

耐震補強を有する矩形大断面シールドトンネルに対する応答変位法の適用性

井澤 淳¹⁾，重定浩之²⁾，高橋健太郎³⁾，日下部治⁴⁾

- 1) 東京工業大学 理工学研究科 土木工学専攻, jizawa@cv.titech.ac.jp
- 2) 東日本電信電話株式会社
- 3) 東京工業大学 理工学研究科 土木工学専攻, takaken@cv.titech.ac.jp
- 4) 東京工業大学 理工学研究科 土木工学専攻, kusakabe@cv.titech.ac.jp

1. はじめに

都市圏空間の高度利用の要請は、必然的に地下空間の利用を促進させ、従前地上に設置されてきた施設でさえも、都市居住環境の保全のために地下に計画・設置されている。更に高架方式による鉄道・道路施設の新設は周辺住民の合意を得ることが困難になりつつあり、都市トンネルの建設契機は増加している。図1に示すような都市部における地下高速道路網の建設もその一つである。地下高速道路は分岐・合流部が必要となるため、図に示すように円形ではない区間が存在するが、近年のトンネル掘削技術の発達により、大断面かつ複雑な断面を有するシールドトンネルの施工が可能となってきている。この場合、円形シールドトンネルと比較して、耐震性能は著しく低下することが予想され、何らかの耐震補強を必要とする。

こういった異形大断面シールドトンネルを構築する場合、様々な工法¹⁾が用いられるが、費用効果が最も優れている非開削切り掘削工法²⁾をここでは考慮する。この工法は2本のシールドトンネルを掘削しておき、その後、中間部を切り掘削し、扁平トンネルを構築する工法である。この際、地盤改良工法やバイブルーフ工法などの補助工法により、周辺地盤を補強しておく必要がある。この補助工法について、現行では施工時の補助工法としてのみ考慮されているが、地震時に置いては耐震補強として考慮できると予想される。本研究では、施工時の補助工法を有効に耐震補強として利用できるかを遠心振動台実験を通して検討した。

また、地震時の地下構造物は地盤とほぼ同様の応答を示すことから、慣性力の影響をあまり受けず、地下構造物の耐震性は地盤の変位に支配されることが知られている。このため、地下構造物の耐震性評価には応答変位法が用いられてきたが、非円形断面であったり、各種補助工法を有するトンネルに対してのその妥当性は確かめられていない。本研究では、応答変位法を直接模擬できるアクティブ型せん断土槽を用いたせん断土槽実験を行い、振動台実験結果と比較することで、応答変位法の適用性についても

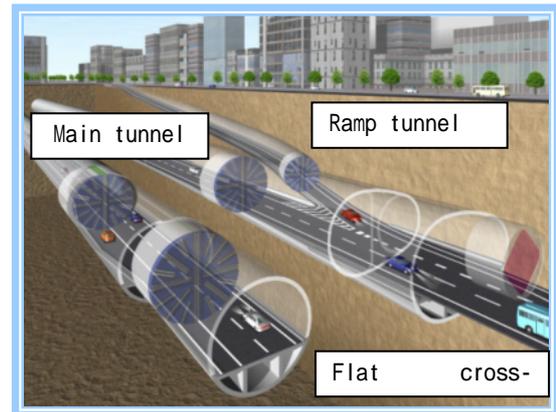
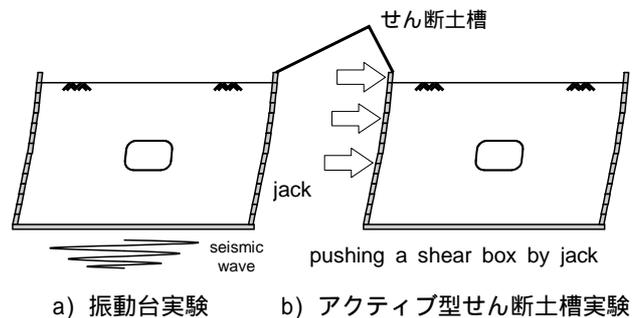


