.3
T-2			—	0.53
T-3			—	0.6
T-4			—	0.43
B-0	50	19.5	2160	—
B-1			—	0.533
B-2			—	0.417
B-3			—	0.477
B-4			—	0.311
B-5			—	0.401
H-0	40	17.1	2050	—
H-1			—	0.29
H-2			—	0.526
H-3			—	0.383
H-4			—	0.462
H-5			—	0.215

とB-1に関しては、繰返しせん断の過程でひずみが急増し、20波与えることが出来ず、試料E-1では4波、T-2では12波、B-1では9波で繰返しせん断を打ち切っている。

その後、非排水状態を保持したままで、せん断ひずみ速度 10%/min で単調せん断を行う。この単調せん断時の応力 - ひずみ関係を、地震動を想定した繰返しせん断を受けた土の応力 - ひずみ関係と見なすものである。この応力 - ひずみ関係において、 $\gamma = 0.1\%$ 時、 1.0% 時、 5.0% 時の割線係数をそれぞれ繰返し載荷後のせん断剛性率として算出している。以降、本試験を繰返し載荷後単調載荷試験と称し、一連の載荷イメージを図-2.2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。

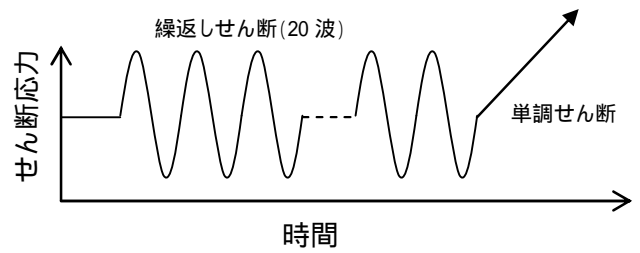


図-2.2 本試験の載荷イメージ

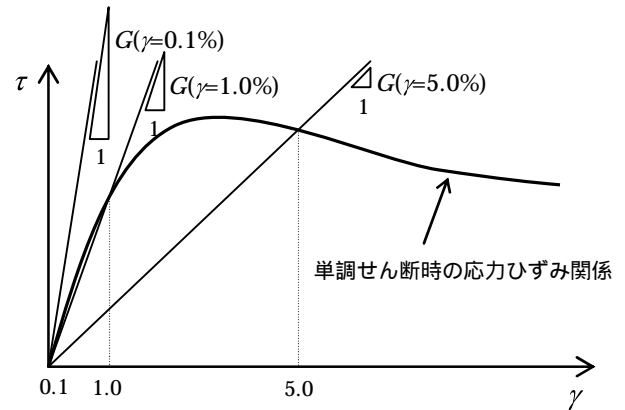


図-2.3 本試験におけるせん断剛性の取り方

なお繰返し載荷後単調載荷試験とは別に泥炭の変形特性を把握するために、せん断ひずみ速度 10%/min で単調ねじりせん断試験を実施した。この試験により得られたせん断ひずみ $\gamma = 0.1\%$ 時の割線係数を初期せん断剛性率 G_{0i} と評価し、繰返しせん断後の剛性と比較を行った。

2.2.2 中空ねじりせん断試験

本試験で使用した試験機は中空ねじりせん断試験機である。泥炭は植物繊維が水平に堆積した構造異方向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⁵⁾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紙 (0.5cm × 8cm) を等間隔に各々 6 枚使用した。供試体の飽和に際しては、まず供試体内部の空気を二酸化炭素で置換した上で、脱気水を供試体に供給し、その後 100kN/m² の背圧を载荷した。ここで間隙圧係数 B 値が 0.95 以上であることを確認している。このように作製・設置された供試体に対して、異方圧密を行い、先述した繰返し载荷後単調载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、繰返し载荷後単調载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、繰返し载荷後単調载荷試験で得られた剛性 (ひずみレベル $\gamma = 0.1\%$ 、 1.0% 、 5.0% 時) を別途実施した単調せん断試験によって得られた初期せん断剛性率 G_{0i} で正規化した G/G_{0i} (以後、剛性低下率と称する) と繰返しせん断応力比 τ_d/σ'_{ac} の関係である。この図より、いずれの試料においても繰返しせん断を受けることで剛性は低下する傾向が確認される。その低下は繰返しせん断応力比に依存する傾向にあり、剛性の算出対象となるひずみレベルが大きい時の剛性ほど G_{0i} と比較して低下率は大きい。また、自然含水比や強熱減量が比較的低い試料 B や試料 H は、他の試料と比較し、低下程度が大きいようである。

なお、繰返し载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、繰返し载荷後の剛性を $\gamma = 1.0\%$ 時で評価する研究⁶⁾もあるが、泥炭に関しては、本報では結論に至っていない (そのため各試験結果においてひずみレベル $\gamma = 0.1\%$ 、 1.0% 、 5.0% 時のせん断剛性の値を併記している)。今後、数値計算等により検討を進める予定である。

● R ($\gamma=0.1$)	○ R ($\gamma=1.0$)	○ R ($\gamma=5.0$)
▲ O ($\gamma=0.1$)	△ O ($\gamma=1.0$)	△ O ($\gamma=5.0$)
■ E ($\gamma=0.1$)	□ E ($\gamma=1.0$)	□ E ($\gamma=5.0$)
◆ T ($\gamma=0.1$)	◇ T ($\gamma=1.0$)	◇ T ($\gamma=5.0$)
× B ($\gamma=0.1$)	× B ($\gamma=1.0$)	× B ($\gamma=5.0$)
+ H ($\gamma=0.1$)	+ H ($\gamma=1.0$)	+ H ($\gamma=5.0$)

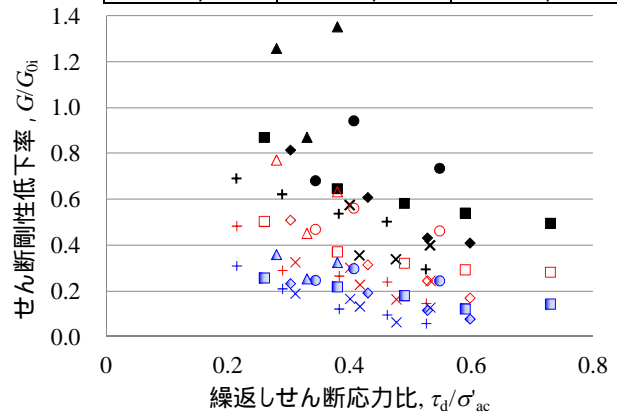


図-3.1 繰返しせん断によるせん断剛性の変化

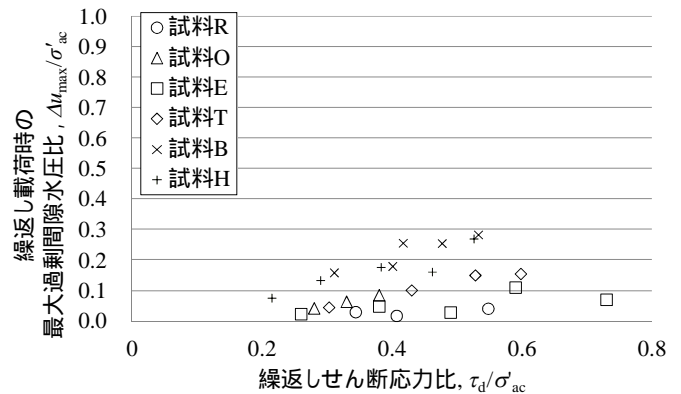


図-3.2 各試料における τ_d/σ'_{ac} と $\Delta u_{max}/\sigma'_{ac}$

3.2 繰返し载荷時の過剰間隙水圧

先に述べたように、繰返し载荷後の単調载荷により得られた泥炭の剛性は低下する傾向にある。その要因として、繰返し载荷時に蓄積された過剰間隙水圧の影響が考えられる。そこで繰返し载荷の過程で発生した最大の過剰間隙水圧 Δu_{max} を鉛直の有効拘束圧 σ'_{ac} で正規化した過剰間隙水圧比 $\Delta u_{max}/\sigma'_{ac}$ に着目し整理した。

図-3.2 は繰返しせん断応力比 τ_d/σ'_{ac} と $\Delta u_{max}/\sigma'_{ac}$ の関係である。図より、 τ_d/σ'_{ac} の増加に従い $\Delta u_{max}/\sigma'_{ac}$ も増加する傾向が見受けられる。しかし、その量は強熱減量が比較的小さい試料 B と試料 H では最大で $\Delta u_{max} = 0.3$ 程度、その他の泥炭では $\Delta u_{max} = 0.16$ 程度である。これらの結果から、泥炭の過剰間隙水圧の発生は極めて限定的であり、繰返し载荷を受けた泥炭の剛性低下は、繰返し载荷による過剰間隙水圧の発生に伴う有効

応力の減少のみによらず、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⁷⁾、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. 地震時残留変形解析手法 (ALID) 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「地震時残留変形解析手法 (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。

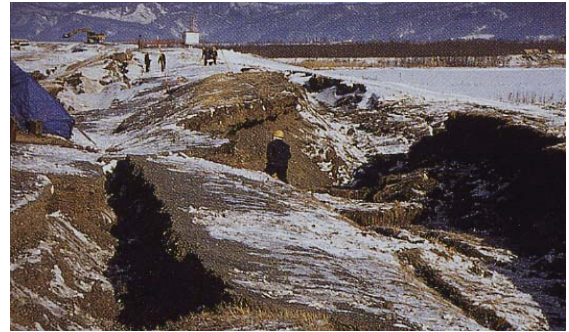


写真-4.1 1993年釧路沖地震における河川堤防（十勝川統内築堤）の被災状況¹⁰⁾

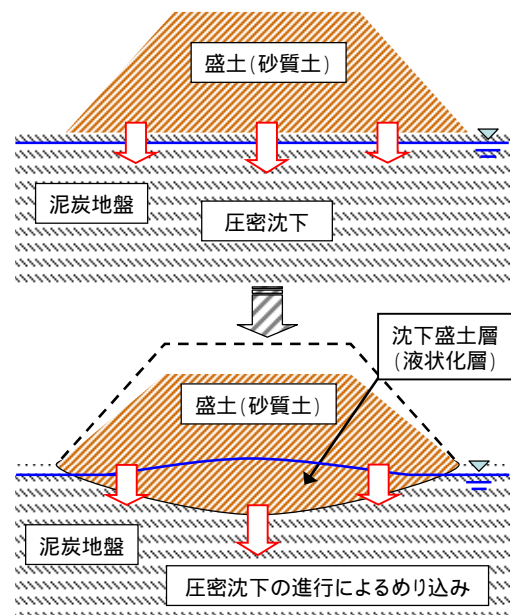


図-4.1 泥炭地盤上の盛土の液状化のイメージ

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

4.2 解析対象断面の概要

解析対象の盛土断面は、1993 年釧路沖地震で被災した釧路川左岸 KP9.85 の堤防断面 (以下、釧路川堤防) と、2003 年十勝沖地震で被災した牛首別川左岸 KP4.0 の堤防断面 (以下、牛首別川堤防) である。各地震の諸元を表-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 を過ぎても基礎層は確認されていない。盛土(B)は、火山灰質の砂を構成物と

表-4.1 1993年釧路沖地震と2003年十勝沖地震の諸元

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

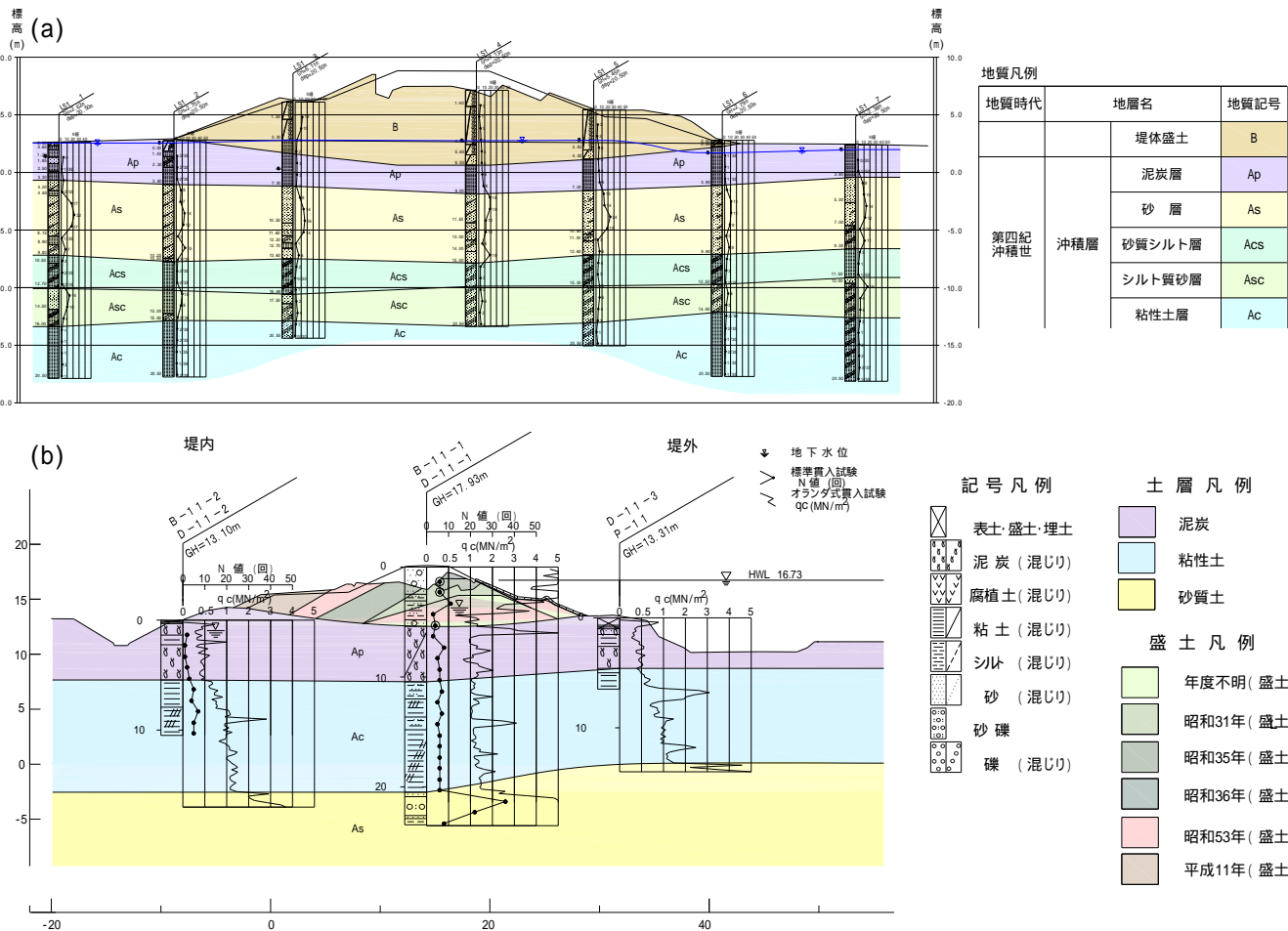


図-4.2 解析対象断面 (a)釧路川堤防 (b)牛首別川堤防

し、地下水位以下の N 値が6以下である。地下水位はこの盛土内の高くに位置し、盛土底部では広い範囲に渡り飽和状態にあったものと考えられる。釧路川堤防の被災形態は、天端で最大1.9mの沈下・陥没が発生し、堤内側の法肩部に段差を伴う縦断亀裂が見られた。また、表面は崩壊し、はらみだしが生じた。このような被害が生じた原因として、地下水面以下となった堤体砂質材料の液状化、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。表面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 地震時残留変形解析手法 (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

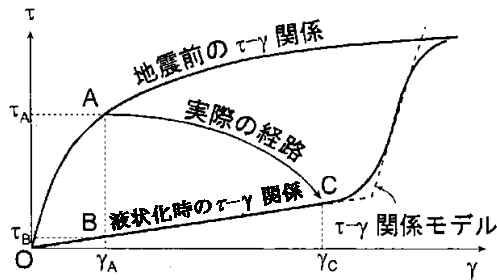


図-4.3 地震前と液状化時のせん断応力～せん断ひずみ関係の模式図³⁾

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-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 τ ～せん断ひずみ γ の関係でモデル化される。

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

4.3.2 液状化層の検討

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

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

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

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

表-4.2 各解析断面の地表面加速度

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

土材料が異なっており、主な構成物は礫混じり砂、礫混じり砂質シルトであった。その中で地下水位以深にある盛土のうち、礫混じり砂は $FC < 35\%$ であり、液状化判定の対象土層であった。

液状化の判定に必要なとなる水平震度は、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1km程度であるため、観測記録(最大加速度543.8gal)から得た。一方、釧路川堤防の被災地点(左岸 KP9.85)は直近の気象庁の震度観測点(釧路市幣舞町)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 0.5、砂層(As)で F_L 0.6)となり、液状化する土層と判定された。

一方、折敷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 F_L が1.0未満(F_L 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。

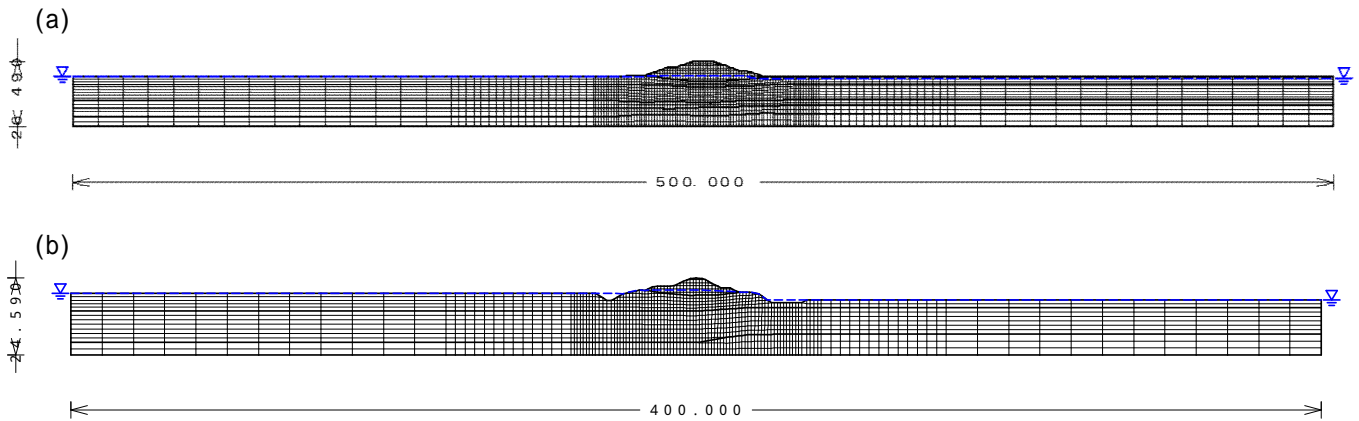


図-4.4 有限要素メッシュ (a) 釧路川堤防 (b) 牛首別川堤防

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

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

- 1 カムクレイモデルを適用した泥炭のGは、盛土載荷前の値である。
- 2 地下水位以下の盛土(B)は液状化層として扱い、液状化時は剛性低下を考慮する。
- 3 三軸試験を実施している盛土(B)およびAs層は試験値を、試験を行っていないAsc層はN値から推定したせん断抵抗角を用いた。
- 4 As層の繰返し三軸強度比 R_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 黄色の着色部は今回再設定した値である。

(b) 牛首別川堤防

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

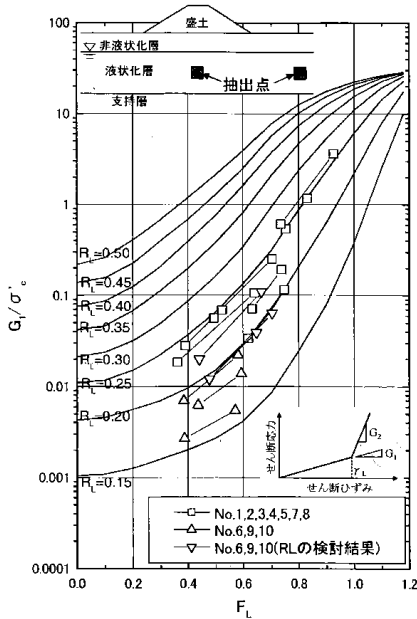


図-4.5 F_L が 0.8 より小さい範囲のせん断剛性比と F_L 、 R_L の関係 (豊田ら¹⁸⁾)

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^{14)、16)、17)}。

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 F_L および繰返し三軸強度比 R_L の関係で整理したものである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、繰返し三軸強度比、相対密度 D_r 、液状化層のせん断弾性の拘束圧補正、地震動を考慮した泥炭のせん断剛性、について別途、条件設定を変えた解析モデルとした。

(1) 繰返し三軸強度比 R_L

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

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

< 礫質土以外の場合 >

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

$$N_1 = 170N / (\sigma'_{v0} + 70) \quad (3)$$

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

ここに、

R_L : 繰返し三軸強度比

N : 標準貫入試験から得られる N 値

N_1 : 有効上載圧 100kN/m² 相当に換算した N 値

N_a : 粒度の影響を考慮した補正 N 値

C_{FC} : 細粒分含有率による N 値の補正係数

FC : 細粒分含有率 (%) (粒径 75 μ m 以下の土粒子の通過質量百分率)

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

(2) 相対密度 D_r

液状化層に発生した過剰間隙水圧が地震後に消散することにより生じる体積圧縮に伴う変位量は、相対密度 D_r と液状化に対する抵抗率 F_L より、図-4.6 を用いて体積ひずみ ε_v を求め、 ε_v に液状化層の層厚を乗じて算出する。

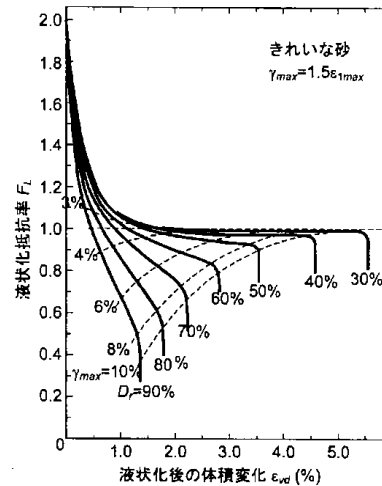


図-4.6 液状化時の体積ひずみ ε_v と F_L の関係²⁰⁾

D_r は現地盤 N 値 N_0 と拘束圧 σ'_{v0} (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⁾。

$$D_{r0} = 21 \sqrt{\frac{N_0}{0.7 + \sigma'_{v0}/98} + \frac{\Delta N_f}{1.7}} \quad (5)$$

ここで、 ΔN_f は表-4.4より算出した。

表-4.4 F_C と N_f の関係

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

(3) 液状化層のせん断弾性の拘束圧補正

堤防の耐震性能照査で用いる液状化層のせん断剛性は、前述の通り、液状化抵抗率 F_L 及び液状化強度比 R_L と拘束圧で正規化したせん断剛性の関係 (図-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_{cp} を乗じて算出する。

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

ここに、

- c_{cp} : 微小抵抗領域のせん断剛性に乗じる拘束圧による補正係数
- σ'_v : 鉛直有効応力
- σ'_{v0} : パラメータ (基準鉛直有効応力)
- n : パラメータ

ALIDの結果は σ'_{v0} と n の2つパラメータの組合せによって、得られる沈下量は大きく変わる。被災事例 (1993 北海道南西沖地震や 1995 年兵庫県南部地震、2011 年東北地方太平洋沖地震などの 27 事例) の実測沈下量と再現解析 (図-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 $\sigma'_{v0}=75\text{kN/m}^2$ 、 $n=2.0$ であった²¹⁾。

拘束圧による補正は、深い液状化層が実際には液状

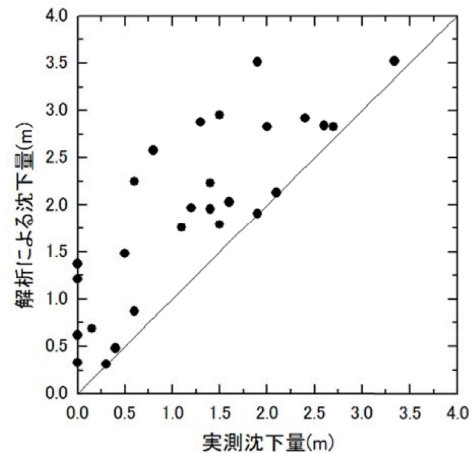


図-4.7 被災事例の実測沈下量と解析による沈下量(拘束圧補正: $\sigma'_{v0}=75\text{kN/m}^2$ と $n=2.0$)

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/G_{0i} の関係で再整理したもので、(a)、(b)、(c)は自然含水比 W_n と剛性低下率の関係、(d)、(e)、(f)は強熱減量 L_i 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 τ_d/σ'_{ac} が、(a)、(d)は $\tau_d/\sigma'_{ac} 0.30$ 、(b)、(e)は $\tau_d/\sigma'_{ac} 0.40$ 、(c)、(f)は $\tau_d/\sigma'_{ac} 0.55$ 、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を実施した。下記の式は、含水比 W_n と強熱減量 L_i を使用して泥炭のせん断剛性低下率 G/G_{0i} を求めるものである。

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

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

A、B、C、Dは、図4.8の各近似直線 (~) 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 $\gamma=0.1\%$ 、 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、 $\gamma=0.1\%$ 、 $\gamma=1.0\%$ 、 $\gamma=5.0\%$ 時の剛性率)。

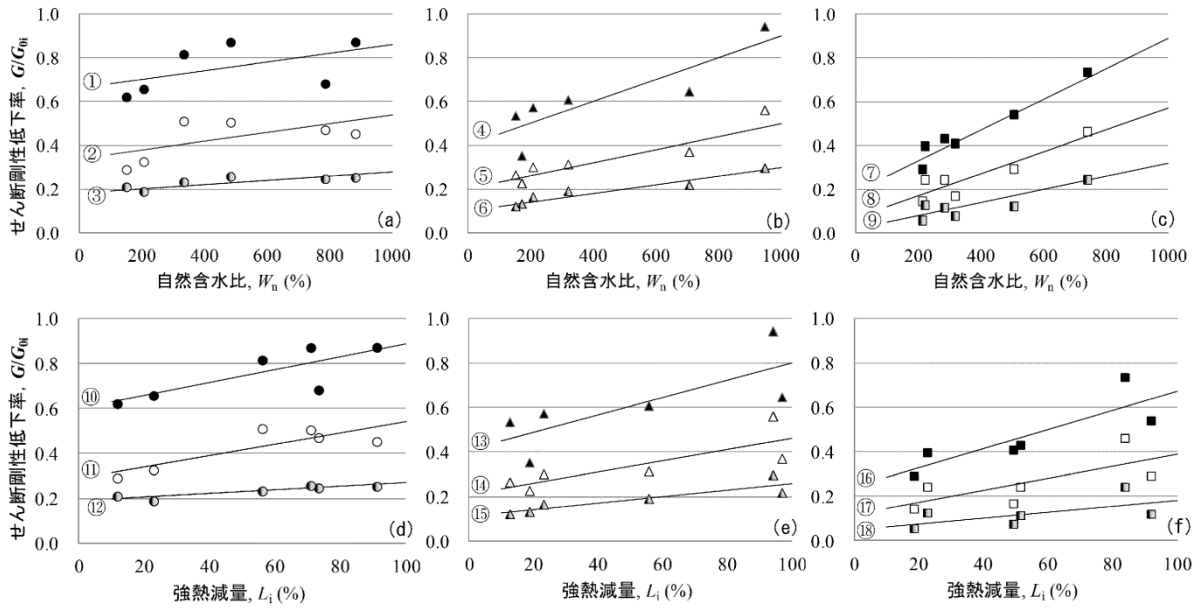


図-4.8 泥炭の自然含水比 W_n および強熱減量 L_i とせん断剛性低下率 G/G_{0i} の関係

(a)、(d) : 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

() : $\gamma=0.1\%$ 時、 $\gamma=1.0\%$ 時、 $\gamma=5.0\%$ 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

式(7) (自然含水比 W_n)	A	0.0002	0.0002	0.0001	0.0005	0.0003	0.0002	0.0007	0.0005	0.0003
	B	0.66	0.34	0.18	0.40	0.20	0.10	0.19	0.07	0.02
式(8) (強熱減量 L_i)	C	0.0029	0.0025	0.0008	0.0039	0.0025	0.0008	0.0043	0.0027	0.0013
	D	0.60	0.29	0.19	0.41	0.21	0.11	0.24	0.12	0.05

これらの泥炭の剛性低下率の算出式は、ALID 解析を実施する際に泥炭の剛性低下を表現する上で非常に重要であるが、実際の変形挙動を精緻に再現する上で適切な繰返しせん断応力比とひずみレベルの関係が明確ではない。したがって、ALID を用いた際の有用な泥炭の剛性低下率を評価するために、被災した堤防盛土直下と堤防周辺地盤で得られた泥炭の含水比および強熱減量 (牛首別川は含水比のみ) を使用した。2 種類の含水比を検討項目とした理由は荷重履歴の有無による含水比が解析結果に与える影響を把握するためである。なお、強熱減量は履歴の有無に影響を及ぼさないと仮定して試験箇所の平均値とした。3 段階の繰返しせん断応力比 (τ_d/σ'_{ac}) におけるひずみレベル $\gamma=0.1\%$ 、 1.0% 、 5.0% のすべてを組合せた泥炭の剛性低下率 G/G_0 によるパラメトリックスタディを実施した。

4.4 結果と考察

4.4.1 釧路川堤防

表-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 (τ_d/σ'_{ac}) が大きくなる、あるいはひずみレベル (γ) が大きくなるに従って、剛性低下率 (G/G_0) は小さくなっていることがわかる。一方で、各ひずみレベルと繰返しせん断応力比の剛性低下率は部分的に同じ値を示している。このため、ALID で検討すべき泥炭の剛性低下率は、その大小がどの程度解析結果に影響を及ぼすかを把握するために、盛土周辺地盤の含水比 (平

表-4.6 泥炭の剛性低下率一覧:含水比(周辺地盤)

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

表-4.7 泥炭の剛性低下率一覧:含水比(盛土直下)

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

表-4.8 泥炭の剛性低下率一覧:強熱減量

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

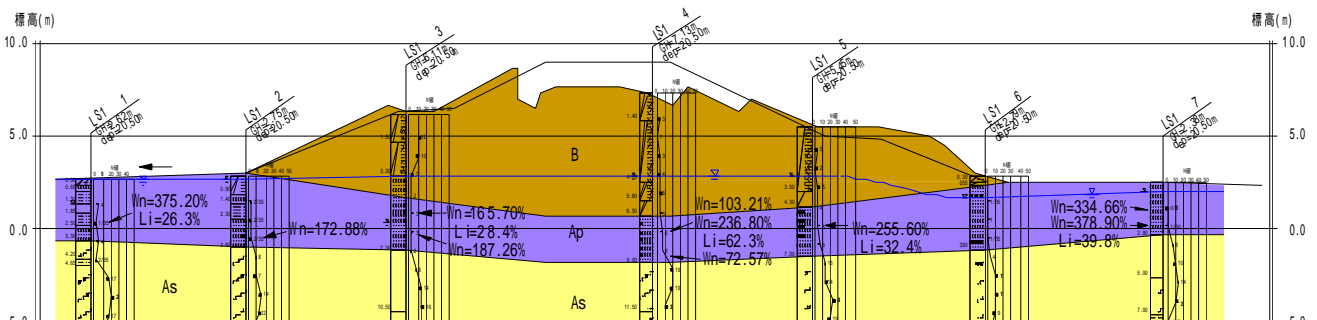


図-4.9 釧路川堤防の自然含水比 W_n と強熱減量 L_i の分布

表-4.9 実施検討ケースと泥炭のせん断剛性低下率

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

均値)で得られたせん断剛性率の最大値、最小値および平均値、盛土直下の含水比(平均値)で得られたせん断剛性率の最大値、最小値および平均値、強熱減量の最大値、最小値、平均値の合計9ケースとした(表-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)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 $\tau_d/\sigma'_{ac}=0.55$ の組み合わせにより剛性低下率($G/G_0=0.07$)を求めたケース6で、次にケース6と同じひずみレベルと繰返しせん断応力比の組合せで強熱減量を使用したケース9($G/G_0=0.10$)であった。これらより、盛土法尻およ

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)

ケース	変位量s(cm)				剛性低下率 G/G ₀
	天端左	天端中央	天端右	平均	
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-4.11 盛土法尻および小段変形量 (cm) 一覧

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

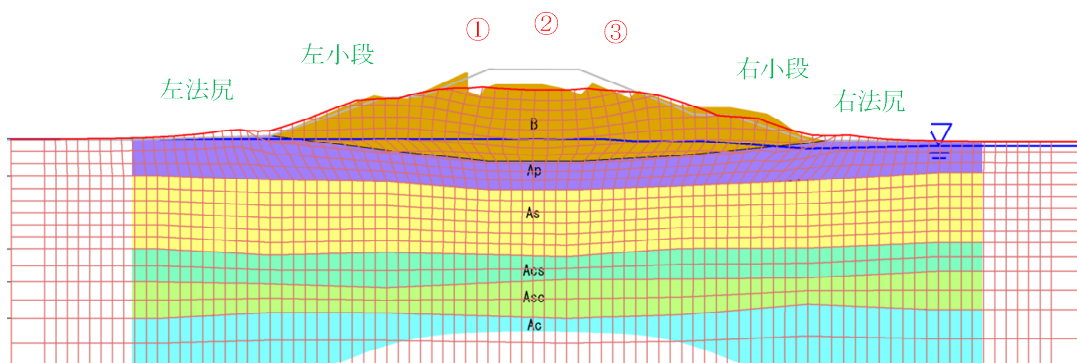


図-4.10 解析結果断面図 (ケース6)

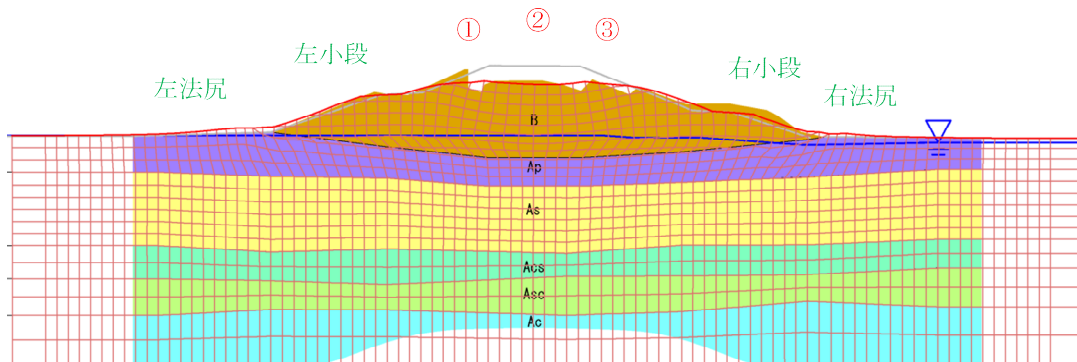


図-4.11 解析結果断面図 (ケース9)

び小段の変形照査はこれらを対象に実施した。

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

表-4.12 泥炭の剛性低下率一覧：含水比（周辺地盤）

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

表-4.13 泥炭の剛性低下率一覧：含水比（盛土直下）

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

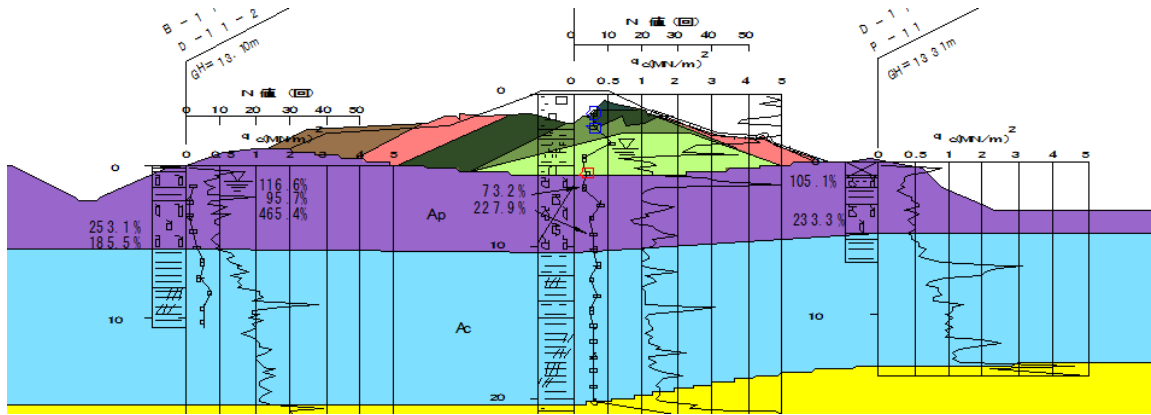


図-4.12 牛首別川堤防の自然含水比 w_h の分布

表-4.14 実施検討ケースと泥炭の剛性低下率

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

い(値が大きい)可能性がある。これは、実測の地表面加速度から逆算して繰返しせん断応力比 $L(=\tau_d / \sigma'_{ac})$ を算出した結果、盛土直下(図-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 (τ_d / σ'_{ac}) が大きくなる、あるいはひ

ずみレベル (γ) が大きくなるに従って、剛性低下率 (G/G_0) は小さくなっている。各ひずみレベルと繰返しせん断応力比の組み合わせをみると剛性低下率は部分的に重複しているため、解析で検討すべき泥炭の剛性低下率は、盛土周辺地盤の含水比(平均値)で得られた剛性低下率の最大値、最小値および平均値、盛土直下の含水比(平均値)で得られた剛性低下率の最大値、最小値および平均値の合計6ケースとした(表-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尻直下の泥炭に作用している応力が異なることのほか、堤防盛土の材料や施工時期が場所ごとで異なることも泥炭に作用する応力が異なる要因と考えられる。このため、解析で得られる盛土沈下量は釧路川堤防と同様、各照査位置（図-4.12、
、
）で評価するのではなく、各照査位置の平均値を用いて解析の再現性を評価することにした。

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

表-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（クレーク）があるために、解析モデル上、この周辺にひずみが集中したに実測値よりも解析が大き

くなったことが推測されるほか、実測の地表面加速度から逆算して繰返しせん断応力比 $L(=\tau_d/\sigma'_{ac})$ を算出した結果、盛土直下（図-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（ A_p ）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。

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）

ケース	変位量s(cm)				剛性低下率 G/G_0
	天端左	天端中央	天端右	平均	
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-4.16 盛土法尻および小段変形量（cm）一覧

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

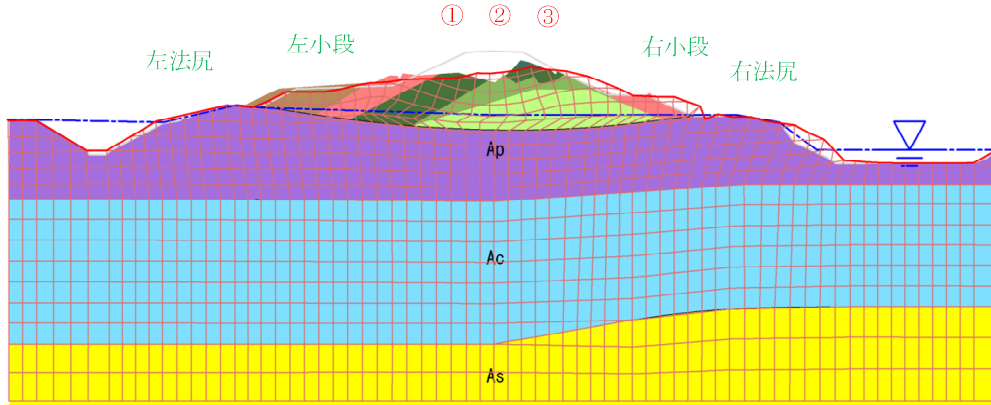


図-4.13 解析結果断面図（ケース2）

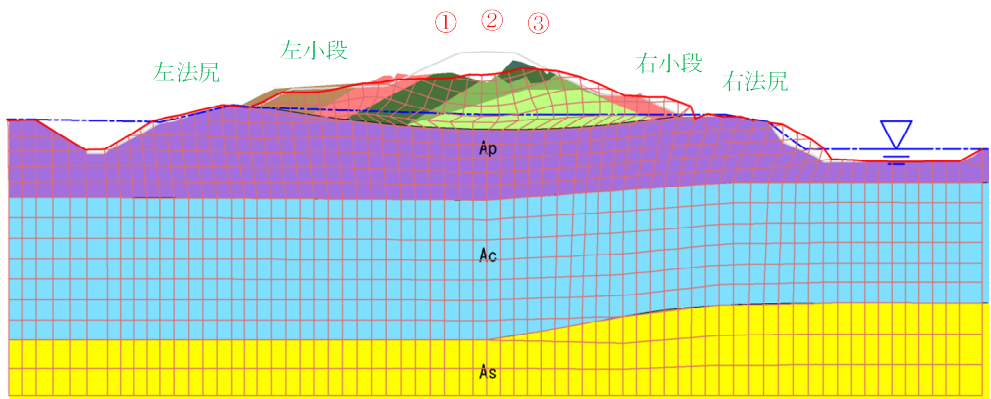


図-4.14 解析結果断面図（ケース5）

表-4.17 解析パラメーター一覧：釧路川

土層記号	適用モデル	代表N値	単位体積重量 t (kN/m ³)	せん断弾性係数(kN/m ²)		ポアソン比 (地震前)	粘着力 c' (kN/m ²)	せん断抵抗角 ' (度)	剛性低下率 G/G ₀	圧縮指数 C _c	膨張指数 C _s	限界状態 応力比	基準 間隙比 e ₀	過圧密比 OCR	静止土圧係数		繰返し三軸 強度比 R _L	相対 密度 D _r (%)
				地震前 G	液化時 G _t										正規圧密 K _{0nc}	過圧密 K _{0oc}		
B	MC-DP (弾塑性体)	3	17.0	3295	要素毎 に設定	0.27	0	38	-	-	-	-	-	-	0.38	-	0.18	53
Ap	カムクレイモデル (地震時:剛性低下)	-	11.3	72	盛土後 のG	0.27	0	39	後述	4.06	0.81	1.60	7.5	4.1	0.37	0.91	-	-
As	弾塑性体 (液化時:剛性低下)	12	17.2	13338	要素毎 に設定	0.26	0	41	-	-	-	-	-	-	0.35	-	0.24	71
Acs	弾塑性体	2	16.1	2100	G=G _t	0.33	0	30	-	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-
Asc	弾塑性体	6	17.0	6238	G=G _t	0.35	0	28	-	-	-	-	-	-	0.53	-	-	-
Ac	弾塑性体	1	16.0	1050	G=G _t	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)は液化化層として扱い、液化化時は剛性低下を考慮する。
 3 三軸試験を実施している盛土(B)およびAs層は試験値を、試験を行っていないAsc層はN値から推定したせん断抵抗角を用いた。
 4 As層の繰返し三軸強度比RLには試験値を用いることにしたが、B層の試験はN値が相対的に大きい箇所の採取試料に対して行われたものであるため、N値からの推定値を用いることにした。
 5 黄色の着色部のH29業務で再設定した値である。

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

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

$$k_{hg} L = c_z k_{hg} L_0 \quad (11)$$

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

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

ここに、

L : 地震時（繰返し）せん断応力比

γ_d : 地震時せん断応力比の深さ方向の低減係数

$k_{hg} L_0$: 液化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

c_z : 地域別補正係数で、河川構造物の耐震性能照査指針・解説 II.堤防編の規定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)

γ_{t1} : 地下水位面より浅い位置での土の単位体積重量(kN/m³)

γ_{t2} : 地下水位面より深い位置での土の単位体積重量(kN/m³)

γ'_{12} :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)

h_w :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 τ_d/σ'_{ac} は0.55が最大値なため(図-4.8)素地部の剛性低下率は $\tau_d/\sigma'_{ac}=0.55$ 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、物理パラメータ(含水比および強熱減量)、

繰返しせん断応力比、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～の3要素のうち、ひずみレベルのみをパラメトリックに変化($\gamma=0.1\%$ 、 1.0% 、 5.0%)させて泥炭の剛性低下率を設定した。

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

表-4.18 含水比による泥炭の剛性低下率

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

表-4.19 強熱減量による泥炭の剛性低下率

	d/σ'_{ac}		ひずみレベル(%)		
			0.1	1.0	5.0
素地	0.81	0.55	0.444	0.251	0.129
盛土	0.40		0.485	0.251	0.134

表-4.20 検討ケースとせん断剛性低下率(含水比)

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

表-4.21 検討ケースとせん断剛性低下率(強熱減量)

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

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 $\gamma=5\%$ で算出したせん断剛性低下率を用いた変形量が実測値に近い結果であった。

しかしながら、解析で得られた盛土天端量は前回

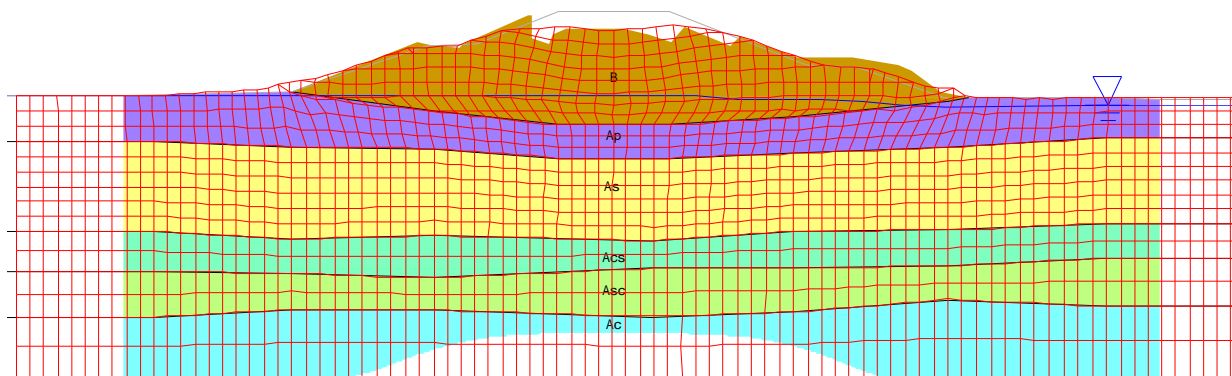


図-4.15 解析結果断面図ケース9(含水比)

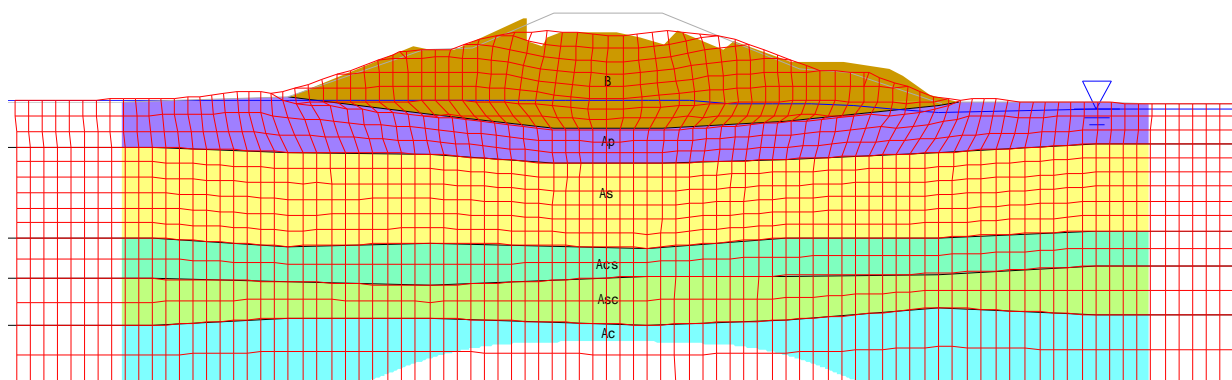


図-4.16 解析結果断面図ケース9(強熱減量)

表-4.22 盛土天端沈下量一覧(含水比)

実験ケース	変位量s(cm)				剛性低下率	
	天端左	天端中央	天端右	平均	盛土直下	素地
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)

実験ケース	変位量s(cm)				剛性低下率	
	天端左	天端中央	天端右	平均	盛土直下	素地
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_{0i} 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 $\tau_d/\tau_{ac}' (=0.30)$ を繰返し受けた後の単調载荷により得られた割線係数(せん断ひずみ $\gamma=0.1\%$ 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 $\tau_d/\tau_{ac}' (=0.55)$ を繰返し受けた後の単調载荷により得られた割線係数(せん断ひずみ $\gamma=5\%$ 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 (A_p) 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)、中央(図-4.17(a)の)、右端(図-4.17(a)の)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っていない。

表-4.24 実施した解析ケース

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

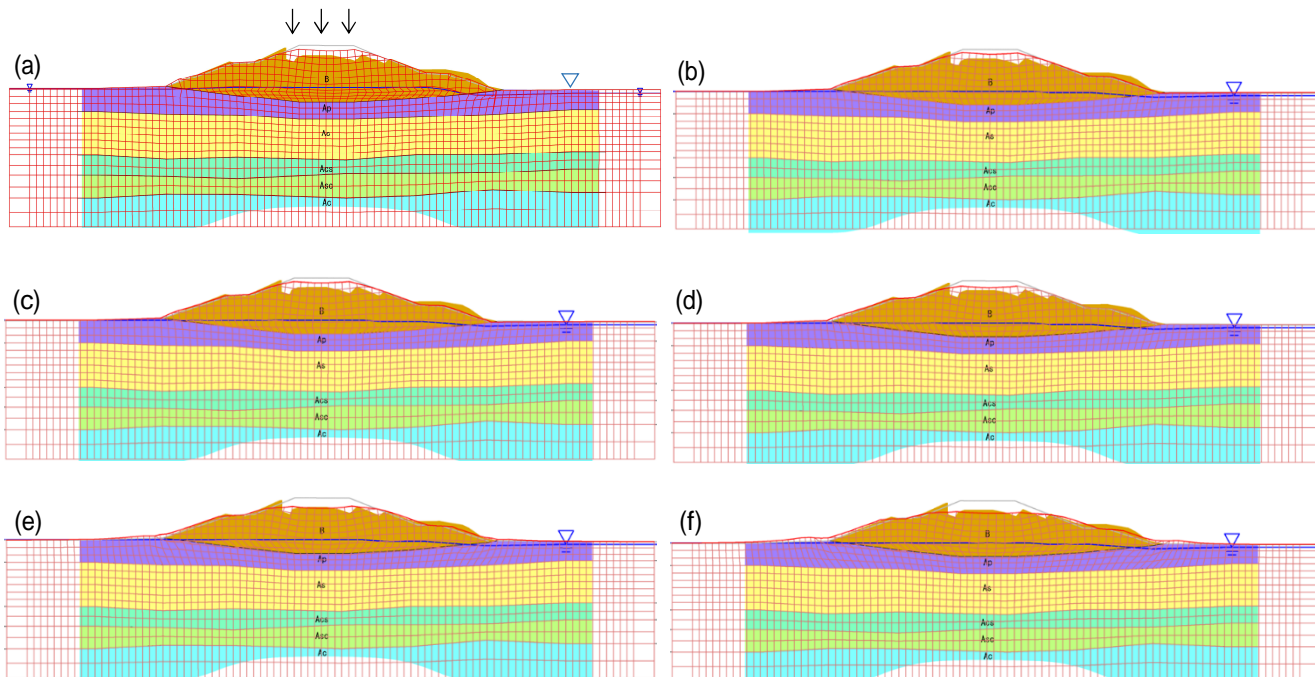


図-4.17 剛性低下率 G/G_{0i} を変化させた解析結果

(a)Case1、(b)Case2、(c)Case3、(d)Case4、(e)Case5、(f)Case6

図-4.19 に、各ケースの、の箇所における最大変位量 S_{max} と最小変位量 S_{min} の比 S_{max}/S_{min} と剛性低下率 G/G_{0i} の関係を示す。剛性低下率が低下するに従い、 S_{max}/S_{min} 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 S_{max}/S_{min} 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 $\tau_d/\sigma_{ac}'=0.55$ (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. 地震時残留変形解析手法 (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. 地震時残留変形解析手法 (ALID) 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は高い。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、対策無しの場合(ケース A)と布団籠で対策を施した場合(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

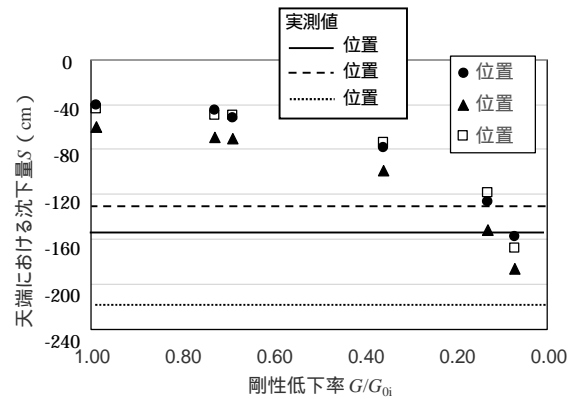


図-4.18 剛性低下率 G/G_{0i} と天端沈下量 S の関係

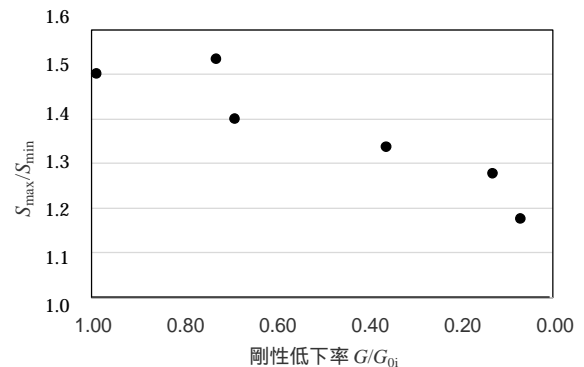


図-4.19 剛性低下率 G/G_{0i} と S_{max}/S_{min} の関係

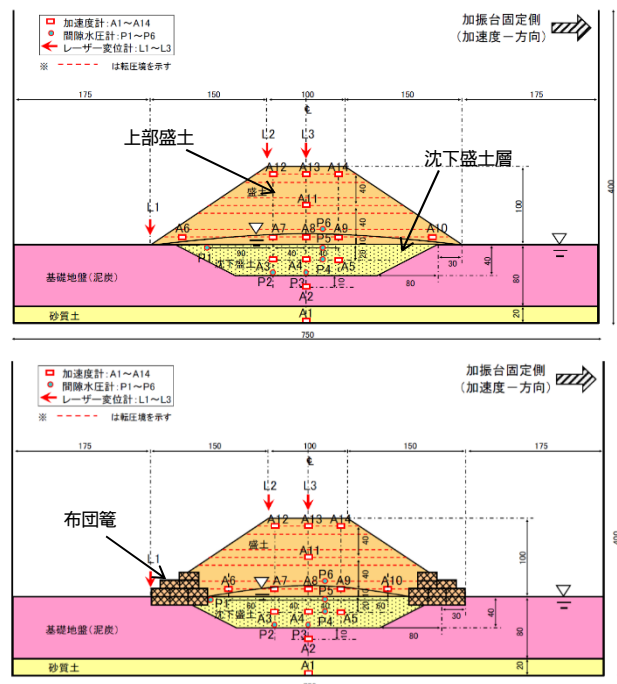


図-5.1 解析対象とした動的遠心力実験模型断面

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. 地震時残留変形解析手法 (ALID) 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 G_1)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_1 非設定の場合

図-5.2 は泥炭地盤の地震時せん断剛性率 G_1 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 $G_1 = 0.1G$ 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(非排水条件で繰返しせん断応力 τ_d/σ'_{ac} 0.55 を 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一覧

対象	土層	適用モデル	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	せん断剛性率 (kN/m ²)		ポアソン比		粘着力 c' (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ' (°)	ダイレイタンスン角 ψ (°)	圧縮指数 C_c	膨張指数 C_e	限界状態応力比 M	基準間隙比 e_0	過圧密比 OCR	静止土圧係数		繰返し三軸強度比 R_L	相対密度 D_r (%)	
				地震前 G	地震時 G_1	地震前 ν	地震時 ν_1									正規圧密 K_{0NC}	過圧密 K_{0OC}			
動的遠心力模型実験	上部盛土 ¹ ($D_c=85\%$)	MC/DP	14.8	25,060	要素毎に設定 ⁴	0.30	G と G_1 , ν から自動計算	0	30.3	5.3	-	-	-	-	-	0.50	-	0.185	69	
	沈下盛土 ² ($D_c=78\%$)	MC/DP	13.6	24,270		0.40		0	23.8	0	-	-	-	-	-	0.60	-	0.170	35	
	泥炭(墓地) 泥炭(法面下) 泥炭(天端下)	Cam-Clay	11.0	2,980	要素毎に設定 ⁵	0.31		0	0	32.7	0	2.635	0.74	1.09	6.126	11.0	0.46	1.00	-	-
		MC/DP							0	2.401	4.880	10.2								
		線形弾性							0	2.212	4.430	9.1								
布団電 ³	線形弾性	20.0	180,000	-	0.33	-	0	40	0	-	-	-	-	-	0.36	-	-	-		

1 上部盛土のうち、地下水位以下は液状化層として扱い、液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、液状化時は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力 F_L および R_L 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 G_1/G を変数に任意に設定 ($0 < G_1/G < 1$)。

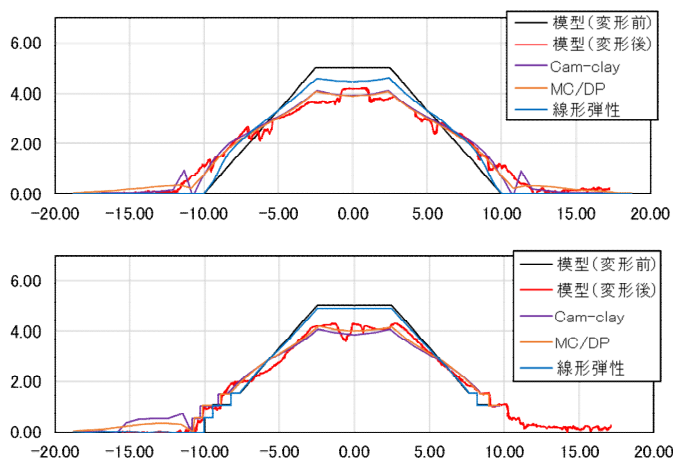


図-5.2 地震時せん断剛性率非設定時の解析結果

上: ケース A 下: ケース B 単位: m

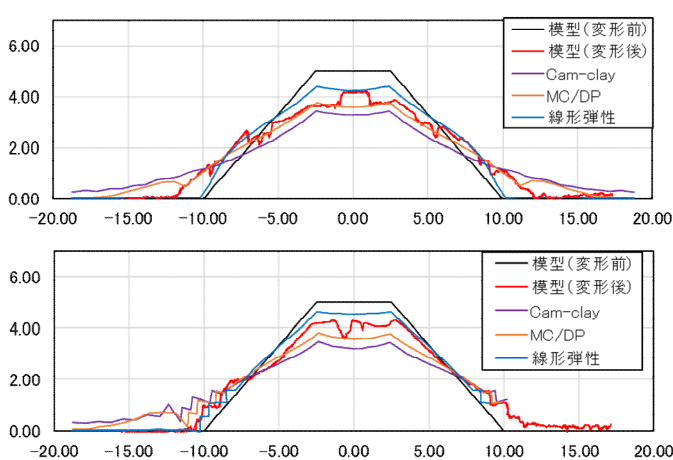


図-5.3 地震時せん断剛性率が 0.1 倍 ($G_1/G=0.1$) 時の解析結果

上: ケース A 下: ケース B 単位: m

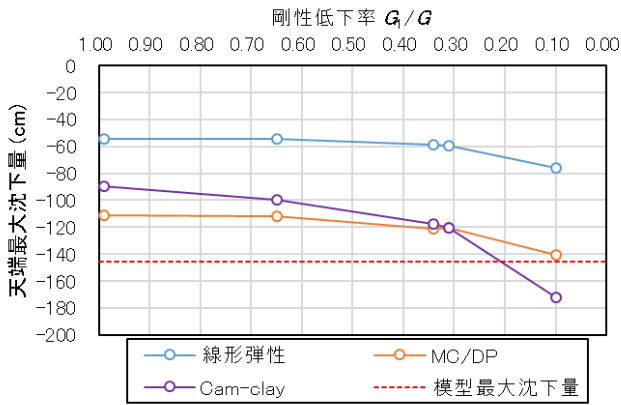


図-5.4 剛性低下率 G_i/G と沈下量の関係 (ケース A)

地震時のせん断剛性率 G_i を G の 0.1 倍 ($G_i/G=0.1$) 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見ると、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_i/G) と沈下量の関係

設定する G_i/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_i/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_i/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_i/G の依存度が同程度で、 $G_i/G=1$ の際の違いがそのまま影響しているようである。

6. 地震時自重変形解析 (ALID) における泥炭地盤上盛土の地震時変形量の再現性向上に関する検討

6.1 はじめに

先の検討 (4. 地震時残留変形解析手法 (ALID) の泥炭地盤上盛土への適用、5. 地震時残留変形解析手法 (ALID) における泥炭地盤の構成モデルの検討) で記した通り、泥炭地盤の地震時剛性低下を考慮することや、泥炭地盤を Cam-Clay でモデル化して ALID を実施したところ、盛土の側方変形と沈下量は若干過小評価されることが確認されたが、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。ここでは、泥炭地盤上盛土の地震時変形量に関する再現精度のさらなる向上を目的に実施した一連の解析結果を示す。具体的には、既往の解析結果²⁵⁾ に対し、近年の知見を踏まえ解析メッシュや地下水位を変化させた解析を行った上で、泥炭地盤の構成モデルの違いや、泥炭地盤の地震時剛性低下の影響を検討したものである。

表-6.1 2003 年十勝沖地震の諸元

地震名	発生日時	規模	最大震度	震源地	震源の深さ
2003 年十勝沖地震	2003 年 9 月 26 日 午前 4 時 50 分	Mj8.0	震度 6 弱	釧路沖 北緯 41°46.7' , 東経 144°4.7'	約 42km

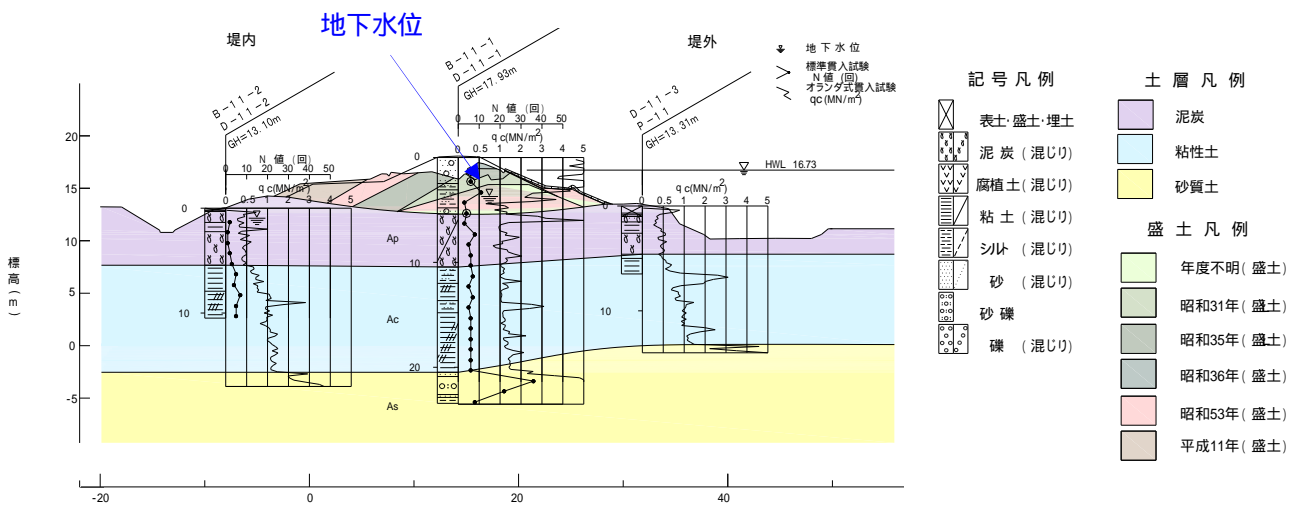


図-6.1 解析対象断面

6.2 対象断面

今回対象とした盛土断面は 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、牛首別堤防)である。地震の諸元を表-6.1 に、被災後の地質横断面を図-6.1 に示す。

牛首別川堤防は、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。なお盛土センター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、天端で最大 2m の沈下・陥没が発生し、裏のり面は崩れ、水平変位が生じた。表のり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、が考えられる。

6.3 液状化層の検討

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・同解説耐震設計編」(以下、道示)に従い対象断面の液状化の判定を行う。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量が異なっており、主な構成物は礫混じり砂、礫混じり砂質シルトであった。その中で地下水位以深にある盛土のうち、礫混じり砂は、 $FC < 35\%$

であり、液状化判定の対象土層であった。

液状化の判定に必要となる水平震度は、牛首別川堤防の被災地点(左岸 KP4.0)は直近の気象庁の震度観測点(豊頃町茂岩本町)から直線距離で 1km 程度であるため、観測記録(最大加速度 543.8gal)を用いた。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、牛首別川堤防は地下水位以下の盛土(礫混じり砂)の F_L が 1.0 未満 ($F_L = 0.3$) となり、液状化する土層と判定された(以降、牛首別川堤防の盛土は B と表記する)。

以上より、ALID では上記土層を液状化層(液状化要素)として扱うこととする。

6.4 基本的な解析条件等

解析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、幅方向は、天端中央から堤防敷幅の 5 倍程度とし、400m とした(図-6.2 参照)。境界条件は、左右側面は水平方向固定で鉛直方向自由、下端は水平・鉛直方向とも固定とした。その他、解析メッシュについては後述の 6.5 も参照されたい。

解析に用いた地盤パラメータ等を表-6.2 に示す。各種パラメータは、既往の一般値や文献値、また現地調査により得られた N 値や自然含水比 w_n を基にした推定値を使用している^{14),16),17)}。解析における泥炭地盤の構成モデルとしては、既往検討²⁵⁾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、破壊規準に Mohr-Coulomb、降伏局面に Drucker-Prager を用いた弾塑性モデルである MC/DP

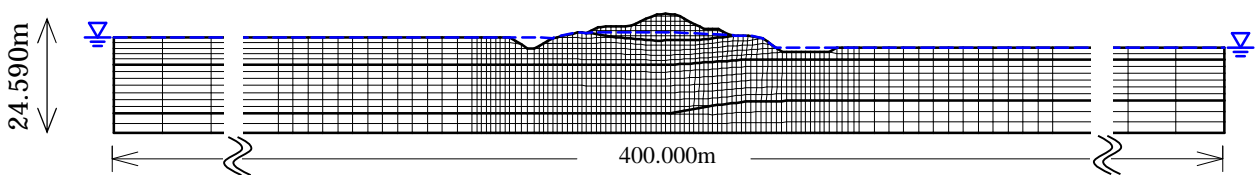


図-6.2 有限要素メッシュ全体図(牛首別川堤防)

表-6.2 解析に用いたパラメーター一覧

土層	適用モデル	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	せん断剛性率 (kN/m ²)		ポアソン比		粘着力 c' (kN/m ²)	せん断抵抗角 ϕ (°)	ダイレイタンス角 ψ (°)	圧縮指数 C_c	膨張指数 C_s	限界状態応力比 M	基準間隙比 e_0	過圧密比 OCR	静止土圧係数		繰返し三軸強度比 R_L	相対密度 D_r (%)
			地震前 G	地震時 G_1	地震前 ν	地震時 ν_1									正規圧密 K_{0NC}	過圧密 K_{0OC}		
盛土(B) ¹	MC/DP	19.0	6,300	要素毎に設定 ²	0.33	G と G_1 , ν から自動計算	0	30	5	-	-	-	-	-	0.50	-	0.170	32
泥炭(Ap)	Cam-Clay MC/DP 線形弾性	11.0	110	要素毎に設定 ³	0.28		0	37	0	2.84	0.57	1.52	6.200	1.0	0.39	0.39	-	-
粘性土(Ac)	線形弾性	17.0	6,300	-	0.33	-	0	30	0	-	-	-	-	-	0.50	-	-	-
砂質土(As)	線形弾性	19.0	31,256	-	0.30	-	0	35	0	-	-	-	-	-	0.43	-	-	-

1 地下水位以下は液状化層として扱い、液状化時は剛性低下を考慮する。
 2 液状化に対する抵抗率FLおよびRLと、文献(1)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。
 3 G_1/G を変数に任意に設定 ($0 < G_1/G < 1$)。ただし $G_1/G = 1$ は剛性を任意に低下させない場合とする。

モデルの3つとし、各モデルの比較を行った。

表からも見て取れるが、各モデルに必要なパラメータが異なり、その必要となるパラメータ数は、線形弾性モデル<MC/DPモデル<Cam-Clayモデルとなる。また、一般的に液状化しない泥炭地盤に対して、既往検討²²⁾を踏まえ地震時の剛性低下率(G_i/G)を変化させた解析を行った。その他、平均主応力 σ_m に比例するせん断剛性率 G は、地盤表層では極端に小さくなり、計算が上手く実行できない場合があるため¹⁶⁾、 σ_m の適用下限値 σ_{m0} として盛土直下の泥炭層中心深度の $\sigma_m = 59\text{kN/m}^2$ ($= \sigma_{m0}$)を定義している。

6.5 既解析の再検討

6.5.1 概要

前項で触れた泥炭地盤の構成モデルやその剛性を变化させた解析に先立ち、既往の検討²⁵⁾以降、新たに提案された解析手法を用いた試算を行った。具体的には、新たに策定された「河川堤防の液状化対策の手引き」^{19),26)}と、それに伴い改訂された「2次元FEM液状化流動解析ALID/Win Version5.3プログラム解説書」²⁷⁾に従い、液状化層の解析メッシュ密度と盛土内水位を変えた試算である。

液状化層のメッシュ密度に関しては、既往の検討²⁵⁾においては鉛直方向、水平方向ともに $1\text{m} \times 1\text{m}$ 程度(液状化層深度方向に2分割弱程度)であったが、その後の研究の進展にともない、液状化層は深度方向に最低でも4分割する²⁷⁾ことが推奨されている。既往の解析メッシュ(以降、既往メッシュ)と今回改めて作成した解析メッシュ(以降、細分化メッシュ)を一部抜粋し図-6.3に示す。なお細分化メッシュは、液状化層に限らず全体的にそのメッシュ密度を上げる変更をしている。

また、盛土内水位に関しては、脇中らの調査結果²⁸⁾および「河川堤防の液状化対策の手引き 設計計算例」²⁶⁾を踏まえ、堤体土はサクシオンにより地震前から飽和度が高い状態を考慮して、既往の解析²⁵⁾で使用した被災後の調査で得られた水位(図-6.1参照)以降、既往水位)に対し50cm上昇させた水位(以降、+50cm水位)のケースを試みている。なお、水位の上

昇は盛土内のみである。

またここでは、泥炭地盤の構成モデルはCam-Clayモデルで統一し、液状化層(液状化要素)以外は全て連成要素(飽和・不飽和にかかわらず間隙水を有する通常の地盤要素)とし、泥炭地盤の地震時剛性低下は設定していない。

6.5.2 解析メッシュと地下水位の影響

図-6.4は既往メッシュと細分化メッシュの解析結果(メッシュ図)である。両図を比較すると、盛土断面形状に違いがあり、盛土沈下量にも違いが見受けられる。また、両結果とも泥炭地盤(A_p 層:図-6.1参照)の側方変形が見られるが、特に既往メッシュの盛土右方向の泥炭地盤に見られる歪な変形が細分化メッシュでは滑らかになっている。盛土形状に着目するために、盛土断面形状を重ね合わせたものを図-6.5に示す。

図より、盛土天端の沈下量はメッシュを細分化することで低減され、被災状況を過小評価する結果となった。盛土の側方変形に注目すると、既往メッシュに対し細分化メッシュでは盛土左側(断面長で15m付近)の変形がわずかに大きくなり、被災後の盛土形状に近づく方向であった。以降、解析手法としては細分化したメッシュを基本とし、種々の検討を議論する。

+50cm水位の解析結果(メッシュ図)を図-6.6に示す。なお比較する既往水位のメッシュ図は先の図-6.4(b)を参照されたい。

図より、地下水位を50cm上昇させているため、液状化範囲が広域化し結果として盛土の変形量は増大し、同時に泥炭地盤(A_p 層)との境界において盛土のり尻が反り返るような様子が確認される。また、先述の σ_m の適用下限値 σ_{m0} の設定値の影響もあると思うが、盛土左方向の泥炭地盤(A_p 層)の表層の一部が外側に飛び出すような変形が確認される。被災後の調査で、泥炭層を掘削して造られた堤内排水路の変状が目視確認されているため、傾向としてはこのような挙動はあり得るが、精度の観点では課題である。

次いで、図-6.7に重ね合わせた盛土断面形状を示す。水位を50cm上げることで盛土沈下量が増大し、既往水位では過小であった盛土沈下量が過大となり、盛土

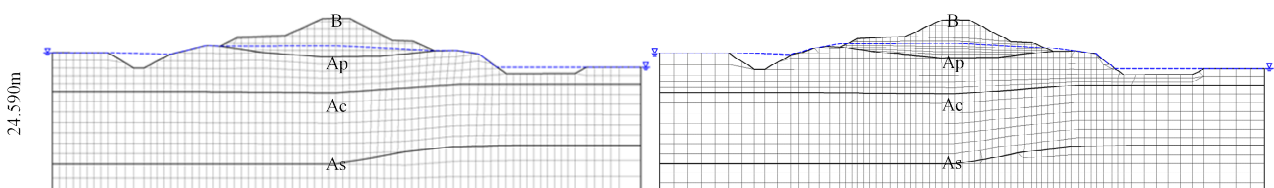


図-6.3 既往検討²⁵⁾時の解析メッシュと今回新たに設定した解析メッシュ(抜粋)
(左: 既往メッシュ, 右: 細分化メッシュ)

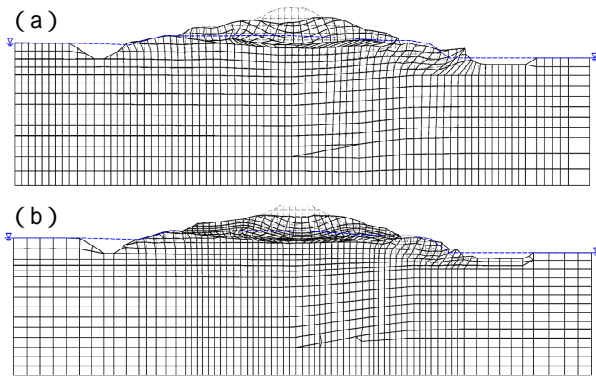


図-6.4 既往メッシュと細分化メッシュの解析結果比較

(a) 既往メッシュの解析結果メッシュ図

(b) 細分化メッシュの解析結果メッシュ図

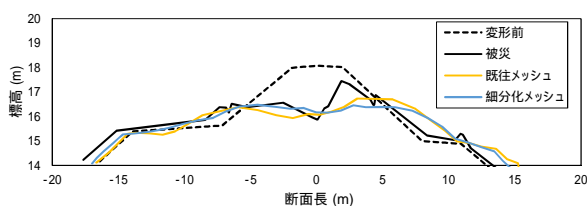


図-6.5 解析結果の盛土断面重ね合わせ図
(解析メッシュの違い)

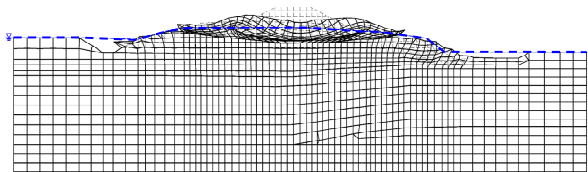


図-6.6 +50cm 水位の解析結果メッシュ図

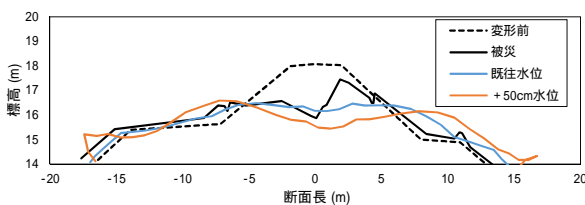


図-6.7 解析結果の盛土断面重ね合わせ図 (水位の違い)

の側方変形も顕著となったことが確認される。これらの結果は、地震による変形を予測する、という観点では安全側の評価ともいえるが、盛土や基礎地盤 (Ap 層) の変形を精度良く表現しているとは言い難い。

次節以降、泥炭地盤の構成モデルや泥炭地盤の地震時せん断剛性率とあわせて、盛土および泥炭地盤の地震時変形の再現精度向上について議論する。

6.6 泥炭地盤の構成モデルとそのせん断剛性率の影響

6.6.1 概要

ALID に関しては近年提案された手法 (条件) (19), (26), (27), (28) を踏まえ、既往検討 (25) に対し解析メッシュを

細分化の上、盛土内水位を 50cm 上昇させた解析を基本とし、6.4 で触れた泥炭地盤の構成モデル (Cam-Clay、MC/DC、線形弾性) の影響を比較した。併せて、既往の実験結果 (8), (9) を踏まえ、泥炭地盤の地震時の剛性低下を任意に設定した解析を行い、泥炭地盤上に構築された盛土の地震時変形を精度良く表現する手法を試みた。

6.6.2 構成モデルの影響

図-6.8 は、MC/DP モデルと線形弾性モデルを用いた際の解析結果メッシュ図である (Cam-Clay モデルの結果は図-6.6 を参照のこと)。図より、Cam-Clay モデルで泥炭地盤 (盛土左方向) に特徴的に現れた突起状の変形が、MC/DP モデル、線形弾性モデルでは見られない。また Cam-Clay モデルで見られた盛土右方向の泥炭地盤の側方変形は低減されているようで、全体として泥炭地盤の側方変形は、線形弾性モデル < MC/DP モデル < Cam-Clay モデル、のようになっている。次いで、図-6.9 に各モデルによる解析結果 (盛土断面形状) の重ね合わせを示す。泥炭地盤の側方変形量と対応するように、盛土の沈下は Cam-Clay モデルが最も大きいようであるが、その断面形状は各モデルで同傾向であり、やはり盛土のり尻に反るような変形が見て取れる。

6.6.3 泥炭地盤の地震時せん断剛性率の影響

既往実験により、泥炭地盤の自然含水比 w_n (もしくは強熱減量) を用いて、地震動を想定した所定の大きさの非排水繰返し载荷を受けた後のせん断剛性率の低下率 G_1/G を推定する式を得ている。詳細は文献 (22) を参照されたいが、その実験では、種々の泥炭を用いて、非排水繰返しせん断試験を行い、非排水状態を保持したまま静的せん断試験を行うことで、地震動を想定した繰返しせん断時の泥炭のせん断剛性率 G_1 (静的せん断試験時に得られる割線係数) を得ている。その G_1 は、泥炭の自然含水比 (もしくは強熱減量)、非排水繰返しせん断時の応力比 τ_0/σ'_{ac} 、割線係数を得る際の静的せん断時のひずみ γ 、によって異なり、 G_1/G を推定するにはそれらを決定する必要がある。今回は対象とした地震動は最大加速度が 543.3gal と大きいため、繰返しせん断応力比 τ_0/σ'_{ac} 0.55 を想定地震動とし、また地震時のせん断剛性率を粘性土と同様 (6) に、繰返しせん断後の静的せん断において $\gamma=1\%$ 時の割線係数とした、すると推定式は以下となる。

$$G_1/G = 0.0005 \times w_n + 0.07 \quad \dots (1)$$

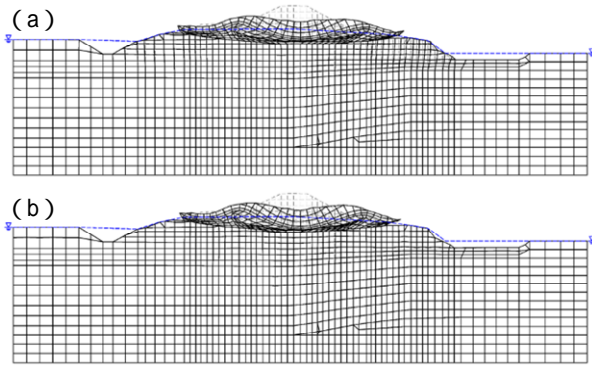


図-6.8 泥炭地盤の構成モデルの違い

- (a) MC/DP モデル
- (b) 線形弾性モデル

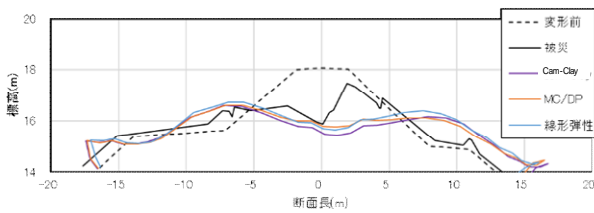


図-6.9 解析結果の盛土断面重ね合わせ図
(泥炭地盤の構成モデルの違い)

式(1)において、牛首別堤防の被災後調査により素地の泥炭地盤の中央付近（標高 10m 付近）の自然含水比が $w_n = 465.4\%$ であったため、その値は泥炭地盤を代表するものとして用いると、 $G_i/G = 0.30$ となる。ここでの解析においては、地震時の泥炭地盤の剛性をこの割合に低下させる。

図-6.10 に泥炭地盤の地震時剛性を $G_i/G = 0.30$ に低下させた場合の各構成モデルにおける解析結果を示す。いずれの結果も、泥炭地盤の剛性低下を見込む前（図-6.6、図-6.10(a),(b)）と比較し、盛土のり尻の反り返りがなくなり、盛土と泥炭地盤（ A_p 層）との境界の不連続さが低減されているようである。これは、盛土に接する泥炭地盤（ A_p 層）の剛性を低下させることで、その上部の盛土の液状化による大変形に追随可能となったためと考える。

