

深層混合処理工法とジオテキスタイルを併用した盛土の設計法合理化に関する検討

村上 明¹，矢崎澄雄²，鹿島 隆³，青木一二三⁴，米澤豊司⁵，舘山 勝⁶

軟弱地盤上に鉄道盛土を構築するにあたって、開業後の沈下を極力抑制するために深層混合処理工法とジオテキスタイルとの併用技法を採用した。その際に、攪拌混合杭の間隔と盛土高さの関係によりジオテキスタイルに生じるひずみや未改良部と改良部の応力や不同沈下の抑制効果など、静的および動的荷重状態での挙動の違いを把握する必要が生じた。そこで現地において2種類の高さの試験盛土を構築して、各種計測計器を設置し列車走行を模擬した動的載荷試験を実施し、現地で適用した盛土構造の効果を検証することとした。また、併せて解析により現在実施されている設計法の合理化について検討することとした。高盛土の試験結果については前回報告¹⁾しており、本論文では、2種類の盛土に対する載荷試験結果の比較と評価、および解析をもとに検討した設計法の合理化について述べるものである。

キーワード：鉄道盛土，補強材（ジオグリッド），地盤改良，動的載荷試験，有限差分法

1. はじめに

東北新幹線八戸電留線路盤区間は軟弱な有機質土層を支持地盤とする盛土区間であり、比較的低い盛土が高さの変化する条件（計画盛土高さ1.5～3.2 m）で設置される。

鉄道盛土の構築に当たっては、支持地盤が軟弱な場合には、開業後の盛土・列車荷重による塑性沈下量を極力減少させることが重要であり、当該現場ではその対策として、深層混合処理工法とジオテキスタイルを併用した工法（ここでは、コラムネット工法と称す）を採用した。

鉄道におけるコラムネット工法の適用・設計は、「攪拌混合基礎（機械攪拌方式）設計・施工の手引き（昭和62年7月1日 鉄道総合技術研究所）」²⁾（以降、「現行基準」と略称する）を基本として行っており、当該現場についてもこれを基本として検討した。

「現行基準」では、列車の走行による盛土のパンチングを防止する観点から、「改良杭中心間隔Dは、盛土高さH以上としてはならない」という条件が、コラムネット工法を適用するうえで重要な前提条件となっている。しかし、これを当該現場の設計に適合させた場合には、盛土高さが低くかつ変化しているため、改良杭の配置間隔や改良径が変化する設計となるため、地盤改良の設計・施工が複雑になるなどの課題が生じた。

そこで、当該現場のコラムネット工法の適用に際しては、より合理的・経済的な構造を採用することとした。

適用した構造は、盛土高さH=1.5～3.2 mに対して、改良杭中心間隔D=2.5 mであり、「現行基準」の条件「 $D < H$ 」には抵触する個所がある。このため、パンチングの発生が懸念されるが、パンチングに対してはジオテキスタイルの種類・配置により対処することとして、「現行基準」で示されている1層配置に対して、より高強度のジオテキスタイルを2層配置する設計とした。

以上の経緯から、「現行基準」に適合した構造の性能との比較を行うことで、当該現場で適用した構造の性能・妥当性を確認することを目的として、現地載荷試験を2ケース実施することとした。さらに、現地載荷試験のシミュレーション解析を行うことで解析モデルを構築し、その解析モデルを基にパラメータスタディーを行い、「現行基準」に示される設計法の合理化についても検討することとした。これら一連の検討のうち、高盛土の試験結果については、前回報告している¹⁾。

本論文は、現地載荷試験結果の比較、解析の結果および設計方法合理化の検討結果について述べるものである。

2. 現地動的繰返し載荷試験

(1) 現地動的繰返し載荷試験の概要

¹⁾JGS正会員，日本鉄道建設公団 盛岡支社 工事第2部工事第4課，課員（〒020-0034 盛岡市盛岡駅前通1-41 JR盛岡支社ビル）²⁾正会員，(株)複合技術研究所 技術部，課長代理（〒107-0052 港区赤坂2-15-16 赤坂ふく源ビル7F）³⁾同1，課長⁴⁾正会員，同1 設計技術室，補佐（〒100-0014 千代田区永田町2-14-2 山王グランドビル6F）⁵⁾正会員，同4 主任技師⁶⁾正会員，(財)鉄道総合技術研究所 基礎土構造，主任研究員（〒185-8540 国分寺市光町2-8-38）

現地載荷試験は、「現行基準」の適用条件「D<H」に適合する盛土高さ3.206mのケース1盛土と、「現行基準」の条件「D≥H」には適合しない盛土高さ1.96mのケース2盛土の計2ケースについて実施した。

試験盛土の構築、載荷試験の概要等については、参考文献1)に詳しいが、以下に概要を示す。

a) 試験盛土の概要

試験盛土の形状、各計測器の設置状況の概略を図-1に示す。地盤改良工法はCDM工法を採用し、その配置間隔は、線路横断方向2.5m×線路方向3.0mである。

試験盛土の構築・載荷試験の工程を図-2に示す。試験は、同位置にて一連の工程で行い、ケース1盛土を構築、載荷試験を実施した後、ケース1盛土をカット、ケース2盛土路盤部の構築、ケース2盛土載荷試験の順で行った。

盛土・路盤材料および締固め管理値は、本線盛土と同様とした。盛土1層の仕上がり厚さは30cmとして、盛土構築過程において、図-1に示す計測器を設置して盛土構築時の静的計測および載荷試験での動的計測を行った。

b) 動的繰返し載荷条件の設定

列車走行荷重に相当する動的繰返し荷重の設定は、新幹線走行を想定して、P16荷重（軸距2.5m）がV=200km/hで走行した場合の路盤圧力（30kN/m²）として模擬した。

載荷は、自重60kN、起振荷重±60kN（最大荷重120kN、最小荷重0kN）の性能を有する起振機を用いて行った。

載荷版の寸法形状は、起振機的能力から実際の列車荷重による路盤圧力と同等となる寸法（線路横断方向2.7m×線路方向1.48m）とした。また、載荷版はバラストなどの軌道荷重を模擬したものであるため、軌道荷重10kN/m²となるようにコンクリート版の厚さを0.4mとした。表-1に載荷試験の荷重条件を示す。

