

小土被りトンネルの地震時挙動に与える 事前地山改良工の影響に関する実験的研究

小西 魁¹・澤村 康生²・岸田 潔³・木村 亮⁴

¹学生会員 京都大学修士課程 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: konishi.kai.77v@st.kyoto-u.ac.jp

²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: sawamura.yasuo.6c@kyoto-u.ac.jp

³正会員 京都大学教授 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

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

事前地山改良工などの補助工法の技術開発により、小土被り未固結地山のトンネル掘削でも NATM が頻繁に採用されている。これまでは主にトンネル掘削時を対象として、事前地山改良工による地表面沈下抑制効果や切羽の安定性に関する検討が進められてきた。一方、同構造の地震時挙動については十分に検討されていない。本研究では、改良の有無および改良パターンによる小土被りトンネルの地震時挙動を把握することを目的に、遠心力 50 G 場での振動台実験を実施した。その結果、トンネル脚部まで改良した場合、改良体によりトンネルのせん断変形を抑制できることを確認した。一方、トンネル上部のみを改良した場合、トンネル上部に重量が集中することで応答が増幅し、周辺地盤と改良体の境界部分でトンネルに大きなせん断変形が生じることを確認した。

Key Words : shallow tunnel, seismic behavior, ground improvement, centrifuge test

1. はじめに

従来、小土被りの未固結地山では開削工法やシールド工法によるトンネル掘削が主流であった。しかし、山岳トンネルにおける補助工法の技術開発により、小土被りの未固結地山でのトンネル掘削にも NATM が頻繁に採用されるようになってきている。NATM はシールド工法や開削工法よりも経済性の面で優れた工法であるといえるが、周辺地山にグランドアーチが形成されることと切羽の自立が前提である。そのため、地山の剛性が低く、切羽の不安定化や地表面沈下が懸念される小土被りの未固結地山では、安全かつ適切な切羽安定対策が必要となる。

東北新幹線八戸・新青森間や北陸新幹線長野・金沢間では、小土被りの土砂地山・未固結地山においてトンネルの建設が行われてきた。そこでは切羽の自立性や緩み領域の増加、地表面への影響等が問題となった¹⁾²⁾。そこで、トンネル天端と切羽の安定性の確保や、地盤沈下の抑制を目的として、地上部の制約が少ない区間ではトンネル掘削前に事前地山改良工が適用された。図-1 お

よび表-1 に事前地山改良工が適用されたトンネル周辺地盤の物性値³⁾を示す。改良範囲や改良強度については、土被りや地山条件、許容される沈下量などの諸条件によって異なるが、牛鍵トンネルではトンネル上半部まで、赤平トンネルではトンネル下半脚部までそれぞれ改良を行っている。図-2 に事前地山改良工の施工手順⁴⁾を示す。地表面からトンネル天端まで開削した後、トンネル天端

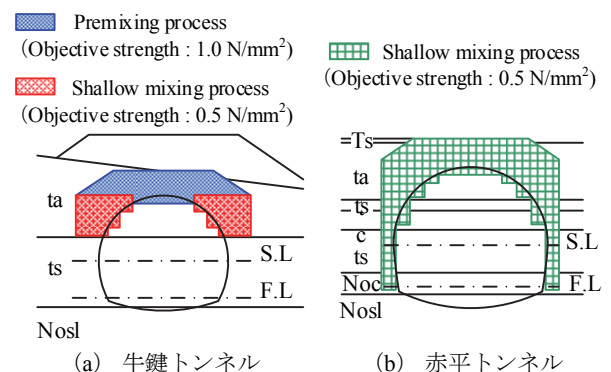
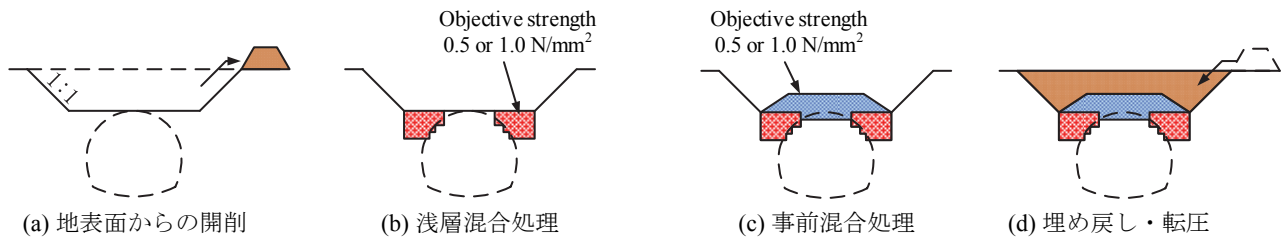


図-1 改良体および周辺地盤の地質³⁾

表-1 改良体および周辺地盤の物性値³⁾

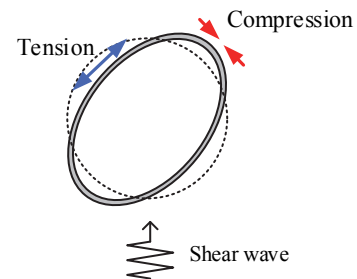
Name	Symbol	N value	γ [kN/m ³]	E [kN/m ²]	ν	c [kN/m ²]	ϕ [°]
Ushikagi tunnel							
Takadate Volcanic ash layer	ta	2~4	14	3.5×10^3	0.35	36	0
Takadate Sandy soil layer	ts	10~15	18	2.0×10^4	0.35	20	30
Shallow mixing soil			19	5.0×10^4	0.35	144	30
Premixing soil			19	1.0×10^5	0.35	288	30
Akahira tunnel							
Surface soil	Ts		15	5.0×10^3	0.4	13	-
Takadate Volcanic ash layer	ta	3~8	15	1.25×10^4	0.4	30	-
Takadate Sandy soil layer	ts	7	17	1.75×10^4	0.35	-	31
Takadate Cohesive soil layer	tc	3~4	15	1.0×10^4	0.4	57	-
Takadate Sandy soil layer	ts	7~22	18	3.0×10^4	0.35	-	31
Nobe Cohesive soil layer	Noc	5	17	1.25×10^4	0.4	31	-
Nobe Sandy soil layer	Nosl	16~50	20	1.25×10^5	0.35	-	38
Shallow mixing soil			19	1.0×10^5	0.35	288	30

図-2 事前地山改良工の施工手順⁴⁾

周辺を全面的に混合処理，あるいはトンネル脚部まで杭式に混合処理を行う．その後，掘削土とセメントを事前混合処理し，埋め戻した後にトンネルを掘削する．事前地山改良工を採用した区間では，切羽の安定性が向上した結果，地表面沈下が抑制され，NATM 掘削時の事前地山改良工の有効性が確認されている⁵⁾．しかしながら，改良範囲，改良強度等は主に経験的な判断に基づいた対応がなされてきた．

そこで，北川ら⁶⁾は，事前地山改良工が採用されたトンネルを対象としたトンネル掘削時の現場計測や数値解析によって切羽安定化のメカニズムを明らかにした．野々村ら³⁾は，三次元降下床実験装置を用いた室内模型実験や数値解析により，事前地山改良工の有効性と設計における留意点をまとめている．また，崔ら⁴⁾は，改良幅と改良強度をパラメータとしたトンネル掘削過程の数値解析を行い，各パラメータによる影響と改良効果を明らかにした．このように，事前地山改良工を施した小土被りトンネルに対して，掘削時の安定性に関する研究が進められてきたが，地震時挙動に関する検討例は少なく，解析的に検討された例があるのみである^{7,8)}．

一般に円形の地中構造物は，図-3 に示す通り，地震時に地盤のせん断変形に追従しながら斜め方向に楕円形

図-3 円形トンネルの地震時挙動⁵⁾

に変形することが知られている⁹⁾．そのため，地震時の応答が大きくなりにくい岩盤中に建設されることが多い山岳トンネルは地震に強い構造物であると考えられている．しかし，2004 年新潟県中越地震¹⁰⁾や 2008 年中国四川地震¹¹⁾，2016 年熊本地震¹²⁾では，一部の山岳トンネルが大きな被害を受けた．また Yashiro ら¹³⁾は，山岳トンネルの地震被害を 1) 小土被りの区間の被害，2) 不良地山区間の被害，3) 断層のずれによる被害，の 3 パターンに大別した．一般に，小土被りの未固結地山では，土被りによる地山の拘束圧が小さいために地震時の応答が大きくなりやすく，トンネル肩部にひび割れや圧縮が生じるといった被害事例^{14), 15)}が報告されている．そこで，小

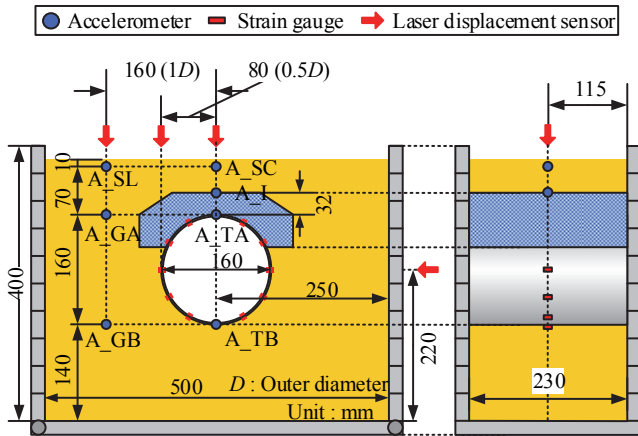


図-4 トンネル模型および計測機器設置位置 (Case-2)