図1 地下高速道路 模式図



a) 振動台実験 b) アクティブ型せん断土槽実験
図2 振動台実験とアクティブ型せん断土槽実験

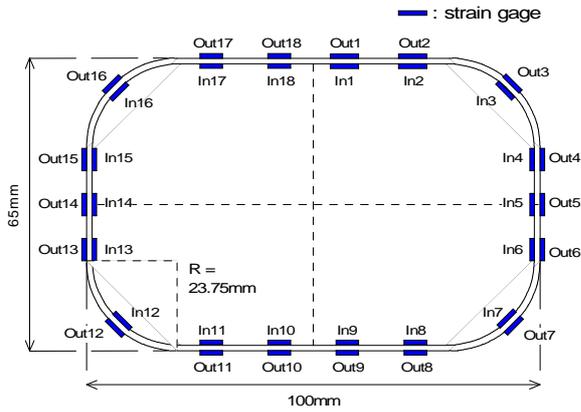
考察した。振動台実験とせん断土槽実験のイメージを図2に示した。

2. 遠心模型実験

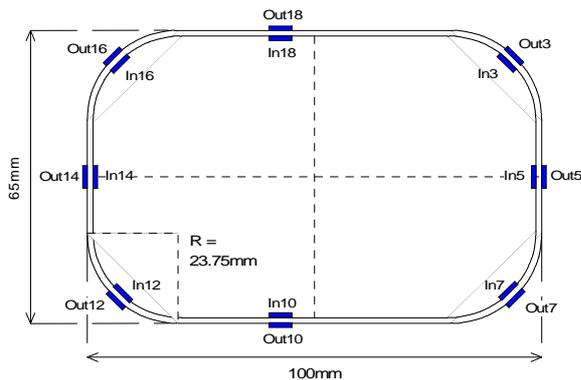
2.1 トンネル模型および実験ケース

異形大断面トンネルは様々な断面形状の場合が存在するが、本研究ではもっとも単純な矩形トンネルを採用した。シールドトンネル模型は断面力を正確に計測できるように、厚さ 2mm のアルミニウムで作成し、軸力、曲げモーメント計測用のひずみゲージを図3に示すように添付した。

本研究では図4に示すような3種類の補強を選定した。Case2はトンネル周面に免震層を設置したモデルである。これは地盤から伝わるせん断力を直接トンネルに作用させない効果を期待している。実験



a) 振動台実験用

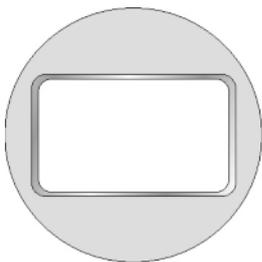


b) せん断土槽実験用

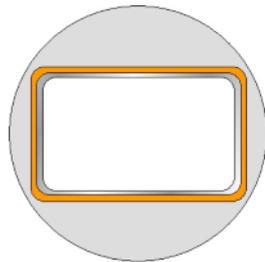
図3 シールドトンネル模型



a) Case2 免震層のみ



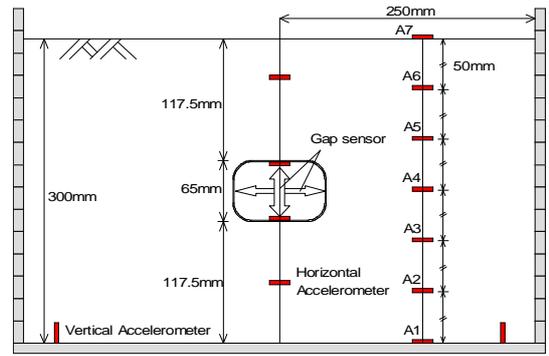
b) Case3 改良体のみ



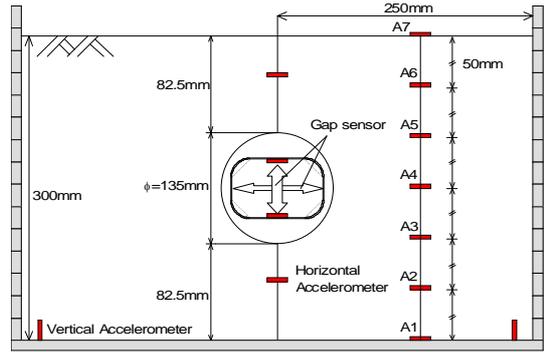
c) Case4 免震層 + 改良体

図4 実験ケースおよび耐震補強

では厚さ 1mm のメンブレンを用いた。Case3 はトンネル周辺地盤をセメント注入によってトンネル周辺地盤を改良したモデルを想定した。実験では 1 MPa のモルタルを円形に配置した。Case4 は免震層と地盤改良の相乗効果を期待し、免震層と改良体を組み合わせたケースとした。これら補強ケースに加えて無補強の場合を Case1 とした計 4 ケースについて、遠心振動台実験およびアクティブ型せん断土槽



