

ISSN 1346-7328

国総研資料 第1219号

令和4年 7月

# 国土技術政策総合研究所資料

Technical Note of

National Institute for Land and Infrastructure Management

No. 1219

July 2022

地震時の液状化の影響によるカルバートの挙動に関する研究

七澤 利明・伊藤 浩和・谷 俊秀・佐々木 惇郎・佐々木 政和

Study on behavior of culvert due to liquefaction during earthquake

NANAZAWA Toshiaki, ITO Hirokazu, TANI Toshihide, SASAKI Atsuo, SASAKI Masakazu

国土交通省 国土技術政策総合研究所

National Institute for Land and Infrastructure Management

Ministry of Land, Infrastructure, Transport and Tourism, Japan

## 地震時の液状化の影響によるカルバートの挙動に関する研究

### 概 要

本資料は、地震時の液状化によるカルバートの被災事例の分析を行い、発生変状度合を整理した他、地震時に発生する継手開きに着目し、液状化地盤上のカルバートを模擬した動的遠心載荷模型実験および設計実務で用いる解析手法による再現解析を行い、液状化による継手開き量の推定に関する知見を示したものである。

キーワード : 液状化被害, カルバート, 動的遠心模型実験, 再現解析

## Study on behavior of culvert due to liquefaction during earthquake

### Synopsis

This document summarizes the degree of deformation from the analysis results of culvert damage cases caused by liquefaction during an earthquake. In addition, focusing on the joint opening that occurs during an earthquake, the mechanism of deformation was elucidated by a dynamic centrifugal load model experiment simulating culvert on liquefied ground. Furthermore, the estimation result of the joint opening amount due to liquefaction is shown by reproduction analysis.

Key Words: liquefaction, culvert, model experiment, reproduction analysis,

## 執筆者一覧

国土交通省 国土技術政策総合研究所

元 道路構造物研究部 構造・基礎研究室 室長 七澤利明  
(現 国土交通省 近畿地方整備局 大阪国道事務所 所長)

元 道路構造物研究部 構造・基礎研究室 主任研究官 伊藤浩和  
(現 国土交通省 九州地方整備局 道路部 道路計画第二課 課長)

道路構造物研究部 構造・基礎研究室 主任研究官 谷 俊秀

元 道路構造物研究部 構造・基礎研究室 研究官 佐々木惇郎  
(現 国土交通省 四国地方整備局 徳島河川国道事務所 計画課 計画第一係長)

元 道路構造物研究部 構造・基礎研究室 交流研究員 佐々木政和  
(現 川崎地質株式会社)



# 目 次

1. はじめに	1-1
1.1. 研究の背景	1-1
1.2. 研究の流れ	1-2
2. 地震におけるカルバートの被災事例の調査及び分析	2-1
2.1. 対象施設	2-1
2.2. カルバートの変状状況	2-2
2.3. 継手の開き量と補修方法の関係	2-3
2.4. 地震動と継手の開き量の関係	2-5
3. 動的遠心模型実験による変状発生原因の推定	3-1
3.1. 実験の概要	3-1
3.2. 実験条件	3-2
3.2.1 実験装置の仕様	3-2
3.2.2 模型及び土槽の制作方法	3-4
3.2.3 入力地震動	3-9
3.2.4 検討ケース	3-10
3.2.5 実験方法	3-11
3.3. 実験結果	3-12
3.3.1 変位の計測値の比較	3-12
3.3.2 周辺地盤の挙動と継手の開き	3-16
3.3.3 縦断方向の伸び量の時刻歴変化	3-27
3.3.4 土被りと液状化層厚の違いによる挙動の変化	3-29
3.3.5 加振方向による挙動の違い	3-31
3.3.6 プレキャストブロックの地震時挙動	3-32
3.3.7 カルバートに発生する曲げモーメントの傾向	3-34
4. カルバート変状に係る再現解析の適用性検証	4-1
4.1. 概要	4-1
4.2. 解析対象施設	4-2
4.2.1 対象施設諸元	4-2
4.2.2 液状化判定	4-3
4.3. 解析条件の整理	4-4
4.3.1 再現解析の方法	4-4
4.3.2 地盤定数の設定	4-5
4.3.3 解析モデルの設定	4-12
4.3.4 入力地震動の設定	4-23
4.4. 解析の検討結果	4-29
4.4.1 事例No. 17の解析結果	4-29
4.4.2 事例No. 2の解析結果	4-35
4.5. 解析結果まとめ	4-44
4.5.1 静的な地盤変形解析	4-44
4.5.2 動的な地盤変形解析	4-45
5. まとめ	5-1

謝辞

参考文献

# 1. はじめに

## 1.1. 研究の背景

災害に強い信頼性の高い道路網の構築のために、大規模地震や大雨等による道路機能への影響を最小限に留められるような設計・施工・維持管理を行っていくことが管理者に求められている。

道路土工構造物のカルバートでは、既往の地震において、継手の開きにより背面盛土の土がカルバート内へ流入し、内空道路のみならず上部道路の交通へ影響を及ぼす被害の発生が確認されている（図 1.1.1）。ここで、カルバートの継手とは、図 1.1.2 に示すように縦断方向に分割されたカルバート躯体の接合部を指し、通常の場合、遊間部に目地材及び止水を設置する構造となっている。

カルバートの設計においては、これまで比較的規模の小さなカルバートにおける慣用設計法は示されているが、具体的な耐震設計法は示されておらず、液状化しやすい地盤上に敷設されたカルバートの設計にあたっての留意事項等についても具体的には示されていない。

