

ジオシンセティックスを活用した道路段差対策工法の設計法

Design Methods for Countermeasures for Differential Settlement of Road Surfaces by Applying Geosynthetics

三 上 大 道 吉 田 輝
岡 本 道 孝 北 本 幸 義

要 約

道路直下に横断構造物が存在する場合、地震時の揺すり込み沈下などにより、地中構造物と周辺地盤との路面境界部に車両走行が不可能となるような段差の発生が懸念される。その対策として、セメント安定処理土の上下にジオテキスタイルを敷設する「ジオテキスタイル補強固化土工法」と、筒状織物(ジャケット)にモルタルを充填して敷き並べる「モルタル充填ジャケット工法」を開発した。本報では、2 工法の設計法を確立するために、沈下発生時および直後の車両走行時における対策工の変形挙動を確認するための模型実験を実施したので、その内容について報告する。

目 次

- I. はじめに
- II. ジオテキスタイル補強固化土工法
- III. モルタル充填ジャケット工法
- IV. おわりに

I. はじめに

道路直下にボックスカルバートなどの横断構造物が存在すると、地震による周辺地盤の揺すり込み沈下などの影響で、地中構造物と周辺地盤の路面境界部に段差が発生し、車両走行が不可能となる場合がある¹⁾。プラント施設などでは、地震発生直後に消防車や救急車などの緊急車両を走行させるルートを確認する必要があり、その対策が急がれている。

Fig.1, 2 に示すように、例えば新設の高速道路では地中構造物の裏込め部を良質材で入念に締固め、さらに、橋台アプローチ部には橋台に支持させる形で踏掛板を設置することもある²⁾。しかし、既設の地中構造物を対象とした場合、大規模な掘削工事を伴う周辺地盤の置換・再締固めは現実的ではなく、踏掛板についても、支持させる地中構造物の補強や支持杭の打設などが必要となる。

そこで、既設の地中構造物に対する安価かつ簡易な対策工法として、セメント安定処理した路盤の上下にジオテキスタイルを敷設する「ジオテキスタイル補強固化土工法」(Fig.3)と、軟弱地盤対策で実績のあるパレスシート工法³⁾に用いる筒状織物(ジャケット)にモルタルを充填して敷き並べる「モルタル充填ジャケット工法」(Fig.4)を開発した。本報では、ジオシンセティックスを活用した上記2 工法について、地中構造物周辺の地盤沈下に伴う変形挙動と変形後の車両荷重による挙動を確認するための模型実験、ならびに設計法の内容を報告する。

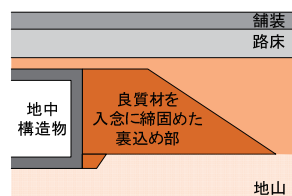


Fig.1 締固めによる段差対策

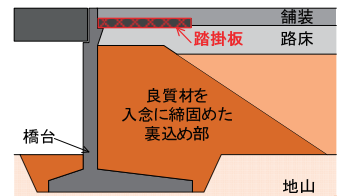


Fig.2 踏掛板による段差対策

(Countermeasure by Compaction)(Countermeasure by Approach Slab)

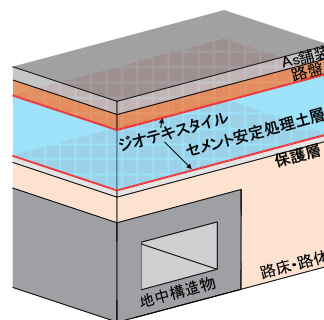


Fig.3 ジオテキスタイル補強
固化土工法

(Countermeasure by Cemented
Soil supported with Geotextile)

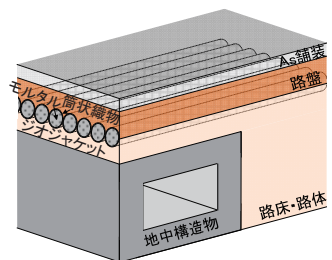


Fig.4 モルタル充填
ジャケット工法

(Countermeasure by Geosynthetic
Tubes injected with Mortar)