(2) 現地動的繰返し載荷試験結果の比較

a) 盛土構築に伴う静的計測結果

静的計測は、ケース1盛土構築開始時からケース2盛土載荷試験終了時までを一連で行っている。以下に各計測器による静的計測結果について示す。なお、各計測器の設置位置は図-3に示すとおりである。

図-4に、全工程を通した地盤面レベルでの鉛直土圧の推移を示す。同図より、ケース1盛土高さ0.9m程度までは杭頭部・杭間部ともほぼ計算有効上載圧に沿って土圧が増加しており、その後、杭頭部に応力集中し始めている。また、ケース1盛土の撤去に伴い土圧は減少するが、盛土高さ1.26mの時点では、No.2, No.4土圧計とも計算有効上載圧に近い値を示している。更に、ケース2盛土構築に伴い、再び杭頭部に応力集中する傾向となることがわかる。このことから、今回実施した改良杭間隔の場合には、盛土高さが1.0m程度から、盛土のアーチ効果が発揮されたものと考えられる。

次に、各載荷試験の前後に着目してみると、ケース1載荷試験前後では各土圧計とも若干土圧が減少しているのに対し、ケース2載荷試験の前後では杭頭部(No.2)では変化していないのに対し、杭間部(No.4)では載荷後に鉛

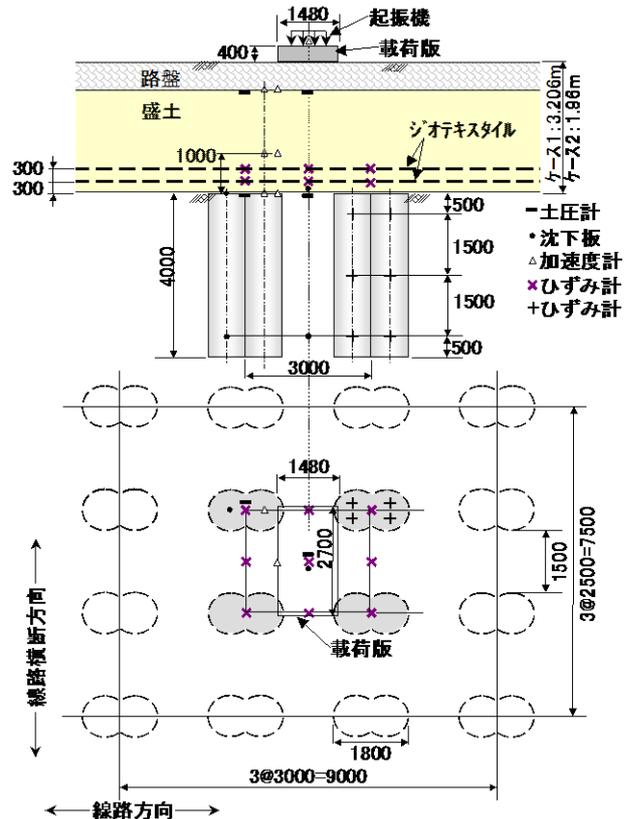


図-1 試験盛土の概略

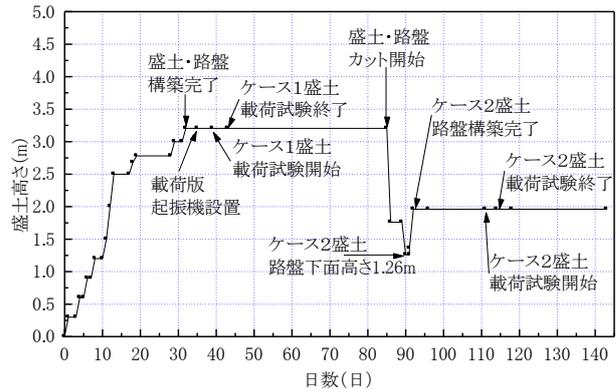


図-2 試験盛土の構築・載荷試験の工程

表-1 載荷試験の荷重条件

起振荷重	60kN±60kN
載荷面積	2.7×1.48=4.0m ²
路盤圧力	30kN/m ²
載荷周波数	22Hz (200km/hに相当)
載荷回数	200万回

