

道路ボックスカルバートの 地震時挙動の検証に関する解析的研究

八ツ元 仁¹・澤村 康生²・木村 亮²

¹正会員 阪神高速道路(株)大阪管理局保全部保全設計課 (〒541-0006 大阪市港区石田1-4-1)

E-mail:hitoshi-yatsumoto@hanshin-exp.co.jp

²正会員 京都大学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Cクラスター4棟)

E-mail:sawamura.yasuo.6c@kyoto-u.ac.jp

E-mail:kimura.makoto.8r@kyoto-u.ac.jp.

近年、内部空間を道路として用いる道路ボックスカルバートは断面寸法の大型化が進んできており、それら道路ボックスカルバートの地震時挙動については未だ不明な点が多い。本研究では、数値解析により道路ボックスカルバートの地震時挙動を求めるのと同時に、損傷状態の評価を行った。検討の中では、道路ボックスカルバートの躯体部に生じる損傷状態の検証は元より、その直上に設けられることが多い盛土道路への影響を把握することを目的に、盛土表面における変状等についての検証を行った。本検討の結果、土被りが小さく断面形状が正方形のケースでは、躯体部の損傷及び盛土道路部での損傷が大きくなるが、その程度は大きくないという結果を得た。その他の構造条件のケースでは、躯体部では損傷が生じない、盛土道路面での損傷が非常に小さく車両の走行性にほとんど影響を与えない、という結果を得た。

Key Words : *box culvert for roads, seismic design, simplified method, dynamic analysis*

1. はじめに

ボックスカルバートの内部空間は様々な使われ方をしているが、その中でも道路として使用されているものは非常に多い。このような、内部空間を道路として使用するボックスカルバートのことを本稿では道路ボックスカルバートと呼ぶこととする。この道路ボックスカルバートは、過去において数々の大地震を経験しているものの、躯体部における大きな被害はなく、そのほとんどが盛土地盤部での損傷であることが広く知られている^(例として1,2,3)。そのため、道路ボックスカルバートの躯体部は耐震性能が高く、今後においても大きな損傷が生じることはほとんどないものと考えられる。しかし、近年における土工構造物の多様化に伴い、道路ボックスカルバートについても断面寸法の大型化が進んできており、従来のボックスカルバートのように大きな地震が生じても被害が生じることがないかどうかは不明である。一方で、前述したように、道路ボックスカルバートを取り囲む盛土地盤部での損傷は報告されており、文献2)の中で示されているような、道路ボックスカルバートの直上に設けられた道路(以降、盛土道路と呼ぶ)における沈下や段差の発生など、道路としての通行機能を失うような被害の事例が

数多く報告されている。盛土道路は土工構造物であるため、一般的には復旧は早くできると考えられるが、その損傷の程度によっては復旧に長時間を要することも予想される。前述のように、道路ボックスカルバート躯体部の構造が多様化してきていることを踏まえると、その直上に位置する盛土道路についても同様に、地震時の損傷状態は不明な点が数多く存在していると考えられる。

このような背景から、本検討では耐震性能が高いとされてきた道路ボックスカルバートを対象に、数値解析を用いてその地震時挙動の検証と損傷状態の評価を行った。検討にあたっては、近年の多様化に伴い断面寸法が大型化したものまでを検討対象に含めることで、実在すると考えられる道路ボックスカルバートを対象とした検討として位置づけた。また、地震時挙動の検証及び損傷状態の評価では、道路ボックスカルバート躯体部だけでなく、直上に位置する盛土道路の損傷状態の評価として盛土表面の変状等について検証を行った。さらには、これら数値解析による評価結果と過去の道路ボックスカルバートにおける被災状況との比較検証を行うことで、解析精度に関する考察を行った。

2. 数値解析の概要

(1) 解析手法の概要

本検討で用いる数値解析は、地盤と躯体を一体的に解く2次元弾塑性FEMによる一体解析手法（解析コード：DBLEVES⁴⁾）を用いた。このDBLEVESの計算精度については、様々な種類の地中構造物に対する耐震検討を実施してきており、それら検討の結果、高い精度で地震時挙動を評価できることを確認してきている（例えば5)~10)。特に、文献10)の研究ではボックスカルバートを対象とした実験結果との比較が行われており、数値解析の再現性の高さが述べられている。ハンチ形状などに差はあるものの、断面形状等ではほぼ道路ボックスカルバートと類似であることから、DBLEVESを本検討に用いることは問題ないと判断している。

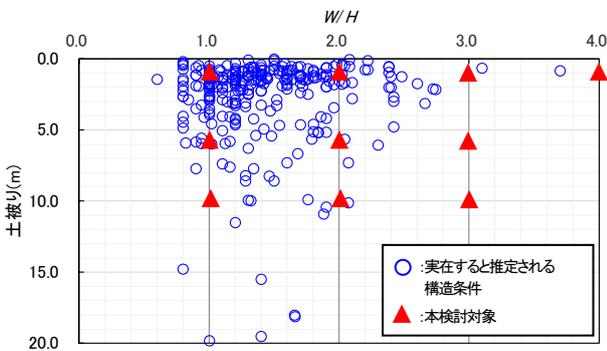
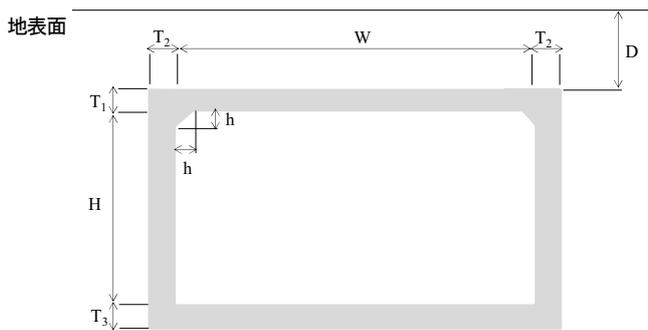


図-1 検討対象の構造条件

(2) 解析対象の選定

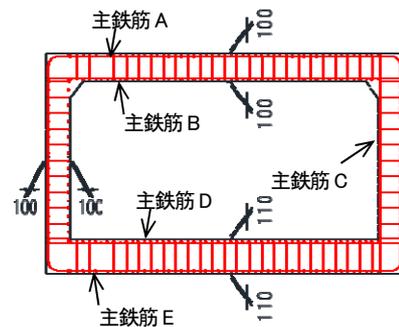
本検討での解析対象については、実在する道路ボックスカルバートの構造条件を基に、その解析対象となる構造条件を決定した。構造条件の選定にあたっては、文献11)の中に示される過去に設計された道路ボックスカルバートの内空幅と側壁軸心力度の相関データを読み取り、別途の検討で求めた構造条件と側壁軸心力度の相関関係から土被りと WH （内空幅を内空高さで除した値）の関係に変換を行った。ここに示す別途検討とは、常時設計による構造諸元の決定検討のことを表しており、 WH と土被りをパラメータとした数多くのパラメータ解析を行い、その計算結果から側壁軸心力を求めることで、 WH ・土被り・側壁軸心力度の3つの指標の相関関係を求めている。なお、この別途検討では、内空高さを5.0mであることを前提としていることに留意されたい。本検討で推定した、土被りと断面形状比の相関関係と本検討対象の構造条件の関係を図-1に示す。

図中に示す構造条件の分布のほとんどを網羅できるように、図-1に示す10ケースの構造条件を解析対象として選定した。図-2にはカルバート工指針¹²⁾に基づき常時設計により決定した構造諸元を、図-3にはその配筋概略図を示す。なお、本検討では地震時にせん断破壊が生じないことを前提とするため、せん断耐力に大きな影響を及ぼすスターラップは十分な量が配置されることを前提としている。