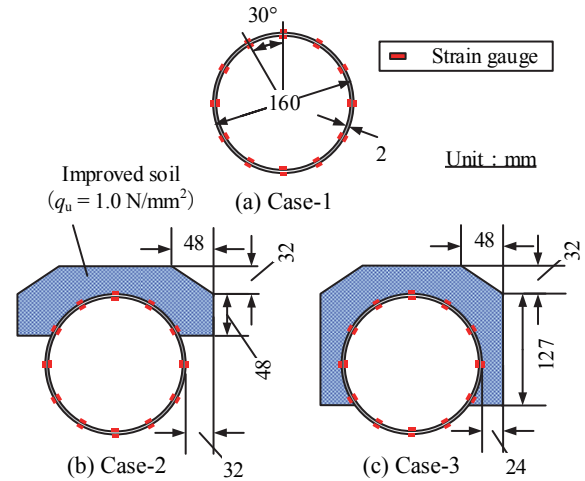


図-5 実験ケース

土被りトンネルの地震時挙動を把握し、現場計測¹⁶⁾や模型実験^{17), 18)}、数値解析^{17), 18)}を通じて設計に反映させようとする研究が進められてきた。

上述の通り、事前地山改良工を施した小土被りトンネルについては、トンネル掘削時における改良効果に関して研究が進められてきた。また、小土被りトンネルそのものについては、地震時の被害メカニズムについて研究が進められており、耐震設計手法が提案されている¹⁸⁾。しかし、事前地山改良工が小土被りトンネルの地震時挙動およびトンネル周辺地盤に与える影響については明らかになっておらず、以下のことが懸念される。

- 1) 事前地山改良工を施すことで改良を施した領域(以下、改良体と呼ぶ)の剛性が周辺地盤よりも高くなり、改良体と地盤の境界に応力が集中することで、トンネルに過大な曲げ変形が生じる。
- 2) 上半領域を改良したケースでは、トンネル上部に重量が集中することで、地震時の応答が増幅し、トンネルおよび周辺地盤の被害が拡大する。

そこで本研究では、改良体の有無および改良パターンの違いによる小土被りトンネルの地震時挙動を把握することを目的に、遠心加速度 50 G において振動台実験を実施した。

2. 遠心模型実験の実験条件

本実験には、京都大学防災研究所所有の遠心力载荷装置を使用し、遠心力 50 G 場において、振動台実験を実施した。表-2 に本実験で用いた遠心力载荷装置の仕様を示す。実験対象は、新幹線標準内空断面の NATM トンネルとし、土被りは 0.5 D、改良パターンは図-1 および表-1 に示す通り実際の施工現場で採用されたものとした³⁾。

表-2 京都大学防災研究所の遠心力载荷装置の仕様

Specific	Geotechnical centrifuge
Effective rotation radius [m]	2.50
Experiment capacity [g × ton]	24
Maximum number of rotations [rpm]	260
Effective space for model installation [m]	
— Static test	0.80(L) × 0.36(W) × 0.80(H)
— Dynamic test	0.61(L) × 0.35(W) × 0.62(H)
Maximum centrifuge acceleration [G]	
— Static test	200
— Dynamic test	50

(1) 実験ケース

図-4 に実験の概略図、図-5 に実験ケースを示す。Case-1 は改良を施していないケース、Case-2 はトンネル上半上部のみ改良したケース、Case-3 はトンネル下半脚部まで改良したケースである。Case-1 は、地山改良が必要な条件であるにもかかわらず、地盤改良を行わないケースである。したがって、実際には施工されない条件であるが、比較のためのケースとする。Case-2, 3 は、実際の施工事例³⁾を参考に決定したケースである。

実験の前提として、吹付けコンクリートやロックボルトはモデル化が困難であること、またトンネルの地震時挙動に与える影響は小さいと考えられることからモデル化は行っていない。また、トンネル掘削に伴う応力解放に相当する機構は有していない。

(2) トンネルのモデル化

トンネル模型は、土槽壁面からの影響を考慮したうえで、覆工厚 0.3 m で新幹線標準内空断面の NATM トンネル¹⁹⁾(図-6)と可能な限り寸法および曲げ剛性が一致するようにモデル化を行った。その結果、アルミ製で外径 160 mm、覆工厚 2 mm、奥行き 225 mm で真円のものを使用した。本実験では、地震時のせん断変形の影響を評

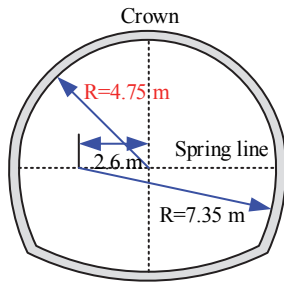
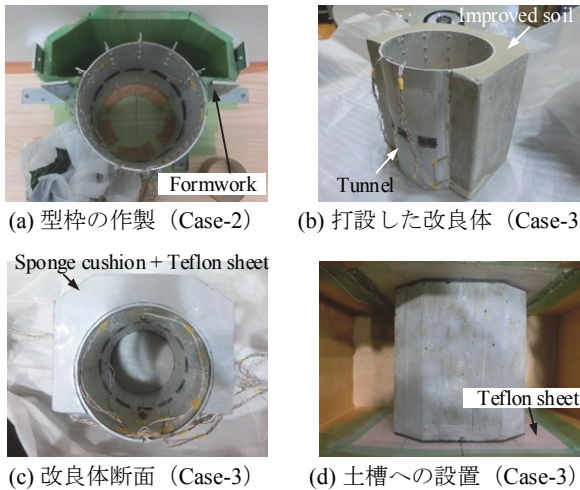

 図-6 新幹線標準内空断面のNATMトンネル¹²⁾


図-7 改良体の打設から土槽への設置

表-3 実構造物と実験模型(プロトタイプ寸法)の諸元

Material property	Tunnel	Existing structure p	Experimental model (prototype) m_p	ratio p/m_p
Young's modulus E [N/mm ²]		2.20×10^7	7.06×10^7	0.31
Outer diameter D [m]		10.1	8.0	1.26
Thickness t [m]		0.30	0.10	3.0
Axial stiffness EA [kN]		2.03×10^8	1.75×10^8	1.16
Bending stiffness EI [kN·m ²]		2.44×10^9	1.37×10^9	1.78

価することを目的としていること、また実際のトンネルの形状をモデル化するのは困難であることから、模型は真円でモデル化した。表-3 に、実際のトンネルの諸元と本実験で用いたトンネル模型のプロトタイプ寸法における諸元を示す。

(3) 事前地山改良工のモデル化

事前地山改良工は、実際の施工事例³⁾を参考にモデル化を行った。改良体は一軸圧縮強さ $q_u = 1.0 \text{ N/mm}^2$ を目標に、笠岡粘土 ($w_p = 29.6\%$, $w_L = 62.1\%$) : 早強セメント : 水 = 5 : 1 : 3.75 の混合比で打設した。

本来トンネル掘削時に事前地山改良工を施工する場合は、図-2 に示した通り、地盤の改良を施した後にトン

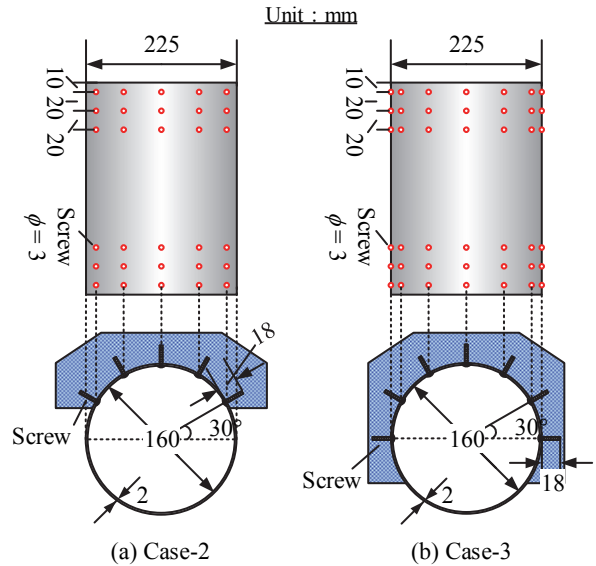


図-8 ねじの取付け位置

ネルの掘削を行う。しかし本研究では、実験条件の簡略化と改良体の作製精度を向上させることを目的に、あらかじめトンネル模型に改良体を打設し、その後、改良体が打設されたトンネル模型を地盤に設置することとした。改良体の打設から土槽に設置するまでの流れを図-7 に示す。型枠を用いて改良体をトンネル模型に打設した後、48 時間で脱型した。その後、5 日間水中養生し、さらに空气中で 48 時間乾燥させた。

改良体の打設に際して、アルミ製のトンネル模型では改良体との間に十分な摩擦力が期待できず、トンネル模型設置時に改良体とトンネルが分離し、改良体を所定の位置に固定できない可能性があった。そこで、改良体を打設する Case-2 および Case-3 においてはトンネル模型と改良体が分離することを防ぐために、計測領域を避けてトンネル端部に数か所ねじ穴を開け、トンネル模型の内側からねじを取り付けた(図-8)。