泥炭地盤に着目すると、剛性を低下させる前と比較し、側方変形量が逆転し、Cam-Clay モデル < MC/DP モデル < 線形弾性モデル、となっている。また線形弾性モデルでは盛土直下の圧縮が顕著である。各構成モデルにおける地盤の剛性の影響度合いの違いが表れたといえる。

図-6.11 に泥炭地盤の剛性を $G_i/G = 0.30$ に低下させた場合の各構成モデルによる解析結果（盛土断面形状）の重ね合わせを示す。盛土沈下量は線形弾性モデル

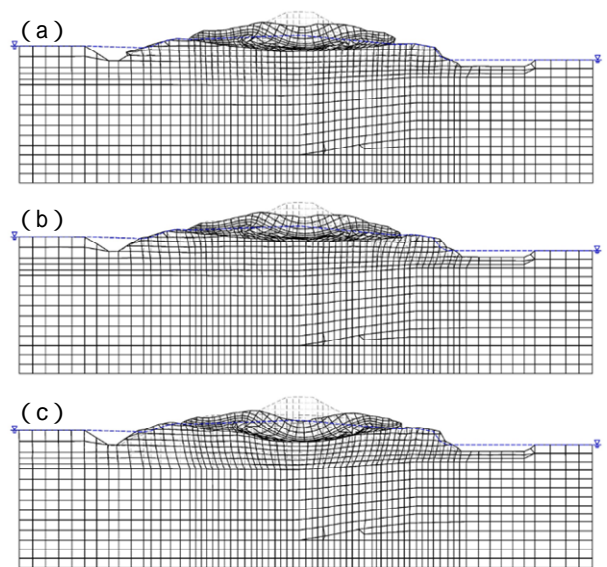


図-6.10 泥炭地盤の剛性を低下させた解析結果

- (a) Cam-Clay モデル
- (b) MC/DP モデル
- (c) 線形弾性モデル

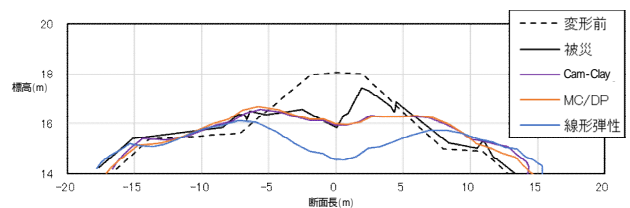


図-6.11 泥炭地盤の剛性を低下させた解析結果の盛土断面重ね合わせ図
(泥炭地盤の構成モデルの違い)

ルが顕著で、Cam-Clay モデルと MC/DP モデルは被災による沈下量と近く、両者は同程度である。泥炭地盤の剛性低下を見込む前の図-6.9 と比較すると、実際の被災断面と一致するには至っていないが、盛土のり尻の反り返るような変形が解消され、実際と近い形状となった。

以上より、既往の実験^{8),9)}を踏まえ地震時の泥炭地盤の剛性を低下させることで、実際の地震による変形の再現精度を向上させることが可能と考える。その際、泥炭地盤の構成モデルに関しては、本検討において Cam-Clay モデルと MC/DP モデルでその再現精度に明確な違いは見られなかったため、この場合、解析に必要なパラメータ数が少なく簡便な MC/DP モデルを採用することが妥当と思われる。ただし、剛性を低下させる割合は、泥炭地盤を代表する自然含水比の選定の仕方等にもよるため、引き続き検討を継続する。

7. 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。
- ・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。
- ・ALID 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。

- ・既往の ALID による検討モデル（牛首別川堤防）に対し、近年提案された解析手法を試みた結果、従前より盛土沈下量は大きく表され、耐震性能照査としてはかなり安全側に評価されることが確認された。
- ・その一方で、変形後の盛土および基礎地盤（泥炭地盤）の概形は実際とは異なり、泥炭地盤上の盛土の地震による変形を精度良く表現しているとは言い難い。
- ・解析における泥炭地盤の構成モデルを Cam-Clay モデル、MC/DC モデル、線形弾性モデルとし比較したところ、盛土の沈下量に大きな違いは見られず、変形後の盛土の概形も同傾向であった。
- ・上記各構成モデルにおいて、泥炭地盤の地震時剛性を考慮した結果、Cam-Clay モデル、MC/DC モデルで盛土および泥炭地盤の変形を最も精度良く再現できた。
- ・解析に必要なパラメータ数を考えると、泥炭地盤の構成モデルは MC/DP モデルとすることが簡便で妥当であると考えられる。

以上一連の検討により、泥炭地盤上に構築された盛土の地震時変形量を精度よく予測する手法を示すことができた。しかし、泥炭地盤の物性を代表させる含水比や強熱減量の取り方の一般化には至っていない。また、対策を考慮した解析手法についての検討は不十分といえる。引き続き、より適切な耐震性能照査法の構築を目指し検討を継続する。

参考文献

- 1) 北海道開発局開発土木研究所：1993 年釧路沖地震被害調査報告、開発土木研究所報告、第 100 号、pp.13-32、1993
- 2) 独立行政法人北海道開発土木研究所：北海道開発土木研究所月報 特集号（平成 15 年 十勝沖地震被害調査報告）2003
- 3) 安田進、吉田望、安達健司、規矩大義、五瀬伸吾、増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法、土木学会論文集 No.638/ -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査報告、開発土木研究所報告、第100号、pp.13-32、1993
- 11) 地盤工学会：2003年十勝沖地震地盤災害調査報告書、pp.49-69、2004
- 12) Okamura, S. and Tamamura, S.: Seismic Stability of Embankment on Soft Soil Deposit, *International Journal of Physical Modelling in Geotechnics*, 11(2), pp.50-57, 2011
- 13) 山木正彦、山梨高裕、林宏親、橋本聖：泥炭地盤上盛土の耐震対策に関する遠心力模型実験、第11回地盤改良シンポジウム論文集、pp.257-262、2014
- 14) (公社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説 共通編 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 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
- 26) (国研)土木研究所 地質・地盤研究グループ土質・振動チーム：土木研究所資料 河川堤防の液状化対策の手引き 設計計算例、2017
- 27) 株式会社地盤ソフト工房：2次元 FEM 液状化流動解析 ALID/Win Version5.3 プログラム解説書、2016
- 28) 脇中康太、石原雅規、佐々木哲也：東日本大震災における堤防の液状化による河川堤防の被害事例解析、地盤工学研究発表会、No.48、pp.1701-1702、2013

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

(地盤流動)

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：桐山孝晴、谷本俊輔、楊勇

【要旨】

本研究は、地震時の斜面変状、軟弱地盤および液状化地盤の側方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。斜面変状の影響については、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。また、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。軟弱地盤の側方流動の影響については、橋台を対象とした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するとともに、FEM 解析による再現性を確認し、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。液状化地盤の側方流動の影響については、前面分離型の鋼管矢板壁により補強された橋台に関する既往の動的遠心模型実験に対して再現解析を行い、耐震性能評価手法としての適用性を検証した。

キーワード：既設道路橋、斜面変状、軟弱地盤、液状化地盤、側方流動、耐震性評価

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、橋梁基礎の耐震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 20 年岩手・宮城内陸地震や平成 28 年熊本地震を始めとする大規模な地震等により、山地や丘陵の急峻な地形にて地すべりなど地盤の移動による変状（以下、「斜面変状」という）が生じ、落橋等、道路橋の被害につながる事例が確認されている。こうした斜面変状による道路橋の被害が生じると、安全性はもとより、復旧、復興の長期化など社会活動に甚大な影響を及ぼす。しかしながら、斜面変状による道路橋基礎への作用の大きさや影響度合い、斜面変状に対して有利となる基礎の形式・配置などが明確になっておらず、設計基準にも設計の考え方が規定されていない。以上のような背景から、道路橋基礎に対する斜面変状の影響の把握を目的とした数値解析を実施した。また、斜面変状の影響を受ける深礎基礎の遠心模型実験およびそれを対象とした有限差分法解析を行うことにより、斜面変状の影響による作用のメカニズム解明および評価手法に関する検討を行った。

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¹⁾がある。これらの事例には、長期にわたる通行規制を要したもののや、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。そこで、本研究では、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、上記実験を対象とした FEM 解析による再現を試み、側方流動力のメカニズム分析および耐震性評価手法としての適用性検証を行った。

その他、液状化地盤においても、過去の地震において地盤流動による被災事例が確認されており、こうした事象に対する橋梁基礎の耐震性能評価手法および耐震対策技術の開発が求められている。これについては、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション創造プログラム (SIP) 「レジリエントな防災・減災機能の強化 (課題名：大規模実証実験等に基づく液状化対策技術の研究開発、研究期間：平成 26 年度～平成 30 年度)」において取組を行い、一定の成果³⁾を得たところであるが、その際に積み残し課題とされていた前面分離型の鋼管矢板壁補強の評価手法について、先行研究に引き続いて本研究で検討を行った。

2. 道路橋基礎に対する斜面変状の影響およびそのメカニズムに関する検討

2.1 斜面変状の影響に関する数値解析

2.1.1. 解析方法

(1) 概要

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

基礎諸元は、橋台においては組杭深礎基礎を対象とし、これまでに建設されてきた標準的な諸元⁴⁾として単列組杭深礎基礎及び複数列組杭深礎基礎を対象とする。橋脚においては単列、複数列の組杭深礎基礎に加え、実績の多い柱状体深礎基礎も対象とした。

(2) 解析モデル

解析に用いた橋台及び橋脚基礎は、斜面上の深礎基礎設計施工便覧⁵⁾（以下、「深礎便覧」と称す）の参考資料に示される橋台及び橋脚の組杭深礎基礎の設計計算例に示されている基礎を基本モデルとし、道路橋示方書・同解説IV 下部構造編⁶⁾に基づいて試設計を行った。図-2.1 及び図-2.2 に基本モデル図を示す。

表-2.1 に試設計条件を示す。表-2.2 に解析で考慮したパラメータを示す。パラメータは、基礎構造、斜面傾斜角、風化層中のすべり層厚及び風化層の地盤定数（粘着力 c 、せん断抵抗角 ϕ ）である。風化層の地盤定数は、 ϕ が卓越する砂岩を想定した土層と、 c が卓越する泥岩を想定した土層の2 ケースとし、 N 値 30 相当の地盤定数の値を深礎便覧に記載されている式(2.1)、(2.2)より算定した。

<風化層（砂岩）>

$$c = 0.115N^{0.327}、\phi = 5.10 \log N + 29.3 \text{ ----- (2.1)}$$

<風化層（泥岩）>

$$c = 0.165N^{0.606}、\phi = 0.888 \log N + 19.3 \text{ ----- (2.2)}$$

ここに、 c 、 ϕ 、 N はそれぞれ粘着力 (kgf/cm²)、せん断抵抗角 (°)、標準貫入試験 N 値 (回) である。

(3) すべり力の評価

斜面にすべりが生じた場合、すべり面以浅の構造体には、変位量に応じた土圧が作用するものと考えられる。地震動等による斜面のすべり変位量を予測することは難しいが、一方で、一定以上の大きな変位が生じると、下部構造の背面側のすべり土塊は受働破壊を生じ、受働土圧相当の荷重が作用することが確認されている⁷⁾。そこで、本検討においては、すべり面以浅の土のすべり力として受働土圧を仮定し、すべり面以深の地盤に基礎が固

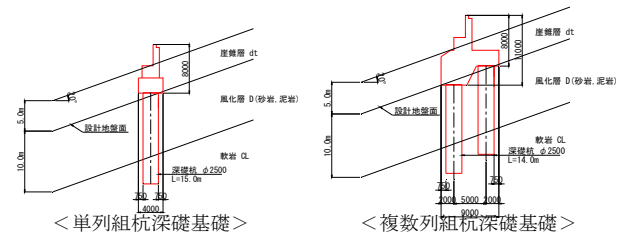


図-2.1 橋台の基本モデル図

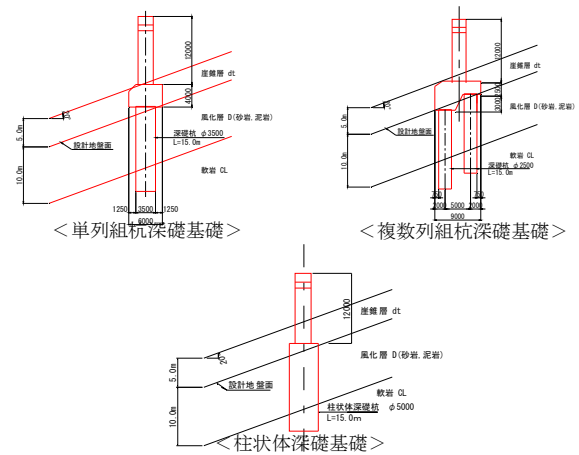


図-2.2 橋脚の基本モデル図

表-2.1 試設計条件

橋台高	H= 8.000m	試設計の基本モデルを参考に設定。						
橋脚高	H=12.000m							
基礎長	L=15.00m~20.00m 程度							
地層構成	地層構成は、以下のとおりとする。	設計実績を踏まえて照査を満足する基礎長を設定。						
地層名	層厚 (m)		N	γ (kN/m ³)	ϕ (°)	c (kN/m ²)	E0 (kN/m ²)	
1	崩壊層 dt		5.0	10	18	0	15	7,000
2	風化層 D		10.0	30	18	$p^{0.1}$	$p^{0.1}$	27,800
3	軟弱 CL	10.0	—	20	35	500	300,000	

※1：本検討においてパラメータとする定数

表-2.2 解析で考慮したパラメータ

基礎構造	概要	備考												
基礎構造	<橋台> ■ 単列組杭深礎基礎 : 1×2 φ2500 (40° の場合 φ3000) ■ 複数列組杭深礎基礎 : 2×2 φ2500 <橋脚> ■ 単列組杭深礎基礎 : 1×2 φ3500 ■ 複数列組杭深礎基礎 : 2×2 φ2500 ■ 柱状体深礎基礎 : φ5000	設計実績を踏まえて設定。												
斜面傾斜角	■ 20° ■ 40°	設計実績を踏まえて設定。												
風化層中のすべり層厚	■ 2.5m (風化層厚の 25%) ■ 5.0m (風化層厚の 50%)													
風化層 D の地盤定数	風化層 D の地盤定数を以下のとおり 2 種類考慮する。 <table border="1"> <thead> <tr> <th>地層名</th> <th>ϕ (°)</th> <th>c (kN/m²)</th> <th>備考</th> </tr> </thead> <tbody> <tr> <td>風化層 D (砂岩)</td> <td>40</td> <td>50</td> <td>ϕ 成分が卓越する土質</td> </tr> <tr> <td>風化層 D (泥岩)</td> <td>20</td> <td>130</td> <td>c 成分が卓越する土質</td> </tr> </tbody> </table>	地層名	ϕ (°)	c (kN/m ²)	備考	風化層 D (砂岩)	40	50	ϕ 成分が卓越する土質	風化層 D (泥岩)	20	130	c 成分が卓越する土質	N 値=30 相当として、推定式により算定。
地層名	ϕ (°)	c (kN/m ²)	備考											
風化層 D (砂岩)	40	50	ϕ 成分が卓越する土質											
風化層 D (泥岩)	20	130	c 成分が卓越する土質											

定された状態ですべり力が作用するものと考えて解析を行うこととした。なお、この考え方は、護岸近傍で液状化に伴う流動化が生じる場合、液状化層の上方にある非液状化層から下部構造が受ける作用を受働土圧として評価する方法⁸⁾と同様である。

すべり力 R_q は、深礎便覧に示される値や隣接杭の影響を考慮し、これが抵抗側ではなく基礎への作用力として働くものとして式(2.3)により求める。

$$R_q = \frac{W(\cos \alpha + \sin \alpha \tan \phi) + cA}{\sin \alpha - \cos \alpha \tan \phi} \quad (2.3)$$

W はすべり土塊の重量 (kN)、 A はすべり面の面積 (m²) である。

すべり土塊の平面的な広がりとしては、フーチングに剛結された複数本の組杭深礎基礎において後列杭 (山側杭) からの広がりのみを考慮し、前列杭 (谷側杭) と後列杭 (山側杭) で等分にすべり力を分担するものとした。すべり層は表層の風化層とし、基礎背面の受働土圧がすべり面上方 $H/3$ (H : すべり層厚) の位置で基礎に集中荷重として作用するものとして与えた。また、受働土圧の算定にあたっては、すべり土塊上方の裏込め土及び崖錐層の重量を考慮した。図-2.3 にすべり力の概要図を示す。図-2.3 及び式(2.3)中の α はすべり面の角度(°)で、すべり土塊の受働状態における極限平衡条件を満たす角度とした。 β はすべり面の広がり角(°)で、土砂・軟岩に一般的に用いられている $\beta=30+\phi/3$ を採用した。なお、本検討においては、地震動による慣性力との重ね合わせは考慮していない。

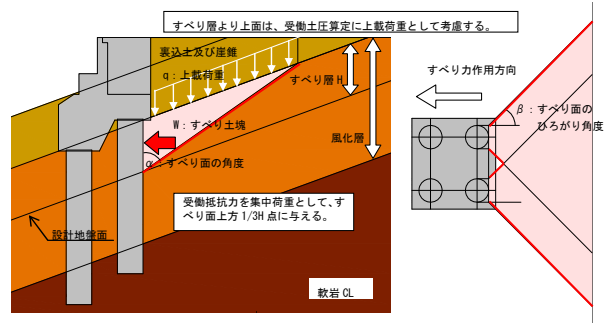


図-2.3 すべり力の概要図 (橋台)

(4) 解析手法

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

2.1.2. 解析結果

表-2.3 に各解析条件での基礎の耐力とすべり力の関係を示す。表中の着色箇所は図-2.4 に示している値である。また、図-2.4 に傾斜角 20°、すべり層厚 2.5m の場合における砂岩の変位-荷重関係を示す。本図は傾斜角、風

表-2.3 基礎の耐力とすべり力の関係

試算条件	基礎構造	橋台: 単列組杭		橋台: 複数列組杭		橋脚: 単列組杭		橋脚: 複数列組杭		橋脚: 柱状体深礎	
	斜面傾斜	20	40	20	40	20	40	20	40	20	40
風化層中のすべり層厚	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m
風化層Dの地盤定数		砂岩		砂岩		砂岩		砂岩		砂岩	
解析結果	すべり力H	16,210	65,267	16,210	67,269	18,969	69,649	15,936	66,643	23,001	109,026
	降伏荷重Py	3,240	3,090	4,020	5,280	11,280	10,020	7,710	9,150	18,600	14,850
	比率(=Py/H)	(0.200)	(0.047)	(0.248)	(0.078)	(0.595)	(0.144)	(0.484)	(0.137)	(0.809)	(0.136)
	終局荷重Pu	4,110	3,990	4,950	7,770	13,980	12,450	9,960	11,490	22,800	18,420
	比率(=Pu/H)	(0.254)	(0.061)	(0.305)	(0.116)	(0.737)	(0.179)	(0.625)	(0.172)	(0.991)	(0.169)
基礎構造	橋台: 単列組杭	橋台: 複数列組杭		橋脚: 単列組杭		橋脚: 複数列組杭		橋脚: 柱状体深礎		橋脚: 柱状体深礎	
斜面傾斜	20	40	20	40	20	40	20	40	20	40	
風化層中のすべり層厚	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	
風化層Dの地盤定数		砂岩		砂岩		砂岩		砂岩		砂岩	
解析結果	すべり力H	55,248	115,093	55,248	115,730	60,293	118,773	52,998	115,104	85,237	196,106
	降伏荷重Py	2,490	2,640	2,370	4,050	8,850	9,250	5,580	7,500	13,560	9,490
	比率(=Py/H)	(0.045)	(0.023)	(0.043)	(0.035)	(0.147)	(0.078)	(0.105)	(0.065)	(0.159)	(0.048)
	終局荷重Pu	3,330	3,510	3,150	5,460	10,815	11,750	7,500	9,720	14,900	11,700
	比率(=Pu/H)	(0.060)	(0.030)	(0.057)	(0.047)	(0.179)	(0.099)	(0.142)	(0.084)	(0.175)	(0.060)
基礎構造	橋台: 単列組杭	橋台: 複数列組杭		橋脚: 単列組杭		橋脚: 複数列組杭		橋脚: 柱状体深礎		橋脚: 柱状体深礎	
斜面傾斜	20	40	20	40	20	40	20	40	20	40	
風化層中のすべり層厚	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	2.50m	
風化層Dの地盤定数		泥岩		泥岩		泥岩		泥岩		泥岩	
解析結果	すべり力H	15,059	55,387	15,059	55,742	16,774	61,926	13,805	55,116	18,588	87,549
	降伏荷重Py	3,150	3,090	3,480	4,620	12,300	10,830	7,290	8,970	19,380	14,860
	比率(=Py/H)	(0.209)	(0.056)	(0.231)	(0.083)	(0.733)	(0.175)	(0.528)	(0.163)	(1.043)	(0.170)
	終局荷重Pu	4,050	3,930	4,470	5,850	15,150	13,260	9,510	10,800	23,640	18,460
	比率(=Pu/H)	(0.269)	(0.071)	(0.297)	(0.105)	(0.903)	(0.214)	(0.689)	(0.196)	(1.272)	(0.211)
基礎構造	橋台: 単列組杭	橋台: 複数列組杭		橋脚: 単列組杭		橋脚: 複数列組杭		橋脚: 柱状体深礎		橋脚: 柱状体深礎	
斜面傾斜	20	40	20	40	20	40	20	40	20	40	
風化層中のすべり層厚	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	5.00m	
風化層Dの地盤定数		泥岩		泥岩		泥岩		泥岩		泥岩	
解析結果	すべり力H	41,420	86,876	41,420	86,662	46,243	93,882	39,558	86,036	57,959	142,697
	降伏荷重Py	2,340	2,580	2,130	3,450	10,335	9,625	4,980	6,690	14,990	10,250
	比率(=Py/H)	(0.056)	(0.030)	(0.051)	(0.040)	(0.223)	(0.103)	(0.126)	(0.078)	(0.259)	(0.072)
	終局荷重Pu	3,150	3,390	2,640	4,530	—	12,125	6,780	8,670	16,000	12,500
	比率(=Pu/H)	(0.076)	(0.039)	(0.064)	(0.052)	—	(0.129)	(0.171)	(0.101)	(0.276)	(0.088)

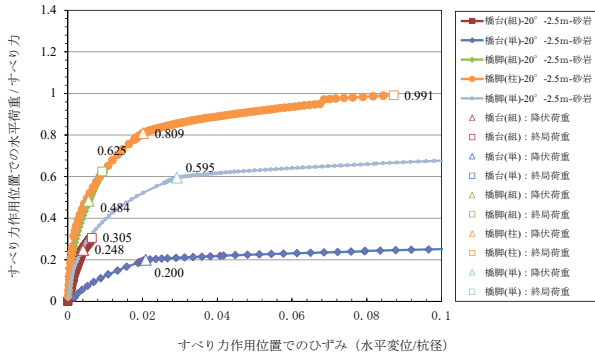


図-2.4 変位-荷重関係
(傾斜角 20° -砂岩-すべり層厚 2.5m)

化層の岩種、すべり層厚のそれぞれの違いについて整理したものである。なお、降伏時とは、基礎本体の引張側の 90° の円弧内に含まれる全ての軸方向鉄筋が降伏ひずみに達するときとし、終局時とは、基礎本体の圧縮縁において、コンクリートひずみが終局ひずみに達するときとした。

橋台においては、比率 (=基礎耐力/すべり力) はいずれの結果も大きく 1.0 を下回っている。単列組杭の場合及び複数列組杭の場合の違いに着目すると、単列組杭に比べて複数列組杭の場合の方が比率は大きく、降伏耐力及び終局耐力が大きい。特に傾斜角が大きく、すべり層厚が厚いほどその差は顕著に表れる。また、すべり力を受けた際に、複数列組杭は単列組杭に比べ変位が小さい結果となった。このことから、単列組杭よりも複数列組杭の場合の方がすべり力に対して基礎構造(杭の配列方法)として優位であると言える。ただし、斜面傾斜角の違いに着目すると、傾斜角が大きくなるほどすべり力が大きくなり、いずれの基礎形式においても安定性を大きく損う結果となった。

橋脚においても、すべり層の地盤条件が泥岩の場合を除き比率は 1.0 を下回っているものの、比率は橋台に比べて大きくなる。理由として、レベル 2 地震動に対する設計による耐力増加が影響しているものと考えられる。単列組杭の場合、複数列組杭の場合及び柱状体深礎の場合の違いに着目すると、単列組杭に比べて複数列組杭及び柱状体深礎の場合の降伏耐力及び終局耐力が大きい。また、変位については橋台基礎と同様に複数列組杭及び柱状体深礎は単列組杭に比べ変位が小さい結果となった。このことから、単列組杭よりも複数列組杭及び柱状体深礎の場合の方がすべり力に対して基礎構造として優位であると言える。

2.1.3. まとめ

斜面変状を生じうる箇所に設置された道路橋基礎を対

表-2.4 実験ケース

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

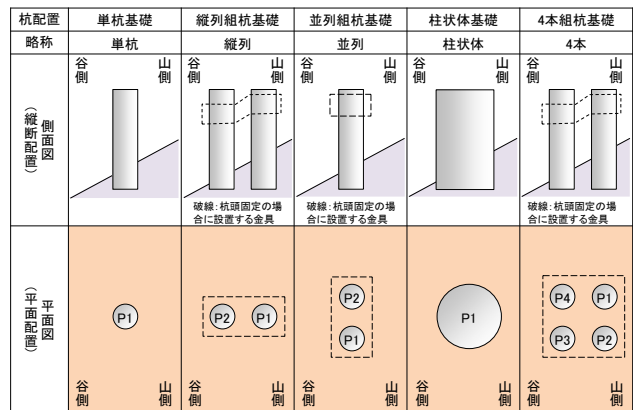
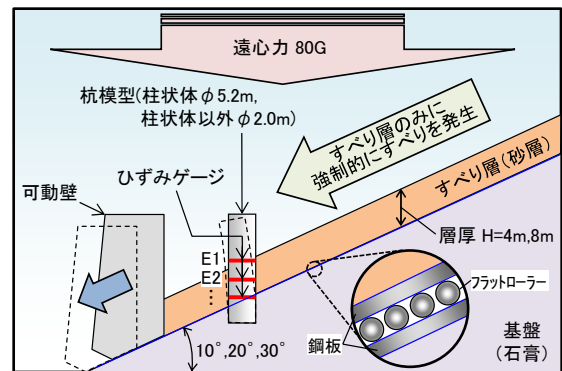


図-2.5 杭配置



注: 寸法は実物換算値を示す

図-2.6 遠心力载荷実験の概要図

象に、斜面変状の条件と基礎の構造の違いが基礎の安定性に及ぼす影響について数値解析を行った結果、次のことが明らかとなった。

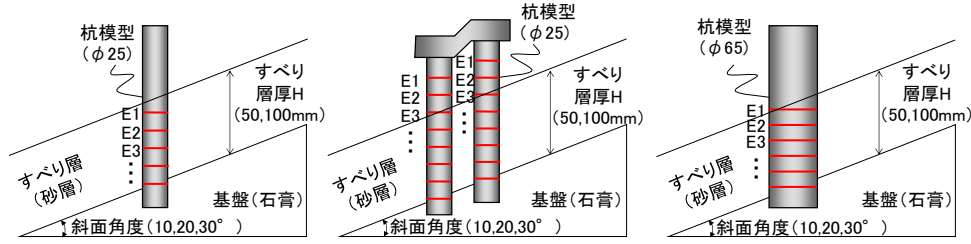


図-2.7 ひずみ計測位置

- 橋台及び橋脚基礎いずれにおいても、基礎が有する耐力がすべり力を大きく下回る。よって、本解析条件においては、基礎の設計のみですべり力に抵抗させることは困難であるといえる。
- 橋台基礎においては、すべり力に対する基礎耐力の比率は単列組杭に比べて複数列組杭の場合の方が大きく、すべり力を受けた際に、複数列組杭は単列組杭に比べ変位が小さい。
- 橋脚基礎においては、すべり力に対する基礎耐力の比率は単列組杭に比べて複数列組杭及び柱状体深礎の方が大きく、すべり力を受けた際に、複数列組杭

及び柱状体深礎は単列組杭に比べ変位が小さい。
 なお、本検討において設定したすべり力の作用幅及び大きさ、並びに各杭への荷重分担は、仮定によるものである。このため、この妥当性について、模型実験等で基礎に影響する斜面変状の範囲を確認することなどによる検討が今後必要であると考えられる。

2.2 斜面変状の影響を受ける深礎基礎の遠心模型実験

次に、深礎基礎を対象とした遠心模型実験を実施し、基礎構造ごとの斜面変状に対する抵抗能力の違いを把握した結果を示す。

2.2.1. 実験方法

本研究では表-2.4 に示すように、深礎基礎の杭配置、斜面角度、すべり層厚、含水の有無、杭頭固定の有無をパラメータとした 27 ケースの実験を行った。表中に示している杭配列の詳細は、図-2.5 に示すとおりである。

実験概要を図-2.6 に示す。実験は 80G の遠心力場の下で行ったものであり、使用した土槽は奥行 500mm×幅 800mm×高さ 600mm の剛土槽である。土槽底部には地表と同一の勾配を有する基盤を焼石膏により作製し、その中に杭模型を根入れさせた。基盤の上にはフラットローラーおよびグリスを挟んだ 2 枚の鋼板を設置し、その上に砂層（東北珪砂 7 号、相対密度 $D_r=90\%$ ）を作製した。斜面下端には上側の鋼板と一体構造の可動壁を設置しており、これを電動式ジャッキにより斜面平行方向にスライドさせることで、砂層下面で生じるすべりを模擬することとした。杭模型は基盤と砂層を貫く形で設置されているため、可動壁をスライドさせると斜面変状の影響を受けることとなる。

想定した実物の深礎杭の径は柱状体基礎のケースで 5.2m、その他のケースで 2.0m であり、すべり層厚は 4m 及び 8m である。これに対し、模型の縮尺を 1/80 としたため、模型杭の径は柱状体基礎のケースで 65mm、その他のケースで 25mm とし、すべり層厚を 50mm および 100mm とした。実物の杭との曲げ剛性の相似則を満たすため、模型杭にはアルミニウムパイプ（ヤング係数 $E = 68.6 \times 10^6 \text{ kN/m}^2$ 、厚さ $t=5.0\text{mm}$ (柱状体基礎) および 1.5mm

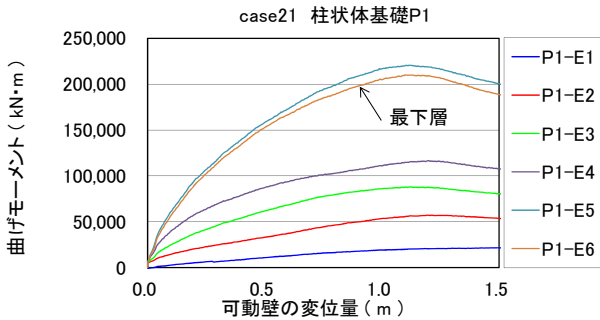


図-2.8 可動壁変位量と杭の曲げモーメントの関係 (柱状体)

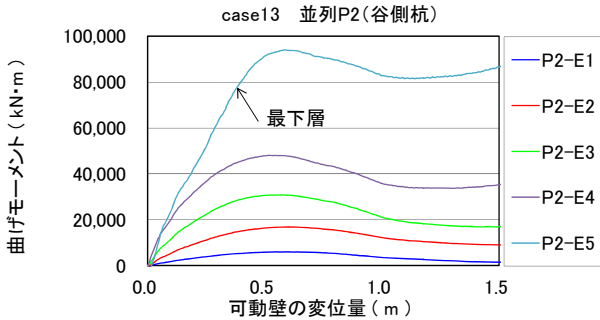
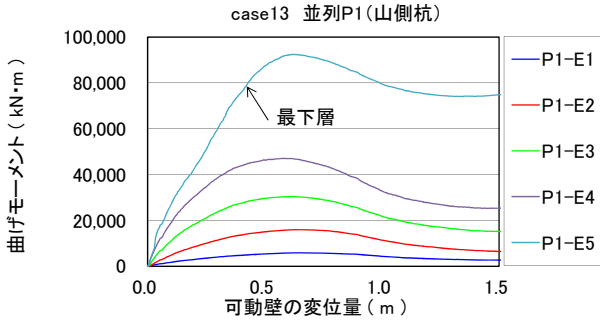


図-2.9 可動壁変位量と杭の曲げモーメントの関係 (並列)

(その他) を使用した。模型杭の内側には、曲げモーメントを得るためのひずみゲージを図-2.7 に示す位置に設置した。

2.2.2 実験結果

(1) 杭の曲げモーメント

基礎構造ごとの代表的な結果として柱状体、並列及び縦列の結果をそれぞれ図-2.8、図-2.9及び図-2.10に示す。なお、可能壁の変位量(斜面のすべり量) および曲げモーメントは、いずれも実物換算した値である。

柱状体及び並列のケースでは杭頭を固定していないため、曲げモーメントは全体的に正(山側引張)となり、すべり層と基盤の境界付近で最大値となる傾向がある。また、並列の左右各杭に作用する曲げモーメントを合計すると、柱状体に作用する曲げモーメントと同程度の結果となっている。これは並列に2本の杭を配置した単列において杭間隔を杭径の2倍(4.0m)としたもの、すなわち2本の杭端部間の距離が6.0mであることに対し、柱状体のケースでは杭径5.2mであることから、概ね同様な結果になったものと考えられる。一方、縦列は杭頭を固定しているため、斜面上流側(P1)と下流側(P2)の曲げ

モーメントの発生モードが異なる。

山側の杭は、図-2.11に示すように、杭頭部と基盤面が支持された状態で土圧が作用するため、曲げモーメントは全体的に負(谷側引張)となり、すべり層の下層付近で最大値となる傾向が見られた。また谷側の杭は、山側の杭に作用した土圧が固定梁を介して杭頭部に集中荷重として作用する一方、固定梁による拘束の影響を受けるため、曲げモーメントは杭頭部で負、すべり層と基盤の境界付近で正となり、すべり層の下層付近で最大値となる傾向が見られる。なお、各杭の曲げモーメントのモードは、すべり層厚、すべり角度が変わっても大きく変わらない結果となった。

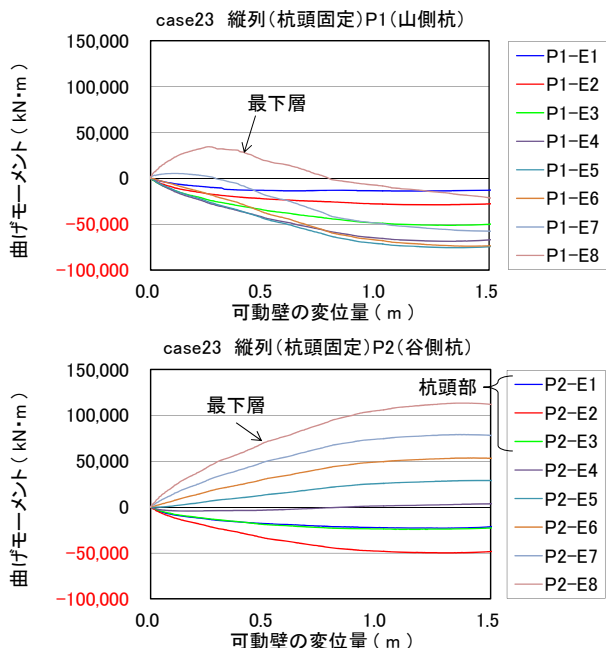


図-2.10 可動壁変位量と杭の曲げモーメントの関係

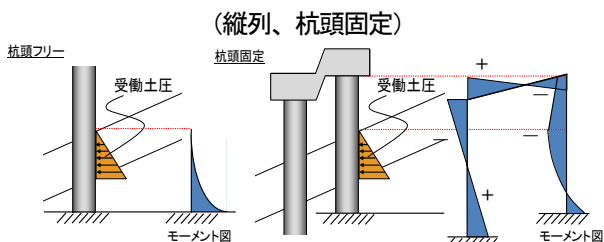


図-2.11 杭頭固定の有無と曲げモーメント分布

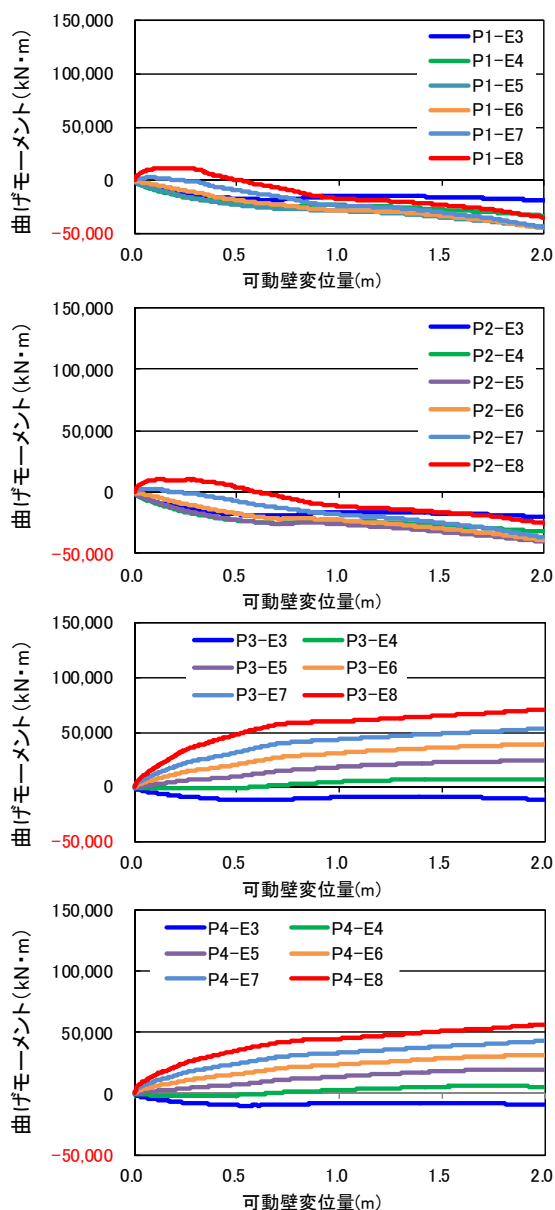


図-2.12 可動壁変位量と杭の曲げモーメントの関係 (4本、杭頭固定、ゲージE1~E2は欠番)

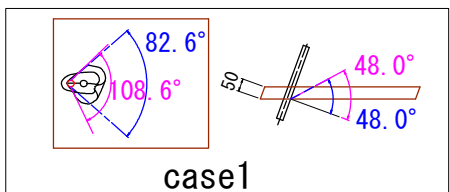


図-2.13 砂層のすべり破壊発生位置の観察例
(ピンク：実験、青：計算)

表-2.5 すべり面に関する計算値と実験値の比較

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

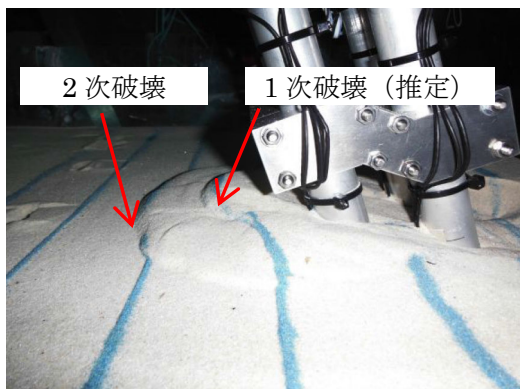


写真-2.1 実験後の地表面 (case25)

さらに、杭配置を4本(杭頭固定)としたケースの結果を図-2.12に示す。4本の曲げモーメント合計値は、柱状体の曲げモーメントよりも小さな値となっている。さらに、縦列や並列と比較しても、杭1本が負担する曲げモーメントの比率は小さい。このことは、4本が柱状体や縦列、並列といった他の基礎形式(杭配置)に比べ、

地盤変状が生じた場合の抵抗能力が高いことを示していると考えられる。

(2) すべり面の発生位置

実験後に観察した砂層のすべり面の発生位置の観察例を図-2.13、全ケースについてまとめた結果を表-2.5に示す。縦断面内のすべり面は、くさび状のすべり線が概ね直線的に生じていることが確認されており、クーロンの受働破壊面に近い形状となっている。一方、すべり面の平面的な広がり角(°)は、文献6)では $\beta=30+\phi/3$ とされている。

表-2.5を見ると β (理論値)と実験値は概ね整合しているものが多いが、個別に確認すると、理論値と実験値に乖離があるケースもいくつか見られる。地盤に受働破壊が発生すると、地盤が隆起することによる上載圧の増加が考えられるほか、杭体形状がすべり角の広がりに影響を与えていると考えられる。

地盤の破壊形状観察について、すべり面の平面的な広がりには試験完了時の状況で観察したが、地盤の1次破壊時におけるすべり面の広がり(写真-2.1)を観察するなど精査し、地盤変状に対する基礎の抵抗メカニズムについて、さらなる分析が必要である。

2.3 有限差分法による検証

2.3.1. 解析方法

杭基礎に対する斜面変状の作用を定量的に評価するためには、斜面変状によって生じるすべり層の破壊メカニズムを適切に考慮する必要がある。2.2に示したように、杭基礎よりも山側のすべり層には受働破壊が生じるが、ここではその破壊性状をより詳細に確認するため、三次元有限差分法による解析を行った。解析コードはFLAC3D Ver.6.0であり、2.2に示した遠心力载荷実験のうちcase25(4本、杭頭固定)を対象として再現を試みた。

図-2.14に解析モデルを示す。対象とした実験模型の形状寸法は平面的に左右対称であるため、半断面モデルとした。フーチング(杭頭固定治具)は梁要素、砂層、鋼板、基盤及びびグリスをソリッド要素にてモデル化した。杭は、曲げモーメント出力用の梁要素と杭形状を表現するソリッド要素を合成することでモデル化した⁹⁾。杭の周面にはすべり・剥離を表現するためのジョイント要素を設けた。

各要素の構成則と材料パラメータを表-2.6に示す。砂層にはモール・クーロンの破壊基準に従う完全弾塑性モデルを適用し、その他のソリッド要素は弾性体として扱うこととした。

解析は以下の2ステップに分けて行い、杭の変位分布、

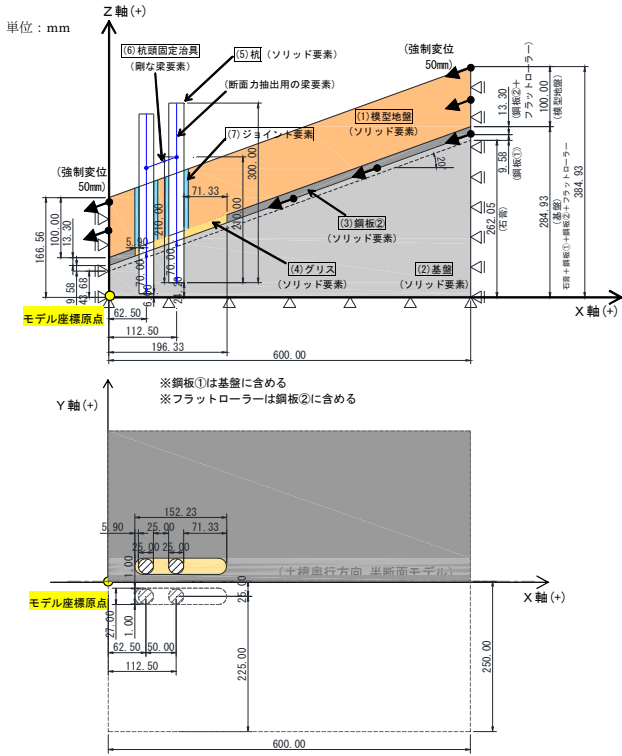


図-2.14 三次元有限差分法による解析モデル

表-2.6 各要素の構成則および材料パラメータ

要素	部材	構成則	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数E (kN/m ²)		ポアソン比 ν	粘着力 c (kN/m ²)	内部摩擦角 ϕ (°)
				遠心力載荷時	可動壁変位時			
ソリッド	模型地盤	完全弾塑性 モル・クーロン	15.6	23500 (三軸試験値)	0.3 (一般値)	1.05 (三軸試験値)	43.2 (三軸試験値)	
	基盤	線形弾性	15.3	3.06×10^5 (一軸試験値)	0.164 (一軸試験値)	—	—	
	鋼板②	線形弾性	77	2.0×10^5 (一般値)	0.3 (一般値)	—	—	
	グリス	線形弾性	0	0.1	0	—	—	
	杭	線形弾性	6	2.73×10^6 (一般値)	0.3 (一般値)	—	—	
要素	部材	構成則	単位体積重量 γ (kN/m ³)	変形係数E (kN/m ²)	ポアソン比 ν	断面積 A (m ²)	断面二次モーメント I (m ⁴)	
梁	杭	線形弾性	0	6.81×10^7 (引張試験値)	0.3 (一般値)	0	6.91×10^{-9}	
	杭頭固定用治具	線形弾性	0	2.0×10^5 (一般値)	0.3 (一般値)	1	1	

曲げモーメント分布、土圧分布およびすべり土塊内のひずみ分布を確認した。

Step1: 静的解析により、模型地盤に遠心加速度(80G)による初期応力を導入する。

Step2: 静的解析により、可動壁に斜面平行方向への強制変位 (50mm 以下) を与える。

2.3.2. 解析結果および考察

(1) 杭の変位分布

杭頭変位の実験値と解析値を図-2.15 に示す。杭頭変位の最終値は実験で18mm 以上、解析で0.4mm 程度と著しく乖離する結果となった。実験では、杭先端を支持する基盤 (石膏) に破壊が生じていることが確認されており、これによって杭が十分な地盤反力を得ることができず、杭頭に大きな変位が生じたものと考えられる。一方、解析では線形弾性体としてモデル化した基盤が大きな地盤

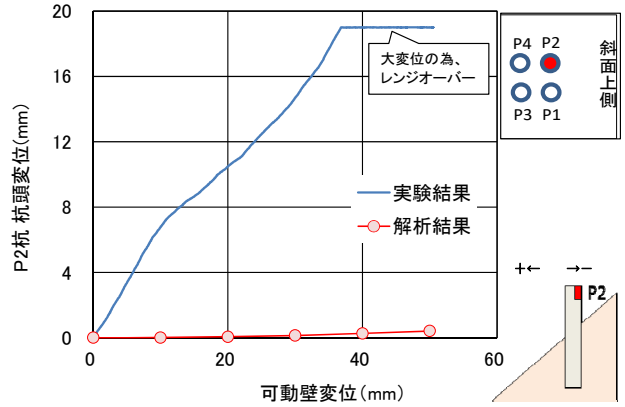


図-2.15 杭頭変位

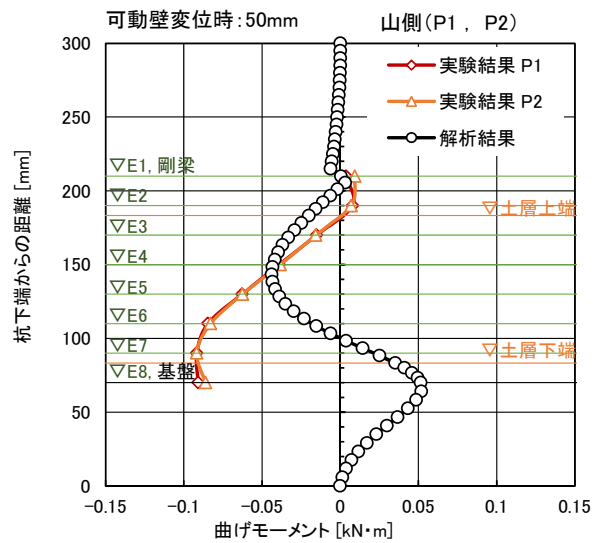


図-2.16 杭に作用する曲げモーメント (山側杭)

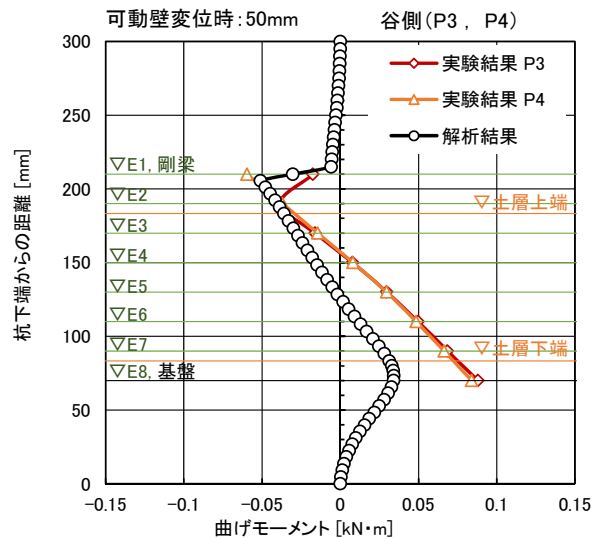


図-2.17 杭に作用する曲げモーメント (谷側杭)

反力を発揮したため、杭頭変位が小さな値にとどまったと考えられる。

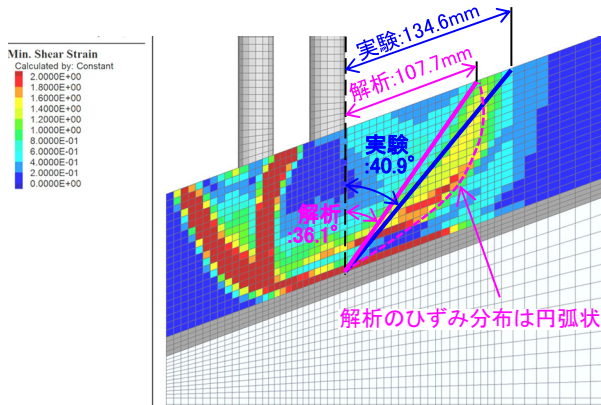


図-2.18 最大せん断ひずみ分布
(断面図、可動壁変位 50mm 時)

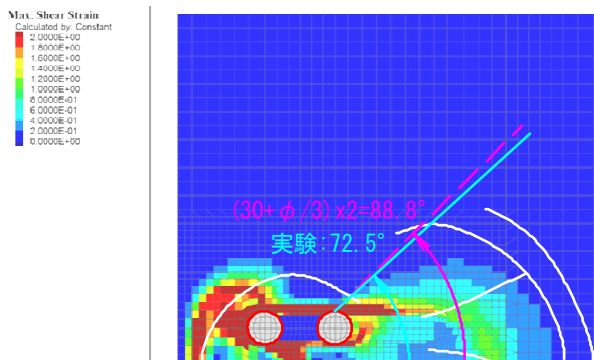


図-2.19 最大せん断ひずみ分布
(平面図、可動壁変位 50mm 時)

(2) 杭の曲げモーメント

図-2.16 および図-2.17 に杭に作用する曲げモーメント分布の計測値と解析結果を示す。斜面変状の影響を直接的に受ける山側杭 (P1、P2) において、曲げモーメントがすべり土塊の内部で湾曲した分布となる傾向や、斜面変状の影響を受けにくい谷側杭 (P3、P4) において、曲げモーメントが直線的な分布となる傾向については再現できている。ただし、すべり層の下部に向かうにつれて曲げモーメントの値に乖離が生じており、基盤の破壊の影響が現れたものとみられる。

(3) 地盤のせん断ひずみ分布

図-2.18 および図-2.19 に地盤のせん断ひずみ分布を示す。同図には実験で観察されたすべり面の位置を合わせて示しており、解析によって地盤の受働破壊領域を概ね再現できていることがわかる。

しかしながら、解析における断面内の基礎背面 (山側) のせん断ひずみ分布は直線状ではなく、円弧状となっていることが確認された。一方、現行設計法で受働土圧の算出に用いられているクーロンの土圧理論は、直線状のすべり破壊を仮定したものであることから、基礎背面 (山側) に受働破壊が生じる場合の土圧評価の問題への適用

性には限界があるものと考えられる。今後、斜面変状の影響による作用を評価するための実的手法を構築するためには、一般化極限平衡法など、現行設計法よりも高度な手法の適用についても検討していく必要がある。

2.4 まとめ

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

解析的検討によって得られた知見は以下のとおりである。

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

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

三次元有限差分解析によって検討で得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 解析値と実験値を対比した結果、杭に作用する曲げモーメントの分布傾向、地盤のせん断ひずみ分布のいずれも、概ね実験結果を再現することができた。
- 2) 解析による地盤のひずみ分布は、模型地盤の受働破壊

領域を概ね再現できているが、解析による縦断面内の基礎背面（山側）におけるすべり層内部のひずみ分布は、直線状ではなく円弧状となることが確認された。現行設計法で受働土圧の算出に用いられているクーロンの土圧理論は、直線状のすべり破壊を仮定したものであることから、基礎背面（山側）に受働破壊が生じる場合の土圧評価の問題への適用性には限界があるものと考えられる。今後、斜面変状の影響による作用を評価するための実用的手法を構築するためには、一般化極限平衡法など、現行設計法よりも高度な手法の適用についても検討していく必要がある。

3. 軟弱粘性土地盤上の橋台に対する地盤流動の影響と耐震性能評価手法の検討

3.1 遠心模型実験

3.1.1. 実験方法

軟弱粘性土地盤上で地震時の側方流動の影響を受ける橋台の地震時挙動を把握することを目的として、遠心模型実験を行った。遠心模型実験は、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ったものであり、ここでは文献 10) に示した一連の実験のうち、基準ケースであるケース 1 について示す。なお、本章に示す数値は、特記しない限り模型スケールの値とする。

模型概要を図-3.1 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、着目するのは図中の中央橋台である。中央橋台を挟む形で設置したダミー橋台は、土槽壁面と模型地盤の摩擦・粘着の影響を軽減するために便宜上設置したものである。

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を設置している。橋台上部には 1mm の遊間を設けて桁模型を設置した。桁模型の両端を土槽に固定したため、その自重および慣性力は橋台に作用しない。

模型地盤は、層厚 80mm で相対密度 $D_r=90\%$ 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 で相対密度 $D_r=80\%$ 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。

- 1) 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

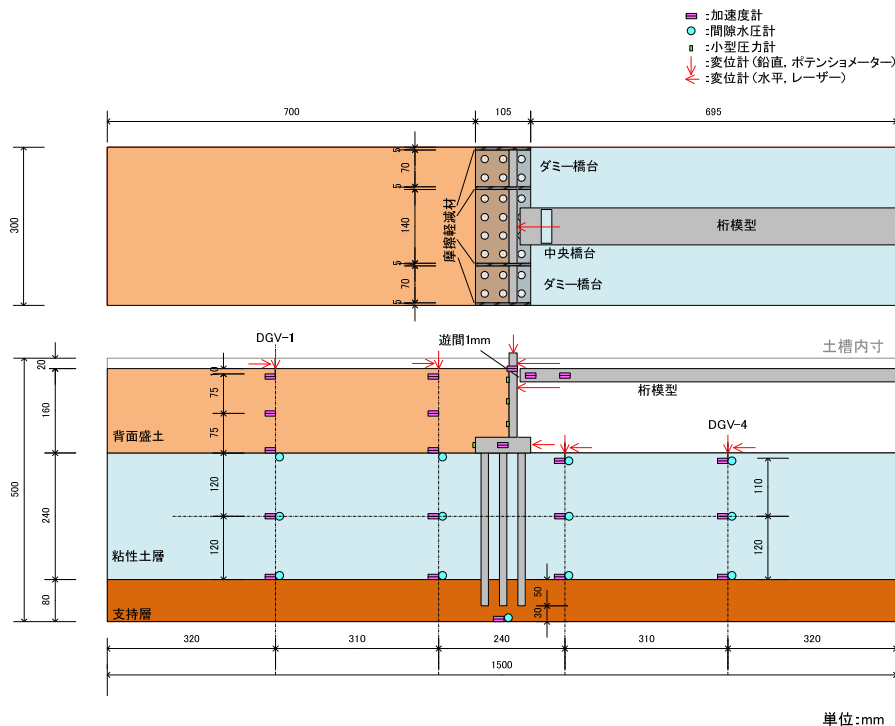


図-3.1 実験模型の概要

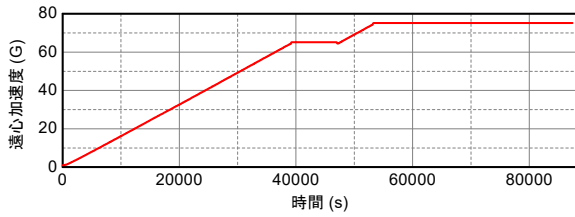


図-3.2 圧密過程における遠心加速度

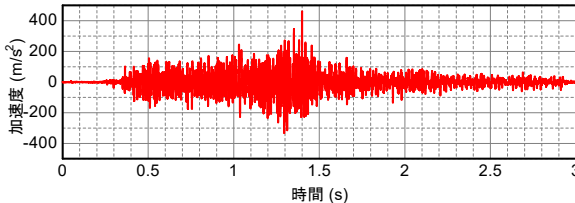


図-3.3 加振実験における入力地震動

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-3.2、図-3.3 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⁸⁾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。

なお、本実験における橋台について、道路橋示方書IV編⁹⁾に示されている側方移動判定式 ($I \geq 1.2$ 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。

3.1.2. 実験結果

(1) 模型地盤の残留変形

加振終了後の残留変位のスケッチを図-3.4 に示す。粘性土層中に示している縦方向の線は、粘性土層内にあらかじめ埋め込んでいた色調の異なる粘土棒の位置を示したものである。また、背面盛土中に示している横方向の

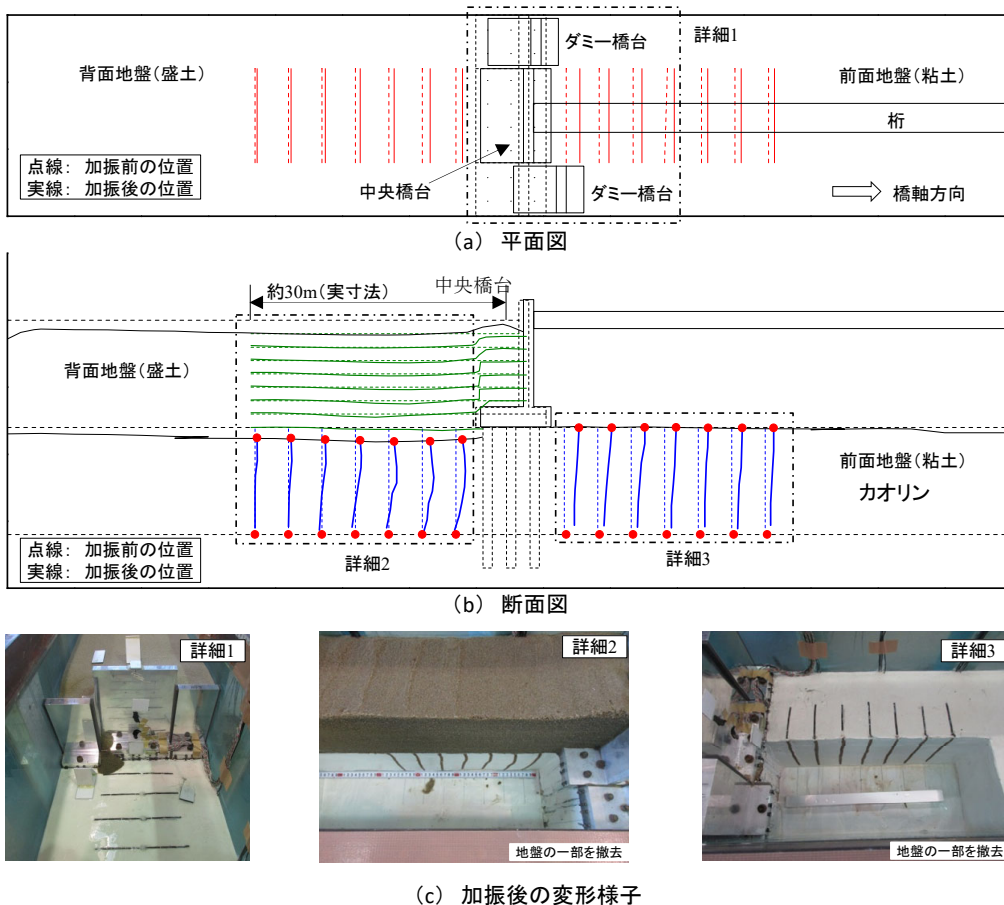


図-3.4 加振終了後の前背面地盤の残留変位 (数値は実物スケール)

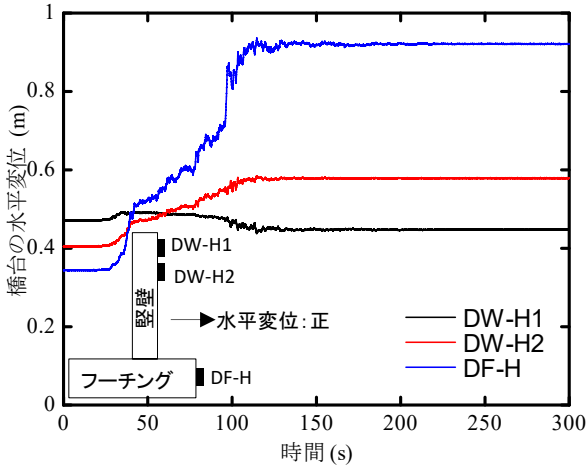


図-3.5 たて壁上部及びフーチングの水平変位 (数値は実物スケール)

線は、背面盛土内にあらかじめ埋め込んでいたティッシュペーパーの位置を示したものである。これらはいずれも、中央橋台の前背面に配置していたものである。

橋台前面側に着目すると、粘性土層には水平変位が残留しているが、橋台付近の地表には沈下がほとんど生じていない。ただし、橋台の近傍と遠方における地表の沈下量の違いに注意すると、橋台近傍の粘性土層には圧密沈下と橋台の側方移動に伴う隆起の大きさが同程度であったものと解釈することができる。

橋台背面側に着目すると、背面盛土の天端が全体的に沈下していること、それと同程度の沈下が粘性土層上面に生じていることが見てとれる。この沈下量は、橋台の遠方～近傍にかけて大きくなっていることから、圧密沈下と、橋台の側方移動による沈下が同時に発生していると解釈することができる。その一方で、フーチング上載土の沈下量は小さいため、背面盛土にはフーチング後趾からほぼ鉛直方向の不連続面が発生している。粘性土層の上部における水平変位分布が前面側と異なっている点も特徴的であり、これは、側方流動に対する基礎の抵抗や橋桁の拘束等によって橋台たて壁の水平変位が小さなものとどまり、それによって背面盛土の水平変位が拘束された結果として、粘性土層上部の水平変位が拘束された様子を表しているものと考えられる。

(2) 橋台の変位

たて壁上部およびフーチングの水平変位を図-3.5 に示す。加振前の水平変位は圧密過程で生じていたものであり、フーチング (DF-H) が橋台の堅壁 (DW-H1、DW-H2) より小さいことから、たて壁には前傾側の回転が生じていたことが分かる。一方、加振中にたて壁上部よりフーチングの水平変位が大きくなっており、たて壁の回転方向が反転したことが分かる。これは、桁の接触によって

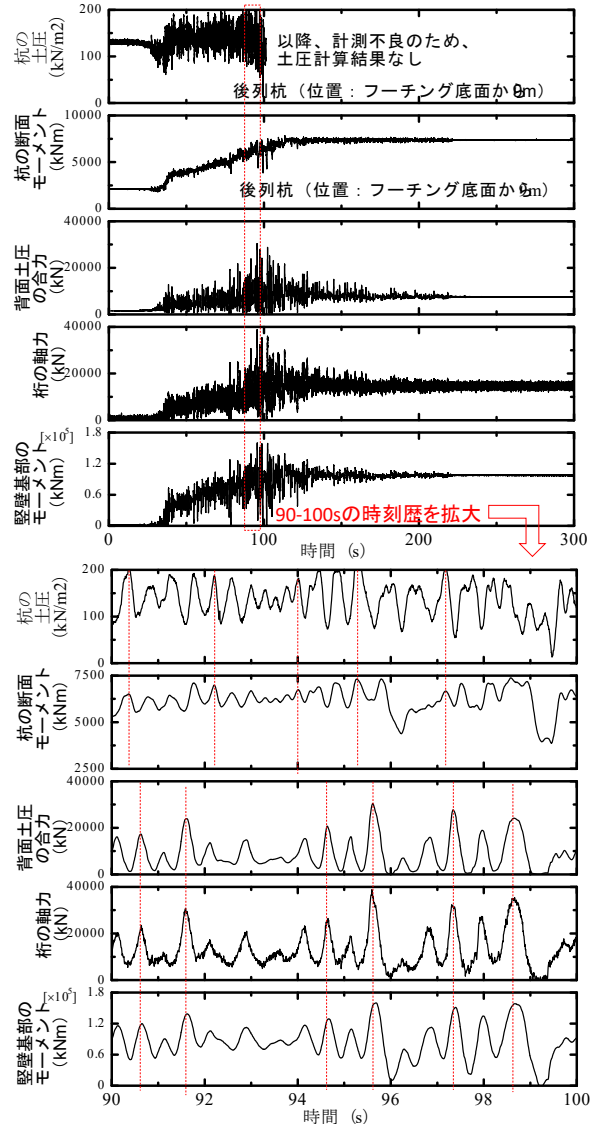


図-3.6 各部材への作用力と断面力 (数値は実物スケール)

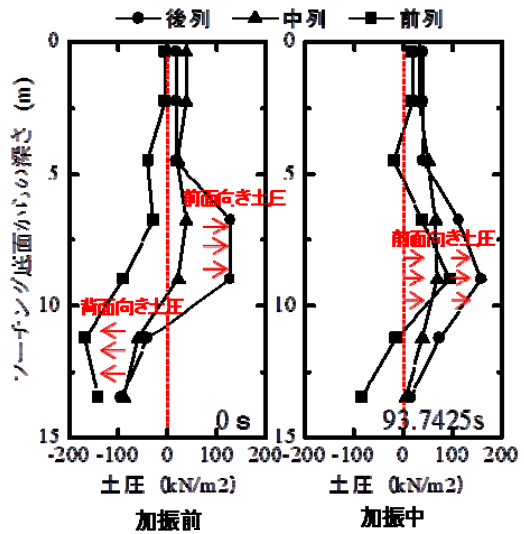


図-3.7 杭の土圧分布 (数値は実物スケール)

たて壁上部の水平変位が拘束されたことによるものである。

(3) 各部材の断面力および作用力

杭に作用した土圧、杭の曲げモーメント、たて壁背面の土圧合力、桁の軸力、たて壁基部の曲げモーメントを図-3.6 に示す。なお、杭の土圧は杭の曲げモーメントの軸方向分布を2回微分することで算出している。

粘性土地盤上の橋台に対して、地震時に側方流動が発生する場合、橋台が前面へ移動し、杭に大きな土圧が作用する。また、桁と橋台の堅壁が衝突して背面地盤を拘束し、堅壁に大きな土圧も発生する。そのため、側方流動が発生しない場合と比べて、杭などの部材に大きな断面力が生じる。杭の土圧やたて壁背面土圧の増加に伴い、杭の曲げモーメント、桁の軸力及び堅壁の基部モーメントが増加している。また、同図の 90~100 s 間の時刻歴を拡大すると、杭の曲げモーメントは杭の作用土圧とほぼ同時にピークを示していることが分かる。これと同様に、桁の軸力や堅壁基部のモーメントも、ほぼ同時刻に発生している。

加振前 (0s) および加振中の最大応答時刻 (93.7425s) における各杭の土圧分布を図-3.7 に示す。加振前は後列・中列杭の中央付近に前面向き土圧が作用しているのに対し、加振中の最大応答時刻では杭の中央から先端まで、大きな土圧が作用することがわかる。また、加振前に、前列杭の下部に背面向きの土圧が作用することに対して、加振中に逆方向の土圧が作用することもわかる。つまり、粘性土層の側方流動が杭に対して土圧として作用していることが分かる。

3.2 実験の再現解析

3.2.1 解析手法

前節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、地震動を入力する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-3.8 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。橋桁のモデル化については(1)にて後述する。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。

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。

(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。

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: 遠心加速度の载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-3.2 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、 $\beta=0.25$ 、 $\gamma=0.50$ 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

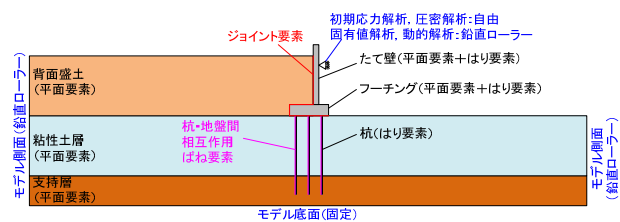


図-3.8 解析モデルの概要

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。

(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⁹⁾。質量は平面要素のみに与えた。

(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¹¹⁾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 $\{\sigma\}$ を式(3.1)で与えるとともに、ひずみベクトル $\{\varepsilon\}$ を式(3.2)により分解する。

$$\{\sigma\} = \sigma_m \{n_0\} + 2 \sum_{i=1}^{n_s} \{n_i\} \tau_i / n_s \quad (3.1)$$

$$\varepsilon_v = \{n_0\}^T \{\varepsilon\}, \quad \gamma_i = \{n_i\}^T \{\varepsilon\} \quad (3.2)$$

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_v 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 τ_i ~ 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 τ は Mohr-Coulomb の破壊基準に従うものとした。

$$\tau_f = (\sigma_{ml} + \sigma_m) Q_f, \quad \sigma_{ml} = c \cot \phi, \quad Q_f = \frac{\pi}{4} \sin \phi \quad (3.3)$$

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 $\pi/4$ 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。

$$G = G_r \frac{\sigma_m + \sigma_{ml}}{\sigma_{mr} + \sigma_{ml}} = \mu_0 (\sigma_m + \sigma_{ml}) \quad (3.4)$$

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 τ 、 G を用いて、仮想せん断応力 τ を次の双曲線モデルによって与えた。

$$\tau_i = (\sigma_m + \sigma_{ml}) Q_i \quad (3.5)$$

$$(Q_i - Q_{ui}) / a_{yi} Q_f = \frac{(\gamma_i - \gamma_{ui}) / a_{xi} \gamma_r}{1 + |\gamma_i - \gamma_{ui}| / a_{xi} \gamma_r} \quad (3.6)$$

$$\gamma_r = \frac{Q_f}{\mu_0} \quad (3.7)$$

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り、かつ、履歴減衰定数 h が Hardin-Drelich モデル¹²⁾による次式を満たすように与えた。

$$h = h_{max} \frac{\gamma_{SAi}}{1 + \gamma_{SAi}}, \quad \gamma_{SAi} = |\gamma_{xi} - \gamma_{ui}| / 2\gamma_r \quad (3.8)$$

h_{max} は最大減衰定数 (材料定数)、 γ_{SAi} は片振幅せん断ひずみ、 γ_{xi} 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 σ_m ~ 体積ひずみ ε_v 関係) は次式で与えた。

$$\varepsilon_v = \frac{\sigma_{mr} + \sigma_{ml}}{K_r} \ln \frac{\sigma_m + \sigma_{ml}}{\sigma_{m0} + \sigma_{ml}} \quad (3.9)$$

K_r 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、ダイレイタンス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

表-3.1 土の材料定数

	背面土	粘性土	支持層
ρ (t/m ³)	1.578	1.686	2.007
n	—	0.5772	0.3886
k (m/s)	—	5.3×10^{-10}	1.0×10^{-5}
σ_{mr} (kN/m ²)	70	180	70
K_r (kN/m ²)	41,250	8,220	104,000
G_r (kN/m ²)	45,000	69,900	48,000
c (kN/m ²)	0	14.8	0
ϕ (deg.)	40	10.1	47
h_{max}	0.24	0.31	0.24

アソン比 $\nu=0.1$ 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。

(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 τ を次式で与えることにより、すべりを表現した。

$$\tau_f = c + \sigma_n \tan \delta \text{ ----- (3.10)}$$

c は粘着力、 σ_n 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。

(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、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。この要素の反力特性は、文献 13)を参考に、以下のように定式化した。

杭軸直角方向の地盤反力度 p は次式により与えた。

$$p = \alpha_p \tilde{\tau} = \alpha_p (\sigma_{mi} + \sigma_m) \tilde{Q} \text{ ----- (3.11)}$$

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、 $\tilde{\tau}$ 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 には、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^r は次式で与えた。

$$u_n^r = D_p \beta_p \tilde{\gamma} \text{ ----- (3.12)}$$

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} と $\tilde{\gamma}$ 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_t^r 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。

$$f_{max} = c + \sigma_r \tan \phi \text{ ----- (3.13)}$$

粘着力 c およびせん断抵抗角 ϕ は材料定数である。側方応力 σ_r 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。

(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 $\alpha_M = 63.2943$ 、剛性比例項の係数 $\alpha_K = 3.68365 \times 10^6$ 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 $\alpha_K = 2.29199 \times 10^5$ とした。

3.2.2. 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。

(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-3.9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-3.10に示す。同図(a)の最大せん断ひずみ γ_{max} 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

表-3.2 杭・地盤間相互作用ばねの材料定数

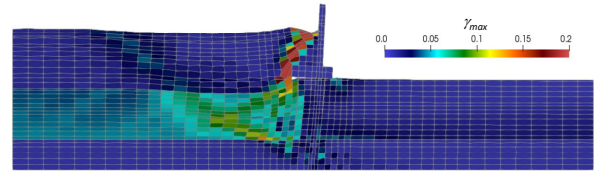
	粘性土	支持層
c (kN/m ²)	14.8	0
ϕ (deg.)	10.1	47
α_p	11.5	11.0
β_p	0.80	0.75
σ_{mr} (kN/m ²)	180	70
K_r (kN/m ²)	8,220	104,000
G_r (kN/m ²)	69,900	48,000
h_{max}	0.31	0.24

変形形態を呈している。同図(b)の有効水平応力 σ_x 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_x 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_x が低下している。このことから、橋台背後の背面盛土~粘性土層が主動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-3.10(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。これは主動土圧に概ね対応する値であり、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。

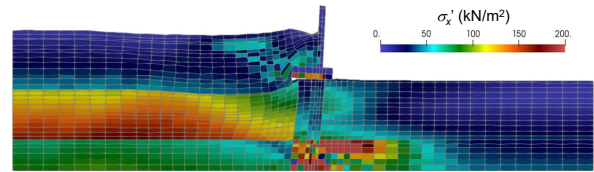
続けて、杭に作用する側方流動圧の発現メカニズムと抵抗機構について検討する。盛土荷重による直接的な有効応力の増加が生じにくい杭間地盤では、圧密過程における有効水平応力 σ_x の増加が鈍く、結果として背面地盤が後列杭を前面側に押し出す方向に σ_x 分布が均衡している。前面地盤に着目すると、前列杭の前面に σ_x の高まりが認められ、前面地盤が前列杭に水平抵抗を与えている様子が見てとれる。図-3.10(e)に示す粘性土層内(土槽底面+80~240mm)における後列杭と前列杭の土圧分布(前面に向かう方向が正)が逆向きとなっている状況は、このメカニズムによって定性的に説明することができる。その結果と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-3.10(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。

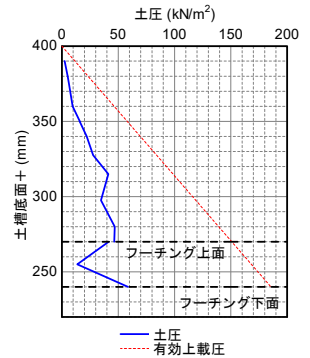
なお、支持層(土槽底面+80mm以深)では土圧(地盤反力度)の分布が著しく変動しているが、これは図-3.10(b)に見られる杭先端付近の乱れた σ_x 分布に対応したものであり、杭先端付近の土要素に生じた砂時計変形



(a) 最大せん断ひずみ γ_{max} 分布 (変形表示倍率: 5倍)



(b) 有効水平応力 σ'_x 分布 (変形表示倍率: 5倍)



(c) たて壁・フーチングの土圧分布

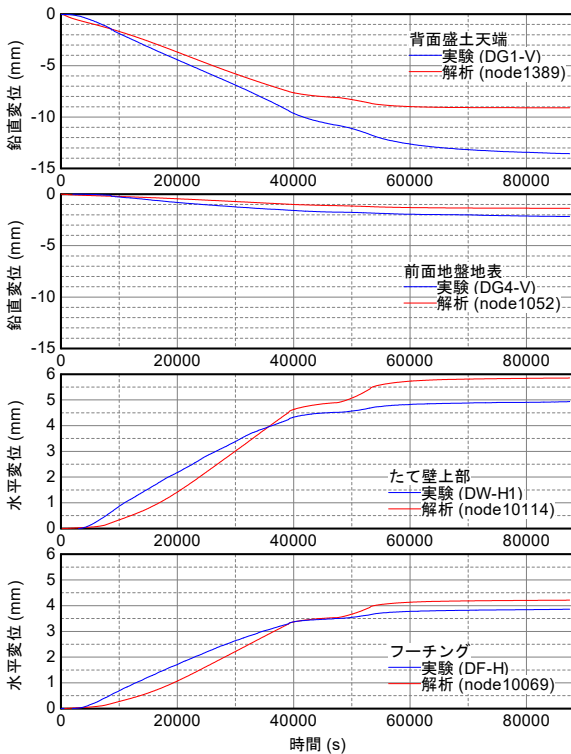
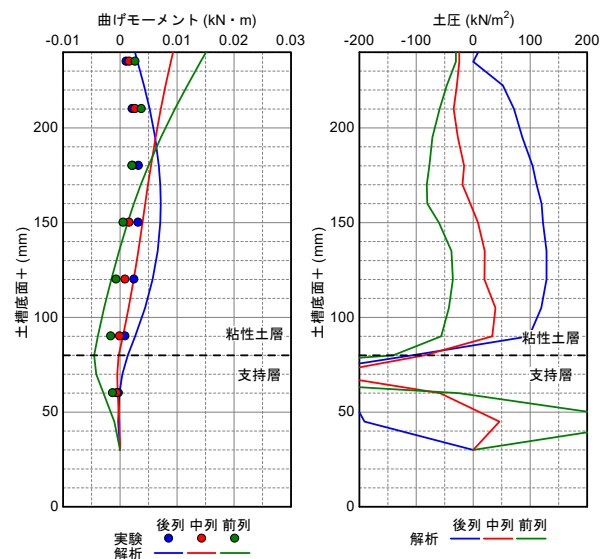


図-3.9 変位時刻歴 (圧密過程)



(d) 杭の曲げモーメント分布 (e) 杭の土圧分布

図-3.10 圧密解析終了時点における各種応答値

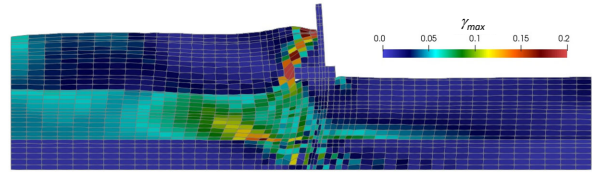
の影響であると考えられる。ただし、支持層内の曲げモーメント分布の乱れは認められないため、支持層の砂時計変形は解析結果に大きな悪影響を及ぼしていないと考えられる。

(2) 加振時の挙動

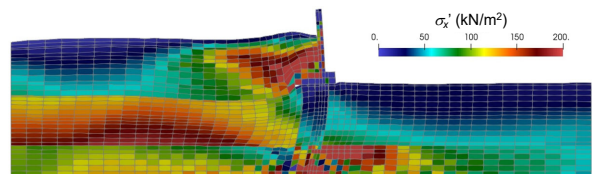
加振時における橋台の水平変位および杭の曲げモーメントの時刻歴の例を図-3.12 に示す。実験、解析ともに、橋桁がその下面位置でたて壁の水平変位を拘束しているため、たて壁上部にはほとんど水平変位が生じていない。フーチングの水平変位については、実験では橋台前面側に累積しているものの、解析ではこの傾向を再現することができていない。杭の曲げモーメントについては、増減しながら一方向に累積していく傾向が定性的に再現されている。

次に、最大応答時刻 (1.32s 付近) における各種応答値を図-3.11 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 γ_{max} 分布に見られた主働破壊線が、図-3.11(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 α'_x 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 α'_x が大きいにも関わらず、杭には前面側

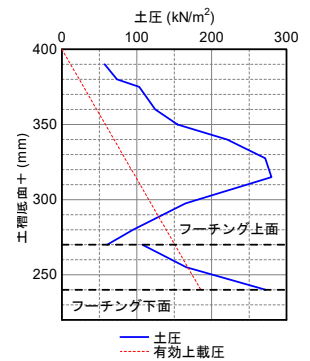
向かう土圧が作用している。これは、杭間の土の慣性力によるものであり、側方流動というよりは地盤振動変位の影響と捉えることもできる。ただし、これらの結果として得られた杭の曲げモーメント分布は、全体的に過大に評価されている。これらの差異が生じた原因の一つとしては、杭先端を土要素に固定するモデル化に起因して杭の鉛直支持力が過大評価した結果として、変位が小さ



(a) 最大せん断ひずみ γ_{max} 分布 (変形表示倍率: 5倍)



(b) 有効水平応力 α'_x 分布 (変形表示倍率: 5倍)