	単位 (m)						
	D	W	H	T ₁ (頂版)	T ₂ (側壁)	T ₃ (底板)	h (ハンチ高)
Case1	1.0	5.0	5.0	0.4	0.5	0.5	0.3
Case2	1.0	10.0	5.0	0.7	0.8	0.9	0.4
Case3	1.0	15.0	5.0	1.0	1.2	1.3	0.6
Case4	1.0	20.0	5.0	1.3	1.7	1.8	0.8
Case5	6.0	5.0	5.0	0.7	0.8	0.8	0.4
Case6	6.0	10.0	5.0	1.2	1.4	1.4	0.6
Case7	6.0	15.0	5.0	1.8	2.2	2.2	1.1
Case8	10.0	5.0	5.0	0.8	1.0	1.1	0.5
Case9	10.0	10.0	5.0	1.5	1.8	1.8	0.7
Case10	10.0	15.0	5.0	2.2	2.8	2.8	1.4

図-2 本検討における解析対象の構造条件



※数字は鉄筋のかぶり厚(mm)を示す

	主鉄筋A	主鉄筋B	主鉄筋C	主鉄筋D	主鉄筋E
Case1	D19@125	D19@125	D13@125	D16@125	D19@125
Case2	D25@125	D25@125	D16@125	D25@125	D25@125
Case3	D35@125	D32@125	D25@125	D32@125	D35@125
Case4	D32@62.5	D35@125	D32@125	D35@125	D32@62.5
Case5	D22@125	D19@125	D13@125	D19@125	D22@125
Case6	D35@125	D35@125	D25@125	D35@125	D35@125
Case7	D32@62.5	D29@62.5	D29@125	D29@62.5	D32@125
Case8	D32@125	D25@125	D13@125	D25@125	D22@125
Case9	D38@125	D35@125	D25@125	D38@125	D38@125
Case10	D38@62.5	D32@62.5	D29@125	D32@62.5	D35@62.5

図-3 ケース毎の配筋状況

(3) 解析モデルの概要

道路ボックスカルバートの多くは盛土地盤内に設置されることが多いと考え、盛土材料として良好な砂質地盤であることを想定した。道路ボックスカルバートを設置する基礎地盤については、カルバート工指針に示す基礎地盤の考え方に従い（基礎地盤は砂地盤でN値20以上）、砂地盤のN値21相当の良好な地盤を想定した。また、基礎地盤より上のカルバート施工後に施工される盛土部分（以降、周辺地盤と呼ぶ）については、高速道路の盛土におけるN値の施工実績¹³⁾の結果を参考に砂質地盤のN値11として地盤定数を設定した。図-4には10ケースの代表としてCase 1の解析モデル図を示す。この基礎地盤の厚さについては、全てのケースにおいて道路ボックスカルバートの内空高さに頂版厚と底版厚を加えた値で統一を行った。また、水平方向のモデル化範囲は、実務でよく用いられる考え方を参考に、深さ方向のモデル化長さの3倍とした。

表-1 豊浦砂の解析パラメータ

Principal stress ratio at critical state	3.2
$R_{cs} = (\sigma_1 / \sigma_3)_{cs(comp.)}$ Compression index λ	0.07
$R_{cs} = (\sigma_1 / \sigma_3)_{cs(comp.)}$ Swelling index κ	0.0045
$N = e_{NC}$ at $p = 98 \text{ kPa}$ & $q = 0 \text{ kPa}$	1.1
Poisson's ratio ν_e	0.333
Parameter on density and confining pressure a	60
Parameter on the form of yield surface β	2

地盤部の力学特性は、subloading t_{ij} model¹⁴⁾を用いるとともに、表-1に示す豊浦砂の力学特性を参考にモデル化地盤の設定を行った。subloading t_{ij} modelは、中間主応力の影響やせん断剛性の拘束圧依存性を考慮できるうえ、砂・粘土の区別なく正規圧密状態・過圧密状態を考慮できるものとなる。さらに、実務における使用を想定して開発されたモデルであるため、必要なパラメータの多くが三軸試験や圧密試験によって決定できるという点で、その他のモデルに比べて長けている。本検討では、地盤定数の設定はN値を基本の決定するものとし、その際のパラメータフィッティングについては既往の研究で行われた手法¹⁵⁾を参考に、表中のパラメータ λ 、 κ を同比率で変化させながら3軸シミュレーションを実施することで、前述の基礎地盤及び周辺地盤の目標とするN値相当となる地盤になるように解析パラメータの決定を行った。一般的によく用いられるN値と弾性係数の関係から、N値の700倍の値が弾性係数に相当するように、基礎地盤部、周辺盛土部それぞれに対してパラメータフィッティングを実施した。図-5(a)にはパラメータフィッティングによりモデル化を行った周辺地盤部における、代表的な拘束圧下での τ - γ 曲線を、同図(b)には G/G_0 - γ 曲線を示す。また、地盤のモデル化で重要となる単位体積重量については、カルバート工指針に示す砂質盛土の単位体積重量を参考に 20 kN/m^3 とし、ポアソン比は $1/3$ とした。

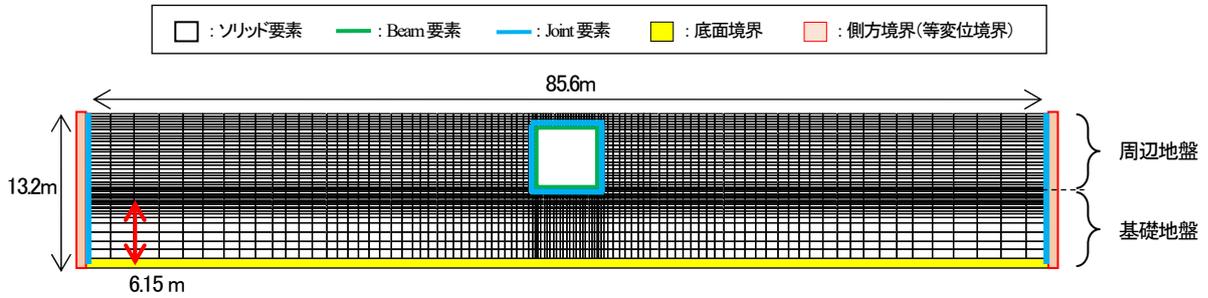


図-4 モデル化の概要 (Case 1)

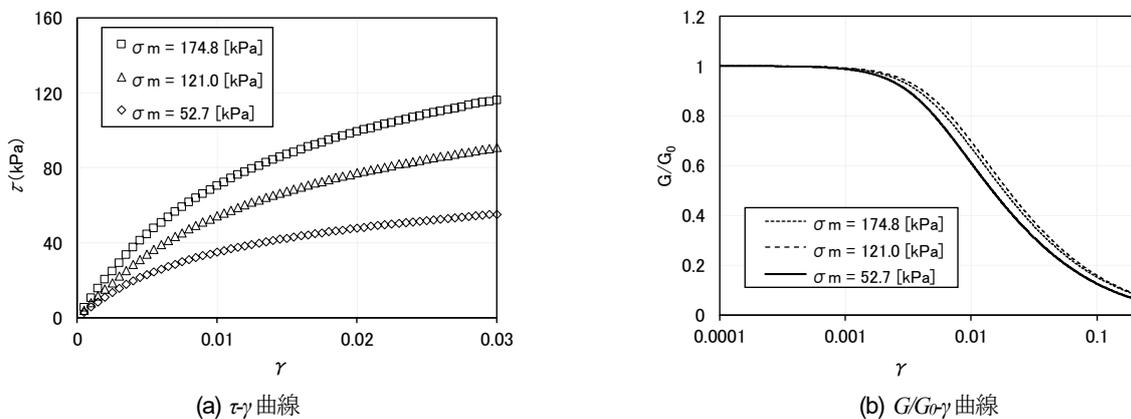


図-5 盛土部の地盤特性

地盤内に設置されるボックスカルバートの地震時における挙動は、気中部における正負繰返し载荷状況下と同様に各部材に生じる軸力が大きく変動することが既往の研究により明らかにされている。このため、本数値解析では軸力依存性を考慮した Axial-Force Dependent model (AFD model)¹⁶⁾を用いて道路ボックスカルバートのモデル化を行った。AFD model における応力-ひずみ関係を図-6 に示す。表-2 には AFD モデルに入力するパラメータについて示す。このパラメータの中で、 μ , ν , β_c については図中に示すとおり骨格曲線の二次勾配が始まる

