

軟弱地盤上に設置する多ユニットアーチカルバート盛土の挙動と地盤改良効果に関する検討

岸田 潔¹・立田 安礼²・澤村 康生³・木村 亮⁴

¹正会員 京都大学准教授 工学研究科都市社会工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: kishida.kiyoshi.3r@kyoto-u.ac.jp

²正会員 国土交通省 道路局 国道・防災課 (〒100-8918 東京都千代田区霞ヶ関2-1-3)

E-mail: tatsuta-y2uw@mlit.go.jp

³学生会員 京都大学博士後期課程 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: sawamura.yasuo.34a@st.kyoto-u.ac.jp

⁴正会員 京都大学教授 工学研究科社会基盤工学専攻 (〒615-8540 京都市西京区京都大学桂)

E-mail: kimura.makoto.8r@kyoto-u.ac.jp

プレキャストアーチカルバートを盛土の縦断方向に複数連続的に設置させた構造は、アーチカルバートによる空洞空間を含んでいるため地盤に作用する荷重が一樣ではなく、軟弱地盤上に設置されると不同沈下が発生する可能性がある。構造物の安定性や供用後の走行性を考慮すると、軟弱地盤では沈下対策が必要となる。本研究では、軟弱地盤上に多ユニットアーチカルバートを設置した場合の盛土および地盤の挙動と地盤改良による沈下対策効果について、遠心模型実験と数値解析を通して検討を行った。多ユニットアーチカルバートの設置により、地盤内には一樣でない応力状態が生じ、不同沈下が発生する。また、一定の地盤改良を行うことで、軟弱地盤上に本構造を設置しても不同沈下を解消できることを確認した。

Key Words : arch culvert, embankment, soil stabilization, centrifuge test, numerical analysis

1. はじめに

プレキャストアーチカルバートを盛土の縦断方向に連続的に配置した盛土構造(写真-1)は、通常の盛土と比較して連続的にプレキャストアーチカルバートを含んでいるので、比較的大きな空間が盛土内に存在し、開放的である。形状が橋梁構造に近いので、通常の盛土に比べ圧迫感がなく、周囲の景観に調和しやすいといった特徴がある。さらに、盛土であるため切土などにおける残土の利用が可能であり、橋梁構造に比べて環境にやさしくかつ低コストである。地域の分断回避などによる地元の要望からやむなく橋梁を採用していた地点でも、本構造を用いることで地域分断を回避でき、橋梁と比較してコスト削減が可能となる。

多ユニットアーチカルバートの施工例は、有明海沿岸道路¹⁾をはじめとして九州地方での数件がある。プレキャストアーチカルバートは、本来良好な支持地盤上に建設することが条件であり、これまでに、埋設過程時におけるプレキャストアーチカルバートの力学挙動²⁾³⁾や支



写真-1 多ユニットプレキャストアーチカルバートを含む盛土構造

持特性⁴⁾などについての研究が行われてきている。

一方、やむを得ず軟弱地盤上で建設された場合、地盤の支持力不足によるアーチカルバート脚部同士の不同沈下がカルバート覆工へ及ぼす影響⁵⁾や、アーチカルバート周辺の地盤沈下がカルバート覆工へ及ぼす影響⁶⁾についても検討が行われてきている。また、アーチカルバートの周辺地盤が沈下した場合、アーチカルバートの安定性を確保する改良領域についても、アルミ棒積層体を用いた降下床実験での研究が行われてきている⁷⁾。

これらの検討は、主としてアーチカルバート単体での挙動に着目したものである。一方、本研究で扱う多ユニットアーチカルバートを含む盛土構造では、盛土設置地盤に作用する土圧は、不均等となり不同沈下の発生が懸念される。不同沈下は、カルバートの安定性に影響するだけでなく、盛土表面に凹凸を発生させ、走行性に影響を及ぼすことが考えられる。不同沈下を防ぐためには地盤改良が施されるが、適切範囲で地盤改良を実施しなければコストの増加を招くことになる。多ユニットアーチカルバートに関しては、遠心模型実験や数値解析による耐震性の検討^{9)~10)}は行われてきているが、軟弱地盤上での安定性や地盤改良についての評価は十分に行われていない。この盛土構造物が実際に用いられるためには、耐震性だけでなく不同沈下やそれに対する改良効果を明確にし、設計・施工規範の構築を目指す必要がある。

本研究では、軟弱地盤上に多ユニットアーチカルバートを設置した場合の軟弱地盤挙動の把握と地盤改良の効果について検証を行うため、単純化した模型による遠心実験を実施した。さらに、数値解析による遠心模型実験の再現を行い、数値解析の妥当性の検証を行った。最後に、その解析手法を用いて、盛土の施工過程を考慮した実物大モデルによる数値解析を行い、盛土、支持地盤および覆工の安定性について考察を行い、地盤改良の妥当性に関する検討を行った。

2. 2ユニットカルバート模型を含む盛土の遠心模型実験

(1) 実験方法

実験は、連続する多ユニットアーチカルバートの内、図-1に示すように2ユニットを対象とし、50Gの遠心加速度で実施した。モデルの寸法は、プロトタイプ換算で覆工幅5.8 m、高さ4.5 m、土被り0.75 m、カルバート設置間隔2.5 mとなる。図-1(a)に示すA, Bでレーザ変位計による地表面計測を行い、C, D, Eで土圧および間隙水圧の計測を行った。

アーチカルバート模型の基礎形式は、インバートタイプとした。図-2に示す通り、アーチカルバート模型は、ヒノキ材を用いてアーチ形状を模擬した。本来、カルバートは内部に空間が存在するが、ここでは簡便にモデル化するため、外部形状だけを模擬した。したがって、実際のRC製のカルバートよりも、中密なヒノキ材を用いた本モデルの変形は小さくなると考えられる。ただし、基礎地盤に作用する荷重については実際と同等とするため、プロトタイプにおける単位奥行きあたりの重量が等しくなるようにモデル化を行った。また本実験では、ヒノキ材と土槽壁面との摩擦を軽減することを目的に、ヒ

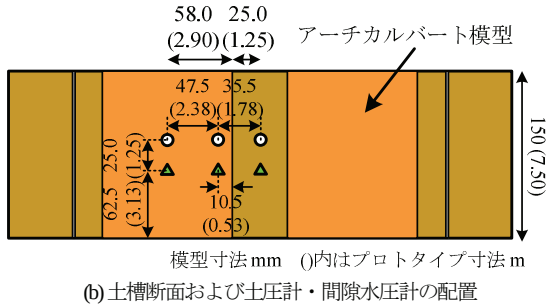
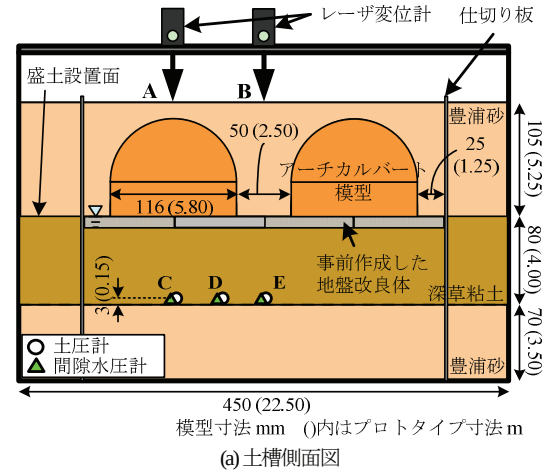


図-1 実験土槽図(Case-2)