(c) たて壁・フーチングの土圧分布

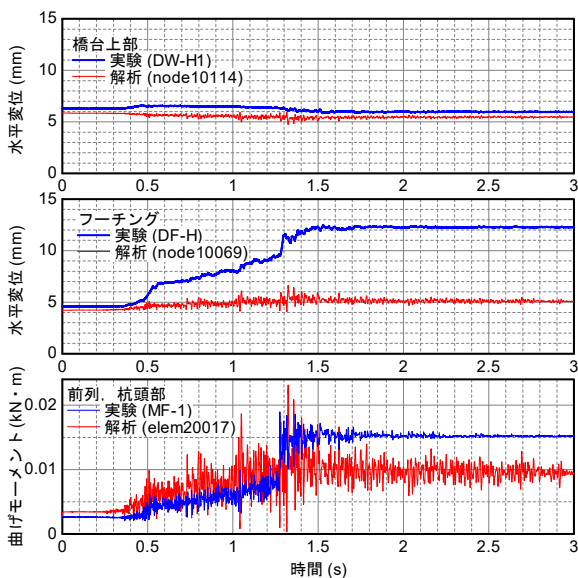
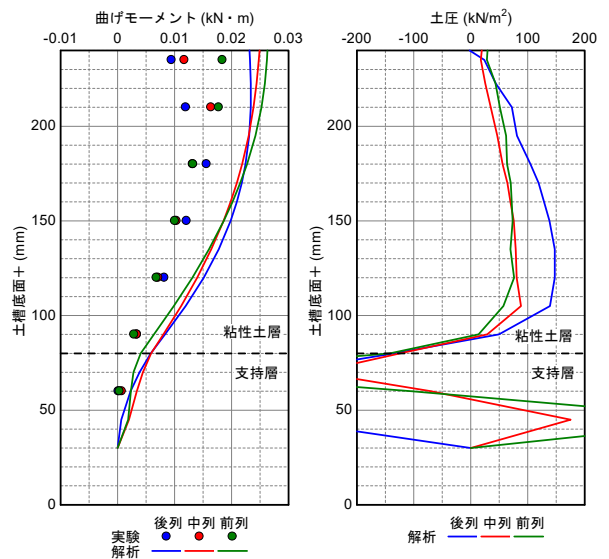


図-3.12 橋台の水平変位および杭の曲げモーメント



(d) 杭の曲げモーメント分布 (e) 杭の土圧分布
図-3.11 最大応答時刻における各種応答値

く、断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-3.13 に示す。最大せん断ひずみ γ_{max} 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。

3.3 まとめ

軟弱粘性土地盤からの側方流動の影響を受ける橋台の地震時挙動に着目した遠心模型実験を実施した。得られた知見は以下のとおりである。

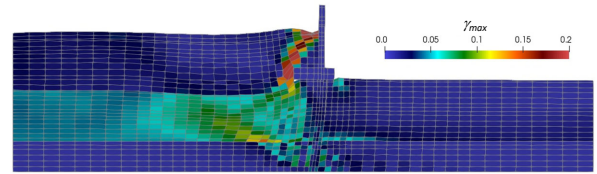
- ・ 軟弱粘性土層には、橋台背面盛土の上載荷重による圧密過程で側方流動が生じ、加振によってさらに進展する結果となった。
- ・ 加振中に生じる軟弱粘性土層の側方流動に伴い、橋台の水平変位が生じる一方、たて壁上部の水平変位が橋桁によって拘束され、たて壁に後転側の回転が生じる結果となった。
- ・ 橋桁による拘束力が最大となるタイミングで、橋台各部に作用する土圧および断面力が最大値を示した。

また、上記の対象とした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。

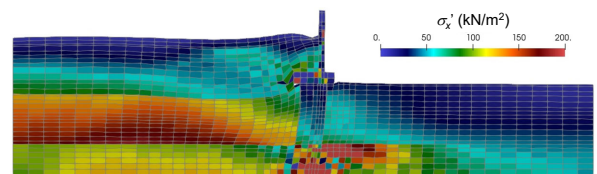
- ・ 土・水連成場を定式化した2次元 FEM による圧密解析では、地盤の圧密沈下や橋台各部の水平変位量の経時変化、各杭の曲げモーメント分布が定性的に再現されていることを確認した。
- ・ 圧密過程で粘性土層下面～背面盛土にわたる広範囲な主働破壊が生じるとともに、たて壁背面には概ね主働土圧に対応する土圧が作用する様子が確認された。
- ・ 後列杭の背後の粘性土層は主働状態に近いと見られる一方、杭間の地盤では盛土荷重による直接的な有効応力の増加が生じにくい。このような前背面での土の応力状態の差異が、後列杭に対する側方流動圧のメカニズムとして推定された。

- ・ 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。

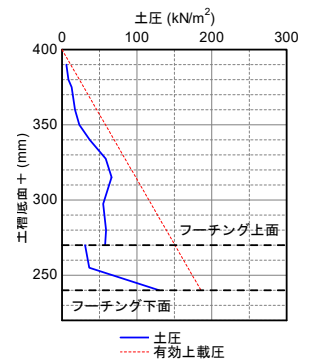
また、橋台の地震時挙動に関しては、以下の知見が得られた。



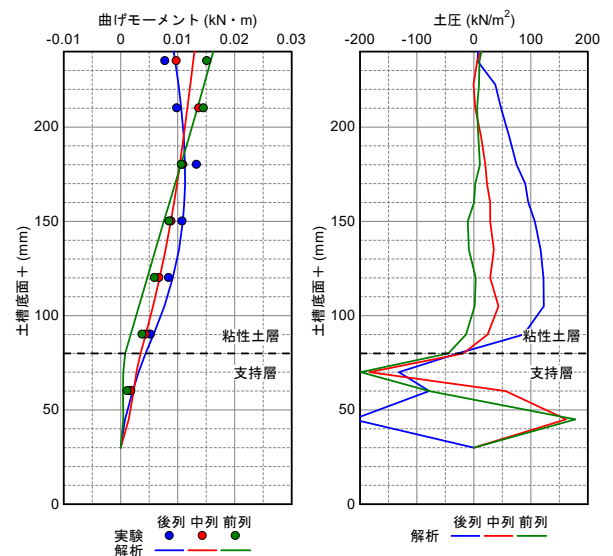
(a) 最大せん断ひずみ γ_{max} 分布 (変形表示倍率: 5倍)



(b) 有効水平応力 σ'_x 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-3.13 加振後における各種応答値

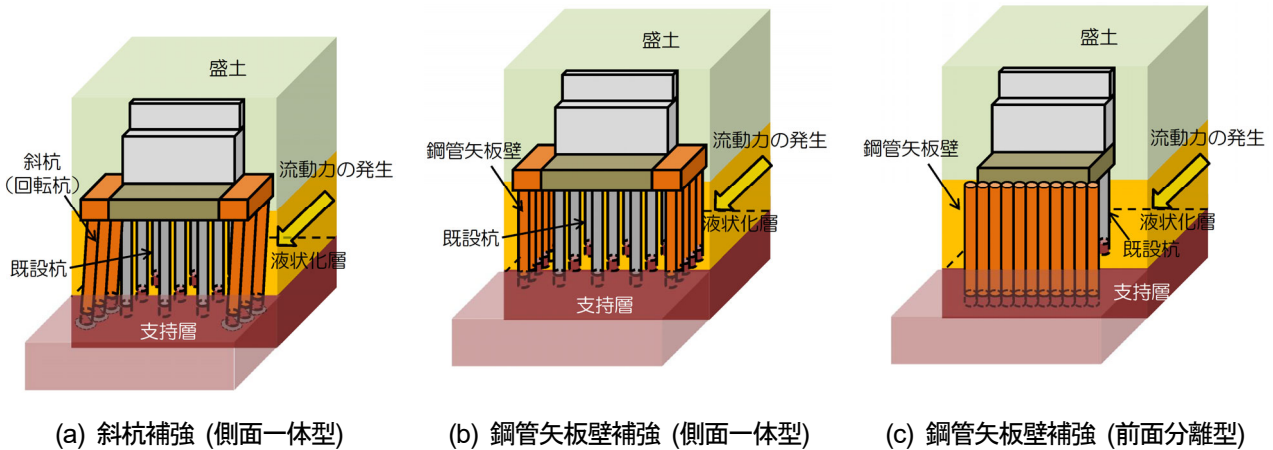


図4.1 先行研究で検討した液状化地盤上の橋台の耐震補強技術

- 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。上記の解析手法により、側方流動の影響を受ける橋台基礎の地震時挙動を一定の精度で再現することが確認されたものの、さらなる改善の余地も残されているため、引き続き改善に向けた検討を行う必要がある。また、本研究で得られた知見に基づき、より実用的な耐震性能評価手法の構築に向けた検討も進めていく必要がある。

4. 液状化に伴う側方流動の影響を受ける橋台の耐震補強効果の評価手法に関する検討

4.1 はじめに

土木研究所 CAESAR では、内閣府総合科学技術・イノベーション会議の戦略的イノベーション創造プログラム(SIP)「レジリエントな防災・減災機能の強化(課題名:大規模実証実験等に基づく液状化対策技術の研究開発、研究期間:平成26年度~平成30年度)」およびその関連共同研究において、液状化地盤における橋梁基礎の耐震性能評価手法と耐震対策技術の開発に取り組んで

きた³⁾。その中で、液状化に伴う側方流動の影響を受ける橋台基礎について、側方流動圧を土圧に置き換えて評価する実用的な手法(土圧法)を提案するとともに、図4.1に示す3種類の耐震補強工法の効果検証や補強設計法の効果や補強設計法についても一定の知見を得た。同図に示す補強工法のうち、前面分離型の鋼管矢板壁を増設する工法は、橋台前面に鋼管矢板壁を橋台と一体化することなく打設し、液状化地盤の変形を抑制することにより、橋台基礎に対する側方流動圧の軽減を図る工法である。この工法については、実験データから一定の補強効果を確認することができたものの、上述の土圧法を適用することが原理上難しい。このため、前面分離型の鋼管矢板壁により補強された橋台の評価手法の構築が課題として残されていた。

そこで、本研究では、上記研究において課題として残されていた、前面分離型の鋼管矢板壁によって補強された橋台基礎の補強効果の評価手法について検討を行った。

4.2 前面分離型の鋼管矢板壁により補強された橋台基礎の補強効果に関する解析

前面分離型の鋼管矢板壁による補強工法の評価手法を構築するためには、鋼管矢板壁による液状化地盤の変形抑制効果と、それによる側方流動圧の軽減効果を適切に評価する必要がある。これら両者を簡便に評価する手法は現在のところ確立されていないことから、本研究では動的FEMに基づく補強効果の評価を試みることにした。

ここでは、上述した先行研究にて実施した模型実験を対象に再現解析を行うことで、補強効果の評価手法の検証を行うことにした。実験模型の概要は図4.2に示すとおりであり、1/60の縮尺模型に対して60G場の下で行われたものである。実験結果の詳細は文献3)、14)、15)を参照されたい。なお、本章に示す数値は、特記しない限り実物スケールの値である。

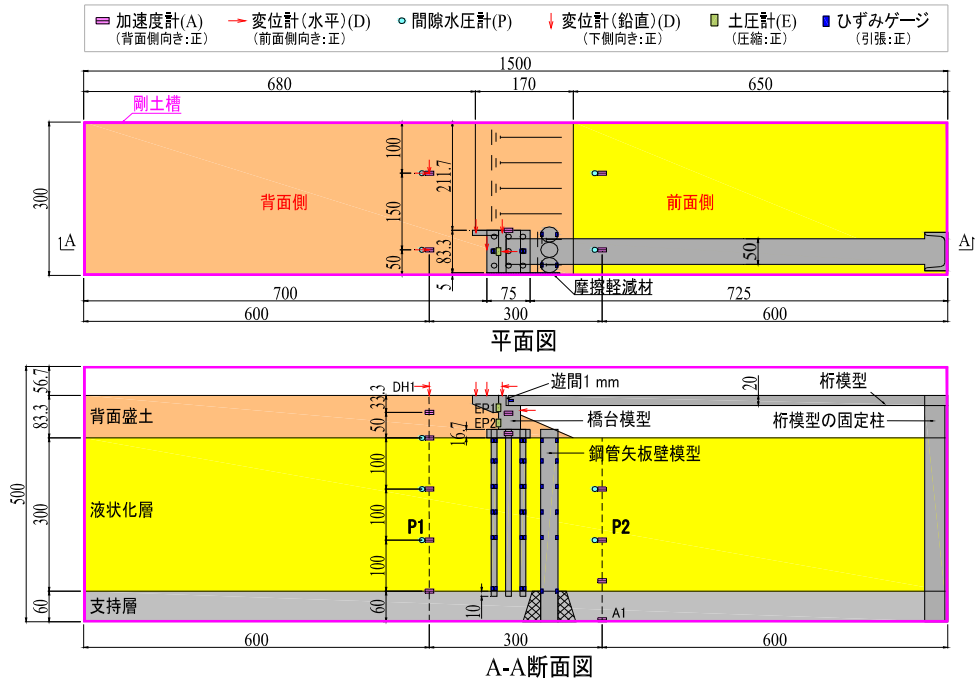


図-4.2 模型概要図 (寸法は模型スケール)

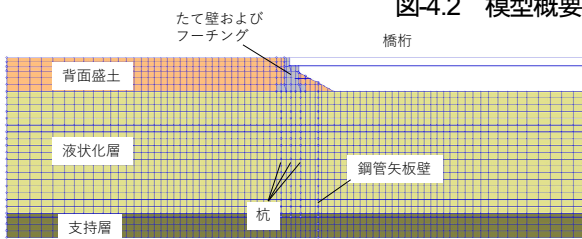


図-4.3 解析モデルの概要

表-4.1 土の材料定数

	背面盛土	液状化層	支持層	
σ'_{m0}	kN/m ²	175	175	280
G_{m0}	kN/m ²	58665	58665	156088
K_{m0}	kN/m ²	152988	152988	407054
m_G, m_K		0.5	0.5	0.5
c	kN/m ²	0	0	0
ϕ	°	39.6	39.6	42
h_{max}	°	0.24	0.24	0.24
r_γ		-	-	1
$mtmp$		-	1.00E-06	-
ϕ_p	°	-	28	-
ϵ_d^{cm}		-	0.2	-
$r_{\epsilon dc}$		-	4.2	-
$r_{\epsilon d}$		-	0.5	-
q_1		-	0.5	-
q_2		-	1	-
q_4		-	0.91	-
q_4		-	1	-
s_1		-	0.005	-
c_1		-	1.49	-

4.2.1. 解析方法

解析には、地震時の液状化による構造物被害予測プログラム FLIP ROSE (version5.2.1) を用いた。モデル概要を図-4.3 に示す。

橋台たて壁およびフーチングは平面要素、杭および鋼管矢板壁ははり要素によりモデル化した。これらはいずれも弾性体として扱った。橋桁は、実験模型における橋桁の上下面位置に接触ばねを配置することで、たて壁との遊間や接触条件を表現することとした。背面盛土、液状化層および支持層は平面ひずみ要素によりモデル化した。たて壁、フーチング、鋼管矢板壁と土の接触面にはすべり、剥離を表現するためのジョイント要素を配置した。杭と土の間には、杭間の土のすり抜けを表現するため、杭・地盤間相互作用ばね要素を配置した。

土要素のうち、背面盛土および支持層にはマルチスプリングモデル¹⁶⁾、液状化層にはカクテルグラスモデル¹⁷⁾を適用した。これらの材料パラメータは、室内試験データおよび実験の際に行ったインパルス加振データに基づき、表-4.1 のように設定した。

モデル端部の変位境界条件は、側面を鉛直ローラー、底面を固定とした。水理境界は、側面および底面を非排水境界、液状化層上面を排水境界とした。

解析は、初期応力解析および動的解析の2段階で実施した。動的解析では、実験の際に振動台上で計測された加速度波形を入力した。

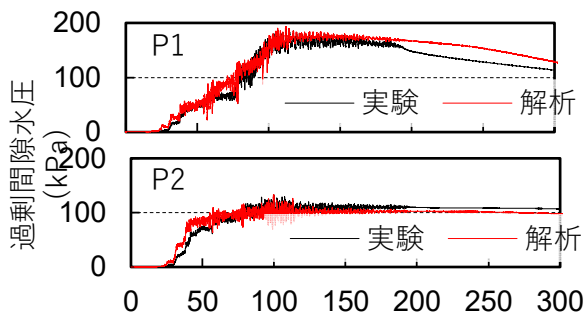


図-4.4 橋台前背面における過剰間隙水圧

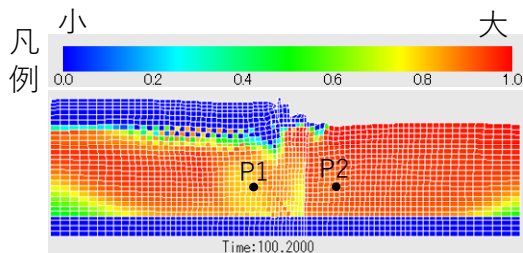


図-4.5 橋台の最大応答時刻における過剰間隙水圧比の分布

4.2.2. 解析結果

加振によって地盤に生じる液状化の再現状況として、橋台前背面における過剰間隙水圧の時刻歴を図-4.4、橋台に最大応答が生じた時刻である 100.2s における過剰間隙水圧比の分布を図-4.5 に示す。実験、解析ともに、前面地盤の P2 位置では、50s 程度で過剰間隙水圧がほぼ上限に達しているのに対し、背面地盤の P1 位置では 100s 程度で過剰間隙水圧が上限に達している。盛土の下に位置する液状化層は、盛土荷重による大きな偏差応力が作用するため過剰間隙水圧の上昇が鈍いことが知られており、その状況を解析によってよく再現することができていることが分かる。図-4.5 に示した過剰間隙水圧比の分布図からも、橋台前面側に比べて背面側の水圧比の上昇が遅れている状況が確認される。

鋼管矢板壁の各深度の曲げモーメントを図-4.6 に示す。最深部では曲げモーメントがやや大きめに算出されているものの、これを除けば曲げモーメントの大きさや増減のタイミングを含めて解析により精度よく再現することができている。実験では鋼管矢板壁頭部の水平変位が計測されていないが、実験・解析ともに鋼管矢板壁の挙動は弾性範囲内であったこと、各深度における鋼管矢板壁の曲げモーメントが精度よく再現されたことから、鋼管矢板壁の水平変位も含めて精度よく再現されているものと推察される。

橋台を支持する杭の最大応答時刻における曲げモーメント分布を図-4.7 に示す。曲げモーメントの分布形状や最大曲げモーメントの発生位置は異なるものの、最大曲

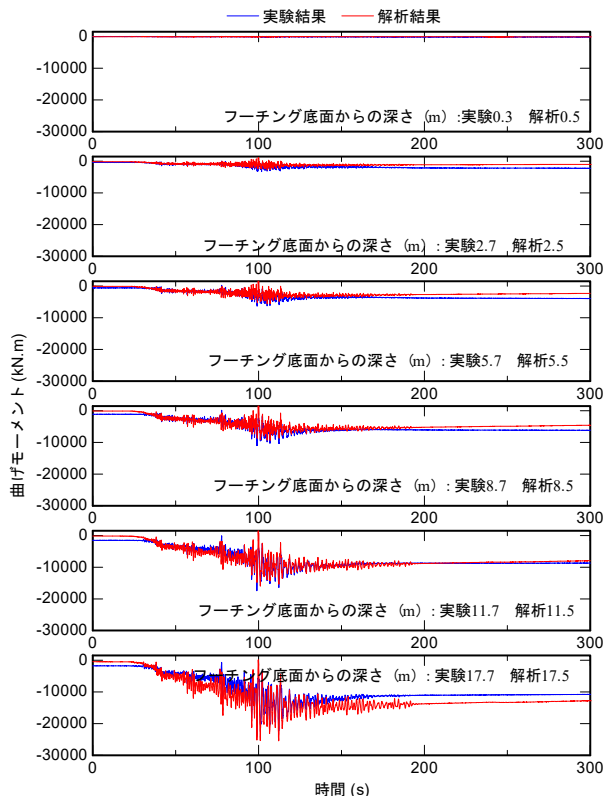


図-4.6 鋼管矢板壁の曲げモーメント

杭の曲げモーメント (kN・m)

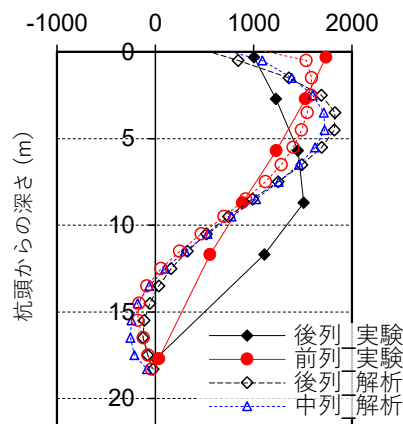


図-4.7 橋台の最大応答時刻における杭の曲げモーメント分布

げモーメントの値は解析によって一定の精度で再現されている。曲げモーメント分布の不一致は、側方流動による地盤の変位分布や液状化に伴って低下した地盤の剛性が適切に再現されていない可能性が考えられ、さらなる改善の余地は残されているものの、本手法により、液状化に伴う側方流動が橋台に作用する状況や、鋼管矢板壁による地盤の変形抑制効果を精度よく再現することができる可能性が示された。

今後は、地盤定数等のさらなる改善による精度向上のほか、より実用的な評価手法の構築に向けた検討を行う

必要がある。

5. まとめ

本研究は、地震時の斜面変状、軟弱地盤および液状化地盤の側方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。

本研究の取組みとして、斜面変状の影響については、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。また、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。軟弱地盤の側方流動の影響については、橋台を対象とした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するとともに、FEM 解析による再現性を確認し、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。液状化地盤の側方流動の影響については、前面分離型の鋼管矢板壁により補強された橋台に関する既往の動的遠心模型実験に対して再現解析を行い、耐震性能評価手法としての適用性を検証した。

今後は、検討した各解析手法についてさらなる精度向上を図ること、より実用的な耐震性能照査手法の構築に向けた検討を引き続き行う必要がある。

参考文献

- 1) 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.
- 2) 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.
- 3) 国立研究開発法人土木研究所，国立大学法人東京工業大学，(一社)鋼管杭・鋼矢板技術協会：橋梁基礎の液状化に対する耐震性評価手法と耐震補強技術の開発に関する共同研究報告書，共同研究報告書，第506号，2019.3.
- 4) 中谷昌一，石田雅博，白戸真大，井落久貴：橋梁基礎形式の選定手法調査，土木研究所資料，第4037号，2007.2
- 5) 日本道路協会：斜面上の深礎基礎設計施工便覧，2012.
- 6) 日本道路協会：道路橋示方書IV下部構造編・同解説，2012.
- 7) 河村淳，真弓英大，谷本俊輔，七澤利明：地盤変状の影響を受ける斜面上に設置された道路橋の杭基礎に関する遠心模型実験，土木学会第71回年次学術講演会，pp.677～678，2016.
- 8) 日本道路協会：道路橋示方書V耐震設計編・同解説，2012.
- 9) Kimura, M., Zhang, F. : Seismic evaluations of pile foundations with three different methods based on three-dimensional elasto-plastic finite element analysis, *Soil and Foundation*, Vol.40, No.5, pp.113-132, , 2000.10.
- 10) 楊勇，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.
- 11) 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.
- 12) Hardin, B. O. & Dmievich, 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.
- 13) 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.
- 14) 楊勇，谷本俊輔，桐山孝晴：液状化地盤における既設橋台杭基礎の各種補強対策の効果に関する動的遠心模型実験，第40回地震工学研究発表会，Vol.77, No.4, pp.I_184-I_195, 2021.7.
- 15) 楊勇，谷本俊輔，桐山孝晴：高い橋台の杭基礎の液状化対策の補強効果に関する実験的研究，第41回地震工学研究発表会，2021.9.
- 16) Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.: Parameter identification for a cyclic mobility model, Report of the Port and Harbaour Reseach Institute (港湾技術研究所報告)，Vol.29, No.4, pp.57-83, 1990.12.
- 17) 井合進，飛田哲男，小堤治：砂の繰返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンシー関係，京都大学防災研究所年報，第51号B, pp.291-303, 2008.6.

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

担当チーム：橋梁構造研究グループ

研究担当者：大住道生、廣江亜紀子、谷本俊輔

【要旨】

本研究では、地震時の橋の耐荷性能を合理的に評価するため、基礎と地盤特性も含めた橋全体系として耐震性能を評価する手法を構築することを目的としている。H28年度では、古い基準により設計された既製RC杭を模した既往の実験を対象に、解析的に杭列ごとの曲げやせん断耐力特性の評価法を検討した。H29年度では、入力損失の大きい柱状体基礎の動的加振実験を対象に、解析的に地震時応答の再現及び地盤振動の特性が構造物の振動に及ぼす影響を確認した。H30～R2年度では、橋台に関する動的遠心模型実験及び実験の再現解析を実施し、橋台の地震時応答特性及び動的相互作用を分析するとともに、解析手法の妥当性を検証した。また、模型PC杭のせん断耐力実験及び解析的検討により、PC杭に対するPHC杭のせん断耐力評価式の適用性を検討した。R3年度には、橋台の動的FEM解析によるパラメトリックスタディの結果に基づき、簡易な等価一自由度モデルによる応答評価の妥当性を検証した。また、既製RC杭に対するPHC杭のせん断耐力評価式の適用性を検討した。

キーワード：相互作用、耐震設計法、既製コンクリート杭、柱状体基礎、橋台

1. はじめに

道路橋示方書・同解説（以下「道示」という）V耐震設計編は、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。この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、既製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～R2年度には、橋台に関する動的遠心模型実験及び実験の再現解析を実施し、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に関するデータ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。さらに、再現解析により、対象とした実験条件下においては、動的FEMモデル及び等価一自由度モデルとともに、一定の再現性を有することを確認した。また、模型PC杭のせん断耐力実験及び解析によるパラメトリックスタディを実施し、せん断耐力評価の合理化の検討を行った。検討の結果、PC杭のせん断耐力をH29道示IV³⁾に基づくPHC杭のせん断耐力評価式により、比較的精度よく推定できることを確認した。

R3年度には、橋台の動的FEM解析によるパラメトリックスタディの結果に基づき、橋台の振動特性が異なる複数のケースに対して、簡易な地震時応答評価手法である等価一自由度モデルの適用性を検討した。また、既製RC杭に対して、解析によるパラメトリックスタディを実施し、各パラメータがせん断耐力に及ぼす影響を確認するとともに、RC杭に対するPHC杭のせん断耐力評価式の適用性について検討した。

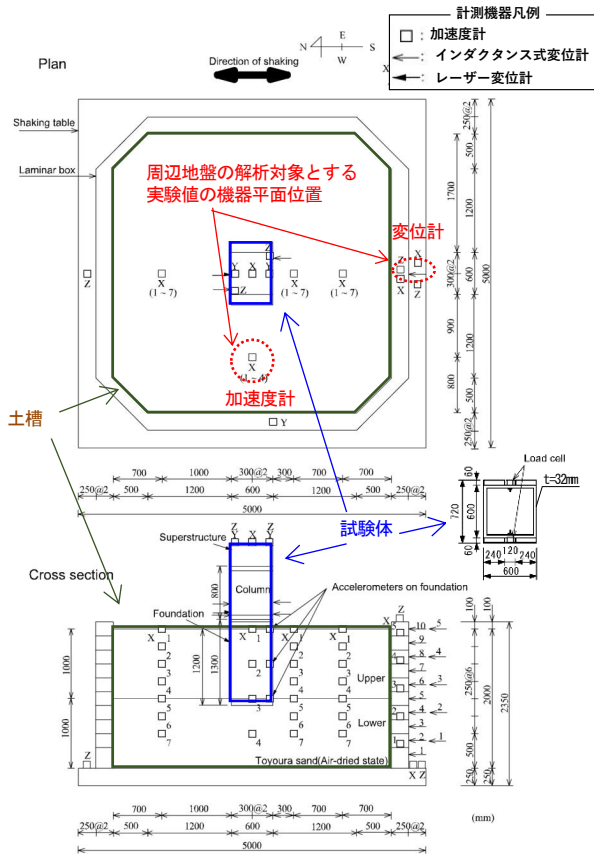


図-2.1 実験概要図

2. 柱状体基礎の地震時相互作用の評価手法

2.1 研究背景

H24 道示⁴⁾において、大地震時における基礎の耐震性能照査方法では、静的照査法が用いられることが一般的であるが、橋全体系の動的照査時のモデル化は、橋の地震時挙動を推定できるよう、橋の構造特性、部材の材料特性、地盤の抵抗特性等に応じて適切にモデル化が実施される。ただし、基礎と地盤間の抵抗特性を表すバネモデルは、地盤と基礎の地震時相互作用特性を評価する手法の確立に至っておらず、鉛直・水平・回転の各線形ばねとしてフーチング下面に設置することで、簡易的にモデル化されている。

これまでに土木研究所では、自由地盤と基礎をおのおのモデル化し、それらを基礎-地盤間ばねで結合したモデルを用いて、実験との比較によりモデルの修正を行ってきた⁵⁾。これまでの検討は、杭基礎形式を対象としており、地盤を含めたモデル化を行うことで、より合理的な評価となる可能性が確認されている。

そこで、本研究では、杭基礎以外で入力損失の大きい柱状体基礎の動的加振実験を対象に、基礎構造-周辺地盤一体系モデルを用いた再現解析を実施するこ

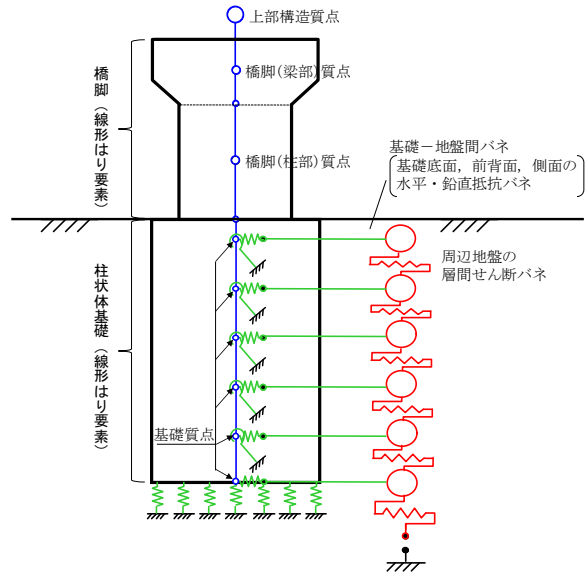


図-2.2 解析モデルの概要図

とで、柱状体基礎を有する橋梁構造の地震時応答特性および地盤振動の特性が構造物の振動に及ぼす影響を確認した。

2.2 解析対象とした実験の概要

本研究の解析対象とした実験²⁾は、土木研究所で所有している三次元大型振動台（平面寸法 8 m×8 m）上にせん断土槽（奥行き 4m×横 4m×高さ 3.5m）を固定し、その土槽内に砂地盤（上層：単位体積重量 $\gamma = 15.0 \text{ kN/m}^3$ 、相対密度 $Dr = 57\%$ 、下層： $\gamma = 15.5 \text{ kN/m}^3$ 、 $Dr = 74\%$ ）および柱状体模型を設置し加振実験を行ったものである。柱状体模型の基礎部分は、厚さ 32mm の鋼板からなり、寸法は奥行き 720mm×横 600mm×高さ 1300mm である（図-2.1 参照）。基礎模型は、ロードセルおよび土圧計により基礎が受ける地盤反力度の計測、基礎の運動を把握するため水平および鉛直方向の加速度が計測された。地盤は、地盤の水平方向の振動挙動を把握するため複数の深度の加速度が計測された。他に、インダクタンス変位計を用いて、基礎模型とせん断土槽上端との相対変位および、振動台とせん断土槽の相対変位が測定された。加振実験は、4 種類の入力波を用いて実施されており、本研究の解析対象としたのは、そのうちの神戸波 800gal(道路橋示方書波形 2-II-I-1)の加振結果である。

2.3 ケーソン杭基礎模型の再現解析モデル

2.3.1 解析モデルの概要

解析モデルを図-2.2 に示す。橋脚～基礎は、弾性はり要素でモデル化した。基礎は、橋脚よりも細かく

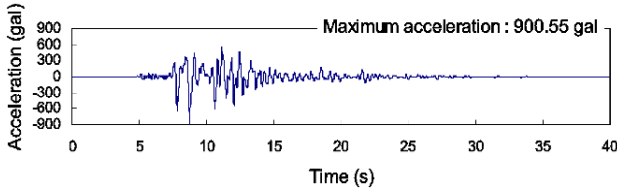


図-2.3 入力加速度波形(神戸波 800gal)

要素を分割して各質点に質量を与えた。また、入力地震動は図-2.3 に示す、振動台下面において計測された加振方向の水平加速度を用いた。

2.3.2 基礎-地盤間ばねのモデル化

基礎-地盤間ばねは、H24 道示⁴⁾の静的照査に用いるモデルに準じて地盤抵抗要素および抵抗特性を表-2.1 に示す通りモデル化した。深さ方向の分割は、加速度計や変位計のデータと比較や地盤の物性値が深さによる拘束圧の違いに依存することを考慮し、50mm ピッチの分割とした。履歴モデルは、基礎前面の水平抵抗は白戸らが提案する Winkler 型モデル⁶⁾、基礎周面と地盤の摩擦等により抵抗する要素はスリップ型の履歴モデルを用いた。基礎底面の鉛直ばねは、浮き上がりを考慮して圧縮のみ抵抗するものとした。基礎周面の鉛直抵抗は、回転ばねに集約してモデル化した。

2.3.3 周辺地盤ばねのモデル化

周辺地盤の層間せん断ばねの非線形特性は、骨格曲線に双曲線モデル、履歴則に Masing 則を用いた。双曲線モデルの骨格曲線は初期せん断剛性 G_0 とせん断強度 τ_f がパラメータとなる。初期せん断剛性 G_0 は、板たたき法によるせん断弾性波速度 V_s から設定した。なお、既往研究⁵⁾を参考に拘束圧依存性を考慮して深さ方向に変化させた。せん断強度 τ_f は、上載圧に内部摩擦角 ϕ から求めた $\tan \phi$ を乗じて求めた。内部摩擦角 ϕ は、対象実験の自由地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係の履歴曲線に対して、最も再現性の高い骨格曲線となる $\phi=30$ 度とした。

2.3.4 減衰の設定

表-2.2 に各要素の減衰定数を示す。減衰は、要素別の減衰定数と固有振動特性から、ひずみエネルギー比例減衰定数法によりモード減衰定数を求め、Rayleigh 減衰の比例係数を設定した。要素別に与えた減衰定数は、道路橋示方書⁴⁾に示される値を参考に、弾性はより要素でモデル化した鋼材で作製された柱と基礎模型は 2%、双曲線モデルにより履歴減衰が考慮される周辺地盤の層間せん断ばねは、微小ひずみ時の減衰を考慮して 1%とした。基礎-地盤間ばねは、非線形モデルを用いて履歴減衰が考慮されるため、減衰定数

表-2.1 基礎-地盤間ばねのモデル化

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

表-2.2 各要素の減衰定数

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

は見込んでいない。また、逸散減衰効果についても、振動台実験の再現解析においてどの程度見込めるかは不明な点が多いため、ここでは見込まないこととした。

2.4 周辺地盤のみの解析

構造物の応答は、地盤の応答と基礎-構造物間モデルの精度が影響する。はじめに、地盤の質点を層間せん断ばねで結んだ解析モデルに対して動的解析を行い、自由地盤の動的挙動の再現性を確認した。自由地盤の再現対象とする実験値は、加速度時刻歴をハイパスフィルタ処理し 2 回積分して求めたものと、インダクタンス式変位計の計測値に差があるため両方を示す。ここで、各計測機器の位置は、図-2.1 に示す通り、加速度計は、最も自由地盤としての応答に近いと考えられる加振方向に対して基礎の側面に設置されたものであり、変位計はせん断土槽に設置されている。

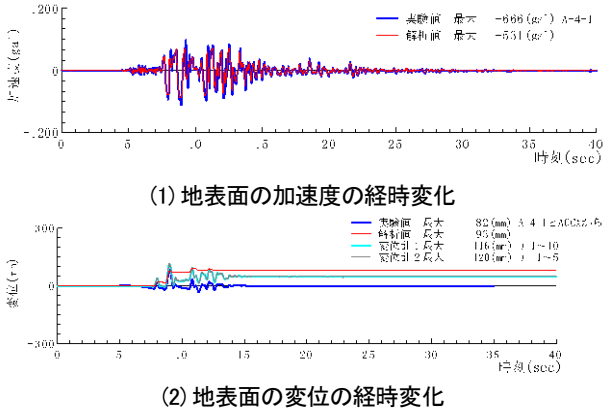


図-2.4 地表面の加速度と変位の経時変化

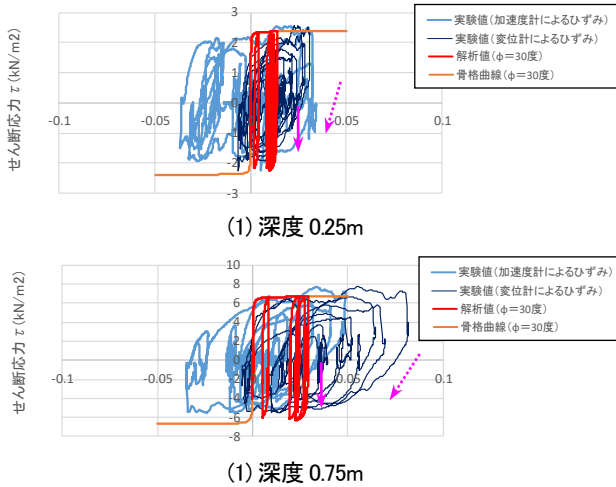


図-2.5 周辺地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係

図-2.4 に、実測値と解析値の地表面の加速度と変位の経時変化を示す。加速度の経時変化については、解析値と実験値の波形は概ね一致しており、解析は実験を再現できたが、最大応答値について解析値が100gal程度小さくなった。また、変位は実験において最大変位が生じる時刻までは実験値と解析値は概ね一致したが、その後は解析値の変位が増減せずにはぼ一定の値を示し実験値と解析値は相違した。

図-2.5 に、周辺地盤のせん断応力-せん断ひずみ関係の実験値および解析値の履歴を示す。せん断応力が正側から負側に向かう実験値の履歴曲線の除荷剛性は、ひずみの増大に伴って低下している（図中破線矢印）のに対し、解析値の除荷剛性は大きな剛性を保ったまま変わっていない（図中実線矢印）。その結果、解析値の履歴曲線は最大ひずみ付近に限定され、図-2.4(2)のように片側に変位が残留したと考えられる。乾燥砂に対して単調載荷試験を実施した場合、最大せん断応力が発揮された後に耐力が低下し、定常状態と言われる状態に至ることがある。また、双曲線モデル

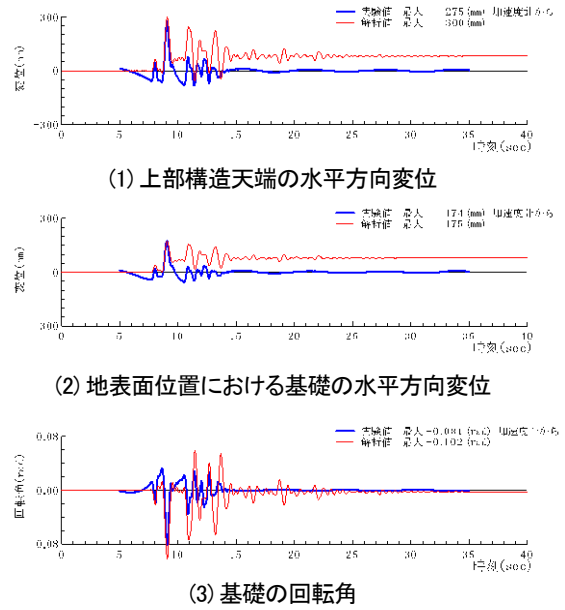


図-2.6 上部構造天端、基礎模型の変位・回転角の経時変化(基本ケース)

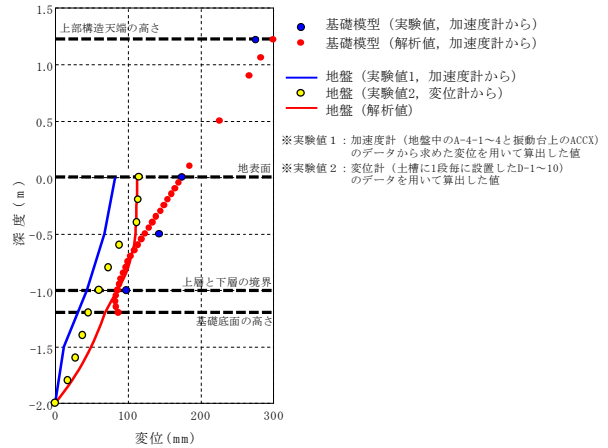


図-2.7 地盤と基礎模型の最大水平変位の深度分布

では、ピーク強度のみを考慮している。よって、定常状態に至っている場合には残留強度に達した時点でひずみが増加する挙動を評価せず、地盤の応答も小さく評価されたものと考えられる。なお、杭基礎を対象とした既往研究⁹⁾でも同様の現象が確認されている。

2.5 地盤-基礎-構造物系の一体モデルによる再現解析

2.5.1 基本ケースの動的解析結果

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

図-2.6 に上部構造天端、基礎模型の変位および回転角の経時変化を示す。ここで、実験値の模型の変位および回転角は、加速度を積分し、模型に生じる変位

が剛体変位のみであると仮定し最小二乗法により近似して求めている。上部構造天端の変位、地表面位置における基礎の変位の解析値は、最大となる時刻とその値が実験値と概ね一致している。また、図-2.7 に地盤と基礎模型の最大水平変位の深度分布を示すが、各深度における実験値と解析値も概ね一致している。ただし、図-2.6(2)より、解析値の基礎模型の変位は、片側に変位が残留し実験値と差が生じていることが確認される。

2.5.2 地盤および基礎の剛性影響の検証

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

図-2.8 に地表面位置における基礎模型の水平変位の経時変化を示す。基本ケースの図-2.4(2) と比べると、地盤の初期剛性が小さくなると応答値は大きくなる傾向となるが、周辺地盤の残留変位が大きい傾向は同様であることがわかる。また、基本ケースと比べ、加振時の応答値の感度に対して、残留変位の感度は小さい。周辺地盤の初期剛性を変えても残留変位に及ぼす影響は小さいことが確認された。

次に、基礎-地盤間ばねの柱状体基礎前面の水平ばねの履歴モデルの除荷剛性を変えて構造物応答に与える影響を確認した。柱状体基礎前面の水平ばねは、基本ケースでは既往研究 [5] を参考に、除荷剛性を初期剛性の 10 倍としていたが、ここでは、除荷剛性を初期剛性と同じと仮定してその影響を確認した。

図-2.9 に基礎前面ばねの除荷剛性を変えた場合の地表面位置における基礎模型の水平変位の経時変化を示す。基本ケースの図-2.4(2) と比べると、最大応答値も周辺地盤の残留変位も殆ど変わらない。基礎-地盤間ばねの柱状体基礎前面の水平ばねの除荷剛性を変えても応答値と残留変位に及ぼす影響は小さいことが確認された。

2.5.3 実験値の変位を入力値とした解析結果

最大応答後の挙動に対して、地盤や基礎の剛性が及ぼす影響が小さいことから、次に自由地盤の応答履歴の影響について検討する。そこで、実験で計測された各深度での地盤変位を、各深度の相互作用バネに直接同時入力した動的解析を行った。地盤変位は、「2.4

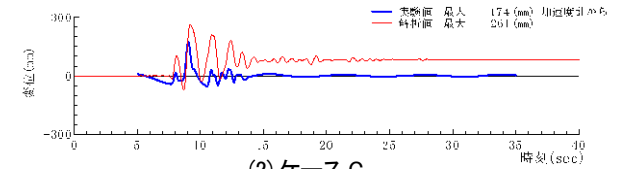
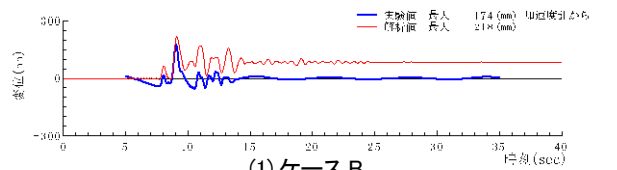


図-2.8 地表面位置における基礎模型の変位の経時変化 (周辺地盤の初期剛性を変えた場合)

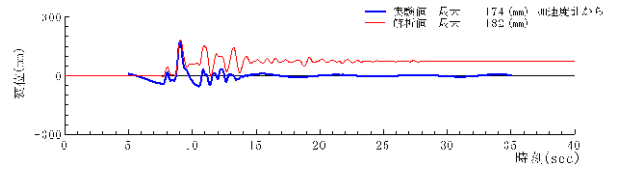


図-2.9 地表面位置における基礎模型の変位の経時変化 (基礎前面ばねの除荷剛性を変えた場合)

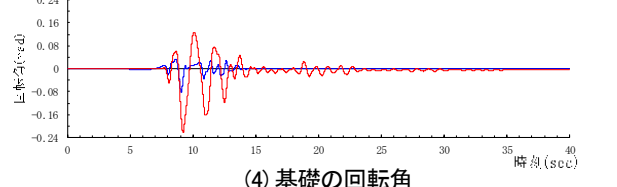
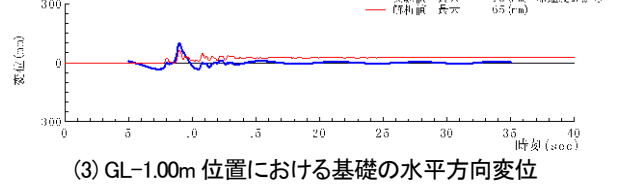
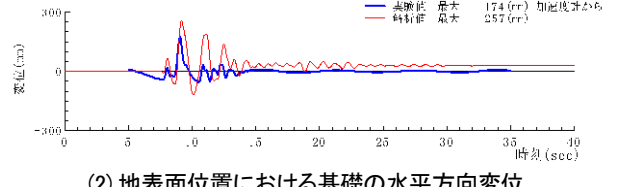
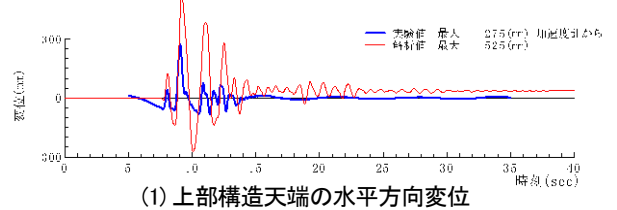


図-2.10 上部構造天端、基礎模型の変位・回転角の経時変化(地盤変位を入力値とした場合)

周辺地盤のみの解析」で対象とした変位計によるものを用いた。解析モデルは、前項より自由地盤部分を取り去ったものであり、基礎-地盤間に自由地盤の変位を入力して解析した。

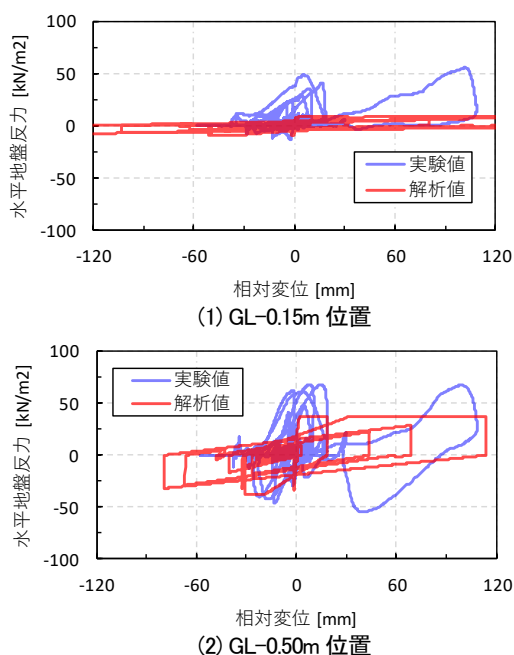
図-2.11 深度毎の基礎前面の水平ばねの $p-\delta$ 履歴

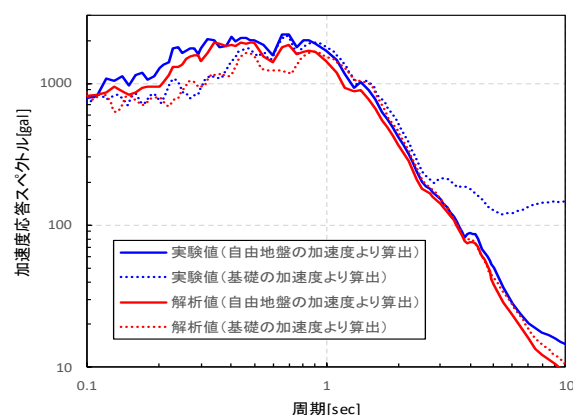
図-2.10 に上部構造天端、基礎模型の変位および回転角の経時変化を示す。解析値は実験値に比べ、深度1mでは応答変位が小さいが、地表面になると大きくなり、回転角が大きくなる。変位を直接入力することで、残留変位は再現されたが、応答値を再現することに至っていない。

図-2.11 に基礎前面の水平ばねの履歴の実験値と解析値の比較を示す。解析値の変位が大きくなった要因の一つとして、上限値の設定が相違していることでエネルギー吸収を適切に表現できなかったことが考えられる。

2.5.4 地盤と基礎の加速度応答スペクトルの比較

地盤と基礎の動的相互作用を考慮したモデルを用いることで、基礎があることにより構造物周辺の地盤の動きが拘束され地震動が低減される入力損失効果の再現性を確認した。耐震設計上の地盤面である橋脚模型下面位置（地表面位置）における自由地盤および基礎模型の加速度より算出される加速度応答スペクトルを比較することで、基礎より上部にある構造物の振動に及ぼす影響を評価した。ここで、自由地盤の加速度は、「2.4 周辺地盤のみの解析」の加速度計位置を対象とし、図-2.4(1)に示す値を用いた。

図-2.12 に地表面位置における自由地盤と基礎の加速度から算出した加速度応答スペクトルを示す。周期0.1~0.5秒程度の短周期領域において、加速度応答スペクトルは、自由地盤の加速度から求めた値に比べ、基礎の加速度から求めた値のほうが小さい傾向となっ

図-2.12 地表面と基礎模型の加速度波形から算出した加速度応答スペクトル(減衰定数 $h=0.05$)

ている。同領域において、解析値の加速度応答スペクトルは実験値と同様に、自由地盤の加速度から求めた値に比べ、基礎の加速度から求めた値のほうが小さい傾向となっていることから、入力損失を考慮できていることが確認される。

2.6 まとめ

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た。本検討により得られた知見を以下に示す。

- 地盤と基礎の動的相互作用を考慮したモデルを用いることで、入力損失を概ね再現することができる。よって、地盤と基礎の動的相互作用を考慮したモデルを用いることで、より合理的な評価ができる可能性がある。
- 残留変位は周辺地盤の挙動による影響が大きいため、地盤変位の精度よい予測が重要である。
- 基礎-地盤の相互作用バネを現行基準の静的照査で用いられるモデルに準じて設定すると、地盤抵抗が過小評価となる。特に、上限値の設定および大きな変形を生じた後の挙動について検討の余地がある。

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

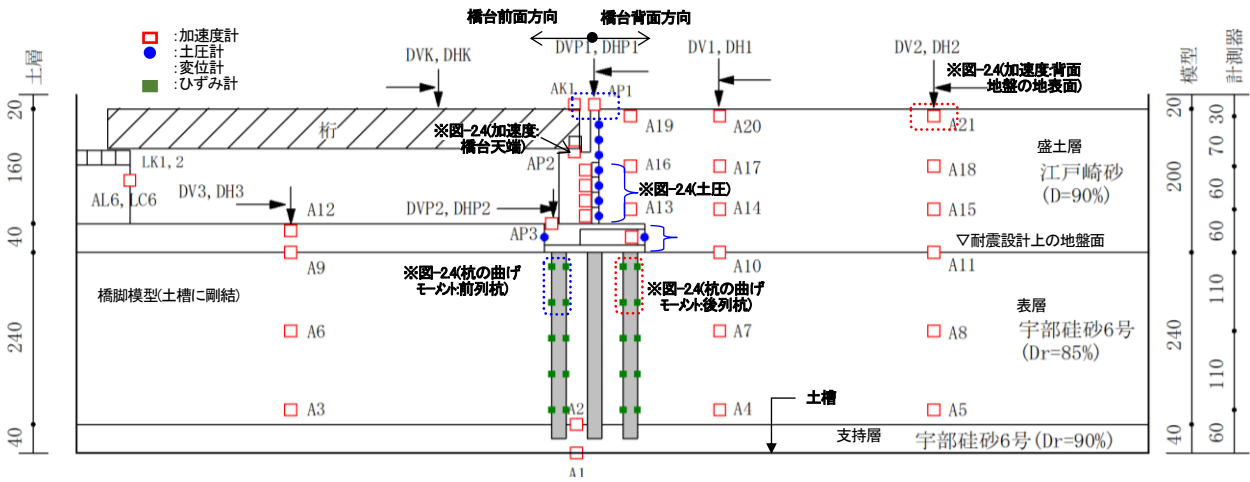


図-3.1 実験模型概要(寸法は模型スケール)

3. 動的遠心模型実験と解析的検討による橋台の地震時挙動分析

3.1 研究背景

橋台は上部構造を支持するとともに、背面土砂の流出を防止する役割をもつ構造である。このため、橋台は常に背面土からの偏土圧を受けており、地震時において主として一方向への繰返し载荷を受ける。

このような構造的特徴を有する橋台に対して、H29 道示V⁷⁾において、一部の条件に該当する場合を除き、レベル1地震動を考慮する設計状況に対する照査を満足する場合、レベル2地震動を考慮する設計状況に対して、応答値の算出等の計算による照査を省略してもよいとされている。

一方で、性能規定型照査体系に則った設計法の構築、橋台を含めた橋全体系の応答評価における精度向上を進めるにあたっては、橋台と背面土の動的相互作用、一方向に変位が累積する履歴特性等を考慮した実挙動に即した設計手法の確立が求められる。

鉄道構造物等設計標準・同解説〔耐震設計〕⁸⁾では、抗土圧橋台に対して地震時に支配的となる前面方向(主働方向)への変形の累積性に着目した簡易的な動的解析手法として、正負非対称の抵抗特性を考慮した1自由度系の履歴特性モデルによる時刻歴非線形動的解析法(以下「等価一自由度モデル」という)が示されている。一般的な鉄道橋の橋台においては、本手法を用いて簡易的に橋台の地震時の変位増分を算定している。一方で、本手法は構造を単純化した模型及び正弦波を用いた重力場における振動台実験により妥当性が検証されたものであり⁹⁾、地震動特性や地盤条件の違いによる挙動の変化など、未解明な点も残っている。

このような背景を踏まえ、本研究では、道路橋の

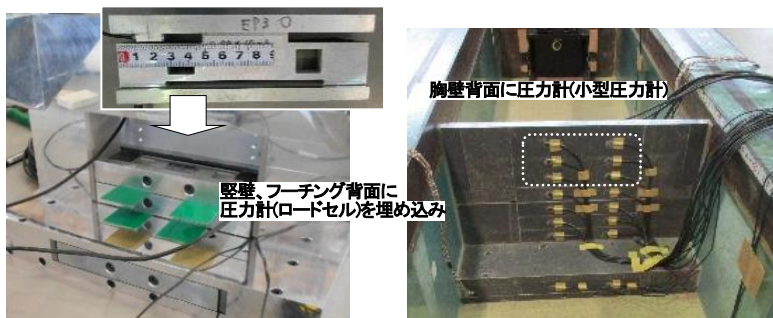
橋台の地震時挙動を適切に考慮した実務的なレベル2地震動に対する設計法の確立に向けた基礎データの取得を目的として、動的遠心模型実験及び解析的検討を行った。動的遠心模型実験では、橋台模型の地震時挙動の計測を行うとともに、計測した橋台模型の挙動の分析を行った。また、再現解析により一定の妥当性が確認された動的FEM解析モデルを用いて、パラメトリックスタディを実施し、橋台本体の振動特性が地盤含む橋台全体系の地震時応答に与える影響を確認した。さらに、不規則な地震動波形に対する応答加速度及び残留変位の再現性に着目し、等価一自由度モデルによる応答評価の適用性を検討した。本稿では、砂質土地盤上の橋台を対象とした一連の検討結果を報告する。

3.2 動的遠心模型実験概要¹⁰⁾

3.2.1 実験模型概要

解析の対象とした実験は、1径間の単純桁の道路橋のうち固定支承側の橋台を対象とした1/50縮尺模型に対して、50Gの遠心力場の下で行われた動的遠心実験である。図-3.1に模型実験の概要を示す。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。

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



(a) 縦壁、フーチング背面 (b) 胸壁背面
図-3.2 圧力計設置状況

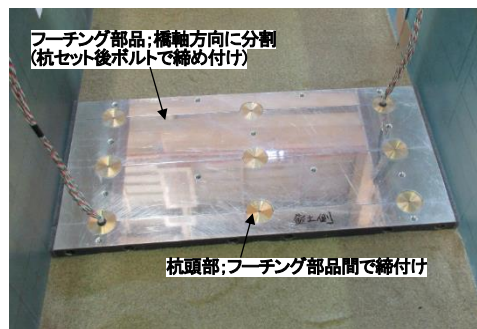


図-3.3 杭とフーチングの固定状況

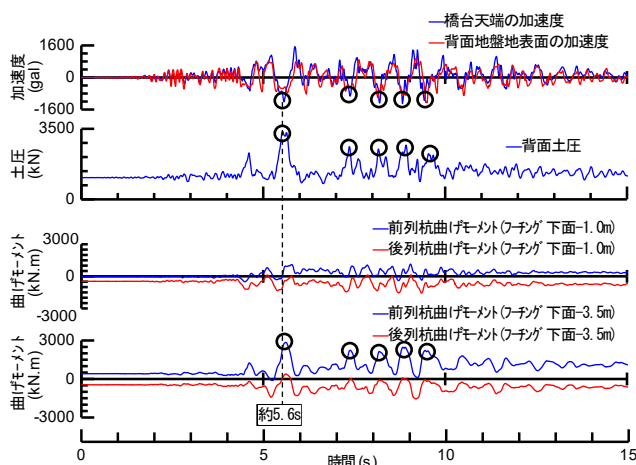


図-3.4 着目した各応答の時刻歴

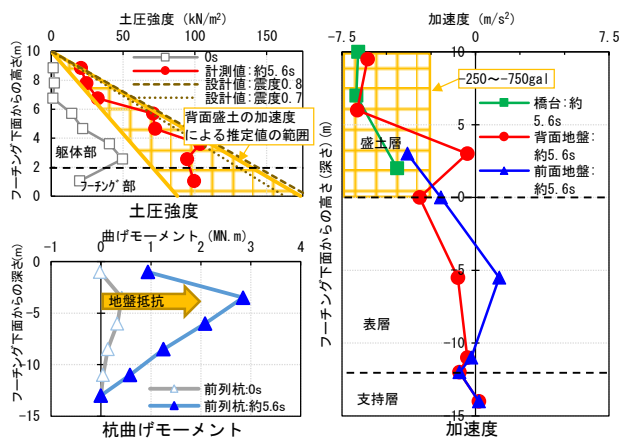


図-3.5 着目した各応答の深度分布

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-3.1 に示すように、加速度計、変位計、ひずみ計、及び圧力計（図-3.2）により計測するとともに、外観変状を確認した。また、杭とフーチングは図-3.3 に示すとおり、杭頭部をフーチング部品間で締付けすることで固定した。

3.2.2 実験結果概要

図-3.4 に、橋台天端及び背面地盤面の加速度（橋台前面側が正）、土圧（圧縮側が正）、杭の曲げモーメント（背面側引張が正）の時刻歴を示す。橋台天端と背面地盤の加速度時刻歴は概ね一致しており両者は一体に近い挙動といえる。橋台背面の土圧がピークを示す時刻は、橋台天端の加速度に負側のピークが出現する時刻、すなわち、橋台の前面方向の慣性力がピークを示す時刻と概ね一致している。また、杭の曲げモーメントはフーチング下面-1.0m よりも-3.5m で大きくなる傾向があり、フーチング下面-3.5m における曲げ

モーメントは橋台天端の加速度と概ね同一時刻にピークを示している。杭頭付近で曲げモーメントが小さい要因としては実験における杭頭部の結合度による影響が考えられる。

図-3.5 に各応答がほぼ最大となる 5.6s 時点の土圧、杭の曲げモーメント、背面地盤の加速度の深度分布を示す。土圧分布図には、道示に規定される設計水平震度を用いて算出した地震時主働土圧（ここでは設計値という）及び背面地盤盛土層の加速度（ $-250 \sim -750 \text{gal}$ ）を用いて算出した地震時主働土圧（ここでは加速度による推定値という）の範囲を示す。なお、地震時主働土圧は修正物部・岡部の方法を用いて算出した。土圧は、計測値より設計値が大きく、設計で考慮される地震時主働土圧は安全側となっている。また、計測値は、加速度による推定値の範囲となっている。

以上のように、本実験では、橋台と背面地盤が一体に近い挙動となり、背面土圧は修正物部・岡部による地震時主働土圧と概ね一致することが確認された。また地上部の作用が最大となる時刻において、杭の曲げモーメントが最大となることが確認された。

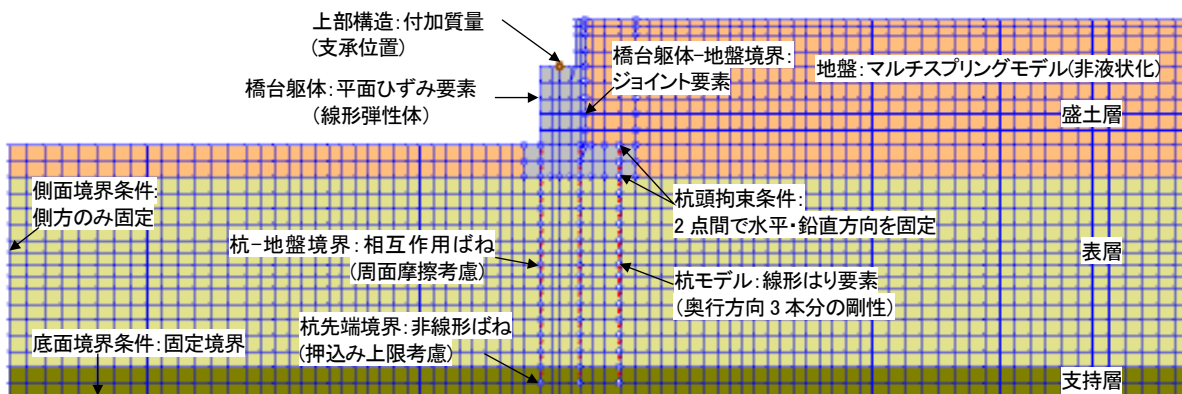


図-3.6 解析モデル図(動的FEM解析)

表-3.1 橋台構造物性値一覧

名称	要素	ポアソン比 ν	せん断剛性 G (kN/m^2)	質量密度 ρ (t/m^3)	断面積 A (m^2)	断面2次 モーメント I (m^4)	有効せん断 面積率 EFA
杭	線形はり	0.340	$2.61\text{E}+07$	2.70	0.44768	0.05064	0.500
縦壁, フーチング	線形平面	0.340	$7.0\text{E}+07$	3.087	-	-	-

表-3.2 上部構造物性値一覧

名称	要素	X方向 並進質量 XM (t)	Y方向 並進質量 YM (t)
		上部 構造 (橋桁)	節点 集中質量
		case② 0.0	349.7
		case③ 1398.6	349.7

表-3.3 地盤物性値一覧(マルチスプリングモデル)

名称	地層 上面 高さ (m)	層厚 (m)	単位体積 重量 γ (kN/m^3)	相対密度 Dr (%)	基準となる 平均有効 拘束圧 σ_{v0} (kN/m^2)	基準となる 初期せん断剛性 G_{s0} (kN/m^2)	基準となる 初期体積剛性 K_{s0} (kN/m^2)	粘着力 C (kN/m^2)	内部 摩擦角 ϕ (度)	パラ メータ mG, mK	最大 減衰 hmax
盛土層(江戸崎砂 $D_c=90\%$)	24.0	10.0	16.4	90.0	61.3	96142	250723	2.2	34.5	0.500	0.300
表層(宇部珪砂6号 $D_r=85\%$)	14.0	12.0	15.6	85.0	193.0	116281	303244	8.4	46.5	0.500	0.300
支持層(宇部珪砂6号 $D_r=90\%$)	2.0	2.0	15.9	90.0	275.3	145809	380247	0.0	41.4	0.500	0.300

表-3.4 杭-地盤相互作用ばね要素

杭軸直交方向の杭と地盤 の相互作用(横抵抗)			杭軸方向の杭と地盤の相互作用(摩擦)					
杭の直径 D	杭間隔比 n	ばね力に 乗ずる 係数 PFACT	せん断 方向 初期剛性 K_s	粘着力 CJ (kN/m^2)	摩擦角 ϕ J (度)	摩擦係数 FACTJ	粘着力に 乗ずる係数 J α	tan ϕ Jに 乗ずる係数 J β
1.000	5.700	3.000	1000000	8.400	46.500	1.653	1.000	1.000

表-3.5 橋台背面ジョイント要素

位置	粘着力 C (kN/m^2)	摩擦角 ϕ (度)
縦壁・フーチング 側面	自重解析時	0.0
	応答解析時	15.0
フーチング 底面	共通	31.0

3.3 動的 FEM による解析

3.3.1 解析概要

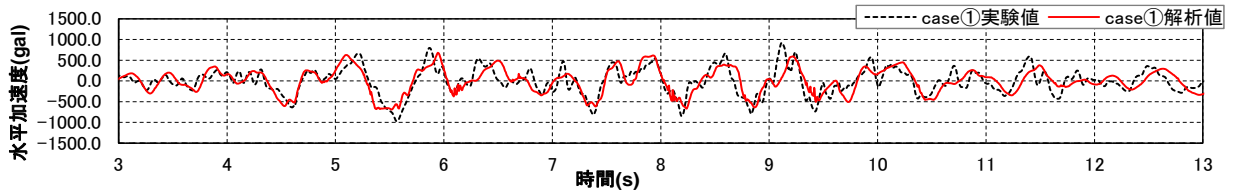
まず、実験の再現解析により FEM 解析の再現性を確認するとともに、パラメータスタディを実施し、後述する等価一自由度モデルを用いた解析による再現性を評価する上での比較基準とする。パラメータスタディでは、橋台本体の振動特性の変化が、背面土含む橋台全体系としての挙動に与える影響に着目し、橋台の振動特性に影響する上部構造の水平質量を変化させるものとした。検討ケースは、実験と同条件である case ①、上部構造の支持条件を可動(上部構造の水平質量=0)とした case②、上部構造の水平質量を実験の2倍とした case③の3ケースとした。

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

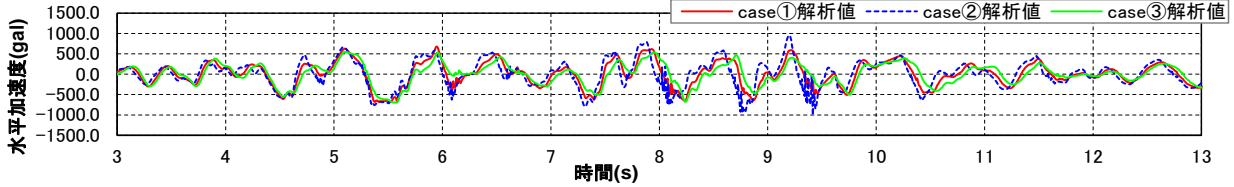
の相似則に基づき、縮尺模型を実物スケールに換算したものをを用いた。また、解析モデルの奥行幅は、フーチング幅(14.5m)とした。モデル化の対象は、土槽内の地盤、上部構造、下部構造、基礎構造とした。メッシュは図-3.6のとおり分割した。

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-3.1、表-3.2に示す。地盤にはマルチスプリングモデル(非液化化)を適用し、その材料パラメータは室内土質試験データより設定した(表-3.3)。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-3.4)。杭先端には押込み支持力の上限值を持つ軸方向の非線形ばねを設定した。そ

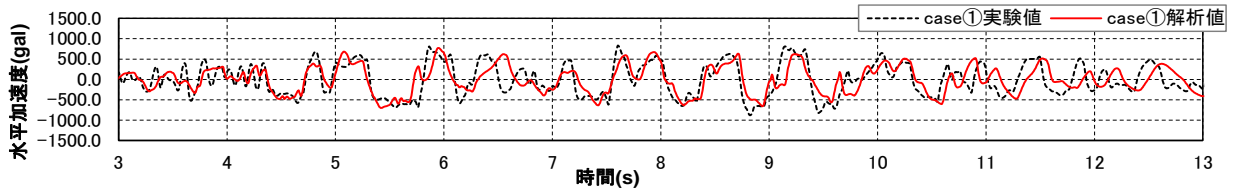


(a) case①における実験値と解析値の比較

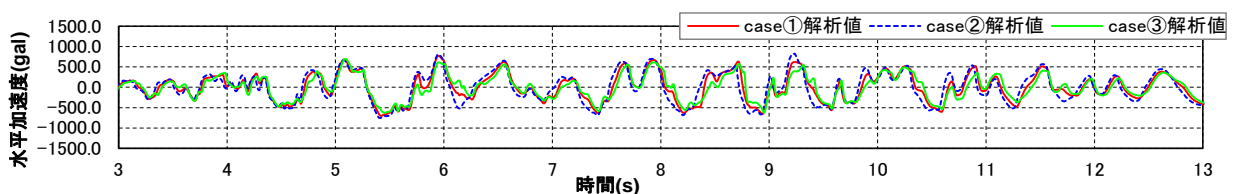


(b) FEM 解析における case①～③の比較

図-3.7 橋台天端応答水平加速度



(a) case①における実験値と解析値の比較



(b) FEM 解析における case①～③の比較

図-3.8 背面地盤地表面応答水平加速度

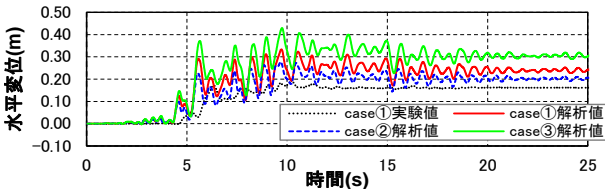


図-3.9 橋台天端水平変位時刻歴

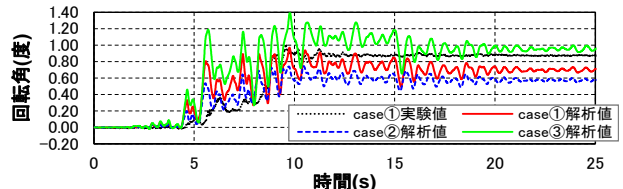


図-3.10 橋台壁回転角時刻歴

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た (表-3.5)。

時間積分法には Wilson の θ 法を用い、時間積分間隔は 0.005 秒とした。減衰は要素別 Rayleigh 減衰 (剛性比例型) とし、1 次モードの減衰定数が 1.0% となるように設定した。解析ソフトは FLIP ROSE (一般社団法人 FLIP コンソーシアム) を使用した。底面境界を剛基盤としたうえで、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。

3.3.2 解析結果

橋台天端及び背面地盤地表面における応答水平加速度時刻歴をそれぞれ図-3.7 及び図-3.8 に示す。実験の再現性確認のため、case①における実験値と解析値の比較を図-3.7(a)、図-3.8(a)に示す。応答水平加速度は橋台天端、背面地盤地表面ともに、応答が増加

する 6 秒付近以降で若干の位相差が生じるが、振幅は全体で概ね一致する。位相差が生じた原因としては、大きなせん断ひずみが生じた後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考えられる。また、FEM 解析における各ケースの比較を図-3.7(b)、図-3.8(b)に示す。橋台天端の応答水平加速度は桁質量が小さいケースほど、高振動数成分に対する応答が顕著に現れているが、これを除く低振動数成分は振幅、位相ともに大きな差異はない。また、背面地盤地表面の応答水平加速度は各ケースでほぼ差異はない。これは、橋台全体系の応答が、構造系 (上部構造、橋台躯体、基礎) の振動特性による影響を受けにくく、橋台背面土の応答が支配的であることを示唆している。

図-3.9 に橋台天端の水平変位時刻歴、図-3.10 に橋台壁の回転角時刻歴を示す。case①の実験値と解析

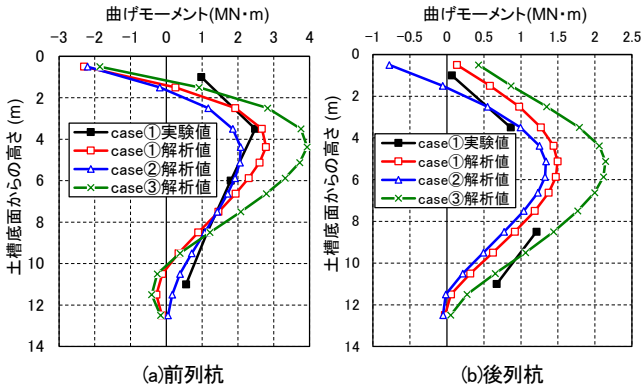


図-3.11 杭の曲げモーメント分布(最大応答時)

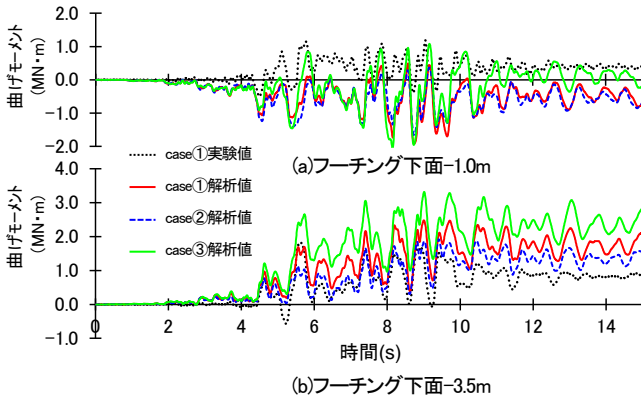


図-3.12 杭の曲げモーメント時刻歴

値の比較より、残留変位は解析値が実験値の約 1.5 倍、残留回転角は解析値が実験値の約 0.8 倍となった。また、実験値は、8 秒付近から回転角が急増し、一方で水平変位の増加が小さくなっている。なお、水平変位、回転角ともに全体で実験値と解析値の波形形状は一致しないが、これは実験時の変位計の固定治具の振動が影響した可能性が考えられる。FEM 解析における case ①～③の比較より、波形形状は各ケースでほぼ同様であるが、桁質量が大きいケースほど累積する水平変位及び回転角は大きくなる。

図-3.11 に杭中間部の曲げモーメントが最大となる時刻における杭の曲げモーメント分布を示す。case ①における実験値と解析値の比較より、前列杭中間部において、解析値は実験値よりやや大きい値を示している。また、前列杭頭部において、解析値は負側（前面引張方向）の曲げが生じているのに対し、実験値ではほぼ曲げは発生していない。この要因について、実験においては、図-3.3 の写真に示すとおり、杭頭部がフーチング部品との摩擦抵抗により固定されており、杭頭部の剛結度が低いことにより曲げモーメントの伝達が弱まった可能性も考えられるが、その影響の程度を確認するには至らなかった。FEM 解析における case ①～③の比較より、杭中間部の曲げモーメントは桁質

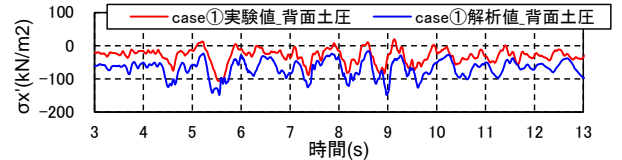
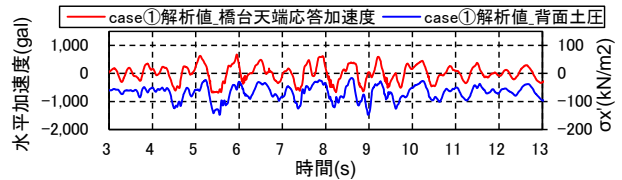
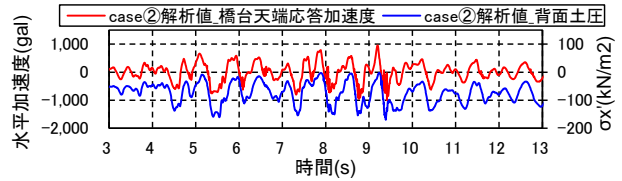


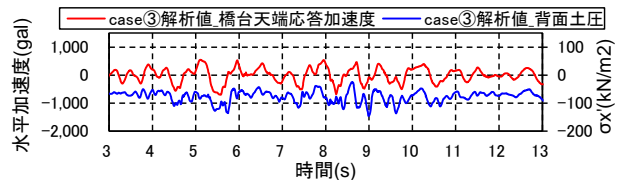
図-3.13 case ①における背面土圧



(a)case ①



(b)case ②



(c)case ③

図-3.14 背面土圧と橋台応答加速度の位相比較

量が大きいケースほど大きくなるが、前列杭頭部の曲げモーメントは各ケースで大きな差異はない。図-3.12 に前列杭の曲げモーメントの時刻歴を示す。case ①における実験値と解析値の比較より、杭頭部（フーチング下面-1.0m）の曲げモーメントは解析値との乖離が大きく、実験値は解析値に比べて振幅が小さい。また、FEM 解析における case ①～case ③の比較より、桁質量が大きいケースほど、曲げモーメントの振幅が大きく、また杭中間部（フーチング下面-3.5m）の曲げモーメントの最大値が大きい。

図-3.13 に case ①における橋台堅壁の背面土圧の実験値と解析値を示す。ここで、解析における堅壁背面土圧は堅壁背面に設けたジョイント要素の垂直応力とし、着目位置は橋台天端から深さ 5.35m の位置とした。堅壁背面土圧は実験値と解析値で初期値に差があるが、最大応答値が現れる時刻は概ね一致する。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、図-3.14 に FEM 解析における各ケースの背面土圧と橋台応答加速度を示す。桁質量が大きいケースほど、土圧の振幅が小さい傾向である。また、各ケースとも、橋台応答加速度と背面土圧のピーク時刻は概ね一致しており、対象としたケースでは橋台にかかる慣性力と背面土圧がほぼ同位相で発生することを確認した。

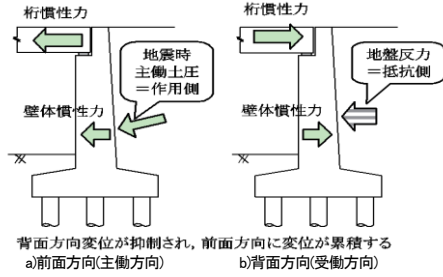


図-3.15 橋台の地震時挙動の特徴⁹⁾

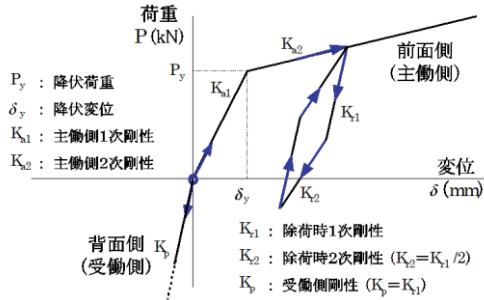
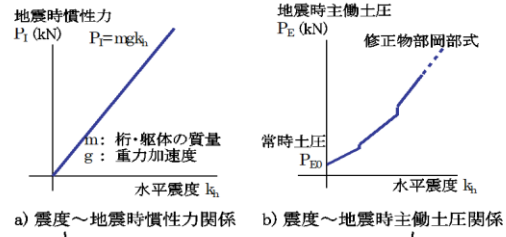
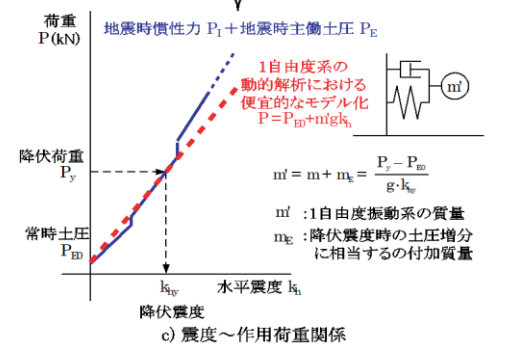


図-3.16 橋台の抵抗特性のモデル化の考え方⁹⁾



a) 震度～地震時慣性力関係 b) 震度～地震時主働土圧関係

重ね合わせ



c) 震度～作用荷重関係

表-3.6 等価一自由度モデルのパラメータ

ケース	躯体+上部工重量 (kN)	降伏震度時の主働土圧合力 (kN)	静止土圧の合力 PE0 (kN)	一自由度系モデル質量 m' (t)	降伏震度 Ky	降伏変位 delta y (m)	Ka1 (kN/m)	Ka2 (kN/m)	Kp=Kr1 (kN/m)	Kr2 (kN/m)	主働側 Teqr (s)	受働側 Teqr (s)	減衰係数 c
case①	19924.4	8475.2	5945.0	4238.8	0.540	0.045	498990	74230	1773270	886635	0.58	0.31	17340
case②	13071.2	11125.1	5945.0	2624.7	0.709	0.051	359346	56647	3752611	1876306	0.54	0.17	19849
case③	26795.7	7117.2	5945.0	6286.9	0.453	0.058	485819	79582	1646065	823033	0.71	0.39	20346