本資料では、地震時の液状化によるカルバートの被害について、被災事例の調査及び分析を行い、供用性に影響を及ぼす変状の度合を明らかにする。また、地盤条件や構造条件の違いによる影響を把握するため、液状化地盤上のカルバートを模擬した動的遠心载荷模型実験を行い、変状の程度に影響する原因等を明らかにする。さらに、液状化により生じる継手開きや上部道路の段差といった変状度合の推定を設計時に的確に行えるかを明らかにするため、実務で用いられる複数の解析手法による再現解析を実施し、各解析手法の設計実務への適用性の検証を行う。



図 1.1.1 継手の開きから流入する土砂  
(2011年東北地方太平洋沖地震による被害事例)

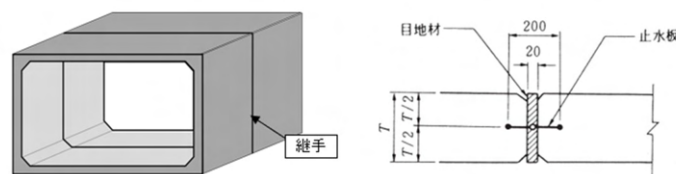


図 1.1.2 カルバートの構造例（左）、継手の構造例（右）

## 1.2. 研究の流れ

図 1.2.1 に本資料の構成を示す。

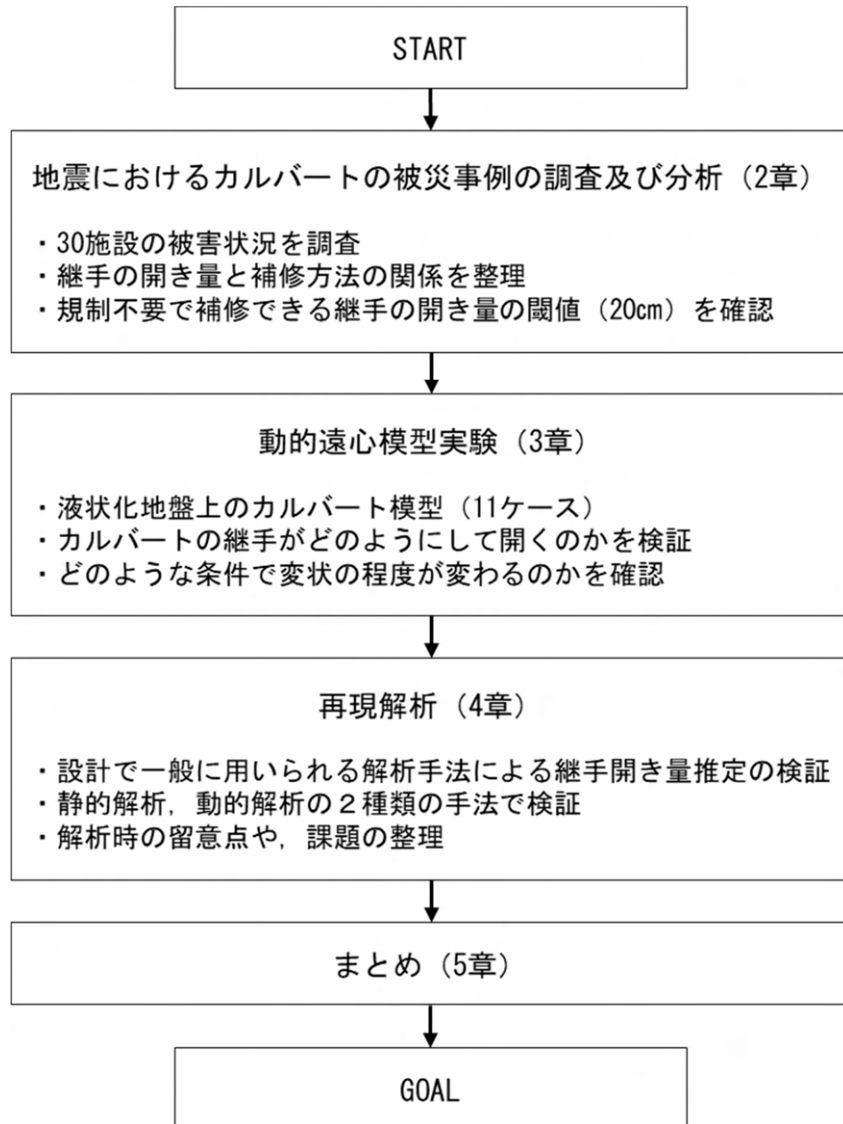


図 1.2.1 本研究のフロー

## 2. 地震におけるカルバートの被災事例の調査及び分析

過去に大規模な地震発生を受け、上部道路や内空道路における路面亀裂や段差等の変状発生に加え、継手からの土砂流出による内空道路の通行障害の発生など、地震によって生じる液状化の影響を受けた可能性のあるカルバートについて、その変状状況と復旧方法及び復旧工事の難易度について調査を行い、地震動と継手の開き量について整理した。

### 2.1. 対象施設

地震直後の現地調査資料<sup>1)</sup>や被災調査結果等<sup>2) 3)</sup>の既往資料を収集・整理するほか、現地調査を行い、地震直後の応急復旧以降に実施されている本復旧の状況についても調査を行った。

熊本地震での被災を受けたカルバートを中心に、合計 30 施設を対象とした。カルバート位置での推定地震動分布図<sup>4)</sup>から抽出した地震動の各指標（最大加速度，最大速度，計測震度，SI 値）を表 2.1.1 に示す。