II. ジオテキスタイル補強固化土工法

1. 概 要

ジオテキスタイル補強固化土工法は、セメント安定処理した路盤の上下にジオテキスタイルを敷設するものである。一般に、セメント安定処理は路盤の補強に用いられることが多いため、当工法では

キーワード: 道路段差, 模型実験, 設計法, ジオシンセティックス, セメント安定処理土, モルタル

Keywords: differential settlement, model test, design method, geosynthetics, cemented soil, mortar

ジオテキスタイルの敷設以外に特殊な作業は不要である。また、大規模な掘削を必要としないため、既設の地中構造物への適用性も高い道路段差対策といえる。

2. 段差発生実験⁴⁾

(1) 実験方法・実験条件

実験に使用した段差発生装置の概要を Fig.5 に示す。この装置は 5 分割された降下盤を有し、それぞれ鉛直に最大 20 cm 降下させることができる。

降下前の盤上にジオテキスタイルを上下に敷設したセメント安定処理土層(ジオテキスタイル補強固化土層)を作製し、その上に舗装(路盤、アスファルト混合物)荷重を想定した層厚 20 cm の土被り層を設けた(Fig.6)。ジオテキスタイルにはポリエステル製の織布(Fig.7)を用い、土被り層にはクラッシャーラン(C-20)と笠岡粘土の混合土を使用した。ジオテキスタイル補強固化土層、土被り層ともに、段差発生装置の前面・背面に型枠を設置し、タンピングランマーを用いて締固めた。

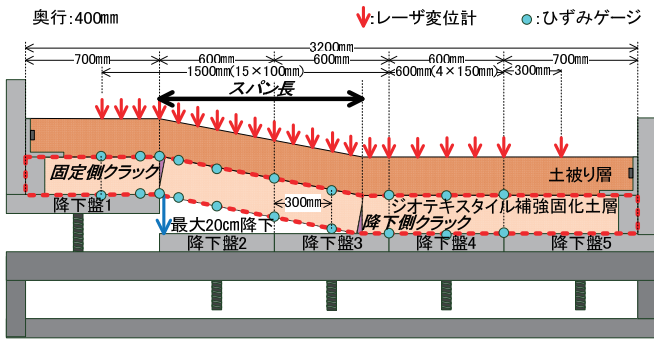


Fig.5 実験装置
(Lateral View of the Test Apparatus)

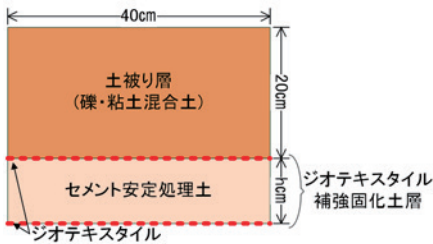


Fig.6 模型地盤横断面図
(Cross Section of Model Ground)

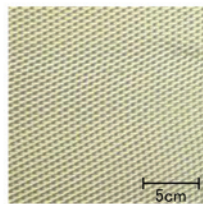


Fig.7 ジオテキスタイル
(Geotextile)

実験ケースを Table 1 に示す。含水比 7%のクラッシャーラン(C-20)に所定の添加率で高炉セメント B 種を混合してセメント安定処理土を作製した。Table 1 に示す引張強さは、模型地盤と同一条件で作製した円柱供試体の圧裂による引張強さ試験(JGS2551)から求めた値である。

模型地盤作製完了後、セメント安定処理土が所定の材齢に達した段階で型枠を撤去し、段差を発生させた。当実験では、降下盤 1 以外の 4 枚を同時に降下させ、1, 2 境界部に段差を発生させたが、降下盤は 1 cm ずつ段階的に降下させ、段差量毎にクラックの進展などを観察した。また、Fig.5 に示すように、レーザ変位計で実験中の路面のたわみを、ひずみゲージでジオテキスタイルに作用する引張力を評価した。