3.4 等価一自由度モデルによる再現

3.4.1 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⁹⁾は、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、同モデルを用いて、既往実験及びFEM解析の各ケース(case①～③)に対する再現解析を行った。

橋台の地震時挙動の特徴として、図-3.15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-3.16)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-変位関係より設定した。

振動系の質量 m' としては、図-3.17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、次式により算出した。

$$m' = m + m_E = \frac{P_y - P_{E0}}{g \cdot k_{a1}} \quad (1)$$

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

P_y : 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

K_{a1} : 主働側一次剛性

g : 重力加速度

動的解析に必要な減衰は、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した。ダッシュポットの減衰係数 c は次式より算出した。

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

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

$$c = 2h\sqrt{m'K_{r1}} \quad (4)$$

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

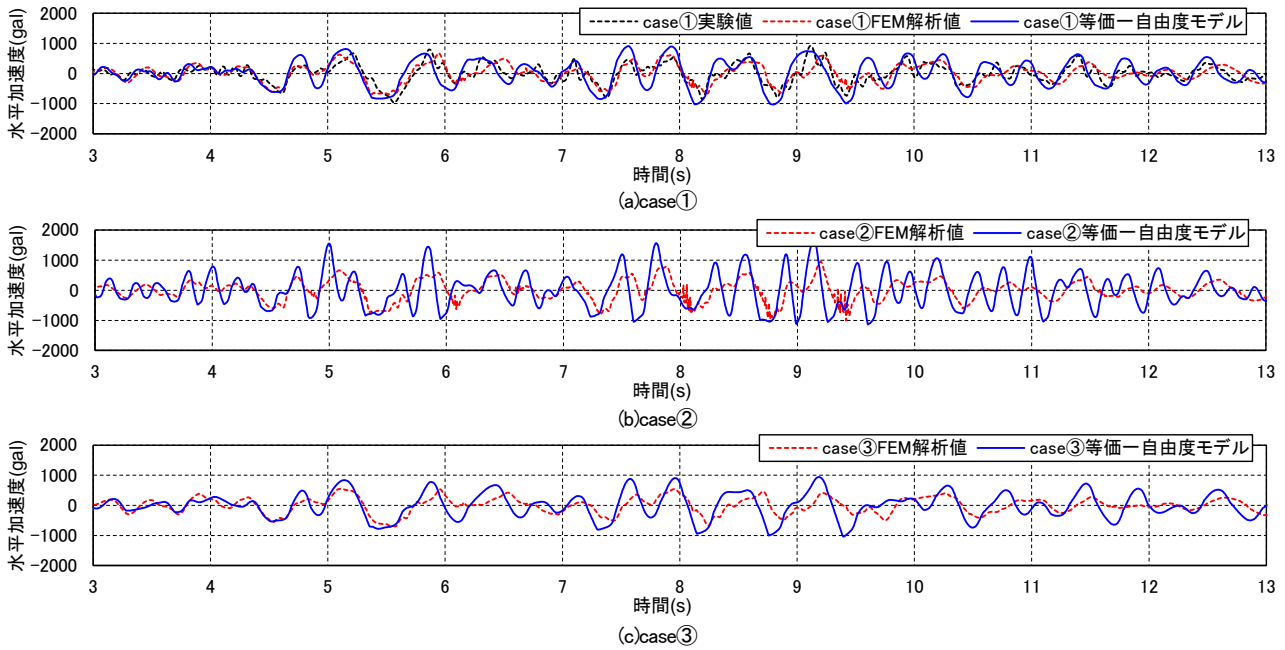


図-3.18 応答水平加速度時刻歴

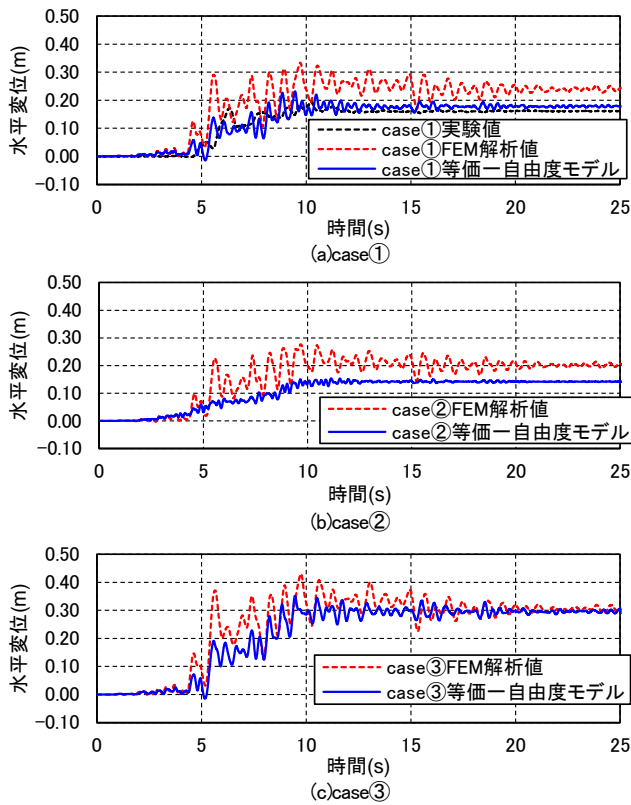


図-3.19 水平変位時刻歴

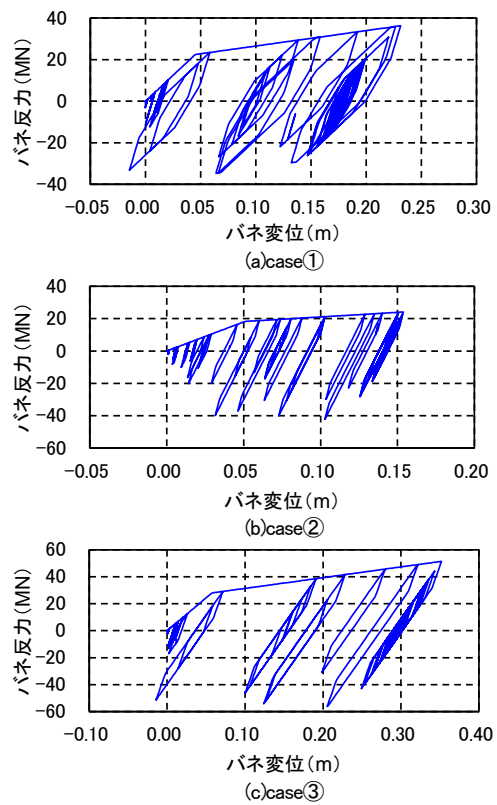


図-3.20 ばね反力-変位履歴図

表-3.6 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、橋台前面地盤地表面の L2 加振時の応答加速度とし、case①においては実験値、case②③においては FEM 解析値を用いた。なお、実験と case①における FEM 解析の前面地盤地表面の応答加速度は概ね一致することを確認した。

3.4.2 解析結果

各ケースの応答水平加速度時刻歴を図-3.18 に示す。case①において、等価一自由度モデルによる解析値は、実験値と振幅、位相ともに概ね一致する。FEM 解析値とは、6 秒付近までは概ね一致するが、それ以降で位相差が生じる。case②において、等価一自由度モデル

と FEM の解析結果で波形形状が大きく異なる。case③においては、両者は6秒付近までは概ね一致し、それ以降で若干位相差及び振幅差が生じる。以上より、等価一自由度モデルと FEM の解析結果の比較では、桁質量が小さいケースほど応答加速度が乖離する傾向である。また、各ケースともに FEM に比べて等価一自由度モデルの方が応答加速度が大きくなる傾向であり、さらに、ケースによる応答加速度波形の差異が大きい。

図-3.19 に水平変位時刻歴を示す。ここで、FEM 解析値は橋台天端位置の水平変位を示す。等価一自由度モデルによる解析値において主働方向（橋台前面方向）に累積する変位が再現されており、図-3.20 のばね反力-変位履歴図より主働側で降伏に達することにより変位が増大するのが確認できる。

さらに、等価一自由度モデルと FEM 解析の応答変位波形を比較すると、全ケースにおいて、等価一自由度モデルは振幅が小さく、周期が短い傾向である。また、いずれのケースも FEM に比べて等価一自由度モデルの応答変位は小さい。これは、FEM 解析において、地盤のせん断剛性低下に伴う橋台基礎の剛性低下により、橋台の応答が長周期化するとともに、変位が大きくなったためと考えられる。

また、図-3.19 より、等価一自由度モデルの残留変位は FEM の解析値と比べ、case①では約 0.74 倍、case②では約 0.70 倍、case③では約 0.96 倍小さく、桁質量が大きいケースほど残留変位が一致する傾向である。また、case②と case③の残留変位の比較より、等価一自由度モデルでは、約 2.1 倍の差があるのに対して、FEM 解析では約 1.5 倍の差であり、等価一自由度モデルでは上部構造質量の変化が応答に与える影響が大きいことが確認できる。

以上より、等価一自由度モデルにおいては、構造系（上部構造、橋台躯体、基礎）の振動特性が橋台の応答に大きく影響することがわかる。一方で、実験及び FEM 解析の結果より、本研究で対象とした橋台の地震時応答は橋台背面土の挙動が支配的であり、構造系の振動特性の違いが応答に与える影響は比較的小さいと考えられる。よって、構造系の振動特性に対する感度の差が、等価一自由度モデルによる再現性低下の原因となることが考えられる。

3.5 まとめ

本研究では、橋台の地震時挙動を適切に考慮した実務的なレベル 2 地震動に対する設計法の確立に向けた基礎資料を得るため、橋台の振動特性が異なる複数

のケースを対象に、等価一自由度モデルによる応答評価の適用性を検証した。

検証結果より、等価一自由度モデルでは、対象としたケースにおいて、桁質量が大きい場合は、加速度、変位に対して一定の再現性を持つことが確認できた。一方で、FEM 解析結果より、橋台の地震時応答は橋台背面土の挙動が支配的であり、各ケースの応答の差異は比較的小さかったが、等価一自由度モデルによる解析では構造系の振動特性に大きく影響を受け、桁質量が小さいほど、再現性が低くなることがわかった。

今後は、地盤条件や地震動特性などその他の条件が橋台の地震時応答に与える影響について、データを蓄積するとともに、解析による応答評価の適用性を確認し、実務的な橋台のレベル 2 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る予定である。

4. 既製コンクリート杭のせん断耐力評価

4.1 研究背景

H8 道示 V¹¹⁾より前の基準で設計された道路橋基礎は、当時の基準では考慮していなかったレベル 2 地震動に対する照査を満足せず、耐震補強が必要とされる事例が多い。一方、熊本地震など実際の地震被害において確認された基礎杭の被害は必ずしも多くない。ただし、現在では新設橋に使用されていない既製 RC 杭等については、一部の橋でせん断破壊による重篤な被害が生じている場合もある。このため、既設基礎杭のせん断耐力を適切に評価し、地震に対する耐荷性能が不足する基礎杭を抽出する方法を確立する必要がある。

既製 RC 杭及び既製 PC 杭は、その改良品である PHC 杭の開発により、現在では道路橋に用いられることがないため、H29 道示 IV³⁾に具体的な照査法が規定されていない。H14 道示 IV¹²⁾以前の規定では、RC 杭、PC 杭、PHC 杭を含む既製コンクリート杭のせん断耐力評価においてはりのせん断耐力評価式が準用されていた。一方、既往の研究¹³⁾により、PHC 杭のせん断耐力評価においては、実験で確認したせん断耐力がりのせん断耐力評価式による推定値を大きく上回ることが確認されており、H29 道示 IV³⁾では新たに合理化されたせん断耐力評価式が規定されている。

そこで、本研究では、RC 杭及び PC 杭のせん断耐力評価の合理化を目的として、載荷実験並びに FEM 解析によるパラメトリックスタディを実施し、各パラメータがせん断耐力に及ぼす影響を確認した。さらに、RC 杭及び PC 杭に対する H29 道示に基づく PHC 杭のせん断耐力評価式の適用性について検証した。

4. 2 既製コンクリート杭のせん断耐力評価法

4.2.1 H14 道示に基づくはりのせん断耐力評価式

式(5)～(8)に示す H14 道示IV¹²⁾に規定されるはりのせん断耐力評価式(以下「はり式」という。)は、修正トラス理論に基づき、コンクリートが負担するせん断耐力 S_c とせん断補強鉄筋が負担するせん断耐力 S_s の和でせん断耐力を評価している。既製コンクリート杭に対してはり式を適用する場合は、正負交番繰り返し荷の影響に関する補正係数 c_c 、有効高 d に関する補正係数 c_e 、軸方向引張鉄筋比に関する補正係数 c_{pt} 、許容せん断応力度 τ_c の積の値として、コンクリートの許容せん断応力度を 1.5 倍した値を用いることが H14 道示IV12. 10. 5¹²⁾に解説されている。さらに、この $1.5\tau_c$ に軸方向圧縮力による補正係数 c_N と等積箱型断面の有効面積 (bd) を乗じた値が S_c となる。

なお、はり式ではせん断スパン比の影響は考慮されていない。また、過去の研究¹⁴⁾よりはり式は、コンクリートの負担するせん断耐力を小さく評価する傾向にあることが報告されている。一方で、せん断補強筋が負担するせん断耐力は、修正トラス理論に基づく算定式がそのまま用いられ、せん断補強筋形状が円形であることにより、矩形の場合に比べてその補強効果が低減される影響¹⁵⁾が考慮されていない。

$$P_s = S_c + S_s \quad \text{----- (5)}$$

$$S_c = c_c c_e c_{pt} c_N \tau_c b d \quad \text{----- (6)}$$

$$= 1.5\tau_c c_N b d \quad \text{----- (7)}$$

$$S_s = \frac{A_w \sigma_{sy} d (\sin\theta + \cos\theta)}{1.15 s} \quad \text{----- (8)}$$

4.2.2 H29 道示に基づく PHC 杭のせん断耐力評価式

式(9)～(12)に示す H29 道示IV³⁾に規定される PHC 杭のせん断耐力評価式(以下「PHC 杭式」という。)は、多数の PHC 杭のせん断載荷試験結果に基づく実験式である。PHC 杭式ではコンクリートが負担できるせん断応力度 τ_1 、せん断補強鉄筋が負担できるせん断応力度 τ_2 、軸力によって増加するせん断応力度 τ_3 の和に、有効面積 $(b_e j)$ と部分係数 (ξ_1, ξ_2, Φ_u) を乗じた値をせん断耐力として評価している。コンクリートが負担できるせん断応力度の算出式(10)は、修正荒川式¹⁶⁾の第一項を基に、PHC 杭の試験結果を踏まえ補正係数 (k_u, k_p) を調整したもので、寸法効果、引張鉄筋比及びせん断スパン比の影響が見込まれている。また、せん断補強鉄筋が負担できるせん断応力度に対して、せん断補強鉄筋が円形であることによる補強効果の低減を考慮している。なお、RC 杭及び PHC 杭と PHC 杭の相違点であるコンクリート強度 σ_{ck} 及びプレスト

レス σ_{ce} の有無については、式中で直接その値が考慮されるため、追加のパラメータを考慮する必要は無い。また、式(10)の原型となった修正荒川式は RC 梁のせん断載荷試験結果に基づく実験式であるため、本来 RC 構造への適用における課題は小さいと考えられる。

$$S_d = \xi_1 \xi_2 \Phi_u (\tau_1 + \tau_2 + \tau_3) b_e j \quad \text{----- (9)}$$

$$\tau_1 = \frac{0.115 k_u k_p (\sigma_{ck} + 17.7)}{a/d + 0.115} \quad \text{----- (10)}$$

$$\tau_2 = 0.516 P_w \sigma_y \quad \text{----- (11)}$$

$$\tau_3 = 0.102 \{ \sigma_{ce} + N / (b_e j) \} \quad \text{----- (12)}$$

4. 3 既製 RC 杭のせん断耐力評価

4.3.1 実験概要

既往の実験¹⁷⁾では、既設橋梁より撤去された RC 杭を用いて、せん断破壊に着目した静的載荷試験を行っている。ここでは、せん断破壊が確認された杭径 450mm、せん断スパン 450mm (せん断スパン比 ≈ 1.0) のケースの実験結果のみを記す。図-4.1 に載荷試験の概要図、表-4.1 に供試体諸元及び実験結果、図-4.2

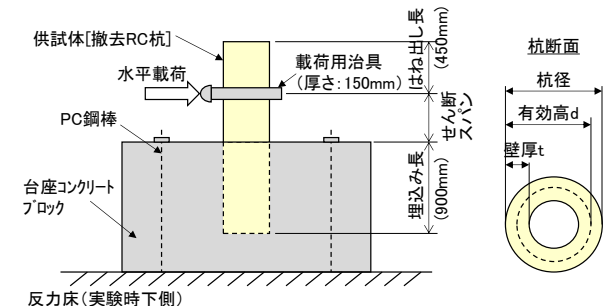


図-4.1 RC 杭の載荷試験概要図

表-4.1 試体諸元、実験結果、せん断耐力推定値

杭径(有効高d) [mm]		450 (410)
せん断スパンa [mm]		450
壁厚t [mm]		80
コンクリート強度 σ_{ck} [N/mm ²]		71.9
配筋	軸方向鉄筋	降伏強度(N/mm ²) 径[mm]・本数
	ス ^ハ イ ^ル 鉄筋	引張強度[N/mm ²] 径[mm]・ピッチ[mm]
		径[mm]・本数
◎実験で計測された最大荷重[kN]		532.9
◎はり式による推定値[kN] (◎/◎)		240.8 (2.21)
◎PHC杭式による推定値[kN] (◎/◎)		458.0 (1.16)

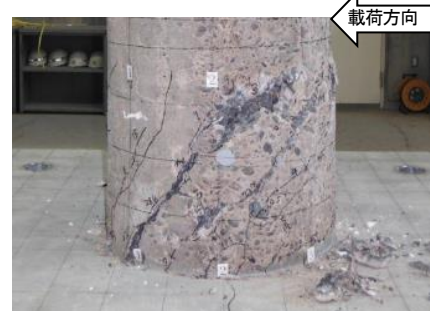


図-4.2 RC 杭載荷試験終了後の損傷状態

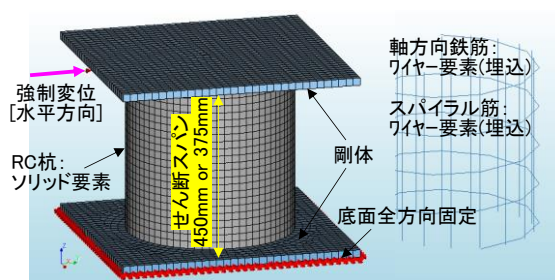


図-4.3 RC 杭の FEM 再現解析モデル

に実験終了後の状況写真を示す。図-4.2 より、載荷側の治具下面と圧縮側下端を結ぶような斜め方向のせん断ひび割れが進展しており、実験後のはつり調査により、ひび割れ位置においてスパイラル鉄筋の破断が確認された。

実験で計測された最大荷重とはり式及び PHC 杭式による推定値を比較する。なお、本稿においては、はり式による推定値は、フーチングの設計¹²⁾に用いられるせん断スパン比によるコンクリート負担分の割増係数 c_{dc} 及びせん断補強鉄筋負担分の低減係数 c_{ds} を準用して、せん断スパン比による影響を考慮するものとした。また、PHC 杭式による推定値は安全係数を考慮せず（種々の部分係数を全て 1.0 として）算出した。したがって、はり式による推定値は安全側に評価される値であるのに対して、PHC 杭式による推定値は生値（特性値）を示している。表-4.1 より、はり式による推定値は実験値に対して 2 倍以上の安全余裕を有している。一方、PHC 杭式による推定値は実験値に対して 16%程度安全側の評価であり、比較的精度よくせん断耐力を評価できている。

4.3.2 FEM による再現解析

4.3.1 で示した実験ケースを対象に、FEM 解析による再現解析を行い、後述するパラメトリックスタディにおける FEM モデルの妥当性を確認する。解析モデルは、図-4.3 に示す実験におけるせん断スパン間を抽出した 3 次元モデルを用いた。端部の拘束条件は、下端を全方向固定とし、上端を載荷軸方向以外の変位及び回転を自由として設定した。ここで、実験において、せん断ひび割れ上端が載荷用治具（厚さ 150mm）の下面付近に確認されたことから、再現解析においては、せん断スパン上端を治具中心位置又は治具下面位置とした場合の 2 ケースで解析を行った。解析で使用したコンクリートの物性値および鉄筋の応力-ひずみ関係は、材料試験結果から設定した。

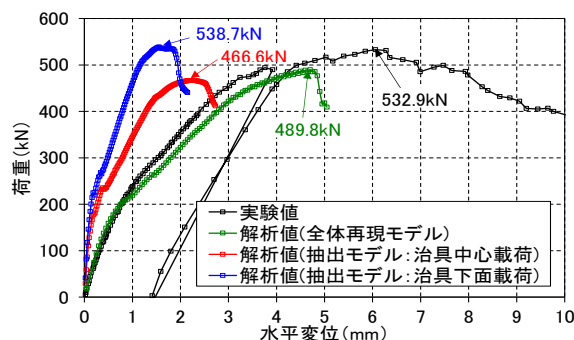


図-4.4 解析値と各せん断耐力式における推定値の関係

図-4.4 に、実験及び各解析ケースの荷重変位関係を示す。両解析ケースとも実験値と比べて初期剛性が大きい、これは解析モデルにおいて杭上下端を剛結しているため、杭のコンクリートブロックからの抜け出しや、杭と治具の境界面のずれに起因する変位が含まれないこと等が要因であると考えられる。これらの影響については、別途載荷用治具及び固定コンクリートブロックをモデル化の対象に含めた全体再現モデルで検証することにより、初期剛性を含めて精度よく再現できることを確認した。ここでは、全体再現モデルにおける荷重変位関係を図-4.4 に併記し、詳細は割愛する。最大荷重に着目すると、実験値及び全体再現モデルによる解析値は、せん断スパン上端を治具中心とした場合と治具下面とした場合の解析値の間の値を示している。したがって、実際のせん断スパン上端は治具中心～治具下面の間に位置すると考えられる。

4.3.3 FEM 解析によるパラメトリックスタディ

既製 RC 杭の適用範囲において FEM 解析によるパラメトリックスタディを実施し、各パラメータがせん断耐力に及ぼす影響を確認するとともに、各せん断耐力評価式の妥当性を検証する。解析モデルは、せん断スパンが明確であり、耐力算出において一定の妥当性が確認された 4.3.2 のせん断スパン抽出モデルを用いた。

検証の対象とするパラメータは杭径、せん断スパン、コンクリート強度、軸方向鉄筋量、スパイラル鉄筋量、スパイラル鉄筋材料、軸力とした。杭径は JISA5372 で規定される $\Phi 300 \sim \Phi 600$ の範囲で 3 ケース、せん断スパン比は 0.5～2.5 の範囲で 4 ケースを対象とした。コンクリート強度は過去の JIS 規格値を参考に 27、35、40、50N/mm²(参考検討)、の 4 ケースを対象とした。軸方向鉄筋量は JIS における軸方向鉄筋比による分類 A 種(3%未満)、B 種(3～5%)、C 種(5%以上)に対応する 3 ケース(2.7%、4.0%、5.4%)を対象とした。スパイラル鉄筋量は、鉄筋径により設定し、 ϕ

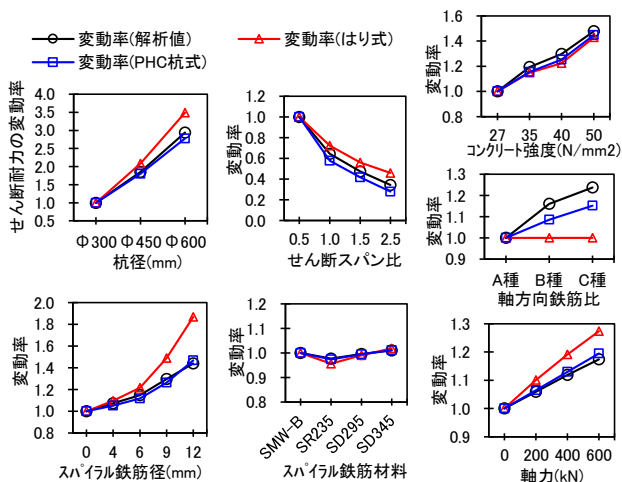


図-4.5 各パラメータに対するせん断耐力の変動率

3. 2~12.0mm 及びスパイラル鉄筋を配置しない場合の計5ケースを対象とした。スパイラル鉄筋材料は過去の採用実績等を参考に SWM-B(鉄線)、SR235、SD295、SD345 の4ケースを対象とした。軸力は既設橋の事例を参考に 0~600kN の範囲で4ケースを対象とした。なお、各検証においては、着目するパラメータのみを変更し、その他のパラメータは固定している。

解析結果においては全ケースでせん断破壊型の破壊形態が確認された。各パラメータがせん断耐力に及ぼす影響を確認するため、各パラメータの基準ケースに対する解析値及び各せん断耐力評価式による推定値の変動率を図-4.5 に示す。コンクリート強度及びスパイラル鉄筋材料の影響に対しては、解析値と各せん断耐力評価式による推定値は概ね近い変動率を示している。一方、杭径、せん断スパン比、軸方向鉄筋比、スパイラル鉄筋径、軸力の影響に対しては、はり式と比べて PHC 杭式による推定値の方が解析値と近い変動率を示している。杭径及び軸方向鉄筋比の影響に対しては、はり式において有効高及び軸方向鉄筋比に関する補正係数を一定値で規定していることから、それらの影響を考慮しきれず、解析値と乖離が生じたと考えられる。また、スパイラル鉄筋径の影響に対しては、はり式においてせん断補強鉄筋が円形であることによる補強効果の低減が考慮されておらず、せん断補強鉄筋の補強効果を大きく見積もる傾向があることが確認できる。さらに、はり式においては軸力の影響を大きく評価し、せん断スパン比の影響を小さく評価する傾向が確認できる。

解析値と各せん断耐力評価式による推定値の関係を図-4.6 に示す。はり式による推定値は、解析値に対して約3倍の安全率が確保されている。一方、PHC杭式による推定値は解析値に対して約13%安全側に評

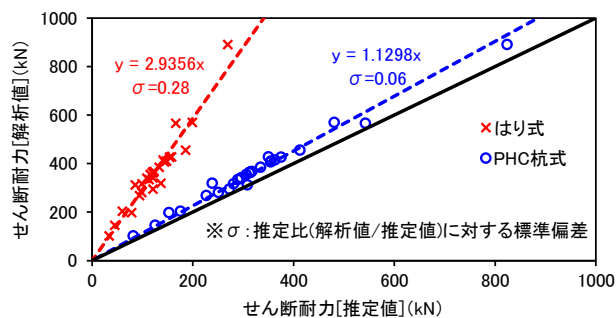


図-4.6 解析値と各せん断耐力式における推定値の関係

価することが確認された。また、各せん断耐力評価式による推定比(解析値/推定値)の標準偏差を比較すると、PHC杭式ははり式と比べて推定比のばらつきが小さく、比較的精度よくせん断耐力を評価できている。

4. 4 既製 PC 杭のせん断耐力評価

4.4.1 実験概要¹⁸⁾

本実験では、PC杭が使用されていた当時の規格に合わせて製作した杭径500mmの模型杭を用いて、せん断スパンをパラメータとした静的載荷試験を行った。載荷試験概要図を図-4.7、供試体の諸元、実験結果及び各せん断耐力評価式による推定値を表-4.2 に示す。

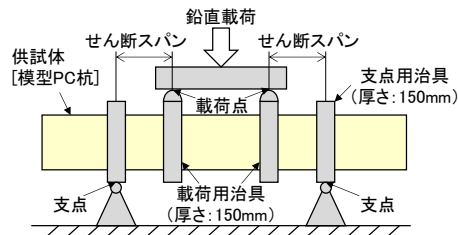


図-4.7 PC杭の載荷試験概要図

表-4.2 供試体諸元、実験結果及びせん断耐力推定値

ケース	Case -1	Case -2	Case -3	Case -4		
杭径(mm)	500	500	500	500		
せん断スパン(mm)	500	750	1000	1250		
壁厚(mm)	90	90	90	90		
コンクリート強度(N/mm ²)	68.6	71.0	67.2	61.6		
配筋	PC鋼材	降伏強度(N/mm ²)	1371	1371	1371	1371
		径(mm)	9	9	9	9
		本数	24	24	24	24
		有効プレストレス(N/mm ²)	9.1	9.2	9.6	9.1
	スパイラル鉄筋	引張強度(N/mm ²)	617	617	617	617
		径(mm)	6	6	6	6
	ピッチ(mm)	100	100	100	100	
■載荷試験結果						
破壊形態	せん断	せん断	せん断	曲げ		
最大荷重(kN) ※載荷重÷2	883	697	518	394		
■はりのせん断耐力評価式						
推定値(kN)	281.6	212.9	169.0	151.1		
(実験値/推定値)	(3.14)	(3.27)	(3.07)	---		
■H29道示PHC杭のせん断耐力評価式						
推定値(kN)	487.5	386.9	324.1	275.5		
(実験値/推定値)	(1.81)	(1.80)	(1.60)	---		

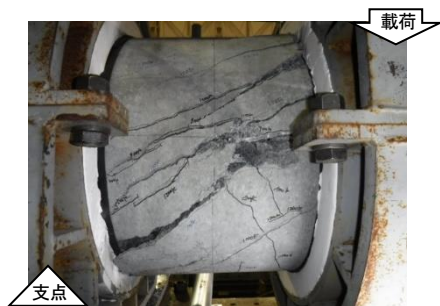


図-4.8 PC杭载荷試験Case-1の実験終了後の損傷状況

実験方法は、単純ばり形式による2点载荷とした。载荷パターンは単調増加方式による漸増载荷とし、破壊（終局）に至るまで载荷を行った。

表-4.2の実験結果に示すとおり、各ケースの破壊形態はCase-1、Case-2、Case-3でせん断破壊型、Case-4で曲げ破壊型となった。せん断破壊が確認されたCase-1の実験終了後の状況写真を図-4.8に示す。载荷点と支点を結ぶような斜め方向のせん断ひび割れが進展しており、ひび割れ位置においてスパイラル鉄筋の破断が確認された。せん断破壊となったケースについて、実験で確認された最大荷重と各せん断耐力式による推定値を比較すると、実験値/はり式による推定値=3.07~3.14であるのに対して、実験値/PHC杭式による推定値=1.60~1.81であり、PHC杭式によりはり式に比べて精度よくせん断耐力が評価できているものの、実験値とは60~80%程度の乖離がある。

4.4.2 FEMによる再現解析

PHC杭式による推定値と実験値の乖離の要因について、文献19)では、せん断破壊となったCase-1に対する再現解析（全体再現モデル）により治具の拘束の影響を確認し、実際のせん断スパンが計画値より短くなった可能性を指摘している。そこで、文献20)では、図-4.9に示す実験における片側の支点と载荷点の各治具芯間のみ抽出し、両端を固定条件としたモデル（以下「せん断モデル」という。）を用いて、実験のせん断スパンを考察している。せん断モデルでは曲げモーメントが端部で最大、中央部で0となることから、せん断スパンは実験における計画値（载荷点~支点）の1/2となる。図-4.10に、実験及び各再現解析モデルにおけるせん断耐力換算の荷重-変位関係を示す。最大荷重の比率はせん断モデルによる解析値/実験値=1.13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~载荷点の1/2相当より若干大きい程度と考えられる。

以上を踏まえて、実験におけるせん断スパンを支

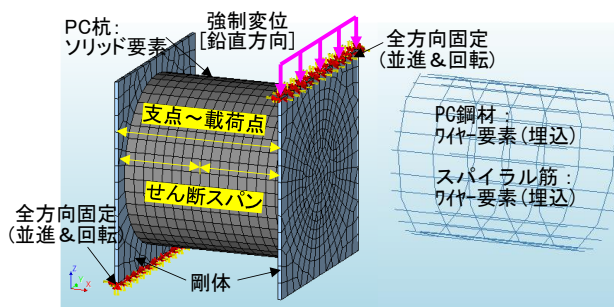


図-4.9 PC杭のFEM再現解析モデル図

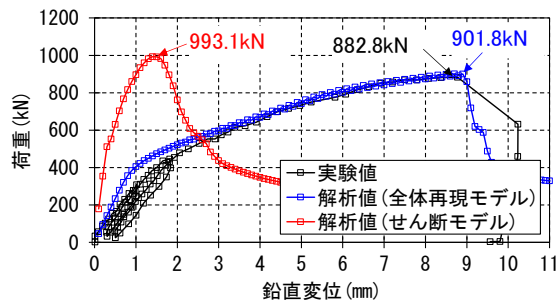


図-4.10 実験及び再現解析による荷重-変位関係

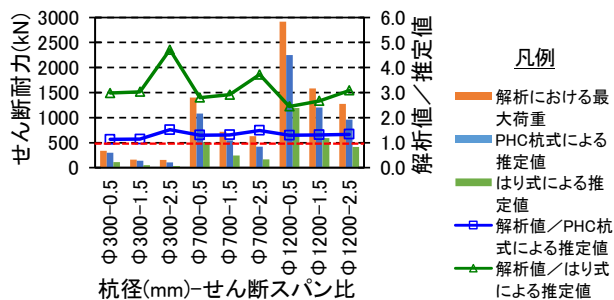


図-4.11 解析結果及びせん断耐力推定値

点~载荷点の1/2相当と仮定し、PHC杭式によりせん断耐力を算出すると、実験値(883kN)/推定値(775kN)=1.14であり、PHC杭式によるせん断耐力評価の一定の妥当性が確認された。

4.4.3 FEM解析によるパラメトリックスタディ

既製PC杭の適用範囲においてFEM解析によるパラメトリックスタディを実施し、各パラメータのせん断耐力への影響を確認するとともに、せん断耐力評価法の妥当性を検証する。解析モデルは、せん断スパンが明確であり、耐力算出において一定の妥当性が確認された4.4.2のせん断モデルを用いた。検証するパラメータは杭径及びせん断スパンとし、その他のパラメータは、JISA5335、JISA5336を参考に設定した。杭径は使用実績よりΦ300~Φ1200の範囲で3ケース、せん断スパンは0.5~2.5の範囲で3ケースを対象とした。

各ケースの解析結果及び各推定式によるせん断耐力と推定比を図-4.11 に示す。解析においては、全ケースでせん断破壊型の破壊形態が確認された。解析値と各せん断耐力評価式による推定値を比較すると、解析値/はり式による推定値=2.45~4.71 であるのに対して、解析値/PHC 杭式による推定値=1.13~1.49 であり、PHC 杭式ははり式に比べ精度よくせん断耐力が評価できている。また、PHC 杭式は推定比のばらつきが小さく、杭径及びせん断スパン比によるせん断耐力への影響を精度よく考慮できている。

4.5 RC・PC 杭のせん断耐力照査フロー(案)の作成

本研究の成果を踏まえて作成した、既設橋の RC 杭及び PC 杭のせん断耐力照査フロー(案)を図-4.12 に示す。本フローは補強対策の優先度の設定に資するものとして作成した。なお、フローの妥当性については今後十分な検証が必要であるが、現時点では以下の考えに基づき整理した。

照査の流れとして、まずは従来のはり式による照査を行い、NG となった場合に PHC 杭式による照査を行うものとした。これは、RC 杭及び PC 杭に対する PHC 杭式の適用性は、主に解析的に検証されたものであることから、現時点では PHC 杭に対して適用する場合と同等の信頼性を確認するには至っていないためである。

PHC 杭式におけるせん断スパン比は、レベル 2 地震動に対して PHC 杭 (JIS 杭) で一律に用いられるせん断スパン比 2.5 を準用することを基本とした。なお、せん断スパン比を一律としているのは、レベル 2 地震動に対して [全杭のせん断耐力の総和 \geq 杭基礎全体に生じるせん断力] で照査する際に、杭ごとに異なるせん断スパン比の扱いが明確になっておらず、せん断耐力を下限値で評価できるように規定したためである^{3, 13)}。このことから、杭のモーメント分布から求めたせん断スパン比が全杭で 2.5 以下となる場合には、全杭のうち最大となるせん断スパン比を用いてせん断耐力を算出してもよいものとした。

また、PHC 杭式によりコンクリート強度がせん断耐力に及ぼす影響を精度よく考慮できること、またその影響度が大きいことから、既設の RC・PC 杭の材料実強度が推定できる場合には、実強度を反映して照査を行ってよいものとした。

以上の条件を考慮した上で、PHC 杭式による照査を満足する場合には、せん断に対する既設基礎としての耐荷性能が比較的高いと判断できるものとした。ここで、PHC 杭式による照査を満足しない場合について、

H8 道示からスパイラル鉄筋量の下限値が規定されたことにより、それ以降の基準で施工された RC 杭及び PC 杭は、それより古い基準で施工されたものに比べて、相対的にせん断耐力が大きいと考えられる。また、モーメント分布から求めたせん断スパン比が 2.5 以上である場合には、2.5 以下であるものに比べて相対的に曲げ破壊が先行しやすいと考えられる。以上を踏まえ、せん断破壊の生じやすさを考慮し、耐震補強対策の優先度を設定するものとした。なお、現時点ではこれらの判断基準に対する明確な根拠を示すには至っていないため、今後引き続き検討が必要である。

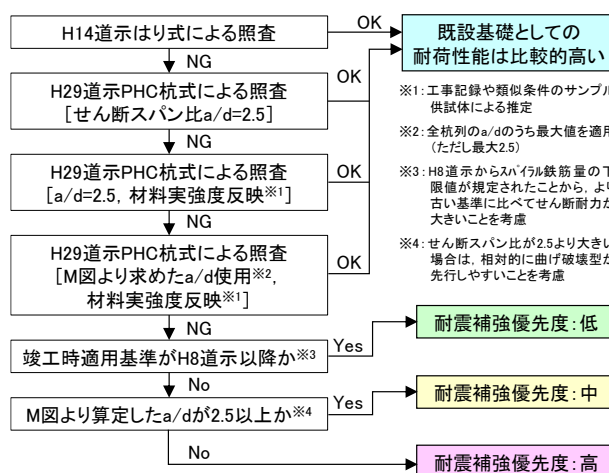


図-4.12 RC杭及びPC杭のせん断耐力照査フロー(案)

4.6 まとめ

本研究では、載荷実験及びFEM解析により、RC杭及びPC杭のせん断耐力評価に対するPHC杭式の適用性について検証した。その結果、今回対象とした条件においては、PHC杭式を準用することにより、各パラメータの影響を精度よく安全側に評価できた。また、本研究の成果を踏まえ、補強対策の要否判定及び対策優先度の設定に資するものとして、RC杭及びPC杭のせん断耐力照査フロー(案)を作成した。

今後の課題としては、PHC杭式は多数のPHC杭のせん断載荷試験結果に基づく実験式であるが、今回RC杭及びPC杭に対する実験でせん断破壊が確認されたケースが少ないことから、主にFEM解析結果との比較によりせん断耐力評価式の妥当性を検証している。そのため、解析では考慮されていない杭の製造方法や使用材料、品質管理基準のばらつきが推定式の信頼性に及ぼす影響については、今後検証が必要と考える。また、照査フローの実用化に向けて、引き続き、その妥当性の検証を進める考えである。

参考文献

- 1) 岡田太賀雄、鬼木浩二、河野哲也、星隈順一：既製RC杭基礎模型を用いた正負交番載荷試験、第18回性能に基づく橋梁等の耐震設計に関するシンポジウム講演論文集、pp. 27-34、2015
- 2) 福井次郎、中谷昌一、白戸真大、秋田直樹、野々村佳哲、岡本真次：柱状体基礎の大型振動台実験、土木研究所資料、第4041号、2007. 3
- 3) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、pp. 276-280、2017. 11
- 4) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編・V耐震設計編、2012. 3
- 5) 河野哲也、谷本俊輔、安藤滋芳、堺淳一、星隈順一：地盤物性値のばらつきが杭基礎に対する動的応答評価に与える影響、地盤工学ジャーナル、Vol. 9、No. 2、pp. 119-139、2014. 3
- 6) 中谷昌一、白戸真大、井落久貴、野村朋之：杭基礎に関する動的照査法の適用について、土木研究所資料、第4083号、2007. 12
- 7) (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
- 8) 国土交通省鉄道局監修、鉄道総合技術研究所編：鉄道構造物等設計標準・同解説（耐震設計）、丸善、pp. 150-152、2012
- 9) 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.
- 10) 有馬俊、澤田守、谷本俊輔、大住道生：地盤と橋台の地震時応答に関する動的遠心模型実験、土木技術資料、第62巻、第9号、pp. 20-23、2020
- 11) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、1996. 11
- 12) (社)日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編、pp. 166-167、pp. 229-232、pp. 413-414、2002. 3
- 13) 土木研究所、早稲田大学、コンクリートパイロ建設技術協会：既製コンクリート杭の性能評価手法の高度化に関する共同研究報告書第494号、2017. 7
- 14) コンクリートパイロ建設技術協会：PHC杭のせん断耐力実験報告書、1997. 3
- 15) 岸田慎二、堀井昌博、桑原文夫、林静雄：大口徑PHC杭のせん断終局強度の計算方法に関する研究、日本建築学会構造系論文集第532号、pp. 103-110、2000. 6
- 16) 荒川卓：鉄筋コンクリートばりの許容せん断応力度とせん断補強について、コンクリート・ジャーナル、vol. 8、No. 7、pp. 11-20、1970. 7
- 17) 河口大輔、鬼木浩二、澤田守、大住道生：撤去杭を用いた既製RC杭のせん断破壊に着目した実験的検討、第21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. 17-22、2018. 7
- 18) 河口大輔、澤田守、大住道生：せん断破壊に着目したPC杭の模型実験、第22回橋梁等の耐震設計シンポジウム講演論文集、pp. 379-384、2019. 7
- 19) 河口大輔、PC模型杭載荷試験におけるせん断耐力の解析的検討、土木学会第75回年次学術講演会講演概要集、2020. 8
- 20) 有馬俊、江口康平、大住道生：PC杭に対するPHC杭のせん断耐力算定式の適用性の検討、土木学会第76回年次学術講演会講演概要集、2021. 8

4.2.6 地震後の河川堤防の機能を考慮した耐震性評価技術・対策技術の開発

担当チーム：地質・地盤研究グループ（土質・振動）

研究担当者：佐々木哲也、石原雅規、谷本俊輔、梶取真一、佐々木亨、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。本研究では、大型浸透実験や遠心模型実験および解析による検証により、地震後の堤体の「亀裂」や「緩み」などの変状が堤体の浸透特性や堤防機能に及ぼす影響を明らかにし、地震後の被災状況に応じた堤防の復旧の考え方について整理した。

キーワード：堤防、地震、浸透特性、亀裂、緩み

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、亀裂の発生形態の違いが、堤防の浸透特性に及ぼす影響を把握するため、亀裂を模擬した堤防模型を用いて大型浸透実験を行った。

また、地震による亀裂や緩みなどの変状発生度合いと堤防機能の関係を把握するため、加振が可能な遠心模型実験により、堤体材料や耐震対策工の設置など複数の条件を変化させて、加振前後の浸透実験を行い、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を行った。

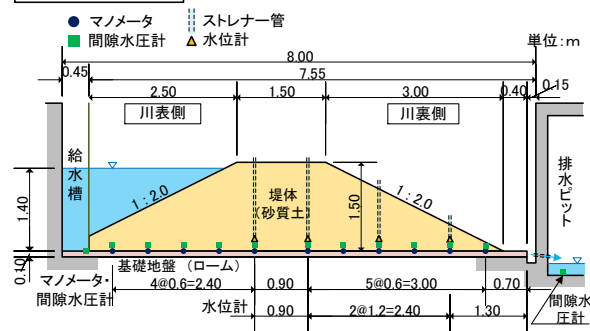
さらに、堤体の側方変位量について実測値と実務的に用いられる河川堤防の地震時地盤変形解析手法によって算出される解析値の検証を行った。

2. 亀裂を模擬した河川堤防の大型浸透実験

表- 2.1 実験ケース一覧

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

Case1 断面図



Case1 平面図

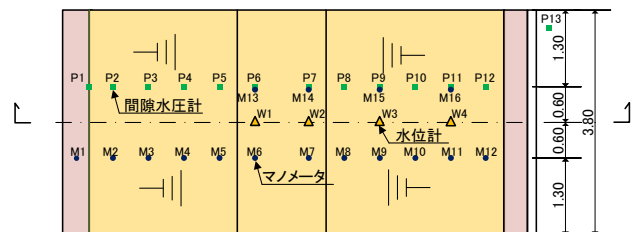


図- 2.1 模型概要図 (1)

2.1. 浸透実験の概要

河川堤防はその形状的特徴から、地震を受けた場合、横断面内における水平方向の伸張と天端の沈下が同時に

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

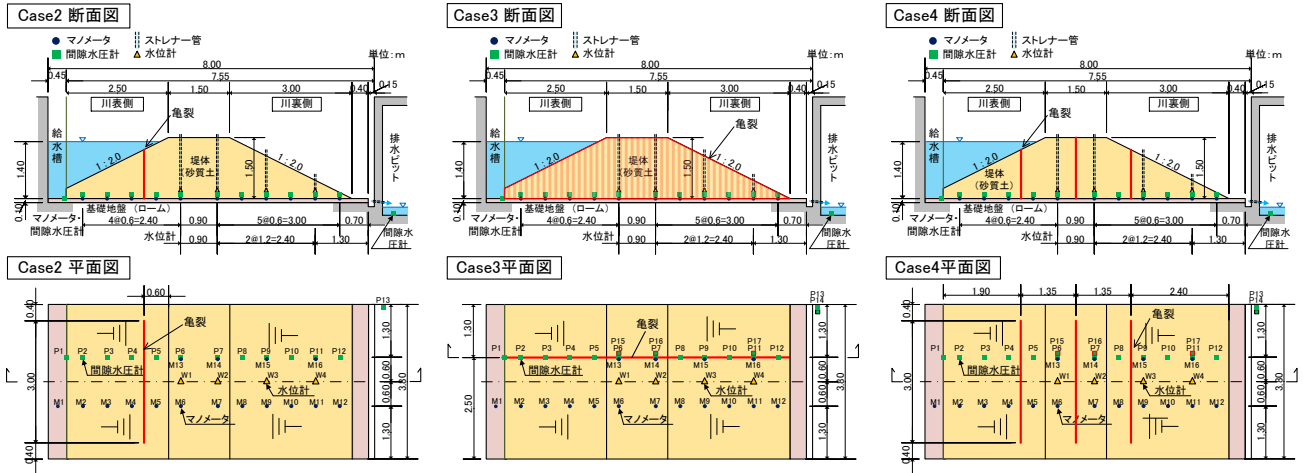


図- 2.2 模型概要図 (2)

生じるような変形形態をとる場合が多いため、天端やのり面には堤防縦断方向の亀裂（縦断亀裂）が生じることが多い。ただし、樋門等の横断構造物が存在する場合や旧河道で地盤条件が不連続な箇所など、縦断方向の構造急変部では、堤防横断方向に亀裂（横断亀裂）が生じる場合もある。また、これらの亀裂の発生度合い（開口幅、本数）は多様であり、地震による堤防の変形の大きさの他、堤体土質やその不均質性などの条件に応じて異なるものと考えられる。地震後の応急復旧または本復旧が未了の状態での堤防が高水を受けた場合の影響は、こうした亀裂の発生形態によって大きく異なる可能性が考えられることから、亀裂の方向と本数をパラメトリックに変化させて大型実験の浸透実験を行うこととした。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。

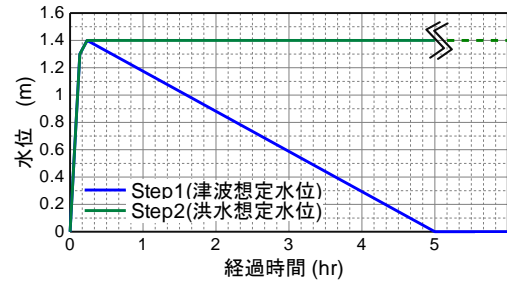


図- 2.3 水位条件

表- 2.2 堤体材料の物性値

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

表- 2.3 供試体作製時の含水比を調整した透水試験結果

	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}

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 1.2cm の合板を立て込んだ状態で盛土模型を作製し、盛土完成後に合板を引き抜くことで亀裂が生じた状態を模擬することとした。初期の亀裂幅は 1.2cm、亀裂深さは堤体下面までとした。

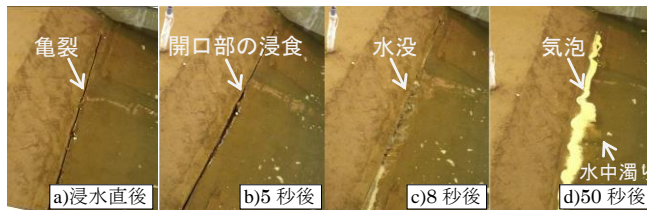
使用した堤体材料の物性値は表-2.2 に示すとおりである。また、供試体作製時の含水比を 3 パターンに変化させて行った室内透水試験の結果を表-2.3 に示す。盛土模型は、含水状態を最適含水比程度に調整した上で、目標締固め度 $D_r=90\%$ として作製した。ただし、実際には模型作製時の平均的な含水比は Case1 で 15.9%、Case2 で 17.2%、Case3 で 17.5%、Case4 で 17.4% と若干の差異があった。盛土模型の下部には 10cm の関東ロームを敷き詰めた。

2.2. 浸透実験中の亀裂周辺の状況

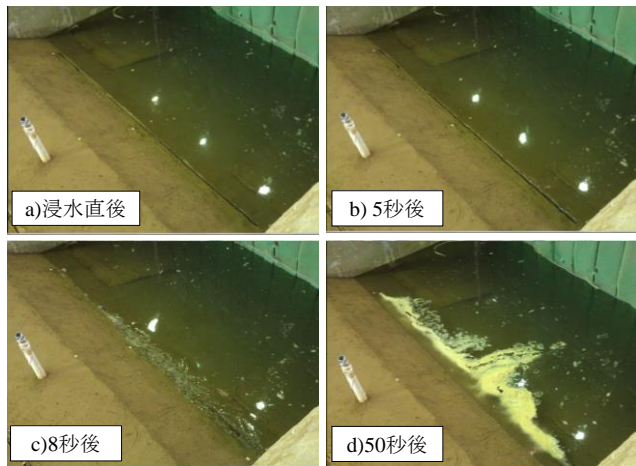
2.2.1. 縦断亀裂を設けたケース

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



(a) Case2-1



(b) Case4-1

写真-2.1 亀裂への入水状況

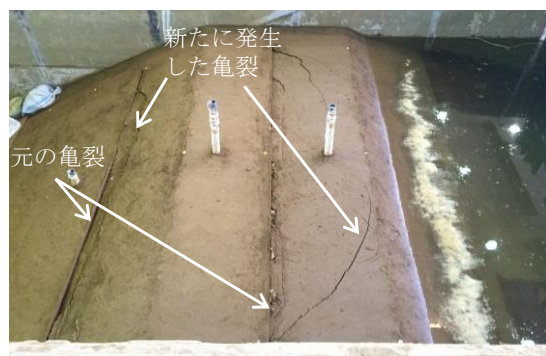


写真-2.2 実験中の亀裂の状況 (Case4-2)

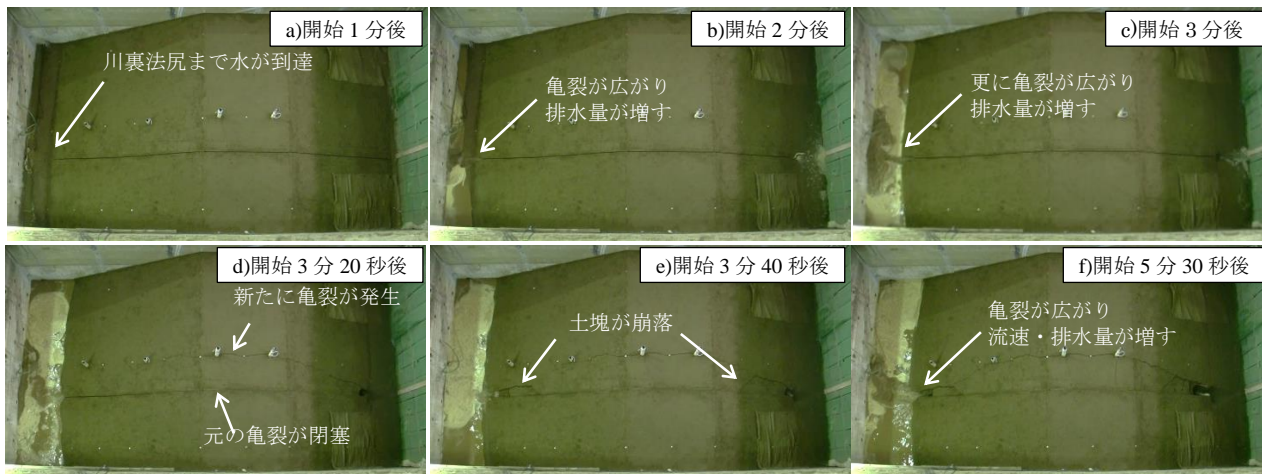


写真-2.3 亀裂への入水状況 (Case3)

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へ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。

2.2.2. 横断亀裂を設けたケース

堤防横断方向に亀裂を設けた Case3 における亀裂への入水状況を写真-2.3 に示す。給水開始 1 分後に川裏のり尻まで水が到達 (写真-2.3 a)) した後、徐々に亀裂周辺における盛土の侵食が進行し (写真-2.3 b)、c))、川裏のり尻付近の亀裂幅の拡大と、亀裂からの排水量の増加が見られた。3 分 20 秒後には新たな横断亀裂の発生および元の亀裂の閉塞が生じたことから (写真-2.3 d))、盛土下部における土砂流出、空洞拡大と盛土上部の陥没が生じ始めたものと見られる。3 分 40 秒後には、のり尻付近の亀裂の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。

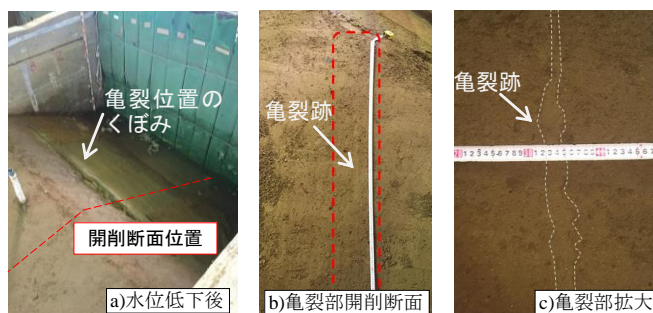
(1) 縦断亀裂を設けたケース

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、堤防の耐浸透特性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。

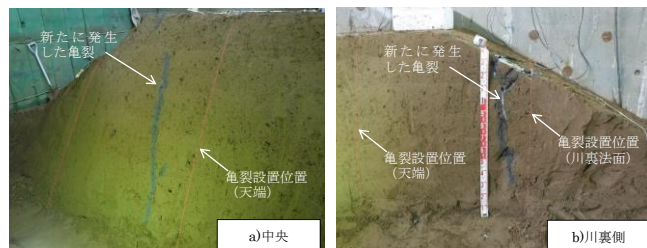
Case4 における川表のり面の亀裂については、当初に設けた亀裂の痕跡が見当たらなかったことから、亀裂が



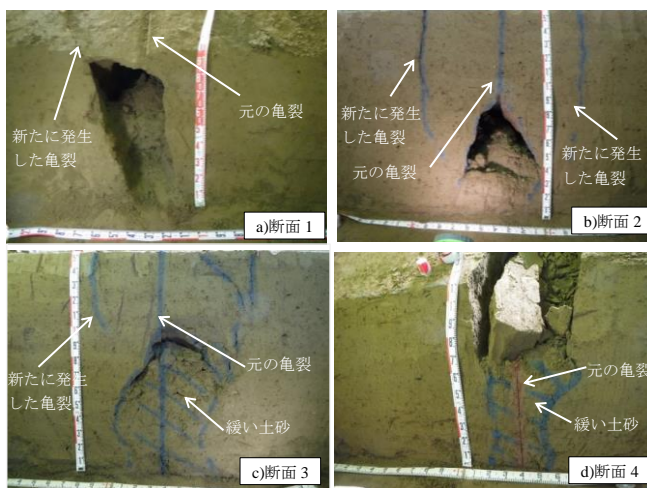
写真-2.4 Case3 実験後の外観



(a) Case2 (縦断亀裂)



(b) Case4 (縦断亀裂)



(c) Case3 (横断亀裂)

写真-2.5 開削断面における亀裂残存状況

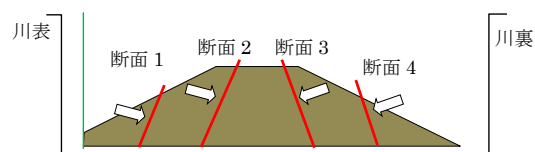


図-2.4 Case3 開削断面位置図

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

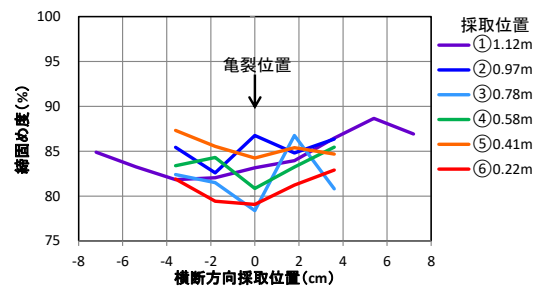
Case3では図-2.4に示す計4箇所の開削断面の観察を行った。川表のり面中央の断面1では、写真-2.5(c) a)に示すように、高さ90cm程度、幅30~50cm程度にわたる空洞が形成されていた。川表のり肩付近の断面2では、写真-2.5(c) b)に示すように、元の亀裂から60cm程度の箇所の両側に新たに亀裂が発生し、元の亀裂の上部は完全に閉塞して亀裂跡が判別できない状態であった。底面の開口幅は60cm程度であった。川裏のり肩付近の断面3では、写真-2.5(c) c)に示すように、元の亀裂から40~60cm程度の箇所の両側に新たに亀裂が発生し、元に亀裂の上部は完全に閉塞して亀裂跡が判別できない状態であった。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

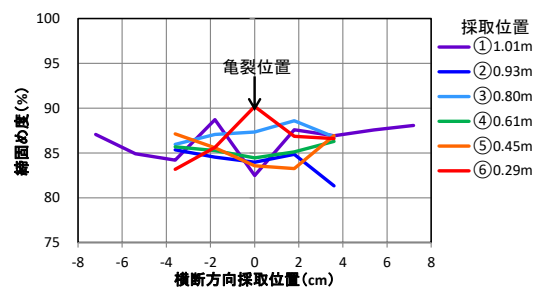
縦断方向に亀裂を設けたCase2、Case4において、浸水により土砂で埋没した川表のり面に設置した亀裂周辺の局所的な密度分布を測定するため、直径17.3mm、高さ20mmのミニコアカッターを用いて試料採取を行った。深さ方向の採取点数は堤体模型作製時の締固め層厚にあわせて6点とし、水平方向には5点ないしは9点とした。Case2では1断面、Case4では2断面で試料を採取した。なお、コアカッターの寸法が非常に小さいことから、採取試料のトリミングを行う際に誤差が混入しうることを断っておく。

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。

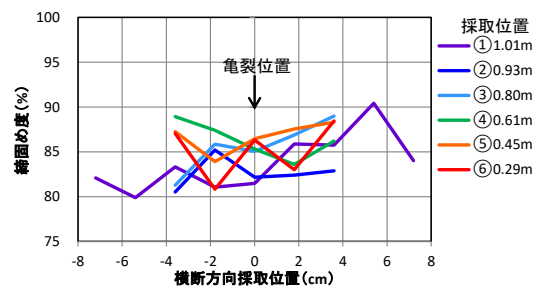
Case4においても、同図(b)、(c)に示すように、亀裂位置の密度が大きくなる等、全体的に一定の傾向が認められなかった。



(a) Case2



(b) Case4, 断面1



(c) Case4, 断面2

図-2.5 浸水により埋没した亀裂周辺の密度分布

2.4. 堤体の水圧分布

2.4.1. 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。

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

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、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特性を低下させる状況は確認されなかった。

2.4.2. 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 Case1 において浸透速度が大きくなった理由は、盛土作製時の含水比の違いによる透水係数の差異によるものとして説明することができる。

3. 地震後の亀裂や緩みによる堤防の浸透特性変化に関する検討

3.1. 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、縦断亀裂が堤防の浸透特性に及ぼす影響が小さいことが確認された。また、横断亀裂を模擬した浸透実験

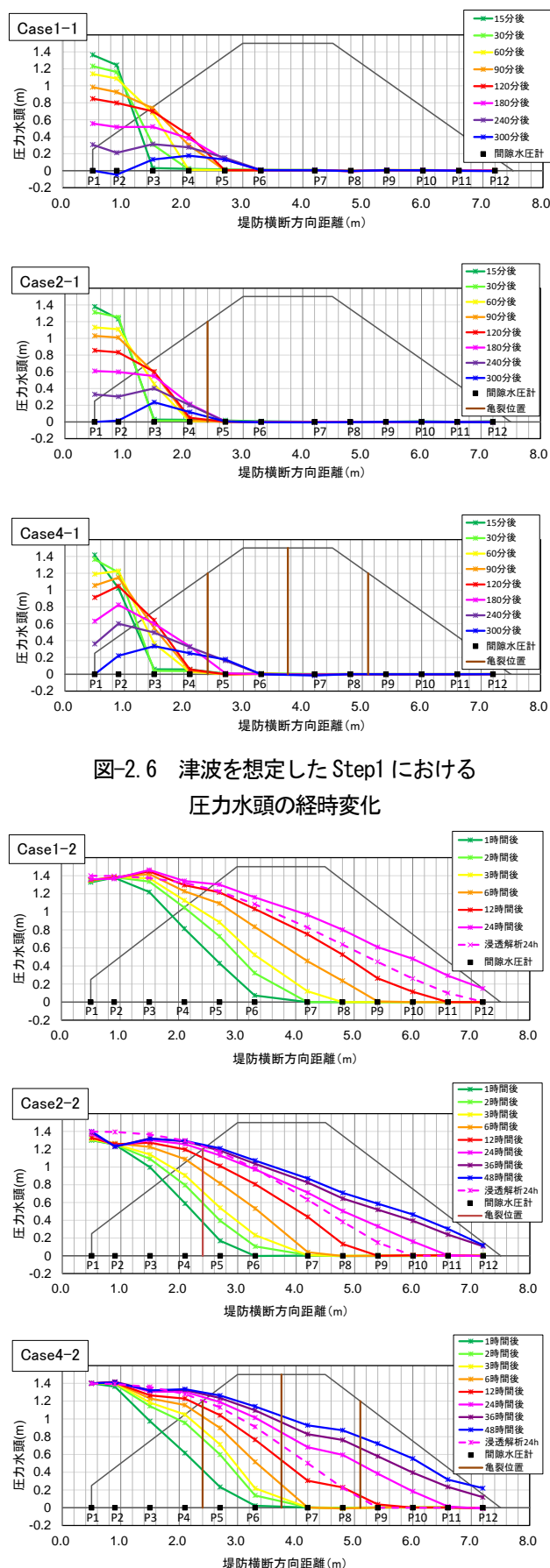


図-2.6 津波を想定した Step1 における圧力水頭の経時変化

図-2.7 洪水を想定した Step2 における圧力水頭の経時変化

にて、亀裂内の流水により空洞が拡大し、堤防機能を喪失する結果が確認された。

本章では、地震により堤体に亀裂が生じた場合における浸透特性への影響を明らかにするため、追加実験として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した。

被災事例として、平成23年東北地方太平洋沖地震において確認された変状写真を写真3.1～写真3.4に示す。写真3.1は、砂質土を主体とする盛土で堤体の液状化により、最大3m程度の沈下が生じた事例であり、分散した縦断亀裂が天端付近に多数発生している。写真3.2は、基礎地盤の液状化により、粘性土を主体とする堤体に変状が生じた事例であり、大きく開口した縦断亀裂が天端に集中する形で発生している。写真3.3は堤体が液状化した事例、写真3.4は基礎地盤の深部で液状化が発生した事例であり、写真3.3、写真3.4はそれぞれ天端の最大沈下量は1.0m程度で同程度である。しかし、堤体が液状化した場合は、両のり肩に縦断亀裂が生じ、天端が陥没・傾斜するなど、堤体の変状が大きいのに対し、基礎地盤の深部が液状化した場合は、天端に沈下が生じているものの、亀裂等の変状が全く生じていない。

これらの被災事例のように、堤体液状化する場合は堤体の変状が大きく生じやすく、堤体材料や基礎地盤条件の違いにより、地震時における堤体の変状発生形態が異なることが推測される。

これらの事例を踏まえ、遠心模型実験では堤体材料の違い・堤体液状化・横断亀裂による影響の把握を目的とし、更に耐震対策工による影響や地震後の応急復旧による影響の把握も目的とした。

3.2. 模型実験の概要

3.2.1. 実験ケース一覧

遠心模型実験の実験ケースを表3.1に示す。これらの実験は、幅1.5m、奥行き0.3m、高さ0.5mの土槽内に作製した1/50縮尺模型に対し、50Gの遠心加速度の下で実施したものである。以降に示す数値は実物スケールに換算した値である。浸透実験では着色したメトローズ水溶液により、川表水位は各ケースで多少条件が異なるものの一定の水位を段階的に増加させ、それぞれの水位で保持させた。加振前に浸透実験を行う場合は、健全な堤防の状態把握のために浸透実験を実施しており、加振後に浸透実験を行う場合は、加振後の堤防の状態における浸透特性把握を目的としている。

3.2.2. 模型概要図

各ケースにおける模型実験の概要図を図3.1～図3.4



写真 3.1 堤防被災事例（堤体砂質土）¹⁾
阿武隈川水系阿武隈川（宮城県角田市枝野）



写真 3.2 堤防被災事例（堤体粘性土）¹⁾
那賀川水系那賀川（茨城県水戸市大野）



写真 3.3 堤防の被災事例（堤体液状化）¹⁾
北上川水系江合川（宮城県涌谷町桜町）



写真 3.4 堤防の被災事例（深部液状化）¹⁾
北上川水系旧北上川（宮城県石巻市）

表 3.1 実験ケース

実施年度	検討ケース (Case)	遠心加速度 (G)	実験手順	ケース概要	土質条件			模型概要図
					堤体材料	地盤①	地盤②	
2019 (R1)年度	R1-1	50	浸透実験 ↓ 加振実験	堤体材料の違い	江戸崎砂 ($D_c=90\%$)	【液化化層】 東北珪砂7号 ($D_r=60\%$)	【基礎地盤】 宇部珪砂6号 ($D_r=90\%$)	概要図 (I)
	加振実験 ↓ 浸透実験 (加振後)							
	R1-2	浸透実験 (加振後) ↓ 加振実験						
	R1-3	浸透実験 ↓ 加振実験						
2020 (R2)年度	R2-1A	-	堤体密度測定 (試料採取)	【密度試験用】	-	-	-	概要図 (I)
	R2-1	50	浸透実験 ↓ 加振実験	堤体材料の違い	霞ヶ浦粘土 ($D_c=90\%$)	【液化化層】 東北珪砂7号 ($D_r=60\%$)	【基礎地盤】 宇部珪砂6号 ($D_r=90\%$)	
	R2-2		浸透実験① (加振後) ↓ (埋戻し・嵩上げ) ↓ 浸透実験② (応急措置後)	堤体材料の違い 応急措置				
	R2-3	50	浸透実験 ↓ 加振実験	液化化対策 (固化改良)	霞ヶ浦粘土 ($D_c=90\%$)	【液化化層】 東北珪砂7号 ($D_r=60\%$)	【基礎地盤】 宇部珪砂6号 ($D_r=90\%$)	
R2-4	加振実験 ↓ 浸透実験 (加振後)		液化化対策 (固化改良)					
2021 (R3)年度	R3-2A	-	堤体密度測定 (試料採取)	【密度試験用】	-	-	-	概要図 (III)
	R3-2	50	浸透実験① ↓ 加振実験 ↓ 浸透実験② (加振後)	堤体液化化	霞ヶ浦粘土 ($D_c=85\%$)	【軟弱層】 スミクレー	【排水層】 7号砕石	
	R3-3		浸透実験 ↓ 加振実験	堤防縦断方向の構造急変部	霞ヶ浦粘土 ($D_c=90\%$)	【液化化層】 東北珪砂7号 ($D_r=60\%$)	【基礎地盤】 宇部珪砂6号 ($D_r=90\%$)	
	R3-4	浸透実験① (加振後) ↓ (埋戻し・嵩上げ) ↓ 浸透実験② (応急措置後)	堤防縦断方向の構造急変部 応急措置					

に示す。各ケースとも、層厚 9.0m の基礎地盤（液化化層・支持層・軟弱地盤層・排水層）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た。なお、浸透実験における川表水位の上昇速度を高めるために、図 3.2～図 3.4 の川表側には間詰材を設置している。各ケース終了後の模型解体時には、小型コアカッターによる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。また、Case2-1A、Case3-2A では堤体の初期密度の把握を目的として、遠心力の载荷履歴および飽和・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。

図 3.1 に示す模型概要図(I)では、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、砂質土と粘性土を実験ケースとして設定した。CaseR1-1、CaseR1-2 については、堤体は砂質土を想定し、含水比

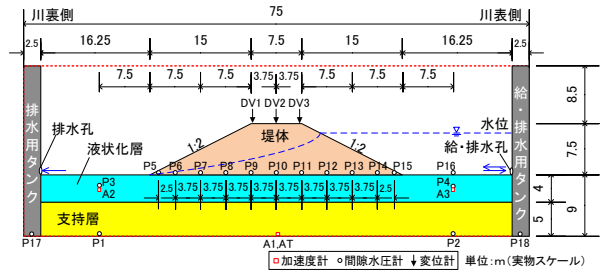


図 3.1 模型概要図 (I)

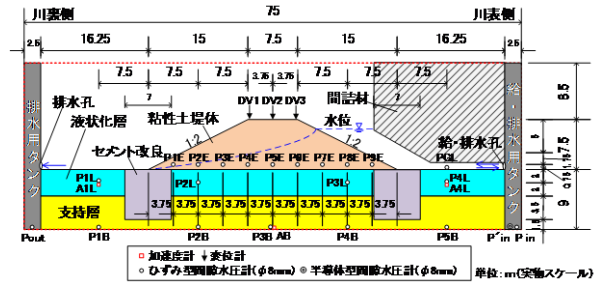


図 3.2 模型概要図 (II)

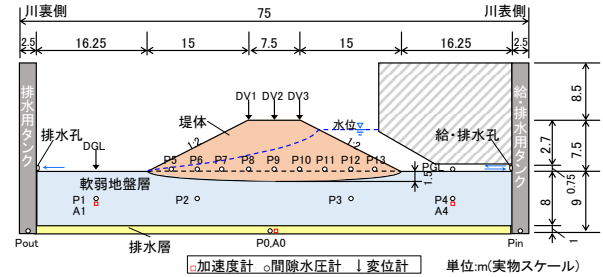


図 3.3 模型概要図 (III)

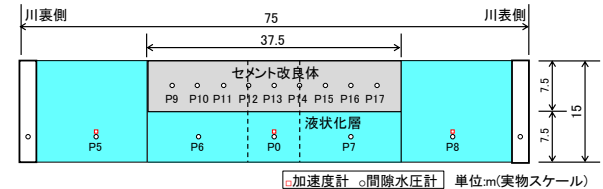


図 3.4 模型概要図 (IV)

w=16.5%に調製した江戸崎砂を用いて締め固め度 $D_c=90\%$ とした。CaseR1-3、CaseR1-4 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め固め度 $D_c=90\%$ とした。CaseR2-1、CaseR2-2 については、堤体は粘性土を想定し、自然含水比 $w=23.5\%$ 、締め固め度 $D_c=90\%$ の霞ヶ浦粘土とした。各ケースとも、液化化層は

東北珪砂 7 号を用いて相対密度 $D_r=60\%$ で、支持層は宇部珪砂 6 号を用いて相対密度 $D_r=90\%$ でそれぞれ作製した。

図 3.2 に示す模型概要図(II)では、液状化対策工による影響を把握するため、川表・川裏ののり尻端部に固化改良体を設置したケースにて検討を行った。CaseR2-3、CaseR2-4 については、堤体および基礎地盤は CaseR2-1、CaseR2-2 と同様に作製した。

図 3.3 に示す模型概要図(III)では、堤体の液状化による影響を把握するため、軟弱地盤には、スミクレーを使用し、堤体は霞ヶ浦粘土を締固め度 $D_c=85\%$ で締固めて作製した。

図 3.4 に示す模型概要図(IV)では、堤防縦断方向の構造急変部で地震動による堤体の横断亀裂を誘発させる目的で、堤体直下の奥行き 7.5m は固化改良体を打設した。また、CaseR3-3、CaseR3-4 については、堤体および基礎地盤は CaseR2-1、CaseR2-2 と同様に作製した。

3.3. 堤体材料の違いによる浸透特性への影響検討

3.3.1. 検討ケースの概要

堤体材料の違いによる影響の把握を目的として、ここでは、堤体材料を砂質土として江戸崎砂 ($D_c=90\%$)、粘性土としてローム ($D_c=90\%$) および霞ヶ浦粘土 ($D_c=90\%$) の 3 つに分けて検討を行った。検討ケースは浸透実験の実施が 6 ケース (CaseR1-1、R1-2、R1-3、R1-4、R2-1、R2-2) である。

なお、CaseR2-2 については、浸透実験を加振後の浸透実験①、応急措置後の浸透実験②の計 2 回浸透実験を実施しているが、ここでは、浸透実験①についてのみ結果を整理する。

検討ケースを表 3.2 に示す。CaseR1-1、R1-3、R2-1 では健全な堤体に対する浸透特性を確認するため、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、CaseR1-2、R1-4、R2-2 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。

3.3.2. 堤体の亀裂状況と密度変化

遠心模型実験においては、加振後の亀裂状況の確認と加振前後の堤体の小型コアカッターによる密度計測の結果から密度変化を整理している。ただし、本検討ケースの密度計測については、全体的に採取時に土が乱れたと思われる値となっていたため、ここでは掲載を割愛する。

(1) 砂質土堤防

ここでは、堤体材料が砂質土の検討ケース CaseR1-1、CaseR1-2 について亀裂状況の整理を行った。CaseR1-1、

表 3.2 検討ケース (堤体材料の違いによる影響検討)

実施年度	検討ケース (Case)	遠心 (G) 加速度	実験手順	ケース概要	土質条件			模型概要図
					堤体材料	地盤①	地盤②	
2019 (R1)年度	R1-1	50	浸透実験 ↓ 加振実験	堤体材料の違い	江戸崎砂 ($D_c=90\%$)	【液状化層】 東北珪砂7号 ($D_r=60\%$)	【基礎地盤】 宇部珪砂6号 ($D_r=90\%$)	概要図 (1)
	R1-2		加振実験 ↓ 浸透実験 (加振後)					
	R1-3	浸透実験 ↓ 加振実験	ローム ($D_c=90\%$)					
	R1-4	加振実験 ↓ 浸透実験 (加振後)						
2020 (R2)年度	R2-1	50	浸透実験 ↓ 加振実験	堤体材料の違い	霞ヶ浦粘土 ($D_c=90\%$)	【液状化層】 東北珪砂7号 ($D_r=60\%$)	【基礎地盤】 宇部珪砂6号 ($D_r=90\%$)	
	R2-2		浸透実験① (加振後) ↓ (埋戻し・嵩上げ) ↓ 加振実験 ↓ 浸透実験② (応急措置後)					

CaseR1-2 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、のり尻の側方変位量が 1.4m 程度であった。実験後の堤体の亀裂状況を写真 3.5 に示す。

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 CaseR1-1 のみであるが、これは CaseR1-2 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。

(2) 粘性土堤防 (ローム)

ここでは、堤体材料が粘性土の検討ケースとして、CaseR1-3、CaseR1-4 およびについて亀裂状況の整理を行った。

CaseR1-3 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、CaseR1-4 は 300gal の正弦波の入力を 1 回、その後 150gal の正弦波入力を 1 回行ったところ、堤体の沈下量が大きく、これ以上加振すると浸透実験に支障が生じると判断されたため、加振入力をここで終了した。CaseR1-3、CaseR1-4 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、のり尻の側方変位量が 1.0m 程度であった。

実験後の堤体の亀裂状況を写真 3.6 に示す。CaseR1-3、CaseR1-4 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、天端やのり面の亀裂幅や亀裂深は CaseR1-4 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 CaseR1-4 であることが確認される。これは粘性土堤防の場合は、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。

(3) 粘性土堤防 (震ヶ浦粘土)

ここでは、堤体材料が粘性土の検討ケースとして、CaseR2-1、CaseR2-2 について亀裂状況の整理を行った。

CaseR2-2 では300galの正弦波による加振入力をもつ2回行い、天端の平均沈下量が 0.9m 程度、左のり尻の平均側方変位量が 2.3m、右のり尻の平均側方変位量が 3.2m 程度であった。CaseR2-1 および CaseR2-2 における加振実験後の亀裂状況を写真 3.7 に示す。なお、CaseR2-2 については、加振後に応急措置を模擬して浸透実験②を実施し、その後模型を解体しており、亀裂の状況が不明瞭な開削状況となっている。

CaseR2-1 の加振実験後の亀裂の発生範囲は堤防天端を中心としてのり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ることが確認された。

3.3.3. 堤体の浸透特性変化

(1) 砂質土堤防

CaseR1-1、CaseR1-2 における単位奥行当りの漏水量と川表水位の時刻歴を図 3.5 に示す。排水側流量は排水用タンクの水位上昇量を水圧計により計測し、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。

CaseR1-2 の川表水位5.75m 保持期間において、のり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。

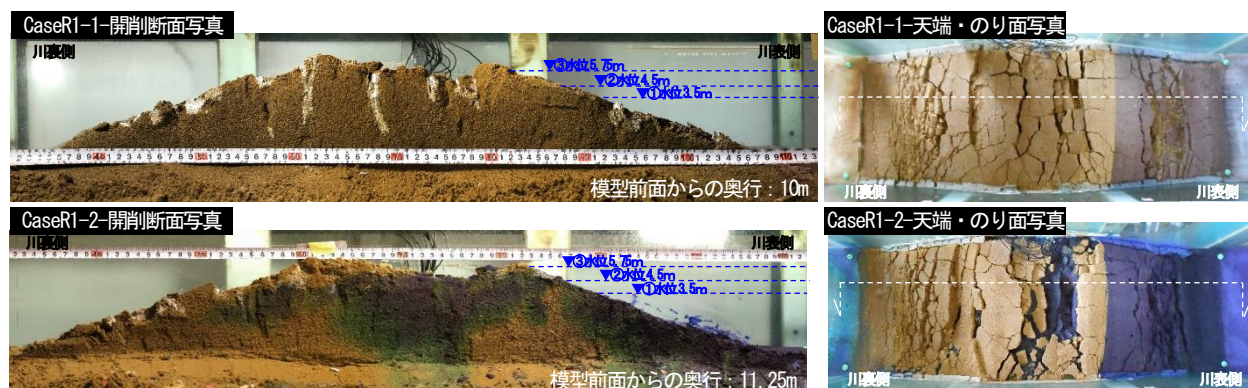


写真 3.5 実験後の堤体の亀裂状況(砂質土 : CaseR1-1, CaseR1-2)

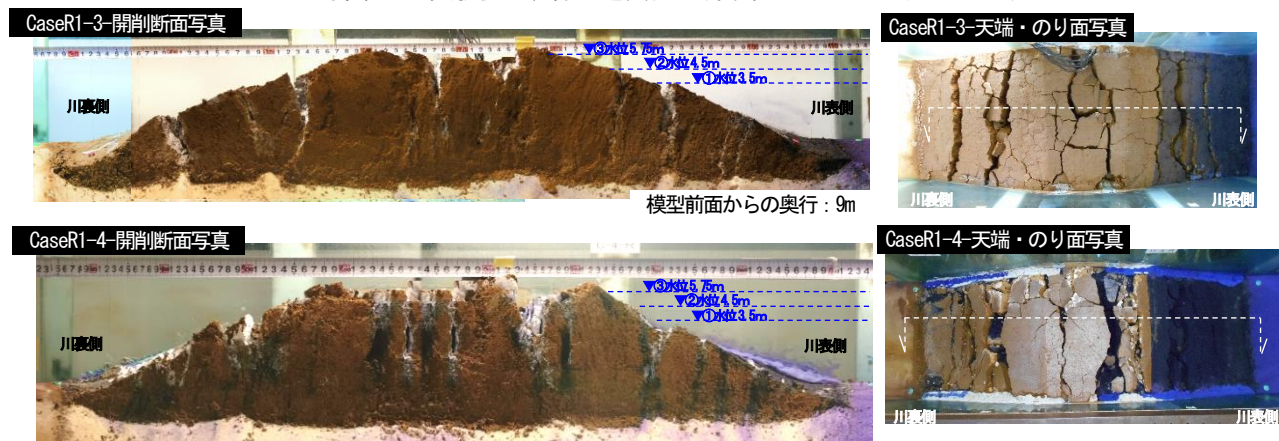


写真 3.6 実験後の堤体の亀裂状況(粘性土 : CaseR1-3, CaseR1-4)



写真 3.7 実験後の堤体の亀裂状況(粘性土 : CaseR2-1, CaseR2-2)