表 2.1.1 対象施設

事例 No.	路線	地震名	地震動	ブロック数	BOX延長 (m)	地震動			
						最大加速度 (cm/s <sup>2</sup> )	最大速度 (cm/s)	計測震度	SI値 (cm/s)
1	県道荒浜中田線	2007年 新潟県中越沖地震	レベル2タイプII	2	-	667.1	152.9	6.3	143.9
2	国道349号	2011年 東北地方太平洋沖地震	レベル2タイプI	2	26.00	680.9	51.5	5.9	62.7
3	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	26.00	842.6	152.7	6.5	171.9
4	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	26.00	844.5	152.0	6.5	171.9
5	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	38.12	842.6	152.5	6.5	173.2
6	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	31.40	834.9	146.5	6.5	167.7
7	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	28.40	834.9	146.5	6.5	167.7
8	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	26.00	843.7	143.0	6.5	167.3
9	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	3	33.07	862.2	125.3	6.5	147.1
10	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	4	45.82	842.0	145.5	6.5	171.4
11	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	1	12.20	842.6	146.3	6.5	172.9
12	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	32.40	842.6	146.3	6.5	172.9
13	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	32.88	892.7	106.5	6.5	128.6
14	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	26.00	928.7	113.8	6.6	140.0
15	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	26.00	946.7	116.5	6.6	143.5
16	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	26.00	896.9	139.6	6.6	175.0
17	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	28.93	896.9	139.6	6.6	175.0
18	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	29.52	908.0	141.3	6.6	177.5
19	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	4	54.86	916.9	141.2	6.7	180.7
20	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	10.00	916.9	141.2	6.7	180.7
21	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	22.50	933.6	142.6	6.7	182.7
22	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	4	64.39	933.6	142.6	6.7	182.7
23	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	2	25.97	939.3	122.1	6.6	157.3
24	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	3	36.53	843.9	99.9	6.4	125.4
25	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	3	33.50	829.3	97.1	6.4	120.7
26	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	5	68.84	815.8	95.7	6.4	117.9
27	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	3	37.16	800.2	91.1	6.3	113.6
28	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	3	38.48	790.1	88.0	6.3	108.9
29	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	3	41.21	770.7	82.7	6.2	102.7
30	九州自動車道	2016年 熊本地震	レベル2タイプII	3	37.83	770.7	82.7	6.2	102.7

## 2.2. カルバートの変状状況

調査したカルバートの変状状況について取りまとめたものを表 2.2.1 に示す。また、変状の特徴について以下に示す。

- ・ 上部道路の変状は路面の段差や亀裂によるもので、内空道路の変状は路面の段差や亀裂に加え、土砂流入によるものが多く、これらは継手の開きにより生じている。
- ・ 継手の開き量は事例によって異なるが、最大 40 cm もの開きがみられ、漏水や土砂流入を伴う事例も多い。
- ・ 30 事例すべてで、カルバート本体の部材に変状が生じている事例はなかった。

表 2.2.1 カルバートの変状状況

事例 No.	カルバート延長 (m)	ブロック数	変状の有無	変状の部位				カルバート変状の特徴	変状の程度 (継手開き量) (cm)	変状による影響		応急復旧方法
				カルバート部材	構造継手	上部道路	内部道路			上部道路	内部道路	
1	-	2	○	×	○	○	○	継手開き・漏水・土砂流入	40	路面亀裂 歩道崩落	土砂流入により 通行不能	鋼矢板による土留 RCによる間詰め
2	-	2	○	×	○	○	○	継手開き・漏水・土砂流入	35	路面段差 (不明)	土砂流入により 通行不能	鋼矢板による土留
3	26.00	2	○	×	○	○	○	継手開き・漏水	7	路面亀裂	路面亀裂	鋼板による閉塞
4	26.00	2	○	×	○	○	○	継手開き・漏水	7	路面亀裂	路面亀裂	鋼板による閉塞
5	38.12	2	○	×	○	○	○	継手開き・漏水・土砂流入	3	路面亀裂	路面亀裂	応急復旧なし (調査時点)
6	31.40	2	○	×	不明	○	不明	不明	-	路面亀裂	不明	-
7	28.40	2	○	×	○	○	○	継手開き・漏水	2	路面亀裂	路面亀裂	応急復旧なし (調査時点)
8	26.00	2	○	×	○	○	○	継手開き・漏水	不明	路面段差 (20cm)	路面亀裂	鋼板による閉塞
9	33.07	3	○	×	○	○	○	継手開き・漏水	不明	路面亀裂	路面亀裂	鋼板による閉塞
10	45.82	4	○	×	○	○	○	継手開き・漏水	15、15、30	路面亀裂	路面開き	鋼矢板による土留
11	12.20	1	×	×	×	×	×	-	-	-	-	-
12	32.40	2	○	×	×	○	×	-	-	路面段差 (6cm)	-	-
13	32.88	2	○	×	○	×	×	継手漏水	-	-	-	応急復旧なし (調査時点)
14	26.00	2	○	×	○	×	○	継手開き・漏水	21	-	-	鋼板による閉塞 鋼矢板による土留
15	26.00	2	○	×	○	○	○	継手開き・漏水	8	路面段差 (10cm)	路面亀裂	鋼板による閉塞
16	26.00	2	○	×	○	×	○	継手開き・漏水	18	-	路面亀裂	鋼板による閉塞 鋼矢板による土留
17	28.93	2	○	×	○	×	○	継手開き・漏水	25	-	路面亀裂	鋼板による閉塞 鋼矢板による土留
18	29.52	2	○	×	○	○	○	継手開き・漏水	9	路面亀裂	路面亀裂	応急復旧なし (調査時点)
19	54.86	4	○	×	○	○	○	継手開き・漏水・土砂流入	12、6、8	路面亀裂	土砂流入により 通行不能	鋼板による閉塞
20	10.00	2	○	×	不明	○	不明	不明	不明	路面亀裂	不明	-
21	22.50	2	○	×	○	×	×	継手開き・漏水	不明	-	-	鋼板による閉塞
22	64.39	4	○	×	不明	○	不明	不明	不明	路面亀裂	不明	-
23	25.97	2	×	×	×	×	×	-	-	-	-	-
24	36.53	3	○	×	○	○	○	継手開き・漏水	16、16	路面亀裂	路面亀裂	鋼板による閉塞
25	33.50	3	○	×	○	○	○	継手開き・漏水	5.5、5.5	路面亀裂	路面亀裂	応急復旧なし (調査時点)
26	68.84	5	○	×	不明	○	不明	不明	不明	路面亀裂	不明	-
27	37.16	3	○	×	○	○	○	継手開き・漏水・土砂流入	18、18	路面亀裂	土砂流入により 通行不能	鋼板による閉塞
28	38.48	3	○	×	○	○	○	継手開き	不明	路面亀裂	路面亀裂	鋼板による閉塞
29	41.21	3	○	×	○	○	○	継手開き・漏水	5、5.5	路面亀裂	路面亀裂	応急復旧なし (調査時点)
30	37.83	3	○	×	○	×	○	継手開き・漏水	9	-	路面亀裂	鋼板による閉塞