材料試験によって得られた改良体の諸元を表-4 に示す。図-1 および表-1 に示すように実際の施工現場において、改良体は周辺地盤よりも単位体積重量が大きい³⁾。一方、表-4 に示すように、本実験では改良体は周辺地盤の単位体積重量と同程度となっている。

(4) 実験土槽

本実験では図-9 に示すせん断土槽(幅 500 mm×高さ 400 mm×奥行 230 mm)を使用した。せん断土槽は高さ 40 mm のせん断リングにより 10 段に分割されている。各せん断リングは、水平方向にのみに移動する土槽正面のスライド板と、せん断変形に応じて回転する土槽側方の回転板から成る。回転板はスライド板の中央一点でヒンジ接続されており、上下の回転板ともヒンジで接続されている。これにより、加振時にはせん断リングがそれぞ

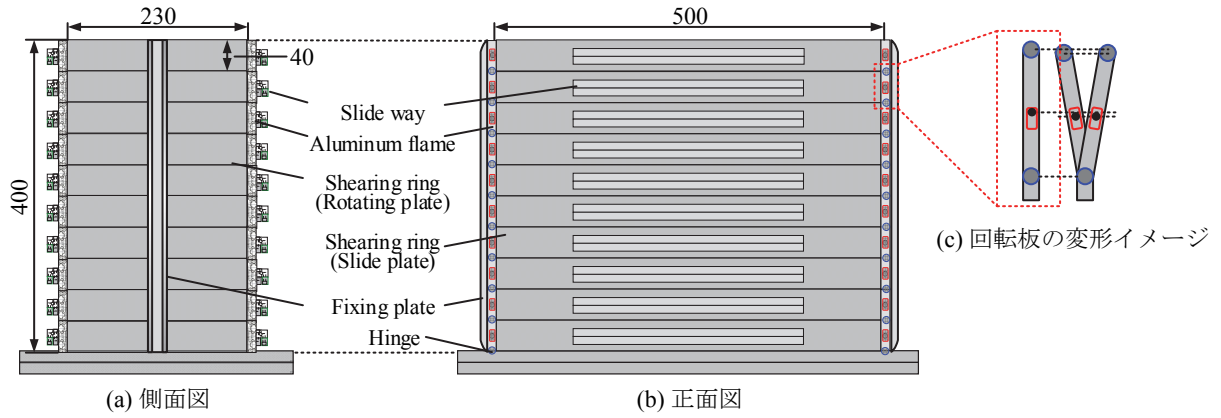


図-9 実験で使ったせん断土槽

表-4 改良体の物性値

Young's modulus E [kN/m^2]	2.92×10^5
Unit weight γ [kN/m^3]	15.67
Compressive strength f_c [N/mm^2]	1.01
Tensile strength f_t [N/mm^2]	0.29
Poisson's ratio ν	0.20

表-5 豊浦砂の物性値

Specific gravity G_s	2.64
Average diameter D_{50} [mm]	0.20
Internal friction angle ϕ [$^\circ$]	38.9
Cohesion c [kPa]	0.0
Maximum void ratio $e_{\max}$	0.975
Minimum void ratio $e_{\min}$	0.585
Unit weight ($D_r=85\%$) γ [kN/m^3]	15.76

れ独立して動く機構となっている。しかし、土試料のみを振動载荷した予備実験によって上記の機構では土槽側壁の変位の再現性が乏しく、地盤のせん断変形を評価するのが困難であることが明らかとなった。そのため、本実験ではアルミ製のプレートを用いてせん断リングの側方の回転板を一体化させ、すべての回転板の回転角が一定となるようにした。その結果、土槽側壁下部にヒンジを有し、単純せん断変形する機構となっている。

(5) 模型地盤と土槽境界

事前地山改良工が採用されるのは、小土被りの未固結地山である。そこで、本実験では土被りを $0.5D$ として模型地盤には乾燥豊浦砂を用いた。また、 $0.5D$ の土被りで、乾燥豊浦砂のような砂質土の地盤条件の場合、密度に依らず地山改良が必要な条件であると考えられる。そのため、模型地盤は作製精度を確保しやすい相対密度 $D_r=85\%$ に設定し、突き固め法により作製した。表-5に豊浦砂の諸元を示す。

本研究は、平面2次元条件を仮定して振動台実験を実

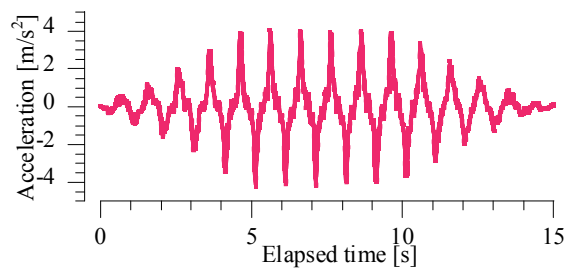


図-10 入力加速度 (Case-1)

施しているため、奥行き方向の土槽壁面と模型の間に働く摩擦を低減することが重要である。そこで、トンネル模型および改良体には、土槽壁面と接する部分に厚さ 0.2 mm のテフロンシートを貼付した厚さ 5 mm のスポンジを接着した²⁰⁾。また、トンネル模型および改良体と接する土槽壁面にも同様にテフロンシートを貼付した。

(6) 入力波と計測項目

入力波は、変位制御により、プロトタイプ換算で 1 Hz 、15波のテーパ付き正弦波を最大加速度が 4.0 m/s^2 となるように調整して入力した。図-10にCase-1での入力波を一例として示す。事前の検討として、Case-1-3において 5 Hz 以下の周波数を含む波で構成されたホワイトノイズを入力した。その結果、トンネルおよび周辺地盤の加速度スペクトルの増幅率は、いずれのケースでも 2.8 Hz 付近でピークを示した。上述のように、トンネルは地震時に周辺地盤の変形に追従する。そのため、地盤の卓越振動数は 2.8 Hz 付近であると考えられる。そこで本実験では、卓越振動数に依らない構造体の基本的な応答特性を把握することを目的として、入力波に 1 Hz の正弦波を採用した。

図-4に示す実験の概略図に計測機器の配置と加速度計の呼称を併記している。加速度計および土槽壁面の変位は右向きを正と定義する。本実験における計測項目は次に示す通りである。