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

CaseR1-1、CaseR1-2 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。ただし、CaseR1-2 の川表水位 5.75m 保持期間では、排水側流量が CaseR1-1 の約 1.2 倍程度と水位に対してやや増加している。なお、CaseR1-2 では時刻約 150h 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 3.5 参照）。排水側流量の増加が始まった時刻は図 3.5 の CaseR1-2 のグラフから約 150h 付近と読み取れ、写真 3.5 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。CaseR1-2 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、亀裂の閉塞が関係した可能性が考えられる。

(2) 粘性土堤防（ローム）

CaseR1-3、CaseR1-4 における単位奥行当りの漏水量と川表水位の時刻歴を図 3.6 に示す。給水側・排水側流量の計測方法は CaseR1-1、CaseR1-2 と同様である。

CaseR1-1、CaseR1-2 と同様、CaseR1-3、CaseR1-4 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、CaseR1-4 の川表水位 5.75m 保持期間では排水側流量が CaseR1-2 の約 1.6 倍程度、CaseR1-3 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、CaseR1-4 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た後、河川水が表のり肩からガラス面沿いに天端へと浸入し、天端の陥没部に湛水した（写真 3.6 参照）。排水側流量の増加が始まった時刻は図 3.6 の CaseR1-4 のグラフから約 120h 付近と読み取れ、一方、写真 3.6 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、CaseR1-2 と同様 CaseR1-4 の川表水位 5.75m 保持期間において、のり尻付近で漏水や小規模の崩壊が生じており、CaseR1-1、CaseR1-3 と比較して浸透特性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、3.3.2 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のほか、浸透実験中に表のり肩からガラス面沿いに水が浸入した影響が考えられる。すなわち、CaseR1-2、CaseR1-4 で確認された漏水量の増加には、実験方法の問題も含まれたものである点に注意を要する。

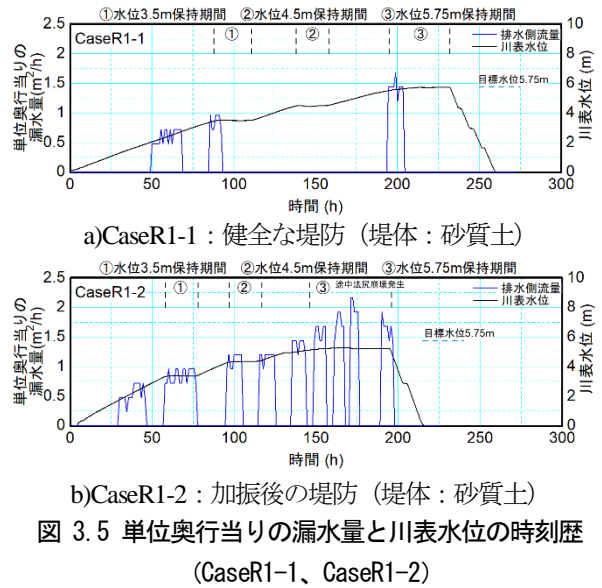


図 3.5 単位奥行当りの漏水量と川表水位の時刻歴 (CaseR1-1、CaseR1-2)

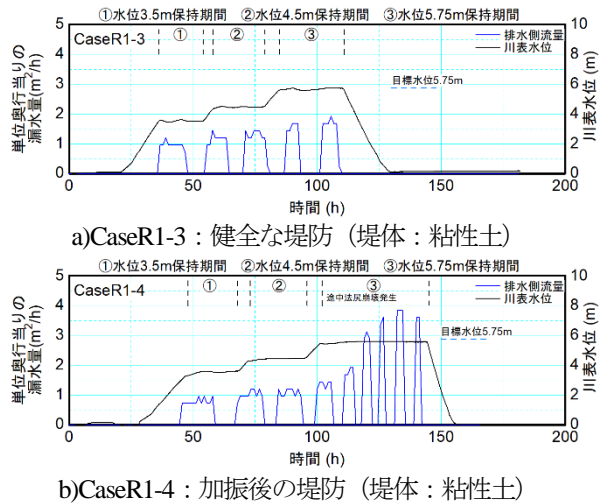


図 3.6 単位奥行当りの漏水量と川表水位の時刻歴 (CaseR1-3、CaseR1-4)

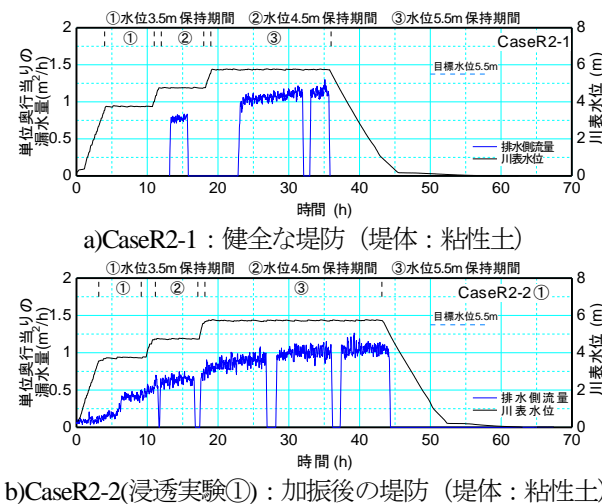


図 3.7 単位奥行当りの漏水量と川表水位の時刻歴 (CaseR2-1、CaseR2-2(浸透実験①))

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

なお、これらの実験結果を踏まえ、令和2年度以降の実験では、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に補修を行った。

(3) 粘性土堤防（霞ヶ浦粘土）

CaseR2-1、CaseR2-2（浸透実験①）における単位奥行当たりの漏水量と川表水位の時刻歴を図 3.7 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。CaseR2-2（浸透実験①）の排水側流量が CaseR2-1 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。

3.4. 堤体液状化による浸透特性への影響検討

3.4.1. 検討ケースの概要

堤体液状化が生じうる堤体に対して、遠心力場で加振と浸透実験を行い、加振後の亀裂や緩みが堤体の浸透特性に及ぼす影響について検討した。検討ケースを表 3.3 に示す。

検討ケースは CaseR3-2 のみであるが、浸透実験は加振前後で計 2 回実施している。堤体材料は粘性土の霞ヶ浦粘土 (Fc=58.8%) を使用しているが、砂分を 40.6% 含んでおり、砂に近い性状でもある。3.3 にて粘性土の方が砂質土に比べて亀裂の開口が大きくなる傾向である知見が得られていることから、 $D_c=85\%$ と締固め度を緩くし液状化しやすくした上で、堤体材料に採用した。軟弱地盤は層厚 8m となるようにスラリー状のスミクレーを 150kPa の先行圧密荷重の下で、遠心場で圧密を行った。なお、圧密終了時間は \sqrt{t} 法によって決定した。堤体自重によるめり込み領域の形成は圧密による再現が困難であるため、軟弱地盤上面に設けた凹状の円弧部(最深部 1.5m)に、下面に凸状の円弧部を設けた盛土を設置することで再現を行った。堤体は木枠内に所定の密度で突き固めて冷凍し、軟弱地盤上に設置して解凍した。解凍後、脱気槽内を炭酸ガスで満たし、さらに負圧を与えた状態で脱気水により飽和させ、堤体下部のめり込み領域を飽和させた。

3.4.2. 堤体の亀裂状況と密度変化

加振後の堤体の変状状況を図 3.8 に、加振後の浸透実験(川表水位 5.5m)の時に横断亀裂から発生した堤体漏水の状況を写真 3.8 に示す。加振によって堤体天端からのり面にかけて亀甲状の亀裂が多数発生しており、裏のり面には堤防の横断方向に伸びる大きな亀裂が発生している。

加振による緩みの評価を行うために、小型コアカッタ

表 3.3 検討ケース（堤体液状化による影響検討）

実施年度	検討ケース (Case)	遠心G加速度	実験手順	ケース概要	土質条件			模型概要図
					堤体材料	地盤①	地盤②	
(R203)年1度	R3-2A	—	堤体密度測定 (試料採取)	【密度試験用】	霞ヶ浦粘土 (Dc=85%)	—	—	概要図 (Ⅲ)
	R3-2	50	浸透実験① ↓ 加振実験 ↓ 浸透実験② (加振後)	堤体液状化	【軟弱層】スミクレー	【排水層】7号砕石		

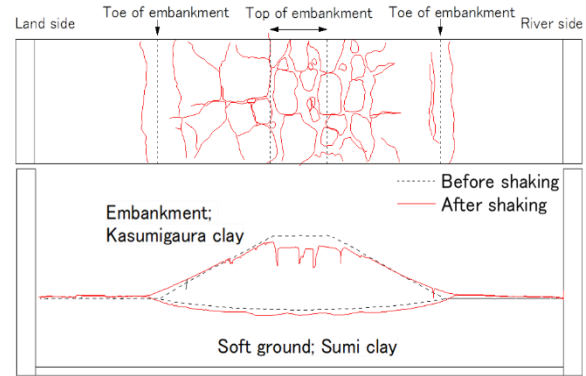


図 3.8 加振後の堤体の変状状況 (CaseR3-2)



写真 3.8 実験後の堤体漏水の状況 (CaseR3-2)

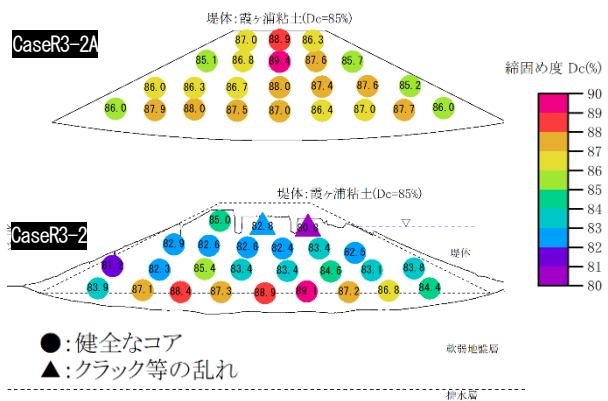


図 3.9 加振前後の堤体の締固め度 (CaseR3-2)

一を用いて健全な堤体および加振実験後の締固め度分布を算出した。結果を図 3.9 に示す。結果より、加振後の堤防は締固め度が全体的に低下しており、特に天端付近で締固め度が大きく低下している(約-7.0%)ことが分か

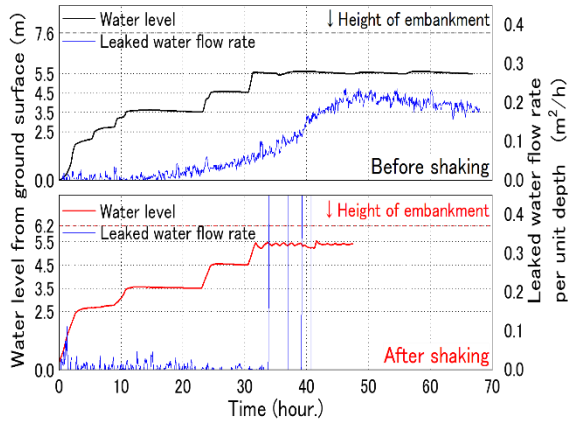


図 3.10 浸透実験における川表水位の時刻歴と天端高さとの関係

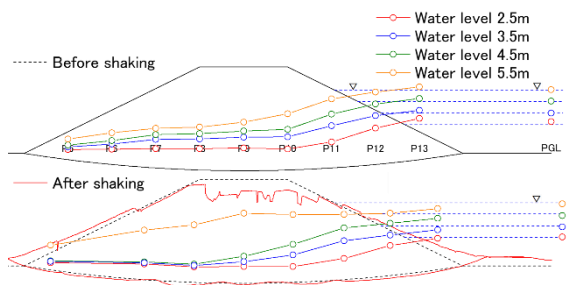


図 3.11 加振前後の堤防下部からの全水頭分布の変化

る。

3.4.3. 堤体の浸透特性変化

加振前後のいずれの浸透実験においても、土槽内に設置してある給排水槽の電磁弁を操作して、川表水位を所定の時間で地表面から2.5、3.5、4.5、5.5mとなるように調整した。加振後の堤体高さは約 6.2m であり、加振後の浸透実験では、川表水位を加振後の堤体高さの約90%まで上昇させた。なお、写真 3.8 に示すように、裏のり面に発生した横断亀裂からの多量の漏水によって実験の継続が困難であったため、加振後の浸透実験は約 48 時間で実験を終了している。

浸透実験における川表水位と単位奥行あたりの漏水量の時刻歴を図 3.10 に示す。漏水量は排水槽内底部に取り付けた水圧計より得られた水位上昇速度を用いて算出している。図 3.10 より、川表水位 4.5m を保持している時間(約30時間)までの加振前後での漏水量の差は、加振前後で $0.05\text{m}^3/\text{h}/\text{m}$ 程度の僅かな差であった。天端から川裏のり面にかけて発生した横断亀裂の影響が少ないと考えられる川表水位の低い段階(2.5、3.5、4.5m)では、加振による堤防機能の低下は見られなかった。

一方で、写真 3.8 に示すように横断亀裂を通じて堤体漏水が生じる(川表水位 5.5m、約 35 時間後)と、漏水量が急増し排水槽が満杯になってしまう程の多量の漏水が

生じた。

各川表水位における加振前後の堤体下部からの全水頭分布を図 3.11 に示す。加振前の浸透実験では、堤体模型作製時の間隙水圧計の設置位置をもとに全水頭分布を算出している。また、加振後の浸透実験では、実験終了後の堤体開削断面より計測した間隙水圧計の位置をもとに全水頭分布を算出している。これより、加振後の堤体下部では全水頭分布が低下し、堤体上部(川表水位 4.5m から 5.5m の時)の全水頭分布は大きく上昇していることがわかる。加振後の堤体下部で川表水位 4.5m までは全水頭分布が低下したのは、加振による密度増加により透水性が低下したものであると考えられる。また、堤体上部(川表水位 5.5m 時)で高い全水頭分布を示したのは天端から川裏のり面にかけて生じた横断亀裂と天端付近に発生した堤体の緩みによるものであると考えられる。

3.5. 堤防縦断方向の構造急変部における加振後の浸透特性への影響検討

3.5.1. 検討ケースの概要

ここでは加振によって生じた亀裂の影響を改めて確認するために、加振後に堤防横断方向の亀裂を誘発しやすい堤防縦断方向に構造急変部をつかったケースについて検討を行った。

対象となる実験ケースを表 3.4 に示す。実験ケースは浸透実験の実施が 3 ケース (CaseR2-1、CaseR3-3、CaseR3-4) である。

CaseR3-3 では、健全な堤防の浸透特性を把握するため、加振前の状態にて浸透実験を行った。CaseR3-4 では、加振実験を行い、地震動を受けた後の堤防に対して、浸透実験を行った。ただし、CaseR3-3 では加振実験の前に浸透実験を行っているが、遠心加速度を上げた際に堤体がわずかに沈下し、改良体と液状化層の境界部付近に、横断方向に微細な亀裂が発生した。そのため、CaseR3-3 は健全な堤防の浸透実験と言いつても難しいことから、固化改良体以外は同条件となる CaseR2-1 を健全な堤防

表 3.4 検討ケース (堤防縦断方向の構造急変部)

実施年度	検討ケース (Case)	遠心 (G 加) 速度	実験手順	ケース概要	土質条件			模型概要図
					堤体材料	地盤①	地盤②	
R2020年度	R2-1A	—	堤体密度測定 (試料採取)	【密度試験用】	霞ヶ浦粘土 (Dc=90%)	—	—	概要図 (I)
	R2-1	50	浸透実験 加振実験	堤体材料の違い	霞ヶ浦粘土 (Dc=90%)	【液状化層】 東北粒砂7号 (Dr=60%)	【基礎地盤】 宇部粒砂6号 (Dr=90%)	
R3021年度	R3-3	50	浸透実験 加振実験	堤防縦断方向の構造急変部	霞ヶ浦粘土 (Dc=90%)	【液状化層】 東北粒砂7号 (Dr=60%)	【基礎地盤】 宇部粒砂6号 (Dr=90%)	概要図 (IV)
	R3-4		浸透実験① (加振後) 埋戻し・嵩上げ 浸透実験② (応急措置後)	堤防縦断方向の構造急変部 応急措置				

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

の状態とし、各ケースとの比較を行った。構造急変部として設置した固化改良体については、一軸圧縮強度 $q_u=1,000\text{kPa}$ 以上のセメント混合砂で、それぞれ作成している。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水位を保持した。

3.5.2. 堤体の亀裂状況と密度変化

加振による天端の沈下量が、CaseR3-3 では改良体上で 0.4m 程度、液状化層上で 1.5m 程度であり、CaseR3-4 では改良体上で 0.4m 程度、液状化層上で 1.6m 程度であった。CaseR3-3 における加振実験後の亀裂状況を写真 3.9 に、CaseR3-4 における加振実験後の亀裂状況を写真 3.10 にそれぞれ示す。

CaseR3-3 において、改良体上の堤防は比較的健全であったが、液状化層上にある堤防は沈下とともに側方にも流動がみられ、亀裂が多く発生していた。CaseR3-4 についても CaseR3-3 と同様の傾向で亀裂が発生していた。

各ケースの実験後の堤体の密度分布を図 3.12～図 3.14 に示す。なお、CaseR3-4 は実験終了後に密度を採取しているため、最終的な断面形状は応急復旧措置後の断面となっている。

CaseR3-4 と健全な堤体である CaseR2-1A を比較すると全体的に密度が低下しており、液状化層上の堤体密度低下は最大で 10% 程度、改良体上の堤体は密度低下の度合いは液状化層上に比べると比較的軽微であった。また、堤体の上部は密度低下が著しく、下部は比較的密度低下が軽微である傾向が確認された。これは、加振前に浸透を実施している CaseR3-3 も同様の結果であった。

3.5.3. 堤体の浸透特性変化

健全な堤防として CaseR2-1、横断亀裂が発生した状態として CaseR3-3、地震動により堤防全体に横断亀裂を含む亀裂が入った状態として CaseR3-4 の漏水量を整理した。CaseR3-3 および CaseR3-4 の浸透実験時の川裏側の状況を写真 3.11、写真 3.12 に示す。各ケースにおける単位奥行当りの漏水量と川表水位の時刻歴を図 3.15、図 3.16 に示す。なお、漏水量は排水用タンク底部の水圧計により得られた水位上昇速度を流量へ変換することで算定した。このとき、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たため、漏水量の時刻歴は間欠的となっている。いずれのケースも川表水位に対して漏水量は比例的に増加していることが確認される。CaseR3-3 では、加振前の遠心加速時の沈下による横断亀裂からの漏水が川裏側で確認されており、漏水量が CaseR2-1 に比べ 1.3 倍程度増加した。漏水量は増加し

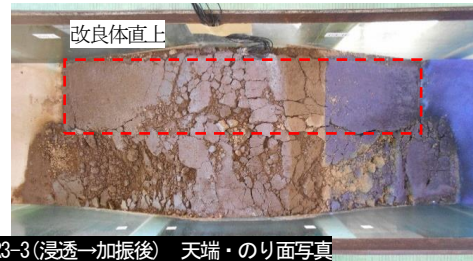


写真 3.9 実験後の堤体の亀裂状況 (CaseR3-3)



写真 3.10 実験後の堤体の亀裂状況 (CaseR3-4)

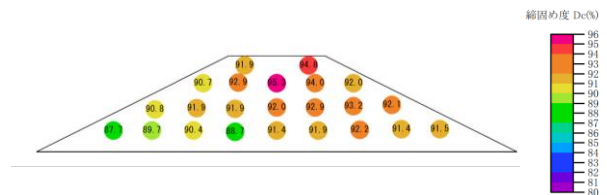


図 3.12 実験後の堤体締固め度分布 (CaseR2-1A)

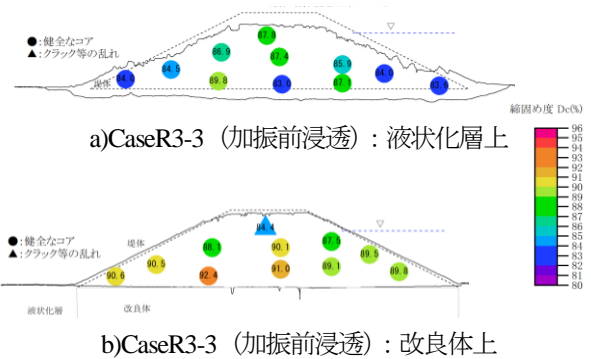


図 3.13 実験後の堤体締固め度分布 (CaseR3-3)

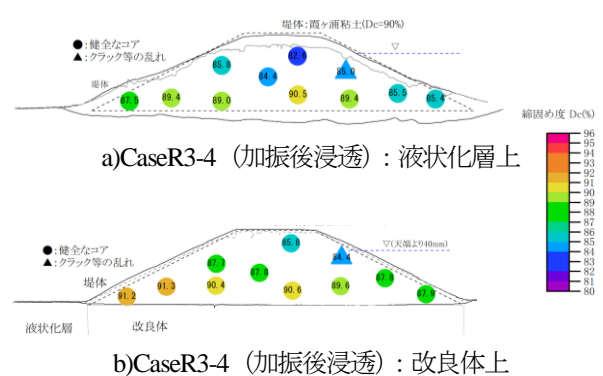


図 3.14 実験後の堤体締固め度分布 (CaseR3-4)



写真 3.11 浸透実験中の堤体裏のり面 (CaseR3-3)

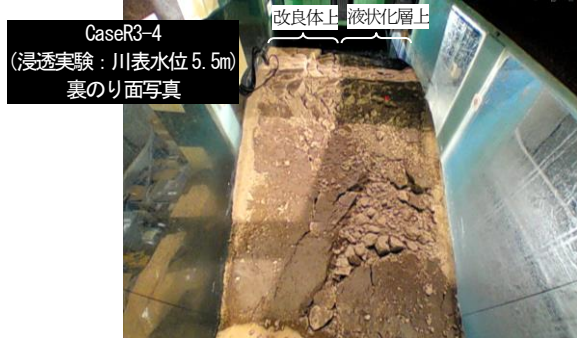
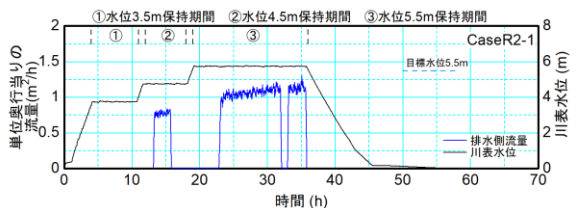
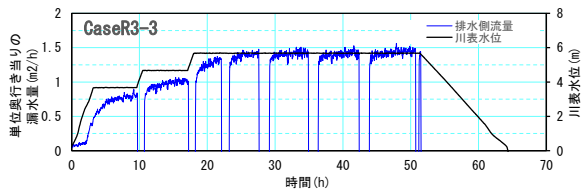


写真 3.12 浸透実験中の堤体裏のり面 (CaseR3-4)

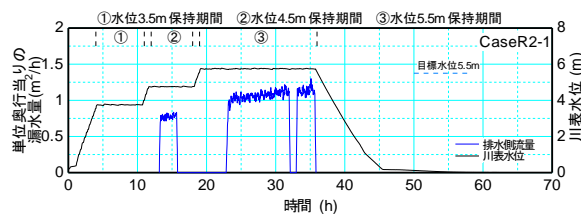


a) CaseR2-1 : 健全な堤防

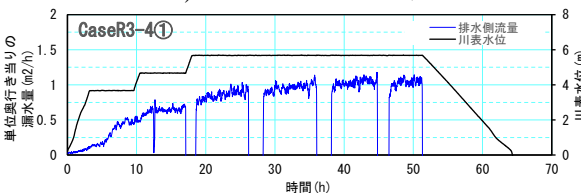


b) CaseR3-3 : 横断亀裂が発生した堤防

図 3.15 単位奥行当りの漏水量と川表水位の時刻歴 (CaseR2-1 と CaseR3-3 の比較)



a) CaseR2-1 : 健全な堤防



b) CaseR3-4① : 加振後の堤防

図 3.16 単位奥行当りの漏水量と川表水位の時刻歴 (CaseR2-1 と CaseR3-4 の比較)

ているが、一般に堤防では、透水係数に数倍程度の差が出ることは知られており、堤体の透水係数のばらつきと比較すると、本実験の横断亀裂による浸透特性への影響は軽微であると判断した。CaseR3-4 では、加振後の浸透実験における漏水量は健全な堤防と同程度であった。

3.6. 液状化対策工による浸透特性への影響検討

3.6.1. 検討ケースの概要

液状化対策工を実施した場合における浸透特性への影響を検討するため、無対策および液状化対策を施した場合、でそれぞれ検討を行った。CaseR2-1 では、無対策の健全な堤防、CaseR2-2 (浸透実験①) では、無対策の地震動を受けた堤防に対して浸透実験を実施した。CaseR2-3 では、液状化対策を施した健全な堤防、CaseR2-4 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。検討ケースを表 3.5 に示す。設置した固化改良体については、一軸圧縮強度 $qu=1,000\text{kPa}$ 以上のセメント混合砂で、それぞれ作成している。

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。

3.6.2. 堤体の亀裂状況と密度変化

CaseR2-4 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、左のり尻の平均側方変位量が 1.6m、右のり尻の平均側方変位量が 1.9m 程度であった。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、これは写真 3.13 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、のり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。

表 3.5 検討ケース (液状化対策の影響検討)

実施年度	検討ケース (Case)	遠心加振速度 (G)	実験手順	ケース概要	土質条件		模型概要図
					堤体材料	地盤①	
2020年度 (R2)	R2-1A	-	堤体密度測定 (試料採取)	【密度試験用】	-	-	概要図 (I)
	R2-1		浸透実験 ↓ 加振実験	堤体材料の違い	緩々補粘土 (Dc=90%)	【液状化層】 東北硅砂7号 (Dr=60%)	
	R2-2		加振実験 ↓ 浸透実験① ↓ (埋戻し・嵩上げ) ↓ 浸透実験② (応急措置後)	堤体材料の違い 応急措置			【基礎地盤】 宇部硅砂6号 (Dr=90%)
	R2-3		浸透実験 ↓ 加振実験	液状化対策 (固化改良)			
	R2-4		加振実験 ↓ 浸透実験 (加振後)	液状化対策 (固化改良)			

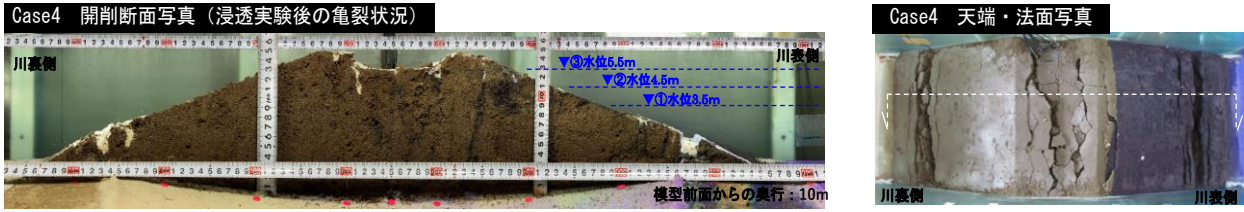


写真 3.13 実験後の堤体の亀裂状況 (CaseR2-4)

また、図 3.17 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 3.13 の天端から撮影した写真が示すように、河川水が接するのり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、液状化対策を堤防のり尻に施すことによって、のり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のり尻付近に縦断亀裂が発生している。

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図 3.18 に示す。CaseR2-4 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 3.18 中の●)を対象として、CaseR2-1A 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、CaseR2-1A 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。これらは固化改良体を両のり尻に設置したことで、堤体内の緩みの発生も抑制していることを示している。

3.6.3. 堤体の浸透特性変化

CaseR2-1、CaseR2-2 (浸透実験①)、CaseR2-3、CaseR2-4 における単位奥行当たりの漏水量と川表水位の時刻歴を図 3.19 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。CaseR2-4 の排水側流量が CaseR2-3 とほぼ同程度であることから、液状化対策としてのり尻に固化改良体を打設した堤防の縦断亀裂が浸透特性に与える影響は少ないと考えられる。

3.6.4. 堤体の水圧分布

CaseR2-1、CaseR2-2 (浸透実験①)、CaseR2-3、CaseR2-4 における堤体底面の圧力水頭分布の経時変化を図 3.20 に示す。

無対策堤防を健全な状態で浸透実験を行った CaseR2-1 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 CaseR2-3 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

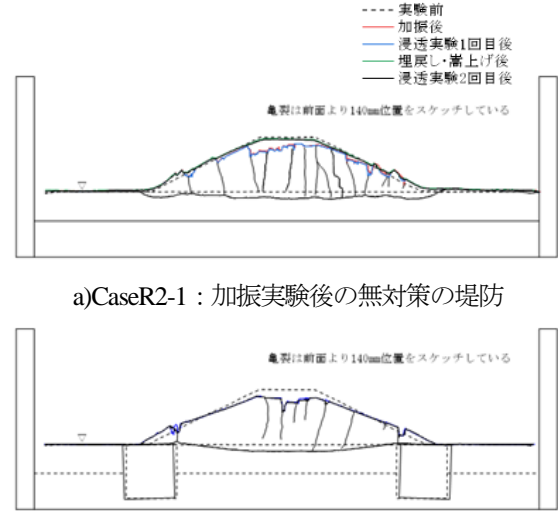


図 3.17 加振後の堤防の開削断面(前面より 7.5m 位置)

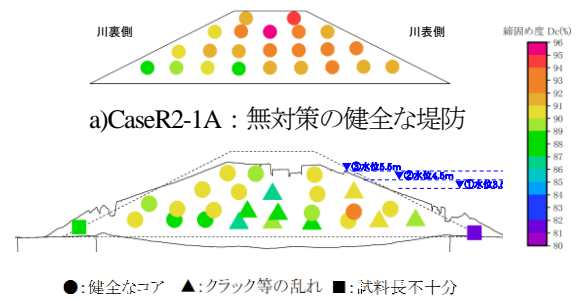


図 3.18 実験後の堤体締固め度分布 (CaseR2-1A、CaseR2-4)

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 CaseR2-4 と、健全な状態で浸透実験を行った CaseR2-3 を比較すると、亀裂を有する CaseR2-4 の堤体内圧力水頭の方が大きい。ただし、無対策堤防を加振した後に浸透実験を行った CaseR2-2 (浸透実験①) と比較すると CaseR2-4 の方が堤体内圧力水頭は小さく、液状化対策によるのり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。

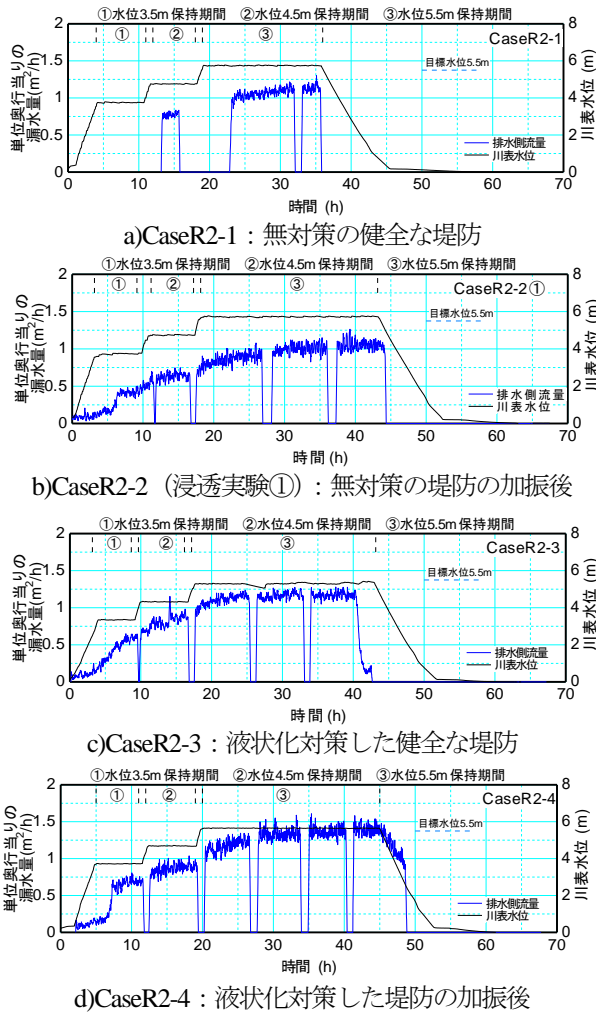


図 3.19 単位奥行当りの漏水量と川表水位の時刻歴

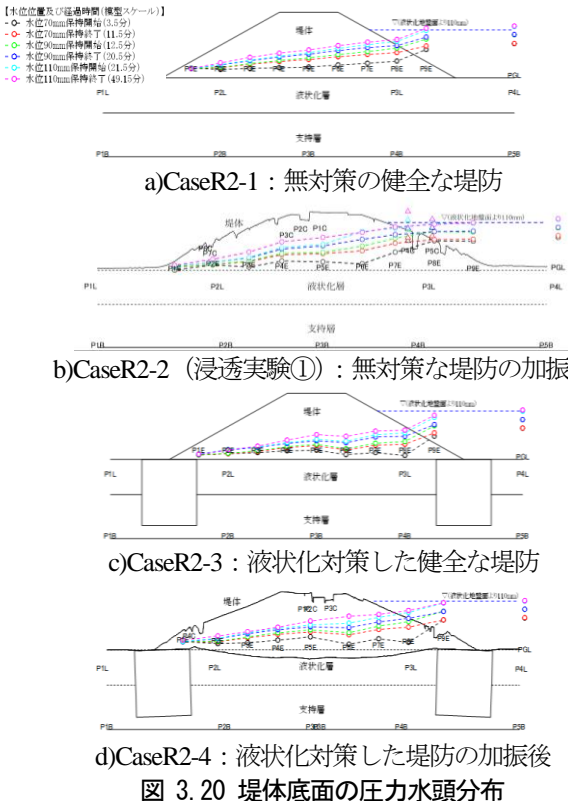


図 3.20 堤体底面の圧力水頭分布

3.7. 応急措置による浸透特性への影響検討

3.7.1. 検討ケースの概要

地震後の応急措置が浸透特性に及ぼす影響を確認するため、ここでは、堤体材料を粘性土の霞ヶ浦粘土 ($D_c=90\%$) として検討を行った。検討ケースを表 3.6 に示す。検討ケースは浸透実験の実施が 3 ケース (CaseR2-1、CaseR2-2、CaseR3-4) である。

CaseR2-1 では健全な堤体に対する浸透特性を確認するため、加振前に浸透実験を実施した。

一方、CaseR2-2、CaseR3-4 では、まず加振実験を行い、地震動を受けた後の堤防に対して、浸透実験①を行った。その後、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嵩上げし、応急措置状態を模擬した後に浸透実験②を行った。

3.7.2. 堤体の浸透特性変化

健全な堤防として CaseR2-1、地震動により堤防全体に亀裂が入った状態および応急復旧措置後として CaseR2-2、CaseR3-4 それぞれの漏水量を整理した。各ケースにおける単位奥行当りの漏水量と川表水位の時刻歴を図 3.21、図 3.22 に示す。なお、漏水量は排水用タンク底部の水圧計により得られた水位上昇速度を流量へ変換することで算定した。このとき、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たため、漏水量の時刻歴は間欠的となっている。

いずれのケースも川表水位に対して漏水量は比例的に増加していることが確認される。CaseR2-2、CaseR3-4 どちらのケースにおいても、加振後の浸透実験①における漏水量は健全な堤防と同程度であった。また、埋戻しにより応急措置を行った粘性土堤防における浸透実験②では、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、川裏側への漏水量は健全な堤防と同程度であ

表 3.6 検討ケース (応急復旧措置による影響検討)

実施年度	検討ケース (Case)	速 (心G) 加速度	実験手順	ケース概要	土質条件			模型概要図
					堤体材料	地盤①	地盤②	
2020 (R2) 年度	R2-1A	—	堤体密度測定 (試料採取)	【密度試験用】	霞ヶ浦粘土 ($D_c=90\%$)	—	—	概要図 (I)
	R2-1	50	浸透実験 ↓ 加振実験	堤体材料の違い		【液状化層】 東北硅砂7号 ($D_r=60\%$)	【基礎地盤】 宇部硅砂6号 ($D_r=90\%$)	
	R2-2		加振実験 ↓ 浸透実験① (加振後)	堤体材料の違い				
			(埋戻し・嵩上げ) ↓ 浸透実験② (応急措置後)	応急措置				
(R2021) 年度	R3-4	50	浸透実験① (加振後) ↓ (埋戻し・嵩上げ) ↓ 浸透実験② (応急措置後)	堤防縦断方向の構造急変部 ↓ 応急措置			概要図 (IV)	

った。

加振実験後の浸透実験①が健全な堤防と同程度の浸透特性であったことから、応急措置による浸透特性への影響は確認できていない。

4. 地震後の堤防の復旧工法に関する考察

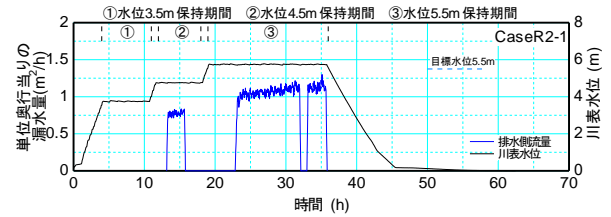
4.1. 地震後の応急復旧

実験結果の考察の前に、河川堤防の一般的な震災復旧の方法について述べる。河川堤防の震災復旧に関する考え方は、昭和61年に土木構造物の震災復旧技術マニュアル(案)²⁾としてとりまとめられた。さらに、地震直後の現場においても簡単に参照できるハンドブックとして、平成6年に震後対応の手引き³⁾が作成され、今日においても参照されている。以降、上記マニュアル類に示される河川堤防の震災復旧の内容を紹介する。

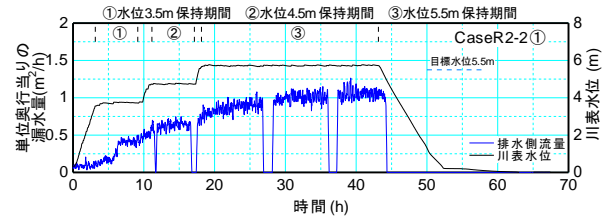
応急復旧は、応急的な工法により構造物の機能を最低限保持するものであり、概ね2週間~1ヶ月程度を目安に実施することとされている。

応急復旧(緊急復旧と呼ばれることもある)の必要性の判断にあたっては、堤防としての残存機能、降雨・洪水・高潮・余震等の作用に対する安定性、本復旧完了までの期間等が判断材料となる。具体的には、亀裂幅、亀裂深度、沈下量、被災延長に関する調査が行われ、H.W.L.に対する残存天端高や亀裂の深さの関係等から堤防の残存機能を評価することを念頭に、被災パターンの分類が行われる。ただし、横断方向の亀裂は出水期に直ちに水みちとなりうるため、特に堤体機能上問題が大きいと考え、応急復旧の優先度を高めるといった判断、堤体のすべり・崩壊の生じた個所が浅い位置に限定され残された堤体本体が健全であれば、残存止水機能は比較的高いといった判断など、単なる機械的な調査・パターン分類でなく、個々の被災状況や現場条件に応じ、個々に適切な判断を行うことが要求されている。

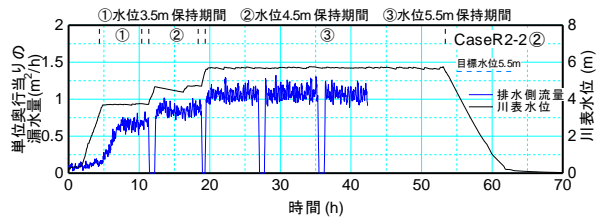
この調査結果を踏まえ、応急復旧工法の選定が行われる。天端やのり面に亀裂が生じた場合、降雨や浸透水による堤体の弱化を避けるため、亀裂が軽微であれば土砂充填、亀裂が大きければ切返しを行う。天端の一部あるいは全体に沈下が生じた場合、亀裂発生個所に土砂充填あるいは切返しを行った上で、天端高を確保するための土のう積みあるいは盛土を行う。堤防の沈下が大規模な場合には、現堤とは別に仮締切りを行うことが必要な場合もある。表のりや護岸に亀裂等の変状が生じ、流水による洗掘が懸念される場合、表のりや護岸に土のう積みを行う。堤体・のり面に大きな被害が生じ、堤体の長期安定性が確保されない恐れがある場合には、土留矢板や



a)CaseR2-1：無健全な堤防

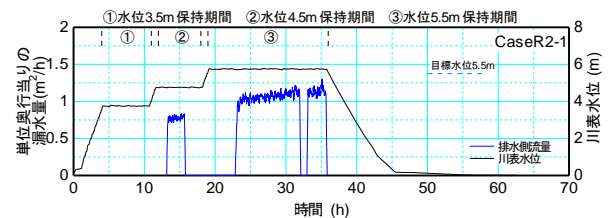


b)CaseR2-2 (浸透実験①)：加振後の堤防

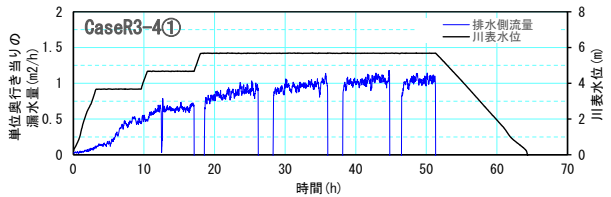


c)CaseR2-2 (浸透実験②)：応急復旧後の堤防

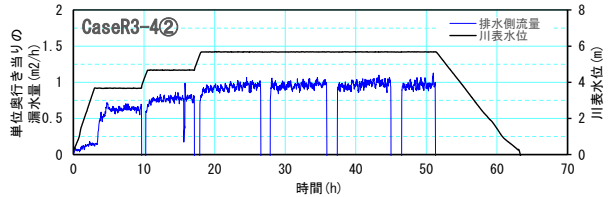
図 3.21 単位奥行当りの漏水量と川表水位の時刻歴 (CaseR2-1 と CaseR2-2 の比較)



a)CaseR2-1：無健全な堤防



b)CaseR3-4 (浸透実験①)：加振後の堤防



c)CaseR3-4 (浸透実験②)：応急復旧後の堤防

図 3.22 単位奥行当りの漏水量と川表水位の時刻歴 (CaseR2-1 と CaseR3-4 の比較)

押え盛土により堤体の安定性を確保する。

次に実験結果を踏まえた考察を示す。実験では、地震後における堤体の亀裂・ゆるみの発生パターンによらず、高水位に対する、すべり破壊や進行性破壊などの変状の進行は見られなかった。浸透によるパイピングも見られなかった。

堤体の透水性に着目すると、実験方法に問題があったケースを除けば、地震前後の漏水量の増加は軽微であった。

しかし、亀甲状の亀裂など横断亀裂が生じたケースにおいて、堤防横断方向に貫通した亀裂が水みちとなり、多量の漏水が生じる場合があることが確認された。実験ケースによっては横断亀裂や亀甲状の亀裂が閉塞し、漏水量の増加が生じないもしくは、軽微な漏水量の増加にとどまったケースもあったが、こうした形態の亀裂は堤防に致命的な影響を及ぼす可能性があることから、応急復旧にあたり、少なくとも亀裂発生範囲の切り返しを、高い優先度を以って実施する必要があると言える。

堤防横断方向に亀裂が貫通した場合、または、実験方法に問題があったケースを除けば、地震後の漏水量の増加は軽微なものにとどまり、明確な堤防機能の低下は確認されなかった。具体的には、横断方向に亀裂が貫通せず、縦断亀裂が卓越するパターンがこれに該当する。ただし、堤防の縦断亀裂が開いた状態で高水を受けると、縦断亀裂周辺の堤体土の飽和度の上昇に伴い、縦断亀裂が新たに進展するケースも認められた。また、本研究では確認していないが、亀裂が開いたままでは、雨水浸透による堤体内水位の上昇を助長する可能性も考えられる。したがって、横断方向に亀裂が貫通していない場合であっても、応急復旧として亀裂発生範囲の切り返しを行うことが望ましい。地震発生時期と出水期間の兼ね合いから応急復旧のための期間を十分に確保することが難しい場合であっても、亀裂部への土砂等の充填およびビニールシート張りは最低限実施する必要があると言える。

4.2. 地震後の本復旧

本復旧についても、まず河川堤防の震災復旧の内容を紹介する。本復旧の水準、工法の選定、範囲の決定、被災メカニズムの究明を目的とし、地盤調査並びに解析を主体とした調査が実施され、本復旧が行われる。応急措置や応急復旧により一定の機能は回復しているが、あくまでも一時的な措置として実施されるものであり、堤防としての機能水準に関する安定性・信頼性の観点からは不十分な場合があり、それゆえ本復旧が行われる意味がある。

本復旧の方法としては、亀裂発生範囲を対象とした切

表 4.1 堤体材料の土質試験結果

材料	霞ヶ浦粘土 D _c =90%	霞ヶ浦粘土 D _c =85%	霞ヶ浦粘土 D _c =80%
試験方法	CUB、変水位	CUB、変水位	CUB、定水位
c KN/m ²	26.9	7.26	5.02
Φ °	10	11.4	10.3
c' KN/m ²	12.4	1.9	0.458
Φ' °	26	26.3	25.3
k15 m/sec	1.21E-06	6.67E-06	2.30E-05

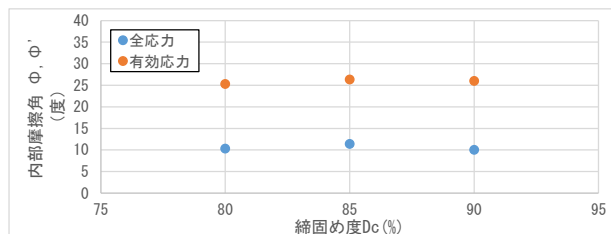


図 4.1 内部摩擦角φと締固め度の関係

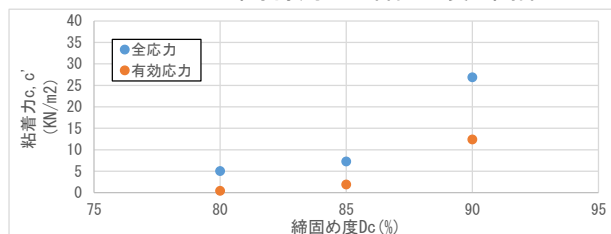


図 4.2 粘着力cと締固め度の関係

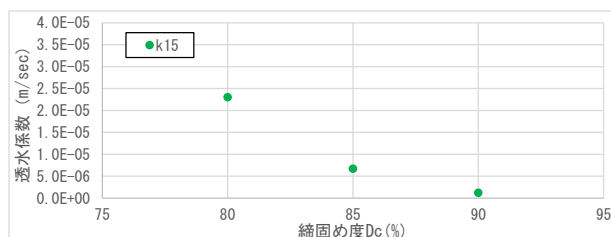


図 4.3 透水係数kと締固め度の関係

り返しが行われる。ただし、施設の重要性、被災規模、被災による影響、過去の被災履歴等に鑑み、構造の改善を図ったり、再度災害防止の観点から耐震性を向上させる場合がある。例えば、主たる被災要因が基礎地盤の液状化である場合、再度災害の防止の観点からも強化復旧として液状化対策が実施される場合がある。

次に実験結果を踏まえた考察を示す。いずれの遠心模型実験においても、加振前後の堤体締固め度の分布を見ると、加振後に低下しており、最大で天端付近の締固め度が10%近く低下していることが確認された。これによる堤体の力学特性および透水性の変化を把握するため、今回堤体材料として使用した霞ヶ浦粘土について、締固め度を80、85、90%とし、三軸圧縮試験(CUB)および透水試験を実施した結果を表4.1、図4.1～図4.3に示す。土質試験結果より、内部摩擦角は締固め度D_cが変化してもほぼ変わらないものの、粘着力はD_c=85%とD_c=90%では、大きく強度が変わっていることが確認される。また、

透水係数は D_c が高いほど、透水係数が低くなる（浸透特性の向上）傾向が見られ、 $D_c=80\%$ と $D_c=90\%$ では、1オーダー値が異なる結果となった。

本結果はあくまで特定の条件下における試験結果であるが、堤体材料の土質試験結果からは、地震により生じた堤体のゆるみ（密度低下）が、堤体の強度および遮水性の低下につながる可能性が考えられる。

そのため、地震後の堤防において、このような密度低下が生じた場合は強度低下も懸念されるため、地震後の堤体の緩み範囲の確認を行い、長期的な安全性確保の観点から、緩み範囲を対象とした切り返しを行うことが望ましいと考えられる。なお、地震後の堤体の緩み範囲の効果的な確認方法については、今後検討が必要である。

また、遠心実験では、液状化対策工を設けることで、地震時の沈下量のみならず、のり尻の側方変位やそれに起因するのり面の亀裂、緩みの発生が抑制されることが確認されている。そのため、本復旧として行う液状化対策工には、再度の地震による亀裂・ゆるみの抑制や、それによる修復性の向上を期待することができる。

5. 地震による堤防の側方変位量の推定精度に関する検討

5.1. 検討の目的

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

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

5.2. 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⁹⁾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-5.1（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。

5.3. 解析結果

5.3.1. 解析結果の整理の方法

解析結果の整理については、次の2通りで実施した。

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

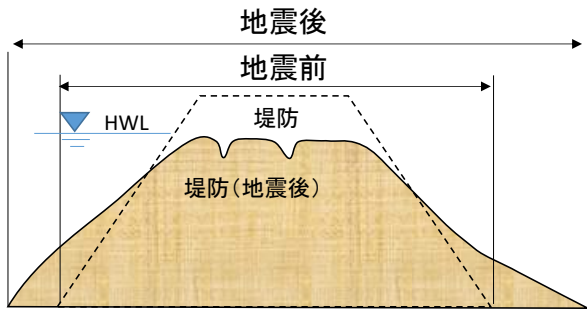
これら2通りの整理方法のイメージを図-5.1に示す。両のり面の側方変位量を合算した整理とは、地震前の両のり尻位置と地震後の両のり尻の差である。一方、各のり面（川表のり面、川裏のり面）を別々のり面として整理する方法とは、地震前の川表のり尻位置と地震後ののり尻位置の差、地震前の川裏のり尻位置と地震後ののり尻位置の差、それぞれ別々のり面として扱っている。次に、解析結果の側方変位量については、“のり尻部分”の変位量が堤防天端の亀裂等の発生状況に影響すると仮定し、“のり尻部分”の変位量を代表値として整理を行った。

ここで、“のり尻部分”の変位量とは、のり尻から堤防高の1/3の高さの範囲にある節点の平均値（のり尻は除く）と設定した。具体的には、図-5.2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ため、ここでは④で整理した。

- ・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

■堤防全体の側方変位を評価
(堤防の側方変位量=地震後-地震前)



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

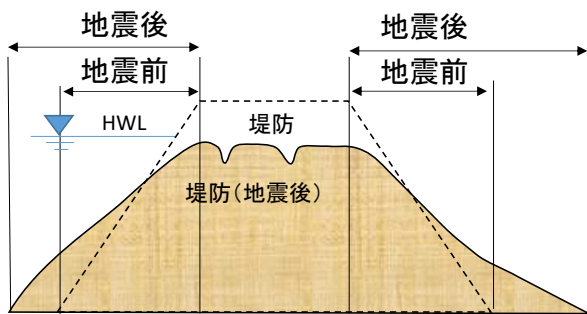


図- 5.1 整理方法のイメージ

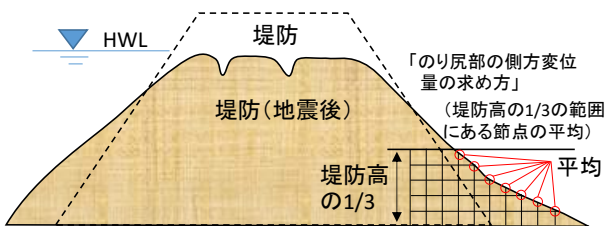


図- 5.2 “のり尻部分”の変位量の代表値の求め方

5.3.2. 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-5.3(a)に示す。

図-5.3(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り面として整理する方法で整理した結果を図-5.3(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。

5.3.3. 解析結果の分析

5.3.2を踏まえ、実際の側方変位量が5m以下の箇所を

表- 5.1 検討断面諸元

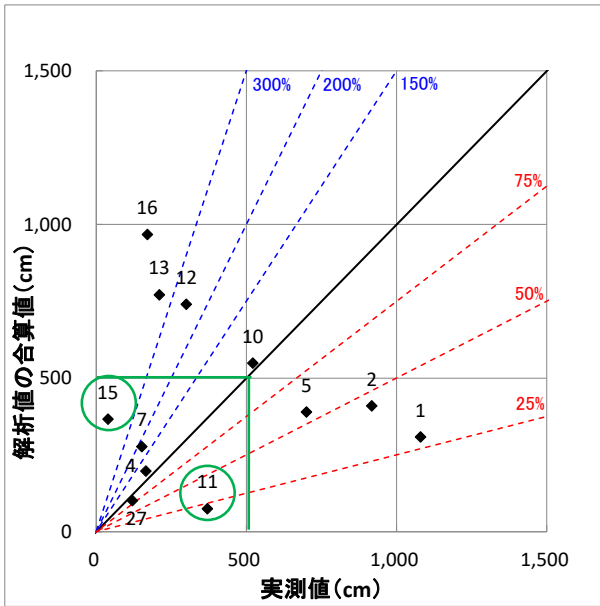
箇所 No.	堤防高	天端幅	のり面勾配 (川表・川裏)	地震後の天端沈下量	地震後の側方変位量
1.	4.8m	5.5m	4.0 3.1	2.4m	10.8m
2.	5.6m	3.6m	4.5 2.9	2.1m	9.2m
3.	3.5m	2.9m	2.2 2.8	1.2m	1.7m
4.	4.7m	4.1m	3.6 5.7	1.1m	7.0m
5.	5.9m	2.9m	1.9 2.8	1.5m	1.5m
6.	3.1m	8.2m	2.4 2.5	1.4m	5.2m
7.	3.5m	7.0m	2.0 1.8	2.0m	3.7m
8.	5.3m	5.5m	4.7 2.2	1.5m	3.0m
9.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

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。

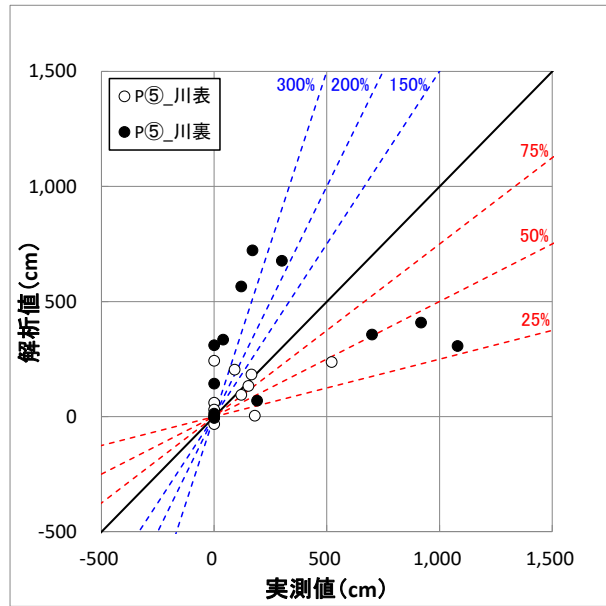
分析の対象となる箇所は、図-5.3(a)に丸で囲む、No.11とNo.15の2箇所となる。ここで、No.11およびNo.15の実測値(被災後のスケッチ)とALID解析の結果を、図-5.4、図-5.5に示す。

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、川裏のり面が変化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。



(a) 堤防全体の側方変位量と解析値



(b) 各のり面の側方変位量と解析値

図- 5.3 解析値と実測値の整合性

5.4. 地震時の側方変位量の推定に関する考察

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。

6. 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。

大型浸透実験では、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。堤防の縦断亀裂が開いた状態で高水を受けると、縦断亀裂周辺の堤体土の飽和度の上昇に伴い、縦断亀裂が新たに進展するケースも認められた。また、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

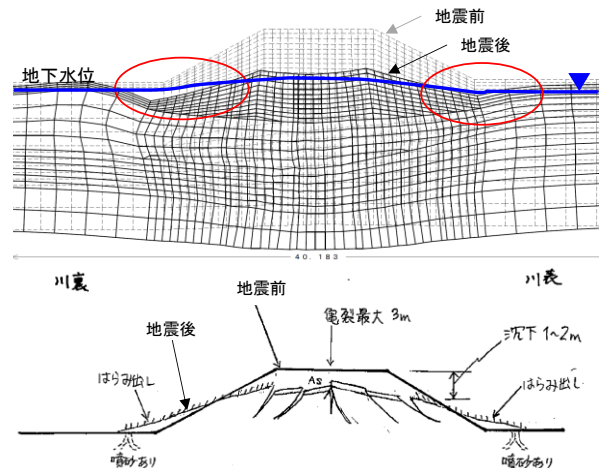


図- 5.4 No. 11 箇所解析結果 (上段) と実測値 (被災後のスケッチ) (下段)

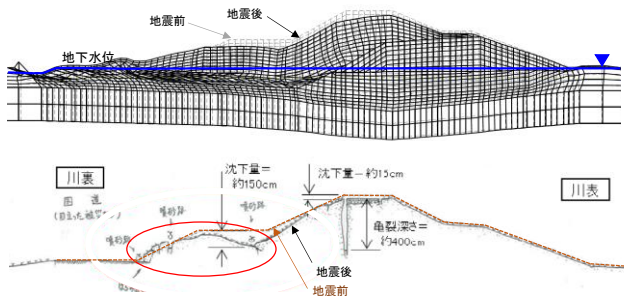


図- 5.5 No. 15 箇所解析結果 (上段) と実測値 (被災後のスケッチ) (下段)

が侵食されて空洞が拡大し、堤防機能を喪失する結果となった。

遠心模型実験では、地震後における堤体の亀裂・ゆるみの発生パターンによらず、高水位に対する浸透特性へ

4. インフラ施設の地震レジリエンス強化のための耐震技術の開発

の影響は軽微であった。しかし、亀甲状の亀裂など横断亀裂が生じたケースにおいて、堤防横断方向に貫通した亀裂水みちとなり、多量の漏水が生じる場合があることが確認された。なお、実験ケースによっては横断亀裂や亀甲状の亀裂が閉塞し、漏水量の増加が生じないもしくは、軽微な漏水量の増加にとどまったケースもあったが、こうした形態の亀裂は堤防に致命的な影響を及ぼす可能性があることから、応急復旧にあたり、少なくとも亀裂発生範囲の切り返しを、高い優先度を以って実施する必要がある。

また、大型浸透実験で確認されたように、縦断亀裂が新たに進展するケースもあることから、横断方向に亀裂が貫通していない場合であっても、応急復旧として亀裂発生範囲の切り返しを行うことが望ましい。地震発生時期と出水期間の兼ね合いから応急復旧のための期間を十分に確保することが難しい場合であっても、亀裂部への土砂等の充填およびビニールシート張りは最低限実施する必要がある。

堤体の緩みについて、いずれの遠心模型実験においても、加振前後の堤体締固め度の分布を見ると、加振後に低下しており、最大で天端付近の締固め度が10%近く低下していることが確認された。本結果はあくまで特定の条件下における試験結果であるが、堤体材料の土質試験結果からは、地震により生じた堤体のゆるみ（密度低下）が、堤体の強度および遮水性の低下につながる可能性が考えられる。そのため、地震後の堤防において、このような密度低下が生じた場合は強度低下も懸念されるため、地震後の堤体の緩み範囲の確認を行い、長期的な安全性確保の観点から、緩み範囲を対象とした切り返しを行うことが望ましいと考えられる。なお、地震後の堤体の緩み範囲の効果的な確認方法については、今後検討が必要である。また、液状化対策工を設けることで、地震時の沈下量のみならず、のり尻の側方変位やそれに起因するのり面の亀裂、緩みの発生が抑制されることが確認されている。そのため、本復旧として行う液状化対策工には、再度の地震による亀裂・ゆるみの抑制や、それによる修復性の向上を期待することができる。

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、有限要素法に基づく自重変形解析手法である地震時残留変形解析手法（ALID）によって算出される解析値と実測値の整合性を検討した結果、側方変位の解析結果は、バラつきが大きく、実測値と比較して約25%～約300%の精度であった。予測精度の向上および、側方変位量と亀裂や堤防機能の関係については、今後検討が必要である。

このように、地震後の堤体の「亀裂」や「緩み」などの変状が、堤体の浸透特性や堤防機能に及ぼす影響を明らかにした。また、地震後の被災状況に応じた、堤防の復旧の考え方について整理し、液状化対策工の効果についても浸透特性にはほとんど影響がないものの「亀裂」や「緩み」の抑制に寄与することを明らかにした。

参考文献

- 1) 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土木施設災害調査速報、国総研資料 第646号、土木研究所資料 第4202号、pp.254,268,272,282、2011.7
- 2) 建設省：Ⅱ 河川・海岸・砂防施設編、土木構造物の震災復旧技術マニュアル（案）、pp.79-113、1986.3
- 3) 建設省河川局治水課監修：震後対応の手引き、1994.5
- 4) 脇中康太、石原雅規、佐々木哲也：造成年代等を考慮した河川堤防の液状化被害事例再現解析、第49回地盤工学研究発表会、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

【要旨】

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

本研究の取り組みとして、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（振動式コーン試験法）の開発、液状化抵抗率 F_L と関連付けつつ多様な土の液状化挙動を表現できる土の繰返しせん断モデルの開発、室内土質試験に基づく液状化した土の大変形メカニズムおよび評価方法に関する検討を行った。

キーワード：液状化判定、耐震設計、原位置液状化試験法、繰返しせん断モデル、大変形

1. はじめに

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

そこで、本研究は、年代効果を含めた液状化の発生予測の精度を向上させるとともに、液状化に及ぼす各種影響要因による土の液状化挙動の違いを系統的に反映することのできる要素挙動のモデル化手法を確立し、液状化の構造物への影響を適切に評価することにより各種インフラ施設の機能確保や被害低減に貢献することを目的として実施するものである。具体的には、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（振動式コーン試験法）の開発、液状化抵抗率 F_L と関連付けつつ多様な土の液状化挙動を表現できる土の繰返しせん断モデルの開発、室内土質試験に基づく液状化した土の大変形メカニズムおよび評価方法に関する検討を行った。

2. 原位置液状化試験法の開発

2.1 はじめに

実務上、地盤の液状化強度は、 N 値等のサウンディングによる貫入抵抗値を指標として間接的に推定される場

合が多いが、その場合、人工埋立層と自然堆積層など、堆積年代による差異を貫入抵抗から検出することは難しい¹⁾。また、より詳細な調査法としては、地盤から乱れの少ない試料を採取し、室内土質試験（液状化試験）を行う方法があるが、地盤の不均質性に起因する個々の供試体のばらつきや、試料採取時の供試体の乱れの影響を受けやすいなど、精度確保に課題が残されている²⁾。このように、サウンディングやサンプリングに基づく一般的な調査技術では、地盤の液状化強度の評価においてさらなる精度向上を図ることには難しさがあることから、新たな試験法に関する技術開発を進めることが課題解決策の一つとして考えられる。

かつて、建設省時代の土木研究所では、地盤の液状化強度の調査技術として、振動式貫入試験法が開発が行われていた³⁾。これは、バイブレータを搭載したコーンプローブを地中に圧入し、振動によって地盤を原位置で液状化させながら貫入抵抗を計測する試験法である。この試験法は、作業効率の面からの課題や、計測技術上の問題から試験中の振動発生状況が記録されていない等の課題が残されており、広く普及するまでには至らなかった。しかし、作業効率や計測技術の問題については、近年における各種試験機器の発展を踏まえると、容易に改善することができる可能性がある。その上で、必要に応じて試験法の改善を図りつつ、今日における液状化判定法に対応するための新たなデータを蓄積していくことで、高精度な試験法として再構築することができる可能性がある。

そこで、本研究では、振動式コーンプローブを用いた

原位置液状化試験法の開発に改めて取り組むこととした。

2.2 機器の概要

本研究で試作した振動式コーンプローブの概要を図-2.1 に示す。これは、CPT プローブに似た器具に偏心ウエイトとモーターで構成される振動部を内蔵し、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振動を発生させることで、プローブ周辺地盤に繰返しせん断を直接与えるものである。

偏心ウエイトは図-2.2 に示すような二重構造としており、2つのウエイトの交差角 α とウエイト回転数 f_w を遠隔操作によって独立して制御することで、起振力(遠心力 C)と周波数を個々に調整できる機構としている。設計上の回転数 f_w の範囲は20~180Hzであり、ウエイト回転部の質量は0.1kg程度である。本研究で試作した振動式コーンプローブにおける遠心力 C と回転数 f_w 、ウエイト交差角 α の関係は図-2.3 のとおりである。遠心力 C の最大値は1.06kN($f_w=180\text{Hz}$ 、 $\alpha=0^\circ$)であり、建設省土木研究所⁴⁾が使用していた振動式コーンプローブの遠心力 $C=0.78\text{kN}$ (80kgf)を上回っている。

計測項目は先端抵抗 q_c 、間隙水圧 u 、プローブ加速度、ウエイト回転数 f_w およびウエイト交差角 α である。加速度計は非回転部における水平1成分の加速度を計測できるように設置している。ウエイト回転数 f_w は、パルス計の出力値を積算カウンタで回転数に変換して計測している。データ収録には、10kHzのサンプリングが可能なデータロガーを用いることで、プローブが高速で振動する様子を詳細に計測することとした。

従前の振動式貫入試験法の課題であった現場作業効率を向上させるための工夫として、プローブ内のモーターに供給する電源や内蔵センサーの出力信号を1本の集合ケーブルにまとめるとともに、近年のCPTで一般的に用いられる自走式の貫入装置を使用することとした。これによってケーブル結線作業や貫入時の反力確保が容易となり、制約条件の少ない一般的な調査地点では、1日あたり20m×2孔程度の試験を実施することができる。

2.3 振動式コーンプローブの動的応答特性

ここで、水平面内で振動するプローブの動的挙動を理解するための簡単な検討を行う。

図-2.1 のように、プローブの上部にはボーリングロッドが接続されるが、このうち、プローブ部のみに関する動的な力のつり合いを考える。このプローブが地中で振動するとき、水平方向には偏心ウエイトとプローブケースの振動に起因する内的な力と、周辺地盤およびロッド部からの反力が常につり合うこととなる。これを水平 x - y 平面上で概念的に示したものが図-2.2 である。

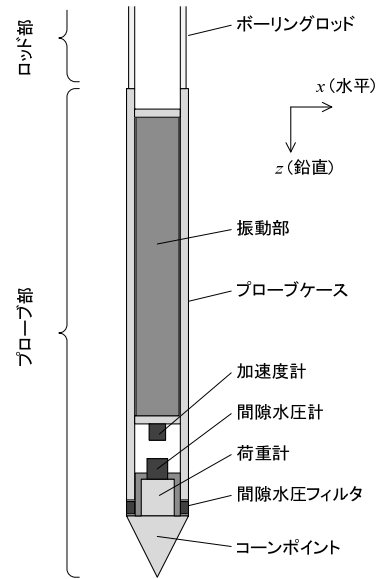


図-2.1 振動式コーンプローブの概要

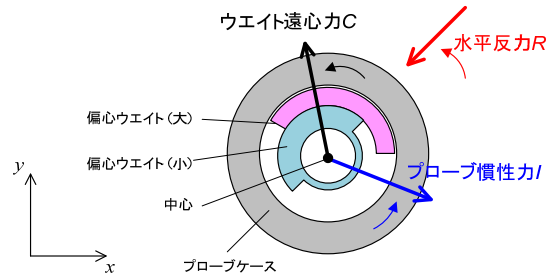


図-2.2 偏心ウエイトの断面図と力のつり合い

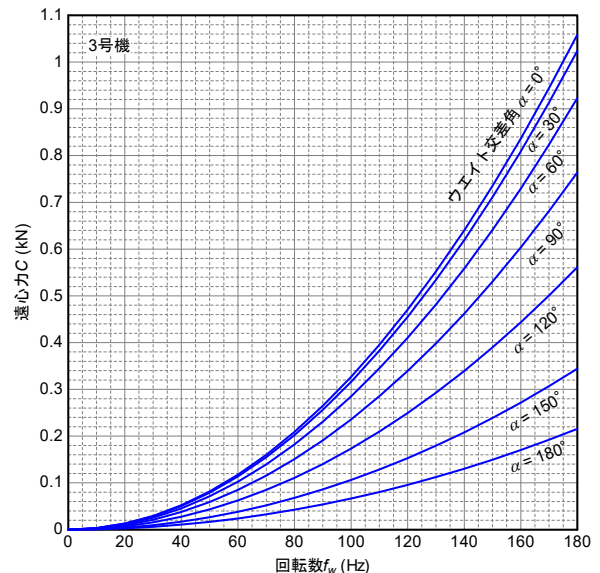


図-2.3 遠心力 C と回転数 f_w 、ウエイト交差角 α の関係

まず、プローブ部全体の質量を m (=7.787kg)、そのうち回転部の質量を m_r とする。ここでは、プローブ中心軸の運動がプローブ軸方向に一様であるという単純な仮定を設け、プローブ中心軸の変位の複素振幅を X 、中心軸

に対する回転部の相対変位の複素振幅を X_r とする。また、振動中のプローブケースの変形は十分に小さいものと仮定する。その上で、 x 方向の運動方程式を次式で表すこととする。

$$\int_{m_r} (\ddot{X} + \ddot{X}_r) e^{i\omega t} dm_r + (m - m_r) \ddot{X} e^{i\omega t} + k(1 + i \cdot 2h) X e^{i\omega t} = 0 \quad (2.1)$$

ここに、 i は虚数単位、 ω は円振動数、 t は時間であり、 $e^{i\omega t}$ は円振動数 ω の単位複素正弦波を表している。第1項および第2項は、プローブ部のうちそれぞれ回転部および非回転部の慣性力である。第3項はプローブ部の絶対水平変位 X に応じて発生する水平反力であり、ここでは非粘性 Voigt 型の減衰力を含めた形で表している。水平反力には周辺地盤とロッド部からの反力の影響が含まれるが、ロッド部からの反力が小さい場合は、 k が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。

プローブケースの変形が十分に小さいと仮定したため、プローブの同一断面内で \ddot{X} が一様であると考え、第1項と第2項は次のように整理することができる。

$$\int_{m_r} (\ddot{X} + \ddot{X}_r) e^{i\omega t} dm_r + (m - m_r) \ddot{X} e^{i\omega t} = C e^{i\omega t} + I e^{i\omega t} \quad (2.2a)$$

なお、

$$C = \int_{m_r} \ddot{X}_r dm_r \quad (2.2b)$$

$$I = m \ddot{X} \quad (2.2c)$$

C は回転部の遠心力、 I は回転の影響を無視して求めたプローブ部全体の慣性力である。このように、回転部と非回転部の慣性力の和は、回転部の遠心力とプローブ部全体の慣性力の和の形に変形することができる。

また、式(2.1)の第3項を次のように書くこととする。

$$k(1 + i \cdot 2h) X e^{i\omega t} = R e^{i\omega t} \quad (2.3)$$

以上をまとめると、式(2.1)の運動方程式は次のように書くことができる。

$$(C + I + R) e^{i\omega t} = 0 \quad (2.4)$$

以降、 C を遠心力、 I を慣性力、 R を水平反力と呼ぶこととする。

式(2.4)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、遠心力 C に対する I 、 R の周波数応答特性を導いて

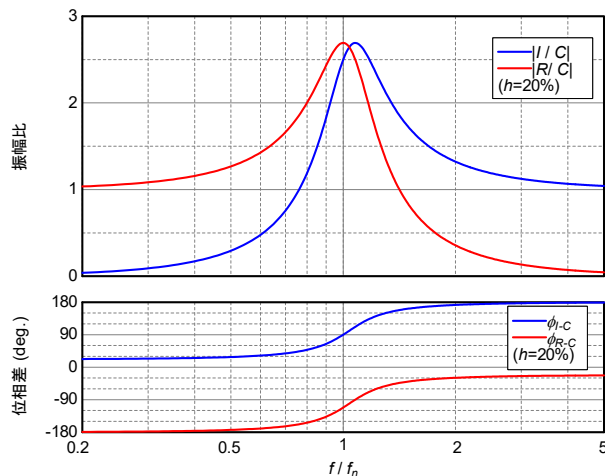


図-2.4 プローブの周波数応答特性

みる。

プローブの固有円振動数 $\omega_n (=2\pi f_n, f_n$: 固有振動数) を次式で定義すると、

$$\omega_n = 2\pi f_n = \sqrt{k/m} \quad (2.5)$$

式(2.2c)、(2.3)、(2.5)より、水平反力 R を次のように変形することができる。

$$R = (m\omega_n^2) \cdot (1 + i \cdot 2h) \cdot \ddot{X} / (i\omega)^2 = -I(1 + i \cdot 2h)(f_n/f)^2 \quad (2.6)$$

これを用いると、入力動に相当する C に対する I 、 R の複素振幅比を得ることができる。

$$\frac{I}{C} = \frac{(f/f_n)^2}{1 - (f/f_n)^2 + 2ih} \quad (2.7a)$$

$$\frac{R}{C} = \frac{1 + 2ih}{1 - (f/f_n)^2 + 2ih} \quad (2.7b)$$

$$\frac{R}{I} = -\frac{1 + 2ih}{(f/f_n)^2} \quad (2.7c)$$

これらを用いて、入力動に相当する遠心力 C に対するそれぞれ慣性力 I と水平反力 R の周波数応答特性 (I/C と R/C) を試算した結果を図-2.4 に示す。同図では、減衰定数 $h=20\%$ を仮定している。

また、偏心ウエイトは規則的な円運動を示すため、 x 方向の運動に対して y 方向の運動は 90° の位相差を伴ったものとなる。この性質を考慮すると、水平 x - y 平面内における3つの力 C 、 I 、 R をベクトルとして図示することができる。図-2.5 は、 x 方向に振幅 1.0 の遠心力が作用した瞬間に、慣性力 I と水平反力 R がどのような大きさ、

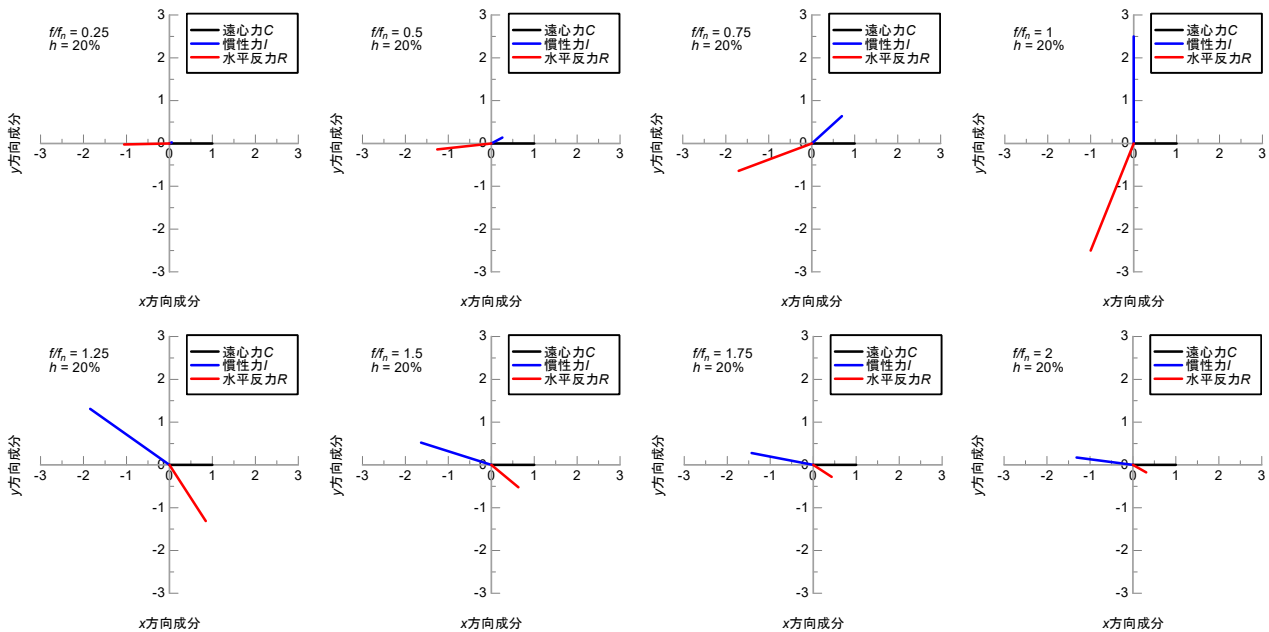


図-2.5 水平面内におけるウエイト遠心力 C 、プローブ慣性力 I 、水平反力 R の相対的な方向

方向を持つかを表示したものである。ここでも、計算にあたっては減衰定数 $h=20\%$ を仮定している。

図-2.4 および図-2.5 より、次の傾向を読み取ることができる。

- 1) 周波数比 f/f_n が大きくなるにつれて、遠心力 C に対する慣性力 I および水平反力 R の方向が反時計回りに回転する。このとき、 C に対する I 、 R の方向が変化しても3つの力がつり合うため、周波数比 f/f_n の変化に応じて $|I|$ 、 $|R|$ の大きさも複雑に変化する。
- 2) 固有振動数 f_n に対して f が十分に小さい場合は $|I|=0$ 、 $|C|=|R|$ となり、遠心力と水平反力のみがつり合う。つまり、遠心力は周辺地盤に対して効率的に作用する。
- 3) $f=f_n$ の場合は遠心力 C に対して慣性力 I と水平反力 R が 90° に近い位相差を持つ。このとき、 $|C|$ に対して $|I|$ および $|R|$ が著しく増幅し、遠心力が周辺地盤に対して最も効率的に作用することとなる。
- 4) 固有振動数 f_n に対して f が十分に大きい場合は $|R|=0$ 、 $|C|=|I|$ となる。つまり、遠心力は周辺地盤に対して効率的に作用しにくい状態となる。

以上のように、振動式コーンプローブは周辺地盤の剛性に応じて変化する固有振動数 f_n を持ち、固有振動数 f_n と入力する周波数 f (ウエイト回転数 f_w) の相対的な大小関係によってプローブの慣性力 (加速度) や周辺地盤への作用力 (繰返しせん断応力振幅) が複雑に変化することが想定される。

試験中の荷重の制御について考えると、3つの力のうち、周辺地盤への直接的な作用に最も近いのは水平反力

R であるため、これを試験の与条件として人為的に制御することができれば理想的である。しかし、試験者による人為的制御が可能なのはモーターの回転数 f_w およびこれによって生じる遠心力 C であり、これらを一定に保持したとしてもプローブ周辺地盤の剛性に応じて水平反力 R (および慣性力 I) が変化するものと考えられるため、水平反力 R の制御は困難であると考えられる。

また、データ計測方法について考えると、周辺地盤への作用に最も近い水平反力 R を直接計測することは難しい。一方、遠心力 C は回転数 f_w から、慣性力 I はプローブ加速度から容易に把握することができる。したがって、試験中の水平反力 R を把握するためには、遠心力 C と慣性力 I に基づく推定方法の確立が必要となる。

2.4 試験方法の検討

2.4.1. 振動式コーンプローブを用いた試験の方法

振動式コーンプローブを用いた試験では、貫入装置による押し込み・引抜きに加え、振動やその強弱を制御することができるため、これらを組み合わせた様々な載荷方法が考えられる。また、載荷方法によって得られるデータの様相が異なるため、液状化強度を得るためのデータ解析方法も載荷方法に応じた適切な手法を構築することが必要となる。そこで、いくつかの載荷方法とそれに応じたデータ解析方法を列挙し、それらの比較検討を行った。

(1) 振動貫入試験法

建設省土木研究所¹⁾が開発した試験法は、静的貫入試験と振動貫入試験を各1孔 (計2孔) について行う方法

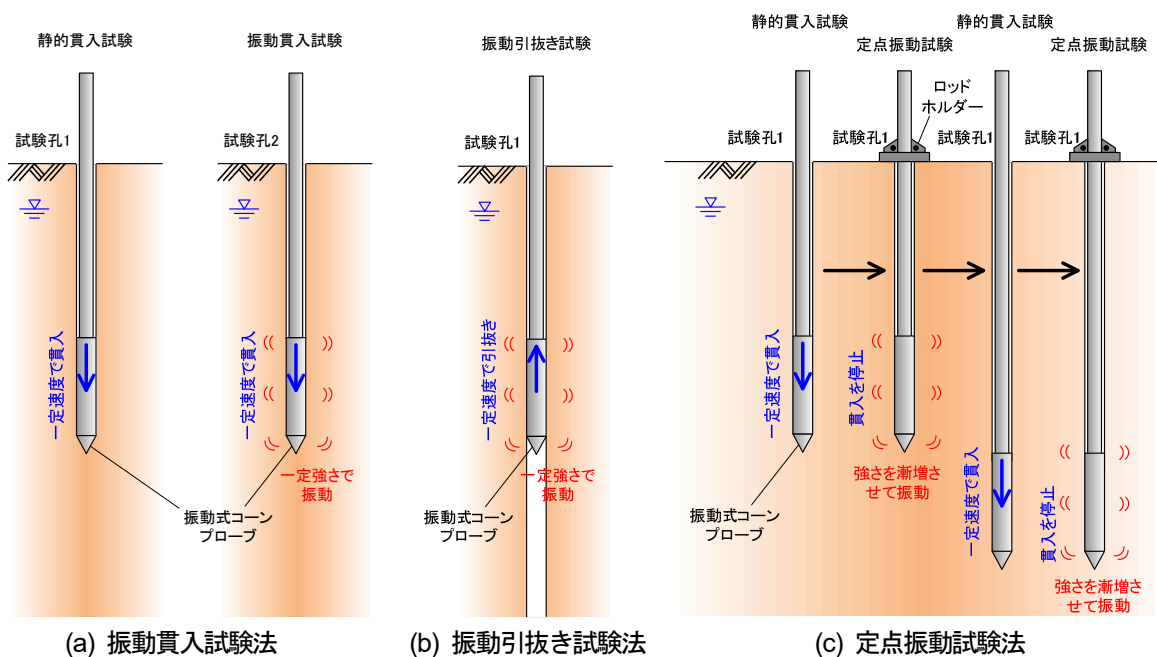


図-2.6 振動式コーンプローブを用いた各種試験方法

であり、ここでは振動貫入試験法と呼ぶこととする。概念図を図-2.6(a)に示す。静的貫入試験では、プローブに振動を加えず一定速度で貫入したときの貫入抵抗 Q_{sc} を、全掘進長にわたって連続的に計測する。この Q_c によって深さ方向の硬軟分布を把握することができ、また、周面摩擦 f や間隙水圧 u をあわせて計測すれば、深さ方向の土質の変化を捉えることができる。振動貫入試験では、プローブに振動を加えながら一定速度で貫入したときの貫入抵抗 Q_{vc} を、全掘進長にわたって連続的に計測する。