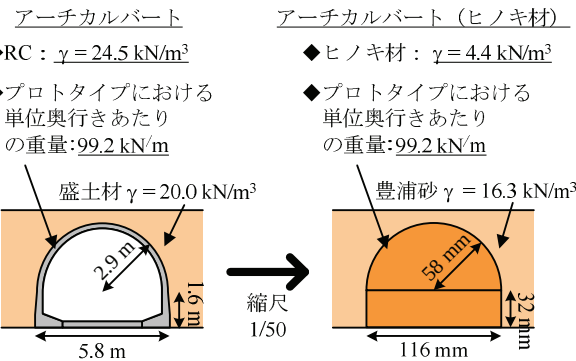


図-2 アーチカルバートのモデル化

表-1 深草粘土の諸元

土粒子密度 G_s	2.70
間隙比 e ($P=39.4$ kPa)	1.15
透水係数 k [m/sec] ($P=39.4$ kPa)	1.74×10^{-8}
塑性指数 I_p	16.81
圧縮指数 λ	1.34×10^{-1}
膨潤指数 κ	1.61×10^{-2}

ノキ材の側面にシリコングリスを塗布した。一方、その他の地盤と土槽壁面の境界部分については特別な処理を施していない。このため、地盤と土槽との摩擦は完全には取り除かれておらず、鉛直有効応力や沈下量についてはやや過小評価している可能性がある。

模型地盤は図-1に示す通り、飽和粘土による軟弱地盤（深草粘土）と、飽和砂質土（豊浦珪砂）による支持地盤の単純な2層構造とした。表-1に実験で用いた深草粘

表-2 地盤改良体の諸元

	一軸圧縮強さ[kN/m ²] (材齢7日強度)	セメント量 (kg/スラリー1m ³ 当り)
浅層混合処理	200	140
深層混合処理	1000	300

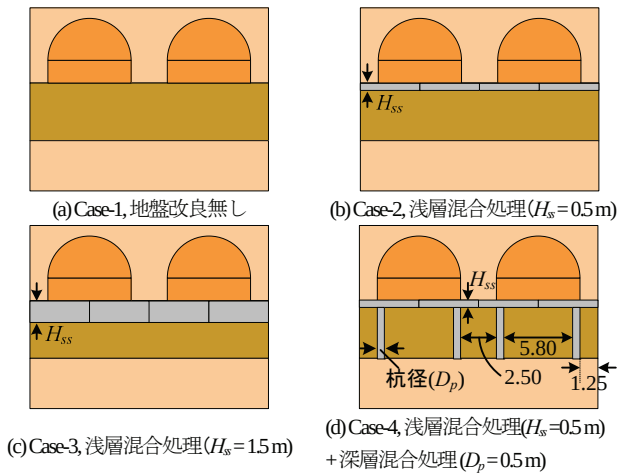


図-3 実験ケース

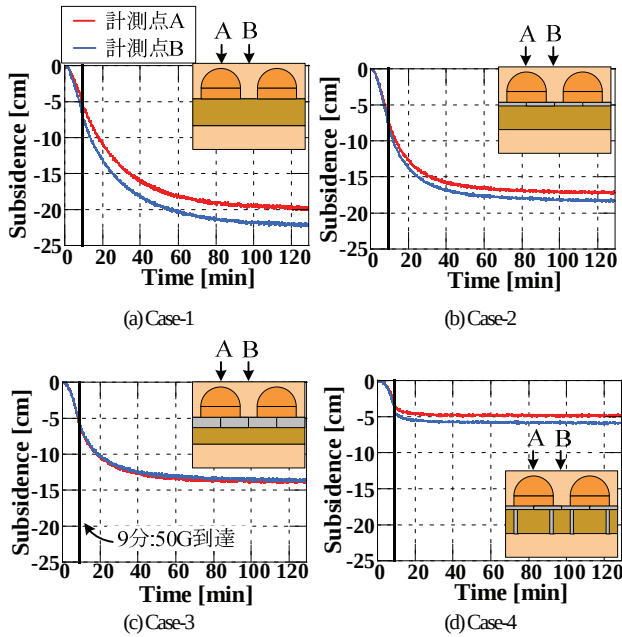


図-4 地表面AおよびBでの沈下量の推移

土の諸元を示す。排水境界は土槽の制約より、模型地盤上面（以後、盛土設置面）からの排水のみとした。軟弱地盤層は、支持地盤上に含水比を80%（液性限界の約1.5倍）に調整したスラリーを流し込み、圧密圧力として盛土の上載荷重とほぼ等しい80 kN/m²を載荷して予備圧密を実施した後、上載荷重を除荷して遠心力場で2時間自重圧密を行い安定させた。地盤改良を行うケースでは、作製した模型地盤から所定の位置、深さを削り取り、事前に作成しておいた地盤改良体と置き換え、再び遠心場で2時間自重圧密により安定させた。自重圧密終了後に遠心加速度を一旦停止させ、連続するアーチカルバートの対称性を考慮するため、厚さ1mmのアルミニウム

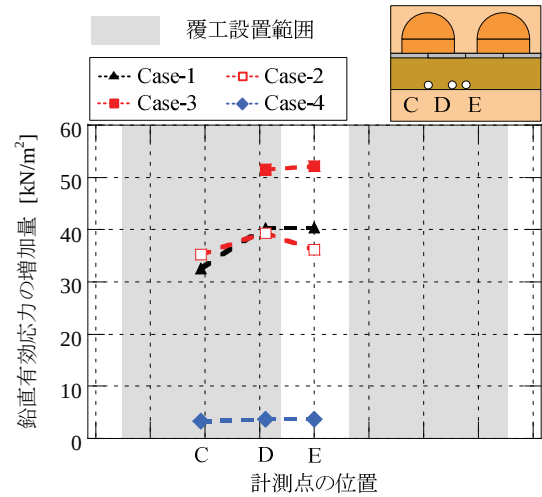


図-5 盛土施工前後における基礎地盤上に作用する鉛直有効応力の変化

製の仕切り板を打設した。この仕切り板には、地盤との摩擦を軽減させるためにシリコングリスを薄く塗布した。その後、盛土を作製し、再び遠心加速度を載荷させ計測を行った。なお、地盤改良体は粘土スラリーに普通ポルトランドセメントを所定強度となるように添加（表-2）し、7日間水中養生して作成した。

実験ケースを図-3に示す。Case-1は、地盤改良を施さずに粘土地盤上にアーチカルバートを直接設置したケースである。Case-2, 3は、改良厚の異なる浅層混合処理を行ったケース、Case-4は、Case-2と同じ改良厚の浅層混合処理に深層混合処理を加えたケースである。深層混合処理の構造は、簡便のため板状の改良体を図-3(d)の奥行き方向に設置した。

(2) 実験結果

実験結果として表示する値は、時間は実計測時間、応力と変位はプロトタイプ換算した値を用いる。

図-4に、地表面A, Bでの沈下量の時間推移を示す。図中には、50G到達までに要する9分の線を併記している。各ケースで沈下量が一定となるまでの時間が異なるが、これは地盤改良によって粘土層の厚さが異なり、圧密に要する時間に差異が生じるためである。Case-1, 2, 3を比べると、浅層混合処理を行うことによりAとBの沈下量の差（不同沈下）が抑制され、改良厚が大きいほど沈下抑制効果大きいことが確認できる。また、Case-4ではCase-2と比べて、地表面の沈下が極端に小さくなっている。これは、改良杭模型によって盛土の重量が支持層へ伝達されたため、沈下が抑制されたと考えられる。