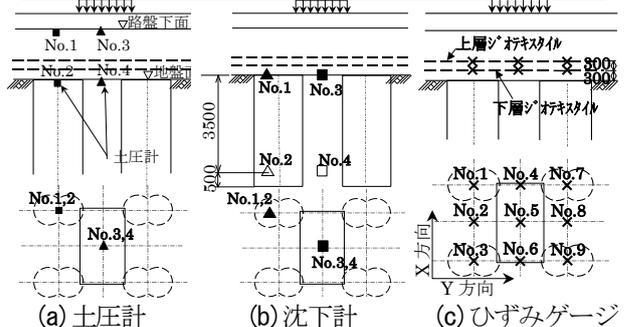


図-3 各計測器の設置位置の概略

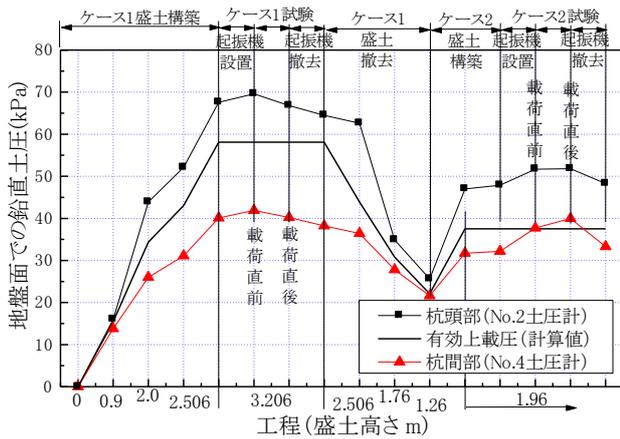


図-4 地盤面土圧の推移

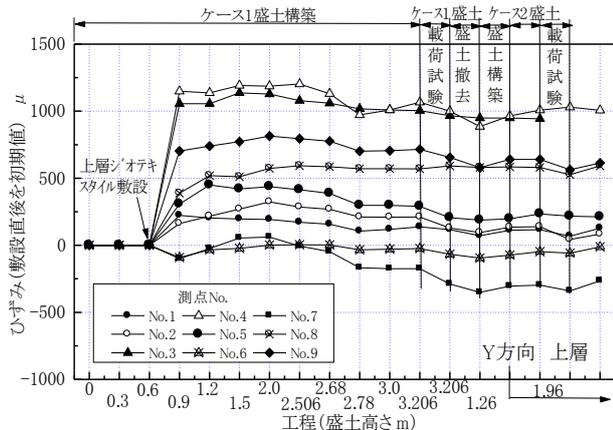


図-5 盛土構築によるジオグリッドひずみの推移例

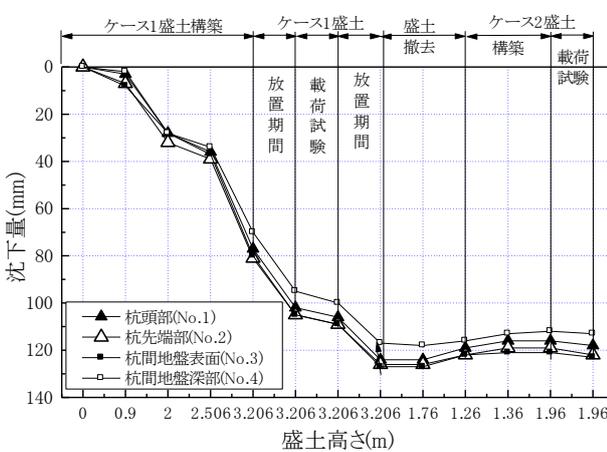


図-6 地盤改良層の沈下の進行

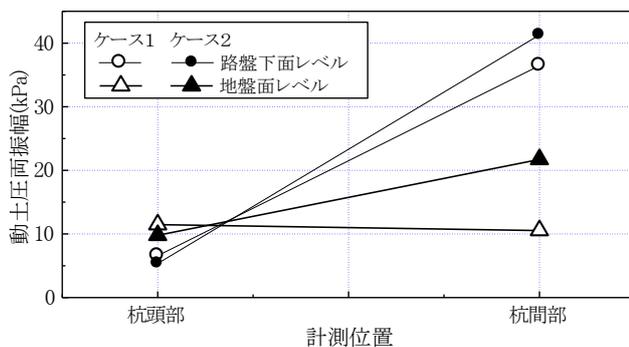


図-7 動土圧両振幅値の比較

直土圧が増加していることがわかる。このことから、盛土高さの低いケース2では、動的載荷によりアーチ効果が崩れ、杭間部での土圧が増加したと考えられる。

図-5に、全工程を通したジオテキスタイルひずみの推移を示す。ジオテキスタイルのひずみ計測は、図-3(c)に示すように、上下層のそれぞれについて、X,Y方向で計18点の計測を行っているが、ここでは代表として上層Y方向について示す。

同図から、盛土構築に伴うジオテキスタイルのひずみは、ジオテキスタイル敷設後1層目盛土の転圧時に杭間部分で大きなひずみが発生し、その後の盛土構築によるひずみの変化は小さく、かつ圧縮側に推移する傾向にあることがわかる。今回計測された最大の引張りひずみはNo.4測点上層のY方向で1200 μ 程度であり、単純なジオグリッドの引張試験から得られた引張荷重とひずみの関係から引張力に換算すると15 kN/m程度となる。また、載荷試験の前後でのジオテキスタイルの残留ひずみは、ケース1、ケース2載荷試験とも小さく、50 μ 程度以下であり、かつ圧縮側に残留ひずみが発生する傾向となっている。

図-6に、全工程を通した改良地盤層の沈下の推移を示す。各計測位置は図-3のとおりで、地中内に沈下板を設置してレベル測量により計測した。同図より各計測位置の沈下量はほぼ同様の進行状況であると判断でき、改良地盤層は改良杭位置、杭間地盤位置とも一体の複合地盤として同沈下していると判断できる。また、ケース1、ケース2載荷試験の前後での改良地盤層の圧縮沈下はともに1~2mmであった。このことから、不同沈下を防止するという目的に対しては、両ケースともコラムネットとしての機能を十分に発揮したと判断することができる。

b) 載荷試験による動的計測結果

図-7に起振載荷による動土圧両振幅の比較を示す。同図から、「現行基準」に適合する高盛土のケース1と適合しない低盛土のケース2を比較すると、ケース1の地盤面レベルでの動土圧両振幅は、杭頭部、杭間部ともほぼ同程度で均等に分散されているか、もしくは剛性の高い杭頭部に多少大きめの土圧分布となっているのに対して、ケース2の地盤面レベルでは杭頭部よりも杭間部で大きな値を示しており、杭間地盤部への列車荷重の影響が大きいことがわかる。これに伴い、路盤下面レベルの杭間部での値もケース1よりも大きくなっている。

図-8にジオテキスタイルの動ひずみ両振幅値の比較を示す。ジオテキスタイルの動ひずみ両振幅値は、載荷点直下(No.4,5,6)で大きな値を示していたことから、同図は測点No.4,5,6のY方向(線路方向)について、各ケースの比較を示した。同図から、ケース2はケース1の約2倍の応答値となっていることがわかる。前述の動土圧振幅値の比較でも、杭間地盤部分の値はケース2でケース1の約2倍であったことから、ケース2盛土では、列車荷重により杭間地盤に伝達される大きな荷重をジオテキスタイルの引張抵抗で保持していることが伺える。

図-9に、盛土内に設置した加速度計による出力を2回積分して求めたケース2の鉛直動変位両振幅値の分布

を示す。同図から、鉛直動変位振幅値は荷重点近傍で大きく離れるに従い小さくなる分布で、地盤面レベルについては杭頭位置(No.3)よりも杭間位置(No.6)のほうが大きな値となっており、その傾向はケース1でも同様である。

図-10に各計測位置の鉛直動変位両振幅値の比較を示す。同図から、荷重点位置(No.0)での応答値は両ケースとも同値である。また、地盤面レベル(No.6)ではケース2はケース1の1.5倍の値を示しているが、その値は非常に小さい。