表-2 AFDモデルのパラメータ

コンクリート	E_c [kN/m ²]	2.50×10^7
	f_c [kN/m ²]	2.04×10^4
	f_t [kN/m ²]	1.91×10^3
	ν	0.17
鉄筋	E_s [kN/m ²]	2.00×10^8
	f_{st} [kN/m ²]	3.45×10^5
	ν	0.3
AFD モデルパラ メータ	μ	2.5
	τ	4.0
	ν_c	0.72
	β_c	0.11
減衰定数		0.02

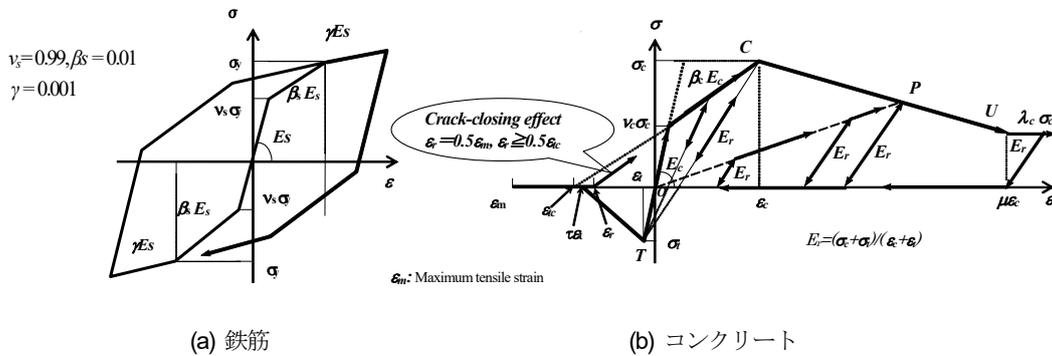


図-6 AFDmodelの応力-ひずみ関係¹⁶⁾

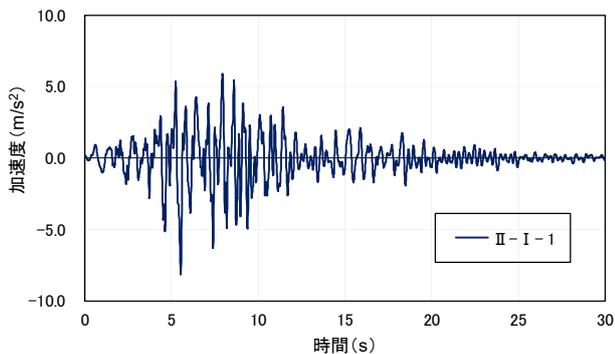


図-7 入力地震動の時刻歴波形

応力や二次勾配の傾き、ポストピークにおける剛性低下の割合を決定するパラメータとなる。このパラメータ設定については、文献 11)の中で提案されている骨格曲線を再現できるように設定を行った。

道路ボックスカルバートと周辺地盤、基礎地盤の境界部にはJoint要素を配置して、地盤から道路ボックスカルバートへの圧縮力は伝達するが、引張力は伝達しない機構を評価できるようにした。Joint要素の入力パラメータは、文献10)で使用されているコンクリートと砂地盤間のJoint要素に用いられたパラメータを用いた。

(4) 動的解析の解析条件

上記の解析対象における地震時挙動を求めするため、図-4に示す固定境界に道路橋示方書・同解説V耐震設計編¹⁷⁾(以降、道示と呼ぶ)に示すレベル2地震動タイプII地震の地震動を入力した。本検討ではタイプII地震動の中でもI種地盤の波(道示における呼称、II-I(神戸海洋気象台地盤上 NS成分))を入力した。図-7に時刻歴加速度を示す。

数値解析における計算時間の間隔は、動的解析において一般的に用いられる1/500秒とし、時間積分はNewmark- β 法($\beta=1/4$, $\gamma=1/2$)を用いて計算を行った。また、粘性減衰モデルは剛性比例型を仮定し、地盤における減衰定数は $h=0.05$ 、躯体部の減衰定数は $h=0.02$ を用

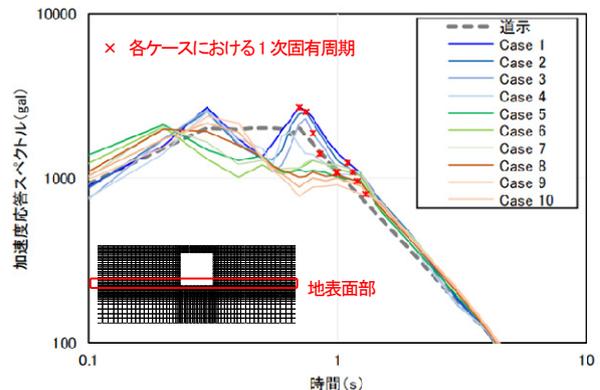


図-8 地表面部における加速度応答スペクトルの比較

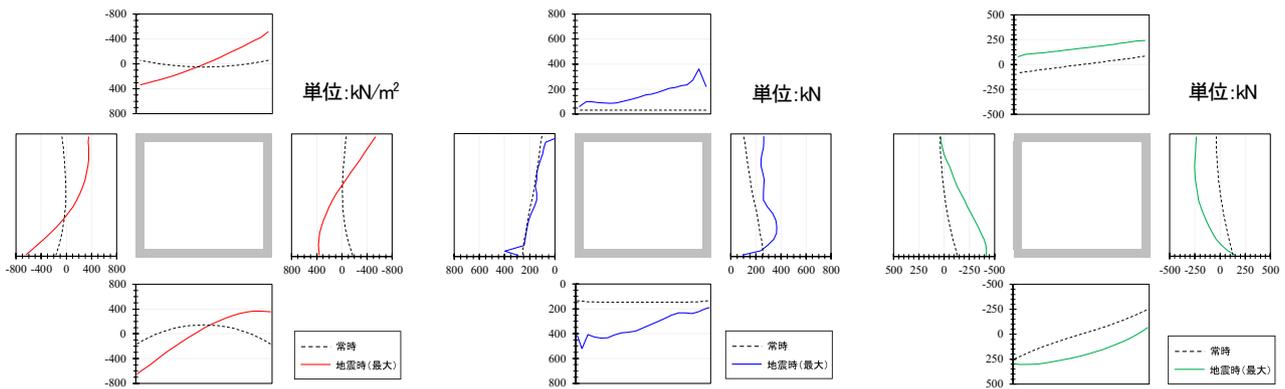


図-9 Case 1の断面力分布図 (左：モーメント図、中央：軸力図、右：せん断力図)

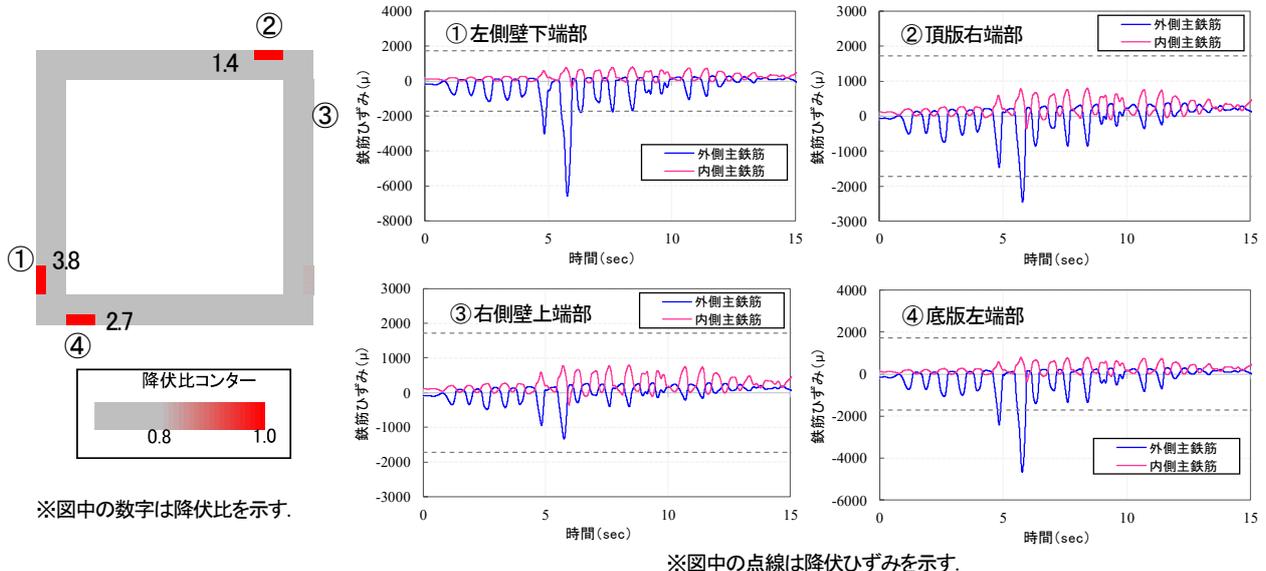


図-10 Case 1における主要箇所における時刻歴の主鉄筋ひずみ (5.76秒最大変形)