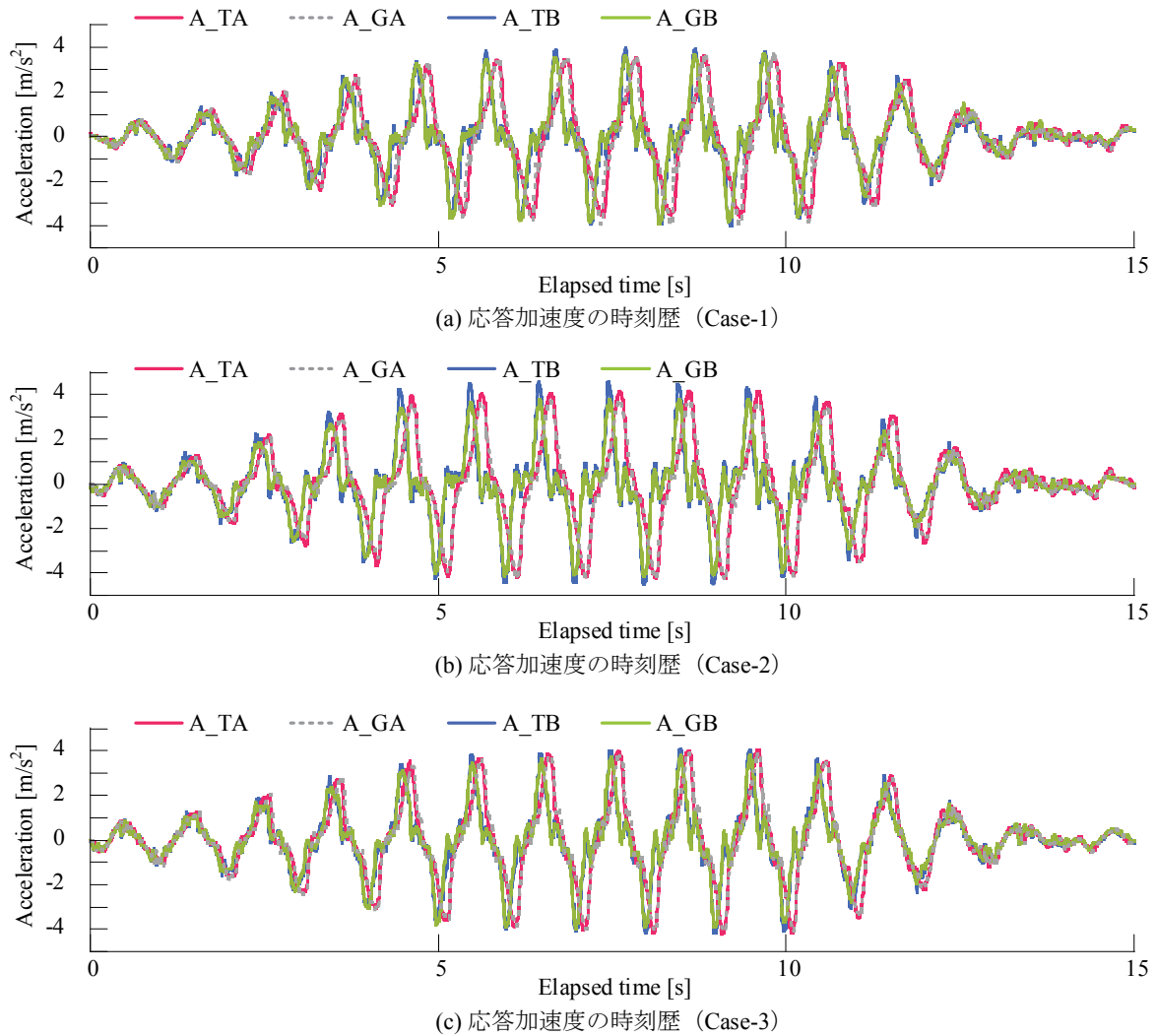


図-11 トンネルおよび周辺地盤の応答加速度

- 1) トンネルおよび周辺地盤の応答加速度
- 2) トンネル模型に発生する横断方向のひずみ
- 3) せん断土槽側壁の水平変位

を加えながら所定の位置に設置した。その後、突き棒にてトンネル側方から所定の相対密度になるようにトンネル底部周辺を突き固めた。

(7) 実験手順

本実験における実験手順は以下のようである。

- 1) 乾燥豊浦砂を用いて、突き固め法により相対密度 85%となるように基礎地盤を作製する。
- 2) トンネル模型を所定の位置に設置する。
- 3) 基礎地盤と同様の方法で地盤模型を作製する。
- 4) 土槽を遠心载荷装置に設置し、遠心加速度 50 G を载荷する。
- 5) 変位制御の振動载荷装置により、周波数 1 Hz、最大加速度 4.0 m/s^2 のテーパ付き正弦波 15 波を入力する。

なお、手順 2)においてトンネル底部に土試料が十分に充填されない可能性がある。そのため、トンネルの設置部周辺を地盤試料でわずかに盛り上げ、トンネルに振動

3. 実験結果

本実験では、上述のように 1 Hz、15 波のテーパ付き正弦波を最大加速度が 4.0 m/s^2 となるように入力した。以下では、初めにトンネルおよび周辺地盤の応答加速度から、改良パターン別の応答モードの違いについて示す。つぎに、加振時にトンネル覆工に発生する断面力から、トンネル覆工の安定性について考察する。なお、実験結果は全てプロトタイプ換算した値を用いることとする。

(1) トンネルと周辺地盤の地震時応答

a) トンネルと周辺地盤の応答加速度

図-11に、トンネル天端(A_TA)と同一深度の地盤

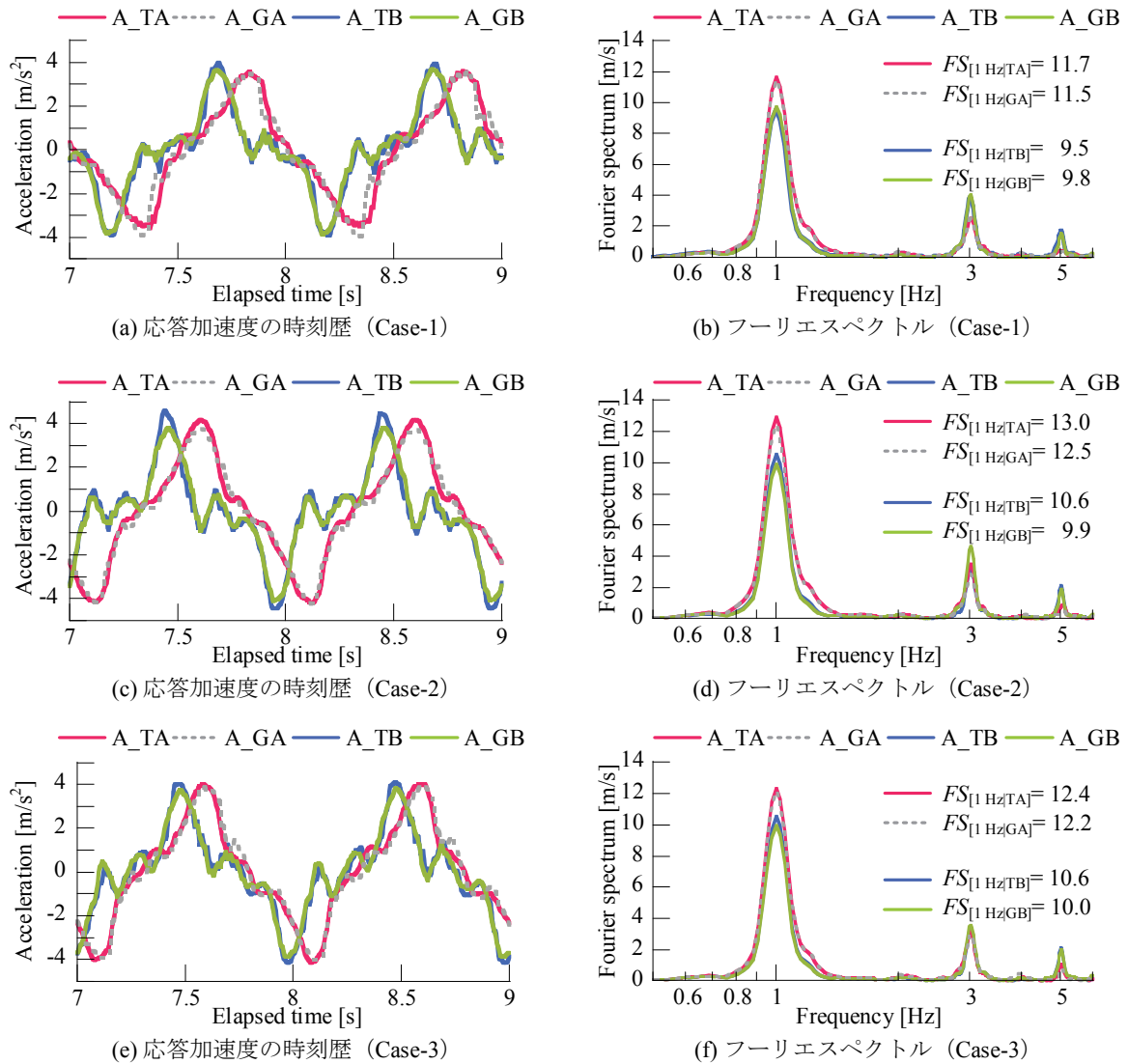


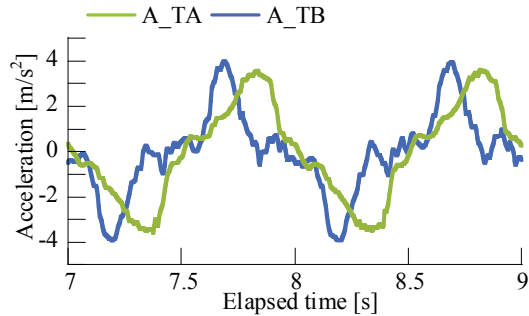
図-12 トンネルおよび周辺地盤の応答加速度とそのフーリエスペクトル

(A_GA)およびトンネル底部(A_TB)と同一深度の地盤(A_GB)における応答加速度の時刻歴を示す。図-11 から、入力加速度が最大となる加振開始後 $t = 5.0 \text{ s} \sim 10.0 \text{ s}$ において、各計測点における応答加速度の関係は同様の傾向を示す。そこで、図-12 には加振開始後 $t = 7.0 \text{ s} \sim 9.0 \text{ s}$ を抽出した応答加速度の時刻歴と応答加速度全体のフーリエスペクトル(FS)をそれぞれ示す。同図内には、1 Hz におけるフーリエスペクトルの値も併記した。フーリエスペクトルの算出には高速フーリエ変換を用いた。計算データ数は 8192、サンプリング間隔は 0.005 s である。一般にトンネルをはじめとする地中構造物は、地震時に周辺地盤に追従して変形することが知られている⁹⁾。図-12 の応答加速度の時刻歴に着目すると、Case-1 と Case-3 では同一深度においてトンネルと周辺地盤で応答加速度の波形は概ね一致している。Case-2 では、周辺地盤よりもトンネルの応答加速度の極大値が大きくなるが、位相差は見られない。また、フーリエスペクトルにおい

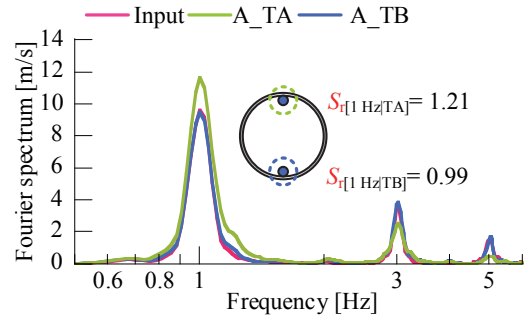
ても同一深度で比較すると、Case-1 と Case-3 ではトンネルと周辺地盤の加速度スペクトルの極大値はほぼ等しい。一方で、Case-2 では、周辺地盤よりもトンネルの加速度スペクトルの極大値が大きくなる。以上のことから、Case-2 では周辺地盤よりもトンネルの応答加速度および加速度スペクトルの極大値が大きくなる傾向を示す。しかし、応答加速度に位相差がないことから、Case-1~3 のいずれのケースにおいてもトンネルが独立的な挙動を示すことはなく、周辺地盤に追従する挙動を示す。

b) トンネルの応答モード

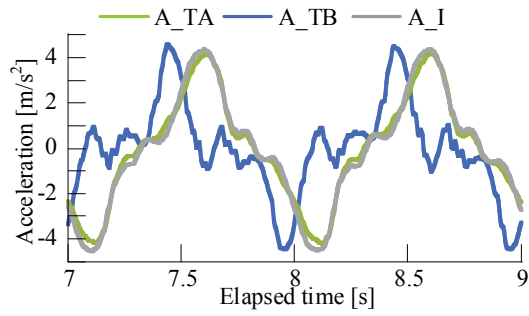
図-13 に振動台の入力加速度とトンネルおよび改良体の応答加速度の時刻歴($t = 7.0 \text{ s} \sim 9.0 \text{ s}$)とそのフーリエスペクトルをそれぞれ示す。同図には、周波数 1 Hz におけるフーリエスペクトルの応答倍率(S)を併記している。応答倍率は、応答加速度のフーリエスペクトルを入力加速度のフーリエスペクトルで除した値と定義する。まず、図-13 のフーリエスペクトルに着目する。いずれのケー