(3) 当該現場に適用したコラムネット構造の性能評価

当該現場に適用した「現行基準」の条件「D<H」に適合していないコラムネット構造の性能・妥当性を確認することを目的として、現地載荷試験を実施し「現行基準」に適合する構造との性能比較を行った。

その結果、「現行基準」で適用外とされているケース2盛土についても、高強度のジオテキスタイルを2層配置することで杭間地盤に作用する大きな土圧をジオテキスタイルが吊り上げ、盛土表面の鉛直動変位振幅や改良地盤層の沈下は「現行基準」の適用範囲内のケース1盛土とほぼ同様の挙動を示した。このことから、ケース2盛土についてもコラムネット構造としての機能・性能を十分に有すると判断できる。しかし、低盛土の場合には列車荷重が杭間地盤部に大きく影響する結果が得られたことから、従来のように1層のジオテキスタイル配置では盛土内にパンチングが発生する危険性があることも確認された。

3. 現地載荷試験のシミュレーション解析による解析モデルの構築

(1) 解析概要

現地載荷試験のシミュレーション解析は、コラムネット工法の設計方法の合理化を検討するために実施する、パラメトリック解析に用いるモデルの構築を目的として実施した。コラムネット構造は単純な平面ひずみ状態での2次元解析では、その挙動を忠実に再現することが困難なため、3次元モデルにより解析を行うのが理想的である。

しかしながら、3次元での解析は計算時間が非常に長くパラメトリックな解析を行うには実務的でない。

そこで、本検討では3次元モデルにて盛土荷重による静的解析を行い、各地層、地盤改良杭およびジオテキスタイルの物性値を設定して、その物性値を基本として、2次元モデルによる静的・動的のシミュレーション解析を実施して、パラメトリック解析に用いる解析モデルを構築することとした。

(2) 解析手法および解析モデル

解析は有限差分法により行い、解析モデルは試験盛土の構造を模擬するものとして、図-11に示す地層構成・解析モデルにて実施した。同モデル図は線路横断面を示しており、2次元モデルは同図(b)のとおり計算の効

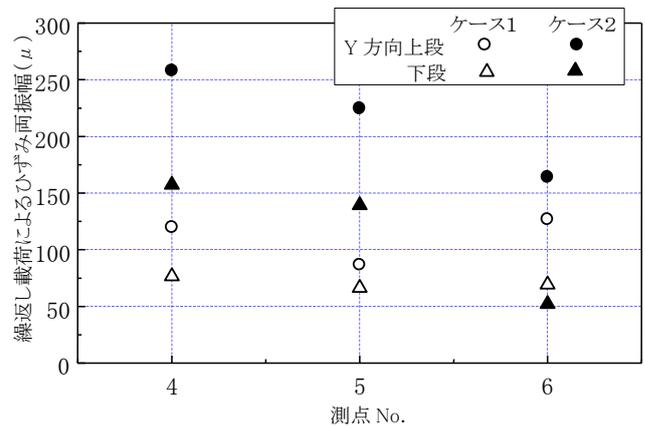


図-8 ジオテキスタイル動ひずみ両振幅値の比較

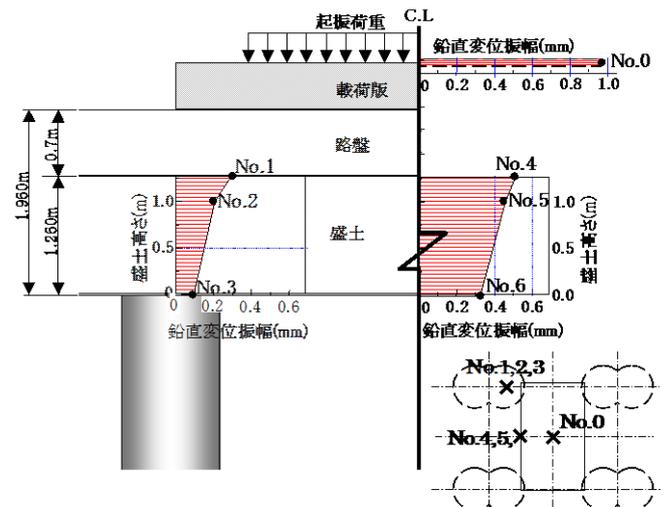


図-9 加速度計設置位置および鉛直動変位両振幅分布

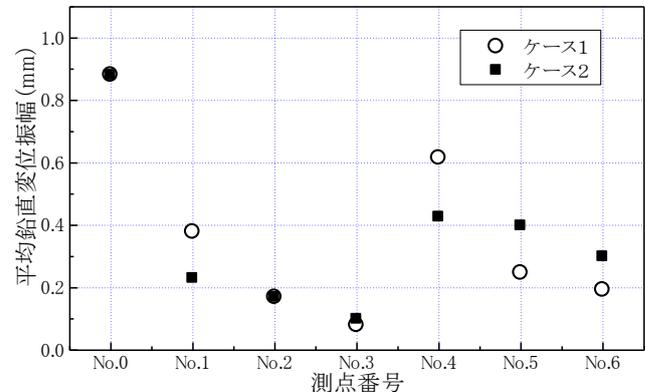


図-10 鉛直動変位両振幅値の比較

率化を図るため1/2断面とした。3次元解析モデルは、同様のモデル構成として同図(c)に示す1/4断面とした。各地層の入力定数は、土質試験などの試験結果を基本として設定したもので、表-2のとおりとした。地盤や盛土、改良杭はMohr-Coulombの破壊規準に準じた弾完全塑性体とした。

ジオテキスタイルには線形のケーブル要素を用い、断面積 $=1.5 \times 10^{-4} \text{m}^2/\text{m}$ 、変形係数 $=3.9 \times 10^6 \text{kPa}$ 、引張降伏応力 $=60 \text{kN/m}$ とした。ジオテキスタイルと地盤の境界部にはインターフェースを圧縮・せん断バネとも $1.4 \times 10^5 \text{kPa}$ として設定した。境界条件は側面では面内方向のみフリー、底面では鉛直方向固定とした。解析ケースは、現地