(2) 実験結果と設計法の検討

(a) 変形状況

段差発生時における模型地盤の変形例を Fig.8 に示す。1 cm 未満の微小沈下が発生した段階で、セメント安定処理土内の 2 箇所でクラックの発生が観察された。1 箇所は降下盤 1, 2 の境界部であり、もう 1 箇所の位置は、後述するようにセメント安定処理土の引張強さ、層厚に依存する。さらに沈下が大きくなると、二つのクラック間の土塊には回転するような挙動がみられ、路面勾配は大きくなるものの変形する土塊の長さはほとんど変化しないことを確認した。

(b) ジオテキスタイルに作用する引張力

ジオテキスタイルに貼付したひずみゲージの計測値から求めた引張力の一例を Fig.9 に示す。ジオテキスタイルに作用する引張力は、クラックが発生する 1 cm 未満の沈下では引張強さの 1%程度、20 cm の沈下が発生した場合にも 15%程度しか作用しないことが分かった。ジオテキスタイルは降下盤 1, 2 境界部で土塊が落下しないよう支持するために不可欠であるが、今回の実験条件ではジオテキスタイル本来の引張り補強による拘束効果は限定的と言える。



Fig.8 段差発生後の模型地盤(case5)
(Model Ground after Gap Generation)

Table 1 実験ケース
(Test Cases)

case	補強層厚 cm	段差量 cm	ジオテキスタイル 引張強さ kN/m	セメント安定処理土			輪荷重
				セメント 添加率 %	材齢 日	引張強さ kN/m ²	
1	5	20	縦:300, 横:45	3	14	435	無
2				3	316		
3				9	886		
4				3	246		
5				7	356		
6				3	184		
7				9	523		
8	10	10	縦:1000, 横:100	3	7	204	有
9				3	7	214	
10				9	14	909	
11				3	15	448	
12	15	15	縦:300, 横:45	3	9	256	

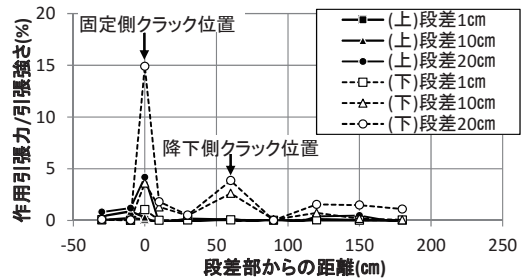


Fig.9 引張力計測結果(case5)
(Tensile Loads applied to Geotextile)

(c)梁モデルとしてのスパン長評価

セメント安定処理土のクラックは、ジオテキスタイルの補強効果が発揮される前の微小変形時に発生し、その位置はセメント安定処理土の厚さ、引張強さに支配される。そこで、クラック発生前のセメント安定処理土は弾性挙動を呈すると見なし、Fig.10 に示す一端固定・他端回転固定の梁でモデル化すると、降下側クラック位置における引張縁応力 σ_t は次式で表される。

$$\sigma_t = \frac{p \times L^2}{b \times h^2} \dots \dots \dots (1)$$

ここに、 p : 等分布荷重(死荷重)、 L : スパン長、 b : 安定処理土の幅、 h : 安定処理土の厚さである。

(1)式における、 σ_t にセメント安定処理土の引張強さを代入したスパン長 L の算出値と実測値の比較を Fig.11 に示す。概ね同程度の数値となっており、(1)式によって、段差発生時の挙動を支配するセメント安定処理土のスパン長 L を予測できることがわかった。

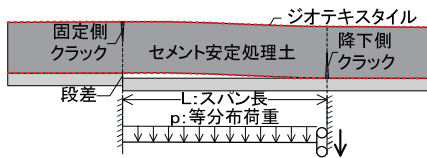


Fig.10 一端固定・他端回転固定梁
(Beam Fixed at One End, Restricted on Rotation at Another)

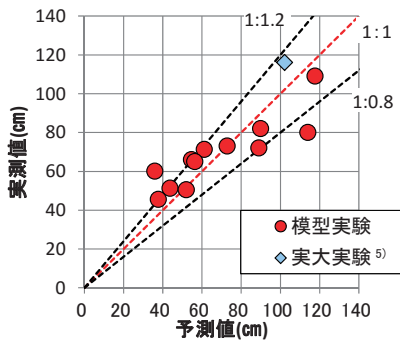


Fig.11 スパン長の予測値と実測値の比較
(Comparison between Estimated and Measured Span Length)