### 2.3. 継手の開き量と補修方法の関係

カルバートの変状状況調査の結果、カルバートの本体には目立った損傷は見られず、主な変状は継手の開きであることが確認された。継手の開き量に着目して復旧方法との関係进行分析すると、図 2.3.1 に示すように概ね 20cm 付近と 40cm 付近を境にして復旧方法が変わっていることが分かった。

補修方法は、継手の開きが大きくなるほど、補修に要する日数や上部道路等への交通規制の観点から難易度は高くなってくる。表 2.3.1 に示す補修方法では、鋼板閉塞による補修、鋼矢板土留による補修、RC 間詰による補修の順に難易度が高くなる。道路機能への影響を最小限にするためには、上部道路の規制が不要な鋼板閉塞による補修が可能な継手の開き量 20cm 程度未満に留めることが望ましい。

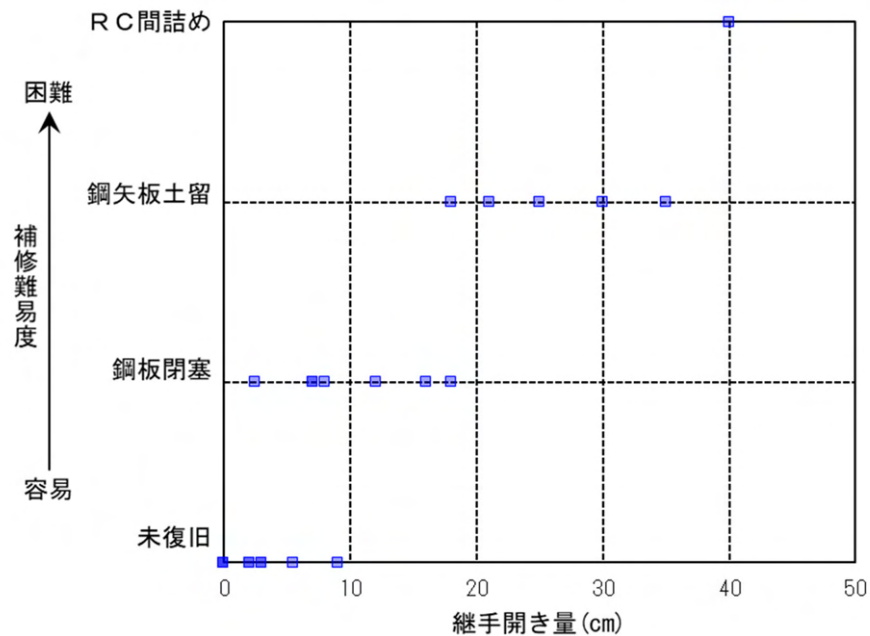


図 2.3.1 継手の開き量と補修方法の関係

表 2.3.1 継手の開き量と補修方法の概要

	継手の開き量 $\delta$		
	$7\text{cm} \leq \delta < 20\text{cm}$	$20\text{cm} \leq \delta < 40\text{cm}$	$40\text{cm} \leq \delta$
補修難易度	比較的容易 内空道路から施工可能。 上部道路の交通規制は必要ない。	やや困難 上部道路から施工。 上部道路の交通規制が発生する。	困難 上部道路、内空道路の全面通行止めを行い施工する。
補修方法	鋼板閉塞による補修	鋼矢板土留による補修	R C間詰による補修
補修時または補修後の状況	 	 	  

## 2.4. 地震動と継手の開き量の関係

表 2.1.1 で整理したカルバート位置での地震動の最大加速度，最大速度，計測震度，SI 値の各指標と継手の開き量との関係を整理したものを図 2.4.1 に示す。

地震動の各指標の大きさと継手の開き量の相関は強くないことが確認された。これは，3章以降で示すように，カルバートが設置されている道路構造やカルバート周辺の地形・地盤状況のほか，地震動の揺れの方向，プレート境界型の大規模地震や内陸直下型の地震といった地震動のタイプの違いが開き量に影響しているためと考えられる。