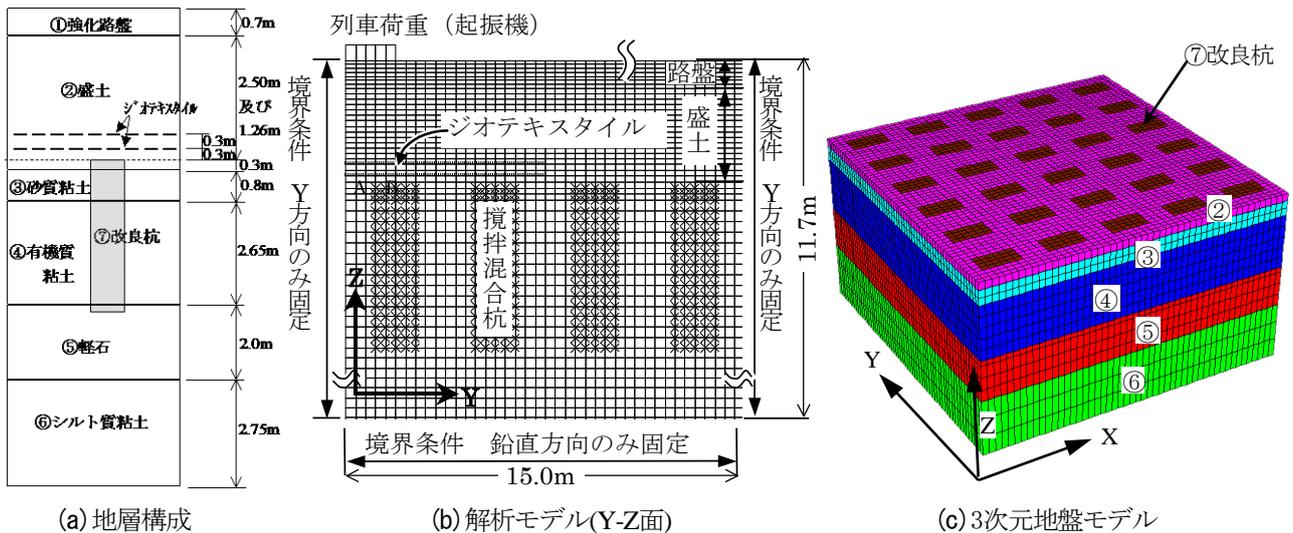


図-1 1 地層構成および解析モデル図の概要

載荷試験の検証解析として、表-3に示すとおり、3次元、2次元をそれぞれ2ケースずつとした。

表-2 各種地層入力定数

地層	密度 (t/m ³)	ポアソン比	せん断剛性 G _{max} (kPa)	体積弾性係数 k (kPa)	粘着力 c (kPa)	φ (°)	引張強度 (kPa)
路盤	2.15	0.25	1.2×10 ⁵	2.0×10 ⁵	0	45	0
盛土	1.77	0.3	5.2×10 ⁴	1.0×10 ⁵	0	30	0
砂質粘土	1.70	0.35	9.6×10 ³	2.9×10 ⁴	100	5	10
腐植土	1.1	0.45	2.9×10 ³	2.8×10 ⁴	25	0	0
軽石	1.5	0.3	4.8×10 ³	1.0×10 ⁴	0	30	0
シルト質粘土	1.5	0.4	6.0×10 ³	2.8×10 ⁴	30	0	0
改良杭	1.5	0.3	2.1×10 ⁶	4.5×10 ⁶	1150	0	350

(3) 3次元静的解析による現地載荷試験の検証結果

図-1 2に、3次元静的解析の結果得られたケース1盛土の盛土荷重による地盤面鉛直応力分布を示す。同図から、解析結果は計測値とほぼ合っていると判断できる。

図-1 3に、ケース1盛土の改良杭の鉛直応力分布を示す。杭下端部で解析値が計測値と比べ非常に大きな値を示しているが、実際の改良杭強度のばらつきを考慮すると、分布の傾向は比較的表现できていると考えられる。

図-1 4に、ケース1盛土のジオテキスタイルの引張力分布を示す。同図より、幅20cm当たりの最大値は20N程度、幅1.0m当たりとして100N/m程度である。解析に用いたジオテキスタイルの変形係数および断面積から引張力をひずみに換算すると約400μ程度となる。解析では、盛土の転圧を考慮していないために、計測値とは若干異なるものの、杭間地盤で大きな引張力が発生しており、その分布傾向は再現できていると考えられる。

また、ケース2盛土の解析結果もほぼ同様の傾向であり、以上のことから、解析に用いる地盤、改良杭の物性、およびジオテキスタイルのモデル・物性は比較妥当性が高いと判断して、以降の解析に適用するものとした。

表-3 解析ケース

	3次元静的解析	2次元静的・動的解析
ケース1盛土	3D-1	2D-1
ケース2盛土	3D-2	2D-2

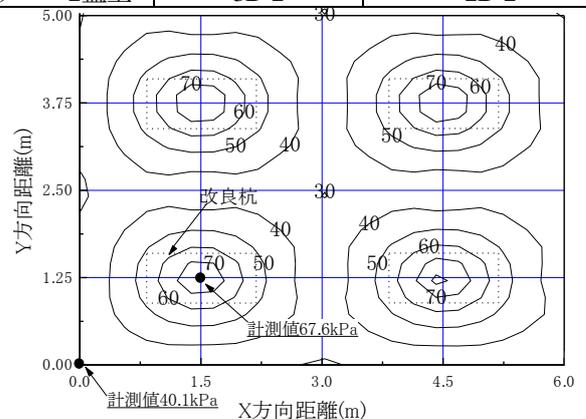


図-1 2 地盤面レベル静的鉛直応力分布(ケース1盛土)

(4) 2次元解析による現地載荷試験の検証結果

本検討で対象としているコラムネット工法のように、改良杭が奥行き方向に連続的ではない構造を2次元モデルで解析する場合、平面ひずみ状態を仮定するための手法が重要となる。この手法として、本検討では改良杭の物性を、3次元解析で決定した物性を基本として変化させての静的・動的での現地載荷試験の検証解析を行うことで、パラメトリック2次元解析に用いる改良杭の適切な物性を求めることとした。