a) 改良体無し



b) 改良体有り

図5 実験模型

実験を行った。

遠心振動台実験で用いた模型地盤の概要を図5に示す。模型地盤は豊浦砂を相対密度 80%で作成した。豊浦砂の物性を表に示す。振動台実験においても、土槽自体がせん断変形出来るせん断土槽を用いた。せん断土槽実験では、振動台実験と同じ模型地盤を用いたが、応答加速度計測用の加速度計は設置していない。

2.2 実験概要

遠心振動台実験は鹿島技術研究所の遠心模型装置と振動台を用い、遠心加速度 50G 場で図6に示すような 100Hz の正弦波を 4 回入力した。

遠心せん断土槽実験は図7に示すような遠心場用アクティブ型せん断土槽装置を用いた。この装置は 3 本のジャッキ変位を板バネを介してせん断土槽に直接与えることで、土槽内の地盤にせん断変形を与える装置である。実験は遠心加速度 50G 場で行い、せん断変位は土槽高さ方向に線形に入力し、せん断ひずみ 2% まで载荷した。変位は周波数 0.01Hz で半周期入力している。リング変位は図8に示したように線形になっていないが、Takahashi ら³⁾の実験から、土槽中央の地盤ではほぼ一樣なせん断ひずみが入力されていることが確認されている。また、地盤中央でのせん断変位は入力リング変位の 80% 程度であることも確認されている。