いて計算を行った。

3. 解析結果

(1) 地表面における加速度応答

図-8に、地表面高さ位置での加速度応答スペクトルを示す。図中に示す×印は各ケースの1次固有周期での応答を示す。図中に示すように、全てのケースにおいて1次固有周期における加速度応答スペクトルは、道示で規定される加速度応答スペクトルと同程度、もしくはその値を上回っていることから、地表面における加速度応答はレベル2タイプ2地震相当もしくはそれ以上の大きさの地震動に相当するものであると言えます。地震時挙動の検討として今回入力した地震動の大きさは十分であると言える。

(2) 発生断面力と主鉄筋の降伏

道路ボックスカルバート躯体部に発生した断面力として、Case 1における曲げモーメント、軸力、せん断力の分布を図-9に示す。なお、図中の断面力は後述する最も大きなせん断変形が生じた5.76秒における結果とし、右方向にせん断変形した状態での結果となる。断面力の分布形状は、地中構造物を対象に地震時挙動を評価した既往の研究^(例えば10, 18)における断面力分布とよく似た結果を示しており、せん断変形挙動を再現できているものと考えられる。Case 2からCase 10のその他のケースにおいても、断面力の分布形状はほぼ同じであることを確認している。主鉄筋の降伏については、全10ケースの中で塑性化が生じたのはCase 1のみとなり、その他のケースについては力学的に弾性挙動を示す範囲内での応答を示した。図-10に、塑性化が生じたCase 1の主要部位における主鉄筋の時刻歴変化を示す。図中に示す着目部位の番号毎に、外側、内側主鉄筋の時刻歴ひずみを示す。また、図中に

示す数字は降伏比を示し、発生ひずみを降伏ひずみで除した値となる。降伏比が1.0を超えると、主鉄筋の降伏が生じたこととなる。5.76秒において着目部位①、②、④の3箇所において外側主鉄筋が降伏を示した。塑性化の程度として、降伏比は、着目部位①、②、④に対して3.8、1.4、2.7という結果となった。道路ボックスカルバートが右方向にせん断変形すると、頂版右端部及び底版左端部の隅角部が閉じる方向に変形することから、これら隅角部周りの外側主鉄筋で降伏が生じたことになる。

(3) 層間変形角と剛体回転角

山木ら¹⁹⁾の研究成果からもわかるように、地盤内の道

表-3 層間変形角 α の最大値と剛体回転角 β の関係

	層間変形角 α $\times 10^{-3}$ (radian)	剛体回転角 β $\times 10^{-3}$ (radian)
Case1	1.242	0.904
Case2	0.528	0.610
Case3	0.310	0.422
Case4	0.174	0.284
Case5	0.329	0.807
Case6	0.229	0.489
Case7	0.088	0.378
Case8	0.154	0.768
Case9	0.087	0.492
Case10	0.053	0.376

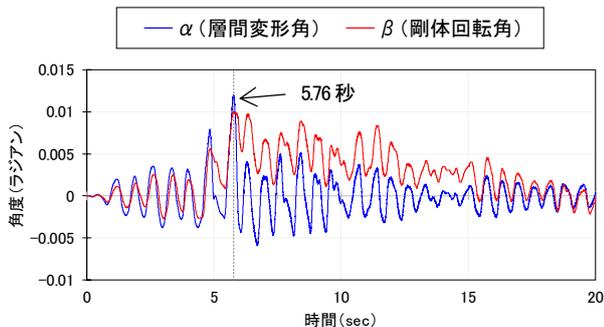


図-11 層間変形角 α と剛体回転角 β の時刻歴変化図

路ボックスカルバートはその他の地中構造物と同様、せん断変形だけでなく剛体回転挙動が生じると考えられる。ここからは、躯体部に生じる層間変形角と剛体回転角の時刻歴の挙動について求めた結果を示す。時刻歴の層間変形角 α 、剛体回転角 β の変化として、Case 1 の結果を図-11 に示す。なお、ここに示す層間変形角とはせん断変形角のことを示す。層間変形角である α 、剛体回転角である β は、図-12 に示す道路ボックスカルバート四隅の座標から算出を行った。表-3 には、各ケースにおける層間変形角 α の最大値と、層間変形角 α が最大値を示した時刻における剛体回転角 β を示す。

前項の中で示したように Case 1 では 5.76 秒で主鉄筋ひずみが降伏するのにも最大値を示した。図-10 に示すとおり、この主鉄筋ひずみが最大値を示した時刻と層間変形角 α が最大値を示した時刻が一致していることがわかる。主鉄筋ひずみの増大は、道路ボックスカルバートに生じたせん断変形に起因することを、この結果より改めて確認することができた。

つぎに、層間変形角 α と剛体回転角 β の両者の相関を確認するため、図-13 に示す相関関係を示す。図中に示すように、土被りの大きさ毎にグルーピングをすることで層間変形角 α と剛体回転角 β の間で相関関係が明確に表れた。土被りが 1.0m の Case 1 から Case 4 については、概ね $\beta =$

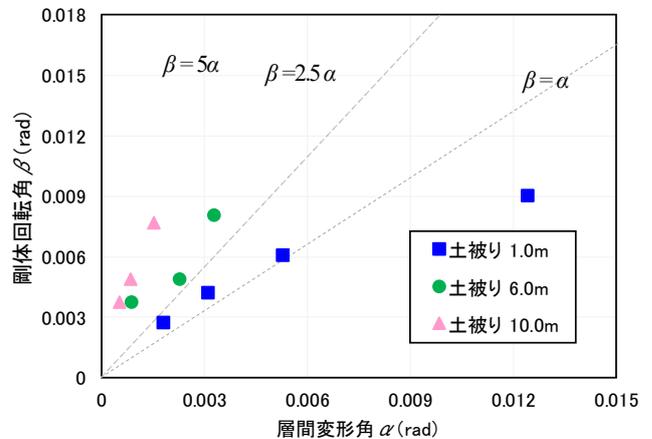


図-13 層間変形角 α と剛体回転角 β の相関関係

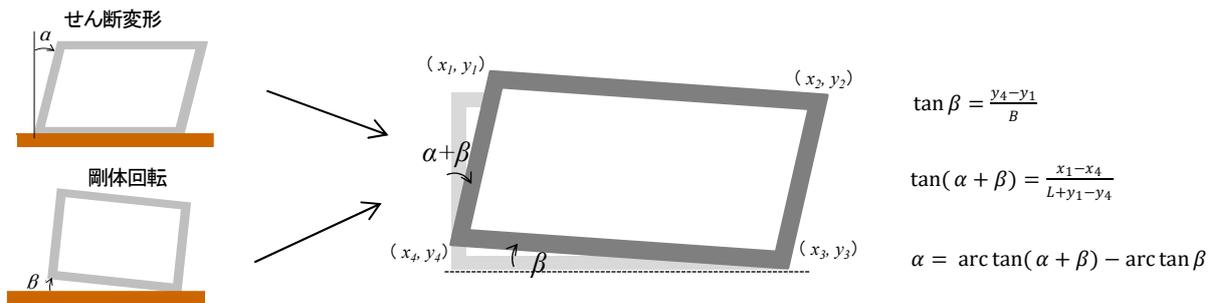


図-12 せん断変形と剛体回転のイメージとその値の求め方

1.0 α の関係を、土被りが6.0mのCase 5からCase 7については、概ね $\beta = 2.5\alpha$ の関係を、土被りが10.0mのCase 8からCase 10では概ね $\beta = 5\alpha$ の相関関係を示した。地盤条件等の面で、本検討は限られた条件下での検討であると言え、この結果が一般化できるかどうかについては現時点で言及できないが、土被りという一つ指標を用いた分析を行えば、層間変形角 α 、剛体回転角 β の間に相関性が現れる可能性があることがわかった。