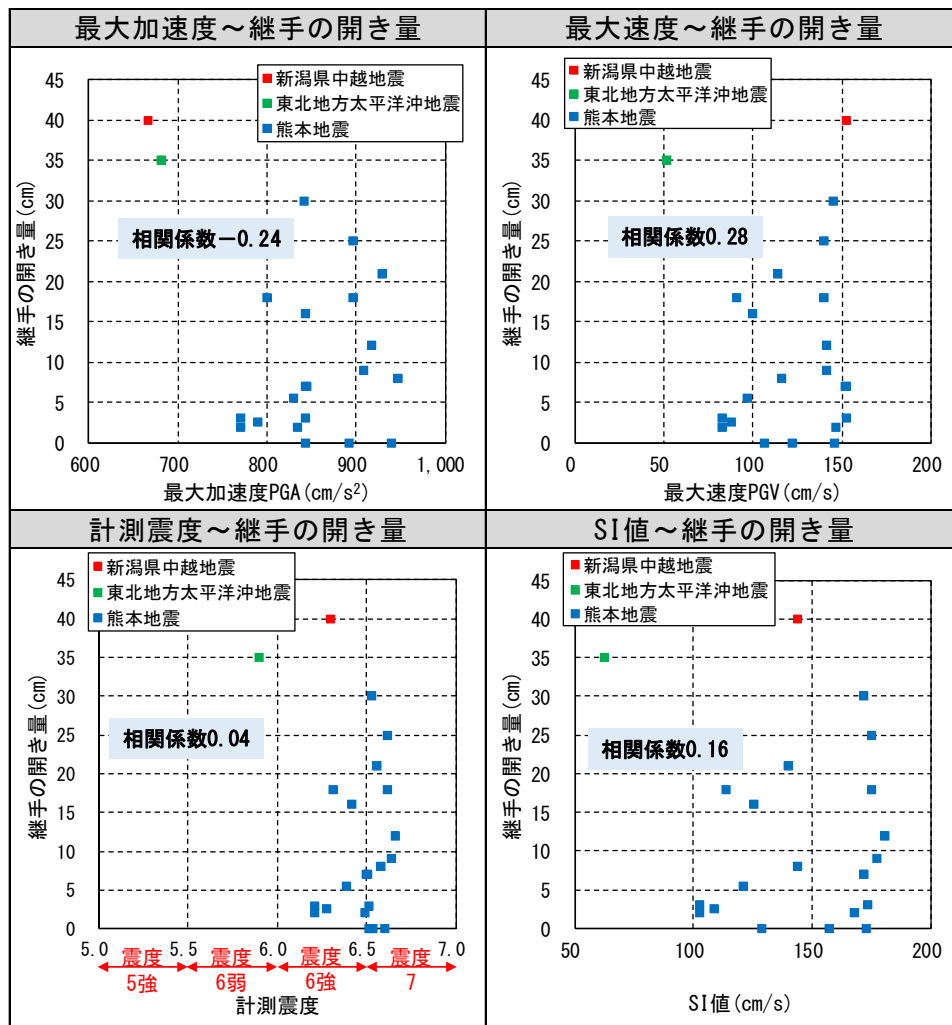


図 2.4.1 地震動と継手の開き量との関係



### 3. 動的遠心模型実験による変状発生原因の推定

#### 3.1. 実験の概要

液状化地盤上のカルバートについて、地震時の挙動を確認するため、大型動的遠心载荷実験装置（図 3.1.1 国立研究開発法人土木研究所所有）を使用した模型実験を実施した。



図 3.1.1 大型動的遠心载荷実験装置

### 3.2. 実験条件

#### 3.2.1. 実験装置の仕様

遠心载荷実験に当たり、はじめに実際の構造物を幾何学的に縮小した模型及び地盤を土槽内に作製する。その土槽を回転腕に取り付け、実験装置で等速回転の遠心加速度を与え、遠心力場内で加振を行い、地盤や模型の挙動を調べる。縮小して作製された模型や地盤と実物との間には、表 3.2.1 に示すような相似則が成り立つことが知られており、実物大実験相当の測定結果を得ることができる。

実験土槽及びカウンターウェイトを取り付けた揺動架台は、回転腕が回ると水平面に振り上がる構造となっている。揺動架台が振り上がった位置の回転腕には CCD カメラと高速度カメラが取り付けられており、これらのカメラによって遠心力場で加振を行った時でも、模型や地盤の挙動を観察、記録することができる。

実験に用いる大型遠心力実験装置の仕様は、表 3.2.2 および図 3.2.1 に示す通りである。本実験では、幅 150cm×高さ 50cm×奥行き 50cm の土槽内に支持層と液状化層及びカルバートと盛土を模擬した 1/75 スケールの模型地盤を構築し、75G の遠心力場で実験を行った。

表 3.2.1 遠心力载荷実験における相似則

項目	密度	長さ	加速度		質量	力	応力	ひずみ	時間	
			遠心時	加振時					動的現象	浸透現象
実物	1	1	1	1	1	1	1	1	1	
模型	1	1/N	N	N	1/N <sup>3</sup>	1/N <sup>2</sup>	1	1	1/N	1/N <sup>2</sup>