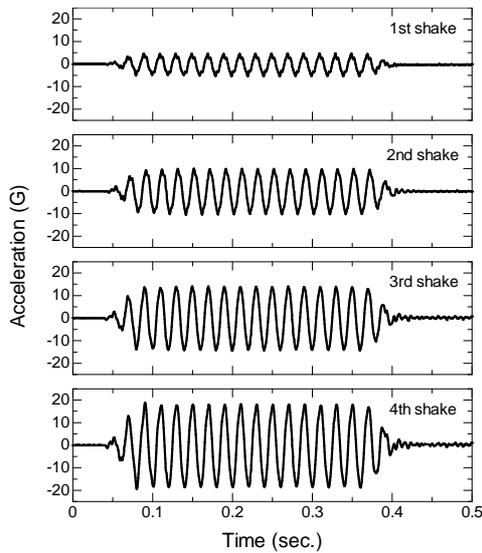


図 6 入力加速度時刻歴

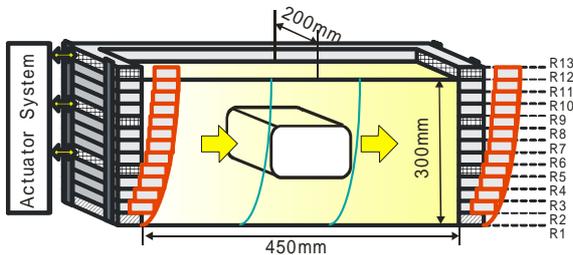


図 7 アクティブ型せん断土槽装

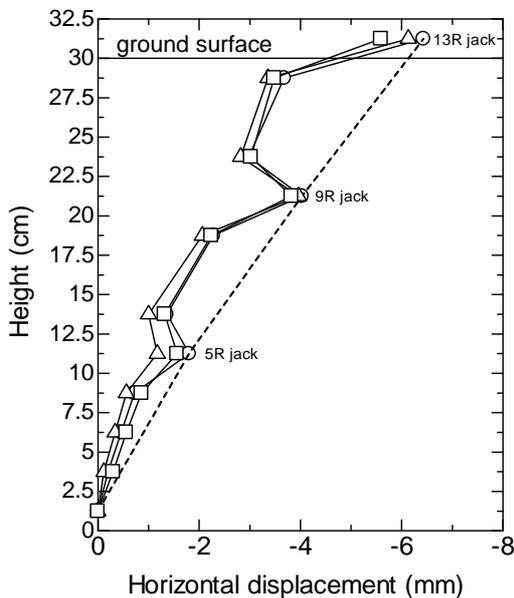


図 8 せん断土槽実験における入力リング変位

3. 実験結果

3.1 50G 場での安定性

図 9 にギャップセンサーで計測したトンネル鉛直内空変位を遠心加速度に対してプロットした。無補強の Case1 で最大の変位が見られたが、免震層のみの Case2 とほぼ同等であった。また、改良のみの Case4 で最も変位を抑えられており、免震層と組み

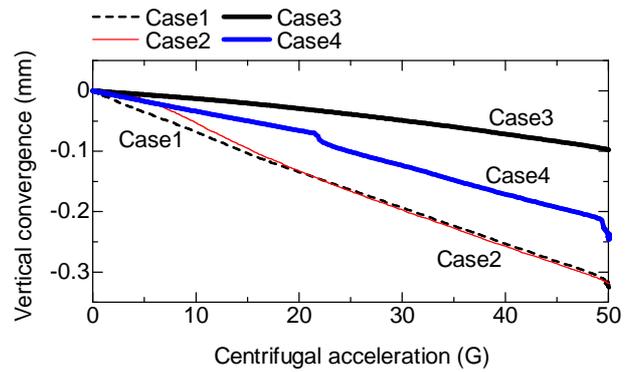
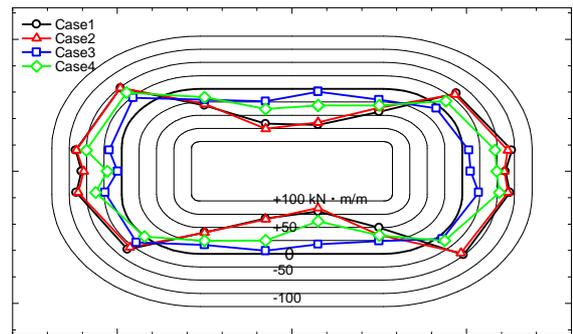
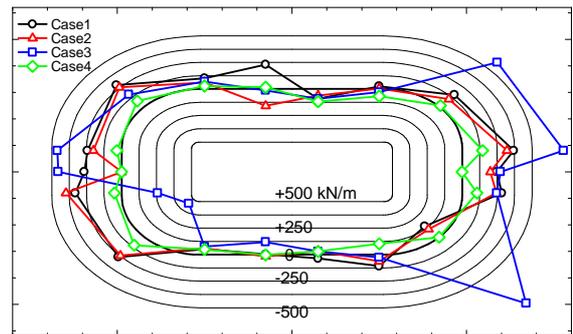


図 9 遠心加速度とトンネル鉛直内空変位



a) 曲げモーメント



b) 軸力

図 10 遠心加速度 50G 場での断面力分布

合わせた場合は内空変位は増加する結果となった。

図 10 は遠心加速度 50G 到達時の曲げモーメントおよび軸力分布図である。曲げモーメントについては改良のみの Case3、免震層・改良地盤を組み合わせた Case4 の順に良くさせていることが分かる。ただし、改良地盤のみの Case3 ではトンネル側部に大きな軸力が加わっている。この点については、振動台実験結果とともに考察する。

3.2 遠心振動台実験結果

図 11 に Case1 における地盤の加速度計 A1~A7 の時刻歴を周波数領域で積分して求めた地盤変位の底部 (A1 から求めた地盤変位) からの相対変位時刻歴を示す。上部で若干位相の遅れが見られるものの、相対変位はおおむね同位相で入力されていると考えられる。図 12 に 0.3224, 0.3240, 0.3256 秒に

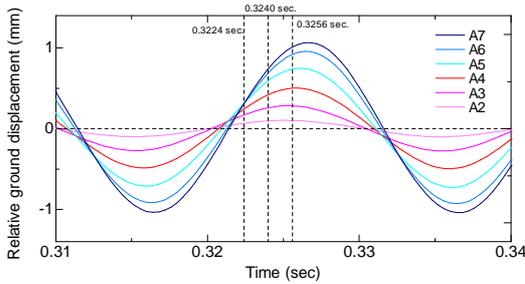


図 11 加速度時刻歴から求めた地盤変位時刻歴 (Case1 Step1)