つぎに、盛土の作成前の地盤状態から、盛土を作成し圧密が十分経過した時の粘土地盤内C, D, Eでの鉛直有効応力の増加量を図-5に示す。ここで、鉛直有効応力の増

加量は、土圧計で計測した鉛直応力の増加量と、過剰間隙水圧が十分に消散した後に間隙水圧計で計測した静水圧との差で定義している。Case-1, Case-2, Case-3より、浅層混合処理による地盤改良を行うと、鉛直有効応力の増加が大きくなることからわかる。これは、地盤改良の改良厚が大きくなるに従って粘土地盤の層厚が減少し、盛土によって地盤内に作用する鉛直応力の荷重分散効果が減少するためであると考えられる。ただし、荷重分散効果をゼロと仮定した場合には、Case-1のE点における上部の土重量の積算値はおおよそ $16 \text{ kN/m}^3 \times 5.25 \text{ m} = 84 \text{ kN/m}^2$ であるのに対し、計測値はおおよそ 40 kN/m^2 であることから、本実験では鉛直有効応力をやや過小に評価している可能性がある。この理由としては、本実験においては地盤と土槽壁面との摩擦軽減が不十分であったことが考えられる。各ケースごとで見ると、Case-1では、Cに比べD, Eでの鉛直有効応力の増加量が多い。これは、カルバート直下とカルバート間で基礎地盤に作用する鉛直荷重が、不均質であることを示している。一方、浅層混合処理改良を行ったCase-2では、C, Eでの鉛直有効応力増加量の差が小さくなり、C, D, Eでの増加量が均等に近づいている。これは粘土地盤に作用する盛土の不均質な鉛直荷重が、浅層混合処理によって平坦化されたことを示している。また、Case-4では、Case-2に比べて増加量が非常に小さい。盛土の重量の大部分が、深層混合処理に相

当する改良杭によって支持層に伝達され、粘土層での荷重分担が軽減されたことを示している。

3. 遠心模型実験を対象とした数値解析

(1) 解析概要

前章では、2ユニットアーチカルバートの遠心模型実験の結果を示した。実際には、複数のユニットを有するアーチカルバート盛土が施工され、それらの沈下問題を検証する必要がある。実験でさまざまな実問題をモデル化するには限界があり、数値解析を適用するのが实际的である。そのためには、この種の問題への数値解析の適用性を確認しなければならない。また、実験では、計測個所に限りがあり、地盤内の応力履歴等詳細な分析は十分ではない。このようなことから本章では、2ユニットアーチカルバートをモデル化した遠心模型実験を対象に土水連成2次元有限要素解析を行い、その適用性を検証するとともに、実験結果の補完を行った。

Case-2を対象とした解析メッシュを図-6に示す。粘土地盤、砂地盤および盛土材の構成式には、subloading t_f model¹¹⁾を用いた。深草粘土地盤の物性は、標準圧密試験および物性試験から得られた結果と、既往の研究^{12), 13)}を参考として決定した。また、豊浦珪砂の物性は、既往の研究¹¹⁾を参考として決定した。盛土材として用いた豊浦珪砂についても、同様のパラメータを用いた。表-3に解析で用いた物性値を示す。

アーチカルバートおよび地盤改良体は、弾性体でモデル化した。地盤改良体のヤング率 E [kN/m^2]は、一軸圧縮強さ q_u [kN/m^2]より式(1)を用いて算定し¹⁴⁾、ポアソン比 ν は0.30¹⁵⁾、透水係数 k は $1.0 \times 10^{-5} \text{ m/s}$ と設定した。

$$E = 100 \cdot q_u \quad (1)$$

本解析では、基礎地盤上にアーチカルバート要素を設置した後、段階的に盛土要素を追加することで、盛土の作成過程をシミュレーションすることとした。盛土要素は、約0.5mずつ10段階に分割して追加した。盛土の施工時間は、遠心模型実験による遠心加速度が50Gとなるまでの時間をプロトタイプ換算した4日間とし、アーチカルバートの設置に1日、盛土工に3日（10段階）と配分して解析を実施した。盛土の施工過程が終了後、遠心加速度50Gで2時間載荷したプロセスをプロトタイプ換算した208日分の圧密解析を行った。

(2) 解析結果

図-7に、盛土施工過程終了後（圧密解析：4日、模型実験：実計測で9分）からの圧密解析および模型実験による地表面A, Bでの沈下推移を示す。図-7より、圧密による沈下が生じていること、また、地盤改良による沈下

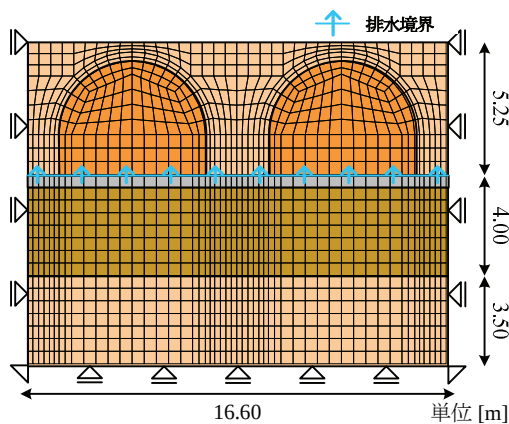


図-6 解析メッシュ (Case-2)

表-3 模型実験を対象とした数値解析で用いた材料定数

	豊浦珪砂 支持地盤	深草粘土	アーチカルバート	豊浦珪砂 盛土
構成モデル	Subloading t_f	Subloading t_f	Elastic	Subloading t_f
γ [kN/m^3]	19.89	17.55	4.41	16.00
E [kN/m^2]	-	-	1.00×10^7	-
k [m/sec]	1.00×10^{-5}	1.74×10^{-9}	-	-
R_c	4.02	3.21	-	4.02
ν	0.33	0.34	0.33	0.33
P_c [kN/m^2]	100.0	400	-	100.0
λ	7.00×10^2	1.34×10^1	-	7.00×10^2
κ	4.50×10^3	1.61×10^2	-	4.50×10^3