注) ・ N : 遠心加速度 (G)  
・ 1/N : 縮尺率

表 3.2.2 大型動的遠心力載荷実験装置の仕様

項目		仕様
遠心力載荷機能	有効回転半径	6600 mm
	最大遠心加速度	静的：100G，動的：100G
	最大積載質量	5ton
	最大積載容量	400ton・G
	揺動架台2台	静的試験：両側，動的試験：片側のみ
	プラットフォーム寸法	幅2400mm×奥行き1300mm ×高さ1000mm
	着座機構	加振側は25G以上
	駆動方式	交流電動機
	回転腕最大回転数	117回/min.
	電動機容量	1,250kW
	オートバランス調整量	±20G・ton(最大積載容量の5%)
加振機能	振動テーブル寸法	幅1700mm×奥行き1000mm
	積載質量	定格：1,000kg，最大：2000kg
	加振能力	50G・ton
	加振周波数範囲	10～300Hz
	最大速度	150cm/s
	最大変位	±10.0mm
	加振限界	次頁参照
計測	光伝送方式	高速無線LAN(Wi-Fi)
	測定点数	150ch

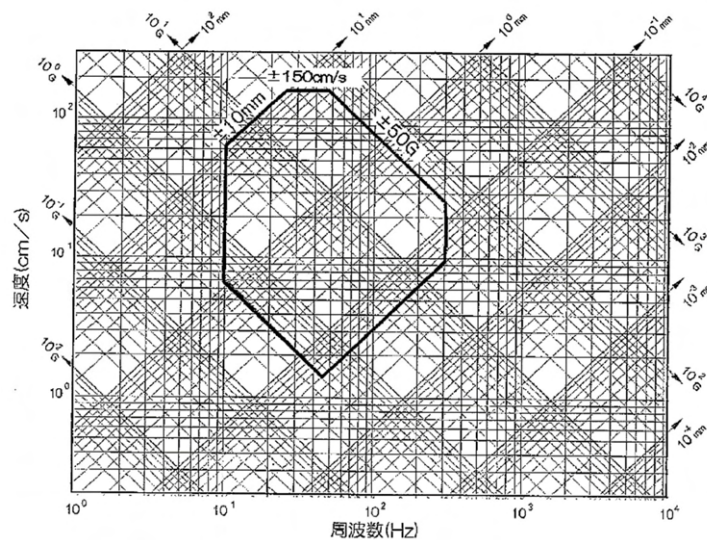


図 3.2.1 遠心力載荷装置の加振限界線図（正弦波加振）

### 3.2.2. 模型及び土槽の制作方法

#### (1) カルバート模型

カルバート模型材料はアルミニウム（A5052）とし、隅角部に接合点ができないよう、無垢材から削り出して製作した。カルバート模型の各継手部はかみ合わせのない突き合わせ型とした。カルバート模型の諸元は、道路土工—カルバート工指針<sup>5)</sup>に規定される常時荷重に基づく設計の結果として決まる場所打ちボックスカルバートの構造寸法を考慮して設定した。模型を図 3.2.2 に示す。

また、カルバート模型と地盤材料との摩擦を確保するため、カルバートの表面にサンドペーパー（#100）を貼りつけた。土留め壁はステンレス鋼板（1.0mm 厚）を加工して製作した。