(4) 道路ボックスカルバートと周辺地盤の相互作用

道路ボックスカルバートと周辺地盤との相互作用を分析するため、周辺地盤での水平変形およびせん断ひずみの分布を図-14 に示す。図中には代表的なケースとして、Case 1, Case 3 における結果を示す。図中左側にボックスカルバートをモデル化範囲内でのせん断ひずみ分布を、同図右側にボックスカルバート周辺部の拡大図を示す。

全てのケースにおいて、前面側（右方向にせん断変形する場合、左側壁）の側壁下端部から中央部にかけてせん断ひずみの減少が生じる範囲が現れた。図中に示すように、せん断ひずみの低下領域の境界線が側壁下端部から地表面付近まで明確に現れた。この境界線は水平線に対して約 30° 前後の角度を示しており、ほぼ直線といえる境界線となっている。これは、周辺地盤のせん断変形に対してボックスカルバートが抵抗することにより、受働土圧のすべり面が現れたものと考えられる。このすべり面の影響は全てのケースにおいて地表面付近まで現れることを確認した。次に、背面側の側壁では、いずれの

ケースも側壁基部から中央部より少し上にかけてせん断ひずみが増加する範囲が現れた。これはボックスカルバートがせん断変形を起こす際に背面側の地盤と接触し、ボックスカルバートが地盤を押し込むために生じたものと考えられる。底版の両端部においては、ケース間での差はほとんど現れず、回転挙動を中心とする側の端部周りとその逆側の端部周りで地盤ひずみの増加が現れた。回転挙動を生じる際に、回転中心となる方の底版端部は地盤を押し込み、逆側の底版端部は幾何学的な関係から回転挙動を起こす際に地盤を外側に押しつけるように挙動することから、このようなひずみ増加が生じたと考えられる。最後に、頂版においても、両ケースにおいて頂版の両端部でひずみの増加が現れた。底版と同様に、回転挙動に伴い回転中心から遠い方の端部では地盤を隆起させ、回転中心と同じ方の端部では沈下と水平変形が生じるために、このような地盤ひずみの変化が生じたものと考えられる。

図-15 に同じく代表的なケースとして、Case 1, Case 3 における道路ボックスカルバートに作用する土圧分布図を示す。図中に示す土圧は、各ケースにおいて層間変形角が最大値を示した時刻のものとする。ケース毎に作用する土圧の大きさは異なるが、部材内での土圧分布状況や常時状態から最大せん断変形時への土圧の変化において共通点が表れたため、同図(c)には土圧の作用状態の模式図を併せて示す。図中に示すように、正側にせん断変形が生じる際には剛体回転中心にあたる右側壁下端部の周辺部と地震時土圧が作用する左側壁上端部での大き