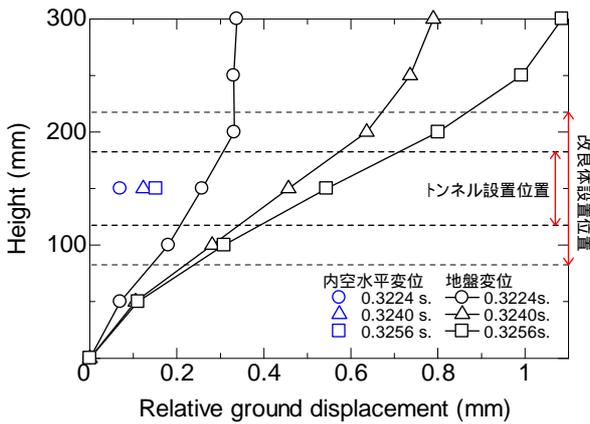


図 12 加速度時刻歴から求めた地盤変位分布 (Case1 Step1)

おける地盤水平変位分布を示す．この図から分かる通り、地盤高さ方向に一樣なせん断ひずみが入力されて折らず、下部、中部、上部とおおむね 3 段階のせん断ひずみが入力されていたと考えられる．トンネルは図中に点線で示した高さ 117.5～182.5mm の位置にあるが、この区間はほぼ一樣なせん断変形が作用していると考えられる．加速度時刻歴から求めた変位については、絶対値が実際と異なるという点が指摘されているが、定性的には信頼できると考えられる．したがって本実験において、トンネルにはおおむね一樣なせん断ひずみが入力されていたと言える．

図 13 に鉛直および水平トンネル内空変位をそれぞれの最大入力地震動に対して示した．ここで示した値は 50G 到達時からの増分値である．内空変位は入力地震動に対してほぼ比例関係を示した．周辺地盤を改良した Case3, 4 で大きな鉛直内空変位を示した．水平内空変位に関しては、Case1,2,4 でほぼ同じ変位量となり、Case3 で若干小さな値となった．

図 14 に各振動ステップでの曲げモーメントおよび軸力分布を示した．内空変位と同様、遠心加速度 50G 到達時からの増分値で示している．曲げモーメントおよび軸力共に、矩形トンネルの各コーナーで断面力のピーク値を示しており、値も Case1,2,4 についてはほぼ同等であった．Case3 のみ、非常に大きな軸力の集中がトンネル側面に見られた．これは

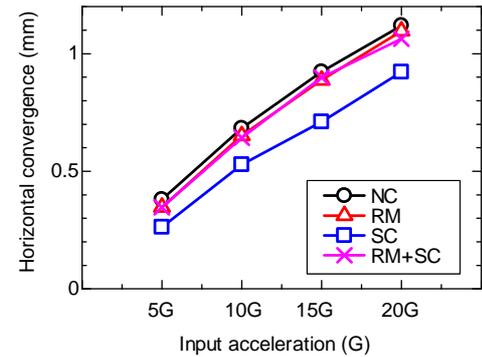
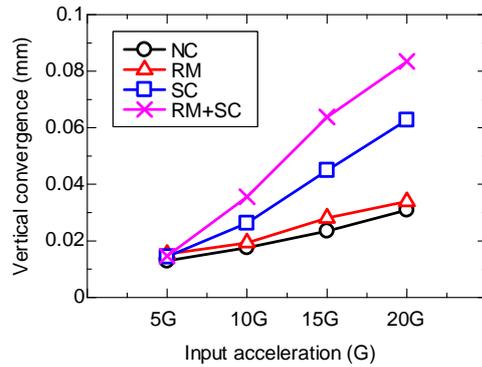


図 13 入力加速度と内空変位の関係

トンネル側面の改良体厚が薄かったため側部に応力が集中したことで、見かけ上トンネルの剛性が増加したことが原因であると考えられる．したがって、周辺地盤を改良する際には、改良体の形状を考慮する必要があると考えられる．また、同様の改良を施した場合でも、トンネルと改良体の間に免震層を設置することで、トンネル本体に作用する断面力は軽減できる．