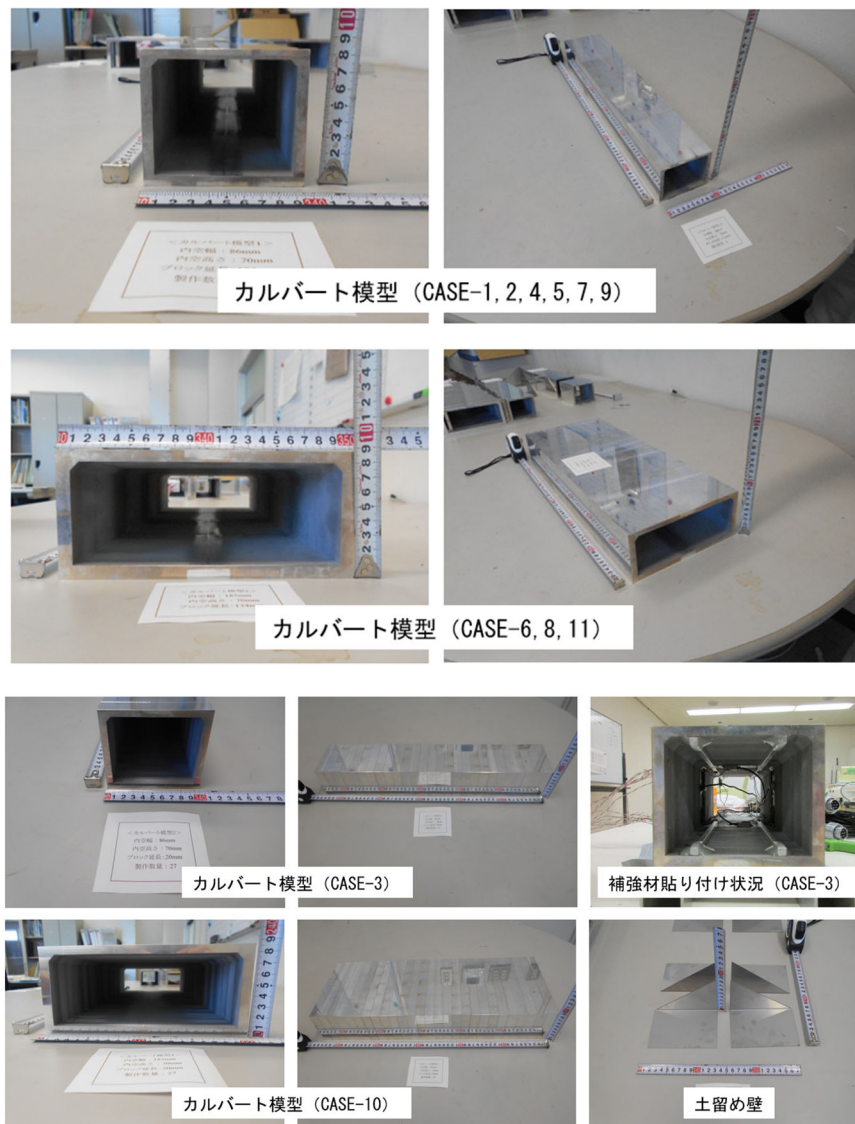


図 3.2.2 カルバート模型

## (2) 支持層，液状化層の制作

支持層は，気乾状態の東北珪砂 7 号を用い，製作ピッチは 20mm を基本とし，相対密度  $Dr=90\%$  以上になるように突固め棒により締固めて製作した。液状化層は，気乾状態の東北珪砂 7 号をサンドホッパーで自然落下させる空中落下法により製作した。支持層及び液状化層の制作状況を図 3.2.3 に示す。

液状化層の目標とした相対密度は  $Dr=60\%$  で，層厚 20mm を基本とした。非排水繰返し三軸試験結果から求めた液状化強度特性を図 3.2.4 に示す。液状化層の飽和は真空槽を用いた負圧法で行った。地盤の間隙流体として，実験時の遠心加速度 (75G) に対し粘度が水の 75 倍になるように調整したメトローズ水溶液を用いた。

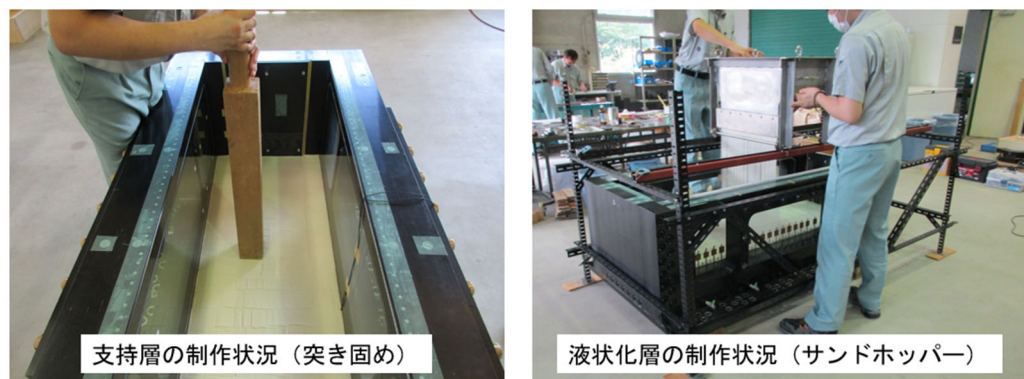


図 3.2.3 支持層，液状化層の制作状況

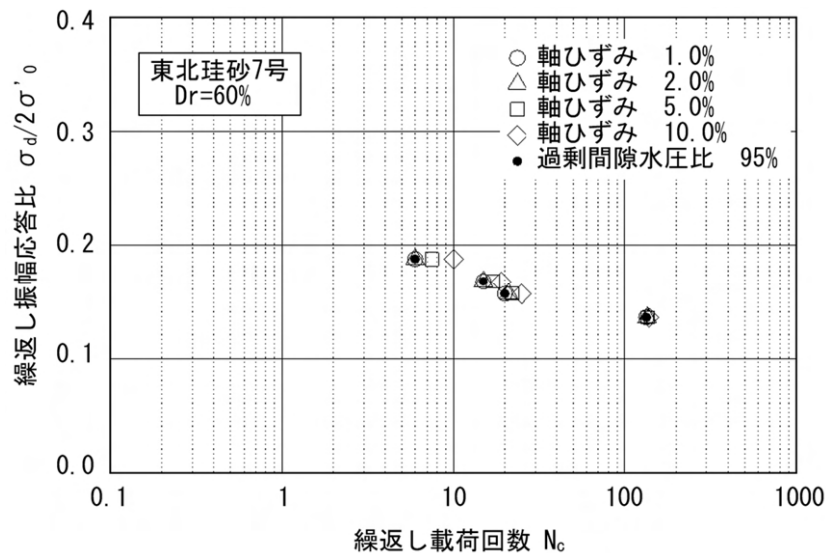


図 3.2.4 液状化層（東北珪砂 7 号）の液状化強度特性



### (3) 盛土の制作状況

盛土は、実験土槽とは別の木枠内で最適含水比付近に調整した湿潤江戸崎砂を締固めて製作した。製作ピッチは 20mm を基本とし、一層毎に目荒らしをして弱部を作らないように配慮した。目標とした締固め度は  $D_c=90\%$  とした。盛土は凍結させた状態で液状化層上に設置し解凍後はグリースプレーを吹き付けて表面からの乾燥を最小限とした。盛土の制作状況を図 3.2.5 に示す。

