

大規模三次元数値解析手法を用いた ランプトンネルのレベル2地震時挙動評価

山田 岳峰¹・市村 強²・堀 宗朗³・土橋 浩⁴・大保 直人⁵

¹鹿島建設株式会社技術研究所上席研究員
(〒182-0036 東京都調布市飛田給 2 の 1 9 の 1)

E-mail: takemine@kajima.com

²東京大学地震研究所准教授 (〒113-0032 東京都文京区弥生1-1-1)

E-mail: ichimura@eri.u-tokyo.ac.jp

³東京大学地震研究所教授 (〒113-0032 東京都文京区弥生1-1-1)

E-mail: hori@eri.u-tokyo.ac.jp

⁴首都高速道路株式会社神奈川建設局建設部長 (〒221-0013 神奈川県横浜市神奈川区新子安1-2-4)

E-mail: h.dobashi118@shutoko.jp

⁵財団法人地震予知総合研究振興会副主席研究員 (〒101-0064 東京都千代田区猿樂町1-5-18)

E-mail: ohbo@8f.adept.or.jp

首都高速中央環状線山手トンネルのランプトンネルを例題として、レベル2地震動を対象に疑似非線形三次元FEM地震応答解析を行った。その結果、レベル2地震動を対象とする場合、ソリッド要素を使う大規模数値解析の必要性が高いことが確認された。具体的には、1)レベル2地震動を受けると、地盤のインピーダンス比が大きくなる地層構造変化部に位置するランプトンネルで応力の集中が激しくなる、2)当該箇所の横断面では軸方向変位について平面保持が成立せず従来の二次元応答の組み合わせでは応答を評価できない、3)このような三次的な応答は断面力評価に加え応力評価が望ましい、ことがわかった。

Key Words : ramp tunnel, three-dimensional FEM, seismic response analysis, level-2 earthquake, large-scale numerical computation

1. まえがき

「大深度地下の公共的使用に関する特別措置法」(平成13年4月)¹⁾により、高速道路などを大深度地下に構築する計画が具体化されつつある。実際、首都圏三環状道路網整備の一環として、首都高速中央環状新宿線(以下、山手トンネルという)や品川線の整備が山手通り直下の深度20~40mにおいて大断面トンネル方式で進められている。これら地下高速道路は重要度の高い公共構造物であり、地震により被災すれば社会的損失が大きい。十分な安全性を確保しつつ、合理的な構造物を設計することが望まれている。しかし、長年にわたって各地で建設された地下鉄に比べ、大深度に置かれた大断面を持つ大型トンネルは、建設実績がまだ多くなく、その地震時挙動には不明な点も残されている。

地下高速道路の整備では、地上へのアクセスとして、分合流部を有するランプトンネルが必要となる。大型で複雑な構造となる分合流部を有するランプト

ネルは、地震時に、トンネル横断方向のせん断変形に加えて、トンネル軸方向の挙動や、構造変化部の局所的な挙動など、トンネル~地盤相互作用により、三次元的に複雑な挙動を示す。この挙動は、トンネルの横断面を対象とした二次元解析や、トンネル~地盤系を簡易な質点系モデルに置き換えた応答変位法などの既往設計法に基づく検討では十分に評価するのが難しい。そのため、三次元挙動を考慮した耐震設計あるいは耐震設計照査が望まれる。

筆者らは、首都高速山手トンネルのランプトンネルの全体構造をフルスケールでモデル化した大規模三次元地震応答解析を実施し、主に応答変位に注目し、レベル1地震動に対するランプトンネルの地震時挙動を明らかにした²⁾。本論文では、レベル2地震動に対するランプトンネルの地震時挙動を三次有限要素法により数値解析し、トンネルに発生する変位、応力について分析する。そして、複雑な構造を有する大型トンネルの耐震設計への三次元解析の有用性について考察する。

2. 解析方法

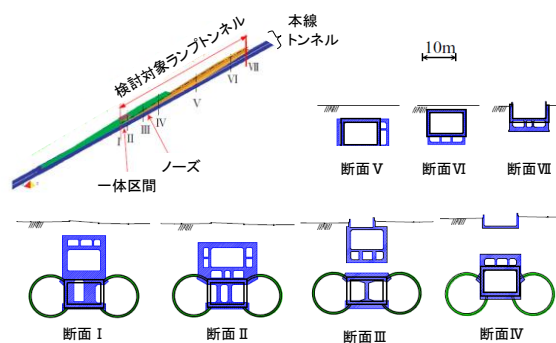
解析対象とした山手トンネルのランプトンネル構造を図-1に、周辺の地盤構造を図-2に示す。ランプトンネルは、2本の本線シールドトンネルの間にRC造で建設される分合流部、出入口トンネル、擁壁部からなる。トンネル軸方向に沿って横断面が変化し複雑な構造を有する。トンネルは、最大幅35m程度、最大高さ25m程度の大断面を有する大型かつ延長方向にも長大なトンネルである。解析では、ランプトンネルとその周辺地盤を、フルスケールで、図-3に示すように簡易化してモデル化する。地盤は、弾性波速度を参考に、東京礫層を境に、軟質な表層の第1層（せん断波速度 $V_s=190\text{m/s}$ ）と、その下位の硬質な第2層（ $V_s=490\text{m/s}$ ）からなる2層水平成層地盤としてモデル化する。