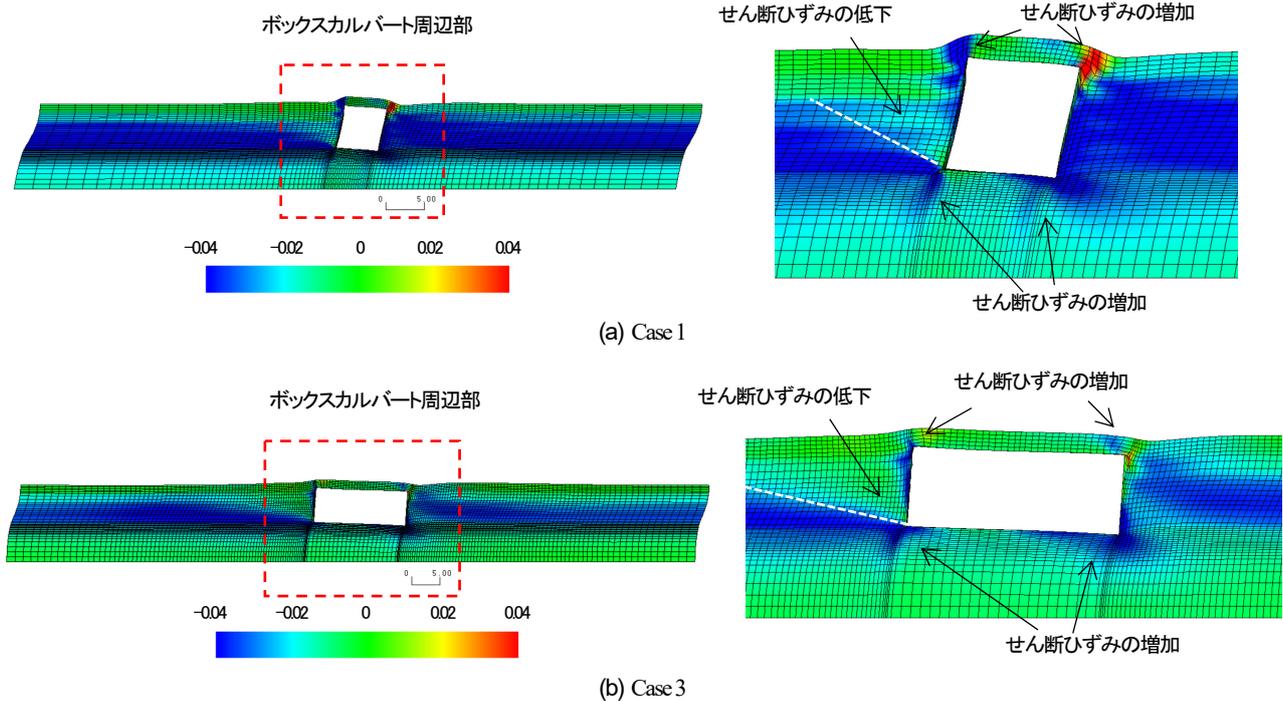


図-14 最大せん断変形時におけるせん断ひずみの分布

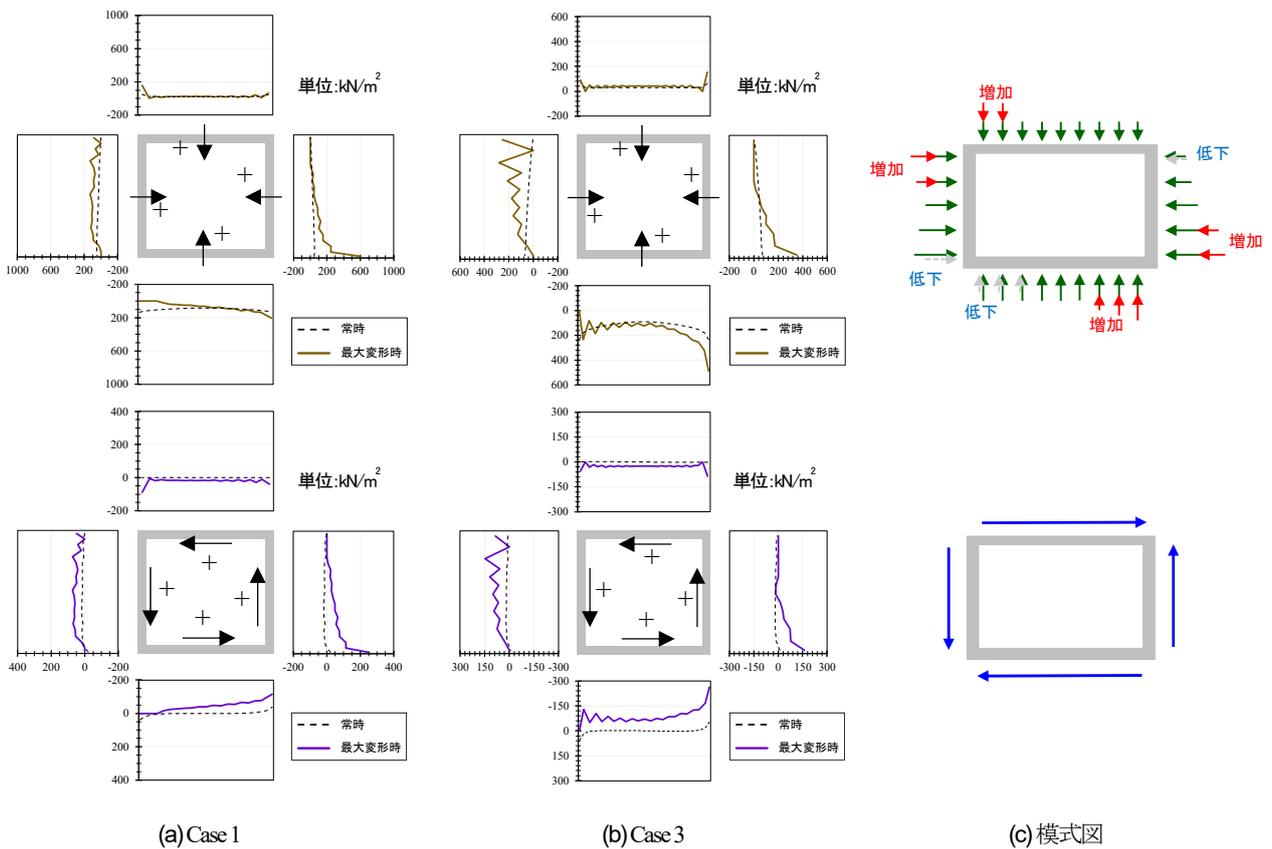


図-15 最大せん断変形時におけるボックスカルバートに作用する土圧（上：部材軸直交方法、下：部材軸方向）

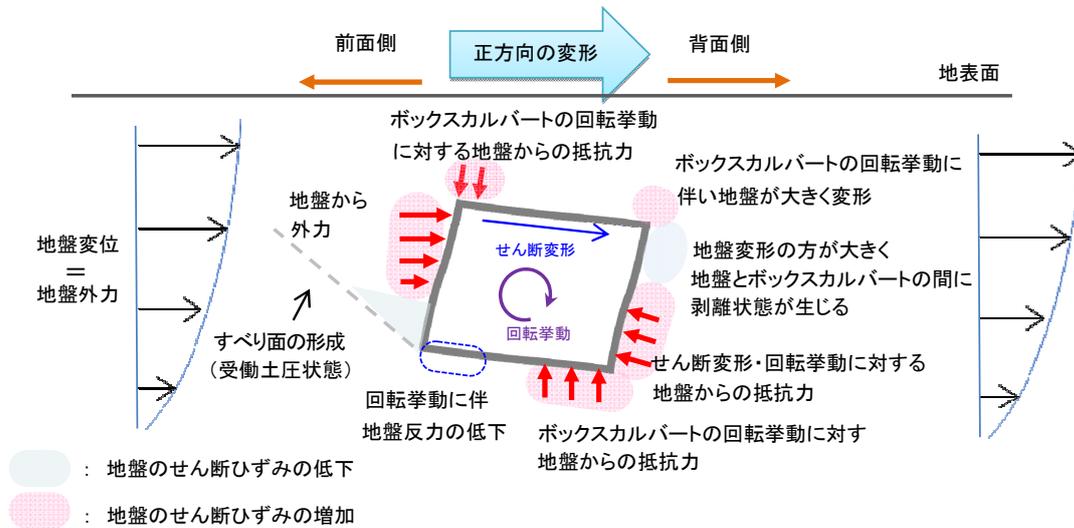


図-16 周辺地盤とボックスカルバートの相互作用のイメージ図

な部材軸直交方向の土圧の増加が生じている。また、剛体回転に伴い底版が基礎地盤から離れるため、底版左端部での土圧の減少が現れる。また、剛体回転により頂版直上の地盤を押し上げるため頂版左端部での土圧の増加についても現れる。一方、部材軸方向の土圧であり、いわゆる応答変位法の中で定義される周面摩擦力については、正側にせん断変形する時には頂版右端部と底版左端部における隅角部の角度が減少する方向、いわゆる隅角部が閉じる方向に各部材に周面摩擦力が作用しているこ

とがわかる。応答変位法の中で正側にせん断変形が生じる際に作用する周辺摩擦力の方向と、本解析で求めた部材軸方向の土圧とは、大きさや部材内での作用力分布では異なっているが、作用力の方向については一致を示していることを確認した。

最後に、前述の解析結果及びその結果を踏まえて、図-16に地震時における周辺地盤のボックスカルバートへの作用力の伝達メカニズムの概要をまとめる。既往の研究^(例えば20)で述べられているメカニズムと異なる点は無

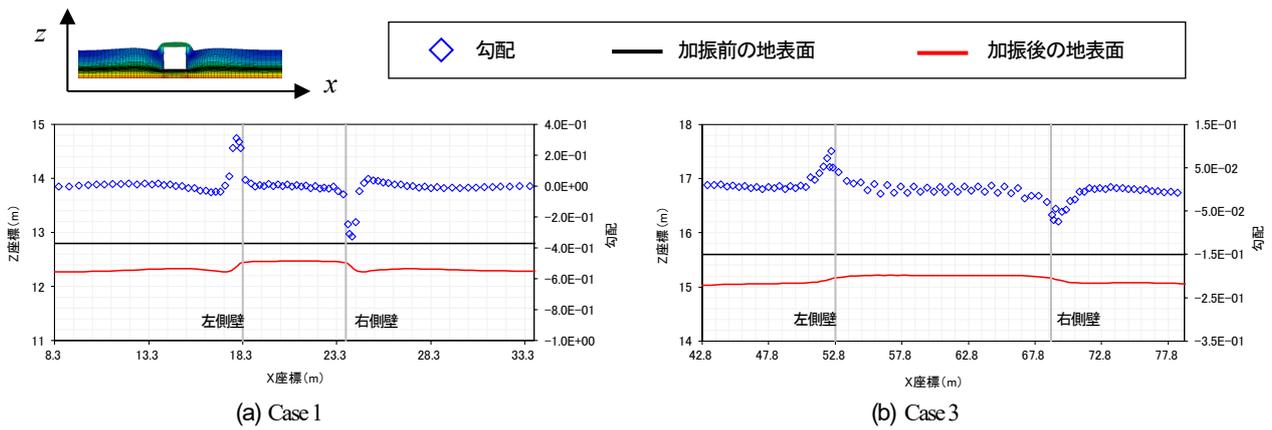


図-17 各ケースにおける勾配及び地表面の変化状況

いが、前面側において受働土圧によるすべり面が現れることについては、新たな知見として明示することができたものとする。本解析における地盤のモデル化の範囲については、前述のように実務でよく用いられている値として水平方向のモデル化範囲は深さ方向のモデル化長さの3倍に設定しているが、この考え方に関する明確な根拠は今のところ見当たらない。駐車場設計・施工指針²⁾には、地震時地盤パネを求める場合に用いるFEM解析のモデル化範囲の考え方が示されており、その中で水平方向のモデル化範囲は深さ方向のモデル化長さの3倍であることが記述されていることから、この考え方を参考にしているとも考えられる。一方で、本検討の結果、地震外力を受けた際には、前面側に受働土圧によるすべり面が発生し、その影響範囲はひずみ分布図から判断する限り地表面近くまで達することが確認された。この受働土圧による影響範囲は、FEM解析のモデル化を行う際には最低限確保しなければならない範囲であると言える。その場合、上述の水平方向のモデル化の範囲が深さ方向の3倍の範囲に設定することは、上記の受働土圧による影響範囲を含むことになることから、現在の実務面でよく用いられる水平方向のモデル化範囲の考え方については、問題はないものと考えられる。