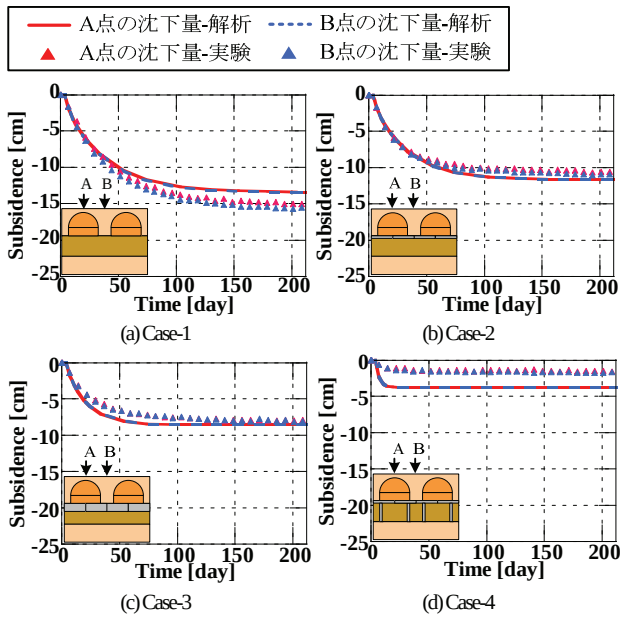


図-7 地表面A,Bでの沈下量の推移の実験と解析による比較

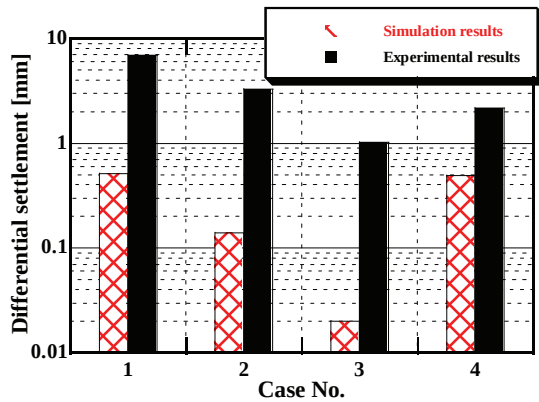


図-8 各ケースごとの不同沈下量の比較

量の低減効果を表現できていることが確認できる。これらの傾向は、模型実験と同じである。結果として、本数値解析は、実験結果を表現しているものと判断できる。図-8に、点A,Bでの最終沈下量の差（不同沈下量）を示す。ここで不同沈下量は、点Bの沈下量から点Aの沈下量を差し引いた量で定義した。図-8における沈下推移と比較すると、数値解析における不同沈下量は実験結果より小さくなる。この理由としては、数値解析では地盤を連続体として表現しているために平均的な変位形状になり易いこと、また、数値解析では盛土要素を段階的に追加したため、盛土施工時に生じた不同沈下量が、地表面沈下量に与える影響が小さいことなどが考えられる。しかしながら、不同沈下の絶対量については差異はあるものの、数値解析においても実験と同様に、地盤改良を施したケースでは不同沈下を抑制する効果があることが確認できる。したがって本数値解析は、実験結果の傾向を再現しているものと考えられる。

つぎに、浅層混合処理を施した改良地盤の荷重分散効

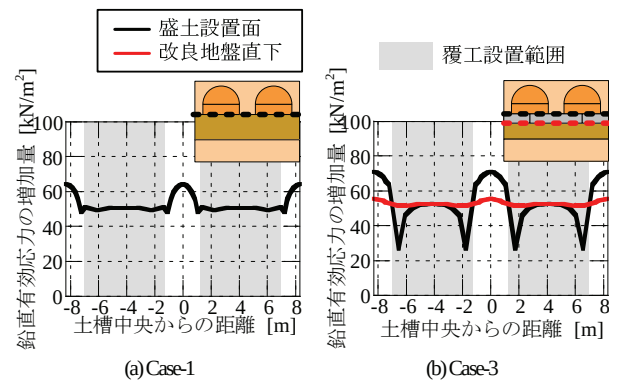


図-9 盛土設置面および改良地盤直下での鉛直有効応力増分の水平分布

果について検証するため、図-9に圧密後の盛土設置面および改良地盤直下の鉛直有効応力の増加量分布を示す。Case-1では、アーチカルバート下部で鉛直有効応力の増分は小さく、ユニット間の盛土下部で大きくなり、縦断方向に不均質な鉛直応力分布となっている。一方、Case-3では、盛土設置面での応力分布はCase-1より不均質な分布となっている。しかしながら、改良地盤直下において応力分布はフラットになっており、盛土設置面で作用する不均質な鉛直荷重が、平坦化されていることが確認できる。これは、実験で得られた粘土層での鉛直有効応力の変化の傾向と一致する。

t_N - t_S 空間において、カルバート直下とカルバート間の要素 i,j の有効応力径路を図-10に示す。地盤改良をしていないCase-1に着目すると、ユニット中央の j 点で盛土の施工過程において、図中左上に向かう経路をたどり破壊状態に近づくことがわかる。これは、盛土の施工過程に伴い、間隙水圧が上昇するため有効応力が減少し、地盤の拘束圧 t_N の減少および軸差応力 t_S の増加が生じたためである。しかし、アーチカルバートの直下にあたる i 点では、この傾向はわずかである。したがって、地盤改良を行わないCase-1では、盛土の施工に伴い局所的に応力径路に差異が発生しており、地盤が不安定になると考えられる。これに対し、浅層混合処理による地盤改良を行ったCase-2では、 j 点においてCase-1と同様の傾向を示すが、破壊状態までは至らない。これは、浅層混合処理によって盛土による鉛直荷重が全体に分散するようになったため局所的な応力の集中が低減したためである。一方、Case-3では、 i 点、 j 点のいずれにおいても破壊線に近づくことなく圧密が進行している。また、 i 点、 j 点での応力径路に差異は無くなり、粘土地盤に均等に盛土による荷重が作用していることになる。したがって、粘土地盤が均等に圧密沈下している。この結果、盛土設置面での沈下分布形状が平坦となり、図-7, 9のような結果が得られた。Case-4は、他のケースに比べて拘束圧 t_N が小さい。これは、深層混合処理による改良杭が盛土の重量を負担

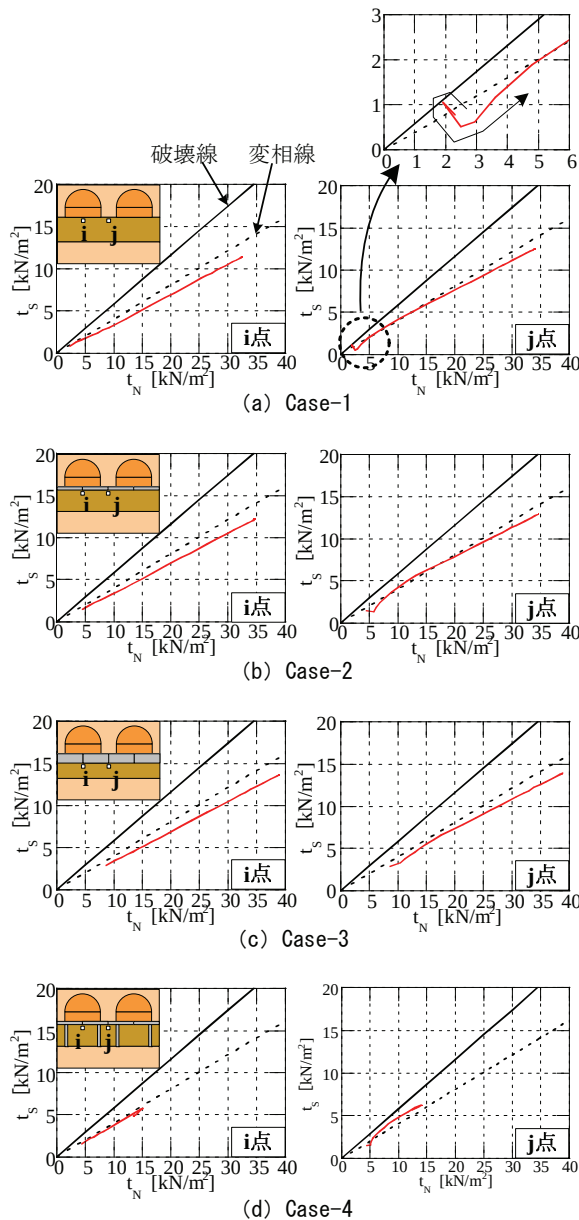


図-10 カルバート直下およびカルバート間の要素の有効応力経路の比較

しているためである。j点は、拘束圧 t_N が小さいため応力経路が破壊線に近づくが、破壊までは至っていない。i点とj点を比較すると、有効応力経路と推移が異なっているため、Case-1、Case-2と同じように、不同沈下が生じていることになる。

4. 実物大での予測解析と地盤改良の提案

(1) 解析概要

ここまで、遠心模型実験とそれに対する数値解析により、地盤改良による沈下抑制効果と支持地盤に対する影響について検討を行ってきた。しかしながら、模型実験とは異なり実際のアーチカルバートは空間断面を有した