解析ケースは、改良杭の強度・剛性を3次元解析で設定した値そのままの場合と、改良杭奥行き間隔で薄めた

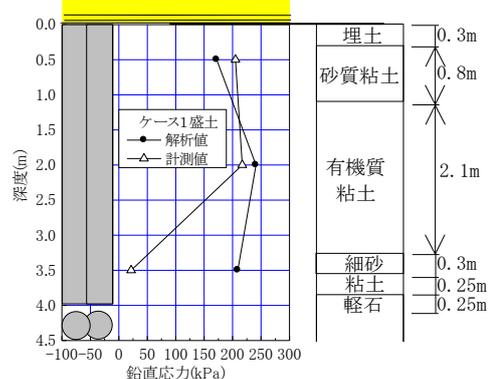


図-1 3 改良杭静的鉛直応力分布 (ケース1盛土)

0.6倍および0.1倍とした3種類にて、ケース1盛土、ケース2盛土のそれぞれについて計6ケースを実施した。なお、改良杭の物性の低減率は、現地盤（砂質粘土層）の定数との兼ね合いから、0.1倍を上限とした。

解析に用いた改良杭の入力定数を表-4に示す。

また、解析は盛土自重による静的解析と、列車荷重による動的解析を実施し、動的荷重は現地載荷試験での載荷条件と同様となるよう設定しており、境界部には粘性境界を設定した。

図-15に、各盛土ケースの杭間地盤鉛直応力の比較を示す。同図から、各盛土ケースとも改良杭の強度・剛性を低下させるほど、杭間地盤の鉛直応力は大きくなり、0.1倍のケース5,6で3次元での解析結果と比較的近い結果となった。

図-16に、動的解析の結果から得られた杭間地盤部の動的鉛直応力両振幅値の比較を示す。各ケースとも改良杭の強度・剛性を低下させても、解析値はほとんど変化せず、計測値に近づけることは困難な結果であった。

これは、現地載荷試験が部分荷重として載荷しているのに対し、解析では奥行きに等分布な状態として載荷していること、および改良杭についても同様に、2次元でのモデル化に限界があったものと考えられる。

また、鉛直動変位振幅についても同様の傾向を示したが、計測値が0.2mm程度であるのに対し、解析結果は0.2mm~0.4mmと比較的近い結果であった。

以上のことから、列車荷重のような部分荷重での挙動を2次元モデルで再現するには限界があったものの、盛土荷重による静的解析については、改良杭の強度・剛性を低減させることで、比較的3次元モデルでの解析結果と近い結果を得られることが確認された。

よって、コラムネット構造のパラメトリック2次元解析に用いる解析モデルは、本章で用いた改良杭の強度・剛性を0.1倍したモデルを基本とすることとした。

4. パラメトリック解析

(1) パラメトリック解析の概要

「現行基準」に示されているコラムネット工法の適用条件である「 $D < H$ 」などの合理化を目的として、盛土高さ H と改良杭中心間隔 D を変化させてのパラメトリック解析を実施した。解析は、3章で決定した2次元モデルを基本として、比較的3次元解析と整合した静的解析を実施した。ただし、改良杭は改良径1.0mの一般的な形状を想定してモデル化した。解析ケースは表-5に示す11ケースを実施した。

(2) パラメトリック解析結果

改良杭間隔 D と盛土高さ H をパラメータとした11ケースの静的解析結果の比較を以下に示す。

図-17に、盛土荷重による杭頭部および杭間部の鉛直応力の比較を示す。同図から、各改良杭間隔のケースとも盛土高さが増加するに従い、鉛直応力が増加する傾

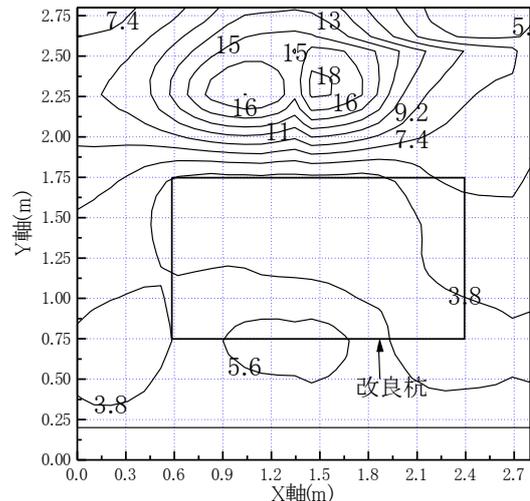


図-14 ジバキスタイルの引張力分布 (N/20cm)

表-4 解析に用いる改良杭定数

ケース	低減率	ポアソン比	せん断剛性 G_{max} (kPa)	体積弾性係数 k (kPa)	粘着力 c (kPa)	ϕ (°)	引張強度 (kPa)
1, 2	1.0倍	0.3	2.1×10^6	4.5×10^6	1150	0	350
3, 4	0.6倍	0.4	1.14×10^6	5.33×10^6	690	0	138
5, 6	0.1倍	0.4	1.93×10^5	9.00×10^5	115	0	23

注)表中ケース1,3,5: ケース1盛土, ケース2,4,6: ケース2盛土の解析

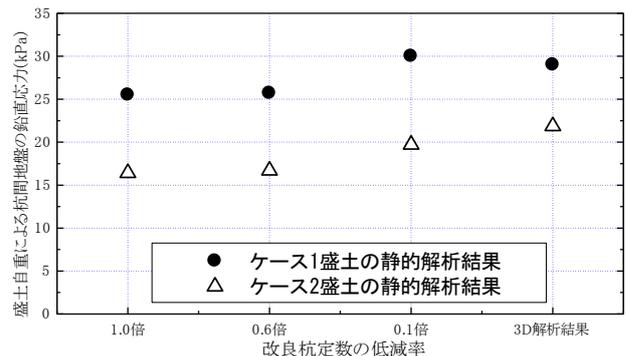


図-15 静的解析による杭間地盤の鉛直応力

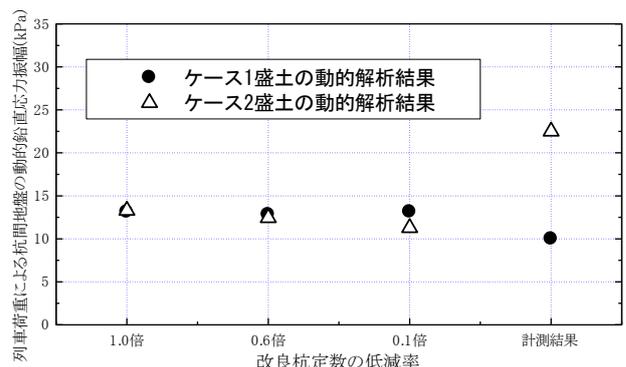


図-16 動的解析による杭間地盤の動的鉛直応力振幅

表-5 パラメトリック2次元解析ケース

盛土高さ (m)	改良杭中心間隔 (純間隔) (m)		
	2.0(1.0)	2.5(1.5)	3.0(2.0)
1.0	ケース1	ケース2	ケース3
1.5	—	ケース10	ケース11
2.0	ケース4	ケース5	ケース6
3.0	ケース7	ケース8	ケース9