解析には関連研究²⁾と同じ動弾性解析手法を用いる(解析手法の詳細は文献²⁾参照)．弾性解析で、地震時の非線形応答を再現できるように次の工夫を行う．地盤は、SHAKEの等価剛性を用い、レイリー減衰(質量依存項のみを考慮)を調整して地表面の最大変位がSHAKE解析結果とほぼ一致するようにその解析定数を設定する．これにより、弾性解析で地盤の非線形応答を疑似的に再現できる．トンネルのRC構造部分はコンクリートの設計強度 40 N/mm^2 (40 MN/m^2)に見合う弾性係数を設定する．鋼製セグメントからなる本線トンネルの鋼殻は、セグメント桁高 0.53 m を有する中実モデルとして、横断面内の曲げ剛性が一致し、さらにトンネル軸方向単位延長当たりの質量が一致するように解析定数を決定する．最終的に決定された解析定数を表-1に示す．

レベル2地震動に対する応答を検討対象とする場合、レベル1地震動に比べて、地盤の剛性低下が大きく、注目すべき周波数も異なる。この結果、必然的に必要な空間分解能も異なり、計算規模も変わることになる。本論文では、首都高速道路の耐震設計で利用されるレベル2地震動のうち「T2E-B-3」地震波(図-4参照)を入力波として用いる。当該地震波を入力すると、自由地盤の固有振動数は1次が0.7 Hz、2次が2.2 Hzとなる。この点を考慮し、周波数成分で3.0 Hzまでの精度を保証した数値解析を行う。この精度を保証するために、1波長当たり10要素、という原則に従うと、要素寸法は次のように設定される。

表-1 解析定数

	質量 ρ (kg/m ³)	せん断波速度 V_s (m/s)	ポアソン比 ν	減衰定数 α (1/s)
地盤第1層	1500	60	0.45	2.0
地盤第2層	2000	400	0.45	2.0
本線トンネル	609	3372	0.3	2.0
ランプトンネル	2500	2299	0.15	2.0



※:太線は本研究における地震応答解析の数値解析モデルを投影した様子

図-1 山手トンネルランプトンネルの構造図

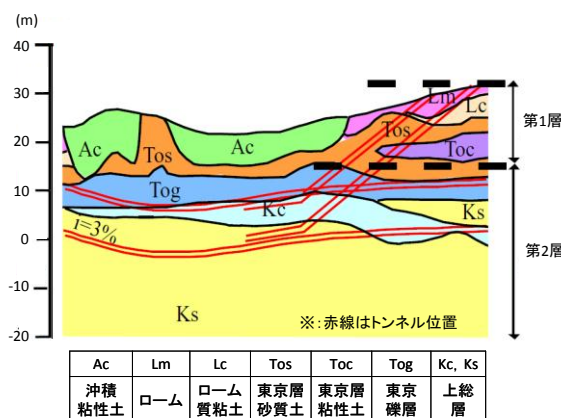


図-2 ランプトンネル周辺地盤の地層構造

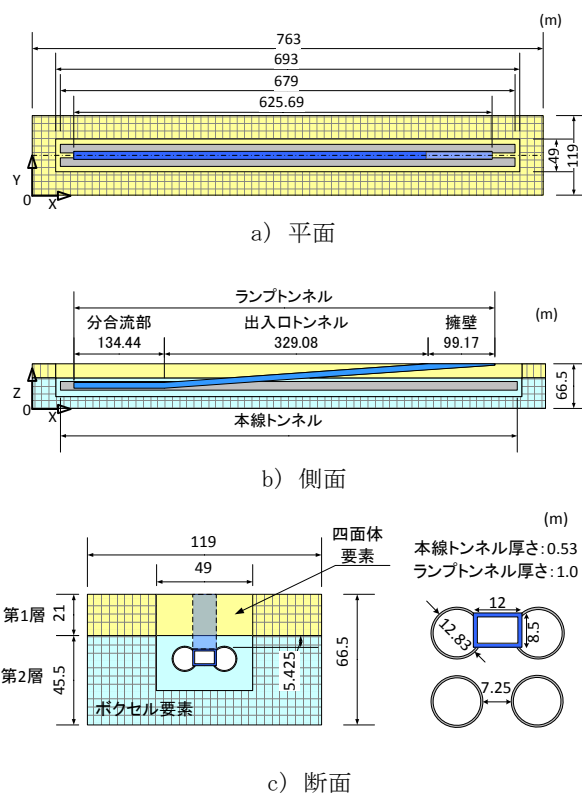


図-3 三次元数値解析モデル

$$V_s \times 1/f \times 1/10 = 60[m/s] \times 1/3[s] \times 1/10 = 2.0[m] \quad (1)$$