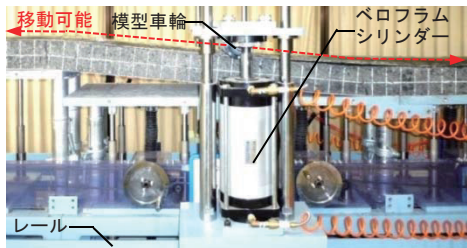


Fig.12 模擬輪荷重装置
(Simulating Device of Traffic Load)

3. 模擬輪荷重実験⁶⁾

(1) 実験方法

模擬輪荷重の荷重には Fig.12 に示す装置を使用した。これは、模型車輪(金属製ローラー)をベロフラムシリンダーで引くことにより、模型地盤に最大 10kN まで載荷できる構造となっている。また、ベロフラムシリンダーを模型地盤と平行に設置したレールに沿って移動させることで、車両走行を模擬することができる。

段差発生実験時の降下側クラック位置はジオテキスタイル補強固化土層、舗装などの自重に左右されるので、段差発生時には土被り層を設けていたが、これは模擬輪荷重を支持し得る強度を有していないため、模型車輪走行前に撤去した。模擬輪荷重は 1.5kN 程度から 0.2kN ずつ段階的に増加させ、それぞれの荷重レベルにおいて模型車輪を 1 往復させた。ジオテキスタイル補強固化土層が破壊した段階で実験を終了し、その時の荷重を破壊荷重と定義した。

(2) 実験結果と設計法の検討

(a)輪荷重による破壊荷重

Fig.13 にセメント安定処理土の引張強さと載荷実験で得られた破壊荷重の関係を示す。セメント安定処理土の引張強さが大きいほど、また補強層厚が厚いほどジオテキスタイル補強固化土層は大きな輪荷重に耐え得るという結果が得られた。

一方、ジオテキスタイルの引張強さは、破壊荷重の増加に寄与しない結果となった。今回の実験では、土被り圧が作用していないため、ジオテキスタイルとセメント安定処理土が十分に密着しておらず、拘束効果に起因した引張り補強が発揮されていないためと考えられる。ただし、実地盤においては土被り圧による拘束効果によってジオテキスタイル本来の補強効果も大きくなり、破壊荷重増大の可能性が期待される。

(b)破壊荷重予測式の検討

前述したとおり、微小段差の時点でセメント安定処理土内には 2 箇所クラックが発生し、両クラック間のセメント安定処理土は一つの土塊として回転挙動することが明らかとなった。また、破壊荷重は、今回の実験で用いたレベルのジオテキスタイルの引張強さには依存しなかったため、輪荷重載荷時のジオテキスタイル補強固化土層の挙動をセメント安定処理土塊の梁としてモデル化してみる。

上に凸な変形状態となる固定側クラック部では、輪荷重載荷時に上側のジオテキスタイルに作用する張力が増加し回転に抵抗する側に作用するものの、下に凸な変形状態の降下側クラック部では、上側のジオテキスタイルには張力が作用しにくく回転に対し無抵抗と

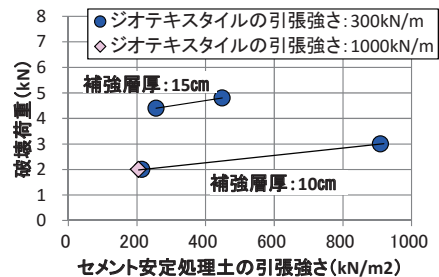


Fig.13 セメント安定処理土の引張強さと破壊荷重の関係
(Relationship between Tensile Strength of Cemented Soil and Failure Load)