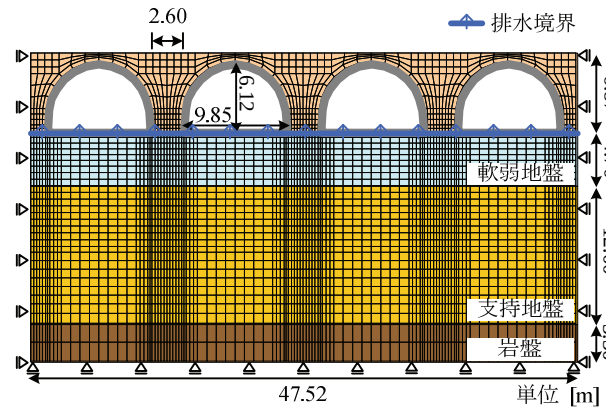


図-11 解析メッシュ間境界条件 (Pattern-0)

柔な覆工構造であるため、覆工が地盤の変形に追従し、より複雑な挙動が予想される。したがって、より実物に近いモデル化による数値解析を行いその挙動を検討することは、設計の提案や施工法の検討を行うにあたって重要である。

そこで本節では、前節において適用性を検証した数値解析手法(土-水連成2次元有限要素法)を用いて、軟弱地盤上に設置する多ユニットアーチカルバートの実物大スケールでの予測解析を行い、軟弱地盤の挙動と安定性、アーチカルバートの挙動と安定性について検討する。また、改良形式をパラメータとしてさらに4ケースの解析を行い、地盤の挙動とアーチカルバートの安定性についても考察を行い、その結果をまとめる。

本研究では、支持地盤層の上部にN値が4以下の正規圧密状態の軟弱地盤が4.7 m堆積していることを想定し、その上に多ユニットアーチカルバート盛土を施工する条件を対象とした。図-11に本解析における解析モデルの一例を示す。アーチカルバートは、覆工幅 $B = 9.85$ m、全さ $H = 6.12$ mで基礎形式にインバートタイプを用い、盛土高は6.87 mである。アーチカルバートのユニット設置間隔 D は、 $D = 2.60$ mとし、4ユニット分を解析対象領域とした。ユニット間隔に関しては、施工性から $1/2B(5$ m)以上が望ましいとされている^{16) 17)}が、ここではカルバート同士の相互作用が現れやすい約 $1/4B$ の条件で解析を実施する。

覆工のモデル化については、アーチカルバートは、通常鉄筋コンクリート製であるが、本解析ではコンクリートだけでの特性を考慮した弾性ビーム要素(ヤング率 $E = 1.50 \times 10^7$ kN/m²)によってモデル化した。アーチカルバートの自重は、各ビーム要素がモデル化している部材の重量を両節点に均等に振り分けて節点荷重としてあたえることで再現した。

盛土材には前章と同じくsubloading t_f model¹¹⁾を用い、その材料定数には前章で用いた豊浦珪砂を参考とした。ただし、前章では実験で使用した乾燥状態の豊浦珪砂を表

表-4 実物大予測解析での主な材料定数

	軟弱地盤	支持地盤	岩盤	盛土材
構成モデル	Subloading t_f	Subloading t_f	Elastic	Subloading t_f
γ [kN/m ³]	20.00	20.00	20.00	19.00
E [kN/m ²]	-	-	1.10×10^4	-
k [m/sec]	1.74×10^9	1.00×10^5	-	-
R_s	4.02	3.21	-	4.02
ν	0.33	0.34	0.33	0.33
λ	2.68×10^{-1}	7.00×10^{-2}	-	7.00×10^{-2}
κ	3.22×10^{-2}	4.50×10^{-3}	-	4.50×10^{-3}

表-5 改良地盤の材料定数

	ヤング率 E [kN/m ²]	ポアソン比 ν
浅層混合処理剛性小	5.60×10^4	0.30
浅層混合処理剛性大	22.4×10^4	0.30
深層混合処理	16.0×10^4	0.30

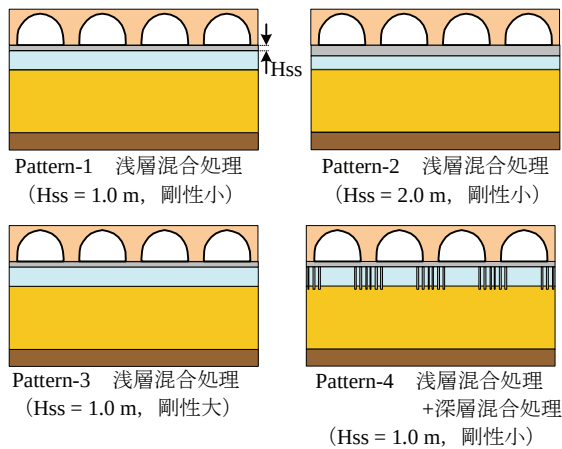


図-12 地盤改良パターン (Pattern-0 地盤改良なし)

現するために $\gamma = 16.00 \text{ kN/m}^3$ としたが、本章では実際の盛土を想定して $\gamma = 19.00 \text{ kN/m}^3$ とした。基礎地盤はN値を基準に、N値が4以下の地盤を軟弱地盤、4以上30以下を支持地盤、それ以上を岩盤と仮定した。実際には、N値が15以上の地盤を支持地盤とすることが定められている¹⁾が、本解析では地盤のヤング率が平均主応力に比例して設定されるため、初期状態では深度方向にN値が変化することになり、支持層としては平均でN値が15以上となるように設定している。粘土地盤、支持地盤の構成則は、盛土材と同様にsubloading t_f modelを用い、各地盤の材料定数は前章で用いた深草粘土と豊浦珪砂を参考として設定した。また、岩盤は弾性体とした。これらの地盤及び盛土材の材料定数を表-4にまとめて示す。

本解析は、盛土の施工期間と盛土施工後の圧密期間で構成される。盛土の施工期間では、施工過程を考慮し、段階的に盛土要素を積み上げながら解析を実施した。さらに、盛土要素の追加が完了した後に20年間にわたる圧密解析を行った。施工過程は1日目はアーチカルバートの据付、2日目～9日目にかけて0.72～1.05 m高ずつ、8日に分けて積み上げた。解析パターンは、地盤改良を行わずに直接軟弱地盤上に多ユニットアーチカルバートを設

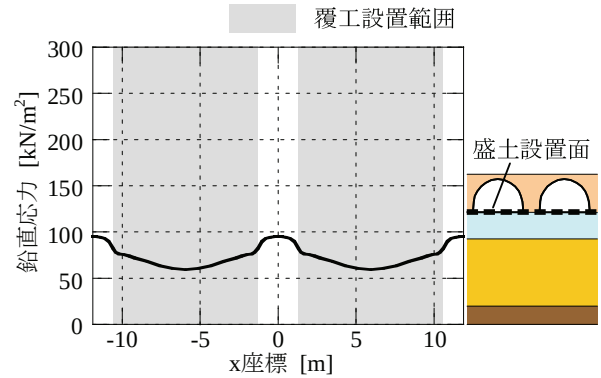


図-13 盛土施工完了時点での鉛直応力分布

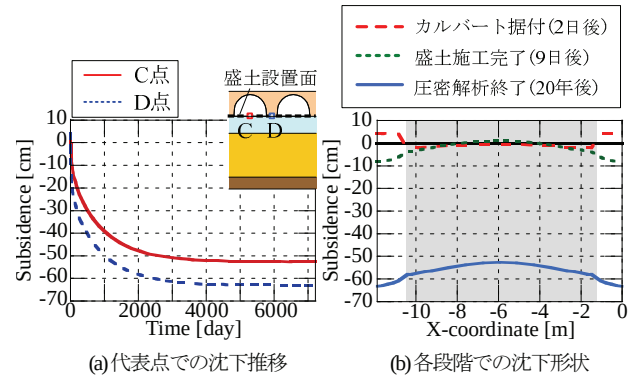


図-14 盛土設置面における代表点の沈下推移と各段階での沈下形状

置した場合をPattern-0とし、浅層混合処理工法を用いた地盤改良を改良厚・剛性を変化させて3ケース (Pattern-1, Pattern-2, Pattern-3), 浅層混合処理工法による改良地盤に深層混合処理工法による改良杭を組み合わせた場合 (Pattern-4) の計5ケースである。これらの改良範囲を解析パターンごとに表したものを図-12に、また改良地盤の材料定数を表-5に示す。