ここで f は精度保証の周波数、 V_s は剛性低下を考慮して60 m/sとして設定した。

トンネルの要素分割は、トンネルの応力の計算精度を高めるためには、厚さ方向に四面体二次要素を2要素以上配置することが望まれる⁷⁾。しかし、実務設計で利用される標準的な計算機環境（普及型PCの高位機種）を考慮すると、この規模の離散化は現実的ではない。本論文では、トンネル厚さ方向に1要素とする。2要素の分割に比べ、トンネルの変位と応力は概ね±5%の値となる。最終的な要素分割の結果を表-2に示す。参考のために、レベル1地震動のモデルの要素分割も示している²⁾。この表からわかるように、レベル2地震動の場合のモデルの節点数は約275万点となり、レベル1地震動の場合のモデルと比べ、約2.7倍の規模となっている。

地震波の入力方向は、トンネル軸方向、軸直角方向の2種類とする。解析モデル底面に「T2E-B-3」地震波を、トンネル軸方向と軸直角方向に入力する。入力地震波は、等価線形化法を用いて既往設計で想定している耐震設計上の基盤面に入力した地震動をモデル底面に引き戻したものを使う。基盤面は、本線トンネル下面より5 m下がった面である。入力は、地震波の主要動部分10.23 sを用いる。時間ステップは0.01 sである。なお、解析は、別途、レベル1地震動L1-B-2を対象とした解析も実施している²⁾。

3. 解析結果

(1) 地震波軸方向入力時のトンネル挙動

トンネルが最大応答変位を示す時刻での変位分布を図-5に示す。レベル1地震動に比べ、第1層において大きな軸方向変位 u_x が発生することがわかる。地表面から二層平行成層モデルの地層境界まで変位は緩やかに漸減する。レベル2地震動では、ランプトンネルの上層に位置する部分での応答が増大する結果、硬い第2層においても、境界近くのランプトンネル躯体にも少なからず軸方向の変位がみられる。軸直角方向の変位成分 u_y はトンネルと擁壁の接合部に近接する擁壁部、第1層下方のランプトンネル、並びに本線トンネルで大きくなる。もっともその値は1.2 mm程度と決して大きいものではない。鉛直方向の変位成分 u_z は、地表面付近の構造先端部と地層境界に近い部分で、それぞれ13 mmと3 mmと集中的に大きな値をとる。ランプトンネルでは、軸方向に圧縮・伸張を受ける結果、断面内の曲げが発生し、その影響を受けて軸直角方向の変位が発生する。一方、鉛直方向の成分は、構造先端部では剛体的に、地層境界付近では曲げが発生して上下方向に動く。軸方向の直歪分布を図-6に示す。ランプトンネルの直歪の最大値は、第1層の下方から地層境界付近の範囲で 4×10^{-4} である。

表-2 解析モデルの要素分割

地震動	精度保証 振動数	要素寸法		節点数	要素数
		四面体要素	立方体要素		
レベル1	4.0 Hz	7.0 m (2次要素)	3.5 m (1次要素)	1,024,273	718,488
レベル2	3.0 Hz	3.5 m (2次要素)	1.75 m (1次要素)	2,754,452	2,105,264

精度保証振動数：収束した数値解との相対誤差が1%以下という精度が保証される、最小の振動数

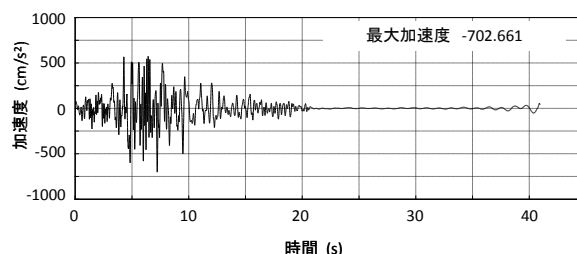


図-4 設計地震動「T2E-B-3」

レベル2地震動を入力した時の応答を、レベル1地震動を入力した時の応答と比較する。変位と応力に関する比較の結果を表-3に整理する。第1層の地盤の地層間の相対変位として、地表面の変位と地層境界の変位の差を使う。レベル1地震動の場合、第1層の相対変位は16 mmであったが、レベル2地震動の場合は215 mmである。地盤の応答に対応して構造物の変位応答を比較する。第1層内でのランプトンネルの地層間の相対変位として、地表面でのランプトンネルの変位と地層境界でのランプトンネルの変位の差を使う。レベル1地震動とレベル2地震動の場合では、ランプトンネルの相対変位は、それぞれ10 mmと55 mmである。すなわち、レベル1地震動とレベル2地震動の相対変位の比は、第1層が13 倍であるのに対して、第1層内でのランプトンネルは5.5 倍である。軸方向の入力の場合、棒材として挙動するトンネルの剛性が大きく、ランプトンネルの変位応答は地盤の変位に比例しないことがわかる。