液状化強度比の推定にあたっては、得られた2種類の貫入抵抗 Q_{sc} 、 Q_{vc} の深さ方向分布から次式により算出される D 値を用いる。

$$D = 1 - Q_{vc} / Q_{sc} \quad (2.8)$$

これを用いて、液状化強度比 R_L を次の経験式により推定する。

$$R_L = \tau_L / \sigma'_v \quad (2.9a)$$

$$\tau_L = 0.2\sigma_v'^2 (1-D)^2 - \frac{0.144}{\sigma_v' + 0.4} + 0.3 \quad (2.9b)$$

ここに、 τ_L は液状化強度(kgf/cm²)、 σ'_v は有効上載圧(kgf/cm²)である。

この試験法は、振動に伴う強度低下(貫入抵抗の低下)によって液状化強度を検出するシンプルな方法であり、深さ方向に高い分解能でデータを得ることができる。一方で、2つの試験孔を必要とするため作業効率が劣ることや、2孔の土質にばらつきがある場合に解釈が難しくなる等のデメリットがある。また、振動貫入試験法では本来、周辺地盤に対する深さ方向の繰返しせん断(水平

反力 R)の振幅を一定に保持することが必要となるが、2.3で考察したように、水平反力 R を一定に保持することは難しいと考えられる。

(2) 振動引抜き試験法

神宮司ら⁹⁾の試験方法は、全掘進長にわたってプローブを貫入した後、引抜きながら振動させたときの加速度振幅を連続的に計測するものであり、ここでは振動引抜き試験法と呼ぶこととする。概念図を図-2.6(b)に示す。なお、振動引抜き試験の前に行う貫入の際に先端抵抗 q_c や周面摩擦 f 、間隙水圧 u などをあわせて計測すれば、深さ方向の硬軟分布や土質変化状況を把握することもできる。

振動によって著しい剛性低下が生じた深度ではプローブが周辺地盤の拘束を受けることなく振動するため、そのときの加速度振幅は、プローブを気中で振動させた場合と同程度の値を示す。この性質を利用し、気中と同程度の加速度振幅が確認された深度範囲を液状化層とみなす方法である。

この試験法は、1つの試験孔で実施することができるため作業効率が高く、また、深さ方向に高い分解能でデータを得ることができる。ただし、地盤の液状化特性の評価が二極的(液状化層または非液状化層)となり、構造物の設計に必要な液状化強度を定量的に得る方法が確立されていない点に課題が残されている。また、振動貫入試験法と同様に、振動引抜き試験法においても、周辺地盤に対する深さ方向の繰返しせん断振幅を一定に保持することが必要となるが、2.3で考察したように、水

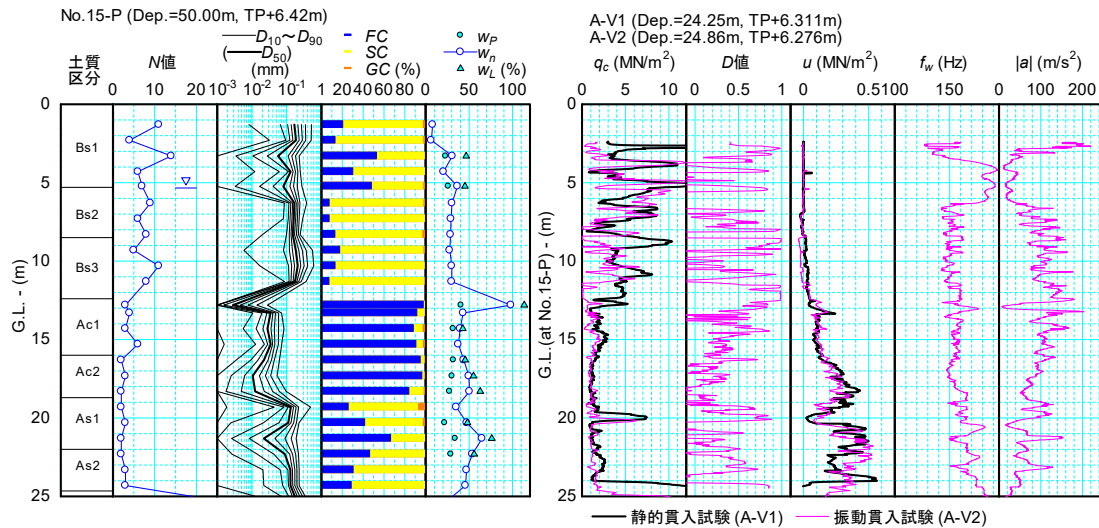


図-2.7 振動貫入試験法による計測データの例 (花見川緑地)

平反力 R を一定に保持することは難しいと考えられる。

(3) 定点振動試験法

これは本研究で新たに考案した試験法であり、1つの調査孔で、静的貫入試験と定点振動試験を1m程度の間隔で交互に実施するものである。静的貫入試験では前述のように、深さ方向の硬軟分布や土質変化の状況を把握することができる。定点振動試験では、ロッドの鉛直変位を拘束した状態で回転数 f_w を漸増させ、静的貫入試験後に残存する q_c の変化を計測する。

この試験法も1つの試験孔で実施することができるため、高い作業効率が期待される。ただし、得られるデータの空間分解能は前2者に比べて劣る。また、本研究の他に実施例がないため、データの蓄積や解析手法の確立に向けた検討が必要となる。

2.4.2. 各種試験方法による計測データ

以上に示した各種試験方法による計測データの例を図-2.7～図-2.9に示す。ここに示すデータは、東京湾沿いに位置する埋立地(花見川緑地)で実施した現場実験によるものである。これらの図に示す土質柱状図は別途実施したボーリングの試料から確認されたものであり、 $SPT-N$ 、 w_p 、 w_n 、 w_L 、 FC 、 SC 、 GC は同ボーリング孔で得られた標準貫入試験 N 値、塑性限界、自然含水比、液性限界、細粒分含有率、砂分含有率、礫分含有率である。また、 $D_{10} \sim D_{90}$ は粒度試験で得られた各深度の粒径加積曲線から通過重量百分率10%ごとの粒径を求めてプロットしたものである。本地点では東北地方太平洋沖地震において鉛直アレー記録が得られており、その波形処理解析の結果から、Bs2層およびBs3層に液状化が生じたものと推定されている⁹⁾。

なお、図-2.7～図-2.9に示すのは、いずれも2.6.1(1)、(3)、(5)に示す1次処理を行った後のデータである。

(1) 振動貫入試験法

振動貫入試験法による計測データを図-2.7に示す。A-V2孔で実施した振動貫入試験では、ウェイト交差角 $\alpha=0^\circ$ 、目標回転数 $f_w=180\text{Hz}$ としてプローブに振動を与えた。

A-V1孔で実施した静的貫入試験による先端抵抗 q_{sc} に対し、A-V2孔で実施した振動貫入試験による先端抵抗 q_{vc} は、液状化が生じたBs2、Bs3の一部深度(G.L.-8～13m程度)において明確な低下が認められ、地盤の液状化特性をある程度捉えている可能性が考えられる。しかし、貫入中に得られる先端抵抗はわずかな硬軟分布や土質の違いに応じて変化するため、式(2.8)により算出される D 値は深さ方向に著しく変動している。このため、液状化強度比を推定する上では、 D 値の著しい変動の扱いに関する工学的判断が必要となる。また、G.L.-20m付近に見られる q_{sc} 、 q_{vc} のピークに着目すると、両者のピーク深度にズレが生じているのは、振動によってピーク周辺の浅部にのみ q_{vc} の低下が生じた可能性が考えられるほか、2つの試験孔で深さ方向の硬軟分布に相違があった可能性も考えられ、いずれの要因によるものであるかを特定することは難しい。このように、振動貫入試験法による計測データには解釈の難しさが伴うと言える。

プローブの振動に着目すると、回転数 $f_w=180\text{Hz}$ を目標として一定の電圧信号をモーターに与え続けたものの、実際の回転数は130～190Hz程度で変動しており、一定に保持することができていない。図-2.3の関係から、ウェイト交差角 $\alpha=0^\circ$ の場合は $f_w=130\text{Hz}$ に対して

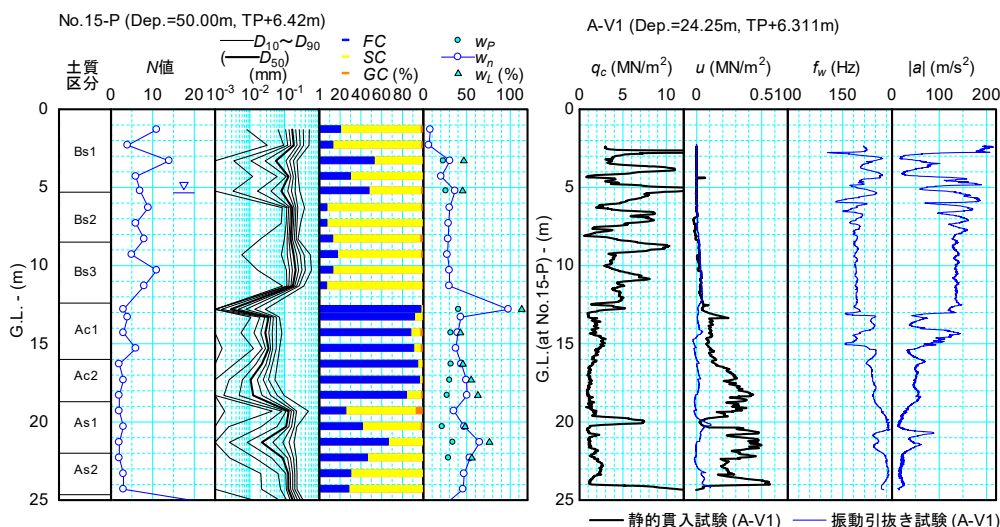


図-2.8 振動引抜き試験法による計測データの例 (花見川緑地)

$C=0.55\text{kN}$ 、 $f_w=190\text{Hz}$ に対して $C=1.18\text{kN}$ であり、遠心力で見ると 2 倍程度の幅で変動していることになる。また、 f_w の低下と同時に加速度振幅 $|a|$ の増加が発生していることも特徴的である。一定の電圧指令に対して回転数 f_w が変動した理由は明らかになっていないが、 f_w の低下と $|a|$ の増加が同時に発生した深度において共振に近い現象が発生し、これが f_w の変動に何らかの影響を及ぼしたものと考えられる。いずれにしても、 f_w (遠心力 C) と $|a|$ (慣性力 I) が複雑に変化する中で、プローブの水平反力 R が一定に保持されているとは考えにくい。このことも、振動貫入試験法による試験データの解釈を難しいものとする要因となる。

(2) 振動引抜き試験法

振動引抜き試験法による計測データを図-2.8 に示す。これは、図-2.7 に示した静的貫入試験を行った後に、ウエイト交差角 $\alpha=0^\circ$ 、目標回転数 $f_w=180\text{Hz}$ でプローブを振動させながら引抜きを行ったものである。気中で $\alpha=0^\circ$ 、 $f_w=180\text{Hz}$ の条件による振動をプローブに与えたときの加速度振幅は 230m/s^2 程度であった。

振動引抜き試験によるデータから、定性的には飽和した埋土層 Bs2、Bs3 で比較的大きな加速度が生じ、その下方に向かって加速度が小さくなるなど、加速度応答が地層ごとに異なる傾向が認められる。しかし、計測された加速度の振幅は最大でも 180m/s^2 程度であり、いずれの深度でも気中で振動させたときと同程度の加速度には達していない。また、回転数が $140\sim 190\text{Hz}$ 程度の間で変動し、それに応じて加速度が増減する傾向も認められ、プローブによる振動の制御精度が試験結果に影響を及ぼしているとも見られる。いずれにしても、 f_w (遠心

力 C) と $|a|$ (慣性力 I) が複雑に変化する中で、プローブの水平反力 R が一定に保持されているとは考えにくいことから、振動貫入試験法と同様に、試験データの解釈に難しさが伴うこととなる。

(3) 定点振動試験法

定点振動試験法による計測データを図-2.9 に示す。いずれの深度においても、回転数が 2s ごとに 20Hz 程度ずつ増加するように振動を与え、先端抵抗 q_c が零付近まで低下した時点、あるいは回転数 f_w が機器の限界に達したと判断された時点で、試験を終了した。その結果として、液状化が生じた Bs2 層および Bs3 層のうち G.L.-6.3～11.3m の範囲や、非塑性～低塑性シルトで構成される Ac1 層において明瞭な先端抵抗 q_c の低下が認められる。一方、地下水位以浅や高塑性シルト Ac2 では、20m 以深の砂質土層では q_c が低下しない、あるいは低下が鈍い結果となっている。このように、定点振動試験法では地層ごとに明確な傾向の違いを持った試験データが得られている。また、試験中に回転数 f_w (遠心力 C) および加速度振幅 $|a|$ (慣性力 I) が複雑に変化するものの、それらの経時変化に関するデータを一定深度で豊富に得ることができるため、2.3 に示した理論解を用いる等により水平反力 R を推定することができる可能性がある。さらに、適切なデータ処理を行えば各深度の液状化特性について有用な情報を得ることができる可能性がある。

以上より、本振動式コーンプローブを用いた 3 つの試験法の比較からは、定点振動試験法が地盤の液状化特性に関する情報を最も容易かつ安定的に得ることのできる試験法であると考えられる。空間分解能 (深さ方向のデータ点数) の面では他の 2 者に比べて劣るが、少なくとも

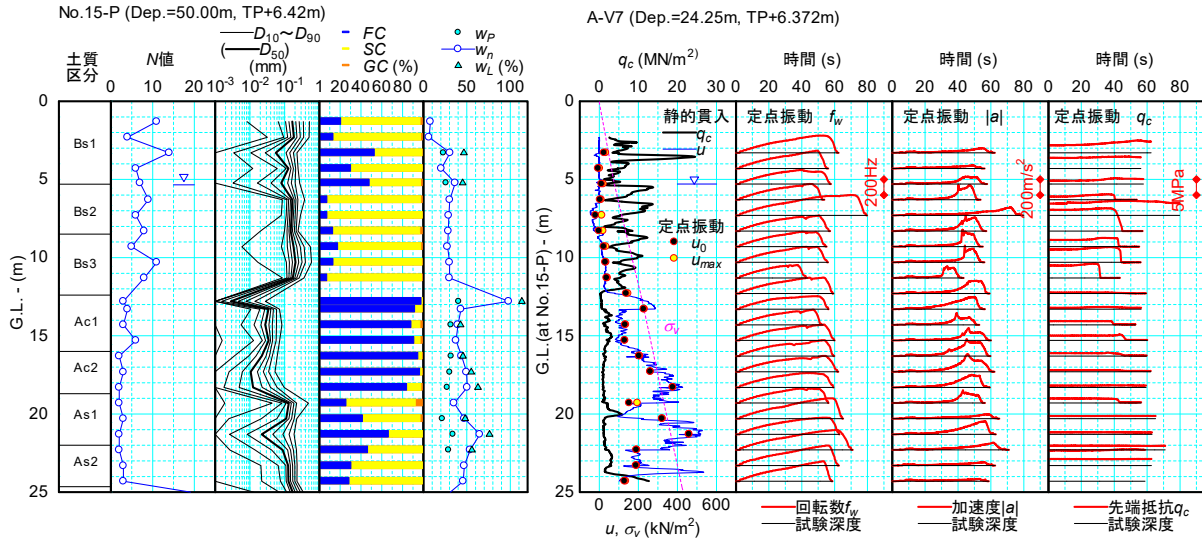


図-2.9 定点振動試験法による計測データの例 (花見川緑地)

も標準貫入試験に基づく間接的推定法と同等のデータ点数を得ることは可能である。

2.5 振動式コーン試験で得られる間隙水圧 u と先端抵抗 q_c に関する考察

ところで、図-2.9 に示した定点振動試験による計測データ例には、定点振動試験における間隙水圧の初期値 u_0 と最大値 u_{max} を示しているが、これらの比較から分かるように、プローブ先端における間隙水圧の変化は極めて鈍く、間隙水圧 u の値からは液状化が発生しているようには見えない。これは、他の地点で実施した定点振動試験を含め、本研究で得た全てのデータにおいて共通している。また、振動貫入試験法 (図-2.7)、振動引抜き試験法 (図-2.8) においても、振動による間隙水圧の上昇が鈍い点は共通している。

そこで、本研究で行った室内実験データから振動中におけるプローブ周辺地盤の状況を確認し、振動式コーン試験で得られる間隙水圧 u と先端抵抗 q_c の物理的意味について考察を行う。

2.5.1 振動中の周辺地盤の間隙水圧

図-2.10 は、相対密度 $Dr=41\%$ の宇部珪砂 6 号による模型地盤に対し、先端深度 G.L.-0.245m で定点振動試験を行ったときのプローブおよび周辺地盤における計測データであり、写真-2.1 はそのときの地表付近の様子である。なお、プローブ半径が 22mm であるのに対し、プローブ軸線から間隙水圧計 P1-1 までの紙面奥行き方向の離隔は 35mm である。

約 12s で振動を開始した後、回転数が 30Hz を上回る 16s 付近で q_c が急低下している。しかし、プローブ先端やそのごく近傍の間隙水圧計 P1-1 における過剰間隙水

圧の最大値は有効上載圧の半分程度であり、その後、 f_w の増加を続けたにも関わらず、周辺地盤では水圧が急激に消散している。また、プローブ先端から 300mm 程度離れた位置の間隙水圧にはほとんど変化が見られない。写真-2.1 より、振動開始直後の 12s でプローブ周囲に水がにじみ出し、40s 時点では地表面が広く水没するほどに地盤の沈下が進んでいる。なお、地中からの水は主としてプローブ周囲から湧出していた。これらの状況から、振動中におけるプローブ周辺地盤は非排水条件とは程遠

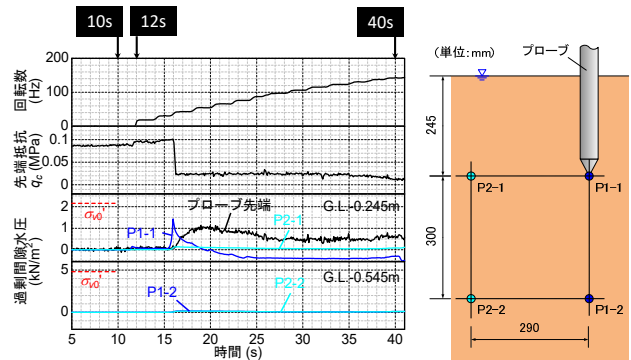


図-2.10 プローブ周辺の過剰間隙水圧の計測例 (室内実験)

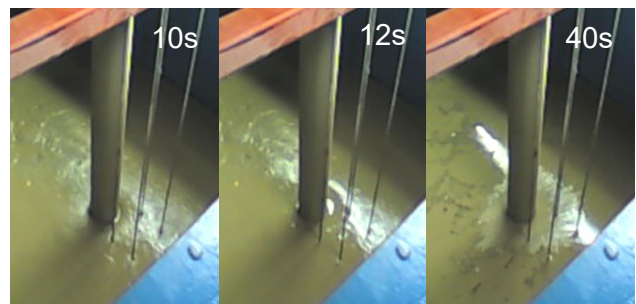


写真-2.1 室内実験中における地表付近の様子

く、プローブのごく近傍で一時的に上昇した水圧がプローブ沿いに抜けている可能性が高い。したがって、定点振動試験における間隙水圧計測値から有意な情報を得ることは難しいと言える。

なお、振動有無によって間隙水圧が大きく変化しない傾向は、振動貫入試験法 (図-2.7)、振動引抜き試験法 (図-2.8) においても共通している。これらの試験法では、振動に伴う水圧上昇やプローブに沿った水圧消散のほか、貫入による土の体積圧縮やダイレイタンス、引抜きによるプローブ下方の孔内水の水圧低下なども同時に発生することとなるため、間隙水圧計測値の解釈はさらに難しいものとなる。

2.5.2. 先端抵抗の低下メカニズム

ところで、非排水繰返しせん断による有効拘束圧の低下メカニズムは、図-2.11 に示すように、負のダイレイタンスの累積 (体積収縮) と体積膨張の重ね合わせとして解釈できることが古くから知られている。したがって、土の体積を一定に保持した状態で繰返しせん断を与えれば、排水条件とは無関係に、土の有効拘束圧が低下することとなる。例えば、Wahyudi ら⁹⁾の多層リングせん断試験では、多層リングによる供試体の側方変形の拘束と、供試体圧密後における上部キャップの鉛直変位の固定により、供試体の体積変化を拘束した状態で繰返しせん断を与えているが、こうすることで、乾燥砂を対象とした実験であるにもかかわらず、非排水繰返しせん断中に見られるような応力ひずみ関係や有効応力経路が再現されている。

振動式コーンプローブを用いた定点振動試験法においても同様に、ロッドの鉛直変位を固定することで、プローブの押し込みによる土の体積変化が生じないようにしている。この状態で地盤に振動を与えることにより、間隙水圧の累積有無とは無関係に、負のダイレイタンスの累積状況が q_c の変化として検出されていると解釈することができる。地震時における土の負のダイレイタンスの累積は、液状化の発生メカニズムそのものであることから、本試験法は、地盤の原位置液状化強度を把握する手法として理にかなっていると言える。

一方、振動貫入試験法では、振動によって負のダイレイタンスが累積したとしても、それと同時にプローブの貫入が土の体積を強制的に圧縮させ、骨格構造のかみ合わせを回復させる可能性がある。このため、振動と貫入を同時に与えた結果として得られる先端抵抗 q_{vc} は、定点振動試験法に比べてより複雑なものとなることが明白である。振動引抜き試験法では、原理上、試験中の先端抵抗 q_c から有意な情報を得ることはできない。

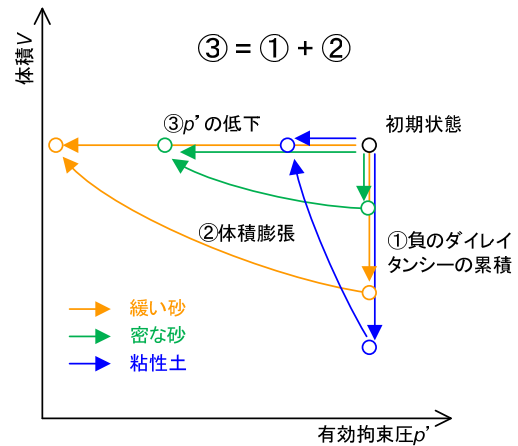


図-2.11 繰返しせん断による拘束圧の低下メカニズム

以上の考察から、振動式コーンプローブを用いた試験法として考えられる3手法のうち、定点振動試験法が地盤の液状化特性を得るための载荷方法として最も合理的であると言える。

2.6 定点振動試験法による計測データの解析方法

2.6.1. 1次データ処理

(1) プローブの加速度

振動式コーンプローブによる振動は偏心ウエイトの規則的な円運動によって発生するため、理論上はプローブケース (非回転部) の加速度波形が正弦波または Sweep 波となるが、実際には高調波成分 (基本周波数 f_w の整数倍の周波数を持つ成分) や電源ノイズ等を含んだ波形が計測される。この高調波成分とノイズを除去するため、データ処理の初期段階では加速度計測波形に対し、FIR (有限インパルス応答)⁹⁾を用いた非定常バンドパスフィルタによる平滑化処理を行っている。このバンドパスフィルタでは、中心周波数をパルス計出力値から得られたウエイト回転数 f_w とし、その0.5~1.5倍の帯域を通過させるように設定しているため、基本周波数 f_w が経時変化しても常に高調波成分を除去することができる。

(2) プローブの慣性力

プローブ慣性力 I は、プローブケース (非回転部) の加速度にプローブ質量 m を乗じることで算出することができる。このときの加速度は、上記(1)の方法によって高調波成分や電源ノイズ等を除去した波形の値を用いている。

ただし、図-2.13 に示すように、プローブの変位や加速度は必ずしも深さ方向に一樣であるとは限らず、加速度計設置位置で得られた値がプローブ部全体を代表しているとは限らない。そこで、加速度計計測値 (平滑化処理後) にプローブ質量 m を乗じた値を、みかけ慣性力 P と呼び、慣性力 I と区別している。みかけ慣性力 P から慣性力 I を推定する方法は後述する。

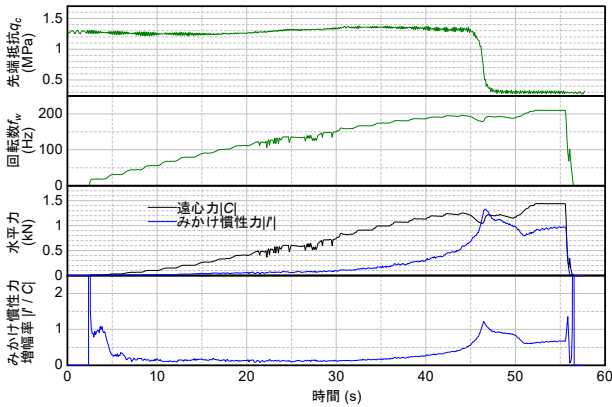


図-2.12 定点振動試験法によるデータの典型例

(3) 回転数

パルス計から得られる回転数 f_w は、高振動数域において最大で 20%程度の誤差を持つことが確認されている。一方、上記の方法で平滑化された加速度波形に対し、*Complex envelope* の位相成分を時間微分することで求まる瞬間周波数は、S/N 比の小さい低振動数域では誤差を含むものの、高振動数域では高い精度が得られることが確認されている。これらの特性を踏まえ、パルス計による回転数が 120Hz 以下の場合にはパルス計による回転数、それ以外の場合は平滑化された加速度波形に基づく瞬間周波数をウェイト回転数 f_w として扱っている。

(4) 遠心力

本研究で製作したプローブは、扇形の断面形状を持った 2 つの偏心ウエイトが交差角 α を保持したまま一体的に回転することで遠心力 C を生成する。このように、複数の扇形の断面形状を有する物体が一体的に回転するときの遠心力は、次式により算出することができる。

$$C = \sqrt{\left(\sum_{j=1}^n C_{xj}\right)^2 + \left(\sum_{j=1}^n C_{yj}\right)^2} \quad \text{-----(2.10)}$$

$$C_{xj} = \frac{2}{3} \rho_j L_j \omega_w^2 (R_j^3 - r_j^3) \cos \alpha_j \sin \theta_j / 2 \quad \text{-----(2.11)}$$

$$C_{yj} = \frac{2}{3} \rho_j L_j \omega_w^2 (R_j^3 - r_j^3) \sin \alpha_j \sin \theta_j / 2 \quad \text{-----(2.12)}$$

n は扇形の部材の個数、 C_{xj} 、 C_{yj} は水平 x - y 平面内における部材 j の遠心力のそれぞれ x 、 y 方向成分である。また、 ρ 、 L 、 R 、 r 、 α 、 θ はそれぞれ部材 j に関する密度、軸方向長さ、外径、内径、交差角、中心角である。 ω_w は角回転数 ($=2\pi f_w$) であり、 f_w には上記(3)の方法で求めた用いている。

(5) 間引き処理

振動式コーンによる計測データ点数は 1 波形あたり数

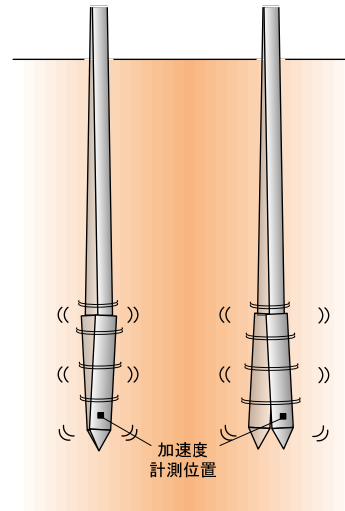


図-2.13 深さ方向のプローブの挙動の非一様性

十万点のオーダーであるため、以降のデータ処理を円滑に行うため、1次処理の過程でデータ点数が 1/1000 (0.1Hz 相当) となるように間引き処理を行っている。

具体的には、加速度波形については上述した平滑化処理の後、1000 点ごとに最大値をとる形で、その他のデータについて 1000 点ごとの平均値をとる形で間引き処理を行っている。

2.6.2. 水平反力の推定

定点振動試験による先端抵抗 q_c の低下、さらにはその基となる負のダイレイタンスの累積は、振動中にプローブから周辺地盤に加わる繰返し荷重によって生じる。2.3 に示した 3 つの水平力の中でこの繰返し荷重に最も近いのは水平反力 R であるため、液状化強度比を推定する上では、水平反力 R と先端抵抗 q_c の経時変化に着目するのがよいと考えられる。そこで、1 次処理後のデータに基づき、水平反力 R を推定する方法を考案した。

図-2.12 は、定点振動試験法によるデータ (1 次処理後) の典型例である。周波数を 20~220Hz にわたり漸増させ、遠心力 $|C|$ が徐々に増加していく中で、みかけ慣性力の増幅率 $|I|/|C|$ 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 回の計測データの中に、2.3 節で予察した 1)~4) の傾向が全て含まれていることを示唆している。また、 $|I|/|C|$ のピーク時刻付近で先端抵抗 q_c の急激な低下が生じていることも特徴的であり、これらの傾向は本研究で得た多くの計測データで確認されている。なお、図-2.4 によると $ff_n > 1$ の領域では $|I|/|C| > 1$ であり、かつ ff_n の増加につれて $|I|/|C|$ 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、2.6.1(2) で述べ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。以上の考察に基づき、みかけ慣性力 I' と慣性力 I の比 c_z を次式により推定できるものと仮定した。

$$c_z = \frac{|I'/C|_{conv}}{|I/C|_{conv}} = |I'/C|_{conv} \quad (2.13)$$

ここに、 $|I'/C|_{conv}$ はみかけ慣性力増幅率 I'/C の収束値である。また、1回の試験中の補正係数 c_z は一定であると仮定した。

次に、次式により算出される慣性力増幅率のピーク $|I/C|_{peak}$ から、

$$|I/C|_{peak} = \frac{|I'/C|_{peak}}{c_z} \quad (2.14)$$

2.3 に示した運動方程式の解の展開によって得られる次式に基づき、減衰定数 h を推定することとした。

$$h = \frac{1}{2\sqrt{(|I/C|_{peak})^2 - 1}} \quad (2.15)$$

減衰定数 h も、1回の試験中では一定であると仮定した。この仮定に基づく、図-2.4 に例示したような慣性力増幅率 I/C 、水平反力増幅率 R/C と周波数比 ff_n の関係が定まることとなる。この関係を利用し、慣性力増幅率 I/C から周波数比 ff_n 、水平反力増幅率 R/C を順次計算することとした。遠心力 C は2.6.1(4)の方法により得られているため、これを水平反力増幅率 R/C に乘じることで、水平反力 R を算出することができる。

なお、一部の計測データでは、みかけ慣性力増幅率 I'/C にピークを示す前に回転数が限界に達して試験を終了し

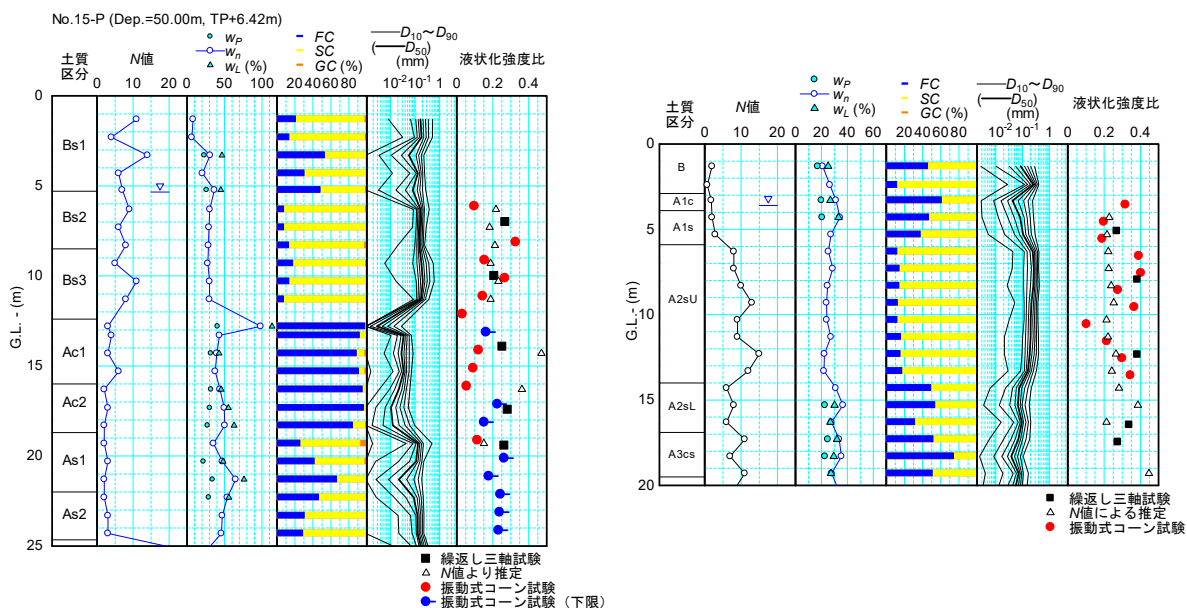
たものがあるが、この場合は減衰定数 h ～水平反力 R を算出することができない。これは、図-2.4 の関係に照らすと周波数比 $ff_n < 1$ の範囲で試験を終えたことを意味する。ただし、 $ff_n < 1$ の範囲では水平反力増幅率 $R/C > 1$ (すなわち $R > C$) であることから、試験中の水平反力 R は少なくとも遠心力 C より大きいと考えることができる。したがって、 I'/C にピークの存在が認められない試験データに対しては、遠心力 C を以って水平反力 R を代用することとした。この場合、水平反力が小さめに評価されることとなるため、これを用いて推定する液状化強度比は、試験データの範囲から推定される下限値を与えるものと考えることができる。

2.6.3. 液状化強度比の推定

最後に、水平反力 R と先端抵抗 q_c の経時変化から液状化強度比を推定する方法を示す。

ここでは、先端抵抗 q_c の低下度合いとして、試験開始時の値 q_{c0} の25%まで低下したタイミングに着目し、そのときの水平反力 $R_{0.25}$ を液状化強度比の推定に用いることとした。ここで基準値とした25%は若干大きく感じられるかもしれないが、これは、試験終了後においても q_c が一定の大きさの残留値を持つデータが多いことを考慮して試行錯誤的に設定したものである。

この水平反力 $R_{0.25}$ を用いて、次式により正規化水平反力 R_V を算出した。



(a) 花見川緑地

(b) 今切川 R2k000

図-2.14 液状化強度比の推定結果 (1)

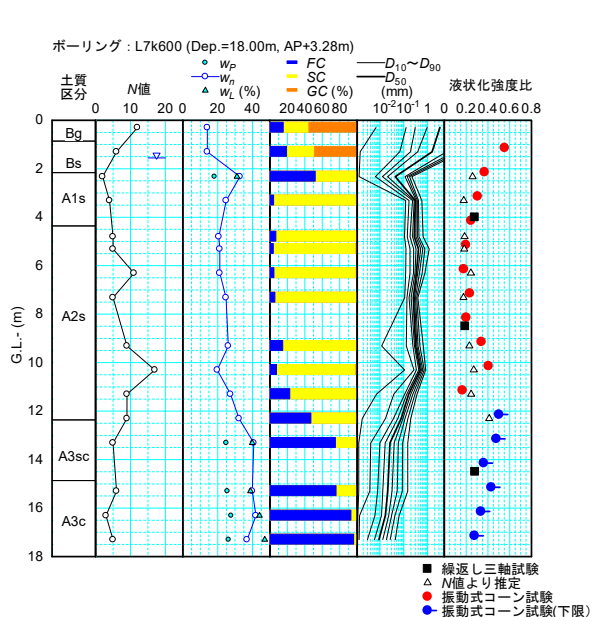
$$R_v = \frac{|R|_{0.25}}{\sigma'_v A} \quad (2.16)$$

σ'_v はプローブ先端深度における有効上載圧、 A は水平反力の受圧面積である。 $|R|_{0.25}$ を A で序しているのは、力の次元を持つ水平反力 R を圧力の次元の物理量に換算するためである。また、有効上載圧 σ'_v で除しているのは、液状化強度比 R_L が有効拘束圧で正規化された繰返しせん断応力であることを考慮したものである。

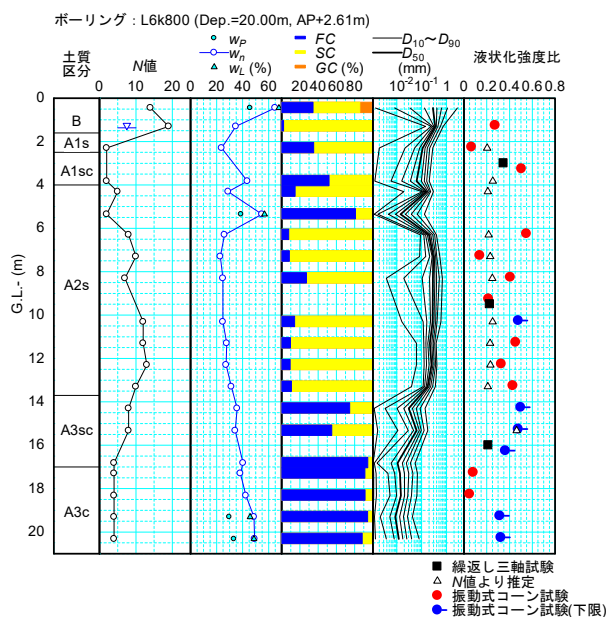
なお、計測データによっては、先端抵抗 q_c が初期値の25%まで低下する前に回転数が限界に達して試験を終了

したものがあがる、試験装置がより大きな回転数の振動を発生することができれば、 q_c が初期値の25%まで低下する状況を確認することができた可能性も考えられる。したがって、先端抵抗 q_c が初期値の25%まで低下する前に回転数が限界に達して試験を終了したケースでは、 $|R_{0.25}|$ の代わりに水平反力の最大値 $|R_{max}|$ を抽出することとした。この場合の $|R_{max}|$ を用いて式(2.16)により推定される液状化強度比 R_v は、試験データの範囲から推定される液状化強度比の下限を与えるものと考えられる。

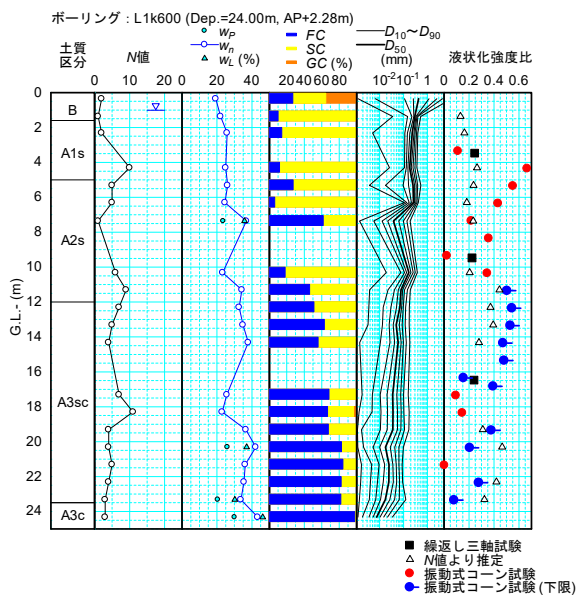
以上によって得られる正規化水平反力度 R_v 、液状化



(c) 今切川 L7k600



(d) 今切川 L6k800



(e) 今切川 L1k600

図-2.14 液状化強度比の推定結果 (2)

強度比 R_L に対応する指標であると考えたこととした。

2.7 定点振動試験法による液状化強度比の推定

定点振動試験法によって得られた複数の実験データに対し、2.6 に示した方法を用いて液状化強度比を推定した結果を図-2.14 に示す。同図(a)は図-2.9 に示した花見川緑地、同図(b)~(c)は今切川で得られた定点振動試験データを対象とした解析結果である。慣性力増幅率 $|I/C|$ にピークが認められ、かつ、先端抵抗が試験開始時の25%まで低下したデータに基づく推定結果を「振動式コーン試験」と示しており、これらのいずれにも該当しないデータに基づく試験結果は「振動式コーン試験 (下限)」と区別して示している。また、これらの図には、別途採取した試験料に対する繰返し三軸試験結果と N 値から間接的に推定³⁾した液状化強度比をあわせて示している。

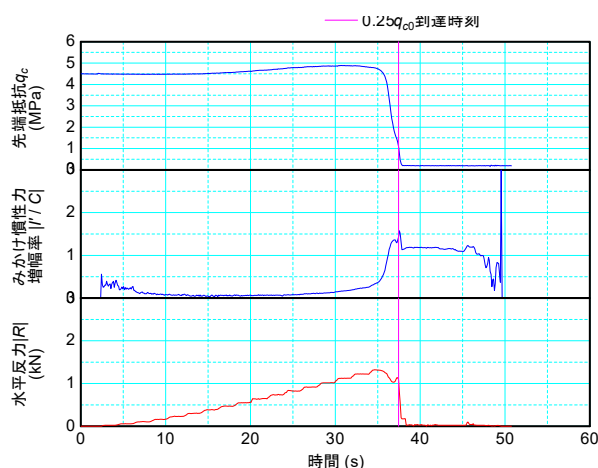
いずれにおいても、振動式コーンによって推定した液状化強度比 R_L は、繰返し三軸試験または N 値による推定値の周辺に分布しており、液状化強度比の数値範囲としては非現実的なものではない。また、今切川 L7k600 のように、定量的に見ても繰返し三軸試験または N 値による推定値と高い精度で一致しているケースもある。しかし、振動式コーンによる推定値はばらつきが大きく、0.10 を下回るような極端に小さな値となっている場合がある。これは、振動式コーンによる載荷方法や測定方法の問題ではなく、解析手法の問題であると考えられる。

一例として、今切川 L1k600 地点の G.L.-7.7m および 8.7m に関する解析結果の例を図-2.15 に示す。同図(a)では、水平反力のピークに近い時刻で $q_d/q_{c0} \leq 0.25$ に達している。これに対して、同図(b)では水平反力 R がピークを越えて零付近まで低下した時点で $q_d/q_{c0} \leq 0.25$ に達しているため、 $|R_{0.25}|$ が小さな値となり、これによって推定された液状化強度比が小さなものとなっている。特に、水平反力 R はピークを越えた後に急激に低下するケースが多いため、 $q_d/q_{c0} \leq 0.25$ に達するタイミングのわずかな違いによって推定される液状化強度比が大きく左右されることとなる。こうした解析手法に起因する問題により、液状化強度比の推定結果が大きくばらついているものと考えられる。

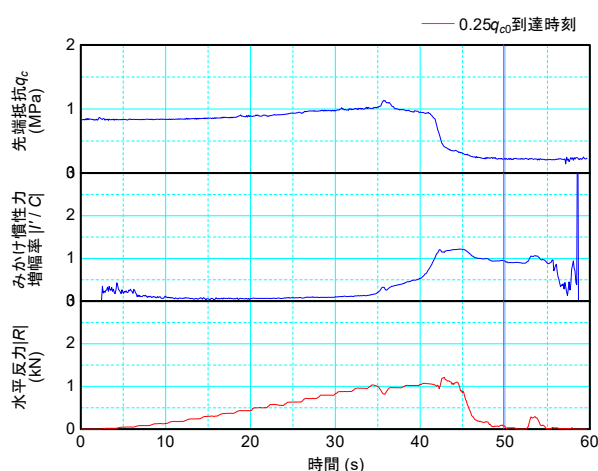
図-2.9 に示したように、定点振動試験による計測データとしては、地盤の液状化特性を反映したものが得られていると考えられることから、今後は計測データに対する解析手法のさらなる改善を図り、液状化強度の推定精度を高めていきたい。

2.8 まとめ

本研究では、地盤の液状化強度の評価精度向上を図るための一方策として、振動式コーンプローブを用いた原



(a) G.L.-7.7m



(b) G.L.-8.7m

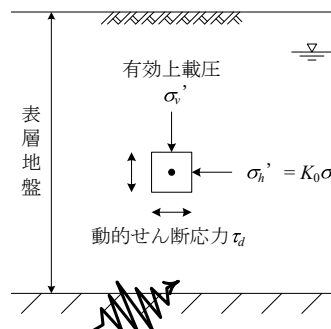
図-2.15 解析結果の例

位置液状化試験法の適用性を検討した。得られた知見は以下のとおりである。

- 1) 水平方向に起振するタイプの振動式コーンプローブを地中で振動させたときの動的応答特性に関する試算検討を行い、振動式コーンプローブがプローブ質量と周辺地盤の反力特性等から決まる固有振動特性を有すること、周辺地盤への直接的な作用力に相当する水平反力と計測が容易な遠心力、慣性力の大小関係や作用方向が回転数によって異なる等の傾向を有することを確認した。
- 2) 振動式コーンプローブを用いた試験の方法として、振動貫入試験法、振動引抜き試験法、定点振動試験法の3つを比較検討し、データ解釈の容易さの観点から定点振動試験法に優位性が認められることを確認した。また、定点振動試験法は、繰返しせん断に伴う負のダイレイタンスの累積状況を先端抵抗の低下によって検出する試験法であると解釈されることから、理にか

なった液状化試験法となりうる可能性を明らかにした。

3) 本研究で考案した定点振動試験法のデータ解析手法を用いると、推定される液状化強度比の数値範囲としては非現実的ではないものの、ばらつきが大きいことが明らかとなった。推定した液状化強度比のばらつきは、解析手法に起因した問題であると考えられることから、今後は解析手法のさらなる改善に向けた検討を進める必要がある。



3. F_L を指標とした土の液状化挙動に関する数値モデル

3.1 はじめに

これまで、 F_L に応じた液状化の影響評価法は、過去の液状化被害事例に対する逆解析や試設計等を経て、結果的に妥当な構造諸元や評価結果が得られるように構築されてきた^{例えは10)11)12)}。しかし、応力安全率に相当する物理量である F_L は、剛性等の力学特性と関連付けて定義されたものではない。このため、検討対象とする地盤において間隙水圧上昇特性、サイクリックモビリティの発現の強弱、ひずみ発達特性などの詳細な要素挙動が把握されたとしても、 F_L 法の枠組みではそれらを影響評価法に反映させるための方法論がないのが現状である。

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

そこで、本研究では、 F_L を明確な物理量と関連付けるとともに、経時変化の概念を与えることにより、 F_L を指標として多様な土の液状化挙動を評価することのできる数値モデルの構築を試みた。さらに、提案する数値モデルによる室内試験データの再現を通じて、検証を行った結果について報告する。

3.2 経時変化を考慮した F_L と過剰間隙水圧比、ダイレイタンスーの関係

3.2.1 液状化抵抗率 F_L の経時変化

道路橋示方書をはじめとする現行基準類における液状化抵抗率 F_L は、次式で表すことができる。

$$F_L = \frac{R_{max}}{L_{max}} \quad (3.1)$$

L_{max} は地震時せん断応力比 L の最大値であり、地震時せん断応力 L は微小要素に作用する不規則なせん断応力 τ_d を初期有効上載圧 σ_v' で除したものである。 R_{max} は動的せん断強度比であり、想定する地震動の特性を考慮した原位置での土の液状化強度を、初期有効上載圧 σ_v' で除したものである。 R_{max} は、微小要素に作用するせん断応力 τ_d

現行基準類における F_L の算出方法

経時変化を考慮した F_L の算出方法

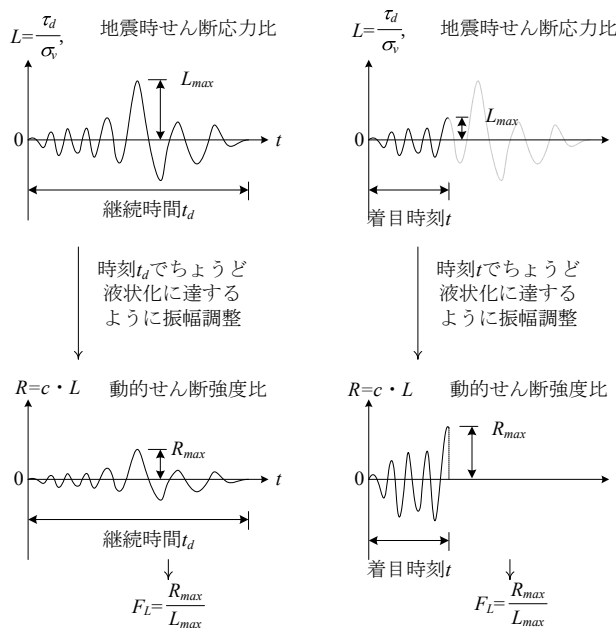


図-3.1 経時変化を考慮した F_L

の波形形状を保持したまま、それが波形の継続時間 t_d にわたって作用したときにちょうど液状化に達するように振幅調整したせん断応力比 R の最大値である。その概念図を図-3.1の左下に示す。なお、技術基準類では $F_L = R/L$ として表記されているが、ここでは時刻歴の中の最大値とそれ以外の値を区別するため、あえて式(3.1)のように表記している。このときの振幅調整倍率を c とすると、 R_{max} と L_{max} の関係は次のようになる。

$$R_{max} = c \cdot L_{max} = F_L \cdot L_{max} \quad (3.2)$$

つまり、上記の振幅調整を行うための係数 c は、液状化抵抗率 F_L そのものである。

一方、着目時刻 t までの範囲における地震時せん断応力比 L を基に、時刻 t までの範囲でちょうど初期液状化に達するように調整したせん断応力比を $R = c \cdot L$ とすれば、時刻 t における液状化抵抗率 F_L を算出することも可能である。その概念図を図-3.1の右下に示す。現行基準類における F_L との違いは着目する時間範囲のみであり、

これを除けば定義は同一である。着目時刻 t を絞るほど繰返しせん断回数が少なくなるため、初期液状化に達するための調整係数 c や R_{max} 、 F_L は大きくなる。

上記のような地震中の F_L の経時変化を定量的に算出することができれば、室内土質試験で観察される繰返しせん断過程における土の力学特性の変化と F_L の関係を定量的に関連付けることができる。また、各種構造物に対する液状化の影響評価法を構築するにあたり、この関係を踏まえて対象地点で算出される F_L と設計で考慮する土の力学特性を関連付けることも可能となる。

3.2.2. 液状化抵抗率 F_L と液状化強度曲線、繰返し回数比 R_N の関係

ある不規則なせん断応力の時刻歴 $\tau(t)$ について、これによりちょうど液状化に達するように振幅調整を行うための方法として、現行 F_L 法では累積損傷度法¹³⁾¹⁴⁾が用いられている。その方法を以下に示す。

土に対して振幅一定の応力振幅比 L を N_c 回繰返し与えた状態を考える。これを図-3.2 の繰返し応力比 CSR —繰返し回数 N_c 平面上で見ると、現状態点と液状化強度曲線（繰返し応力比 CSR と液状化までに要する繰返し回数 N_{cl} の関係）の比率を縦軸方向にとったものが、現状態点における $F_L (=R/L)$ である¹⁵⁾。これに対し、横軸方向にとった比率が累積損傷度 $D (=N_c/N_{cl})$ である。ただし、ここでは累積損傷度 D の物理的意味を明確にするため、繰返し回数比 R_N と呼ぶこととする。ちょうど液状化に達するときは $F_L = R_N = 1$ となる。

いま、液状化強度曲線が関数 f で与えられているとする。

$$CSR = f(N_{cl}) \text{ ----- (3.3)}$$

繰返し回数比 R_N は、半サイクル ($N_c=1/2$) の繰返し応力比の作用によって ΔR_N ずつ累積するものと考え、次のように書くことができる。

$$\begin{aligned} R_N &= \sum_{j=1}^m \Delta R_N \\ &= \sum_{j=1}^m \frac{0.5}{N_{cl}} \\ &= \sum_{j=1}^m \frac{1}{2f^{-1}(CSR)} \text{ ----- (3.4)} \end{aligned}$$

さらに、各サイクルにおける応力振幅比 CSR_j が不規則な場合についても上式が成り立つものと仮定する。すなわち、不規則な地震時せん断応力比の時刻歴 L のゼロクロススピーク点からなる半パルス列 $L_j (j=1, 2, \dots, m)$ に対しても、繰返し回数比 R_N を同じ式で算出できると仮定する。

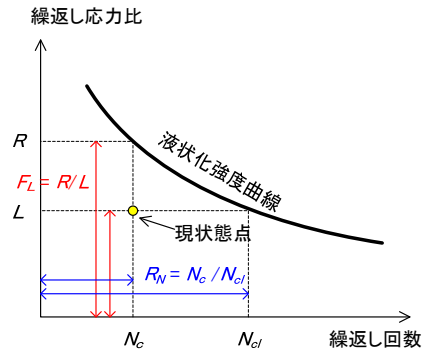


図-3.2 液状化強度曲線と液状化抵抗率 F_L 、繰返し回数比 R_N

$$R_N = \sum_{j=1}^m \frac{1}{2f^{-1}(L_j)} \text{ ----- (3.5)}$$

なお、関数 f の関数形については様々なものが考えられるが、ここでは次の指数関数¹⁶⁾で与えることとする。

$$f(N_{cl}) = a(N_{cl}/N_{cr})^{-b}, \text{ あるいは,}$$

$$f^{-1}(CSR) = N_{cr} (CSR/a)^{-1/b} \text{ ----- (3.6)}$$

a は液状化強度比の代表値、 b は $\log CSR - \log N_{cl}$ 関係の勾配であり、いずれも材料定数である。 N_{cr} は基準繰返し回数であり、道路橋示方書の液状化判定法では 20 回としている。これを式(3.5)にあてはめると、次式が得られる。

$$R_N = \sum_{j=1}^m \frac{1}{2N_{cr}} \left(\frac{a}{L_j} \right)^{-1/b} \text{ ----- (3.7)}$$

次に、 L_j の振幅に係数 c を乗じた半パルス列 $c \cdot L_j (j=1, 2, \dots, m)$ によってちょうど液状化が生じるとする。このときの係数 $c=F_L$ であることを考慮すると、次式が得られる。

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

$$F_L^{-1/b} = \sum_{j=1}^m \frac{1}{2N_{cr}} \left(\frac{a}{L_j} \right)^{-1/b} = R_N, \text{ または,}$$

$$F_L = R_N^{1/b} \text{ ----- (3.8)}$$

以上のように、液状化強度曲線を式(3.6)によって与える場合は、せん断応力比の振幅が不規則な場合であっても、液状化抵抗率 F_L と繰返し回数比 R_N が一意的な関係を持つこととなる。

3.2.3. 過剰間隙水圧比 R_u と繰返し回数比 R_N の関係

応力振幅一定の繰返し非排水せん断試験で得られる過剰間隙水圧比 R_u の時刻歴より、半サイクルごとに R_u の最大値を求め、さらに繰返し回数 N_c を N_d で正規化すると、図-3.3 のような過剰間隙水圧比 R_u と繰返し回数比 R_N の関係が得られる。同図(a)から分かるように、実際の $R_u - R_N$ 関係は同一材料であっても一定の幅を持つが、ここでは単純化し、材料ごとに固有な 1 本の曲線 (以下、水圧上昇曲線と呼ぶ) とみなして定式化することとする。

水圧上昇曲線は、次式により与えることとする。

$$R_u = \begin{cases} R_{ur} R_N^{p_1} & (R_N < 1) \\ R_{u\max} - (R_{u\max} - R_{ur}) R_N^{-p_2} & (R_N \geq 1) \end{cases} \quad (3.9)$$

p_1 は液状化前の水圧上昇指数 (材料定数)、 p_2 は液状化後の水圧上昇指数、 R_{ur} は基準過剰間隙水圧比、 $R_{u\max}$ は過剰間隙水圧比の上限値である。上式による過剰間隙水圧比 R_u は、液状化時 ($R_N = F_L = 1$) に $R_u = R_{ur}$ となり、その後は $R_u = R_{u\max}$ に漸近する形としている。すなわち、本モデルでは過剰間隙水圧比 $R_u = R_{ur}$ を液状化の到達基準としている。なお、現行基準類では液状化の到達基準を軸ひずみ両振幅 $\varepsilon_{2f} = 5\%$ としているが、ひずみは数値モデルによって算出しようとする応答値そのものであるため、ここではその代替指標として過剰間隙水圧比を選んでいる。

なお、 p_2 は次式により与えることとする。

$$p_2 = n_p p_1 \frac{R_{ur}}{R_{u\max} - R_{ur}} \quad (3.10)$$

n_p は水圧上昇指数比 (材料定数) であり、 $n_p = 1$ とした場合は $R_N = 1$ 前後における水圧上昇曲線の接線勾配が連続となる。

3.2.4. 負のダイレイタンスー ε_f と過剰間隙水圧比 R_u の関係

土の圧縮特性に関する古典的かつ簡易な近似式として、

間隙比 e と平均有効応力の対数 $\ln \sigma_m$ の関係を線形と仮定する方法がある。これにダイレイタンスー ε_d の影響を加味すると、次のようになる。

$$\varepsilon_v - \varepsilon_d = \frac{\lambda^*}{1 + e_0} \ln \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} \quad (3.11)$$

e_0 は間隙比の初期値 (材料定数)、 σ_{m0} は平均有効応力の初期値、 λ^* は圧縮特性に関するパラメータ (材料定数) である。

ここでは非排水条件 ($\varepsilon_v = 0$) を考えることとし、また、上式の ε_d が繰返しせん断に伴って累積する負のダイレイタンスー ε_f を表すものと考え、負のダイレイタンスー ε_f と過剰間隙水圧比 R_u の関係は次式で表される。

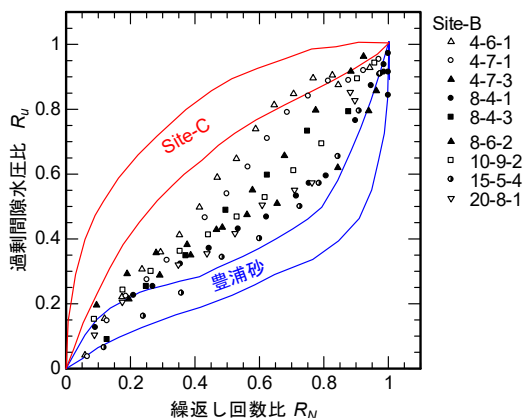
$$\varepsilon_d^c = -\frac{\lambda^*}{1 + e_0} \ln \frac{\sigma_m}{\sigma_{m0}} = \frac{\lambda^*}{1 + e_0} \ln \left(\frac{1}{1 - R_u} \right) \quad (3.12)$$

ところで、室内試験では、全応力と間隙水圧の計測値の差分として求めた平均有効応力が計測誤差によりわずかに負となる (過剰間隙水圧比が 1.0 をわずかに超える) ケースもあるため、前述した過剰間隙水圧比の上限値 $R_{u\max}$ を計測データから定めることは必ずしも容易でない。これに対し、繰返しせん断後の再圧密により得られる体積収縮量 (再圧密体積ひずみ) は、液状化後の過剰間隙水圧比に比べれば容易かつ正確に把握することができる。そこで、 $R_{u\max}$ に代わって次の収縮限界ひずみ ε_d^l を定義し、材料定数として扱うこととする。

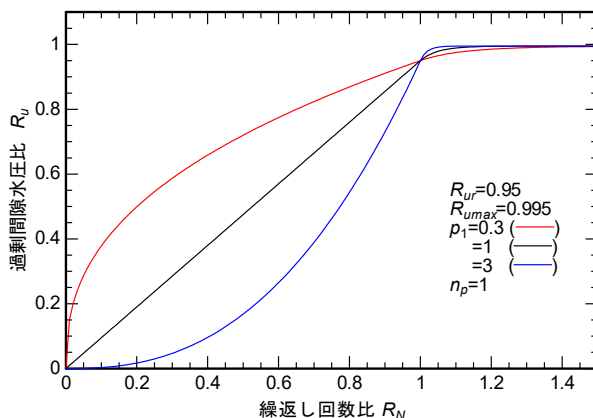
$$\varepsilon_d^l = \frac{\lambda^*}{1 + e_0} \ln \left(\frac{1}{1 - R_{u\max}} \right) \quad (3.13)$$

3.2.5. F_L と負のダイレイタンスー ε_f の関係

液状化強度曲線、水圧上昇曲線、圧縮曲線をそれぞれ式(3.6)、(3.9)、(3.12)により与えることで、 $F_L \sim R_N \sim R_u \sim$



(a) 室内試験データ¹⁵⁾



(b) 式(3.9)による試算結果

図-3.3 過剰間隙水圧比 R_u と繰返し回数比 R_N の関係

ε_d^f の関係を関連付けることができた。そこで、パラメータ b , p_1 , n_p , e_0 , λ^* , ε_d^f について、数通りの値の組合せを与えて $F_L - \varepsilon_d^f$ 関係を試算すると、図-3.4(a)のような関係が得られる。同図(b)には、数多くのきれいな砂の室内試験データに基づいて提案された Ishihara & Yoshimine¹⁷⁾ のチャートを示すが、 F_L が1を下回ったあたりからダイレイタンシーが急増する傾向や、その後にダイレイタンシーの増加が鈍くなり概ね上限を示す傾向が、3式の組合せによってよく表現されていることが分かる。

以上の定式化により、 F_L を明確な物理量と関連付けることができた。

3.3 モデルの基本構造

前節に示した $F_L - R_v - R_u - \varepsilon_d^f$ 関係を取り込んだ土の繰返しせん断モデルを構築する。なお、本報では、単純せん断を受ける土のせん断応力 τ - せん断ひずみ γ 関係 (各1成分) の数値モデルについて示す。以降、応力は全て有効応力、せん断ひずみ γ は工学ひずみとし、平均有効応力、体積ひずみおよびダイレイタンシーについては圧縮側を正とする。本報では平均有効応力 $\sigma_m = (\alpha_v + \alpha_h + \alpha_e) / 3$ と定義しており、地盤を水平成層状と仮定した1次元モデルに適用する場合は $\sigma_m = (\alpha_v + 2\alpha_h) / 3$ (α_v : 有効上載圧、 α_h : 有効水平応力) として扱うこととなる。

まず、せん断応力 τ に与える影響要因を、拘束圧の変化によるものとひずみ依存性によるものに分離するため、平均有効応力 σ_m とせん断応力比 Q の積として表す。

$$\tau = \sigma_m Q \quad (3.14)$$

式(3.14)の両辺を微分することで、増分形を得る。

$$d\tau = Q d\sigma_m + \sigma_m dQ \quad (3.15)$$

平均有効応力 σ_m は体積ひずみ ε_v とダイレイタンシー ε_d から、せん断応力比 Q はせん断ひずみ γ からそれぞれ定まるものと仮定し、各々の関係を個別にモデル化するこ

ととする。これらを次のように増分形式で表す。

$$d\sigma_m = D^c (d\varepsilon_v - d\varepsilon_d) \quad (3.16)$$

$$dQ = D^s d\gamma \quad (3.17)$$

D^c , D^s はそれぞれ土の圧縮特性、内部摩擦特性を表す接線勾配である。

土の液状化挙動を表現する上で重要となるダイレイタンシー ε_d については、既往のダイレイタンシーモデル¹⁸⁾¹⁹⁾と同様に、繰返しせん断によって非可逆的に収縮する成分 (負のダイレイタンシー) ε_d^c と、半サイクルごとに可逆的な膨張・収縮を繰返す成分 (正のダイレイタンシー) ε_d^d の和として表す。

$$\varepsilon_d = \varepsilon_d^c + \varepsilon_d^d, \quad d\varepsilon_d = d\varepsilon_d^c + d\varepsilon_d^d \quad (3.18)$$

繰返し非排水せん断に対しては、 ε_d^c が液状化の進行を、 ε_d^d がせん断変形に伴う有効応力の回復 (サイクリックモビリティ) をそれぞれ生じさせることとなる。

以降に D^c , D^s , $d\varepsilon_d^c$, $d\varepsilon_d^d$ の具体的な定式化とそれらを統合する方法を示す。

3.4 圧縮特性 (D^c) の定式化

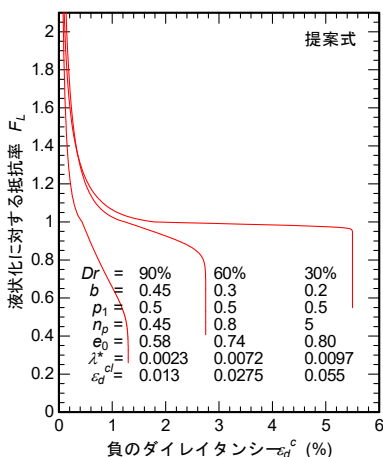
圧縮特性の定式化には、式(3.9)を用いることとする。ただし、ダイレイタンシー ε_d には、サイクリックモビリティの要因となる正のダイレイタンシー ε_d^d も含めることとする。

式(3.9)の両辺を微分することで、 $\sigma_m - \varepsilon_d$ 関係の接線勾配 D^c が得られる。

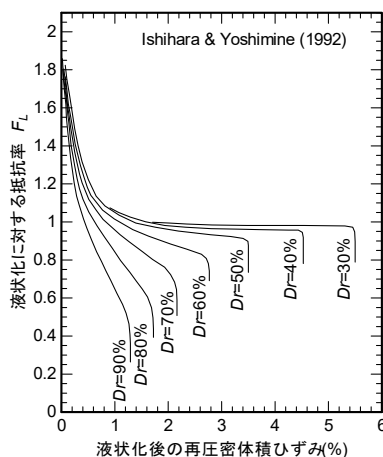
$$D^c = \frac{1 + e_0}{\lambda^*} \sigma_m \quad (3.19)$$

3.5 内部摩擦特性 (D^s) の定式化

土の内部摩擦特性を表す $Q - \gamma$ 関係の定式化にあたって



(a) 提案式による試算結果



(b) Ishihara & Yoshimine の試験結果¹⁷⁾

図-3.4 F_L と負のダイレイタンシー ε_d^c の関係

は、Iai²⁰⁾の方法を準用する。これは、Hardin-Dmievichモデル²¹⁾による変形特性 (G/G_0 - γ 関係、 h - γ 関係) を逐次積分型の数値計算において再現するIshiharaら²²⁾の方法に対し、履歴曲線を最大点指向型として修正したものである。なお、Hardin-Dmievichモデルは本来、せん断応力 τ -せん断ひずみ γ 関係に適用されるものであるのに対し、本報ではこの方法をせん断応力比 Q -せん断ひずみ γ 関係に適用している点に違いがある。

骨格曲線については、次の双曲線型の関数によって表す。

$$Q/Q_f = \frac{\gamma/\gamma_r}{1+|\gamma|/\gamma_r} \quad (3.20)$$

$$\gamma_r = Q_f/\mu_0, \quad \mu_0 = G_0/\sigma_m \quad (3.21)$$

Q_f は破壊応力比 (材料定数)、 γ_r は基準せん断ひずみ、 μ_0 は初期せん断弾性係数比 (材料定数)、 G_0 は初期せん断弾性係数である。

履歴曲線については、次式により表す。

$$(Q-Q_u)/(a_y Q_f) = \frac{(\gamma-\gamma_u)/(a_x \gamma_r)}{1+|\gamma-\gamma_u|/(a_x \gamma_r)} \quad (3.22)$$

Q_u 、 γ_u は除荷点におけるそれぞれせん断応力比、せん断ひずみ、 a_x 、 a_y は履歴ループ形状の調整パラメータである。 a_x 、 a_y については、履歴減衰が所定の大きさとなるように決定する²²⁾。ここでは、履歴曲線が除荷点および目標点を通ること、履歴ループが次の h - γ 関係式を満たすことの2条件を満たすように、骨格曲線および履歴曲線からの除荷のたびに更新することとする。

$$h = h_{\max} \left(\frac{|\gamma_t - \gamma_u|}{2\gamma_r} \right) / \left(1 + \frac{|\gamma_t - \gamma_u|}{2\gamma_r} \right) \quad (3.23)$$

ここに、 h_{\max} は最大履歴減衰 (材料定数)、 γ_t 、 γ_u はそれぞれ目標点、除荷点のせん断ひずみである。目標点 (Q_t 、 γ_t) には、Iai²⁰⁾と同様に、過去の最大応答点 (せん断応力比およびせん断ひずみの最大点) を選ぶ。

なお、減衰定数 h は本来、応力-ひずみ関係に対して定義されるのに対し、ここではせん断応力比-ひずみ関係に対して定義している点に注意が必要である。土の繰返し変形特性に関する既往の試験データの多くは、非排水条件下での応力-ひずみ関係から減衰定数 h が算出されているため、その履歴ループにはダイレイタンスーによる平均有効応力 σ_m の変化の影響も含まれている。 h_{\max} の設定にあたっては上述した減衰定数 h の定義の違いを考慮する必要があり、例えば、排水条件 (σ_m が一定) の

繰返しせん断試験で得られた h - γ 関係を再現するように設定する必要がある。

式(3.22)の両辺を微分することで、 Q - γ 関係の接線勾配 D^s が得られる。

$$D^s = \mu_0 (a_y/a_x) \left\{ 1 - |Q-Q_u| / (a_y Q_f) \right\}^2 \quad (3.24)$$

これは、履歴曲線の接線勾配を表しているが、 $Q_u=0$ 、 $a_x=a_y=1$ とすれば骨格曲線の接線勾配を表すこととなる。

3.6 負のダイレイタンスー(ε_d^f)の定式化

負のダイレイタンスー ε_d^f の定式化には、式(3.6)、(3.9)、(3.12)を用いる。

なお、負のダイレイタンスーの増分 $d\varepsilon_d^f$ は、式(3.7)、(3.9)、(3.12)の微分を用いて次式により算出される。

$$d\varepsilon_d^c = D^{dc} dL = D^{dc} d\tau/\sigma_m \quad (3.25)$$

$$D^{dc} = \frac{d\varepsilon_d^c}{dR_u} \frac{dR_u}{dR_N} \frac{dR_N}{dL} \quad (3.26)$$

$$\frac{d\varepsilon_d^c}{dR_u} = \frac{\lambda^*}{(1+e_0)(1-R_u)}$$

$$\frac{dR_u}{dR_N} = \begin{cases} p_1 R_w R_N^{p_1-1} & (R_N < 1) \\ p_2 (R_{u\max} - R_w) R_N^{-p_2-1} & (R_N \geq 1) \end{cases}$$

$$\frac{dR_N}{dL} = \frac{(L/a)^{1/b-1}}{2abN_{cr}} \quad (3.27)$$

3.7 正のダイレイタンスー(ε_d^d)の定式化

正のダイレイタンスー ε_d^d については、Cam-clayモデルのストレス-ダイレイタンスー関係式を基に導かれた井合らの方法¹⁹⁾を若干修正し、次式で与えることとする。

$$d\varepsilon_d^d = D^{dd} d\gamma$$

$$= \begin{cases} b_d^d c_c^d \{ Q_{pr} \operatorname{sgn}(Q-Q_u) \} d\gamma & (\text{変相線到達前}) \\ -c_c^d Q d\gamma & (\text{変相線到達後}) \end{cases} \quad (3.28)$$

Q_{pr} は変相応力比(材料定数)、 b_d^d 、 c_c^d は正のダイレイタンスーの調整パラメータであり、 $\operatorname{sgn}()$ は符号関数である。

式(3.28)の第2式は井合らの式とほぼ同形である。これに対して修正を加えたのが第1式であり、室内試験で見られるような自然な有効応力経路や τ - γ 関係を確実に得るため、変相時 ($Q=Q_{pr}$) に膨張がちょうど解消される ($\varepsilon_d^d = 0$) ような条件を課すことを意図したものである。式(3.28)の第1式を除荷点から任意の時点 (ただし、変相線到達前) までの範囲で積分すると、変相前における任意のせん断ひずみ γ と正のダイレイタンスー ε_d^d の関係と

して次式が得られる。

$$\int_{\varepsilon_d^{du}}^{\varepsilon_d^d} d\varepsilon_d^d = \int_{\gamma_u}^{\gamma} b_d^d c_d^d \{Q_{pt} \operatorname{sgn}(Q - Q_u) - Q\} d\gamma$$

$$\varepsilon_d^d - \varepsilon_d^{du} = b_d^d c_d^d \left[\{Q_{pt} \operatorname{sgn}(Q - Q_u) - Q_u\} (\gamma - \gamma_u) - a_x a_y Q_f \gamma_r \left\{ \frac{|\gamma - \gamma_u|}{a_x \gamma_r} - \ln \left(1 + \frac{|\gamma - \gamma_u|}{a_x \gamma_r} \right) \right\} \right] \quad (3.29)$$

ε_d^{du} は除荷点における正のダイレイタンス (≤ 0) である。上述のように $Q = Q_{pt}$ に対して $\varepsilon_d^d = 0$ とする条件を満たすためには、パラメータ b_d^d を次式により与えればよい。

$$b_d^d = \frac{-\varepsilon_d^{du}}{X}$$

$$X = c_d^d \left[\{Q_{pt} \operatorname{sgn}(Q - Q_u) - Q_u\} (\gamma_{pt} - \gamma_u) - a_x a_y Q_f \gamma_r \left\{ \frac{|\gamma_{pt} - \gamma_u|}{a_x \gamma_r} - \ln \left(1 + \frac{|\gamma_{pt} - \gamma_u|}{a_x \gamma_r} \right) \right\} \right] \quad (3.30)$$

γ_{pt} は変相時のせん断ひずみであり、次式により算出することができる。

$$\gamma_{pt} = \frac{1}{\mu_0} \frac{a_x}{a_y} \frac{Q_{pt} - Q_u}{1 - |Q_{pt} - Q_u| / (a_y Q_f)} + \gamma_u \quad (3.31)$$

式(3.30)、(3.31)を用いて、パラメータ b_d^d を除荷のたびに更新することとする。一方、パラメータ c_d^d については一定値 (材料定数) とする。ここで、パラメータ c_d^d について補足しておく、これを室内試験データから直接的に

設定することは難しいが、ひずみを与条件として応力を算出する場合は発現されるサイクリックモビリティの強さに影響し、応力を与条件としてひずみを算出する場合はひずみの発達に影響するため、これらの傾向が試験データと一致するように試行錯誤的に設定することとなる。

正のダイレイタンスの ε_d^d は、式(3.28)により得られた増分 $d\varepsilon_d^d$ を逐次積分することで求める。

3.8 個々の関係式の統合

式(3.16)~(3.18)、(3.25)、(3.28)を式(3.15)に代入することで、これまでに示した個々の関係式を統合する。

$$d\tau = QD^c (d\varepsilon_v - D^{dc} dL - D^{dd} d\gamma) + \sigma_m D^s d\gamma \quad (3.32)$$

左辺がせん断応力増分 $d\tau$ であるのに対し、右辺の dL ($=d\tau/\sigma_m$) にも $d\tau$ が含まれるため、これらを整理すると次式が得られる。

$$d\tau = \frac{QD^c d\varepsilon_v + (\sigma_m D^s - QD^c D^{dd}) d\gamma}{1 - QD^c D^{dc} / \sigma_m} \quad (3.33)$$

非排水条件の場合は $d\varepsilon_v = 0$ とみなすことができるため、式(3.33)から $d\tau - d\gamma$ 関係を得ることができる。これを逐次積分することで、 $\tau - \gamma$ 関係が得られることとなる。

3.9 原位置試料の液状化試験データの再現計算

3.9.1 堆積年代の異なる砂に対する計算

以上に示した数値モデルを検証するため、室内試験データを対象とした再現計算を行う。液状化の判定法や各種構造物への影響評価法は実地盤への適用性が重要であることから、ここでは、関東地方で得られた原位置試料

表-3.1 材料定数の設定

材料定数		試料4-2-3 (沖積層)	試料9-2-1 (盛土材)	設定方法
圧縮特性	e_0	0.909	0.999	液状化試験前の圧密記録
	λ^*	0.0175	0.0174	液状化試験前の圧密記録
内部摩擦特性	μ_0	468	542	微小繰返し载荷
	Q_f	0.581	0.595	ストレスパスから読み取り
	h_{max}	0.30	0.30	変形特性 (排水条件) の一般値
負のダイレイタンス	a	0.131	0.145	液状化強度曲線のフィッティング
	b	0.251	0.094	液状化強度曲線のフィッティング
	p_1	0.80	0.80	水圧上昇曲線との整合性確認
	n_p	0.25	0.25	水圧上昇曲線との整合性確認
	ε_d^d	0.0287	0.0457	液状化試験後の再圧密記録
正のダイレイタンス	Q_{pt}	0.309	0.423	ストレスパスから読み取り
	c_d^d	0.320	0.320	試行錯誤

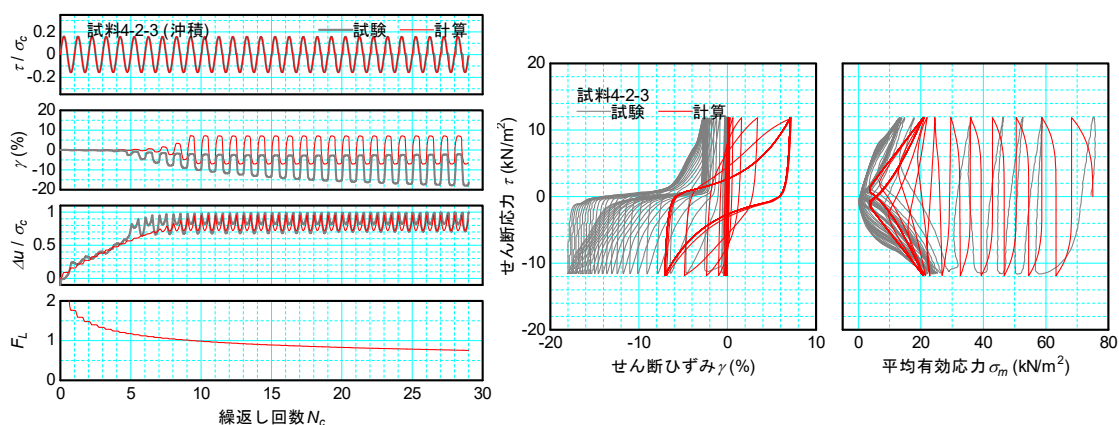
のうち、沖積層から採取された試料4-2-3と河川堤防の堤体下部で採取された試料9-2-1に関する繰返し非排水三軸試験結果⁹⁾を対象とする。なお、前章までで示した数値モデルは単純せん断モードを対象としたものであり、比較対象とする室内試験についても単純せん断モード(繰返し中空ねじり試験等)で実施されたものであることが望ましい。しかし、本研究で着目する原位置採取試料については、供試体作製の難しさの問題からそのようなデータの蓄積が少ない。したがって、室内試験で得られた軸差応力 σ_a 、軸ひずみ ϵ_a をそれぞれせん断応力 $\tau(=\sigma_a/2)$ 、せん断ひずみ $\gamma(=1.5\epsilon_a)$ に換算し、数値計算と比較することとした。

対象はいずれも細粒分含有率 $F_c=15\sim 25\%$ 程度で非塑性のシルト質砂である。50%粒径 D_{50} は試料4-2-1で $0.128\sim 0.136\text{mm}$ であるのに対し、試料9-2-1は $0.167\sim 0.316\text{mm}$ とやや粗いものも含まれている。繰返し三軸強度比(軸ひずみ両振幅 $\epsilon_{d,f}=5\%$ 、繰返し回数20回)は試料4-2-3で0.143、試料9-2-1で0.129と同程度である。

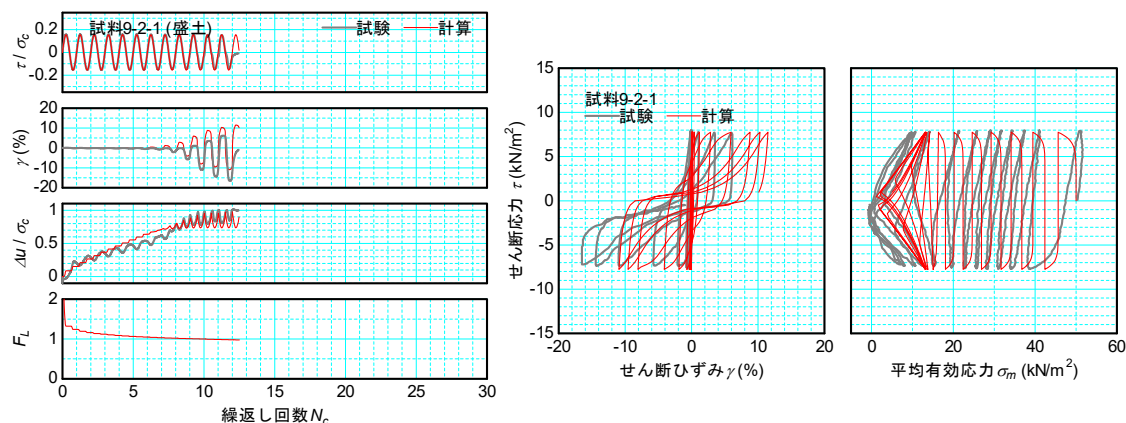
これらに対する数値モデルの材料定数の一覧を表-3.1

に示す。同表には、今回の試算における材料定数の設定方法についてもあわせて示している。ここで、いずれの試料も、 $F_L=1$ に対応する基準過剰間隙水圧比 $R_w=0.95$ 、基準繰返し回数 $N_{cr}=20$ としている。液状化試験データに基づく直接的な設定が困難なパラメータ c_d^f については前述した要領で試行錯誤的に設定し、感度の鈍い v_{max} は一般値²³⁾を基に設定したが、その他のパラメータは全て液状化試験データと微小繰返し載荷、圧密記録に基づいて直接的に設定した。表-3.1より、両試料で圧縮特性、内部摩擦特性、水圧上昇曲線に関するパラメータが同程度であるのに対し、液状化強度曲線の勾配(b)と液状化後の再圧密ひずみ(ϵ_d^f)が大きく異なることが特徴的である。