(2) 解析結果

まず、盛土を直接設置した場合 (Pattern-0) に着目する。図-13に盛土施工完了時点での盛土設置面の鉛直応力分布を示す。図より、多ユニットアーチカルバートによって軟弱地盤に作用する鉛直応力分布は模型実験を対象とした数値解析の場合と同様、アーチカルバート覆工下部で小さく、ユニット間の盛土下部で大きい一様でない分布形状を示している。つぎに、図-14に、盛土設置面における代表点の沈下推移と各段階における沈下形状を示す。図より、カルバートの据付時から、インバートの中央と両端部で2 cm程度の不同沈下が発生していることがわかる。これはアーチカルバートの構造上、アーチ部分の荷重が脚部に作用するためである。一方、この時点では、アーチカルバートを設置していないユニット中央部では逆に地盤が盛り上がっている。その後、盛土の施工が進むに連れて、不均質な荷重が作用することによ

り、粘土地盤層上部ではアーチカルバート覆工下部がたわむ形で不同沈下が生じていることがわかる。さらに盛土施工終了後は圧密の進行により不同沈下量が増加し、解析終了時の20年後にはアーチカルバート脚部とインバート中央部で、最大5.5cmの不同沈下が発生する。

そこで、解析終了時においてアーチカルバート（左から2つ目）に生じる曲げモーメント分布を図-15に示す。図中、点線は曲げひび割れ強度を示しており、点線を越えた場合、曲げひび割れが発生することを示す。曲げひび割れ強度 M_{cr} は、次式で求めた¹⁶⁾。

$$M_{cr} = W \cdot f_b \quad (2)$$

ここで W : 断面係数

f_b : コンクリートの曲げ強度 [kN/m²]

なお、コンクリートの圧縮強度はアーチカルバート部材の設計許容応力を参考として、 $q_u = 4.0 \times 10^4$ kN/m²を用いて算定を行った¹⁷⁾。また、 f_b は一般的に $1/5 \sim 1/8 q_u$ と言われており、本検討では $1/5 q_u$ とした。

図より、サイドウォールおよびインバート部分での曲げモーメントが曲げひび割れ強度を超えており、部材にクラックが生じると考えられ、不同沈下が発生することにより、アーチカルバートのインバート部に曲げひび割れが生じることになる。

つぎに、軟弱地盤内の有効応力経路を図-16に示す。 Q 点は、盛土の施工過程が進むにつれて過剰間隙水圧が増加し、有効応力が減少し破壊線へと到達している。これは、アーチカルバート脚部およびユニット間の盛土区

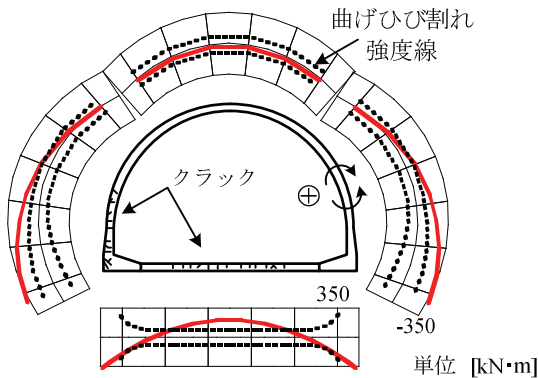


図-15 アーチカルバートに発生する曲げモーメント

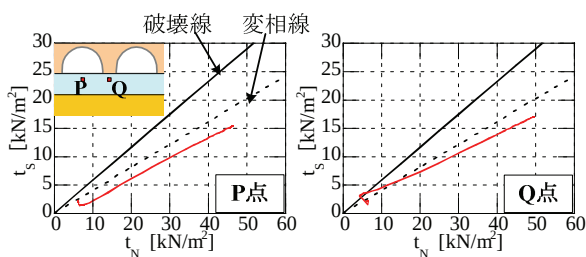


図-16 直接設置した場合の地盤内の有効応力経路

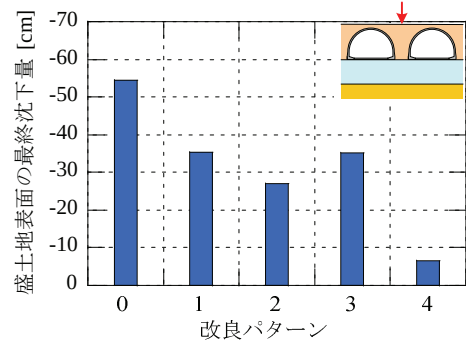


図-17 地表面の最終沈下量

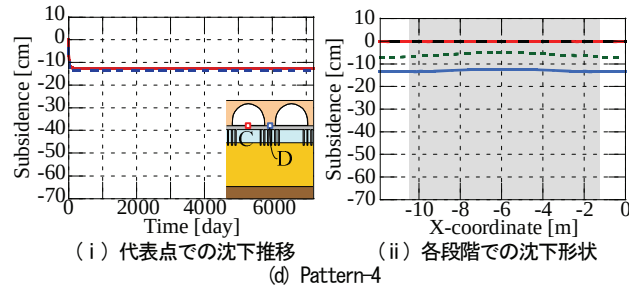
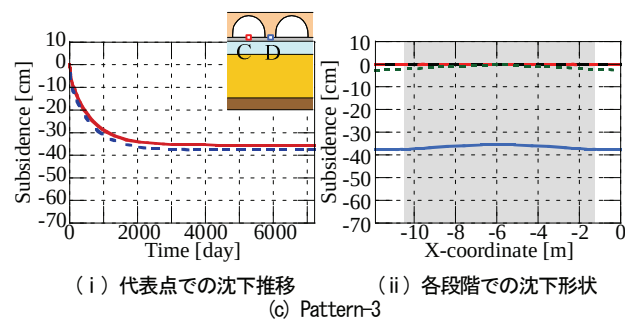
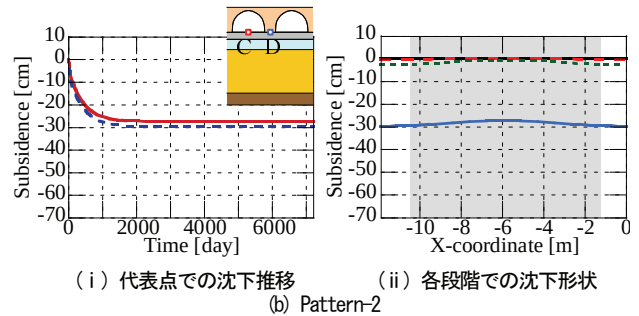
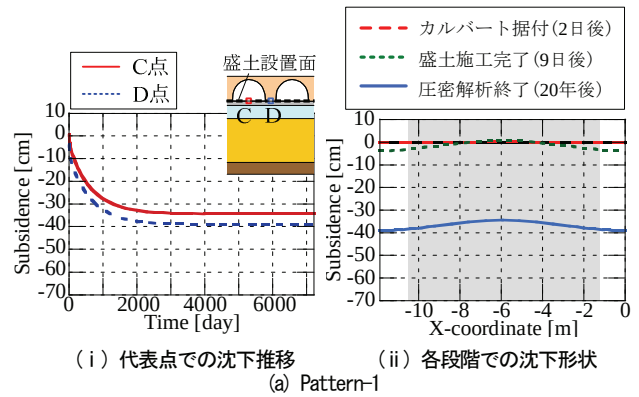