トンネルが最大応答変位を示す時刻での、応力分布を図-7に示す。レベル2地震動を入力した場合の応力分布は、レベル1地震動を入力した場合と異なる。最大値は、地層境界付近のランプトンネルで発生し、その値は15 MN/m²程度である。軸方向の入力地震動を支える軸方向の直応力 σ_{xx} を比べると、レベル1地震動の場合は2 MN/m²、レベル2地震動の場合は15 MN/m²である。この応力成分の比は7.5 倍である（表-3参照）。軟弱な第1層での相対変位の比5.5 倍に比べ、この応力の比は大きく、1.5 倍近くになる。 σ_{xx} が大きな値を取る地層境界付近の横断面を選び、この横断面での応力分布を図-8に示す。応力分布は複雑であり、一様分布ではない。図-9は、地層境界付近の横断面での軸方向変位の分布を示し

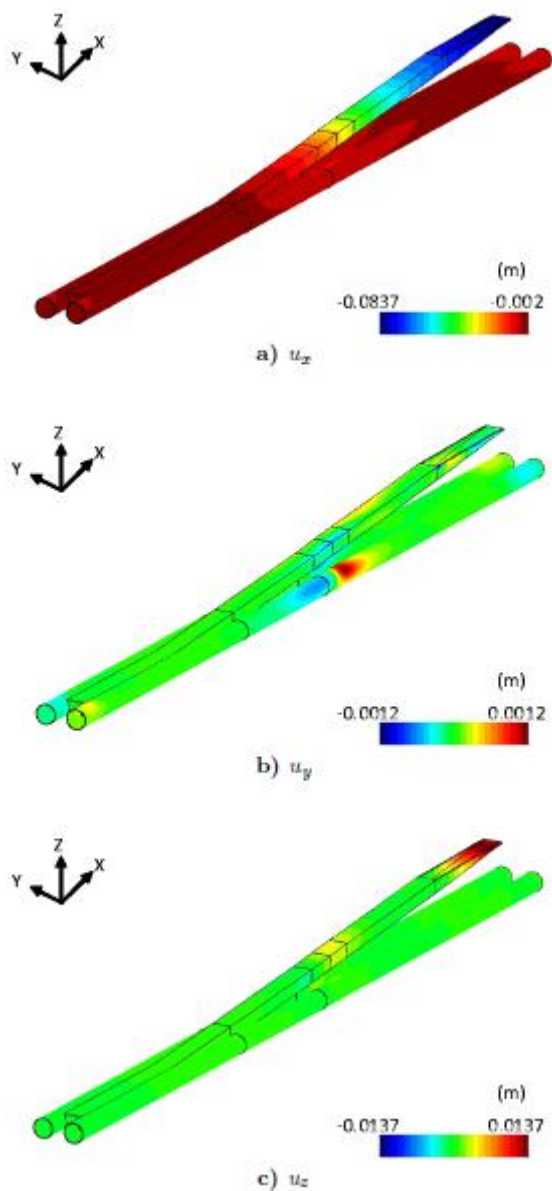


図-5 トンネルの変形
(地震波トンネル軸方向入力)

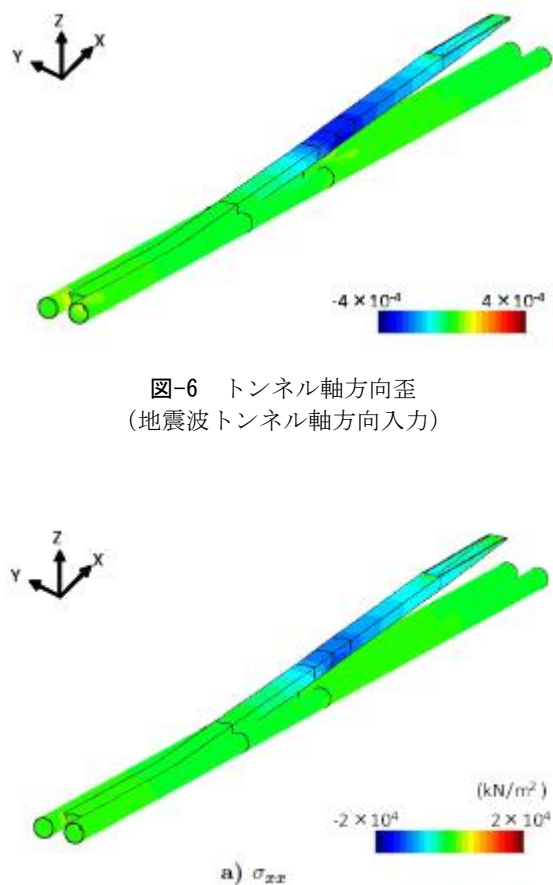


図-7 トンネルに発生する応力 σ_{xx}
(地震波トンネル軸方向入力)

表-3 レベル1地震動とレベル2地震動のトンネル応答の比較 (地震波トンネル軸方向入力)

	解析結果		
	レベル1地震動	レベル2地震動	レベル2地震動/ レベル1地震動
第1層地盤相対変位	16 mm	215 mm	13
第1層地盤内での トンネル層間変位	10 mm	55 mm	5.5
σ_{xx}	2 MN/m ²	15 MN/m ²	7.5