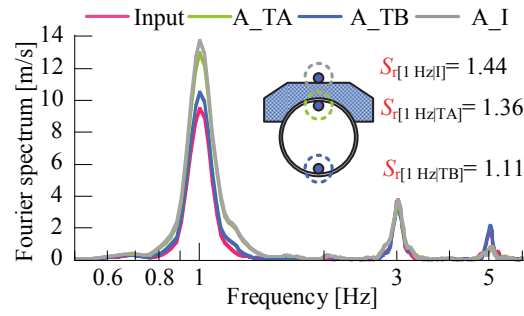
(a) 応答加速度の時刻歴 (Case-1)



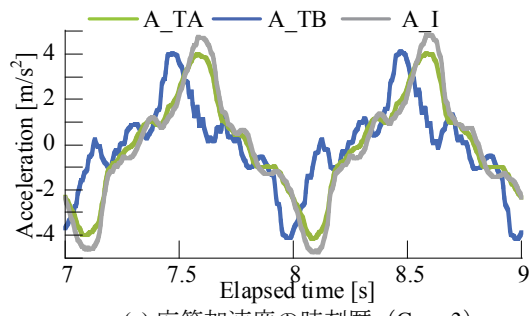
(b) フーリエスペクトル (Case-1)



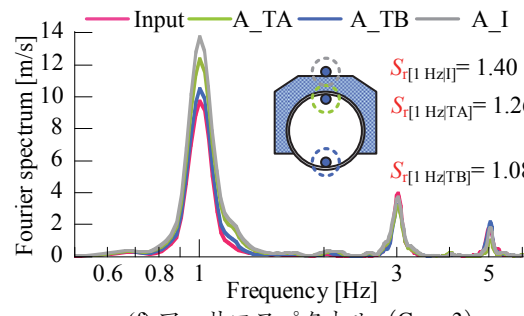
(c) 応答加速度の時刻歴 (Case-2)



(d) フーリエスペクトル (Case-2)



(e) 応答加速度の時刻歴 (Case-3)



(f) フーリエスペクトル (Case-3)

図-13 トンネルおよび改良体の応答加速度とそのフーリエスペクトル

スにおいても、 A_{TB} よりも A_{TA} での加速度スペクトルが大きいことが確認できる。それぞれのケースで比較すると、Case-2 の A_{TA} において応答倍率が最大となった。加振時において、改良体と周辺地盤に剛性差があるため、改良体は塊となって挙動すると考えられる。そのため、上半上部のみ改良体を打設したケースでは、トンネルの上部に重量が集中した不安定な構造物となり、地盤のせん断変形によって受ける慣性力が増大したと考えられる。

つぎに、応答加速度の時刻歴に着目すると、いずれのケースにおいても、 A_{TB} よりも A_{TA} が遅れて応答している。ここで、図-14 に示す A_{TB} に対する A_{TA} での相対加速度の時刻歴に着目する。相対加速度は、 A_{TA} での応答加速度から A_{TB} での応答加速度を減じたものと定義する。相対加速度のピークが Case-2 > Case-1 > Case-3 の順に大きくなっている。最大相対加速度が大きくなる程トンネル底部と天端部の間に大きなせん断

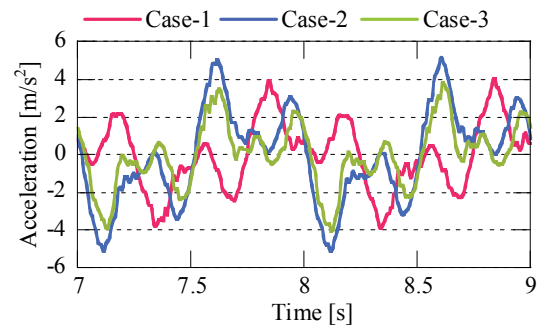


図-14 相対加速度の時刻歴 (TB vs TA)

変形が生じているものと考えられ、相対加速度と曲げモーメントの関係については(2)節で考察する。また、 A_{TB} の応答に対する A_{TA} の応答の位相差を定量的に評価するため、図-14 に A_{TB} の応答加速度に対する A_{TA} の応答加速度の相互相関関数を示す。相互相関関数 $\psi(j)$ ($j = 0, 1, 2, \dots, N-1$) は以下の式(1)を用いて算定した。

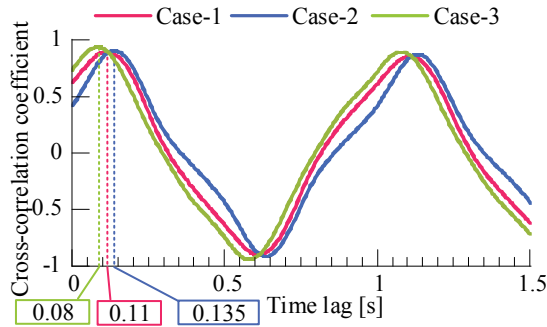


図-15 相互相関関数 (A_TB vs A_TA)

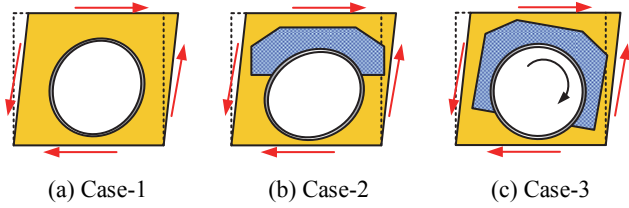


図-16 各ケースで予想される地震時応答モード

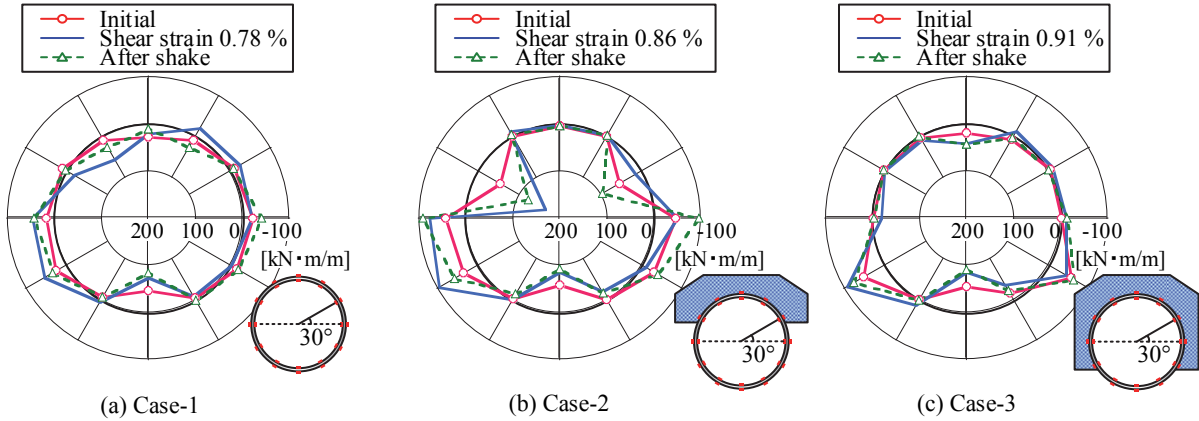


図-17 地盤のせん断ひずみが最大となる時刻における曲げモーメント分布

$$\psi(j) = \frac{\frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} a_m b_{m+j}}{\sqrt{\frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} a_m^2} \sqrt{\frac{1}{N} \sum_{m=0}^{N-1} b_{m+j}^2}} \quad (1)$$

ここで、 N は計算データ数、 a_m , b_{m+j} ($m=0, 1, 2, \dots, N-1$) はそれぞれ A_{TB} , A_{TA} で計測された応答加速度、サンプリング間隔 $\Delta t (=0.005 \text{ s})$ とすると $j\Delta t$ は時間ずれである。図-15 より、相互相関関数のピークにおける A_{TB} に対する A_{TA} の位相の遅れが、Case-1 で 0.11 s、Case-2 で 0.135 s、Case-3 で 0.08 s となり、最大相対加速度の大小関係とも一致する。このことから、Case-1 と比較して Case-2 ではトンネル上部に大きな慣性力が作用するためトンネルに大きなせん断変形が生じ、その結果、トンネル底部と天端の位相差が大きくなったと考えられる。一方、Case-3 では、改良体をトンネル脚部まで打設したことで、トンネルのせん断変形が抑制され、トンネル底部と天端の位相差が小さくなったと考えられる。