図-18 盛土設置面における代表点の沈下推移と各段階での沈下形状

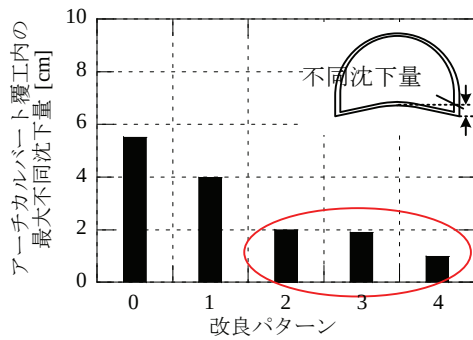


図-19 アーチカルバート覆工内の不同沈下量

間を与える鉛直荷重がインバート下部より大きく、軸差応力やせん断力が卓越しやすいためである。結果として、盛土施工過程ではユニット間の盛土区間下部での沈下が大きくなる。破壊線から戻った後、 Q 点では盛土が施工完了して以降10日程度（19日経過後）までは軸差応力 t_s が卓越した状態で圧密が進行する。しかし、その後は他の部分と同様に、圧密の進行過程を示す。 P 点では、盛土施工当初から破壊線に近づくことなく圧密が進行しており、 Q 、 P 点それぞれで変形状態が異なることで不同沈下が生じやすい状況となっている事が確認できる。

図-17は、ユニット間での地表面の最終沈下量を各パターンごとに示したものである。また図-18には、盛土設置面における代表点の沈下推移と各段階での沈下形状、さらに図-19は、図-18を基にアーチカルバートの脚部とインバート中央部に生じる沈下量の差（不同沈下量）についてまとめたものを示す。まず、図-17においてPattern-1～3に着目すると、浅層混合処理により、軟弱地盤の層厚が小さくなるため、盛土の沈下量を軽減している。このことから、当然ではあるが改良強度が同じPattern-1とPattern-2では、改良厚が大きなPattern-2の方が改良効果が高いと言える。改良強度を強くしたPattern-3とPattern-1を比較すると、置換される軟弱地盤の層厚が同じであるために、本解析では沈下量自体に大きな差は見られなかった。一方、Pattern-1の浅層混合処理に、深層混合処理による改良杭を併用したPattern-4では非常に高い地盤沈下抑制効果が得られ、改良を施さなかったPattern-0の12%、浅層混合のみでのPattern-1の18%に相当する沈下しか発生していないことが確認できる。これより、杭を併用することで、沈下量を大幅に抑制する効果が期待できる。これは、模型実験の結果と一致する。

つぎに、図-18, 19に示したアーチカルバート覆工内に生じる不同沈下量に着目する。Pattern-2やPattern-3では、浅層混合処理による地盤改良のみでも、深層混合処理による改良杭の併用と同程度の改良効果が得られている。改良強度を強くしたPattern-3は、盛土の沈下量では改良強度を強くしたPattern-1とほぼ同じであったが、改良体の剛性が高まったことで不同沈下を大きく抑制している。

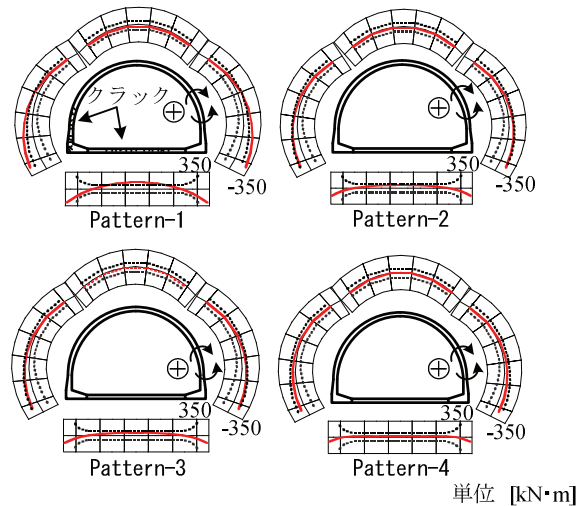


図-20 アーチカルバートに発生する曲げモーメント

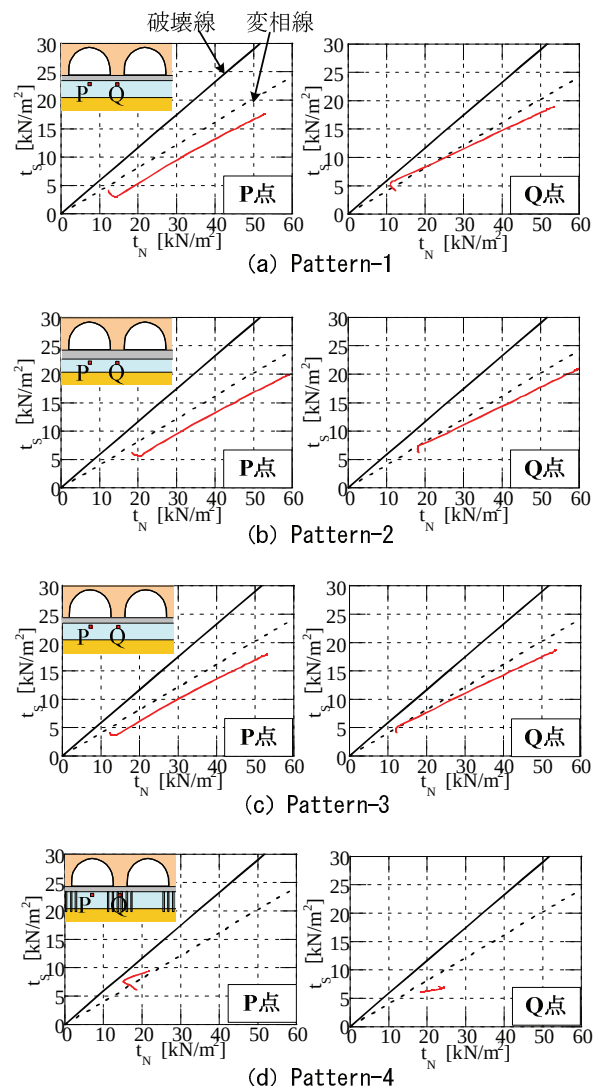


図-21 改良地盤直下における有効応力経路

また、改良杭を併用したPattern-4は、不同沈下も大きく抑制していることが確認できる。図-20に各地盤改良パターンでの、アーチカルバートに生じる曲げモーメント

分布を示す。図より、図-18に示した不同沈下量が2 cm以下のとき、曲げモーメントが曲げひび割れ強度以内に収まっていることが確認できる。したがって、多ユニットアーチカルバートの安定性を確保するためには、ある程度沈下が許容できる場合は浅層混合処理による地盤改良だけで対応可能である。しかしながら、沈下が許容できない場合には深層混合処理による改良杭の併用が必要である。