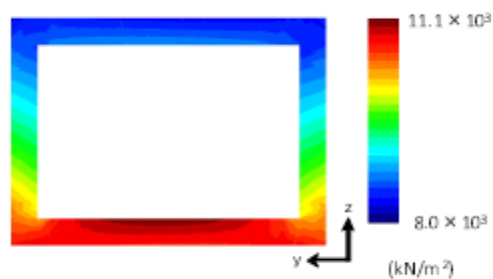


図-8 地層境界付近のトンネル横断面での σ_{xx}
の分布 (地震波トンネル軸方向入力)

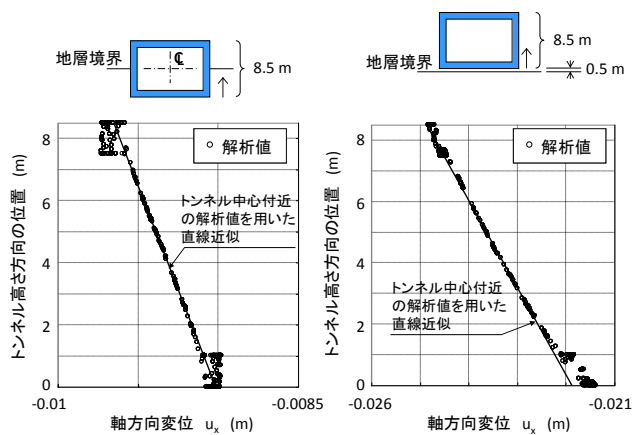


図-9 地層境界付近のトンネル横断面の軸方向変位 u_x の分布 (地震波トンネル軸方向入力)

ている。軸方向変位は一定勾配にならず、軸方向の挙動について平面保持が成立していない。部分的な応答の三次元性は、軸方向の縦断面内の挙動だけでは表現できない。このため、局所的に大きな値をとり、レベル1地震動との比が大きな値を取ると考えられる。

(2) 地震波軸直角方向入力時のトンネル挙動

前項と同様に、トンネルが最大応答変位を示す時刻での変位分布を図-10に示す。当然の結果であるが、レベル2地震動の入力の場合、レベル1地震動の入力と比べて、トンネルの応答変位は増大する。特に、地震動の入力方向となる軸直角方向の変位成分と比べ、面外の変位成分となる軸方向と鉛直方向の変位成分の値が大きくなることには注意が必要である。横断面の二次元地震応答解析で計算される面内成分の他の応答も含まれているという意味で、地震応答の三次元性が強くなることがわかる。地表面位置でのランプトンネルの最大変位は192 mmである。自由地盤の場合、地表面の最大変位は217 mmである。したがって、ランプトンネルの最大変位は自由地盤の場合の地盤の最大変位と概ね一致する。トンネルの変形は地盤応答に追従して増大することが示唆される。軸直角方向の変形に伴い、軸方向の変位成分の最大値は、地層境界付近で±8 mmとなる。鉛直方向の変位成分の最大値は第1層中ほど位置で±15 mm程度である。レベル1地震動の場合と比べて、軸方向の成分は地層境界付近で集中的に増大する傾向にある。この軸方向の変位成分は、正負の値が交番することから、鉛直軸周りの曲げに対応した応答である。鉛直方向の成分は第1層のランプトンネル全般で大きい値を取る。この成分は、横断面内のせん断に伴う回転の他に、トンネル構造全体系の回転も含まれている。また、ランプトンネルの軸直角方向の変位成分の最大値は、構造先端部ではなくその手前のトンネルと擁壁の構造変化部で発生している。最大値の発生箇所は、レベル1地震動入力時の結果（構造先端部で最大）と異なる。地震動入力方向のこの変位成分の分布は、レベル2地震動が軸直角方向に入力する場合には、トンネルの変形モードが地震動によって異なることを示唆している。

レベル2地震動を入力した時のトンネルの応答を、レベル1地震動を入力した時の応答と比較する。変位と応力の比較の結果を表-4に整理する。比較位置は、ランプトンネルが地層境界を突き抜けた地層境界付近の位置である。第1層に位置するランプトンネルの上下スラブ間の相対変位は約40 mmである。レベル1地震動が軸直角方向に入力した場合の相対変位8 mmと比べると、約5倍となっている。地震動が大きくなっていることは勿論、第1層の剛性が低下した結果である。なお、約40 mmとはいえ、トンネルの高さは8.5 mであるため、トンネルの層間変形角は1/212 である。首都高速の設計要領では、層間変形角が1/85 以上になる場合に、さらなる設計照査が必要とされており⁷⁾、この値は決して大きな値