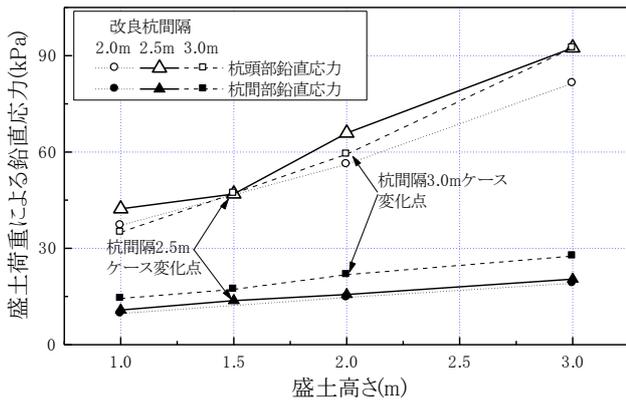


図-17 鉛直応力の比較

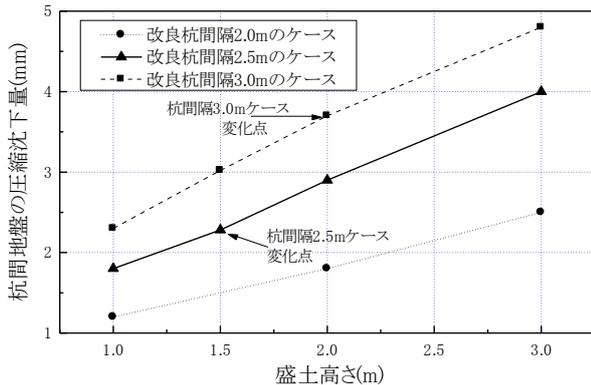


図-18 杭間地盤の圧縮沈下量の比較

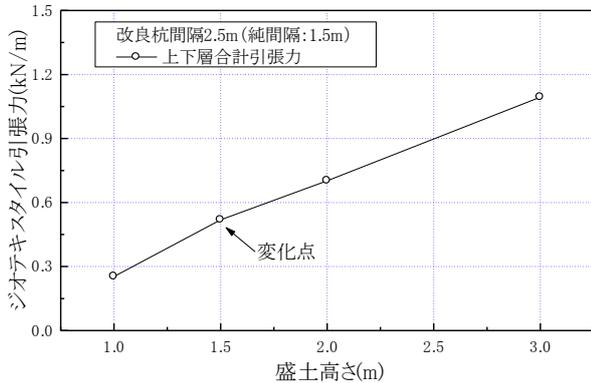


図-19 ジオテキスタイル引張力の比較

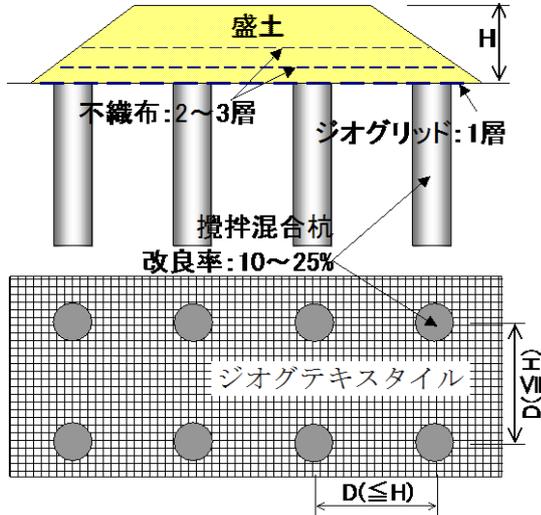


図-20 「現行基準」の基本構造

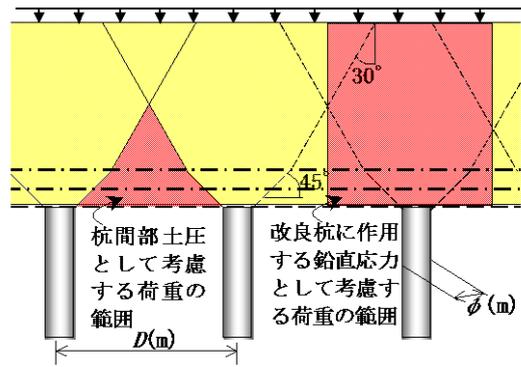


図-21 「現行基準」の設計方法の概略

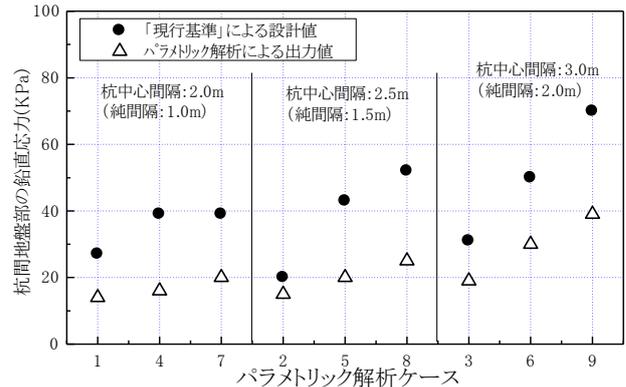


図-22 杭間地盤に作用する鉛直応力の比較

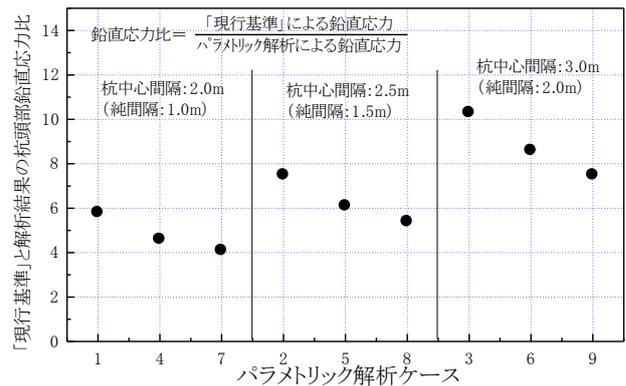


図-23 杭頭部に作用する鉛直応力比

向であることがわかる。また、改良杭間隔 $D=2.5m$ および $D=3.0m$ のケースでは、盛土高さの変化に伴う鉛直応力の増加傾向が、ある盛土高さで若干変化しているように解釈することができる。その変化点は、 $D=2.5m$ のケースで $1.5m$ 、 $D=3.0m$ のケースで $2.0m$ となっており、この変化点を超えると杭頭部では鉛直応力の傾きが大きくなり、杭間部では小さくなる傾向、すなわちコラムネット構造としては安定する傾向を示していると考えることができる。

図-18に、盛土荷重による杭間地盤の圧縮沈下量の比較を示す。圧縮沈下量は、杭頭レベルの沈下量から杭下端レベルの沈下量を差し引いたものである。同図から、各ケースともほぼ直線的な増加であるが、 $D=2.5m$ 、 $3.0m$ のケースでは、若干ではあるが鉛直応力と同様の傾向および変化点を示していると考えることができる。

図-19に、改良杭間隔 $D=2.5m$ のケースの、盛土荷重によるジオテキスタイルの引張力の比較を示す。これについても変化点は盛土高さ $1.5m$ と解釈でき、かつ変化点を超えると引張力が収束する傾向となっていることがわ

かる。なお、 $D=2.0\text{m}$ および $D=3.0\text{m}$ のケースについては、引張力の抽出位置の関係から、最大引張力を抽出できない点があったため、傾向を読み取ることができなかった。

5. コラムネット工法の設計方法の合理化に関する一提案

(1) 「現行基準」の基本構造および設計方法の概要

「現行基準」の基本構造および設計方法の概要を図-20、図-21に示す。

「現行基準」で示されている基本構造は、盛土の吊り上げ効果を期待するジオテキスタイルの配置は、「 $D < H$ 」という適用条件の基に1層配置でよいとしている。また、設計を行うに当たっては、ジオテキスタイルの引張強度の算出に考慮する杭間部土圧の範囲、および改良杭の圧縮応力度の設計に考慮する土塊の範囲を、それぞれ図-21に示すとおりと規定している。

(2) 設計方法の合理化の検討

現地載荷試験およびパラメトリック解析の結果から、以下の3点について、「現行基準」の設計法の合理化について検討を行った。

a) 改良杭間隔 D と盛土高さ H の制限値の合理化

「現行基準」では、ジオテキスタイルを1層配置する条件にて、「改良杭間隔 $D(\text{m}) < \text{盛土高さ}H(\text{m})$ 」をパンチングの生じない基本条件としているが、解析の結果、ジオテキスタイルを2層配置した場合には、改良杭純間隔となる盛土高さで挙動の変化点が見られたこと、および現場載荷試験において低盛土に相当するケース2盛土での性能が確認されたことから、杭中心間隔とするよりも杭純間隔とするほうが合理的であると考えられる。

b) 杭間地盤部の土圧力の算定方法の合理化