一方、無補強の Case1 と免震層を設置した Case2 では、大きな断面力分布の差は見られなかった．地下構造物の耐震性に関する免震層の影響はこれまでも調べられており、Zhi ら⁴⁾によると免震層と地盤の剛性が 0.01 より小さい場合に、免震層の効果が現れることと報告されている．本研究では用いたラバーメンブレンと豊浦砂の剛性はの比は 0.05～0.10 (深さ方向の地盤剛性の増加を考慮している) である．つまり、剛性の差が小さかったために、効果が現れにくかったと考えられる．

3.3 せん断土槽実験との比較

図 15 にせん断土槽リングの相対変位 δ_R と水平トンネル内空変位 δ_{TH} の関係を示した． δ_R はトンネル上面・下面に一致する位置のせん断リングの変位の差から求めている．また図中に示した点線は、振動台実験における $\delta_R-\delta_{TH}$ ループの骨格曲線を示している．このせん断土槽実験の $\delta_R-\delta_{TH}$ は振動台実験から得られる骨格曲線とほぼ一致していると考えられる．したがって入力地盤変位が同じであれば、矩形トン

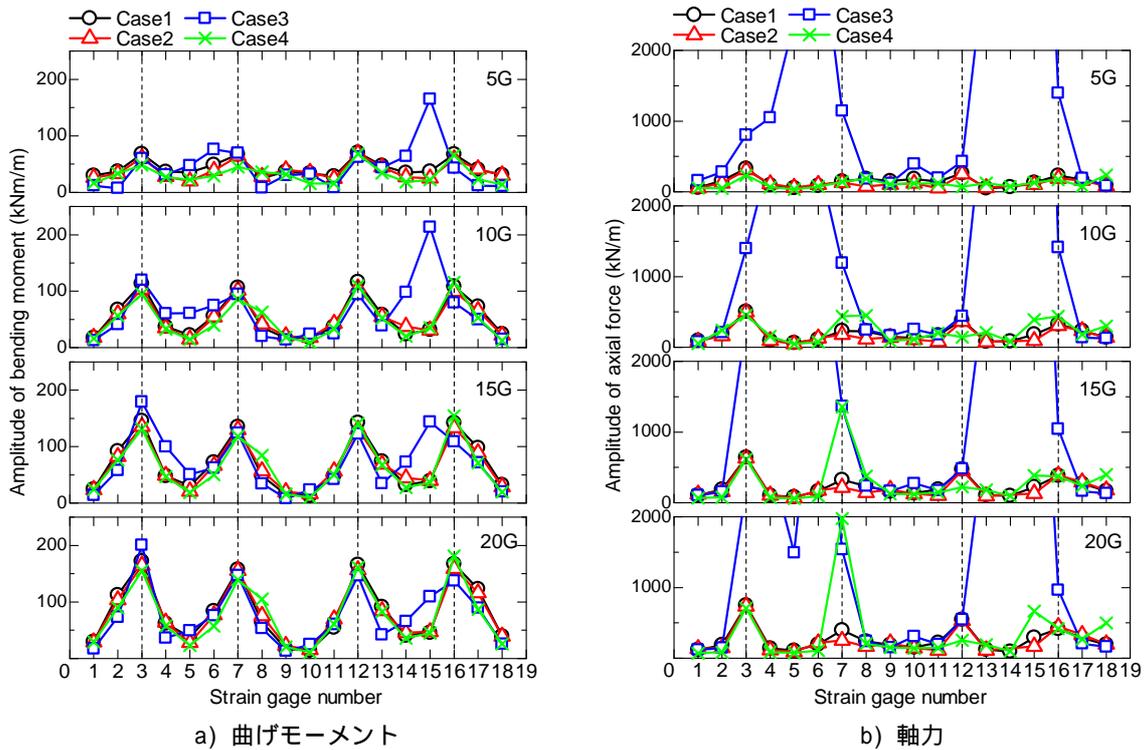


図 14 加振時の断面力分布

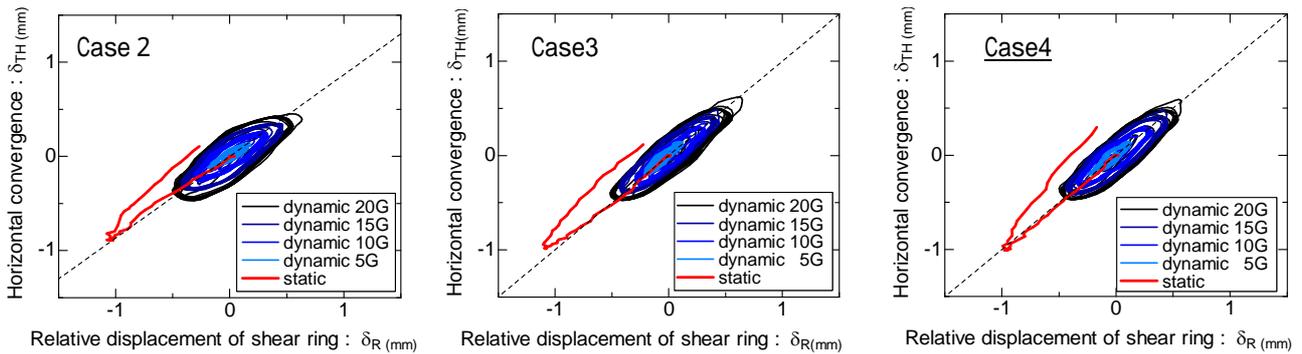


図 15 トンネル内空水平変位と相対リング変位の関係

ネル変形もほぼ同様であると考えられる。