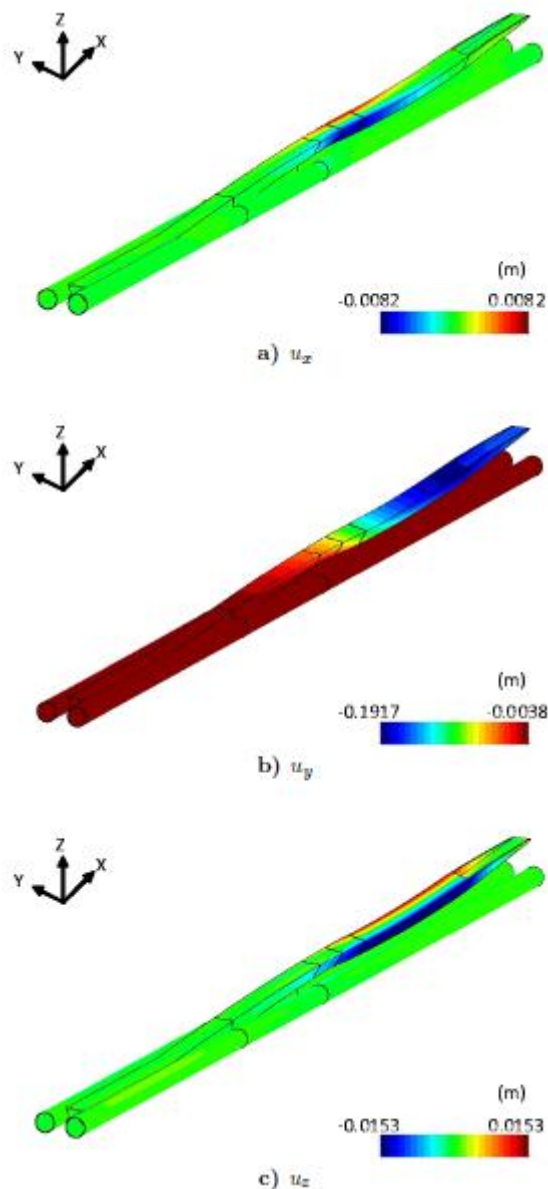


図-10 トンネルの変形
(地震波トンネル軸直角方向入力)

表-4 レベル1地震動とレベル2地震動のトンネル応答の比較（地震波トンネル軸直角方向入力）

	解析結果		
	レベル1地震動	レベル2地震動	レベル2地震動/ レベル1地震動
比較断面位置における 自由地盤の地盤相対変位	9 mm	90 mm	10
トンネル層間変位	8 mm	40 mm	5
σ_{xx}	0.7 MN/m ²	10 MN/m ²	14
σ_{yy}	3.3 MN/m ²	15 MN/m ²	5
σ_{zz}	3.5 MN/m ²	17 MN/m ²	5
σ_{yz}	1.0 MN/m ²	4 MN/m ²	4

ではない。

トンネルが最大応答変位を示す時刻での、応力分布を図-11に示す。ランプトンネルでは、二層平行成層の地層境界付近で、横断面のせん断変形に関連する応力 (σ_{yy} , σ_{zz} , σ_{yz}) が大きくなる。 σ_{yy} , σ_{zz} , σ_{yz} と σ_{xx} の最大値は、それぞれ、 15 MN/m^2 , 17 MN/m^2 , 4 MN/m^2 と 15 MN/m^2 であり、ランプトンネルの全断面が軟質な第1層に入る地点で発生する。この応力成分以外に、入力された地震動から見れば面外の成分となる σ_{xx} も大きな値をとる。他の面外成分 σ_{xy} と σ_{zx} も地層境界付近では相応に大きな値を取るが、 σ_{xx} 程ではない。ランプトンネルの応力応答は軸方向の挙動に強く影響されていることが示唆される。

軸方向の直応力 σ_{xx} は地層境界付近で最大値を取る。 σ_{xx} は側壁下部で集中的に増大する。最大値の発生時点においてこの位置での平均加速度は 200 gal 程度である。ランプトンネルは地盤を突き抜けるため、ランプトンネルの位置によって軟弱な第1層に含まれている部分が異なる。この結果、ランプトンネルが受ける地盤の揺れは、位置によって異なることになる。地表面の変位が最大となる時点の応力は確かに大きいものの、ランプトンネルの各地点での応力の最大値は、地盤変位が最大となる時点の応力とは一致せず、この時点の応力を使うと応力の最大値は 5% 程度、過小評価されてしまう。トンネルの応答に注目した評価が重要である。

レベル1地震動が軸直角方向に入力した場合と、レベル2地震動が軸直角方向に入力した場合の、応力の最大値の比を計算する(表-4参照)。 σ_{xx} 以外の応力成分は約5倍である。これは、相対変位の比にはほぼ一致している。しかし、 σ_{xx} の比は約14倍である。軸方向の直応力の増加が顕著であることが示されている。 σ_{xx} の比が増加した理由は、複数の変形モードとそれに伴う応力分布が重なり、局所的に σ_{xx} が大きな値を取ったことと推測される。断面で応力を積分して計算される断面力の場合、レベル1地震動とレベル2地震動の応答の比は、卓越する曲げモーメントを参照すると、横断面内の曲げモーメントの比が4.3倍に対して、軸方向の曲げモーメントの比は33倍となる。前者の値に比べて後者の値が大きく軸方向の挙動が顕著になることがわかる。軸方向曲げモーメントの比(33)と σ_{xx} の比(14)が大きく異なり、軸方向曲げモーメントでは σ_{xx} の評価が難しいことがわかる。