考えられる。そこで、(1)式で求められるスパン長 L の土塊に対して、Fig.14 に示すような一端固定・他端単純支持梁と仮定して、破壊荷重の予測を試みた。この仮定に基づく破壊荷重 P は次式で表される。

$$P = \frac{8}{3 \times (2\sqrt{3} - 3) \times L} \times \left(\frac{b \times h^2}{6} \times ft \cdot \frac{(7\sqrt{3} - 11) \times p \times L^2}{16} \right) \dots (2)$$

ここに、 ft : 安定処理土の引張強さである。なお、等分布荷重(死荷重)と集中荷重(輪荷重)の最大曲げモーメントの発生位置は固定側クラックからそれぞれ $0.625L$ と $0.634L$ であり、その差は小さいことから、便宜的に集中荷重による発生位置を設定した。

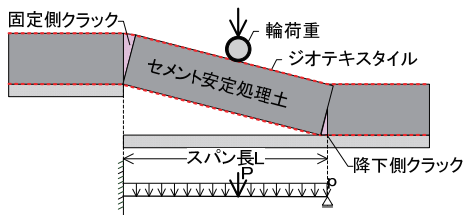


Fig.14 一端固定・他端単純支持梁

(Beam Fixed at One End, Simple Supported at Another)

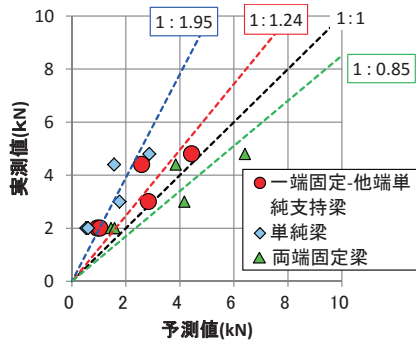


Fig.15 破壊荷重の予測値と実測値の比較

(Comparison between Estimated and Measured Failure Load)

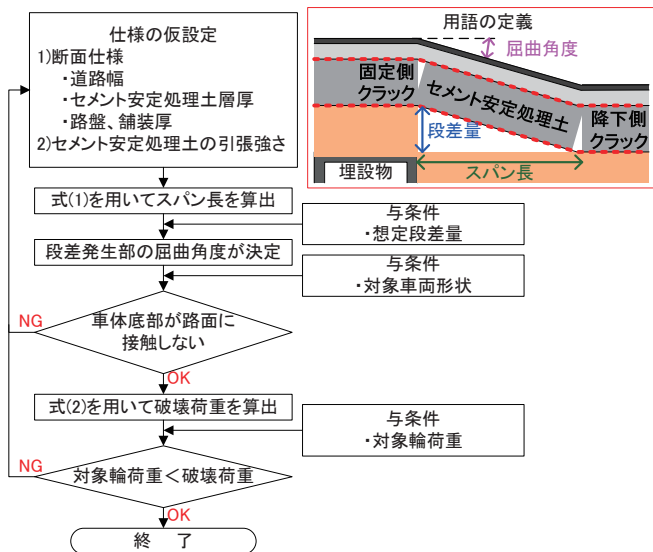


Fig.16 設計フロー
(Design Flow)

破壊荷重の予測値と模型実験による実測値の比較を Fig.15 に示す。バラツキはあるものの、(2)式により破壊荷重を概ね予測できることを確認した。ここで、Fig.15 には単純梁、両端固定梁と仮定した場合の比較結果も併記した。このうち両端固定梁では、実測値が予測値を下回る結果も得られていることから、安全側の結果を与える一端固定・他端単純支持梁が実用上適していると考えられる。

4. ジオテキスタイル補強固化土工法の設計フロー

以上の実験・検討結果から、Fig.16 に示すフローに従いジオテキスタイル補強固化土工法を設計することが可能である。

まず、断面仕様、セメント安定処理土の引張強さを設定することで、(1)式を用いてスパン長を算出する。そこに想定段差量を与えれば、段差発生部の屈曲角度が決定される。この屈曲角度を有する路面形状と想定する対象車両形状を CAD に入力し、車両走行性を検討することで、車体底部と路面の接触の有無を判断できる。