図-21に、各改良パターンによる軟弱地盤内の有効応力経路を示す。図-16と比較すると、いずれのパターンにおいても破壊線に至ることなく、下部の軟弱地盤への応力伝達され圧密が進行していることが確認できる。パターンごとで比較すると、図-19において比較的不同沈下量の大きかったPattern-1では、P、Q点における応力経路が異なっており、地盤に一樣でない応力が伝達していることが確認できるが、Pattern-2, 3のように不同沈下量が少なくなるにつれて2点の応力経路の差は小さくなり、盛土による荷重が軟弱地盤全体に一樣に作用している。一方、Pattern-4は2点の応力経路が大きく異なっているが、杭により荷重が下部の支持地盤に伝達することで軟弱地盤が負担する割合が軽減され、結果として沈下量自体が大きく抑えられていることになる。

5. まとめ

本研究では、軟弱地盤上に多ユニットアーチカルバートを設置した場合の盛土の安定性および軟弱地盤の挙動の把握と、地盤改良を行った場合の改良効果について比較検討を行うため、遠心模型実験とその数値解析、実物大のモデルを対象とした数値解析を行った。得られた主な知見は、以下に示す通りである。

- 1) 地盤改良を施さずに多ユニットアーチカルバートを設置した場合、軟弱地盤に作用する鉛直応力は縦断方向に対して不均等となる。その結果、軟弱地盤内の変形および応力が一樣とはならず不同沈下が発生する。さらに、盛土表面の不同沈下が発生する。
- 2) 軟弱地盤で不同沈下が発生すると、アーチカルバートは脚部の覆工内側およびインバート中央付近の覆工外側でクラックが生じる可能性がある。
- 3) 軟弱地盤に浅層混合処理による地盤改良を施すと、改良地盤を通して軟弱地盤へ荷重が伝達される際に、盛土の不均等な鉛直応力分布が平坦化される。改良厚が大きい場合には、均等に近い鉛直荷重が軟弱地盤に作用するため、軟弱地盤内の応力状態も一樣になり、水平に圧密沈下し不同沈下も発生しない。また、改良厚が小さくても剛性が高ければ、改良地盤

に変形が生じにくいため、軟弱地盤を拘束しながら圧密沈下し、不同沈下が低減する。

- 4) 浅層混合処理に深層混合処理を加えた場合、深層混合処理による改良杭が盛土荷重を負担するため、粘土地盤に加わる荷重が大幅に減少する。そのため、盛土全体の沈下量を大きく抑えることができ、さらに不同沈下も抑えられ、高い安定性を得ることが可能となる。

謝辞：本研究の一部は、科学研究費・基盤研究(B) No. 21360224の助成を受けたものである。さらに、実物大解析では、モデル化に対する情報を国土交通省近畿地方整備局滋賀国道事務所から頂いた。記して謝意を表する。

参考文献

- 1) ズームアップ 中島高架橋アーチカルバート工事(福岡県), 日経コンストラクション, 2006/10/27 号, pp. 30-35, 2006.
- 2) 足立紀尚, 木村 亮, 岸田 潔, 鮫島竜一, 岩崎喬夫, 河野 定: プレキャストトンネル構造の力学的安定に関する実験的研究, 土木学会論文集, No. 708/III-59, pp. 25-40, 2002.
- 3) 朝日理登, 浜崎智洋: JH 日本道路公団におけるプレキャストアーチカルバートの設計・施工例について, 基礎工, Vol.29, No.3, pp.48-51, 2001.
- 4) 村上慶晃, 岸田 潔, 木村 亮, 岩崎喬夫, 小高 武: プレキャストアーチカルバートトンネルにおける基礎の極限支持力算定手法, 土木学会論文集 C, Vol. 64, No. 2, pp.282-293, 2008.
- 5) 鮫島竜一, 足立紀尚, 木村 亮, 岸田 潔: アーチプレキャストトンネルをモデル化したトンネル模型実験, 第 36 回地盤工学研究発表会講演集, pp. 1943-1944, 2001.
- 6) 足立紀尚, 木村 亮, 岸田 潔, 川内啓輔: 周辺地盤沈下時におけるプレキャストアーチカルバートの力学挙動, 第 37 回地盤工学研究発表会発表講演集, pp. 1689-1690, 2002.
- 7) 川内啓輔, 足立紀尚, 木村 亮, 岸田 潔: アーチカルバートの基礎処理幅に関する検討, 土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), Vol.57, 部門 III, p. III-285, 2002.
- 8) 澤村康生, 岸田 潔, 木村 亮, 小高 武: 多ユニットアーチカルバート盛土の動的挙動に関する遠心模型実験, 地盤工学ジャーナル, Vol.6, No.2, pp.201-212, 2011.
- 9) 黄 再弘, 菊本 統, 木村 亮, 岸田 潔, 野本禎久, 小高 武: 連続して設置される多連式アーチカルバートの耐震安定性に関する弾塑性動的有限要素解析, 土木学会年次学術講演会講演概要集(CD-ROM), Vol.60, 部門 III, p. III-233, 2005.
- 10) Hwang, J.H., Kikumoto, M., Kishida, K. and Kimura, M.: Dynamic stability of multi-arch culvert tunnel using 3-D FEM, *Proceedings of the World Tunnel Congress and 32nd ITA General Assembly, "Safety in the Underground Space"*, Lee, Yoo, You (eds), Elsevier Ltd., Paper No.pita06-0151, 2006.

- 11) Nakai, T. and Hinokio, M. : A Simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, *Soils and Foundations*, Vol. 44, No.2, pp. 53-70, 2004.
- 12) 石垣成直, 岡二三生, 小高猛司, 金 容成, 辻 千之 : 深草粘土の繰返しせん断強度と変形係数・履歴減衰率の周波数依存性, 第 36 回地盤工学研究発表会, pp. 351-352, 2001.
- 13) Iizuka, A. and Ohta, H. : A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol. 27, No.3, pp. 71-87, 1987.
- 14) 固化処理工法協会 : 軟弱土の固化処理システム技術資料, pp. 23, <http://www.kokashori.jp/tech.html>(2010. 9. 14), 2010.
- 15) 社団法人セメント協会 : セメント系固化材による地盤改良マニュアル 第 3 版, 技報堂出版, pp. 71-73, 1985.
- 16) 新都市社会技術融合創造研究会 : 連続アーチカルバートを含む盛土工法に関するガイドライン【米原バイパスにおける 2 ヒンジ式アーチカルバート編】, p. 13, 2010.
- 17) モジュラーチ方法協会 : Modularch 技術マニュアル, 2008.
- 18) 社団法人日本材料学会 : 建築材料実験, 社団法人日本材料学会, 2001.

(2011. 10. 31 受付)

A STUDY ON CONSOLIDATION BEHAVIOR OF EMBANKMENT INCLUDING MULTI UNITS PRECAST ARCH CULVERTS CONSTRUCTED ON SOFT GROUND AND EFFECTIVE GROUND IMPROVEMENT

Kiyoshi KISHIDA, Yasunori TATSUTA, Yasuo SAWAMURA and Makoto KIMURA

Embankment including precast arch culverts is generally thought to give non-uniform load distribution to ground due to the void space of precast arch culverts. So when such a structure is constructed on soft ground, various subsidences on soft ground and remarkable bending moments in the arch culvert will be observed. Therefore, it is necessary that the soft soil in which such structures are founded be stabilized to improve the overall stability of the structure. In this study, centrifuge model test and its numerical analysis were carried out, and the stability of the embankment set up on soft ground is evaluated. Based on the analytical results, it is confirmed that soil stabilization greatly contributes to the stability of the multi units arch culverts embankment.