図-12は、 σ_{xx} が増大する地層境界付近の横断面内における軸方向変位の分布を整理している。断面力算定の際に仮定される平面保持が成り立っていない。応答が大きくなるレベル2地震動の入力では、複数のモードが重なる箇所の評価は、断面力で表現することは難しく、応力評価が必要であることが示唆される。軸直角方向の入力とはいえ、地層境界に接近するとランプトンネルも軸方向の応答が現れる。断面力を使う場合でも、三次元地震応答解析を使った適切な評価が必要となる。

4. まとめ

疑似非線形解析でランプトンネルの挙動を評価した。レベル1地震動の場合、地盤やトンネルの応答は小さく、概ね線形範囲にあり、本研究で実施した三次元解析で概ね評価できる。一方、レベル2地震動の地震応答はレベル1地震動の地震応答とは質的に異なる。実際、三次元的応答がより顕著になることが確認された。具体的には、トンネルの変形モードが変化する結果、地層境界のランプトンネルの軸方向応力が変位に比べより増大し、応力集中が顕著になる。この応答は二次元応答の重ね合わせでは評価できない。ランプトンネルの増分応力は、直応力に関しては、RCのコンクリート設計応力特性値 (30 MN/m^2) の $50 \sim 60\%$ となっている。応力集中の影響を評価するには、断面力では不十分であり、ソリッド要素を使う大規模数値解析の必要性が高い。また、レベル2地震動の場合、部分的に、断面力や応力が、それぞれ耐力や許容値に近い結果となり、疑似非線形解析ではなく、弾塑性を考慮した非線形解析が必要となることが示唆された。

謝辞：本研究の実施並びに論文の取り纏めにあたり、首都高速道路の並川賢治氏、波津久毅彦氏、落合栄司氏に温かいご指導をいただいた。鹿島建設の伊丹洋人氏には解析を行う際に様々な支援を、また同森口敏美氏並びに沖見芳秀氏には有益なコメントをいただいた。ここに記して感謝の意を表したい。