次に(2)式を用いて破壊荷重を算出し、対象車両の輪荷重がそれを下回れば、ジオテキスタイル補強固化土層が破壊することなく車両走行が可能であると判断できる。

走行不可能と判断された場合、セメント安定処理土層を厚くする、セメント安定処理土の引張強さを大きくするなどの対応によって、条件に応じた対策仕様を選定することができる。なお、今回の実験ではジオテキスタイルの引張強さの効果を評価するには至っていないが、前述したとおり、実地盤中では効果が発揮されると考えられるので、この点については今後の課題としたい。

III. モルタル充填ジャケット工法

1. 概要

モルタル充填ジャケット工法は、軟弱地盤対策で実績のあるパレスシート工法³⁾に用いる筒状織物(ジャケット)にモルタルを充填して、段差発生が予想される箇所に敷き並べるものである。単にジオテキスタイルを敷設する工法に比較して、ジャケットがその内部に充填した中詰材を拘束することで曲げ耐力がより増加・維持する効果を活用した工法である。

前述したジオテキスタイル補強固化土工法は、実用上 60 cm 程度以上の補強層厚が必要であるが、モルタル充填ジャケットは外径が最大で 20 cm であり、薄層で補強することが可能なため、横断構造物が比較的浅い位置に埋設されている場合にも有効となる。

2. 実験方法・実験条件

当工法においても、ジオテキスタイル補強固化土工法の場合と同様に、段差発生と段差後の車両走行を想定した模型実験を実施した。

降下前の盤上にジャケットを敷き並べ、モルタルまたは流動化処理土を注入した後、所定の養生を行いモルタル充填ジャケットを製作した。なお、当実験では装置寸法の制約により、剛性の高いモルタル充填ジャケットの降下側端部は段差発生時に降下しないため、端部を降下盤に固定して(Fig.17)、強制的に段差を発生させた。

その後、降下盤を 1 cm ずつ段階的に降下させ、17 cm 程度の段差を発生させた。段差発生後、Fig.12 に示した装置を用いて模擬輪荷重を載荷した。模擬輪荷重は 2kN 程度から 1~2kN ずつ段階的に増加させ、それぞれの荷重レベルにおいて模型車輪を 1 往復させた。

実験ケースを Table 2 に示す。使用したジャケットはポリエステル製で、延長方向の引張強さは、直径 100, 200 mm においてそれぞ

れ 173, 108kN/m である。また、中詰材に用いたモルタル、流動化処理土の一軸圧縮強さは 800~23,000kN/m² である。Table 2 に示す一軸圧縮強さは、模型実験と同一条件で作製した円柱供試体の実験時材齢での一軸圧縮試験結果である。

3. 実験結果

レーザ変位計で計測した、段差発生時および模擬輪荷重載荷後のたわみ分布の一例を Fig.18 に示す。本報では、降下盤 1, 2 の境界部を段差部と称し、段差部から直線近似できるたわみの範囲をスパン(スパン長)、また降下側にあるスパン端部を屈曲点と定義している(Fig.17)。

段差発生初期から、段差部と降下部の 2 箇所屈曲が生じており、中詰材にはクラックが発生したと考えられる。その後、沈下量が増加しても屈曲点の位置は変わらず、沈下量の増加に伴い、ジオテキスタイル補強固化土工法と同様に段差部~屈曲点間のモルタル充填ジャケットが回転するような挙動を示した。

Fig.19 に示すように、輪荷重の載荷では荷重レベルの増加に伴いたわみ量は大きくなり、新たな屈曲点が段差部方向に発生することが確認された。

Table 2 実験ケース (Test Cases)

ケース	ジャケット径 (mm)	中詰材		
		種類	養生日数 (日)	一軸圧縮強さ (kN/m ²)
1	100	流動化処理土	3	1283
2	100	流動化処理土	6	1592
3	100	流動化処理土	6	6131
4	100	流動化処理土	6	953
5	100	モルタル	6	23064
6	200	流動化処理土	3	1341
7	200	流動化処理土	6	811
8	200	流動化処理土	7	2547
9	200	流動化処理土	7	4354
10	200	モルタル	7	21094
11	200	モルタル	7	11226
12	200	モルタル	7	23933