まず、各試料(それぞれ4供試体)の試験データから、同程度の繰返し応力比が設定されていた2つの供試体に着目して、時刻歴およびヒステリシスを比較したものを図-3.5に示す。最初に2供試体の室内試験結果を比較すると、繰返し回数5~7回でひずみが急増し始める点は共通しているが、以降の繰返しせん断に伴うひずみ振幅の増加傾向、すなわち、ひずみ発達速度が大きく異なってい



(a) 試料 4-2-3 (供試体番号 : 6)



(b) 試料 9-2-1 (供試体番号 : 2)

図-3.5 代表供試体に関する試験結果と計算結果の比較

ることが分かる。これに対し、数値計算においても、繰返しせん断に伴う両試料のひずみ振幅の増加傾向（ひずみ発達速度）の差異が良好に再現されていることが分かる。過剰間隙水圧の時刻歴も良好に再現されているが、これは、過剰間隙水圧比で定義した液状化強度曲線のフィッティングによりパラメータ a 、 b を設定していることから、当然の結果である。応力-ひずみ関係および有効応力経路を見ると、比較的単純なモデルでありながらも自然なヒステリシスが得られていることが分かる。

なお、前述したように、定式化にあたっては F_L に経時変化の概念を取り入れつつ、 F_L をモデルの内部変数として用いている。このため、図-3.5に併記しているように、数値計算の結果として F_L が時刻歴として算出され、かつ、いずれの供試体についても F_L が1.0に到達すると同時に過剰間隙水圧比が1.0付近（実際には0.95）まで上昇し、同程度のタイミングでひずみが急増し始める結果が得られている。

次に、室内試験と数値計算による液状化強度曲線を図-3.6に示す。なお、試料4-2-3に対する計算においては、 $CSR < 0.2$ の場合に繰返し回数500回以下の範囲で両振幅せん断ひずみ $\gamma_d = 15\%$ に達しなかった。 $\gamma_d = 1.5 \sim 15\%$ に関する曲線の間隔、すなわちひずみ発達速度については、両試料の違いを定性的に表現することができている。し

かし、全供試体の試験データを液状化強度曲線の形で俯瞰的に見ると、必ずしも再現性が高いとは言えない。その主な原因としては、原位置試料の試験データに特有のばらつきが含まれることと、本報に示す試算において図-3.5に示す代表供試体の挙動の再現性を重視して材料定数を設定したこと等が考えられる。こうした特性を有する原位置試料に対してどのように材料定数を設定するかという点は、本モデルに限らず液状化を対象としたあらゆる解析手法に共通した課題であり、今後も引き続き検討が必要な点であると考えられる。最後に、表-3.1の材料定数を用いて液状化抵抗率 F_L 、過剰間隙水圧比 R_u 、負のダイレイタンス ε_f の関係を算出した結果を図-3.7に示す。同図左では、拘束圧の低下度合いがよく分かるように $(1-R_u)$ を対数軸上で表示している。試料9-2-1(盛土)に比べると、試料4-2-3(沖積層)は液状化の進行(F_L の低下)に伴う拘束圧の低下と負のダイレイタンスの進展が鈍い傾向が、数値モデルにより表現されていることが分かる。本モデルによって液状化後のひずみ発達速度の差異が表現されたのは、このためである。また、表-3.1から分かるように、これらの差異を決定付けたのは液状化後の再圧密体積ひずみ(ε_f^c)と液状化強度曲線の勾配(b)の両試料における違いである。

なお、ここで試算の対象とした2試料では、物理特性や

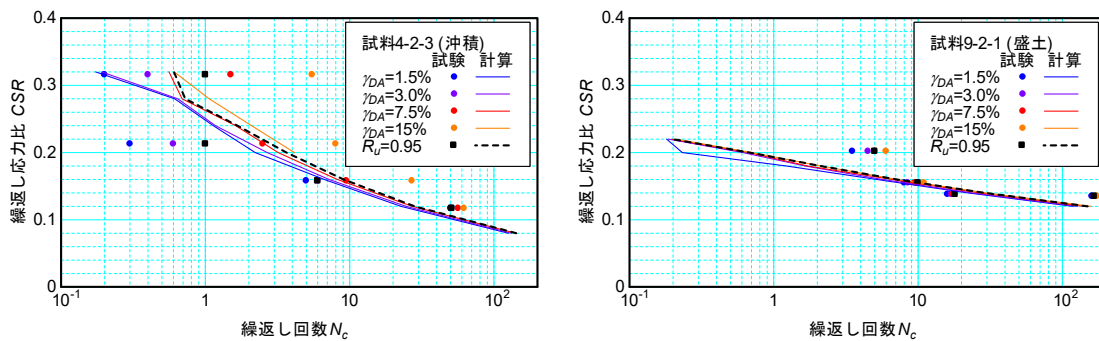


図-3.6 液状化強度曲線

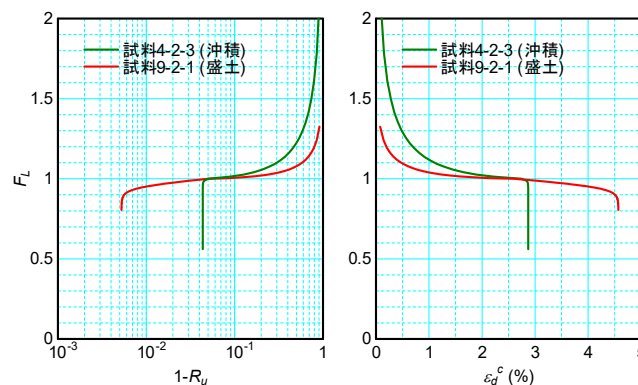


図-3.7 F_L と過剰間隙水圧比 R_u 、負のダイレイタンス ε_f^c の関係

液状化強度比等がよく似ているものの、液状化後のひずみ発達速度や負のダイレイタンスの累積量のほか、堆積・造成年代が明らかに異なる。近年の研究²⁴⁾²⁵⁾では、年代効果の有無によって液状化後の再圧密体積ひずみの大きさが明瞭に異なる傾向が確認されており、その傾向は本研究における2試料の試算結果とよく合致している。この試算結果のみから結論付けられるものではないが、本報に示した2試料の土において負のダイレイタンスの累積量の差異が年代効果に起因している可能性がある。この解釈が正しければ、年代効果の影響を考えていく上で、初期液状化状態への到達 ($F_L=1$ 、あるいは $\varepsilon_{dI}=5\%$) の有無よりも初期液状化後の変形特性に着目することの重要性を指摘することができる。以上のように、経時変化を考慮した F_L を介することで、土の詳細な液状化挙動を説明されたことは、 F_L に基づく液状化の判定法～影響評価法の今後の発展可能性を示唆する重要な知見であると言える。

3.9.2 粘性土に対する計算

典型的な粘性土の繰返し非排水三軸試験結果として、関東地方で得られた原位置試料³⁾のうち、埋立粘性土から採取された試料 13-1-1 における代表供試体 (繰返し応力比 $CSR=0.294$) の試験結果の時刻歴及びヒステリシスを図-3.8 に示す。軸差応力 σ_d 、軸ひずみ ε_a は、それぞれせん断応力 $\tau(=\sigma_d/2)$ 、せん断ひずみ $\gamma(=1.5\varepsilon_a)$ に換算して示している。なお、試料 13-1-1 の主な物理特性は細粒分含有率 $F_c=99\%$ 程度、50%粒径 $D_{50}=0.0615\sim 0.0111\text{mm}$ 、塑性指数 $I_p=35.7\sim 49.7$ であり、繰返し三軸強度比 (軸ひずみ両振幅 $\varepsilon_{dI}=5\%$) $R_{L20}=0.477$ であった。

試験で得られた時刻歴を見ると、载荷開始直後から試験終了まで徐々にひずみが発達し、液状化の発生基準とされる $\gamma_{dI}=7.5\%$ に到達しているが、過剰間隙水圧比は最大でも $\Delta u/\sigma'_c=0.7$ 程度と低い。このため、応力-ひずみ関係において接線剛性が極端に低下する領域が現れないという点が、典型的な砂の液状化挙動とは異なる。

上記のような粘性土の繰返しせん断挙動を特徴付ける要因は、①初期せん断剛性が低いこと、②負のダイレイタンスの累積量に対して圧縮性が高いこと、にあると考えられる。初期せん断剛性が低いため、過剰間隙水圧比が低いにも関わらず、液状化発生基準とされるひずみに容易に到達しようと考えられる。また、負のダイレイタンスの累積量に対して圧縮性が高いため、過剰間隙水圧の上昇が鈍く、顕著な剛性低下が生じないと考えられる。本試算においても、試料 13-1-1 の初期せん断弾性係数比 μ_0 (=初期せん断剛性 G_0 /初期拘束圧 σ'_c) は 191~237、繰返しせん断後の再圧密体積ひずみは $\varepsilon_d=0.0224\sim$

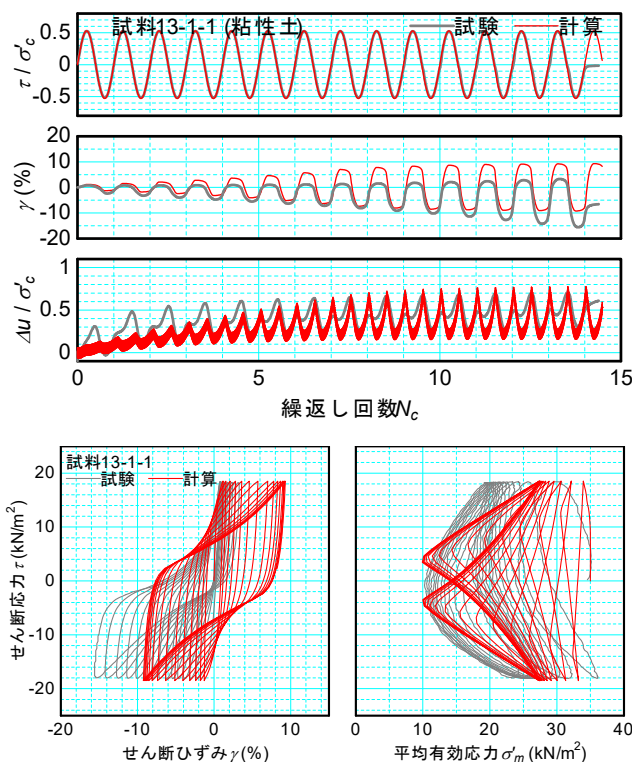


図-3.8 代表供試体の室内試験結果と計算結果

表-3.2 材料定数

材料定数	試料 13-1-1	設定方法	
圧縮特性	e_0	1.905	液状化試験後の圧密記録
	λ	0.061	液状化試験後の圧密記録
内部摩擦特性	μ_0	211	微小繰返し载荷
	Q_f	0.700	ストレスパスから読み取り
	h_{max}	0.35	動的変形特性(排水条件)の一般値
負のダイレイタンス	a	0.468	液状化強度曲線のフィッティング
	b	0.119	液状化強度曲線のフィッティング
	p_1	0.8	水圧上昇曲線との整合性確認
	p_2	3.7	水圧上昇曲線との整合性確認
	ε_d^{cl}	0.0274	液状化試験後の再圧密記録
正のダイレイタンス	Q_{dr}	0.423	ストレスパスから読み取り
	c_d^d	0.32	試行錯誤

0.0274、圧縮指数は $\lambda=0.031\sim 0.061$ であるのに対し、3.9.1 に示した砂質土は、 $\mu_0=468\sim 542$ 、 $\varepsilon_d=0.0287\sim 0.0457$ 、 $\lambda=0.0174\sim 0.0175$ となっており、砂質土に比べ、初期せん断剛性が小さく、負のダイレイタンスの累積量に対して圧縮性が高いことが確認できる。

数値計算に用いた材料定数の一覧を設定方法と合わせて表-3.2 に示す。材料定数は、可能な限り、室内試験の結果から直接的に設定している。 $F_L=1$ に相当する基準過剰間隙水圧比 R_{wr} は、対象供試体の水圧上昇が鈍いことから、 $\gamma_{dI}=7.5\%$ 相当のひずみが生じた時の過剰間隙水圧比に基づいて便宜的に $R_{wr}=0.6$ としている。室内試験の結果からも論述したように、粘性土のパラメータとして、初期せん断弾性係数比が $\mu_0=211$ と低いこと、負のダイレイタンスの最大値 $\varepsilon_d^{cl}=0.0274$ に対して圧縮指数が

$\lambda=0.061$ と大きいことが特徴的である。

再現計算の結果は、室内試験の結果と合わせて図3.8に示している。室内試験結果に基づいてパラメータを設定した結果、数値計算により、ひずみの発達速度や過剰間隙水圧の時刻歴、応力・ひずみ関係に見られる接線剛性の低下度合い、といった粘性土の繰返しせん断挙動の特徴を良好に再現できていることが確認された。3.9.1に示した砂質土での試算結果と合わせると、本モデルを適用することにより、液状化しやすい土(砂質土)～液状化しにくい土(粘性土)の繰返しせん断挙動を詳細に表現できる可能性も考えられる。

上述のように、繰返しせん断試験による液状化発生基準には再考の余地があると考えられるが、その一方で、本モデルのような表現方法を適用すれば、ひずみ振幅のみによって液状化の発生有無を判定するのではなく、繰返しせん断による砂質土～粘性土の変形特性を统一的に表現できる可能性が考えられる。

3.10 まとめ

本研究では、 F_L に基づく液状化の判定法～影響評価法の発展可能性や適用限界等を明らかにすることを目的として、 F_L を指標とした土の液状化挙動に関するモデル化手法について検討を行った。得られた知見をまとめると、次のとおりである。

- 1) 液状化強度曲線、水圧上昇曲線、圧縮曲線を組み合わせることで、 F_L と負のダイレイタンス ϵ_f の関係を定式化した。さらに、双曲線モデル等の比較的単純な関係式を組み合わせることで、 F_L を指標とした土の液状化挙動に関する数値モデルを構築した。このモデルでは、累積損傷度法を用いることで、時々刻々のせん断応力履歴に対する F_L を時刻歴として算出することができ、概ねひずみが急増するタイミングで $F_L=1$ に到達するなど、 F_L が土の内部変数として機能することを確認した。
- 2) 堆積年代が異なり、同程度の繰返し三軸強度比 R_L を有する 2 種類のシルト質砂(原位置試料)の液状化試験データを対象とした再現計算を行った結果、両試料におけるひずみ発達速度の差異を再現することができた。
- 3) 細粒分が多く高塑性の粘性土の再現計算より、初期せん断剛性が小さいこと、負のダイレイタンスの累積量に対して圧縮性が高いことを材料パラメータとして反映させた結果として、繰返し非排水せん断に対して載荷初期からゆるやかにひずみが発達し、砂の液状化の発生基準に相当するひずみが生じるものの、過剰間隙水圧の上昇が鈍く、応力・ひずみ関係において接

線剛性が極端に低下する領域が現れない等の特徴を再現することができた。

- 4) 構築した数値モデルにより、粘性土の繰返しせん断挙動を良好に再現できることが確認された。このことは、繰返しせん断による砂質土～粘性土の変形特性を统一的に表現できる可能性を示唆している。

以上のように、 F_L を指標とした手法によって土の詳細な液状化挙動が表現されたことは、 F_L 法の発展可能性を示唆する重要な知見であると考えられる。今後も、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っていきたい。また、多様な土の液状化挙動を合理的に表現しつつ、取扱いの簡便な F_L 法に帰着するためには、地盤調査・室内試験に基づく材料定数の設定方法や、液状化の影響評価モデルへの反映方法等についても、一体的に検討していく必要がある。

4. 液状化した土の大変形に関する評価手法の検討

4.1 はじめに

非排水繰返しせん断を受けて有効応力がゼロ付近に達した土には、強度を喪失して大変形に至るものと、強度を喪失することなく一定の変形量にとどまるものがある。各種構造物に甚大な液状化被害が生じるか否かを検討する上では、大変形の発生可能性、すなわち、土の流動ポテンシャルを適切に評価することが必要となる。なお、ここで想定している大変形とは、数百%オーダーのひずみを伴う流動的な変形である。

流動ポテンシャルの高い土は、せん断変形に対して骨格構造がかみ合わず、砂質土に特有なサイクリックモビリティ(拘束圧の回復を伴いつつ生じる大きなせん断応力)を発揮することなく大変形に至るものと考えられる。このため、土の流動ポテンシャルを考える上では、地震中～地震後に発揮することができるせん断強度が重要な指標になると考えられる。特に、大ひずみ域では砂の応力状態や体積変化が一定となる定常状態(Steady state)に至ること、定常状態のせん断応力は初期拘束圧や排水条件に依存しないことが知られている²⁶⁾が、地震時の繰返しせん断履歴や水圧消散過程における排水、吸水の影響については十分に明らかにされていない。

そこで、本研究では、初期液状化後の土のせん断強度やそれに及ぼす影響要因等を把握するための室内土質試験を行った。

4.2 試験方法

試験対象とした試料は東北珪砂6号である。物理特性を図4.1に示す。今回の試験では、緩詰め条件として

相対密度 $Dr=50\%$ 、密詰め条件として $Dr=80\%$ の 2 パターンを設定し、各々の条件に対して、三軸試験装置により表4.1 に示す 12 ケースの試験を実施した。なお、4 章に示す応力およびひずみは、全て圧縮側を正としている。吸排水に伴って生じる体積ひずみについても、圧縮側 (排水側) を正としている。

ケース 1~4 は、対象試料の基本的な液状化特性の把握を目的として、土の繰返し非排水三軸試験 (JGS 0541) を行ったものである。その結果を図4.2 に示す。液状化強度比 R_L (20回の繰返し回数で軸ひずみ両振幅 $\epsilon_{DA}=5\%$ に達する繰返し応力比) は、 $Dr=50\%$ に対して $R_L=0.160$ 、 $Dr=80\%$ として $R_L=0.270$ であった。

ケース 5~9 では、液状化による砂の非排水せん断強度の変化を把握することを目的とし、供試体に非排水繰返しせん断を与えた後に非排水条件で単調せん断 (三軸圧縮) を行った。いずれのケースも、非排水繰返しせん断における繰返し応力比は R_L とした。ケース 5~6 では、非排水せん断強度に及ぼす液状化の発生度合いの影響を確認するため、非排水繰返しせん断の終了基準とする軸ひずみ両振幅 ϵ_{DA} を変化させた。ケース 7 では、比較のため、非排水繰返しせん断を与えることなく単調せん断を行った。ケース 8、9 では、非排水繰返しせん断に加えて排水や吸水が非排水せん断強度に及ぼす影響を確認するため、 $\epsilon_{DA}=10\%$ に達するまで液状化させた後に、所定の体積ひずみ ϵ_v に達するまで供試体を排水または吸水させ、非排水条件で単調せん断を与えたものである。これは、地震時に上昇した過剰間隙水圧の消散過程で生じる排水や、液状化層上部に局所的に発生する吸水膨張の影響の把握を目的としたものである。なお、液状化に伴う傾斜地盤の大変形は、一定のせん断応力の作用下における吸水膨張により生じる場合があり、ケース 8、9 の载荷手順はこれと異なるものの、後述するように定常状態におけるせん断強度に着目した整理を行う上では、これらの载荷経路の差異を特に区別する必要はないと考えられる。

砂の非排水せん断強度に対しては、非排水単調せん断過程におけるダイレイタンスーが強く影響を及ぼすが、非排水条件では体積変化量を直接把握することができない。そこで、ケース 10 では、単調せん断過程におけるダイレイタンスーの把握を目的として、非排水繰返しせん断を与えた後に供試体内の過剰間隙水圧を保持しながら排水コックを開放し、排水条件で単調せん断を与えた。ケース 11 では、ケース 10 と同様の条件を簡易に再現するため、初期等方圧密応力 $\sigma'_c=1\text{kN/m}^2$ とし、排水条件で単調せん断を行った。ケース 12 では、単調せん断過程で

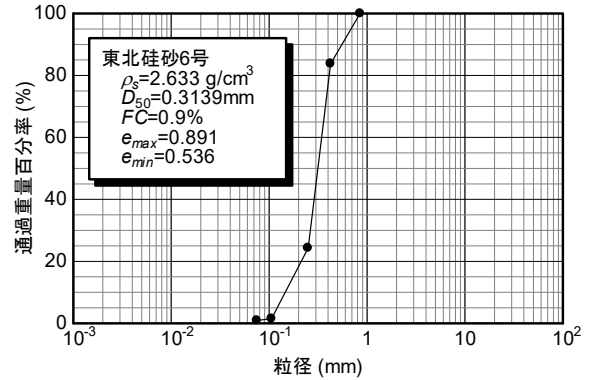


図4.1 試験対象試料の物理特性

表4.1 試験ケース (括弧内は $Dr=80\%$ の供試体に対する試験条件)

試験ケース	①等方圧密	②非排水繰返しせん断		③吸排水	④単調せん断
	圧密圧力 σ'_c	繰返し応力比 CSR	試験終了基準	排水量 ϵ_v	試験条件
1	100kN/m ²	-	$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	0%	-
2	100kN/m ²	20回で $\epsilon_{DA}=5\%$ に達するように設定	$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	0%	-
3	100kN/m ²	-	$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	0%	-
4	100kN/m ²	-	$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	0%	-
5	100kN/m ²	R_L	$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	0%	CUB
6	100kN/m ²	R_L	$\epsilon_{DA}=2\%$	0%	CUB
7	100kN/m ²	-	-	0%	CUB
8	100kN/m ²	R_L	$\epsilon_{DA}=10\%$	1.5% (1.0%)	CUB
9	100kN/m ²	R_L	$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	-1.5% (-1.0%)	CUB
10	100kN/m ²	R_L	$\epsilon_{DA}=10\%$ (5%)	0%	CD
11	1kN/m ²	-	-	0%	CD
12	100kN/m ²	-	-	0%	CD

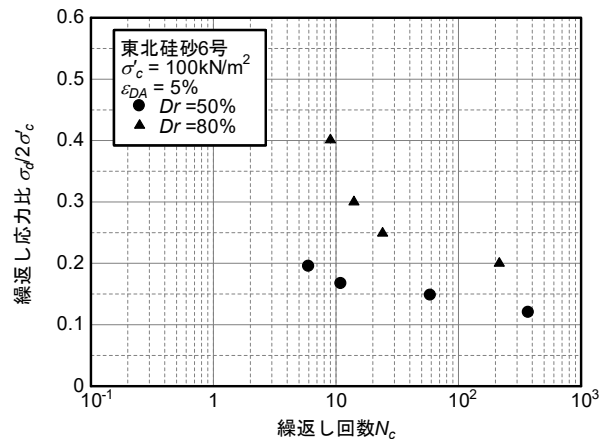


図4.2 試験対象試料の液状化特性

生じるダイレイタンスーに対する拘束圧の影響を確認するため、圧密応力 $\sigma'_c=100\text{kN/m}^2$ の状態から直ちに排水条件で単調せん断を行った。

4.3 非排水せん断強度とその影響要因

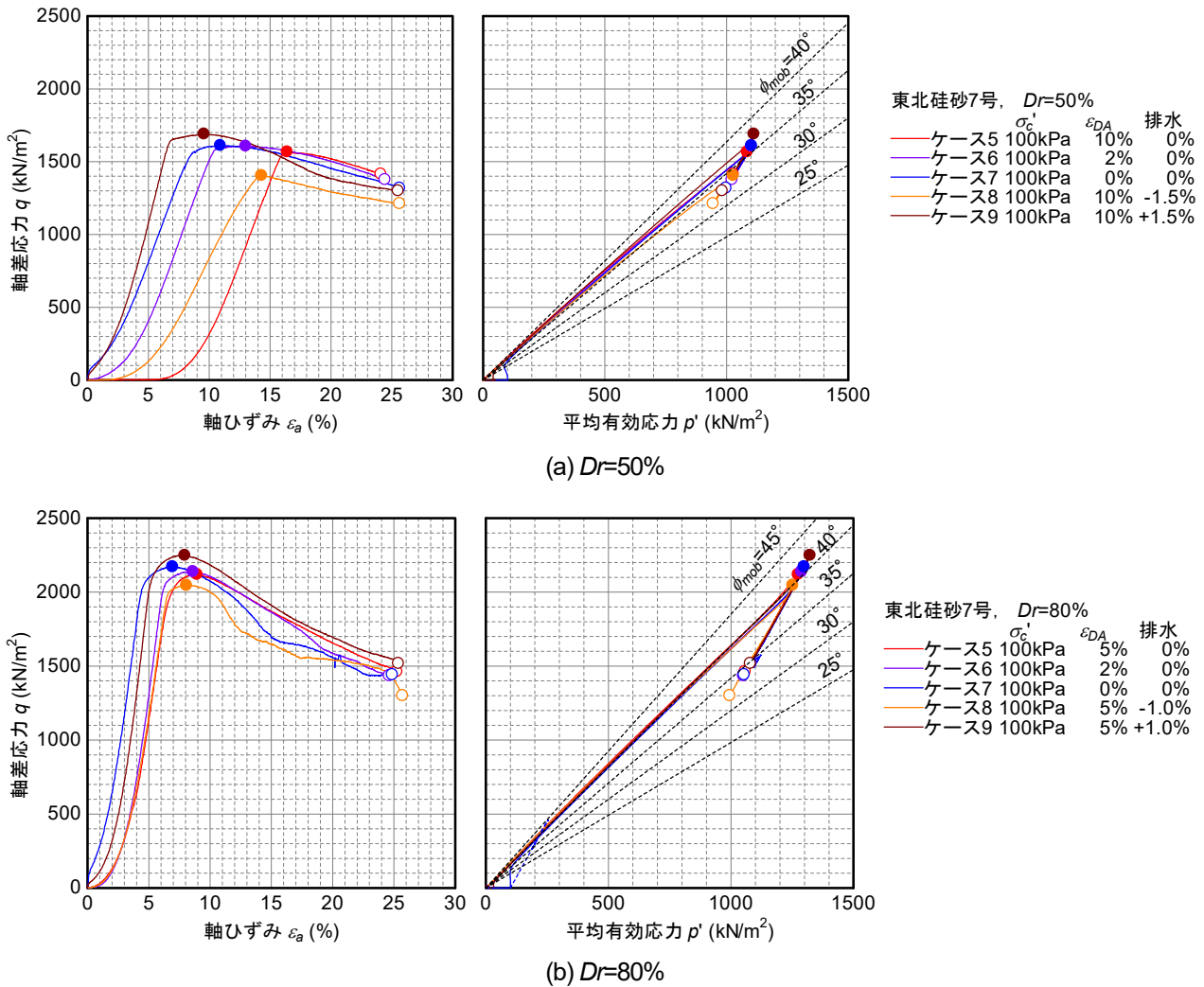


図4.3 非排水単調せん断過程における軸差応力 q -軸ひずみ ε_a 関係および有効応力経路

ケース5~9について、非排水単調せん断過程における軸差応力 q -軸ひずみ ε_a 関係および有効応力経路を図4.3に示す。いずれの密度、载荷パターンについても、非排水単調せん断過程において、平均有効応力の急激な増加を伴って極めて大きな軸差応力 q を発揮していることから、著しい正のダイレイタンスの影響が窺える。また、いずれの密度、载荷パターンについても、軸差応力 q と平均有効応力 p' はピーク(●)を示した後、ゆるやかな低下を示しているうちに試験装置の軸変位の限界に達し、試験終了(○)に至った。

非排水繰返しせん断過程における液状化の発生度合いのみが異なるケース5~7を比較すると、軸差応力 q がピークに達するまでの過程における剛性が明瞭に異なるものの、ピーク強度に有意な差異は認められず、液状化の発生度合いがピーク強度にほとんど影響を与えないことが確認された。ただし、 $Dr=50\%$ と 80% で比較すると、ピーク強度には明瞭な差が生じている。繰返しせん断後

の吸排水の影響については、排水を行ったケース8においてピーク強度がわずかに増加し、吸水を行ったケース9においてピーク強度がわずかに減少する傾向が確認された。このピーク強度の変化は、吸排水に伴う土の密度変化に呼応したものと解釈することができる。

なお、ピーク時の応力比 q/p' を動員摩擦角 ϕ_{mob} に換算すると、 $Dr=50\%$ で $\phi_{mob}=33\sim37^\circ$ 、 $Dr=80\%$ で $\phi_{mob}=40\sim41^\circ$ であった。これに対し、試験終了時点の動員摩擦角は、 Dr によらず $\phi_{mob}=32\sim35^\circ$ であった。Verdugo & Ishihara が実験に使用した豊浦砂では定常状態における動員摩擦角 $\phi_{mob}=30^\circ$ 程度であったことを考慮すると、本研究におけるケース5~9では定常状態の少し手前で試験を終了していたものと考えられるが、定常状態に達しても 1000kN/m^2 程度の大きな軸差応力を発揮するものと推測される。

4.4 排水せん断における強度および体積変化

次に、ケース10~12について、排水せん断過程におけ

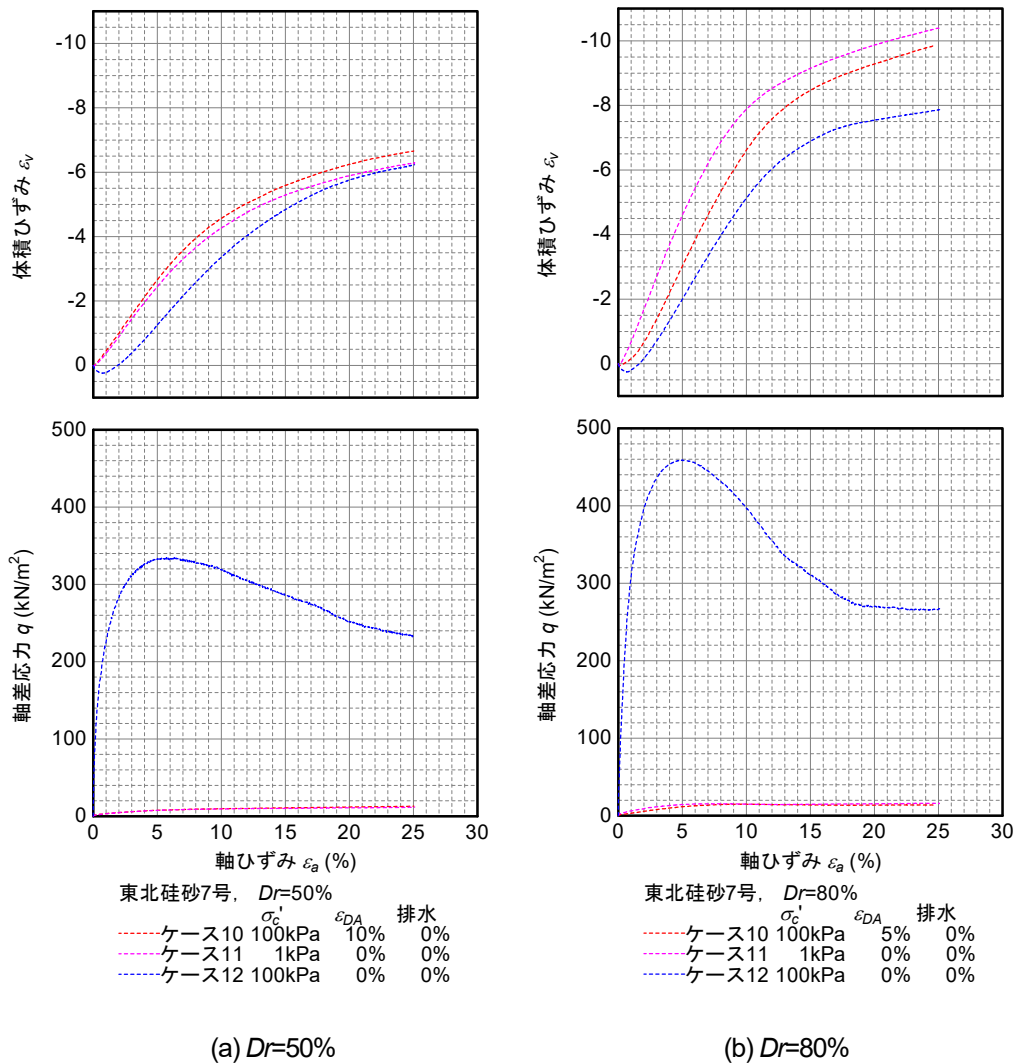


図4.4 排水単調せん断過程における体積ひずみ ε_v ・軸ひずみ ε_a 関係および軸差応力 q ・軸ひずみ ε_a 関係

る体積ひずみ ε_v ・軸ひずみ ε_a 関係および軸差応力 q ・軸ひずみ ε_a 関係を図4.4に示す。

いずれのケースにおいても、载荷に伴って著しい体積膨張（正のダイレイタンス）が生じている。試験終了時点の体積ひずみは $Dr=50\%$ で $\varepsilon_v=-5\sim-6\%$ 、 $Dr=80\%$ で $\varepsilon_v=-8\sim-10\%$ 程度に達しており、特に密詰めの場合において正のダイレイタンスが顕著となっている。ケース10とケース11を比較すると、体積ひずみや発揮された軸差応力に大きな差異が見られないことから、小さな初期圧密応力 σ'_c を設定することで非排水繰返しせん断と同様の状態が再現されていると考えられる。また、初期圧密応力 $\sigma'_c=100\text{kN/m}^2$ の状態から排水せん断を行ったケース12では、体積膨張量がやや小さな値にとどまる傾向が認められ、拘束圧によって正のダイレイタンスが若干抑制されたものと見られる。

軸差応力 q に着目すると、载荷中の間隙水圧を一定に

保持する排水せん断では、発揮されるせん断強度は非排水条件の場合に比べて小さい。また、せん断開始時点における平均有効応力の違いの影響が明らかであり、特にケース10、11では、相対密度によらず、軸差応力 q がピークを示すことなく漸増した結果、最終値として $q=12\sim16\text{kN/m}^2$ と小さな値にとどまった。

4.5 考察

定常状態では、比体積 $v (=1+e)$ –平均有効応力 p' 関係および平均有効応力 p' –軸差応力 q 関係が初期条件や排水条件によらず概ね1本の曲線上に収束すると考えられている。そこで、 $Dr=50\%$ および 80% それぞれのケース5～12について、単調せん断開始時、ピーク時および定常状態における間隙比 e 、平均有効応力 p' 、軸差応力 q の関係を図4.5に示す。なお、ケース5～9については、ピーク強度発揮時点から試験終了時点までの有効応力経路を $\phi_{mob}=30^\circ$ までラフに外挿することにより、定常状態の

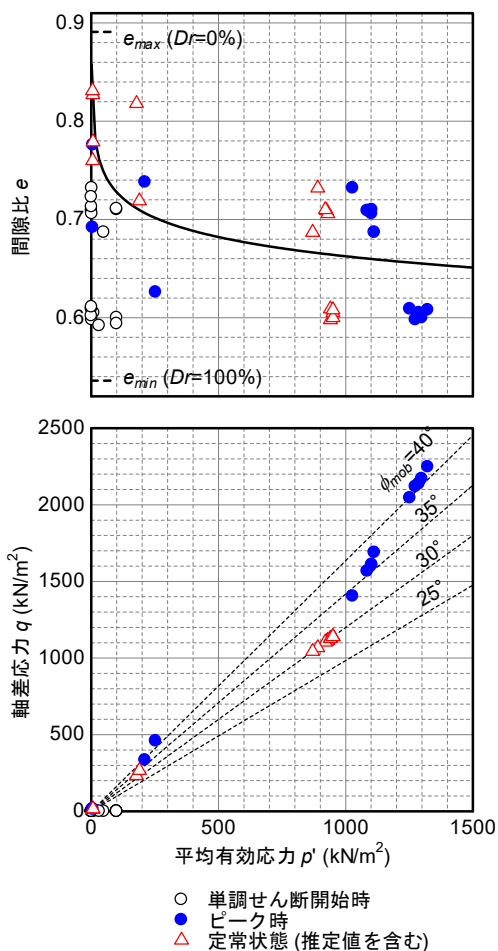


図4.5 単調せん断開始時、ピーク時および定常状態における間隙比 e 、平均有効応力 p' 、軸差応力 q の関係

p' 、 q を推定している。ケース 10~12 では、試験終了時点における q 、 ϵ_v の変化が鈍いことから、試験終了時を定常状態とみなしている。

これによると、全ケースにおける定常状態の $e-p'$ 関係は、1本の曲線上にあるとまでは言い難いものの、ある一定の範囲内に収束していることが確認される。これは、初期状態や繰返しせん断履歴の有無によらず、定常状態の概念が概ね成り立つことを示唆している。なお、Verdugo & Ishihara の定常状態に相当するものとして、Cam-clay モデルによる土の限界状態は次式で表される。

$$v = \Gamma - \lambda \ln p' \quad (4.1)$$

$$q = Mp' \quad (4.2)$$

ここに、 v 、 p' 、 q はそれぞれ定常状態における比体積、有効拘束圧、軸差応力であり、 λ 、 Γ 、 M は材料定数である。これらを変形すると、非排水せん断強度 τ_u と間隙比 e ($=v-1$) の関係は次式で表される。

$$\tau_u = \frac{q_u}{2} = \frac{M}{2} \exp\left(\frac{\Gamma-1-e}{\lambda}\right) \quad (4.3)$$

なお、図4.5 に示す定常状態のデータを式(4.1)で近似したものが同図の太線であり、 $\lambda=0.0283$ 、 $\Gamma=1.858$ が得られた。また、定常状態における動員摩擦角 $\phi_{mob}=30^\circ$ は、三軸圧縮状態の下では $M=1.2$ に相当する。式(4.3)とこれらのパラメータに基づき、土の持つ流動ポテンシャルに関する考察を行う。

傾斜している地盤や構造物を支持する地盤には、常にせん断応力 τ が作用している。この地盤のせん断強度 τ_u がせん断応力を下回ると、地盤は斜面や構造物を支持することができなくなり、大変形を生じるものと考えられる。このように、地盤の大変形の発生条件は地盤の傾斜や構造物の支持条件によって異なるため、流動ポテンシャルの有無の目安となる非排水せん断強度の大きさを一概に決めることはできないが、例として常に作用しているせん断応力 $\tau=10, 5, 2, 1 \text{ kN/m}^2$ とすると、これらと非排水せん断強度 τ_u が等しくなるような間隙比は式(4.3)よりそれぞれ $e=0.778, 0.798, 0.824, 0.844$ と算出され、これらに対応する相対密度はそれぞれ $Dr=31.7\%, 26.2\%, 18.9\%, 13.4\%$ と非常に小さな値となる。あるいは、初期状態の相対密度 $Dr=50\%$ の場合について考えると、大変形が発生するためには、液状化に伴う間隙再配分の過程において、それぞれ体積ひずみ $\epsilon_v=-3.8\%, -4.9\%, -6.4\%, -7.6\%$ に相当する吸水膨張の発生が必要となる。このように、液状化に伴う大変形が地盤に生じるための条件は、初期密度が非常に小さい場合、あるいは、液状化に伴う間隙再配分の過程で大きな吸水膨張が生じる場合であると考えられる。

ただし、上記はあくまでも一試算例であり、基となっている室内試験データも限られたものであるため、今後も引き続きデータの蓄積を図る必要がある。また、液状化に伴う間隙再配分の発生状況を評価する方法についても、検討を行っていく必要がある。

5. まとめ

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

本研究の取り組みとしては、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

(振動式コーン試験法)の開発、液状化抵抗率 F_L と関連付けつつ多様な土の液状化挙動を表現できる土の繰返しせん断モデルの開発、室内土質試験に基づく液状化した土の大変形メカニズムおよび評価方法に関する検討を行った。

今後は、提案した繰返しせん断モデルを各種構造物の実用的な設計計算モデルに適用する方法や、液状化の判定基準なども含め、より広い視点に基づく検討を行い、液状化に関する地盤調査法、判定法、各種構造物への影響評価法の一体的な合理化を目指したい。

参考文献

- 1) 佐々木哲也, 石原雅規, 谷本俊輔, 増山博之: 東北地方太平洋沖地震における液状化を踏まえた液状化判定法の検討, 土木研究所資料, 第4280号, 2014.1.
- 2) 脇中康太, 谷本俊輔, 石原雅規, 佐々木哲也: 地震履歴が砂の液状化強度に及ぼす影響に関する動的遠心模型実験, 日本地震工学論文集, pp.6_44-6_59, 2015.11.
- 3) 佐々木哲也, 石原雅規, 林宏親, 江川拓也, 谷本俊輔, 鷺見浩司, 川口剛: 細粒分を含む砂の液状化強度の評価法に関する再検討, 土木研究所資料, 第4352号, 2016.3.
- 4) 古賀泰之, 島津多賀夫, 伊藤良弘: 地盤液状化の判定法に関する調査報告書—振動式貫入試験法一, 土木研究所資料, 第2856号, 1990.2.
- 5) 神宮司元治, 光畑裕司, 横田俊之, 中島善人: 利根川下流域における液状化被害地域の物理探査・原位置試験調査—液状化調査技術の新展開一, GSI地質ニュース, Vol.2, No.12, pp.380-384, 2013.12.
- 6) 谷本俊輔, 川口剛, 佐々木哲也: 鉛直アレー記録に基づく埋地地盤の液状化発生深度の評価, 日本地震工学論文集, Vol.15, No.7, pp.7_157-7_172, 2015.12.
- 7) 京田達郎, 大重綱平, 谷本俊輔, 佐々木哲也: 地震履歴を与えた砂地盤に対する振動式コーン室内実験, 第56回地盤工学研究発表会, 2021.7.
- 8) Wahyudi, S., Sato, T., Koseki, J. & Aoyagi, Y.: Development of Stacked-Ring Shear Apparatus for Multiple Liquefaction Tests, *Deformation Characteristics of Geomaterials*, pp.307-314, 2015.
- 9) 陶山健仁: デジタルフィルタ 原理と設計法, 科学情報出版(株), 2018.2.
- 10) 田村敬一, 東拓生, 小林寛, 濱田禎: 橋梁基礎に作用した流動力の逆解析, 土木研究所資料, 第3770号, 2000.12.
- 11) 谷本俊輔, 杉田秀樹, 白戸真大, 河野哲也: 道路橋基礎における液状化時の地盤反力特性の評価事例, 基礎工, Vol.37, No.4, pp.72-75, 2009.4.
- 12) 脇中康太, 石原雅規, 佐々木哲也: 造成年代等を考慮した河川堤防の液状化被害事例再現解析, 第49回地盤工学研究発表会講演概要集, pp.1643-1644, 2014.7.
- 13) 大川征治, 前田良刀, 真鍋進, 龍岡文夫: 累積損傷度理論を用いた簡易液状化判定手法の提案, 第19回地震工学研究発表会講演概要, pp.249-252, 1987.
- 14) 松尾修: 道路橋示方書における地盤の液状化判定法の現状と今後の課題, 土木学会論文集, No.757/III-66, pp.1-20, 2004.
- 15) 岩崎敏男, 常田賢一, 木全俊雄: 地震時における砂質地盤の液状化判定法と耐震設計への適用に関する研究, 土木研究所資料, 第1729号, 1981.9.
- 16) 岩崎敏男, 龍岡文夫, 安田進: 不攪乱砂質土の非排水動的強度の正規化表示, 第13回土質工学研究発表会発表講演集, pp.465-468, 1978.
- 17) Ishihara, K. & Yoshimine, M.: Evaluation of settlements in sand deposits following liquefaction during earthquakes, *Soils and Foundations*, Vol.32, No.1, pp.173-188, 1992.3.
- 18) 福武毅芳, 松岡元: 任意方向単純せん断におけるダイレイタンシーの統一的解釈, 土木学会論文集, 第412号/III-12, pp.143-151, 1989.12.
- 19) 井合進, 飛田哲男, 小堤治: 砂の繰返し載荷時の挙動モデルとしてのひずみ空間多重モデルにおけるストレスダイレイタンシー関係, 京都大学防災研究所年報, 第51号B, pp.291-303, 2008.6.
- 20) Iai, S., Matsunaga, Y. & Kameoka, T.: Parameter identification for a cyclic mobility model, 港湾技術研究所報告, Vol.29, No.4, pp.57-83, 1990.12.
- 21) Hardin, B. O. & Drnevich, V. P.: Shear modulus and damping in soils: design equations and curves, *Proc. of the American Society of Civil Engineers*, Vol.98, No.SM7, pp.667-692, 1972.7.
- 22) Ishihara, K., Yoshida, N. & Tsujino, S.: Modelling of stress-strain relations of soils in cyclic loading, *Proc. of the 5th Int. Conf. for Numerical Methods in Geomechanics*, Nagoya, Vol.1, pp.373-380, 1985.4.
- 23) 荒川直士, 常田賢一, 木全俊雄, 近藤益央, 高松重則: 地盤の地震時応答特性の数値計算法—SHAKE: DESRA一, 土木研究所資料, 第1178号, 1982.2.
- 24) 谷本俊輔, 地蔵智樹, 川口剛, 荒木裕行, 佐々木哲也: 堆積年代の古いシルト質砂とその再構成試料の

繰返しせん断特性, 第35回地震工学研究発表会講演
論文集, No.752, 2015.10.

- 25) Ishihara, K., Harada, K., Lee, W.F., Chan, C.C. & Safiullah, A.M.M. : Post-liquefaction settlement analyses based on the volume change characteristics of undisturbed and reconstituted samples, *Soils and Foundations*, 56, pp.545-558, 2016.
- 26) Verdugo, R. & Ishihara, K.: The steady state of sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol.36, No.2, pp.81-91, 1996.6.

4.3.2 構造物への影響を考慮した液状化判定法に関する研究 (2)

担当チーム：寒地基礎技術研究グループ（寒地地盤チーム）

研究担当者：畠山乃、林宏親、江川拓也

【要旨】

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

本研究では、特殊土でありながら既往の液状化判定法では特別な取扱いがされていない火山灰質土について、原位置試験と室内試験から火山灰質土の液状化強度比に及ぼす各種要因を解明し液状化の発生予測の精度を向上させるとともに、火山灰質土の液状化挙動を反映した動的有効応力解析のモデル化手法を構築し、火山灰質土の液状化が構造物へ及ぼす影響を適切に評価することにより各種インフラ施設の機能確保や被害低減に貢献することを目的とする。

キーワード：液状化判定、耐震設計、火山灰質土、液状化強度比、S波速度

1. はじめに

平成23年東北地方太平洋沖地震およびその余震では、広範囲にわたって液状化が発生しインフラ施設等においても多大な被害が生じた。次なる大地震による液状化被害の軽減に向け、インフラ施設の的確な液状化対策を進めていくことが喫緊の課題である。一方で、液状化対策には多大なコストを伴うことから、多様な土質、地質構造を有する地盤を対象として液状化発生予測の精度を高めるとともに、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより適切に評価することが必要である。

火山国である我が国には、第四紀以降の活発な火山活動によって火山噴出物が広域に堆積しており、その種類や性質は多様である^{例えは、1)、2)、3)}。平成21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、平成5年釧路沖地震や同北海道南西沖地震、平成15年十勝沖地震や平成30年北海道胆振東部地震では、火山灰質地盤の液状化による甚大な被害が確認されている。しかし、火山灰質土に対する液状化判定法については、研究・検証が十分には行われておらず実用化には至っていない。特に、火山灰質土の液状化強度比についての知見が少ない状況にある。さらに、試料のサンプリング方法を含めた液状化強度比を求める試験方法についても、砂質土を対象とした現行の評価方法を検証し、火山

灰質土の特性を考慮した最適な評価方法の検討が必要である。

本研究では、特殊土でありながら既往の研究では特別な取扱いがされていない火山灰質土について、原位置試験と室内試験から火山灰質土の液状化強度比の適正な評価手法を検討し液状化の発生予測の精度を向上させるとともに、火山灰質土の液状化挙動を反映した動的有効応力解析のモデル化手法を構築し、火山灰質土の液状化が構造物へ及ぼす影響を適切に評価することにより各種インフラ施設の機能確保や被害低減に貢献することを目的として実施するものである。

平成28年度は、北海道美幌町の火山灰質土を対象に、原位置試験と繰返し非排水三軸試験結果（以下、液状化試験）等の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液状化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

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液状化試験を実施し、これまでの検討において相関が認められたS波速度 V_s と液状化強度比 R_L 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。

令和3年度は、過年度までの3地区とは異なり軽石分が卓越する北海道中標津町の火山灰質土を対象に、過年度までの検討と同様の原位置試験・液状化試験からS波速度 V_s と液状化強度比 R_L 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その適用性が認められた動的有効応力解析モデル化手法について、これまでとは異なる杭種への適用性を検証した。

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

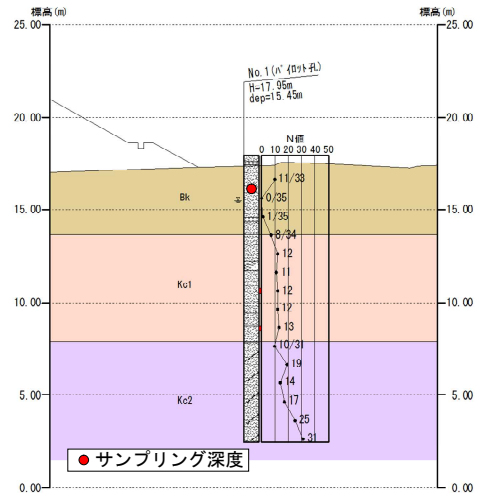


図-2.1 調査試験箇所の地質断面図

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

2.1 はじめに

次なる大地震による各種構造物の液状化被害軽減のためには、液状化に対する各種構造物の耐震性能をより適切に評価することが必要であり、構造物周辺の多様な土質、地質構造に応じたより精度の高い液状化判定法の検討が必要である。過去のいくつかの地震により火山灰質粗粒土で構成された地盤の液状化が確認されており、これらの現象は、砂質土を対象とした既往の液状化判定法では適切に評価できないこと、特に、繰返し三軸強度比（液状化強度比） R_L の算出値の実際の現象との対応が悪いことが指摘されている（例えば、11）、12）、13）。土の液状化強度比 R_L の適切な評価にあたっては、サンプリング時の試料の乱れの影響や、土粒子のかみ合わせ効果やセメンテーション効果に代表される年代効果の影響を把握することが重要である。

本章では、火山灰質土の液状化強度比 R_L に及ぼすサンプリング試料の乱れの影響、年代効果の影響について、過去の地震により液状化が確認された地点およびその近傍で実施した原位置および室内土質試験から考察する。

2.2 北海道美幌町における原位置および室内土質試験結果からの考察

2.2.1 調査試験概要

本節における調査試験対象土は、過去にトリプルチュ



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)

ープサンプリング試料において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、平成15年十勝沖地震では、近傍の火山灰質土で構成された緩斜面で大規模な液状化被害が発生している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、No.2の乾燥密度 ρ_d 、間隙比 e は、現場密度試験に近い値を

表-2.1 試験に供した不攪乱試料の概要

試料名	液状化試験（圧密後）				現場密度試験・PS検層			
	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度
	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	V_s m/sec	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	V_s m/s
No.1ブロック	2.567	1.330	0.930	123.0	2.630	1.376	0.911	121.5
No.2ブロック	2.636	1.396	0.889	122.8	2.641	1.451	0.820	121.5
トリプル	2.620	1.411	0.857	-	-	-	-	-

※液状化試験供試体の各種値は圧密後の4供試体の平均値

表-2.2 試験に供した再構成試料の概要

試料名	液状化試験（圧密後）			
	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度
	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	V_s m/sec
No.1再構成	2.582	1.337	0.931	128.8
No.2再構成1	2.622	1.394	0.881	129.3
No.2再構成2	2.622	1.397	0.877	113.7

※各種値は圧密後の3または4供試体の平均値

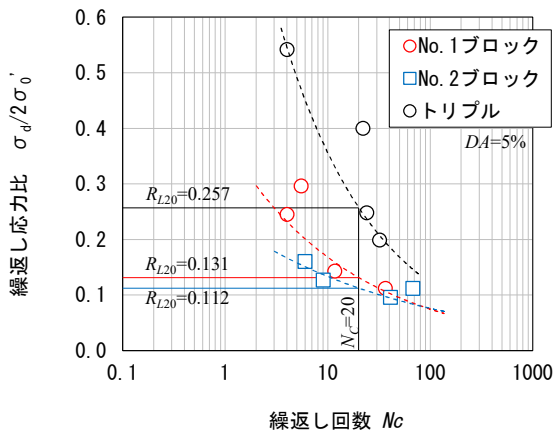


図-2.3 不攪乱試料の液状化強度曲線

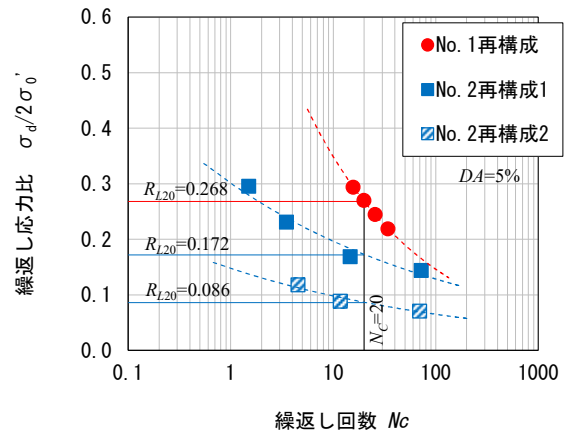


図-2.5 再構成試料の液状化強度曲線

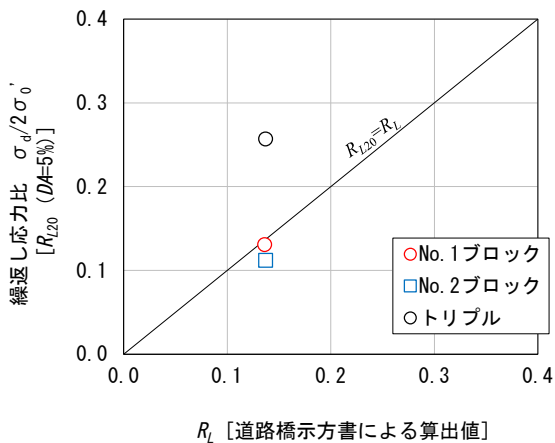


図-2.4 不攪乱試料の液状化試験による R_{L20} と道路橋示方書により算出した R_L

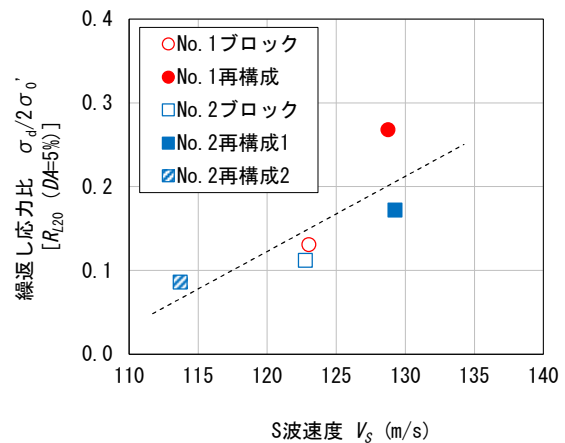


図-2.6 ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化強度比 R_{L20} とS波速度 V_s

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 V_s 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 V_s と同等の値を示した。

図-2.3に、表-2.1の試料の液状化試験から得られた軸ひずみ $DA=5\%$ 時の液状化強度曲線を示す。繰返し回数 $N_c=20$ 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て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 ρ_d や間隙比 e が現場密度に近い値であっても、原位置の液状化強度比 R_L を適切に評価していないことが考えられる。

そこで、箇所No.1、No.2それぞれで採取した攪乱試料を用いて、ブロックサンプリング試料の供試体密度と同等の密度の再構成供試体（No.1再構成、No.2再構成1）を作製し、液状化試験を行った。表-2.2に再構成試料の概要を、図-2.5に再構成試料の液状化強度曲線を示す。図-2.6に、ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化強度比 R_{L20} とS波速度 V_s の関係を示す。再構成試料の V_s は、年代効果の影響が喪失したためか、ブロックサンプリング試料と同等の密度であっても V_s の値が異なった。一方、液状化強度比 R_{L20} と V_s に相関が認められ、液状化強度比 R_L は V_s の影響を強く受けるようである。そこで、箇所No.2の攪乱試料を用いてブロックサンプリング試料ならびに再構成試料1の供試体と同等の密度で V_s の異なる再構成試料2を作製し、液状化試験を行った。その結果、その相関がより明確となり、同一密度の火山灰質土の液状化強度比 R_L は V_s に依存することが窺われた。前述のトリプルチューブサンプリング試料は、乾燥密度 ρ_d や間隙比 e が現場密度に近い値であったが、再構成試料と同

様に年代効果が喪失し、 V_s が異なっていたことが考えられる。今後、同様のデータを収集しこれらの関係を整理すると、再構成試料の V_s と液状化強度比 R_{L20} 、原位置における V_s から、原位置の液状化強度比 R_L を推定できる可能性があると考えられる。

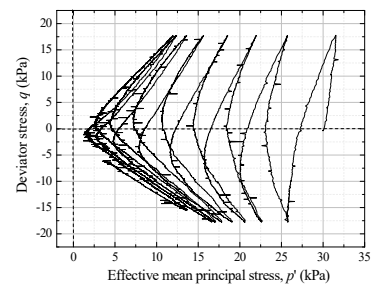
2.2.3 年代効果の影響

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

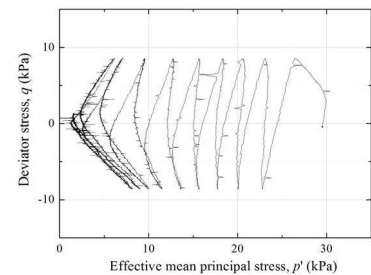
表-2.3 試験に供した不攪乱試料概要と液状化試験結果

試料名	液状化試験（圧密後）				現場密度試験・PS検層			
	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	S波速度 V_s m/sec	繰返し 応力比 $\sigma_d/2\sigma'_v$ $DA=5\%$	繰返し 回数 N_c	土粒子 の密度 ρ_s g/cm ³	乾燥 密度 ρ_d g/cm ³	間隙比 e	S波 速度 V_s m/s
No.3ブロック1	1.278	122.4	0.296	8.0	2.612	1.400	0.866	121.5
No.3ブロック2	1.290	85.7	0.143	8.4				
No.3再構成1	1.312	91.0	0.143	10.3				

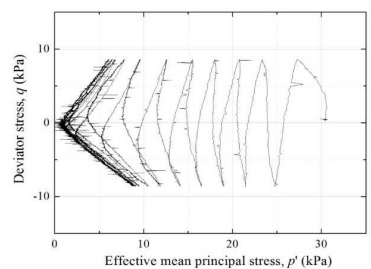
※液状化試験供試体の各種値は圧密後の1供試体の値



(a) No. 3 ブロック 1



(b) No. 3 ブロック 2



(c) No. 3 再構成 1

図-2.7 各試料液状化試験の有効応力経路

表-2.3に、液状化試験に供した試料の概要を示す。液状化試験開始時（圧密後）のブロックサンプリング試料の乾燥密度 ρ_d は 1.3g/cm^3 程度となっており、現場密度試験結果の $\rho_d=1.4\text{g/cm}^3$ より低い値である。現場密度試験の値は、箇所No.1~No.3でばらつきがあることから、本ブロックサンプリング試料が必ずしも乱れているとは言えないが留意すべき点である。

ブロックサンプリング試料の V_s は、供試体密度に差はないにもかかわらず、ブロック1とブロック2で非常に大きな V_s の差が生じた。その値は、ブロック1の方が原位位置に近く、また、箇所No.1、No.2の試験結果と整合する。このことから、ブロック2はサンプリング時、もしくは実験準備時にその構造に乱れが生じた可能性が考えられる。再構成試料の V_s はブロック1よりかなり低く、ブロック2に近い値を示した。

ここでは、ブロック1の試料品質が良く年代効果を保持するもの、ブロック2、再構成1の試料は年代効果を喪失したものとして考える。

図-2.7に、各試料の液状化試験から得られた有効応力経路を示す。ブロック1とブロック2を比較すると、同じ不攪乱試料であるにもかかわらず、第1サイクル時の間隙水圧の発達の傾向がやや異なっている。ブロック2の方が有効応力の低下が大きく、上述した試料の乱れの影響が液状化試験結果に表れている可能性がある。なお、ブロック2と再構成1の液状化中の有効応力経路は似通っている。

所定のひずみ（ $DA=5\%$ ）に達するまでの繰返し回数 N_c に着目すると、ブロック1とブロック2では繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_0$ が2倍異なるにもかかわらず、 N_c 値はほぼ同じ値となった。これは、ブロック2の年代効果が喪失した分、液状化に対する抵抗も弱くなったことが考えられる。また、ブロック2と再構成1の繰返し応力比 $\sigma_d/2\sigma'_0$ は同じと

したが、再構成1の方が若干大きな N_c であった。両試料の V_s は再構成1の方がやや高いことが、液状化試験結果にも現れたと考えられる。

Kiyota et al.¹⁶⁾は砂地盤の年代効果について、その密度化を除くと、土粒子のかみ合わせ効果とセメンテーション効果に分類されることを示している。さらに、Kiyota et al.¹⁷⁾は、いずれの効果も V_s の値に反映されるが、前者の影響は液状化の進行に伴い早期に喪失され、後者は有効応力が低下しても粘り強く残る可能性を指摘している。この知見を元に、液状化中の V_s についてブロック1と再構成1を比較したものを図-2.8に示す。

液状化開始時点（ $p'=30\text{kPa}$ ）における V_s の値は、年代効果を有するブロック1の方が、それを有しない再構成1よりも高い値になっている。しかし、ブロック1の V_s の値は液状化による有効応力の低下に伴って徐々に低下し、 $p'=10\text{kPa}$ 付近で再構成1の値とほぼ重なる結果が得られている。この傾向を、年代効果の液状化による喪失と仮定すると、ブロック1の年代効果のタイプは「土粒子のかみ合わせ効果」が主体であり、「セメンテーション効果」を有していないことが示唆される。

2.3 北海道森町における原位置および室内土質試験結果からの考察

2.3.1 調査試験概要

本節における調査試験対象土は、平成5年北海道南西沖

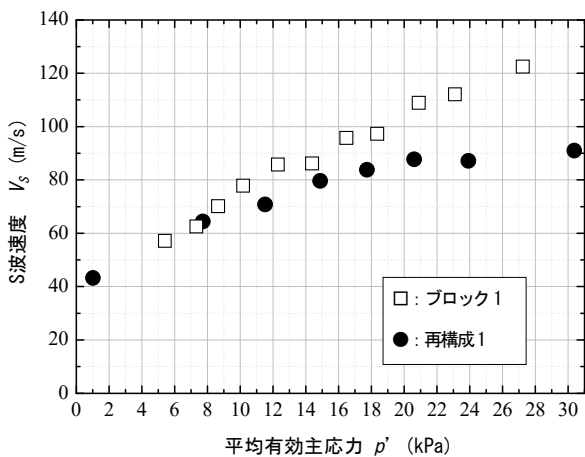


図-2.8 不攪乱試料と再構成試料の液状化中の V_s の変化

時代	地質	土層	記号	層厚 (m)	N値	土質・岩質
第四紀	盛土	盛土	Bk	0.65~1.60	-	粘性土質砂質礫
	駒ヶ岳火山噴出物 (降下軽石・Ko-d)	火山灰	Av	1.10	0	軽石まじり火山灰
	駒ヶ岳火山噴出物 (岩屑なだれ堆積物の二次堆積物)	砂質土	As	6.25~13.25	1~14	粘性土質礫質砂 粘性土まじり礫質砂
		礫質土	Ag	6.25	2~20	粘性土質砂質礫 粘性土まじり砂質礫
新第三紀	尾白内層	岩盤	Ot	3.29~3.80	>50	凝灰角礫岩

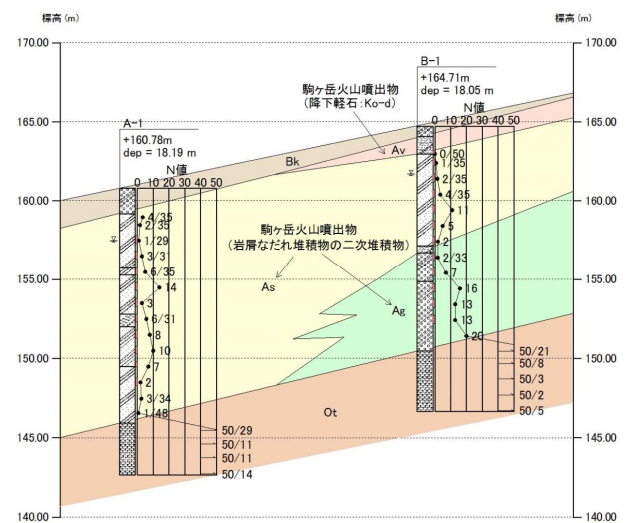


図-2.9 調査試験箇所近傍の地質断面図

地震により液状化が確認された¹⁸⁾北海道森町の火山灰質土である。図-2.9に、調査試験箇所近傍の地質断面図を示す。当該箇所は、北海道駒ヶ岳の山麓北西に位置し、工学的基盤と思われる尾白内層 (Ot) の上位に第四紀の駒ヶ岳火山噴出物 (As, Ag) が厚く堆積しており、この層は、更新世後期から現在まで活動を続けている駒ヶ岳の噴出物で、溶岩、火山礫、軽石および火山灰からなり、礫をわずかに伴う岩屑なだれ堆積物の二次堆積物とされている。平成5年の北海道南西沖地震では、この地域に広く堆積するAs層が液状化し、家屋や道路に被害をもたらしたとされている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現場密度試験状況

2.3.2 液状化強度比 R_{L20} 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、密度一定条件下で土粒子構造の異なる砂質土の R_L の差は V_s の変化に対応すること、さらに、美幌町の火山灰質土においても同様の傾向が窺われたことから、森町の火山灰質土においても同様の傾向が得られるのかを試みるものである。

表-2.4 液状化試験試料の概要

試料名	液状化試験 (圧密後)				現場密度試験・PS検層			
	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度
	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	V_s m/sec	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	V_s m/s
不攪乱(トリプル)	2.888	1.484	0.946	162.5	2.896	1.497	0.935	119.1
再構成Standard	2.899	1.455	0.992	134.3				
再構成OCR3.7	2.861	1.413	1.025	142.0				

※液状化試験供試体の各種値は圧密後の3または4供試体の平均値

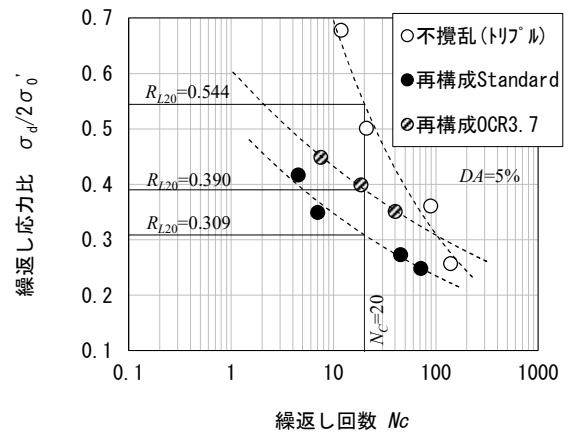


図-2.11 各試料の液状化強度曲線

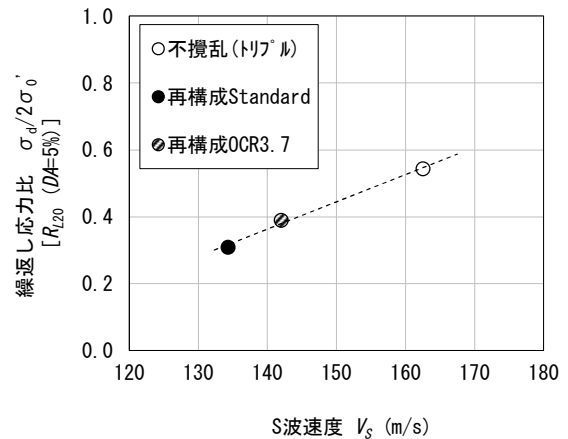


図-2.12 各試料の液状化強度比 R_{L20} と S 波速度 V_s

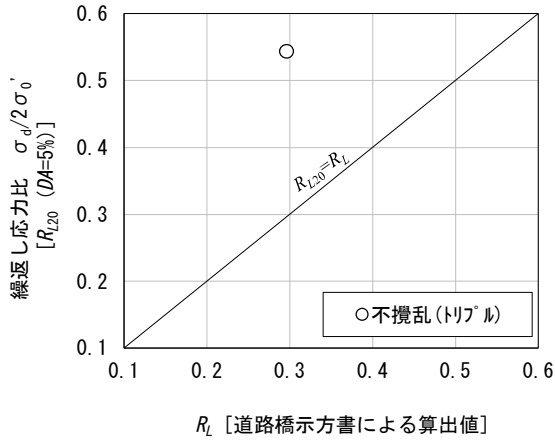


図-2.13 チューブサンプリング試料の液状化試験による R_{L20} と道路橋示方書により算出した R_L

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、乾燥密度 ρ_d 、間隙比 e は、現場密度試験に近い値を示したが V_s の値は原位置よりも大きく、原位置試料とは土粒子構造が異なることが窺われる。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概ね同等の ρ_d 、 e を有しており、それぞれ異なる V_s を示した。すなわち、密度が同等で土粒子構造が異なる供試体が作製されたものと考えられる。各供試体の V_s は、トリプルチューブサンプリング試料で最も大きく、OCR3.7試料では、通常の圧密を加えたStandard試料よりも大きな V_s を示した。

表-2.4の試料の液状化試験から得られた液状化強度曲

線を図-2.11に、また、図-2.11から得られた液状化強度比 R_{L20} と供試体のS波速度 V_s の関係を図-2.12示す。図より、 R_{L20} と V_s には正の相関が認められることが分かる。

図-2.13に、図-2.11から得られたトリプル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-2.13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く、チューブサンプリング試料の ρ_d が原位置と同等であっても V_s の異なり、すなわち、土粒子構造の異なりを道路橋示方書の推定式では適切に考慮できないことが考えられる。

2.4 札幌市清田区美しが丘における原位置および室内土質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、平成30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-2.14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、周辺の地山であり北海道の代表的な火山灰質土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、平成30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、平成15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-2.15に、文献²¹⁾における平成15年(2003年)十勝沖地震時の被災箇所と旧地形を比較した図に、

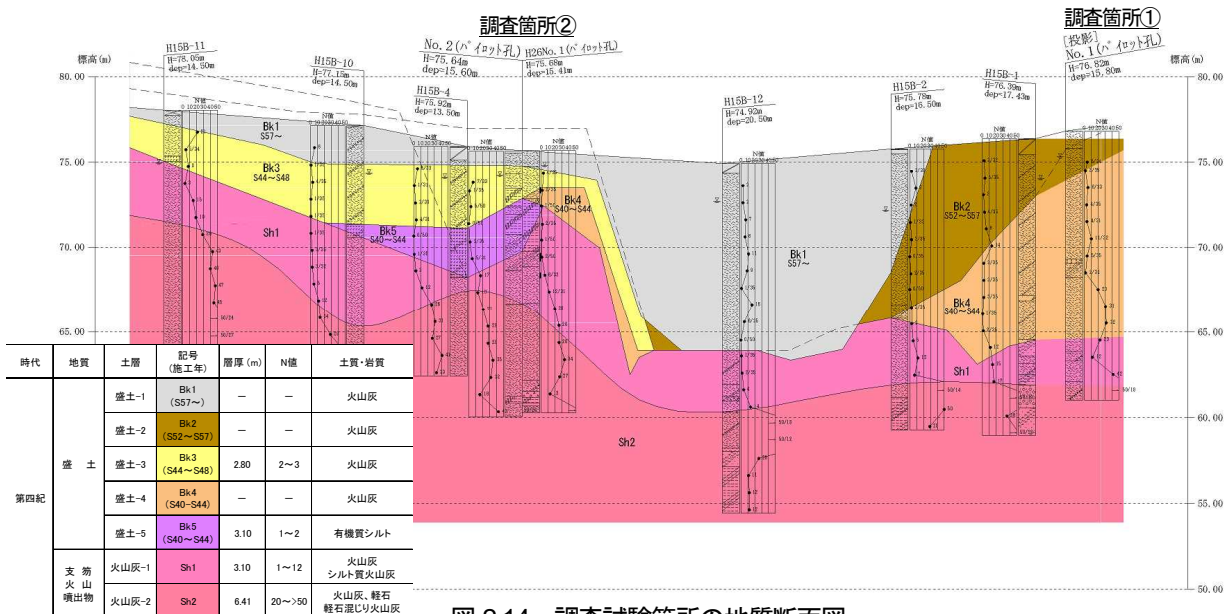


図-2.14 調査試験箇所の地質断面図

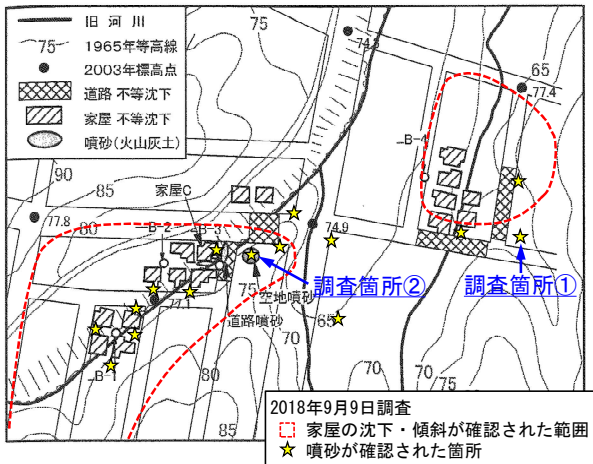


図-2.15 被災箇所（2018年）と旧地形（1965年）
（文献21）の図-4.3.2に加筆



図-2.16 調査箇所①で確認された噴砂
（平成30年（2018年）9月9日撮影）



図-2.17 調査箇所②で確認された噴砂
（平成30年（2018年）9月9日撮影）



図-2.18 平成15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）

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。平成15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、平成30年（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囲が拡大していることが分かる。図-2.16から図-2.18に、図-2.15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と思われる、噴出した火山灰質土が広範囲に広がっていることが分かる。調査箇所②では平成15年十勝沖地震時にも噴砂が確認されており、平成15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。

美しが丘では、図-2.15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）を実施

した。また、調査箇所①では、GL-1.30m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①②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-2.19に、調査箇所①②で得られた湿潤密度 ρ_r 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好一致を示したが、 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 ρ_r 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-1.30m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年にも密度検層以外のサンディングを実施している。今回、平成30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-2.20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_t 、S波速度 V_s 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_t 、 V_s 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する。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、同一箇所でも液状化が繰り返し生じていることから、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する。

2.4.2 液状化強度比 R_L に及ぼす土粒子構造の影響

美しが丘調査箇所①のGL-1.30m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、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-1.30m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 ρ_d 、S波速度 V_s 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。

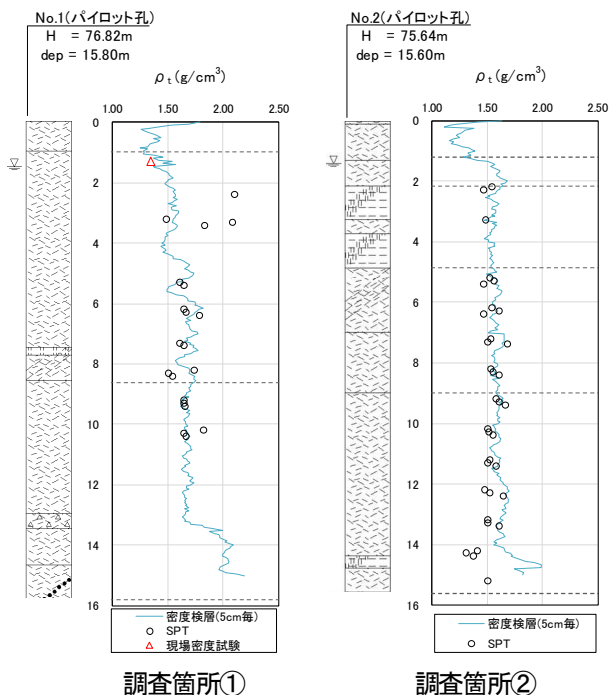


図-2.19 各種密度試験による湿潤密度 ρ_t の比較

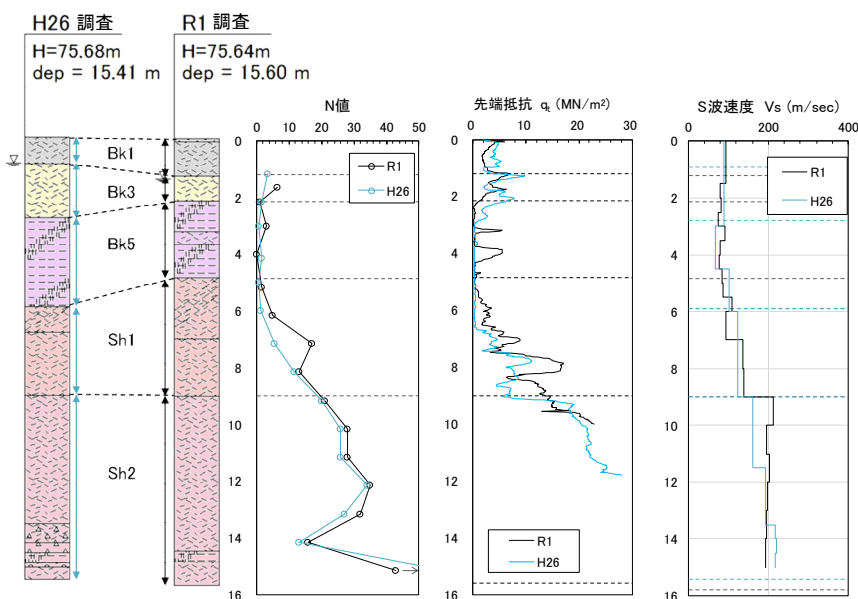


図-2.20 調査箇所②における H26 調査と R1 調査による、 N 値、コーン先端抵抗 q_t 、S 波速度 V_s の深度分布の比較

表-2.5 調査箇所①G.L. -1.30mの液状化試験試料の概要

試料名	液状化試験 (圧密後)				現場密度試験・PS検層			
	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度
	ρ_s	ρ_d	e	V_s	ρ_s	ρ_d	e	V_s
	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	2.342	0.876	1.674	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

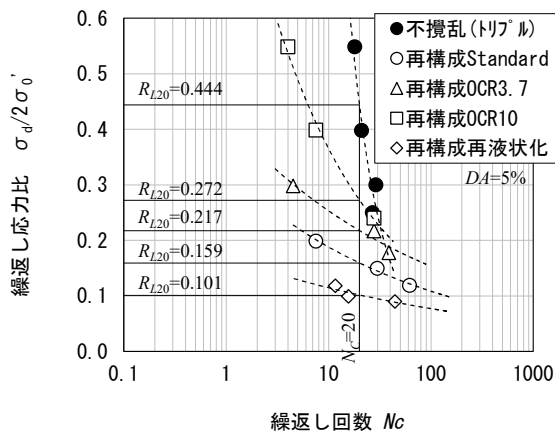


図-2.21 各試料の液状化強度曲線

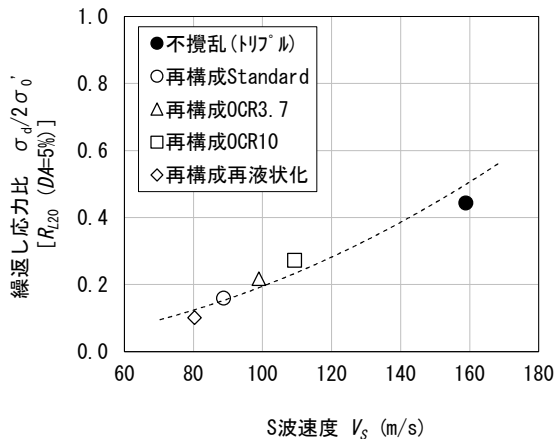


図-2.22 各試料の液状化強度比 R_{L20} と S 波速度 V_s

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する。再構成試料各供試体の V_s は、過圧密比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-2.6 調査箇所①②のチューブサンプリング試料の概要