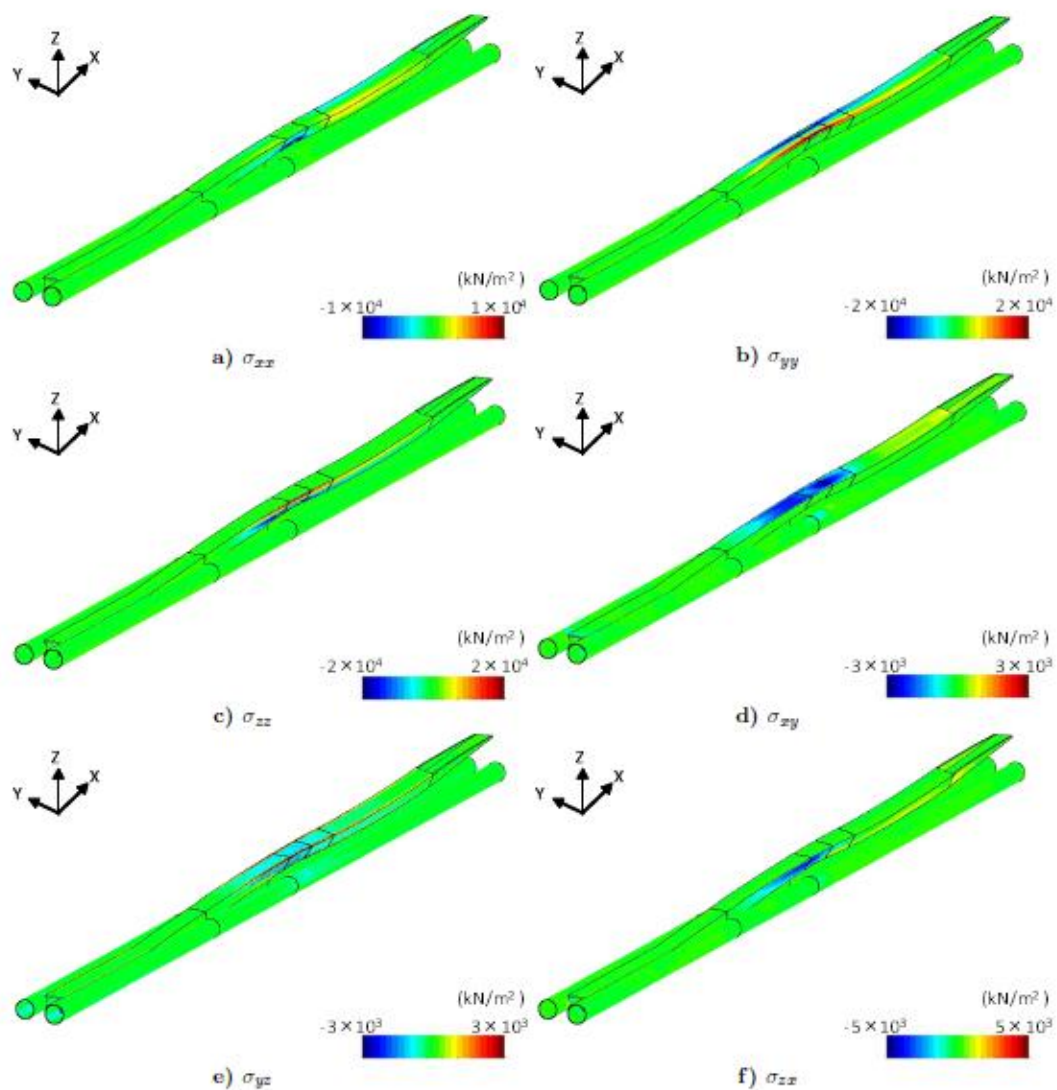


図-11 トンネルに発生する応力
(地震波トンネル軸直角方向入力)

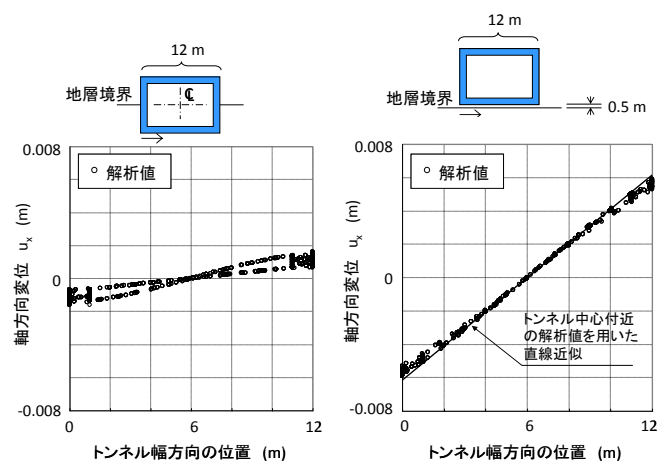


図-12 地層境界付近のトンネル横断面の軸方向
変位 u_x の分布 (地震波トンネル軸直角方向入力)

参考文献

- 1) 大深度地下の公共的使用に関する特別措置法，平成12年5月26日法律第87号（最終改定平成15年7月24日法律第125号），2000.
- 2) 土橋浩，市村強，大保直人，堀宗朗，山田岳峰，複雑な構造を持つ大型トンネルの地震応答に対する大規模三次元数値解析の必要性の検討，土木学会論文集A，Vol.64，No.3，pp.639-652，2008．
- 3) Lysmer, J. and Kuhlemeyer, R., L.: Finite dynamic model for infinite media, *J. of Engr. Mech.*, ASCE, Vol.95, pp.859-877, 1969.
- 4) Wenget, J., M. and Hughes, T. J., R.: Solution Algorithms for Nonlinear Transient Heat Conduction Analysis Employing Element-by-Element Iterative Strategies, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, pp.711-815, 1985.
- 5) Barrett, R., Berry, M., Chan, T., F., Demmel, J., Donato, J., Dongarra, J., Eijkhout, V., Pozo, R., Romine, C. and Vander Vorst, H.: *Templates for the Solution of Linear Systems: Building Blocks for Iterative Methods*, 2nd Edition, Society for Industrial and Applied Mathematics, 1994.
- 6) Hollister, S., J. and Kikuchi, N.: Homogenization theory and digital imaging: a basis for studying the mechanics and design principles of bone tissue, *Biotechnology and Bioengineering*, Vol.43, No.7, pp.586-596, 1994.
- 7) 土橋浩，寺島善宏，堀宗朗，市村強，大保直人，沖見芳秀，山田岳峰，小原隆志：大型トンネルを対象とした3次元FEM地震応答解析の有限要素分割に関する基礎検討，土木学会第65回年次学術講演会，pp.829-830，2010.
- 8) (財)首都高速道路厚生会：首都高速道路トンネル構造物設計要領（耐震設計編），2003.

EVALUATION OF SEISMIC PERFORMANCE OF RAMP TUNNEL STRUCTURE DURING LEVEL-2 EARTHQUAKE BY MASSIVE 3D NUMERICAL COMPUTATION

Takemine YAMADA, Tsuyoshi ICHIMURA, Muneo HORI,
Hiroshi DOBASHI and Naoto OHBO

Quasi non-linear 3D FEM earthquake response analyses with level-2 earthquake are conducted for a ramp tunnel structure of Tokyo metropolitan express way central circular line the Yamate tunnel. Large-scale numerical computation with solid elements is highly required for examination of seismic response of large tunnel in case of level-2 earthquake. The results are obtained as follows:

- i) In level-2 earthquake, stress concentration in ramp tunnel becomes great near geological interface between two layers of high impedance contrast.
- ii) The response is not obtained as a superposition of two-dimensional responses which is an assumption in conventional design methods because the distribution of displacements in the direction of tunnel axis at cross-section of ramp tunnel structure near geological interface does not linearly distribute.
- iii) Evaluation of stress in addition to section force is desirable for the correct evaluation of the three-dimensional response of tunnel structure.