図 16 に振動台実験及びせん断土槽実験での Case2 ~ 4 の $\delta_{TH}=0.25, 0.28, 0.27\text{mm}$ における曲げモーメントおよび軸力分布図を示した。両実験のトンネル水平内空変位が一致した時点での分布であるが、すべてのケースで両実験の分布性状はほぼ一致している。

以上の結果から、矩形トンネルおよび耐震補強工を有する矩形トンネルに地盤からせん断変位が与えられた場合、動的、静的荷重にかかわらず、トンネルにはほぼ同等の変形が生じ、発生する断面力もほぼ同じであることが分かった。したがって各種耐震補強を有する矩形トンネルにおいて、応答変位法の適用が妥当であると考えられる。

せん断土槽のせん断変位が直接トンネル周辺地盤のせん断変位であることは確認できていない。したがって、応答変位法による耐震性評価の際には地

盤材料のモデル化が重要となってくる。

4.まとめ

今回の実験ではトンネル周りに設置した免震層はトンネルの変形および断面力の抑制に有効に作用しなかった。これは免震層の剛性と地盤の剛性との差が小さかったためであると考えられる。今回の地盤改良ケースでは、トンネルの見掛けの剛性が高くなるために地盤の変形を拘束し、地盤から過大な力を受け、特に地盤改良の厚さの薄い側壁部では断面力が集中した。地盤改良を評価する際には、改良形状も考慮に入れる必要がある。また地盤改良と免震層の組み合わせることにより、側壁部分で断面力の集中を低減できることが分かった。