(5) 盛土道路部の沈下量と勾配

過去の道路ボックスカルバートの被災状況²⁾に示すように、道路ボックスカルバートの直上にある盛土道路で段差が生じるなどの損傷が発生することが過去から報告されている。ボックスカルバートの躯体部は大きな損傷が生じない限り断面形状を保持するが、周辺地盤は繰り返しの水平荷重を受けると残留変形が生じ、地表面部では沈下が生じることになる。盛土道路の地表面での沈下量が大きければ地表面と車両のバンパーが接触することで通行が不可能となり、道路としての機能を果たさなくなる。このため、本検討では盛土道路を車両が走行できるか否かという観点で、地震時における盛土の挙動の評

表-4 沈下量と勾配

	沈下量 (m)	勾配
Case1	0.167	0.325
Case2	0.072	0.103
Case3	0.052	0.088
Case4	0.031	0.034
Case5	0.046	0.047
Case6	0.033	0.037
Case7	0.028	0.044
Case8	0.034	0.030
Case9	0.024	0.033
Case10	0.022	0.034

価を行うこととした。車両の走行性の評価では、沈下量が一つの評価指標になるが、小さな沈下量であっても段差のような沈下量の変化率が非常に大きい場合は走行が困難になると考えられるため、勾配という新たな評価指標に加えて分析を行った。ここに示す勾配とは、沈下量を距離で除して求める割合のことであり、道路構造令²⁾等に示す縦断勾配と同じ指標となる。

図-17に代表的な結果として、Case1とCase3における地震動入力前後の地表面の変形状態と勾配について示す。図のグラフ化範囲については、全てのケースにおいて地表面で大きな沈下が生じたのが道路ボックスカルバートの側壁直上部となり、勾配についてもその直上部あたりで大きな値を示したため、グラフ化範囲は道路ボックスカルバートの両側壁から+10mの範囲とした。勾配については右肩上がりの勾配を正としているため、ボックスカルバートの右側壁側に生じる勾配は負の値を示す。

図中に示すように、勾配の最大・最小値はいずれのケースもボックスカルバートの側壁の直上付近になることがわかる。地震により盛土道路は沈下するが、直下にボックスカルバートがある箇所では沈下がボックスカルバ

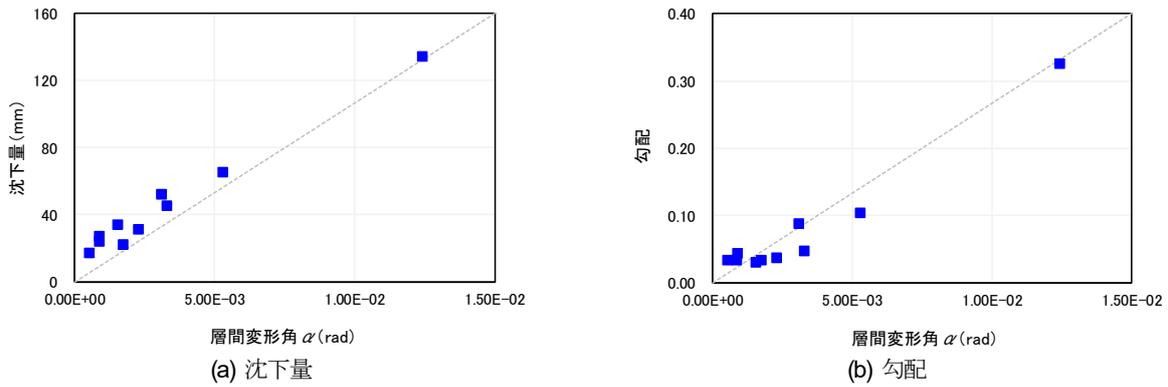


図-18 層間変形角 α と沈下量、勾配の相関関係

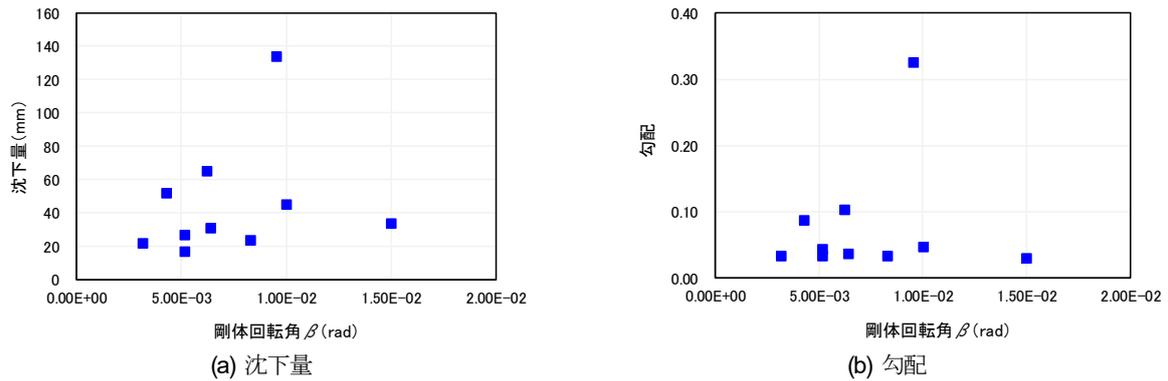


図-19 剛体回転角 β と沈下量、勾配の相関関係

ートにより抑制されるため、盛土とボックスカルバートの境界部で大きな変形が生じるためである。表4に全てのケースにおける沈下量及び勾配の最大値について示す。なお、ここに示す沈下量については、勾配の最大値が生じる箇所を含む1.0mの範囲での沈下量とし、勾配については各ケースにおける絶対値の最大値を示す。表中に示すように、Case 1での沈下量と勾配がその他のケースと比べて突出して大きいことがわかる。また、 W/H が大きくなる程、土被りが大きくなる程、沈下量及び勾配が小さくなる。

つぎに、沈下量及び勾配と層間変形角 α 、剛体回転角 β との相関性を分析するため、図-18、図-19に示す相関関係図を示す。図中に示すように、層間変形角 α とは沈下量及び勾配で共に、ほぼ線形関係と言える強い相関性が現れたが、剛体回転角 β については両者共に強い相関性は現れなかった。この結果から、道路ボックスカルバート頂上部付近における盛土道路の沈下量は層間変形角 α 、言い換えると道路ボックスカルバート躯体部のせん断変形量に大きな影響を受けることがわかった。道路ボックスカルバート躯体部でのせん断変形が大きいということは、周辺地盤部におけるせん断変形も大きいとも言える。これらのことより、盛土道路部における沈下量及び勾配は、盛土地盤そのもののせん断変形量に大きく関係すると考えられる。

(6) 解析結果の考察

本検討では、レベル2地震時における道路ボックスカルバート躯体部の損傷と道路ボックスカルバートを取り囲む盛土地盤の直上に設置された盛土道路の損傷について評価を行った。道路ボックスカルバート躯体部については、土被りが1.0mで断面形状が正方形のケースであるCase 1においてのみ塑性化が生じた。塑性化した部位は3箇所、降伏比は最大で3.8程度であったが、文献11)の中に示す正負交番繰返し実験による結果を踏まえると、損傷の程度は破壊状態に至るような大きなものでない状態と判断される結果となった。一方、盛土道路については、これも同じくCase 1で沈下量、勾配で共に最も大きな応答が現れ、沈下量で0.167m、勾配で0.325という値を示した。その他のケースでは沈下量は0.1m、勾配は0.1、よりも小さな値を示した。沈下量が0.2mにも達していないことや、勾配が最大で0.325と、角度でいうと20度程度であることを考えると、車両の走行性に影響を与えるような損傷は生じないと考えられる。

これらの解析結果と、2007年の新潟県中越沖地震などレベル2地震に相当する大きさの地震など過去の大地震による道路ボックスカルバートの被害状況^{1),2),3)}と比較すると、道路ボックスカルバート躯体部については過去の地震で曲げひび割れ等の軽微な損傷も報告されていないことから、本解析による躯体部の評価結果は過大評価し