また、図-13 における A_{TA} と A_I の応答加速度に着目すると、Case-2 では両者の位相、応答ともに一致している一方で、Case-3 では位相は一致しているが A_I の方が応答が大きい。これは、Case-2 ではトンネル上部での応答が大きく、トンネルのせん断変形が卓越するのに対して、Case-3 では、剛性の高い改良体によってトンネル

のせん断変形が抑制されたが、回転運動が卓越したためであると考えられる²⁾。

以上の考察から、図-16 に示すように、Case-2 ではトンネルのせん断変形が卓越し、Case-3 ではトンネルの回転運動が卓越する、という応答モードが示唆された。

(2) トンネルに発生する断面力

a) 曲げモーメント分布

図-17 に地盤のせん断ひずみが右向きに最大となった時刻にトンネルに発生する曲げモーメント分布(内曲げ：正)を示す。また、同図内に加振前および加振後の値も併記している。図-18 には地震時の応答モードを明確化するため、加振時と加振後における、加振前からの曲げモーメントの変化量を示す。

図-18 より Case-1 では、地盤のせん断ひずみが最大となった時、トンネルは斜め方向に楕円形の変形を起こしている。この時、トンネル肩部での曲げ変形が卓越しており、トンネル左肩部では内曲げが生じる一方で、右肩部では外曲げが生じている。これは、図-3 に示す円形トンネルの地震時挙動と定性的に一致しており、地震時挙動を再現できているといえる。

Case-2 では、Case-1 との比較から改良体を打設した領域において地盤のせん断ひずみが最大となる時の曲げモーメントが抑制されていることがわかる。一方で、改良

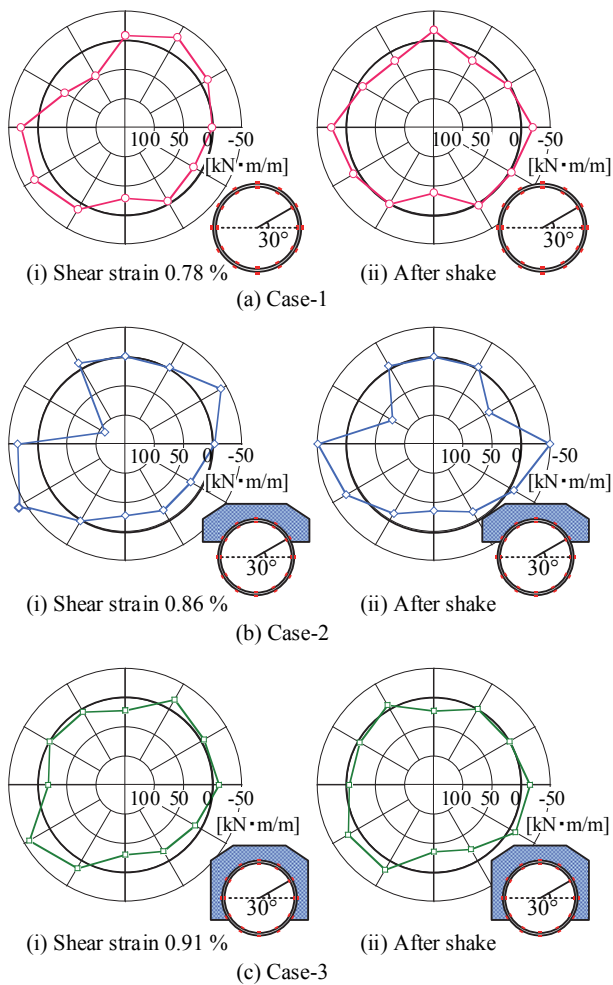


図-18 加振時と加振後における曲げモーメントの増分

体と周辺地盤の境界部分において、その剛性差から応力が集中し、大きな内曲げが発生した。また、加振後においても改良体の境界部分に残留する曲げモーメントが大きくなった。

Case-3 では、Case-2 と同様に改良体を打設した領域において地盤のせん断ひずみが最大となる時の曲げモーメント分布が抑制されていることがわかる。改良体の境界部分では応力が集中することで、改良体の境界部分で外曲げが卓越する。しかし、Case-1, 2 と比較して、加振前からの曲げモーメントの変化量は小さい。

以上から、改良体は曲げモーメントの発生を抑制する効果を持ち、トンネル下半脚部まで改良体を打設した Case-3 では、Case-1 よりも加振時における加振前からの曲げモーメントの変化量が小さくなる。一方で、トンネル上半上部のみ改良体を打設した Case-2 では、加振時に改良体の境界部分に応力が集中することで、改良体の境界部分においてトンネルに大きなせん断変形が発生するといえる。

ここで、(1)節で提起した相対加速度と曲げモーメントの関係を考察する。図-19に A_TB に対する A_TA の

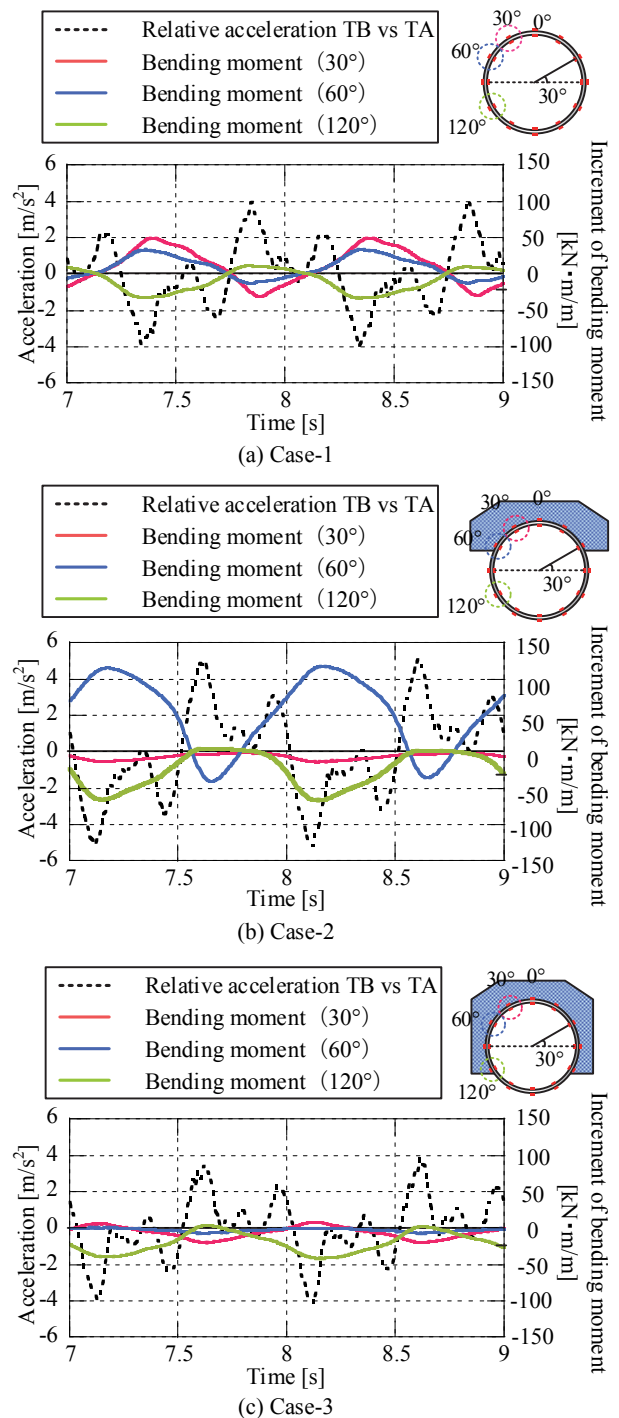


図-19 相対加速度(TB vs TA)と曲げモーメントの時刻歴

相対加速度の時刻歴を示す。また、同図内には加振前からの曲げモーメントの変化量の時刻歴を併記している。曲げモーメントの変化量の時刻歴は、各ケースにおいて加振前からの変化量が最も大きかったトンネル天端から 30°、60°、120° 方向を抽出して示している。図-19 の Case-1 に着目すると、相対加速度のピークと曲げモーメントのピークがおよそ一致している。また相対加速度が負のピークにある時、曲げモーメントは 30°、60° 方向で正、120° 方向で負となり、図-18 の加振時の変形モードに一致する。つまり、相対加速度が負になる時、トン