「現行基準」では、図-21に示すように、分散角を仮定して杭間地盤に作用する設計荷重を算出している。

今回、種々のパラメータで解析を行ない、杭間地盤の鉛直応力が得られた。そこで、現行の設計方法で算出した杭間地盤の鉛直応力と、解析により得られた杭間部の鉛直応力の比較を行った結果を図-22に示す。同図から、「現行基準」による応力の算出値は、解析により得

られた値の2倍程度であることがわかる。この結果から、「現行基準」による杭間地盤鉛直応力は、盛土の締めめのばらつきなどを考慮すれば妥当性が高いと考えられる。

c) 改良杭頭に作用する鉛直応力の算定方法の合理化

「現行基準」では、図-21に示すように、杭1本が杭間隔全体の盛土荷重を受け持つものとして、改良杭の作用荷重を算出している。そこで、「現行基準」の方法で改良杭上面に作用する鉛直応力を求め、解析による鉛直応力との比を算出した。その結果を図-23に示す。

同図から、現行基準で求めた鉛直応力は、解析で出力された鉛直応力よりもかなり大きい結果であることがわかる。特に改良杭間隔が広く改良率が低い場合には、「現行基準」によると解析値の10倍程度の鉛直応力比となっている。このことから、特に改良杭間隔が広い場合には極端に安全側の設計となっており、この点については合理化する要素のひとつであると考えられる。

6. おわりに

低盛土区間におけるコラムネット工法の適用について、より合理的・経済的な構造を採用し、その性能を現地載荷試験により確認することができた。また、コラムネット構造の2次元解析モデルを構築し、パラメトリック解析により「現行基準」の設計方法の合理化に関する提案を行った。今後、これらの検討結果を元に「現行基準」の見直しなどを検討する予定である。

謝辞：本研究を進めるにあたり、ご協力、ご指導頂いた関係者各位に、ここに記して感謝の意を表します。

参考文献

- 1) 村上 明：深層混合処理とジオテキスタイル併用工法による軟弱地盤上盛土の現地動的繰返し載荷試験，ジオシンセティックス論文集，第15巻，2000.12
- 2) 攪拌混合基礎（機械攪拌方式）設計・施工の手引き，鉄道総合技術研究所編，S62.7.1

A study about rationalization of the design method for embankment using deep mixing method together with geogrid

A.Murakami , S.Yazaki , T.Kashima , H.Aoki and T.Yonezawa , M.Tateyama

For construct of railway embankment on soft ground, we used deep mixing method together with geogrid to decrease settlement of the ground. Then, we need to understand the behavior of the embankment constructed by this method, caused by static load and dynamic load. So, we did dynamic loading test using two full-scale embankments on site. We will propose a rational method of design for embankment using deep mixing method together with geogrid, by analyzing these two tests. This paper introduces the result of these tests and the result of a numerical analysis.