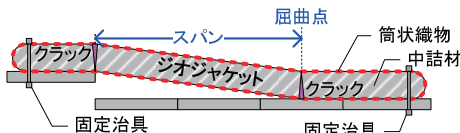


Fig.17 モルタル充填ジャケット端部の固定 (Fixing of Both Ends of Model)

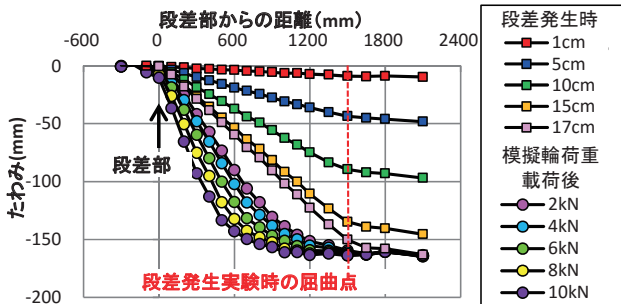


Fig.18 たわみ分布(ケース 3) (Deflection Distribution)

4. 設計法

上述したように、ジャケットに強制段差を与えた今回の実験条件では段差発生時のスパン長予測法を導出することは困難であるため、以下ではスパン長を既知とした設計法の考え方について述べる。

段差発生後に輪荷重が作用する際、上に凸な変形状態の段差部では、ジャケット頂部に十分な張力が作用しモルタル充填ジャケットの回転を拘束するが、下に凸な変形状態の屈曲部では、ジャケット頂部の張力が解放され回転の拘束が弱いと考えられる。ジオテキスタイル補強固化土工法と同様に、モルタル充填ジャケットを Fig.20 に示す一端固定・他端単純支持の弾性梁でモデル化することとしたが、ジャケットは筒状であるため面状のジオテキスタイルに比べて拘束性は期待される。なお、Fig.19 に示すように新たな屈曲点が段差部側に発生した場合も、最も段差部に近い屈曲点までを新しいスパンとして、同じモデルを適用できる。

Fig.20 に示すモデルの最大曲げ応力 σ は下式で示される。

$$\sigma = \frac{1425PL}{256\pi d^3} + \frac{9pL^2}{4\pi d^3} \dots \dots \dots (3)$$

ここに、P: 集中荷重(輪荷重)、p: 等分布荷重(死荷重)、L: スパン長、d: ジャケット径である。

このモデルでは、前述したとおり輪荷重が段差部から概ね 0.63L(L: スパン長)の位置にある時に曲げモーメントは最大となる。輪荷重を載荷した際、この位置で中詰材にクラックが発生するので、新たな屈曲点になると仮定した場合、スパン長 L の予測値と実測値の比較を Fig.21 に示す。両者は概ね一致しており、Fig.20 に示すモデルは妥当と考えられる。

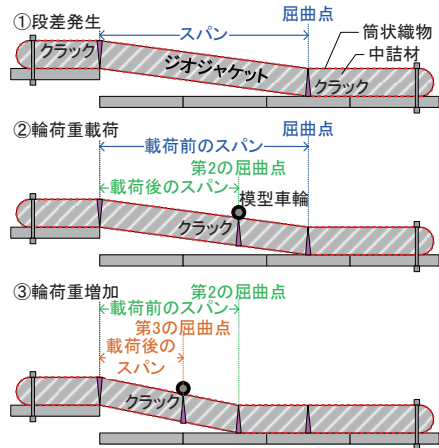


Fig.19 輪荷重載荷時の挙動 (Behavior of Geosynthetic Tubes Injected with Mortar under Modeled Wheel Load)

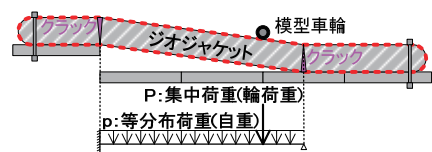


Fig.20 一端固定・他端単純支持梁 (Beam Fixed at One End, Simple Supported at Another)