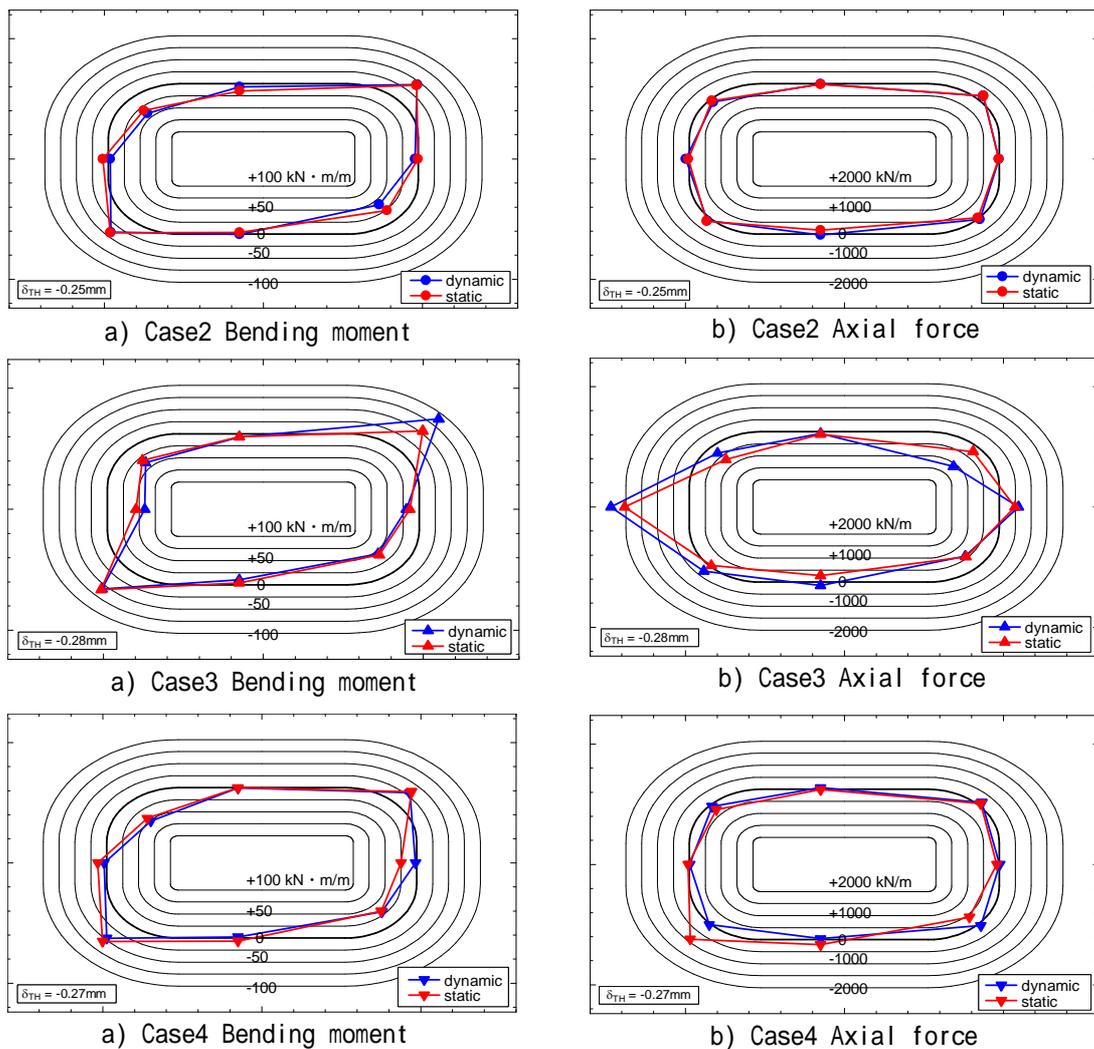


図 16 振動台実験とせん断土槽実験での断面力分布比較

振動台実験とせん断土槽実験を比較した結果、静的荷重を受ける場合と動的荷重を受ける場合の断面力は同じ傾向を呈しており、ほぼ一致している。よって変形モードは概ね同じであると判断できる。このことから、トンネル構造物の変形モードは静的加振、動的加振で概ね一致しており加振方法には余り関係がない結果が得られた。また、トンネル内空水平変位と相対リング変位の関係も静的実験、動的実験で一対一の関係を持っており、骨格曲線は概ね一致している事が分かった。これらの結果から扁平矩形断面を代表とする特殊断面に対しても応答変位法は適用できると判断する事ができる。

謝辞

今回用いた遠心振動台実験結果は鹿島技術研究所との共

同研究による成果である。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 地盤工学実務シリーズ3 シールドトンネルの調査・設計から施工まで, 地盤工学会, 1996
- 2) 永谷英基, 山田岳峰, 大保直人, 地盤改良によるトンネル分岐・合流部の耐震対策, 鹿島技術研究所年報, Vol. 52, 2004
- 3) Takahshi, A., Takemura, J., Suzuki, A. & Kusakabe, O. 2001. Development and performance of an active type shear box in a centrifuge, International Journal of Physical modelling in Geotechnics, Vol. 1, No.2, pp. 1-18
- 4) Zhi, H., Otsuka, H. & Toyonaga, S., 1993, Isolation Analysis of Underground Structure, Memories of the Faculty of Engineering, Kyushu Univ., Vol. 59, No. 1, pp. 21-29