ていると言える。また、逆に、盛土道路では、段差が生じて通行止めをした事例²⁾が多数報告されている。地盤を連続体として解くFEM解析を用いている時点で、この段差を完全に再現することは難しいが、段差が生じるであろうと判断できるような急な勾配が解析結果で現れていないという点を踏まえると、この評価結果は過小評価であったと考えられる。本解析結果と、過去の被災状況との間に乖離が生じた原因としては、盛土地盤の面外方向の緩みや、道路ボックスカルバートの縦断方向（面外方向）の目開き及び目開きによる周辺地盤の内部空間への流入、といった実構造物で生じている現象を本解析で評価しきれていないことにあると考えられる。本解析は2次元解析であるため、これら3次元的な挙動を評価しきれていないとも言え、本解析手法における限界であるとも言える。評価精度の向上として、3次元解析の導入なども視野に入れた検討が今後の課題であると考えられる。

5. まとめ

過去の大地震において大きな被災事例がないものの、断面寸法の大規模化などの構造の変化が生じてきている道路ボックスカルバートを対象に、レベル2地震相当の大地震時における地震時挙動の検証及び損傷状態の評価を数値解析により行った。本検討で得られた成果について、以下にまとめる。

- レベル2地震に相当する地震に対して、Case 1（土被りが1.0mで断面形状が正方形のケース）では3箇所において部材の塑性化が生じるが、その他の構造条件のケースでは塑性化は生じない。
- 盛土道路の損傷状態についても、Case 1で最も大きな沈下量と勾配を示し、その他のケースでは小さな値しか示さない。ただし、Case 1での沈下量は0.2m以下、勾配は0.3程度とそれ程大きくなく、車両の走行性に大きな影響を与えるような損傷状態ではない。
- 周辺地盤に比べて剛性の高い道路ボックスカルバートは、地震時変形に抵抗するため、前面側の地盤（右方向にせん断変形する場合、左側壁に隣接する地盤）において受働土圧によるすべり面が発生する。このすべり面の発生による影響は地表面近くの範囲まで及ぶことを考慮すると、2次元FEM解析における水平方向のモデル化範囲は、モデル化深さの3倍程度に設定すれば解析精度に影響を及ぼすことはない。
- 層間変形角 α と盛土道路の沈下量及び勾配には線形関係に近い強い相関性がある。一方、剛体回転角 β と盛土道路の沈下量及び勾配とは強い相関性は示さない。
- 過去の大地震における道路ボックスカルバートの被災状況と本解析結果との間には、道路ボックスカルバー

ト躯体部の損傷を過大評価、盛土道路の損傷を過小評価するという乖離点が存在する。この乖離の原因として、盛土地盤の面外方向への緩み（3次元挙動）が挙げられるため、解析精度向上のためこれら3次元挙動を評価することが可能なモデルの導入等が必要となる。

参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所, (独) 土木研究所: 国総研究報告第27号, 平成16年(2004年)新潟県中越地震土木施設災害調査報告, pp.59-62, 平成18年1月
- 2) 豊田浩史: 新潟県中越沖地震被害報告, <http://geotech1.nagaokaut.ac.jp/HTML/shear/Information/Niigata716earthquake/Niigata070717/Niigata070717.html>, 平成30年8月31日アクセス
- 3) 村上哲: 東北地方太平洋沖地震地盤被害調査報告書(速報版: その8), 2011年4月9日
- 4) Ye, B., Ye, G. L., Zhang, F. and Yashima, A.: Experiment and numerical simulation of repeated liquefaction-consolidation of sand, *Soils and Foundations*, Vol.47, No.3, pp.547-558, 2007.
- 5) Danno, K. and Kimura, M.: Evaluation of long-term displacements of pile foundation using coupled FEM and centrifuge model test, *Soils and Foundations*, Vol. 49, No.6, pp.941-958, 2009.
- 6) Jin, Y., Bao, X., Kondo, Y. and Zhang, F.: Soil-water coupling analysis of real-scale field test for 9-pile foundation subjected to cyclic horizontal loading, *Geotechnical Special Publication, Deep foundation and Geotechnical in situ test*, ASCE, Vol.205, pp.111-118, 2010.
- 7) Cui, Y., Kishida, K. and Kimura, M.: Analytical study on the control of ground subsidence arising from the phenomenon of accompanied settlement using footing reinforcement pile, *Geotechnical Special Publication, Deep and Underground Excavation*, ASCE, pp.307-312, 2010.
- 8) Xia, Z. F., Ye, G. L., Wang, J. H., Ye, B. and Zhang, F.: Numerical analysis on the influence of thickness of liquefiable soil on seismic response of underground structure, *Journal of Shanghai Jiaotong University*, Vol. 15, No.3, pp.279-284, 2010.
- 9) 澤村康生, 石原央之, 岸田潔, 木村亮: 強震応答実験と数値解析に基づく3ヒンジアーチカルバートの耐震設計法に関する考察, 土木学会論文集 C (地圏工学), Vol.73, No.1, pp.1-10, 2017.
- 10) Sawamura, Y., Kishida, K. and Kimura, M.: Evaluation of Dynamic behavior of culverts and embankments through centrifuge model tests and a numerical analysis, *Proc. of the 14th International Conference of the International Association for Computer Methods and Recent Advances in Geomechanics*, pp.743-748, Kyoto, 2014-9.
- 11) 八ツ元仁, 藤原慎二, 星隈順一, 谷口哲憲, 北村岳伸, 玉越隆史: 1連道路ボックスカルバートの地震時境界状態の評価に関する研究, 土木学会論文集 A1 (構造・地震工学), Vol.71, No.3, pp.295-314, 2015.
- 12) 社団法人日本道路協会: 道路土工—カルバート工指針(平成21年度版), 平成22年3月
- 13) 加藤善則, 長尾和之, 北村佳則, 藤岡一頼, 三嶋信雄, 黛廣志, 山辺晋: 原位置試験から推定される高速道路盛土の力学性能 $-N$ 値と V_s , 第39回地盤工学研究発表会(新潟), 2004年7月
- 14) Nakai, T. and Hinokio, M.: A simple elastoplastic model for normally and over consolidated soils with unified material parameters, *Soils and Foundations*, Vol.44, No.2, pp.53-70, 2004.

- 15) 譽田孝弘：土留め掘削に伴う周辺地盤の変形挙動に関する研究, 名古屋工業大学学位論文, 2009.
- 16) Zhang, F. and Kimura, M. : Numerical prediction of the dynamic behaviors of an RC group-pile foundation, *Soils and Foundations*, Vol.42, No.3, pp.72-92, 2002.
- 17) 社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 V 耐震設計編, 2012.
- 18) 島津多賀夫, 東田淳, 吉村洋, 井上裕司：土と構造物の相互作用を考慮した下水道管渠の断面方向耐震設計例, 地盤工学会誌, Vol.66, No.2, Ser.No.721, pp.18-21, 2018.
- 19) 山木正彦, 谷本俊輔, 佐々木哲也：大地震時におけるボックスカルバートの動的挙動に関する遠心力模型実験, 第56回地盤工学シンポジウム, pp.37-44, 2011.
- 20) 大塚久哲, 新井雅之, 岩上憲一, 高野直道, 竹内幹雄, 橘善規, 節婦光一, 村井和彦, 楊光遠：地中・基礎構造の耐震設計, 九州大学出版会, 2001.
- 21) 社団法人日本道路協会：駐車場設計・施工指針, pp.165-168, 1994.
- 22) 公益社団法人日本道路協会：道路構造令の解説と運用, pp.395-397, 平成27年6月

NUMERICAL EVALUATION ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF BOX CULVERTS FOR ROAD

Hitoshi YATSUMOTO, Yasuo SAWAMURA and Makoto KIMURA

In recent years, structures with enlarged sectional dimensions (the purpose of which in box culverts for road is to optimize the internal space) have become common. However, the seismic behavior and seismic strength of such large box culverts (BCs) is unknown. In this study, we verify the seismic behaviors of BCs and evaluate the damage to BCs using numerical analysis. The subject of this evaluation for the damage is not only the BC lining but also the surface of the embankment, because the roads are often constructed on the embankment and those roads are as important structure as BCs.

From the results of numerical analysis, the damage to the lining and the deformation on the embankment surface are generated in the case with shallow burden and square cross section but the degree of damage is not heavy. In other cases, the damage to the lining is not generated, and the deformation on the embankment surface is slightly generated but this deformation does not have the effect on the vehicle's driving.