また、式(3)を用いて算出したモルタル充填ジャケットの曲げ強度と、中詰材の一軸圧縮強さの関係を Fig.22 に示す。曲げ強度は一軸圧縮強さに依存して増加する傾向にあり、近似線を用いることで、ジャケット径に応じて一軸圧縮強さに対する曲げ強度を予測できる。

以上の結果から、輪荷重 P が与えられた場合に、(3)式から最大曲げ応力を算出し、車両走行に伴うモルタル充填ジャケットの新たな屈曲点の発生を防ぐ一軸圧縮強さを Fig.22 から求めることで、中詰材の仕様を選定することができる。

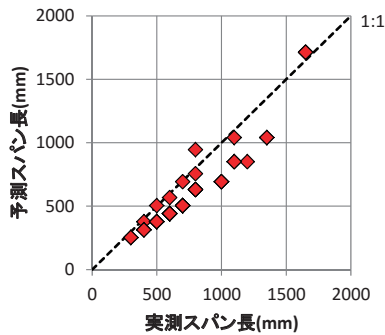


Fig.21 新たなスパン長 L の予測値と実測値の比較
(Comparison between Estimated and Measured Span Length)

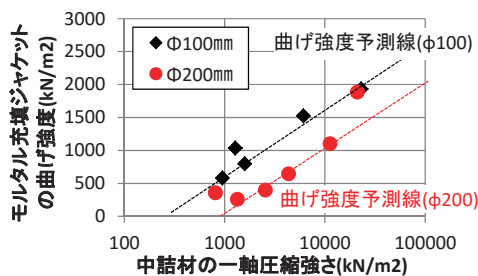


Fig.22 一軸圧縮強さと曲げ強度の関係
(Relationship between Bending Strength and Unconfined Strength of Filling Material)

IV. おわりに

道路段差対策工法としてのジオテキスタイル補強固化土工法とモルタル充填ジャケット工法の開発として、設計法を検討した。要求品質に応じて2工法を使い分けることで、顧客の求める多様なニーズに応えることが可能である。

当開発で得られた知見は、道路段差対策のみならずジオシンセティックスを用いた全般的な地盤改良に活用できると考えられることから、今後は多方面への展開にも努めていく所存である。

参考文献

- 1) 常田ほか；縦断線形円滑化の視点による道路盛土・横断構造物の段差対策の実験的検証，土木学会地震工学論文集，Vol.29，2007，pp.566-572.
- 2) 東日本高速道路株式会社，中日本高速道路株式会社，西日本高速道路株式会社；設計要領第一集土工編，2012.
- 3) 北本幸義ほか；“基盤の目”の棋譜—格子状補強枠を有するシート工法の開発軌跡—，土と基礎，Vol.56，No.2，2007，pp.32-33.
- 4) 三上大道ほか；ジオテキスタイル補強地盤の段差発生時における挙動評価，第49回地盤工学研究発表会，2014，pp.1349-1350.
- 5) 下口裕一郎ほか；道路段差および不動沈下対策としてのジオテキスタイル補強工法の適用実績，土木学会第67回年次学術講演会概要集，2012，pp.567-568.
- 6) 三上大道ほか；ジオテキスタイル補強固化土層による道路段差対策工法の耐荷重，第50回地盤工学研究発表会，2015，pp.1675-1676.

Design Methods for Countermeasures for Differential Settlement of Road Surfaces by Applying Geosynthetics

Tomonori Mikami, Teru Yoshida, Michitaka Okamoto and Yukiyoshi Kitamoto

Differential settlement of road surfaces can occur as a result of earthquakes, especially at the boundary between differential underground structures. An effective solution to even out longitudinal vertical misalignment is to apply 'cement-treated soil supported by a geotextile' or 'geosynthetic tubes injected with mortar' to the subgrade.

To establish design methods for the above two applications, the authors carried out laboratory model tests in which differential settlement between underground structures and the surrounding ground was simulated. Once differential settlement had been generated, modeled wheel loads were applied to the road model to simulate vehicular traffic. On the basis of the test results, the authors proposed design methods which enabled appropriate specifications to be determined of countermeasures to minimize the impact on vehicular traffic.