試料名	液状化試験 (圧密後)				密度検層・PS検層			
	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度
	ρ_s	ρ_d	e	V_s	ρ_s	ρ_d	e	V_s
	g/cm ³	g/cm ³		m/sec	g/cm ³	g/cm ³		m/s
①GL-4.3m	2.334	1.062	1.198	131.0	2.334	0.978	1.387	158.8
②GL-1.5m	2.415	0.995	1.427	126.0	2.415	0.963	1.508	95.7
②GL-5.2m	2.493	1.145	1.177	109.0	2.493	1.042	1.393	85.2

※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

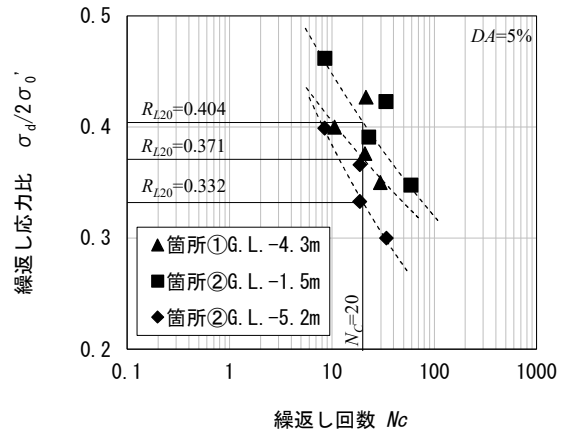


図-2.23 チューブサンプリング試料の液状化強度曲線

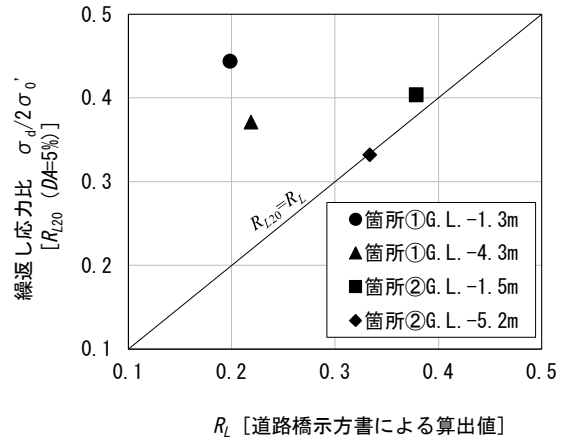


図-2.24 チューブサンプリング試料の液状化試験による R_{L20} と道路橋示方書により算出した R_L

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-2.21に、また、図-2.21から得られた液状化強度比 R_{L20} と供試体のS波速度 V_s の関係を図-2.22に示す。図-2.22より、美幌町・森町と同様に R_{L20} と V_s に正の相関が認められる。

表-2.6、図-2.23に、調査箇所①のGL.-4.30m、調査箇所②のGL.-1.50m、GL.-5.20m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 ρ_d は密度検層より得られた湿潤密度 ρ_t と液状化試験供試体の初期含水比 w より求めた。図-2.24に、図-2.21、図-2.23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-2.24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は原位置よりも ρ_d 、 V_s が大きな傾向を示していることから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。



図-2.25 摩周降下軽石の噴出跡³⁾

2.5 北海道中標津町における原位置および室内土質試験結果からの考察

2.5.1 調査試験概要

本節における調査試験対象土は、平成6年北海道東方沖地震により液状化が確認された³⁾北海道中標津町の火山灰質土である。図-2.25に、平成6年当時の噴砂の状況を示す。液状化した火山灰質土は道東に広く堆積する摩周降下軽石(Ma-1)であり、噴出した火山灰質土は軽石分が主体であり、粗粒な降下軽石の液状化は希であると報告されている。

図-2.26に、当該箇所の地質断面図を示す。当該地域は、緩傾斜な河岸段丘上を盛り立てて宅地造成されたとのことであり、図-2.27に、各種試料採取後の開削断面を示すが、対象とするMa-1の分布は一様ではなく、当該調査箇所の標高においては旧沢筋に沿ってMa-1が埋め立てられていたと考えられる。図-2.25の被災当時の状況からも、旧沢筋に埋め立てられたMa-1が沢筋に沿って液状化したものと考えられる。

中標津町の調査箇所では、上記の噴砂箇所においてボーリング調査と伴にトリプルチューブサンプリング(GL.-0.90~-2.00m)、各種サウンディング(標準貫入試験、PS検層、密度検層)を実施した。また、GL.-0.60m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、攪乱試料の採取、併せて、同深度において現場密度試験(砂置換法)を実施した。トリプルチューブサンプリング、ブロックサンプリングによる不攪乱試料は各2試料分採取しており、攪乱試料は再構成試料として作製し液状化試験に供した。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。

時代	地質	土層	記号	層厚(m)	N値	土質・岩質
第四紀	盛土	盛土-1	bk1	0.50~0.60	-	礫混じり砂
		盛土-2	bk2	0.40	-	火山灰質軽石
		盛土-3	bk3	2.10	1	有機質土混じり軽石
		盛土-4	bk4	1.00	-	砂礫
	旧表土	有機質土層	Ap	0.15	-	有機質土
	河川性堆積物	砂礫層	Asg	2.25<	7~22	砂礫

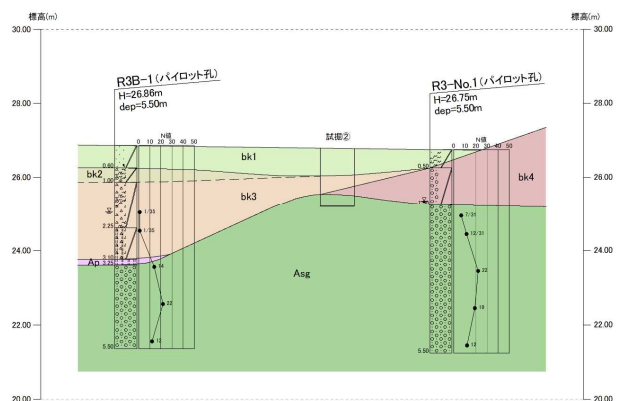


図-2.26 試験調査箇所の地質断面図



図-2.27 ブロックサンプリング、攪乱試料採取後の状況

2.5.2 液状化強度比 R_L に及ぼす土粒子構造の影響

中標津町のGL-0.75m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-2.7に、

表-2.7 G. L. -0.75mの液状化試験試料の概要

試料名	液状化試験 (圧密後)				現場密度試験・PS検層			
	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度
	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	V_s m/sec	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	V_s m/s
不攪乱ブロック①	2.602	0.638	3.078	119.0	2.590	0.589	3.398	70.7
不攪乱ブロック②	2.597	0.539	3.818	123.7				
再構成Standard	2.587	0.601	3.304	112.3				
再構成OCR3.7	2.581	0.633	3.077	159.0				
再構成再液状化	2.584	0.610	3.236	103.3				

※液状化試験供試体の各種値は、不攪乱は異常値を排除した3供試体の圧密後の平均値、再構成は3供試体の圧密後の平均値
 ※表記の深度は各試料採取の中心深度

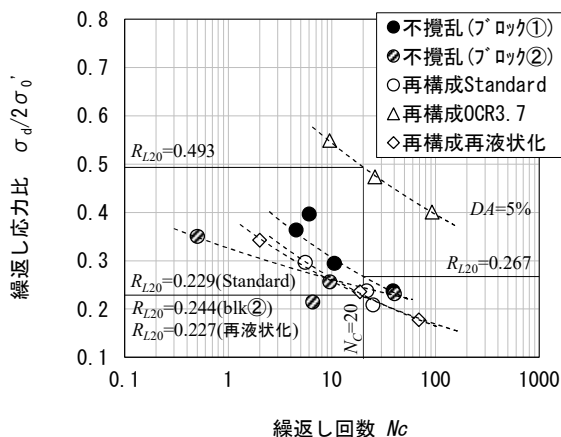


図-2.28 各試料の液状化強度曲線

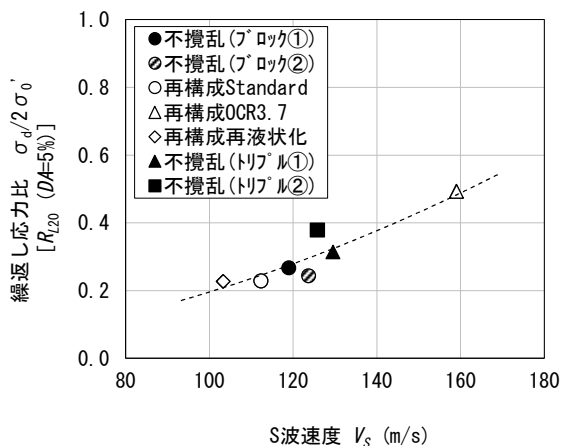


図-2.29 各試料の液状化強度比 R_{L20} と S 波速度 V_s

液状化試験に供した試料の概要を示す。また、GL-0.75m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Standard・OCR・再液状化試料の定義は前出のとおりである。ブロックサンプリング

表-2.8 G. L. -1.45mのチューブサンプリング試料の概要

試料名	液状化試験 (圧密後)				密度検層・PS検層			
	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度	土粒子の密度	乾燥密度	間隙比	S波速度
	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	V_s m/sec	ρ_s g/cm ³	ρ_d g/cm ³	e	V_s m/s
不攪乱トリプル①	2.571	0.546	3.709	129.5	2.574	0.734	2.508	100.1
不攪乱トリプル②	2.576	0.597	3.315	125.8				

※液状化試験供試体の各種値は、4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

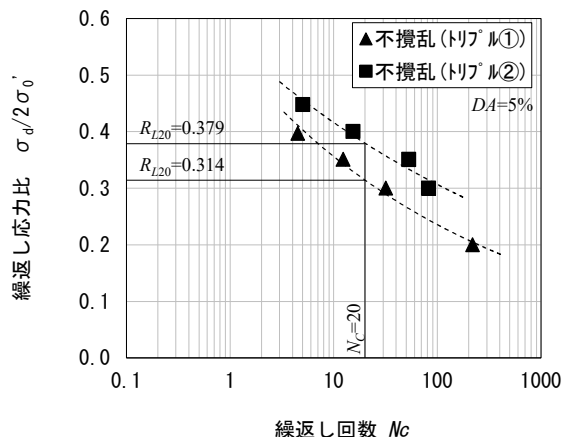


図-2.30 チューブサンプリング試料の液状化強度曲線

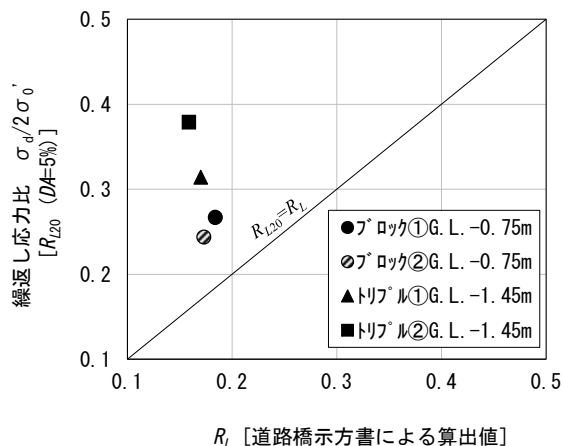


図-2.31 チューブサンプリング試料の液状化試験による R_{L20} と道路橋示方書により算出した R_L

グ試料は、乾燥密度 ρ_d 、間隙比 e は原位置と概ね同等の値を示したが、S波速度 V_S は原位置のPS検層から得られた値よりも大きく、乱れが少ないとされるブロックサンプリングであっても原位置の土粒子構造を乱すものと考えられる。再構成試料は、原位置と概ね同等の ρ_d 、間隙比 e を有しており、 V_S はブロックサンプリング試料と同程度にPS検層から得られた値よりも大きい、それぞれ異なる V_S を示した。すなわち、密度が同等で土粒子構造が異なる供試体が作製されたものとする。再構成試料各供試体の V_S は、過圧密履歴を与えたOCR3.7試料で大きく、再液化化試料で最も小さな値を示した。

表-2.7の試料の液化化試験から得られた液化化強度曲線を図-2.28に、また、図-2.28から得られた液化化強度比 R_{L20} と供試体のS波速度 V_S の関係を図-2.29に示す。図-2.29にはGL-1.45mから採取したトリプルチューブサンプリング試料の液化化試験から得られた関係を併せて示したが、美幌町・森町・美しが丘の火山灰質土と同様に R_{L20} と V_S に正の相関が認められる。

表-2.8、図-2.30に、GL-1.45m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化化試験から得られた液化化強度曲線を示す。なお、原位置の ρ_d は密度検層より得られた湿潤密度 ρ_t と液化化試験供試体の初期含水比 w より求めた。図-2.31に、図-2.28、図-2.30から得られた不攪乱試料の 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-2.31より、チューブサンプリング試料の液化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は原位置よりも ρ_d が小さいにもかかわらず V_S が大きな値を示しており、試料に乱れが生じていることが窺われる。せん断剛性 $G(=p \cdot V_S^2)$ から試料の品質を評価されることがあるが、今回の様にサンプリング試料の密度が小さくS波速度が大きい場合、また、その逆の場合において、一見、原位置と同等の G と評価される懸念がある。ブロックサンプリング試料の液化化試験から得られた R_{L20} はチューブサンプリング試料ほどではないが道路橋示方書による推定値よりも大きく、 ρ_d は原位置と概ね同等の値であったが V_S は原位置よりも大きかったことから、原位置とは土粒子構造が異なることが窺われる。

試料の乱れが比較的少ないと考えられるブロックサンプリング試料・チューブサンプリング試料から得られた液化化強度比 R_{L20} は、現行の道路橋示方書による推定値とは異なる値を示し、道路橋示方書の算出手法においては同等の物理特性（乾燥密度 ρ_d や細粒分含有率 F_c ）を有す

る試料は同等の液化化強度比 R_L が算出され、土粒子構造に起因する液化化強度比 R_L の変化は表現できないものと考えられる。

2.6 火山灰質土の液化化強度比・密度・ V_S の関係

ここまでの考察より、火山灰質土の液化化強度比 R_{L20} に V_S 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・中標津町で採取した攪乱試料を用いて前節と同等の密度ならびに異なる密度の再構成試料を作製し実施した同様の液化化試験の結果から、液化化強度比・密度・ V_S 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・中標津町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 V_S 、すなわち、土粒子構造が異なる再構成試料を作製し液化化試験を実施した。

表-2.9に、作製した各試料の圧密後の乾燥密度 ρ_d 、 V_S 、 R_{L20} を示す。各試料の ρ_d 、 V_S は1試料3または4供試体の平均値を基本とするが、S波が明確に読み取れない供試体がある場合は、明確に読み取れた供試体の V_S を代表値として整理している。表中のStandard・OCR・再液化化試料の定義は前出のとおりである。なお、ここでは、各箇所から採取されたチューブサンプリング試料等の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-2.32に、各試料の ρ_d と R_{L20} の関係を示す。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、液化化特性は密度のみでは説明できないとする従来の知見と整合する。

図-2.33に、各密度シリーズの V_S と R_{L20} の関係を示す。両者の間には正の相関が認められるが、その関係は ρ_d により異なることが示され、その傾向は美幌町の試料でより顕著である。また、この V_S - R_{L20} 関係は図中に示した関数式で表されるが、曲線の傾向を示す指数 b の値は同一箇所であっても密度シリーズの違いで異なり、 V_S のみからでは適切に R_{L20} を評価できないことが分かる。

図-2.32ならびに図-2.33の結果より、たとえ同じ地盤試料であっても、密度のみ、あるいは V_S のみだけでは R_{L20} の推定は困難であることを示唆しており、清田らの砂質土の液化化強度比 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、砂質土を対象に、密度が同じで V_S 、すなわち、土粒子構造が異なる試料の V_S と R_L の比に着目した整理を行っており、 R_L との一意的な結果を得ている。この結果は、同じ密度で異なる土粒子構造を有す

表-2.9 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

美幌町	試料名	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	S波速度 V_s m/sec	液化強度比 R_{L20}
原位置密度	Standard	1.394	129	0.172
	OCR3.7	1.397	114	0.086
	不攪乱(ブロック)	1.396	123	0.112
低密度	Standard	1.312	73	0.080
	OCR3.7	1.333	93	0.190
	OCR7	1.328	99	0.250
	OCR10	1.336	101	0.295

(b) 森町

森町	試料名	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	S波速度 V_s m/sec	液化強度比 R_{L20}
原位置密度	Standard	1.455	134	0.309
	再液化化	1.488	118	0.200
	不攪乱(トリプル)	1.484	163	0.544
低密度	Standard	1.393	106	0.245
	OCR3.7	1.391	133	0.320
	OCR3.7	1.413	142	0.390
	OCR7	1.389	131	0.380
	OCR10	1.393	138	0.420
	OCR10	1.420	154	0.427
	再液化化	1.413	90	0.100

(c) 美しが丘

美しが丘	試料名	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	S波速度 V_s m/sec	液化強度比 R_{L20}
原位置密度	Standard	0.896	89	0.159
	OCR3.7	0.912	99	0.217
	再液化化	0.923	80	0.101
高密度1	Standard	0.946	107	0.193
	OCR3.7	0.946	103	0.265
	OCR10	0.938	109	0.272
	OCR10	0.959	96	0.285
	再液化化	0.967	88	0.090
高密度2	Standard	1.007	109	0.270
	OCR3.7	1.000	150	0.520
	OCR10	0.995	137	0.520
	再液化化	0.993	94	0.098
	不攪乱(トリプル)	①GL-1.3m	1.080	159
①GL-4.3m		1.062	131	0.371
②GL-1.5m		0.995	126	0.404
②GL-5.2m		1.145	109	0.332

(d) 中標津町

中標津町	試料名	乾燥密度 ρ_d g/cm ³	S波速度 V_s m/sec	液化強度比 R_{L20}
原位置密度	不攪乱ブロック①	0.638	119	0.267
	不攪乱ブロック②	0.539	124	0.244
	Standard	0.601	112	0.229
	OCR3.7	0.633	159	0.493
	再液化化	0.610	103	0.227
	不攪乱トリプル①	0.546	130	0.314
	不攪乱トリプル②	0.597	126	0.379
高密度1	Standard	0.693	152	0.500
	OCR3.7	0.683	174	0.740
	OCR10	0.704	198	0.980
	再液化化	0.701	145	0.440
高密度2	Standard	0.748	164	0.860
	OCR3.7	0.746	185	1.340
	OCR10	0.753	204	1.610
	再液化化	0.751	156	0.990

複数の地盤材料について、それらの V_s と R_L の倍率変化が一意的に求まることは非常に有益な知見であり、ある密度の地盤材料の V_s と R_L が既知である場合、その地盤の土粒子構造の違い、延いては年代効果や過去の地震の影響によって変化する未知の R_L を推定できると結論付けている。

このことから、本研究で対象とした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-2.34に、図-2.33の全箇所・全密度シ

リーズの結果を同様の手法で整理し、清田らが整理した砂質土の関係性に重ねて示す。ここで、本検討における V_s^* と R_L^* は各シリーズの応力履歴のない試料 (Standard) の値であり、各シリーズの V_s と R_L の基準値としている。図-2.34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) が認められた。さらに、箇所 (火山灰質土) 別に傾向が異なることも窺われる。また、原位置とは ρ_d 、 V_s 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

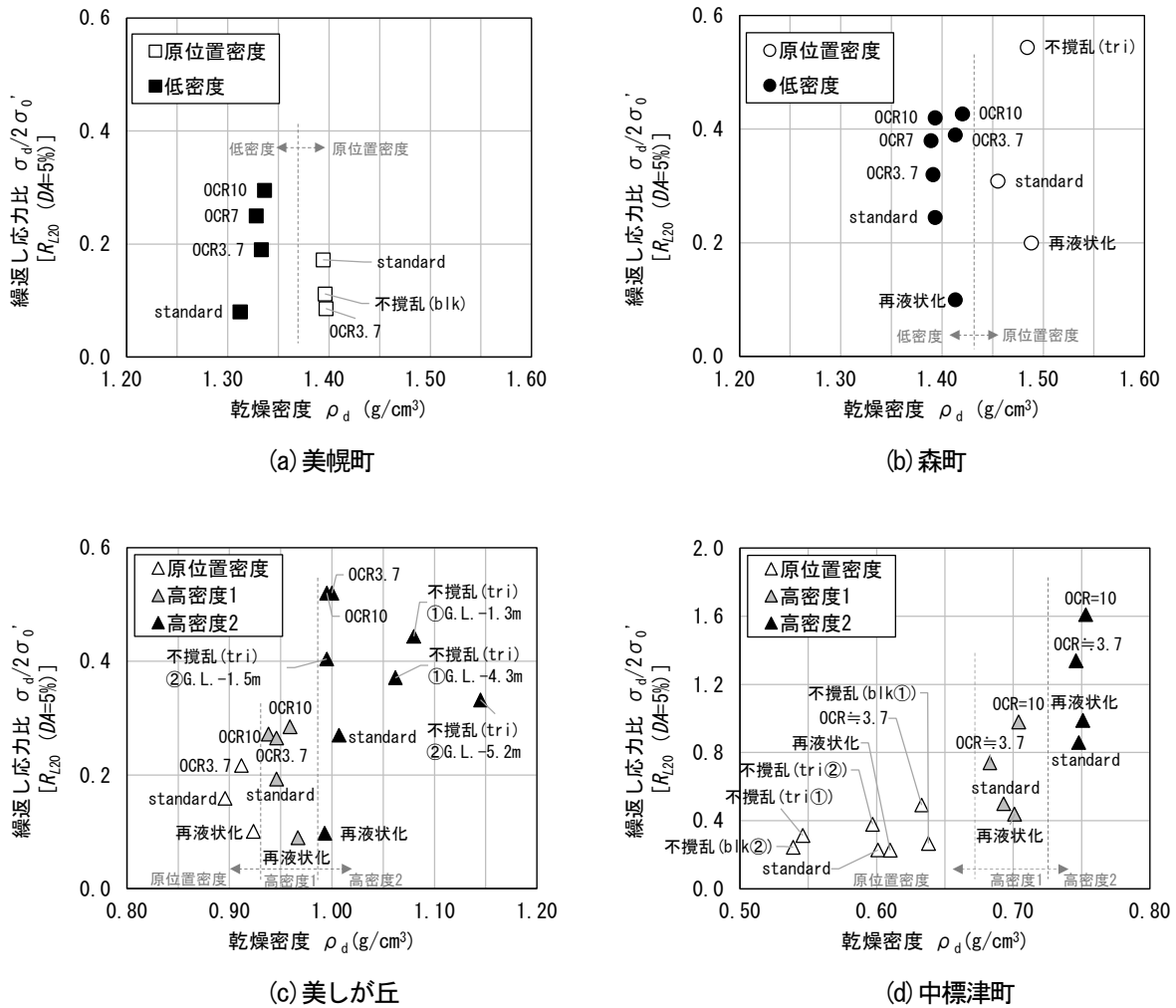


図-2.32 各試料の液状化強度比 R_{L20} と乾燥密度 ρ_d

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^* と R_L^* 、および、原位置の V_s を用いれば、原地盤の R_L が推定できる可能性もある。今後、異なる箇所同様のデータを追加し、これらの関係をさらに明確にしたいと考えている。

2.7 まとめ

平成28年度は、過去に火山灰質地盤の液状化判定を目的にトリプルチューブサンプリングが実施された北海道美幌町の火山灰質土を対象に、ブロックサンプリングにより不攪乱試料を採取し、液状化試験を実施した。その結果、ブロックサンプリング試料の液状化強度比 R_{L20} は、トリプルチューブサンプリング試料よりも現行の道路橋示方書による算出値に近い値を示した。また、ブロックサンプリング試料と同等の密度を有しS波速度 V_s が異なる再構成試料の液状化試験から、火山灰質土の R_{L20} に V_s

との相関が認められた。当該箇所火山灰質土の年代効果は、ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化試験中の V_s の計測から、「土粒子のかみ合わせ効果」が主体であり、「セメンテーション効果」を有していないことが示唆された。

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_{L20} に及ぼす土粒子構造の影響を把握する目的で、原位置で採取した攪乱試料の再構成試料と、同深度で採取したトリプルチューブサンプリング試料の液状化試験を実施した。その結果、トリプルチューブサンプリング試料と同等の密度を有し V_s が異なる再構成試料、すなわち、密度が同等で土粒子構造が異なる供試体の液状化試験から、森町の火山灰質土においても美幌町と同様に R_{L20} に V_s との相関が窺われ、土粒子構造の異なる火山灰質土の R_L の差は V_s の変

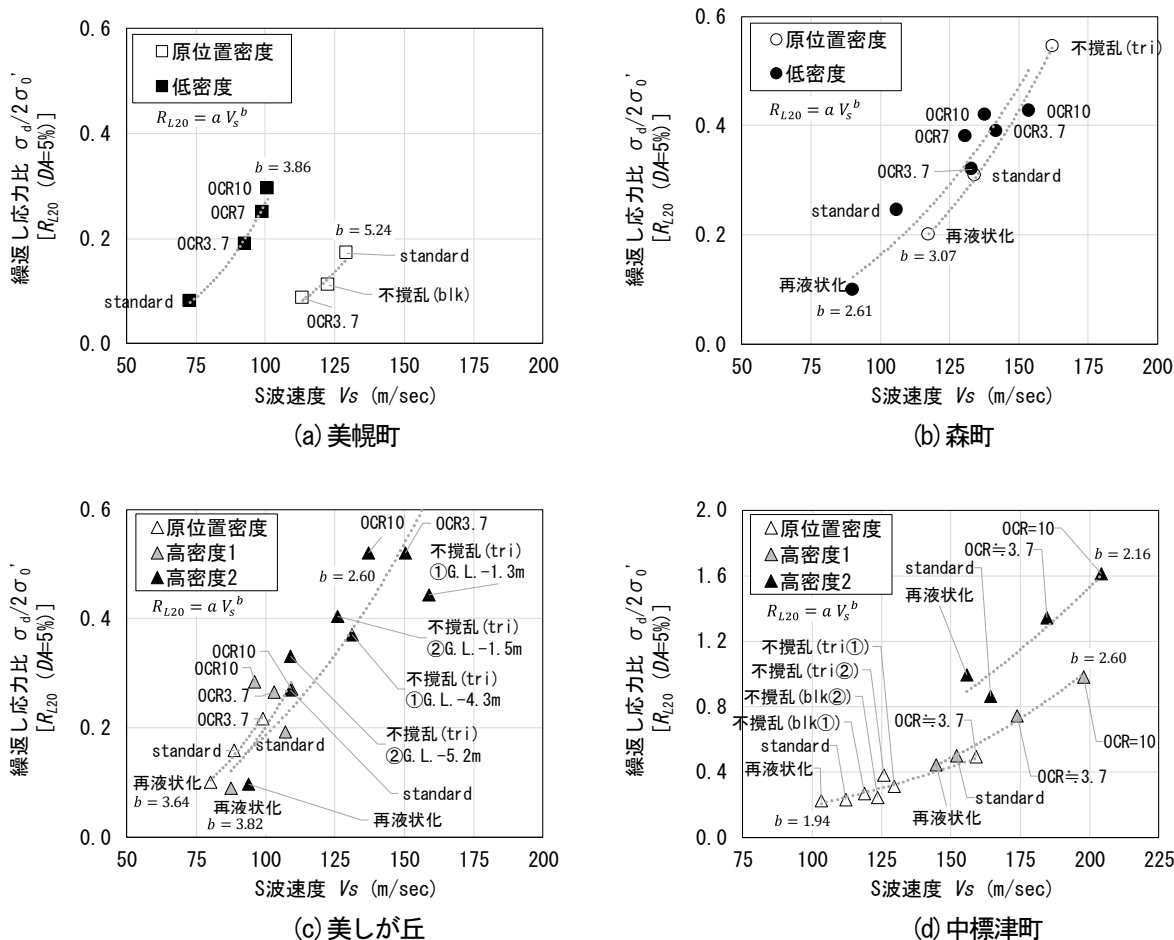


図-2.33 各試料の液状化強度比 R_{L20} と S 波速度 V_s

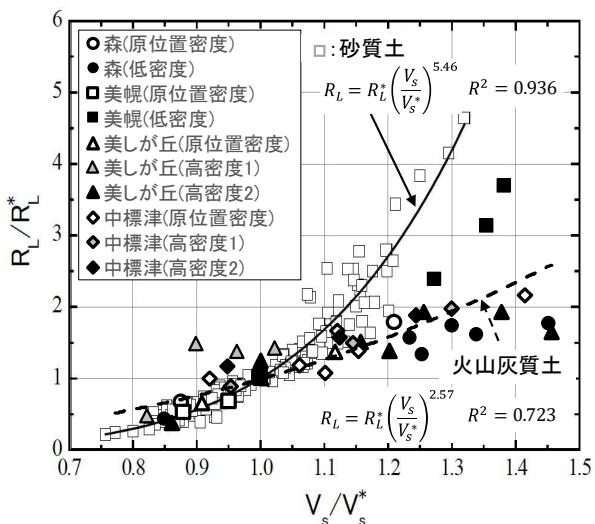


図-2.34 火山灰質土の $V_s/V_s^* - R_L/R_L^*$ 関係
(清田ら²⁰⁾に加筆)

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 V_s 、すなわち、土粒子構造が異なる試料の V_s と R_L の比 (V_s/V_s^* と R_L/R_L^*)に着目した整理の結果、既往の砂質土に関する相関とは異なる火山灰質土特有の相関が認められることが示唆された。

令和元年度は、平成30年北海道胆振東部地震および平成15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_c 、S波速度 V_s および地下水位に大きな変化は無く、平成30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唆された。

令和2年度は、過去に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 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 と R_{L20} の関係には正の相関が認められた。 V_s 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、 ρ_d 、 V_s 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。

令和3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中標津町で採取した軽石分の卓越する火山灰質土のブロックサンプリングとトリプルチューブサンプリングによる不攪乱試料、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 V_s の関係について考察した結果、軽石分が卓越する粗粒な火山灰質土であっても、美幌町・森町・美しが丘の火山灰質土と同様に V_s と R_{L20} の関係には正の相関が認められた。同様に、 V_s 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、土粒子構造に乱れが生じていると窺われる不攪乱試料を加えても一意的な関係を示す結果が得られた。

以上より、試料の乱れが比較的少ないと考えられるブロックサンプリング試料・チューブサンプリング試料から得られた液状化強度比 R_{L20} は、現行の道路橋示方書による推定値とは異なる値を示し、道路橋示方書の算出手法においては同等の物理特性（乾燥密度 ρ_d や細粒分含有率 F_c ）を有する試料は同等の液状化強度比 R_L が算出され、土粒子構造に起因する液状化強度比 R_L の変化は表現できないものと考えられる。一方、試料の V_s と R_L の比に着目

した手法から、土粒子構造の違い、年代効果の影響を包含した適正な R_L を推定できるものと考えられ、この V_s - R_L 関係には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た。

今後も、異なる地域・種類の火山灰質土に対し同様の検討・データ蓄積を行い、本研究成果の適用範囲の拡大を図ってゆく予定である。

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、平成30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 $D_r=85\%$ 、液状化強度比 $R_{L20}=0.242$ （ $D_A=5\%$ ）の火山灰質土層を設定した。模型地盤材料の物理特性より、液状化の判定を行う必要がある砂質土層（ $F_c \leq 35\%$ 、 $D_{50} \leq 10\text{mm}$ かつ $D_{10} \leq 1\text{mm}$ ）に分類¹⁴⁾される。

模型杭には、鋼管杭を対象とした検討を目的に、実物換算で杭径500mmとなる径10mmの鋼製（SS400）のパイプを用いた。実物換算で杭径500mm（ $EF=1.05E+05 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ ）としたのは、北海道内の国道橋で現行の耐震基準導入前に施工された鋼管杭に杭径600mm（ $EF=1.04E+05 \text{ kN}\cdot\text{m}^2$ ）

程度の採用が多い状況であったことから、模型杭の曲げ剛性 EI を概ね合致させることで代表模擬した。

3.3 動的有効応力解析の概要と考察

遠心力模型実験の条件に対し、3次元動的有効応力解析を行い、加振実験結果の再現解析を試みた。動的有効応力解析にはOka et al^[22]によるLIQCAを使用した。解析条件の概要を図-3.2に示す。

解析モデルは模型地盤の対称性を考慮して半断面とし、錘は800gの半分の重量となるように体積と密度を調整した。モデル側面は鉛直ローラーとし、モデル底面は固定とした。また、杭の固定は実験では治具により行っているが、モデル上では杭底部を変位・回転全拘束、錘と杭の境界は回転拘束とした。改良体は弾完全塑性モデルとし、改良体の引張特性はc材として考慮した。杭は実験で弾性範囲での挙動を示していることから弾性モデルとし、断面性能を弾性ビーム要素で表現した。火山灰質地盤は液状化を考慮できる繰り返し弾塑性モデルとした。杭と火山灰質地盤の境界については、不連続挙動の影響を考慮する場合はジョイント要素等を導入することも考えられる。しかし、今回は液状化地盤を対象としており杭周辺地盤の剛性低下量が大きくなるため、杭と地盤の境界の不連続挙動の影響は相対的に小さくなることから導入しないものとした。硅砂3号については実験では排

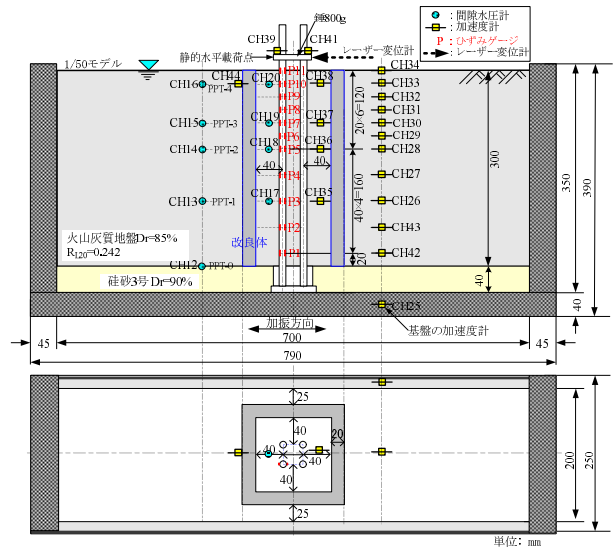
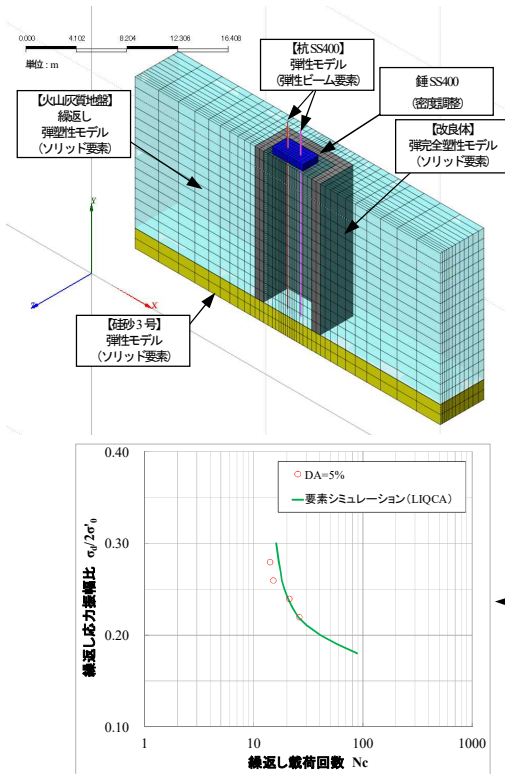


図-3.1 実験模型概要

表-3.1 実験条件

模型地盤	地盤改良壁				基礎加振条件
	壁厚	地表面からの深さ	最外周杭中心からの距離	一軸圧縮強さ q_u	
火山灰質土 $D_r=85\%$ $R_{L20}=0.242$ [DA=5%]	20mm (1.0m)	300mm (15.0m)	40mm (2.0m)	1,270 kN/m ²	正弦波20波 (1.5Hz) (200cm/s ²) 単発加振

※ () 内は実物換算値



項目名	記号	改良体	備考
ヤング係数(kN/m ²)	E_0	3.24E+05	一軸圧縮試験結果 E_{50} を E_0 と仮定
ポアソン比	ν	0.2	一般値
密度(g/cm ³)	ρ	1.638	物理試験
内部摩擦角(度)	ϕ'	0.00	$\phi=0$ 度と仮定
粘着力(kN/m ²)	c	634.9	$q_u/2$ と仮定

項目名	記号	杭	備考
ヤング係数(kN/m ²)	E	2.336E+08	杭曲げ試験 EI
ポアソン比	ν	0.3	SS400
密度(g/cm ³)	ρ	7.850	SS400
断面積(m ²)	A	0.0153938	実験条件
ねじりモーメント(断面2次極モーメント)(m ⁴)	J	0.0009244	実験条件
y軸回りの断面2次モーメント(m ⁴)	I_y	0.0004622	実験条件
z軸回りの断面2次モーメント(m ⁴)	I_z	0.0004622	実験条件

項目名	記号	火山灰質地盤(飽和)	備考
初期間隙比	e_0	1.163	密度試験($D_r=85\%$)
透水係数(cm/s)	k	5.21E-04	透水試験
密度(g/cm ³)	ρ_{sat}	1.632	$(\rho_s + e \rho_w)/(1 + e_0)$
初期せん断係数(kN/m ²)	G_0	45295.0	動的変形試験
平均有効応力(kN/m ²)	σ'_m	80.0	火山灰質地盤の中心深度での値
無次元化初期せん断係数	G_0/σ'_m	566.0	
擬似過圧密比	OCR^*	1.0	一般値
破壊応力比	M_f^*	1.325	内部摩擦角 $\phi=39.7$ 度
水の体積弾性係数(kN/m ²)	K_f	2.00E+06	水の性質
圧縮指数	λ	0.060	要素シミュレーション
膨潤指数	κ	0.0051	要素シミュレーション
変相応力比	M_m^*	0.909	要素シミュレーション
硬化関数中のパラメータ	B_0^*	4850	要素シミュレーション
硬化関数中のパラメータ	B_1^*	50.0	要素シミュレーション
硬化関数中のパラメータ	C_f	0.0	要素シミュレーション
ダイレイタンス係数	D^*	3.00	要素シミュレーション
ダイレイタンス係数	n	8.0	要素シミュレーション
異方性消失のパラメータ	C_d	2000.0	要素シミュレーション
規準ひずみ(塑性剛性)	γ_{crit}^{ps}	0.0070	要素シミュレーション
規準ひずみ(弾性剛性)	$\gamma_{crit}^{E^*}$	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

水目的としているため弾性モデルと仮定した。各材料の解析物性値の設定根拠は図-3.2 中の表の備考欄に示す。入力加速度波形は、対策工1の加振実験において基盤で計測された加速度波形とした。なお、解析に先立ち、地盤の初期有効応力を得るための初期応力解析を実施している。

上記の解析で得られた GL-4.0m、GL-6.0m における地盤改良壁内外の過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ の時刻歴を図-3.3に、地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係を図-3.4に加振実験結果と併せて示す。図-3.3より、 $\Delta u/\sigma'_v$ の時刻歴波形の振幅は解析と実験で異なるものの、振幅中心で評価すると上昇傾向ならびに最大値は類似している。GL-6.0m では地盤改良壁内側において実験結果と同様に過剰間隙水圧の上昇が抑制されており、GL-4.0m では $\Delta u/\sigma'_v$ が1.0に達しているものの、いずれの深度も実験結果を概ね再現している。図-3.4より、地盤改良壁外側のせん断ひずみが実験結果よりも小さいものの、いずれの深度も地盤改良壁内側でせん断応力ならびにせん断ひずみが大きく抑制されており、実験と同様の結果を示した。

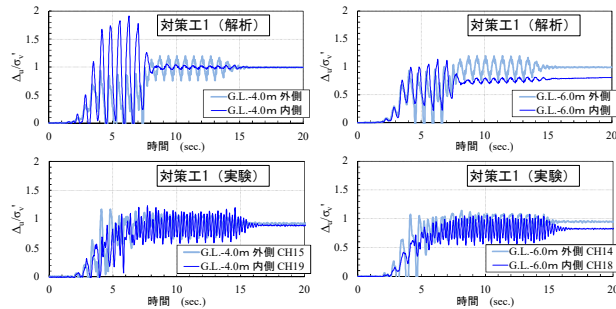


図-3.3 解析および実験による地盤改良壁内外の過剰間隙水圧比 ($\Delta u/\sigma'_v$) の時刻歴

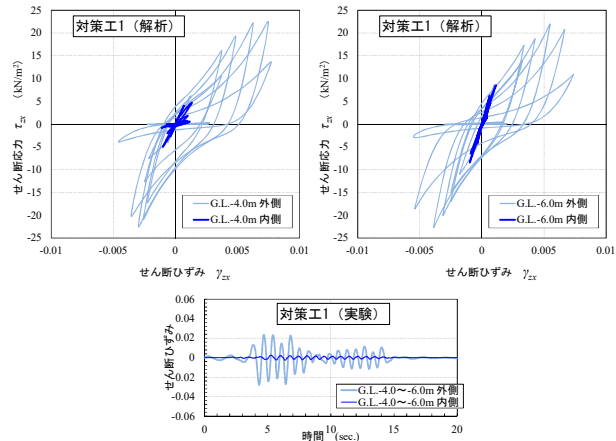


図-3.4 解析による地盤改良壁内外の地盤のせん断応力～せん断ひずみ関係と実験によるせん断ひずみの時刻歴

解析による地盤の応答挙動は実験結果と概ね傾向が類似したものの、杭の応答挙動には杭頭変位の時刻歴に実験結果との位相ずれが生じていることや、地盤中の杭の曲げモーメントが実験結果よりも過小に評価される等、実験結果との乖離が確認された。これは、本解析では杭の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。

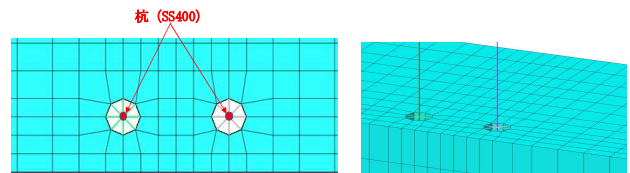
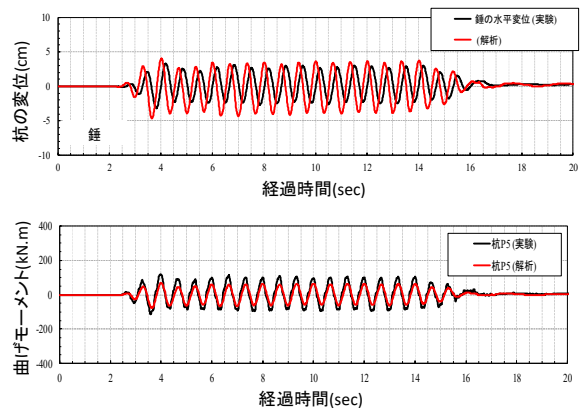
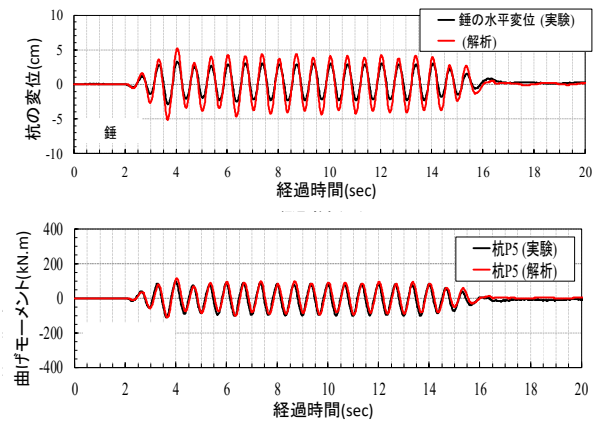


図-3.5 等変位拘束 (MPC 拘束) による杭モデル



(a) パラメータ改善前



(b) パラメータ改善後

図-3.6 杭のみの実験の杭モデル改善前後の解析結果

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の再現解析を行った結果、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3.2節と同様である。非液状化層は標準的な砂として一般に用いられる豊浦砂を $D_r=90\%$ として作製している。

実験結果を反映する地盤のモデル化にあたり、より再現性を持たせるため以下の解析パラメータについて新たな設定を試みた。これまで、地盤のパラメータの一つである変相応力比 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 $\alpha_1=0.002$ を全層に一様に設定していたが、液状化パラメータ同様3層の拘束圧に応じた動的変形特性試験のせん断剛性率 G_0 から各層個別に設定した。非液状化層にはこれまでR-Oモデル（全応力モデル）を採用していたが、遠心力模型実験の結果において過剰間隙水圧の上昇が認められたため、液状化層と同様に繰返し弾塑性モデル（有効応力モデル）を採用した。また、杭のRayleigh減衰には、LIQCAの実績事例を参考に減衰定数2%と仮定し、 $\alpha_1=0.0042$ を設定していたが、実験により得られた杭の固有周波数より設定し

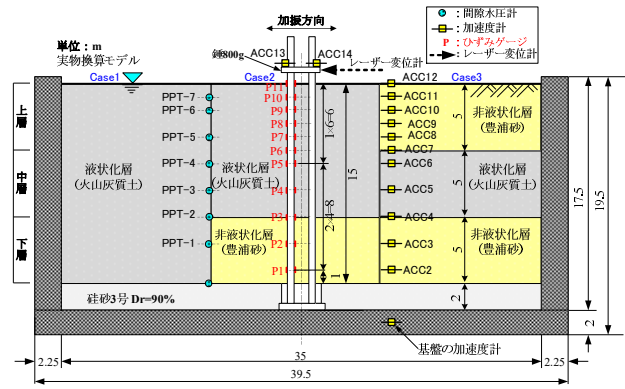


図-3.7 解析対象ケース

（3 ケース個別に実施した解析ケースを同一断面で比較）

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 $(\lambda-\kappa)$ 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。

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 e_0 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

表-3.2 改善前後の解析パラメータ (Case2 の例)

項目名	記号	ケース2					備考	
		検討当初		本検討				
		上層・中層 火山灰 $D_f=85\%$	下層 豊浦砂 $D_f=95\%$	上層 火山灰 $D_f=85\%$	中層 火山灰 $D_f=85\%$	下層 豊浦砂 $D_f=95\%$		
要素試験における有効拘束圧 (kPa)	σ'_0	50	50	15	50	100	力学試験条件	
地盤定数 砂の繰返し弾塑性モデル	初期間隙比	e_0	1.163	-	1.163	0.658	CUbar試験の初期状態での値	
	透水係数 (cm/s)	k	5.21E-04	-	5.21E-04	1.41E-02	透水試験	
	密度 (g/cm ³)	ρ_{sat}	1.632	-	1.632	2.022	$(\rho_s + e_0\rho_w)/(1+e_0)$	
	初期せん断係数 (kN/m ²)	G_0	11330	-	12300	28300	94700	動的変形試験
	平均有効応力 (kN/m ²)	σ'_m	20.0	-	10.3	31.0	66.7	各層中心深度の値($\sigma'_m=2/3\sigma'$)
	無次元化初期せん断係数	G_0/σ'_m	566	-	1194	913	1421	
	擬似過圧密比	OCR^*	1.0	-	1.0	1.0	1.0	一般値
	破壊応力比	M_f^*	1.325	-	1.325	1.361	1.361	CUbar試験
	水の体積弾性係数 (kN/m ²)	K_f	2.00E+06	-	2.00E+06	2.00E+06	2.00E+06	水の性質
	透水係数/単位体積重量	k/γ_w	5.31E-07	-	5.31E-07	1.44E-05	1.44E-05	
	内部摩擦角 (度)	ϕ'	39.7	-	39.7	40.7	40.7	CUbar試験
	粘着力 (kN/m ²)	c'	33.27	-	33.27	44.61	44.61	CUbar試験
	圧縮指数	λ	0.0200	-	0.0200	0.0028	0.0028	要素シミュレーション
	膨潤指数	κ	0.0051	-	0.0051	0.0018	0.0018	要素シミュレーション
	変相応力比	M_m^*	0.909	-	1.023	0.803	0.803	CUbar試験
	硬化関数中のパラメータ	B_0^*	4100	-	6000	3400	3500	要素シミュレーション
	硬化関数中のパラメータ	B_1^*	82	-	60	34	35	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	-	0.0	0.0	0.0	要素シミュレーション
	ダイレイタンス係数	D^*	3.5	-	2.5	3.0	1.6	要素シミュレーション
	ダイレイタンス係数	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}^{P*}	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	
R-Oモデル	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	ν	-	0.333	-	-	-	一般値
	透水係数(cm/s)	k	-	1.72E-02	-	-	-	透水試験
	密度 (g/cm ³)	ρ	-	2.010	-	-	-	$(\rho_s + e_0\rho_w)/(1+e_0)$
	内部摩擦角 (rad)	ϕ_{cu}	-	0.67	-	-	-	CUbar試験
	内部摩擦角 (度)	ϕ_{cu}	-	38.4	-	-	-	CUbar試験
	粘着力 (kN/m ²)	c_{cu}	-	0.00	-	-	-	CUbar試験
	R-Oモデルパラメータ	a	-	2.510	-	-	-	動的変形試験 $(2\tau_f/G_{max}\gamma_{0.5})^{r-1}$
	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	a	-	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
Rayleigh減衰	α_0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	質量比例型減衰: 考慮しない	
	α_1	0.0020	0.0075	0.0049	0.003	0.003	剛性比例型減衰: $hT/\pi (=2h/\omega)$	
杭の定数 弾性ヒューム要素	ヤング係数(kN/m ²)	E	2.214E+08			杭の曲げ試験EI		
	ポアソン比	ν	0.3			SS400		
	密度 (g/cm ³)	ρ	7.850			SS400		
	断面積 (m ²)	A	0.0153938			実験条件		
	ねじり (断面2次極) モーメント(m ⁴)	J	0.0009244			実験条件		
	y軸回りの断面2次モーメント (m ⁴)	I_y	0.0004622			実験条件		
	z軸回りの断面2次モーメント (m ⁴)	I_z	0.0004622			実験条件		
	Rayleigh減衰	α_0	0.000	0.000	0.000	0.000	0.000	質量比例型減衰: 考慮しない
		α_1	0.0030	0.0126	0.0126	0.0126	0.0126	剛性比例型減衰: $hT/\pi (=2h/\omega)$

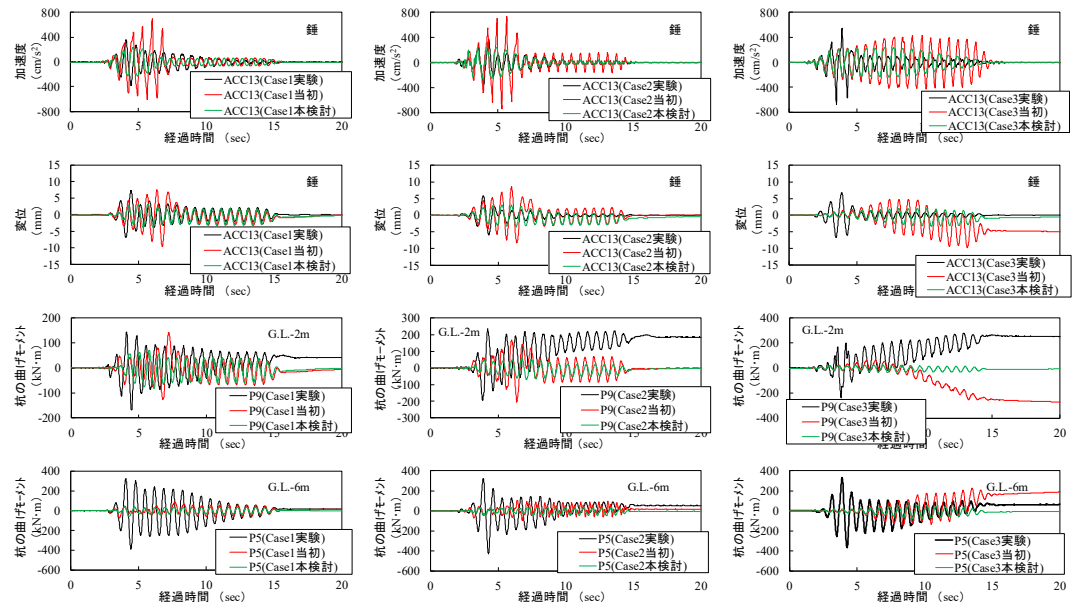
粒土の液状化挙動の特徴を的確に再現するには、変相線を決定する変相応力比 M_m^* 、ダイレイタンス係数 D^* 、 n の適切な設定が重要なポイントである。

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

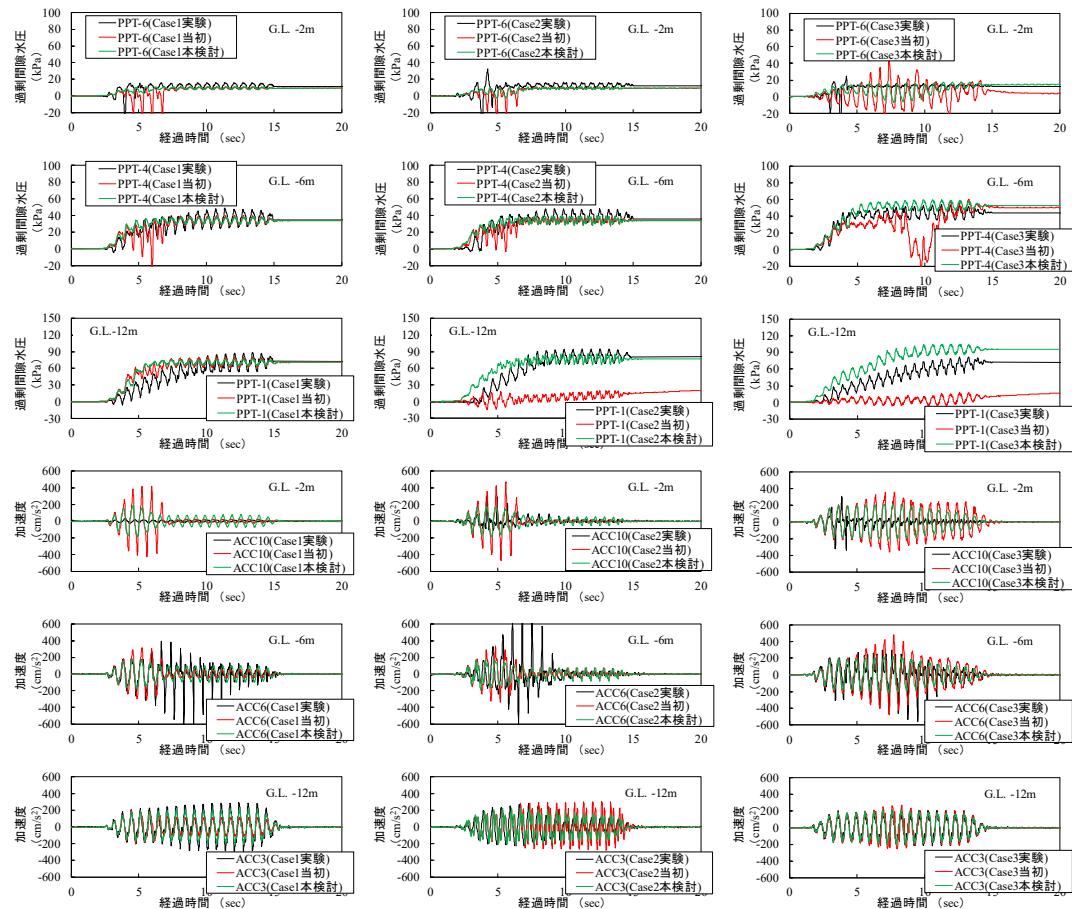
盤材料の種別、拘束圧依存性が解析精度に大きく影響すると考えられることから、土質の変化、多くの深度に応じた乱れの少ない試料に対する各種室内土質試験の実施が望ましい。ただし、一般に、1m 間隔程度で実施される標準貫入試験により得られる試料の粒度試験、液性限界試験および塑性限界試験¹⁴⁾の結果から、同一の物理特性を示すと判断される土層では、深度 5m 間隔程度の有効拘束圧での実施で良いと考えられる。

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



(a) 杭頭の錘の加速度・変位、地盤内の杭の曲げモーメントの時刻歴



(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

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、非液化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化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、一般には液化化しないと判断される密な砂質土層（非液化化層）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

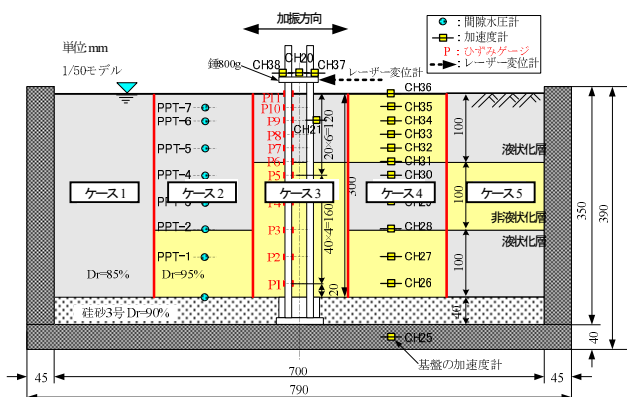


図-3.9 解析対象とした実験ケース

(5 ケース個別に実施した実験ケースを同一断面で比較)

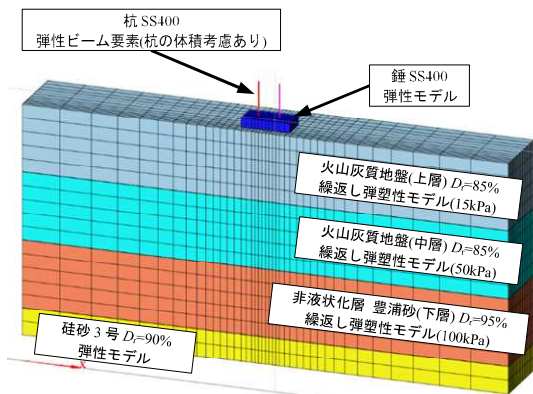


図-3.11 本節における解析モデル

(ケース 2 の例)

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に示す液化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化化や剛性低下を助長させたこと、ケース4では、非液化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

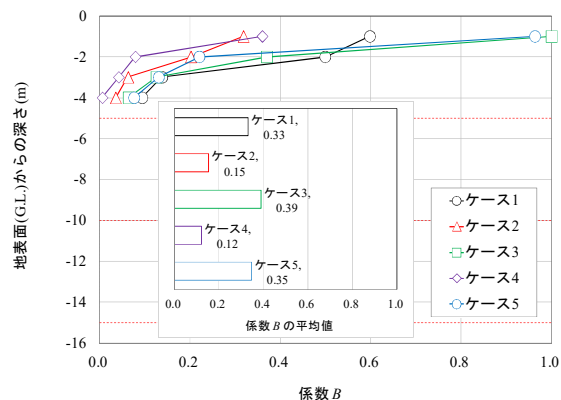


図-3.10 液化化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B

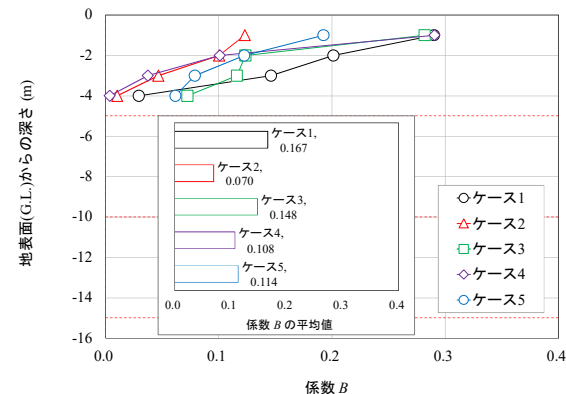


図-3.12 解析結果から求めた液化化に伴う杭の水平地盤

反力係数の低減係数 B

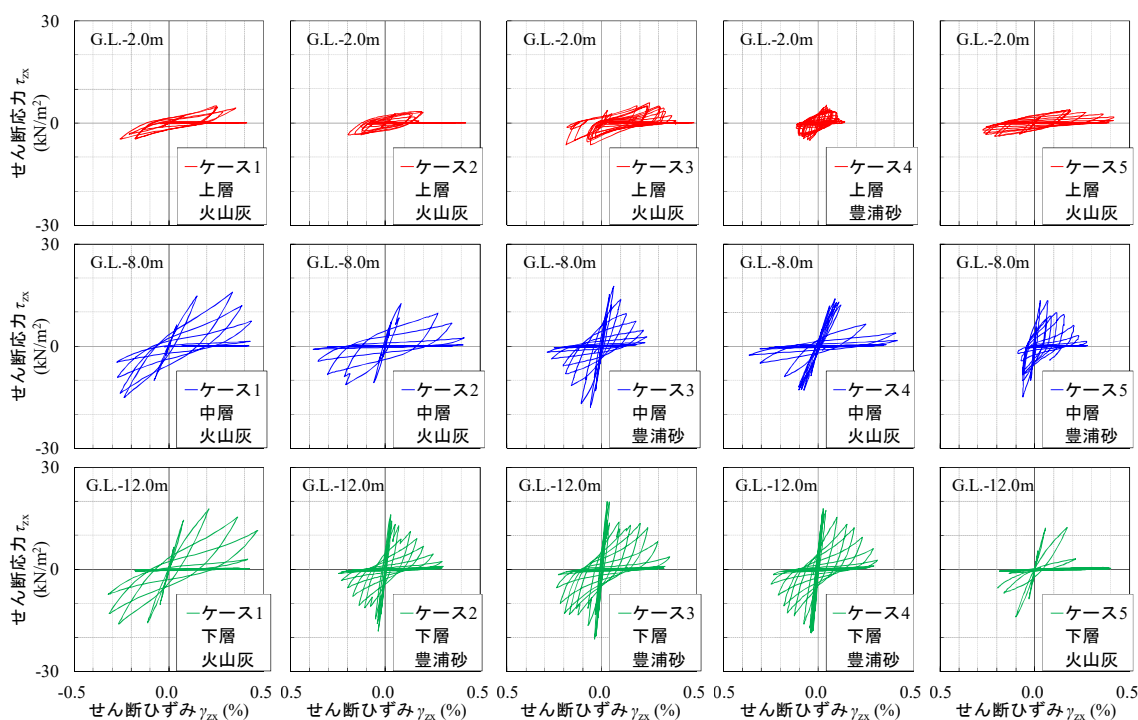


図-3.13 解析から得られた地盤内のせん断応力～せん断ひずみ関係

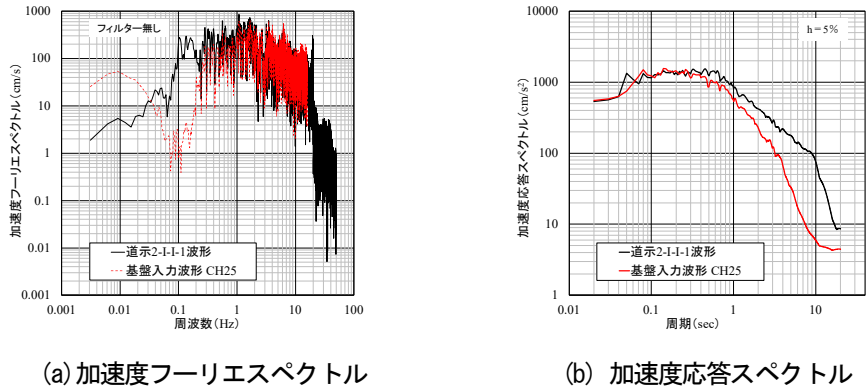
により、一部実験結果との乖離はあるものの比較的解析精度が向上したことが確認された。図-3.12に、全5ケースの解析結果から図-3.10と同様の手法²³⁾で求めた液状化に伴う杭の水平地盤反力係数の低減係数 B を示す。この際、液状化（加振）前の杭の静的地盤反力係数には実験結果を用いている。実験ならびに解析結果から低減係数 B を求める手法においては、杭の曲げモーメントから杭の水平地盤反力係数を算出するため、図-3.12に示す解析結果による係数 B の値は実験結果と比較して全体的に小さくなった。しかし、ケース2、4において、杭の水平地盤反力係数がその他のケースよりも低減する実験結果と同様の傾向が確認された。

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

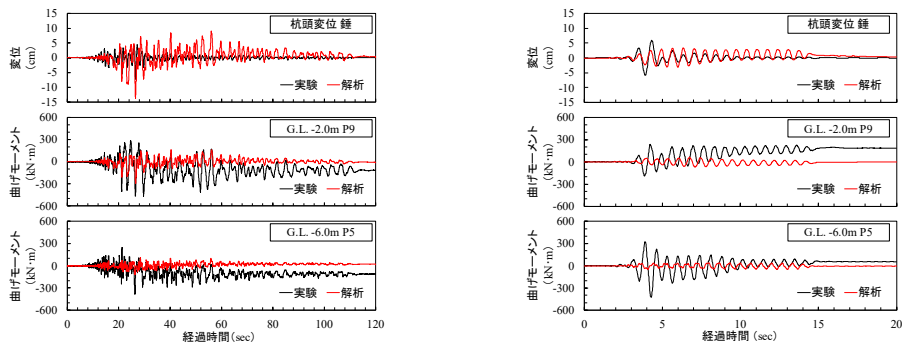
る。これは、両ケースとも中層よりも下層の初期剛性が大きいケースであり、その剛性差の影響が、また、ケース4では過剰間隙水圧が急激に上昇したことが要因と考えられる。上層では、各ケース加振初期より履歴曲線の勾配が小さいが、ケース1、3では加振中に剛性を保持あるいは回復している様子が確認される。ケース2、4では履歴曲線の大きさが小さいが、ほぼ水平となる履歴曲線が多くその他のケースよりも剛性が大きく低下していることが確認される。これらのことは、ケース2では全層において比較的継続して発生したせん断ひずみが地盤の液状化や剛性低下を助長させたこと、ケース4では非液状化層とした上層の過剰間隙水圧比が1.0に至ら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られる。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

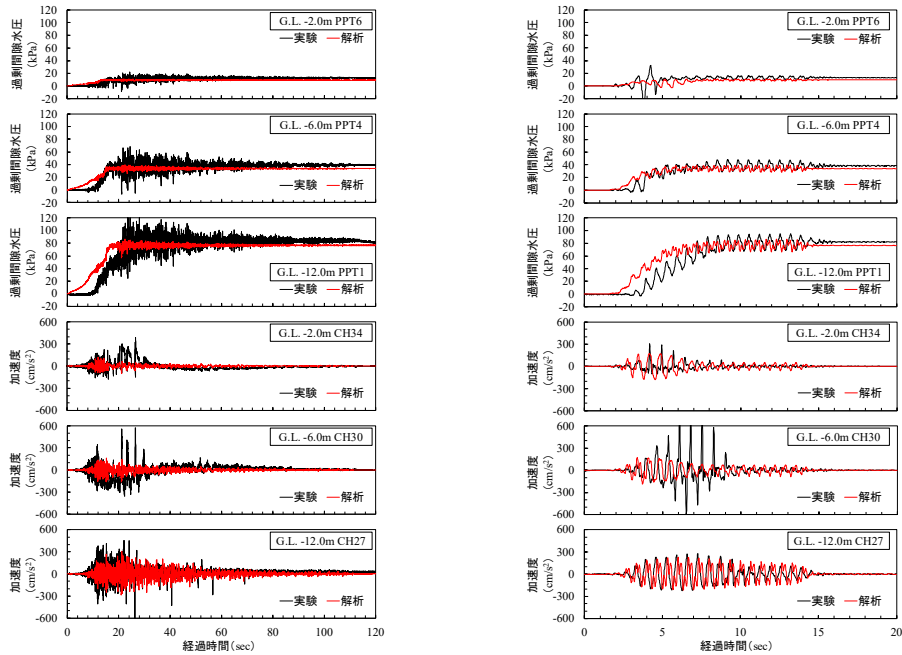
本節では、正弦波加振実験結果への適用性が示されたこれまでの検討・提案解析手法の不規則な地震波への適用性の確認を目的に、図-3.9ケース2と同条件の実験模型に対する実地震波加振実験の再現解析を試みた。



(a) 加速度フーリエスペクトル (b) 加速度応答スペクトル
 図-3.14 入力波形の加速度スペクトル



(a) 杭頭変位、杭曲げモーメント



(b) 地盤内の過剰間隙水圧、応答加速度



(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 $f=2.5\text{Hz}$ 、杭の固有周波数 $f=0.5\text{Hz}$ 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、実地震波加振に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。

図-3.15より、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を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、G.L.-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する。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は過小評価されており課題として残った。

3.7 提案手法の異なる杭種への適用性の検証

本節では、正弦波ならびに実地震波加振実験結果への適用性が確認されたこれまでの検討・提案解析手法の異

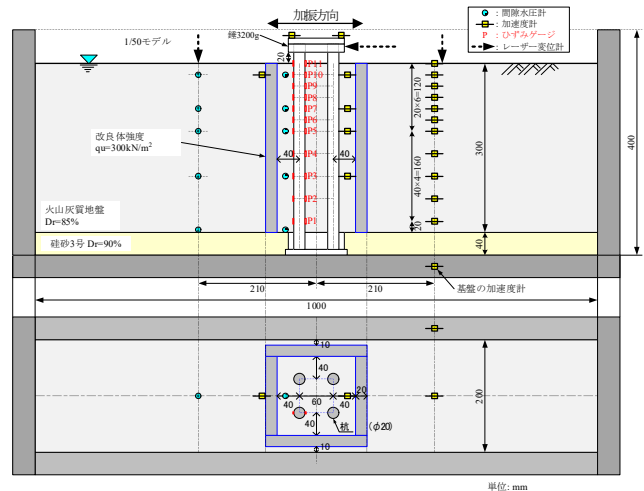


図-3.16 実験模型概要

なる杭種への適用性の確認を目的に、**図-3.16**に示す1/50縮尺模型に50gの遠心加速度を作用させた正弦波加振実験を実施し、その再現解析を試みた。地盤材料ならびに加振条件は3.2節と同様である。

模型杭には、場所打ち杭を対象とした検証を目的に、実物換算で杭径1000mmとなる径20mmのアルミ製(A5056)のパイプを用いた。実物換算で杭径1000mm($EI=1.09\text{E}+06\text{ kN}\cdot\text{m}^2$)としたのは、北海道内の国道橋で現行の耐震基準導入前に施工された場所打ち杭に杭径1000mm($EI=1.23\text{E}+06\text{ kN}\cdot\text{m}^2$)程度の採用が多い状況であったことから、模型杭の曲げ剛性 EI を概ね合致させることで代表模擬した。

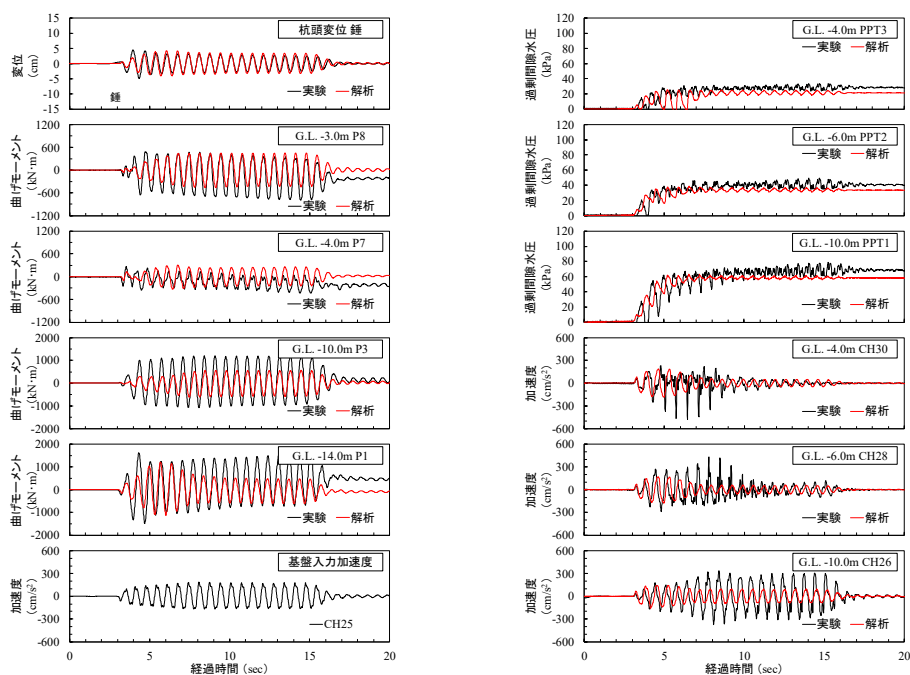
図-3.17に、正弦波加振により得られた主要な計測値時刻歴の実験と解析結果を比較して示す。

図-3.17より、地盤内の過剰間隙水圧、応答加速度は、これまでの検証結果と同様に実験結果を比較的精度良く再現している。杭頭の変位も、振幅値や位相、減衰傾向は実験結果を精度良く再現していることが分かる。杭の曲げモーメントは、地盤深部において過小評価される箇所も確認されるが、杭の水平抵抗領域である地盤浅部においては振幅値や位相、減衰傾向に実験結果と概ね良い整合が認められた。

場所打ち杭を対象とした実験・解析の結果、過年度までに検討した鋼管杭とは異なる杭種であっても、液状化中の火山灰質地盤における杭基礎挙動を提案手法により適切に再現できており、その適用性が確認された。

3.8 まとめ

平成29年度は、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



(a) 杭頭変位、杭曲げモーメントと土槽底面(解析基盤面への入力)加速度波形
(b) 地盤内の過剰間隙水圧、応答加速度

図-3.17 主要な計測値時刻歴の実験・解析結果の比較

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。

平成30年度は、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。

令和元年度は、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。

令和2年度は、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は過小評価されており今後の課題と考えられた。

令和3年度は、場所打ち杭を対象とした実験・解析の結果、過年度までに検討した鋼管杭とは異なる杭種であっても、液状化中の火山灰質地盤における杭基礎挙動を提案手法により適切に再現できており、本提案手法の適用性が確認された。

これらの検討により、火山灰質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ものと考えられ、今後、本提案手法の適用範囲拡大に向けての検討を進めてゆく予定である。

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。

- 1) 北海道美幌町の火山灰質土を対象に、ブロックサンプリングにより不攪乱試料を採取し液状化試験を実施した。その結果、ブロックサンプリング試料の液状化強度比 R_{L20} はトリプルチューブサンプリング試料よりも現行の道路橋示方書による算出値に近い値を示した。また、ブロックサンプリング試料と同等の密度を有し S 波速度 V_S が異なる再構成試料の液状化試験から、火山灰質土の液状化強度比 R_{L20} に V_S との相関が認められた。当該箇所の火山灰質土の年代効果は、ブロックサンプリング試料と再構成試料の液状化試験中の V_S の計測から、「土粒子のかみ合わせ効果」が主体であり、「セメンテーション効果」を有していないことが示唆された。
- 2) 北海道森町の火山灰質土を対象に、液状化強度比 R_{L20} に及ぼす土粒子構造の影響を把握する目的で、原位置で採取した攪乱試料の再構成試料と、同深度で採取したトリプルチューブサンプリング試料の液状化試験を実施した。その結果、トリプルチューブサンプリング試料と同等の密度を有し V_S が異なる再構成試料、すなわち、密度が同等で土粒子構造が異なる供試体の液状化試験から、森町の火山灰質土においても美幌町と同様に液状化強度比 R_{L20} に V_S との相関が窺われ、土粒子構造の異なる火山灰質土の液状化強度比 R_L の差は V_S の変化と対応することが示唆された。
- 3) 北海道美幌町・森町で採取した火山灰質土の攪乱試料を対象に、それぞれ異なる密度（原位置密度・低密度）で作製した再構成試料の液状化試験結果から、液状化強度比 R_{L20} ・乾燥密度 $\rho_d \cdot V_S$ 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 V_S 、すなわち、土粒子構造が異なる試料の V_S と R_L の比 (V_S/V_S^* と R_L/R_L^*) に着目した整理の結果、既往の砂質土に関する相関とは異なる火山灰質土特有の相関が認められることが示唆された。
- 4) 平成 30 年北海道胆振東部地震および平成 15 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唆された。
- 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 $\rho_d \cdot V_S$ 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 と R_{L20} の関係には正の相関が認められた。 V_S 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、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) 北海道中標津町で採取した軽石分の卓越する火山灰質土のブロックサンプリングとトリプルチューブサンプリングによる不攪乱試料、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を対象とした液状化試験結果から、 R_{L20} と V_S の関係について考察した結果、軽石分が卓越する粗粒な火山灰質土であっても、美幌町・森町・美しが丘の火山灰質土と同様に V_S と R_{L20} には正の相関が認められた。 V_S と R_L の比に着目した整理において、軽石分が卓越する粗粒な火山灰質土を含めても、砂質土とは異なる火山灰質土特有の相関が認められ、また、土粒子構造に乱れが生じていると窺われる不攪乱試料を加えても一意的な関係を示す結果が得られた。
- 7) 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現解析を行った。杭のみの実験結果は再現されたものの、杭周辺に液状化地盤が存在するケー

スでは杭頭部の変位に実験結果との乖離があり、液状化中の地盤と杭の相互作用を適切に表現するには課題が残った。

- 8) 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。
- 9) 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。
- 10) 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は過小評価されており課題と考えられた。
- 11) 場所打ち杭を対象とした実験・解析の結果、過年度までに検討した鋼管杭とは異なる杭種であっても、液状化中の火山灰質地盤における杭基礎挙動を提案手法により適切に再現できており、本提案手法の適用性が確認された。

火山灰質土の液状化強度比の適正な評価手法の検討にあたり、 V_s と R_L の比に着目した手法により、土粒子構造の違い、年代効果の影響を包含した適正な R_L を推定できるものと考えられ、この V_s - R_L 関係には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た。今後も、異なる地域・種類の火山灰質土に対し同様の検討・データ蓄積を行い、本研究成果の適用範囲の拡大を図ってゆく予定である。

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・異なる杭種への提案手法の適用性も認められた。これらの検討により、火山灰質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ものと考えられ、今後、本提案手法の適用範囲拡大に向けての検討を進めてゆく予定である。

参考文献

- 1) 火山灰質土の工学的性質とその利用に関する研究委員会：火山灰質土の性質とその設計・施工に関する

- シンポジウム発表論文集、地盤工学会、340p、1995
- 2) 破碎性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会：破碎性地盤の工学的諸問題に関する研究委員会報告書及びシンポジウム発表論文集、地盤工学会、pp.1-74、1999
 - 3) 北海道の火山灰質土の性質と利用に関する研究委員会：実務家のための火山灰質土～特徴と設計・施工、被災事例～、地盤工学会北海道支部、152p、2010
 - 4) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、第8編、特殊土の試験、pp.945-1022、2009
 - 5) 三浦清一、八木一善、川村志麻：北海道火山性粗粒土の静的および動的力学挙動と粒子破碎、土木学会論文集、No.547/III-36、pp.159-170、1996
 - 6) 三浦清一、八木一善、川村志麻：破碎性粗粒火山灰土の繰返し非排水変形—強度特性に及ぼす応力履歴の影響、土木学会論文集、No.547/III-36、pp.221-229、1996
 - 7) 三浦清一、八木一善：火山灰質粒状体の圧密・せん断による粒子破碎とその評価、土木学会論文集、No.561/III-38、pp.257-269、1997
 - 8) 阿曾沼剛、三浦清一、八木一善、田中洋行：火山性粗粒土の動的変形特性とその評価法、土木学会論文集、No.708/III-59、pp.161-173、2002
 - 9) Miura, S., Yagi, K. and Asonuma, T. : Deformation-strength evaluation of crushable volcanic soils by laboratory and in-situ testing, *Soils and Foundations*, Vol.43, No.4, pp.47-57, 2003
 - 10) 堀田大介、三浦清一：種々の応力条件下における破碎性粒状体の力学特性、土木学会論文集、No.813/III-74、pp.227-238、2006
 - 11) 高田誠、北村良介、北田貴光、富山貴史：二次しらす地盤の動的力学特性と液状化ポテンシャル、土木学会論文集、No.631/III-48、pp.61-69、1999
 - 12) 風岡修、楠田隆、香村一夫、楡井久：軽石質火山灰の混入が砂層の液状化強度に与える影響、日本地質学会学術大会講演要旨、巻107th、p.193、2000
 - 13) 國生剛治、三森祐貴、石田小百合：エネルギー法とFL法による液状化判定の比較—2003年十勝沖地震端野町ケーススタディー、第49回地盤工学研究発表会講演概要集、pp.1559-1560、2014
 - 14) 日本道路協会：道路橋示方書・同解説V耐震設計編、pp.161-170、2017
 - 15) 地盤工学会：地盤材料試験の方法と解説、第7編、第6章、土の液状化強度特性を求めるための繰返し非排水三軸試験、pp.743-746、2009

- 16) T. Kiyota, J. Koseki, T. Sato and Y. Tsutsumi : Effects of sample disturbance on small strain characteristics and liquefaction properties of holocene and pleistocene sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol. 49, No.4, pp. 509-523, 2009
- 17) T. Kiyota, J. Koseki, T. Sato and R. Kuwano : Aging effects on small strain shear moduli and liquefaction properties of in-situ frozen and reconstituted sandy soils, *Soils and Foundations*, Vol. 49, No.2, pp.259-274, 2009
- 18) 1993年地震災害調査委員会 : 1993年北海道南西沖地震災害調査報告書、地盤工学会、490p.、1997
- 19) 電力中央研究所 : 1993年北海道南西沖地震における礫地盤液状化の原因解明(その1) - 地盤調査・試験と液状化判定 - 、電力中央研究所報告・研究報告 : U94007、73p.、1994
- 20) 清田隆、呉杰祐 : 原位置と室内試験による V_s を用いた液状化強度比の推定法、地盤工学ジャーナル Vol.12、No.4、pp.375-383、2017
- 21) 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、富澤幸一、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 - 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