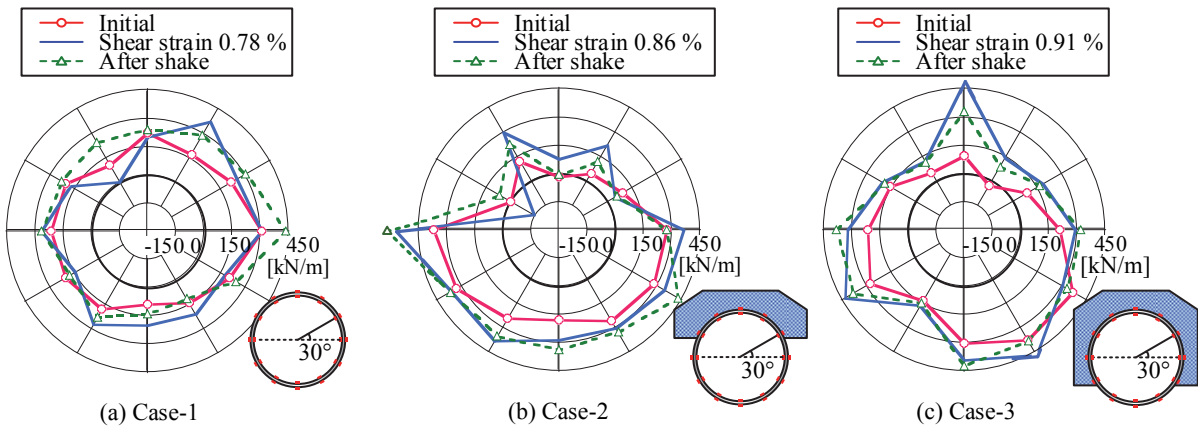


図-20 地盤のせん断ひずみが最大となる時刻における最大の軸力分布

ネルは右向きのせん断変形を受けている。以上の相対加速度と変形モードの関係は、Case-2, 3 についても同様に見られる。また、加振時のせん断モードにおける曲げモーメントの変化量は相対加速度がピークの大きい Case-2 > Case-1 > Case-3 の順に大きくなっている。

以上から、相対加速度が大きくなるほどトンネルに発生するせん断変形が大きく、せん断モードにおける曲げモーメントの変化量も大きくなると考えられる。

b) 軸力分布

図-20 に地盤のせん断ひずみが右向きに最大となった時トンネルに発生する軸力分布(圧縮：正)を示す。また、同図内に加振前および加振後の値も併記している。

図-20 より Case-1 では、地盤のせん断ひずみが最大となった時、内曲げが発生するトンネル左肩部で軸力が減少し、外曲げが発生するトンネル右肩部で軸力が増加した。また、加振前後においてはトンネル全体に均等に軸力が発生した。

Case-2 では、地盤のせん断ひずみが最大となった時、大きな内曲げが発生した改良体の境界部分において軸力が減少し、軸力が負となり引張りが発生した。また、Case-1 と比較してトンネル下部に発生する軸力が大きくなった。Case-1 ではトンネル径に応じた上載荷重を受けると考えられる。一方、Case-2 では改良体の幅はトンネル径よりも大きい。また、改良体は剛性が高く、梁のような挙動を示す⁴⁾と考えられることから、改良体および改良体上部の荷重はトンネルに直接作用するものと考えられる。そのため、トンネルが負担する荷重が増加し、トンネル下部で軸力が大きくなったと考えられる。

Case-3 では、Case-2 と同様にトンネル下部に発生する軸力が大きくなった。また、地盤のせん断ひずみが最大となった時にトンネル天端での軸力の増加が顕著であった。これは、Case-2 と同様に改良体を打設したことでトンネルに作用する上載荷重が増加したこと、また、改良体によってトンネルのせん断変形が抑制されたこと、によってトンネル天端に大きな圧縮力が発生したためであ

ると考えられる。

以上から、Case-1 および Case-2 では、加振時においてトンネルに発生する内曲げが大きくなる領域においては軸力が減少し、特に Case-2 では引張りが発生することを確認した。また、改良体を打設した Case-2 および Case-3 においては、改良体を打設することでトンネルに作用する上載荷重が増加し、トンネル下部に発生する圧縮力が大きくなることが明らかになった。

(3) トンネル覆工の安定性

NATM トンネルでは地山の変形が収束してから覆工を施工する。そのため、覆工には通常無筋コンクリートが用いられ、力学的機能を付加させないことが多い²⁾。ここでは、加振時にトンネルに発生する曲げモーメントと軸力の関係から、トンネル覆工の安全性について議論する。図-21 に実験で得られたトンネル天端から 30°、60°、120° 方向における曲げモーメントと軸力の関係を示す。同図内には、後述する算定式に基づいた無筋コンクリートの曲げひび割れモーメントと軸力の関係を併記している。トンネル標準示方書²⁾によると、覆工に用いられる無筋コンクリートの圧縮強度の設計基準強度は一般に 18 N/mm² である。また、引張強度は式(2)を用いて算定した。

$$f_t = 0.23 f_c^{2/3} \quad (2)$$

ここで、 f_t : 引張強度(N/mm²)

f_c : 圧縮強度(N/mm²)

曲げひび割れモーメントは、図-22 に示すように、コンクリート柱の作用断面のにおいて引張縁が引張強度に達した時の状態を定式化した。その結果、式(3)に示す軸力・曲げモーメントの算定式が得られる。

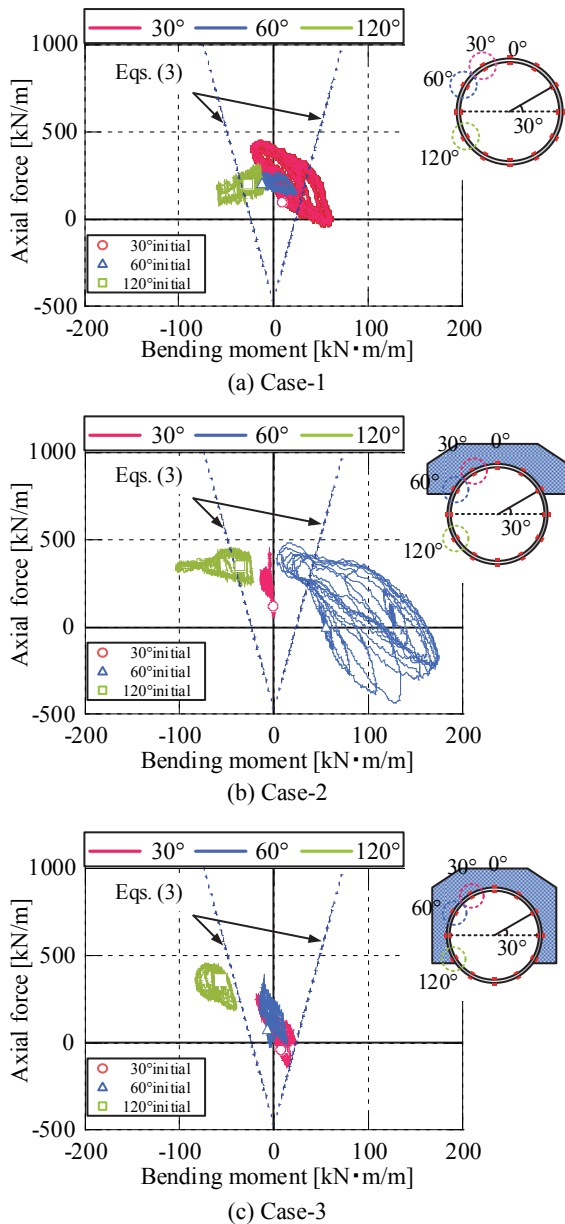


図-21 曲げモーメントと軸力の関係

$$M = \pm \frac{1}{6} b D^2 f_t \left(1 - \frac{N}{b D f_t} \right) \quad (3)$$

ここで、 M は曲げモーメント、 N は軸力、 b は作用断面の奥行長さ、 D は作用断面幅である。新幹線標準断面の NATM トンネルの寸法(図-6)を参考に、奥行長さ 1.0 m、覆工厚 0.3 m とした。表-3 に示すように、実験で用いたトンネル模型と実際のトンネルでは、寸法や断面剛性の相似則を全て満たしている訳ではない。そのため、トンネルに発生する断面力に関して定量的な比較を行うことはできないが、図-21 の曲げひび割れモーメントと軸力の関係から、軸力が大きく作用しない領域において、軸力が増加すると許容される曲げモーメントが増加する

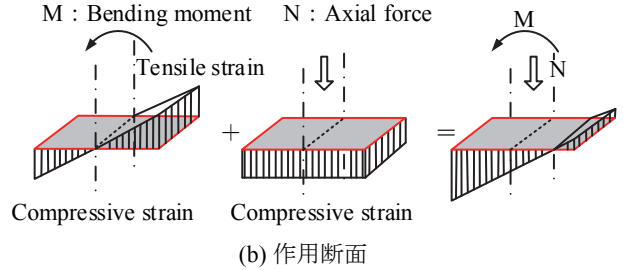
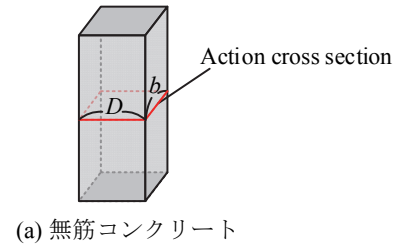


図-22 作用断面のひずみ分布

こと、また引張力には耐性が小さいことが分かる。本実験ではトンネル掘削による応力解放をモデル化していないため、加振前の断面力を適切に評価できていない可能性がある。そのため、加振時の曲げモーメントと軸力の分布の傾向からトンネル覆工の安定性を考察する。

Case-1 のトンネル 30° 方向および Case-2 のトンネル 60° 方向では、加振時の曲げモーメント、軸力ともに変化量が多い。さらに、曲げモーメントが大きくなる時に軸力が減少する分布となっているため、トンネル覆工のひび割れや破壊への警戒が必要であると考えられる。一方、Case-3 ではいずれの断面においても加振時の曲げモーメントの変化量が小さく、軸力の変化によって縦方向に分布する。加振前と比較して、加振時に僅かに軸力が減少している時刻があるが、軸力は増加傾向にあること、また曲げモーメントの変化量は小さいことから Case-1,2 と比べて安定であるといえる。

以上の検討から、小土被りトンネルのトンネル掘削において事前地山改良工を採用する際、Case-3 のようにトンネル脚部まで改良した場合には耐震性が高くなると評価できるが、Case-2 のようにトンネル上部のみを改良した場合は、特に改良体の境界部分においてトンネル覆工への警戒が必要であると考えられる。

4. まとめ

本研究では、事前地山改良工を模擬した改良体模型を含むトンネル模型に対して、1 Hz、15 波のテーパ付き正弦波を最大入力加速度 4.0 m/s^2 となるように調整して入力した。改良体の有無および改良パターンがトンネルの地震時挙動に与える影響について、本研究で得られた知見は以下の通りである。

- 1) 事前地山改良工を施していない Case-1 では、地盤のせん断変形によってトンネル左右肩部での曲げ変形が卓越する。特に、トンネル肩部で内曲げが卓越する時に、軸力が減少するためトンネル覆工への被害が懸念される。
- 2) トンネル上半上部のみ改良した Case-2 では、トンネルの上部に重量が集中する不安定な構造物となり、慣性力が大きく作用することで、周辺地盤よりもトンネルの応答が大きくなる。その結果、トンネル底部と天端での応答の位相差が大きくなり、改良体の境界部分でトンネルに大きなせん断変形が生じる。また、内曲げが卓越する領域で引張りが発生することから、トンネル覆工への警戒が必要になると考えられる。
- 3) トンネル下半脚部まで改良した Case-3 では、トンネル周辺の地盤の剛性が増加することによってトンネルのせん断変形が抑制され、回転運動が卓越する地震時挙動となる。
- 4) 改良体は地震時の地盤のせん断変形を抑制する効果を持つが、改良体と周辺地盤の剛性差から境界部分に応力が集中する。そのため、改良体がトンネル全体を覆う Case-3 のような改良パターンでは、耐震性が向上するといえる。一方で、改良体がトンネル上半にのみ打設された Case-2 のような改良パターンでは、改良体の境界部分でトンネルへの被害が発生する可能性がある。

本研究では、改良パターン別にトンネルの地震時挙動について定性的な評価を行った。しかし、トンネル掘削に伴う応力開放を考慮した実験機構とはなっていない。そのため、遠心加速度 50 G 到達時にトンネルに作用する初期応力状態は、実際のトンネルに作用している応力状態を十分に再現できているとはいえない。今後、応力解放を再現できるような遠心模型実験および数値解析を通じて、地震時挙動を引き続き確認する必要がある。

謝辞：本研究は（一財）先端建設技術センターの研究助成を受けて実施した。ここに記して謝意を表す。

参考文献

- 1) 北川隆，後藤光理，磯谷篤実，野城一栄，松永剛：低土被り土砂地山トンネルの掘削時挙動の分析，トンネル工学報告集，Vol. 15, pp. 203-210, 2005.
- 2) Miwa, M. and Ogasawara, M. : Tunnelling through an embankment using all ground fasten method, *Tunnelling and Underground Space Technology*, Vol. 20(2), pp. 121-127, 2005.
- 3) 野々村政一，井浦智実，崔瑛，岸田潔，木村亮：小土被り未固結地山における事前地山改良工による地山安定性評価に関する一考察，地盤工学ジャーナル，Vol. 8, No. 2, pp. 165-177, 2013.
- 4) 崔瑛，野々村政一，井浦智実，岸田潔，木村亮：小土被りの土砂地山でのトンネル掘削における事前地山改良工の効果に関する解析的研究，土木学会論文集 F1, Vol. 68, No. 3, pp. 27-37, 2012.
- 5) 蓼沼慶正，磯谷篤実，小西真治，西山達也，奥津一俊：地山改良工を併用した低土被りトンネルの施工，トンネル工学研究発表会論文・報告集，Vol. 13, pp. 207-212, 2003.
- 6) 北川隆，飯田廣臣，蓼沼慶正，奥津一俊，玉井靖広：低土被り土砂地山における地山改良工法の検討，構造工学論文集，Vol. 50A, pp. 45-52, 2004.
- 7) Yahagi, Y., Kishida, K., Kimura, M., Sawamura, Y. and Cui, Y. : Seismic behavior of shallow NATM tunnels excavated in improved ground, *Proc. of ITA-AITES World Tunnel Congress 2018, DXB - Oral 1145*, Dubai, 2018.
- 8) 丸山修，高橋源太郎，吉村直人，室谷耕輔，橘直毅：地盤改良を施した小土被りトンネルの耐震性評価について，トンネル工学報告集，Vol. 19, pp. 199-204, 2009.
- 9) Wang, J. N.: *Seismic Design of Tunnels: A Simple State of-the-Art Approach*, Parsons Brinckerhoff Quade and Douglas, Vol. 7, pp. 1-147, 1993.
- 10) Jiang, Y. J., Wang, C. X. and Zhao, X. D. : Damage assessment of tunnels caused by the 2004 Mid Nii-gata Prefecture Earthquake using Hayashi's quantification theory type II, *Natural Hazards*, Vol. 53(3), pp. 425-441, 2010.
- 11) Shen, Y. S., Gao, B., Yang, X. M. and Tao, S. J. : Seismic damage mechanism and dynamic deformation characteristic analysis of mountain tunnel after Wenchuan earthquake, *Engineering Geology*, Vol. 180, pp. 85-98, 2014.
- 12) Zhang, X. P., Jiang, Y. J. and Sugimoto, S. : Seismic damage assessment of mountain tunnel: A case study on the Tawarayama tunnel due to the 2016 Kumamoto Earthquake, *Tunnelling and Under-ground Space Technology*, Vol. 71, pp. 138-148, 2018.
- 13) Yashiro, K., Kojima, Y. and Shimizu, M. : Historical earthquake damage to tunnels in Japan and case studies of railway tunnels in the 2004 Niigataken-Chuetsu earthquake, *Quarterly Report of RTRI*, Vol. 48(3), pp. 136-141, 2007.
- 14) 小野田耕治，楠山豊治，吉川恵也：伊豆大島近海地震による被害(1)鉄道トンネルの例，トンネルと地下，Vol. 9, No. 7, pp. 9-16, 1978.
- 15) 小山幸則，朝倉俊弘，佐藤豊：兵庫県南部地震による山岳トンネルの被害と復旧，トンネルと地下，Vol. 27, No. 3, pp. 51-61, 1996.
- 16) 朝倉俊弘，小島芳之，野々村政一，宮林秀次，磯谷篤実：小土被りトンネルにおける地震時挙動に関する研究，トンネル工学報告集，Vol. 17, pp. 209-213, 2007.
- 17) 野城一栄，嶋本敬介，小島芳之，宮林秀次，西藤潤：小土被りトンネルの地震時挙動と対策工に関する基礎的研究，トンネル工学報告集，Vol. 18, pp. 119-126, 2008.
- 18) 宮林秀次，井浦智実，小島芳之，野城一栄，朝倉俊弘：小土被り山岳トンネル覆工の耐震性能と耐震設計手法に関する基礎的研究，土木学会論文集 F1 (トンネル工学)，Vol. 67, No. 2, pp. 126-143, 2011.
- 19) 独立行政法人鉄道建設・運輸施設整備支援機構編：山岳トンネル設計施工標準・同解説，p. 55, 2008.

- 20) Sawamura, Y., Shibata, T. and Kimura, M. : Evaluation of seismic behavior of reinforced earth wall based on design practices and centrifuge model tests, *Proc. of the 9th International Conference on Physical Modelling in Geotechnics*, pp. 663-668, London, United Kingdom, 2018.
- 21) 村井和彦, 大塚久哲, 矢葺亘 : 地震時における地下構造物横断方向の変形と外力に関する基礎的考察, 構造工学報告集, Vol. 46A, pp. 1715-1726, 2000.
- 22) (公社)土木学会トンネル委員会 : トンネル標準示方書 山岳工法・同解説, (公社)土木学会, p. 107, 2006.
- 21) 村井和彦, 大塚久哲, 矢葺亘 : 地震時における地下 (2018. 11. 1 受付)

EXPERIMENTAL STUDY ON THE INFLUENCE OF GROUND PRE-IMPROVEMENT ON SEISMIC BEHAVIOR OF SHALLOW OVERBURDEN TUNNEL

Kai KONISHI, Yasuo SAWAMURA, Kiyoshi KISHIDA and Makoto KIMURA

In the pre-ground improvement method, the ground around the tunnel is applied by the replacement method or the improvement method. In previous researches, the optimum ground improvement area was discussed through the numerical simulations at the excavation process. However, the seismic behavior of the tunnel was not clearly discussed. In this study, dynamic centrifugal model experiments under a gravitational acceleration of 50 G were conducted to clarify the dynamic behavior of the shallow tunnel with pre-ground improvement. In addition to the simple tunnel without ground improvement, two ground improvement patterns; (1) the ground around all the cross-sections of the tunnel was improved, and (2) the ground around the crown of the tunnel and the top section was improved, were investigated. From the results, it is confirmed that when the entire ground around the tunnel was improved, shear deformation of the tunnel could be suppressed by the increment of the whole rigidity of surrounding ground. On the other hand, when the ground around the tunnel crown and the top section was improved, the response of the tunnel was amplified by the concentration of the weight at the upper part of the tunnel. Moreover, large cross-sectional forces were generated at the boundary between the improved and unimproved ground.