模型地盤に使用した地盤材料の物理特性を表 3.2.3 に示す。



図 3.2.5 盛土の制作状況

表 3.2.3 地盤材料の物理特性

項目		地盤材料	江戸崎砂 (盛土)	東北珪砂7号 (液状化層/支持層)
土粒子の密度 $\rho_s$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )			2.71	2.638
粒度	礫分含有率 (%)		0	0
	砂分含有率 (%)		89.2	96.3
	シルト分含有率 (%)		6.3	3.7
	粘土分含有率 (%)		4.5	0
	均等係数 $U_c$		4.67	1.43
平均粒径 $D_{50}$ (mm)			0.2641	0.161
密度	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )		—	1.614
	最小乾燥密度 $\rho_{dmin}$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )		—	1.272
締固め	最大乾燥密度 $\rho_{dmax}$ ( $\text{g}/\text{cm}^3$ )		1.674	—
	最適含水比 $\omega_{opt}$ (%)		16.9	—

#### (4) 計測機器の設置

実験中の挙動を確認するため、盛土、液状化層、土層底部には変位計，加速度計，間隙水圧計，変位マーカーを設置し，カルバート模型には，加速度計，土圧計，ひずみ計を設置した。なお，加速度計については頂版及び底板は水平方向，側壁は鉛直方向の加速度を検出する仕様とした。模型全体の寸法と配置した計器は図 3.2.6 に，カルバート模型の寸法及びセンサー類の設置状況を図 3.2.7 に示す。

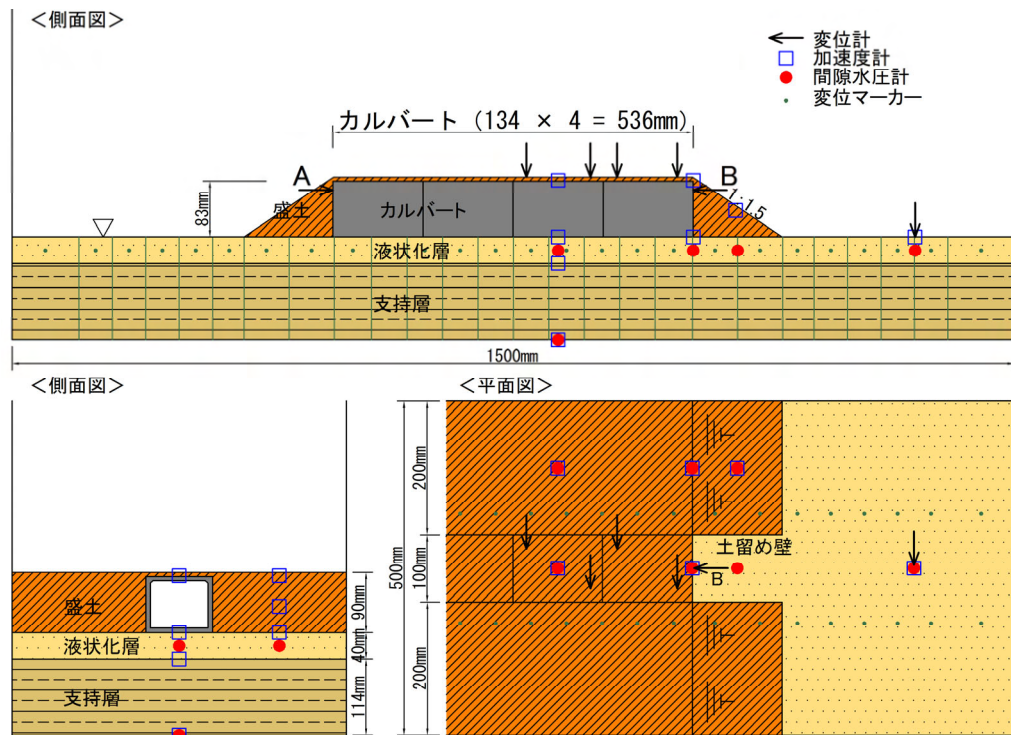


図 3.2.6 実験模型寸法及び計測器位置図 (CASE-1)





### 3.2.3. 入力地震動

入力地震動波形は、道路橋示方書<sup>6)</sup>に示されるレベル2地震動（タイプI）の動的解析用標準加速度波形2-I-I-3（平成23年東北地方太平洋沖地震 新晩翠橋周辺地盤NS成分）とした。地震動波形を図3.2.8に示す。

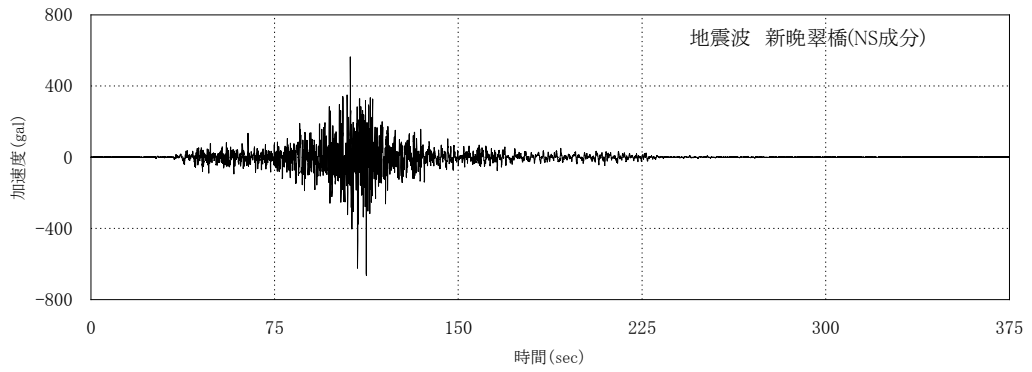


図 3.2.8 入力地震動波形（動的解析用標準加速度波形2-I-I-3）

### 3.2.4. 検討ケース

地震時に構造等条件が異なる場合の挙動の違いを確認するため、カルバートの内空断面幅、土被り、ブロック延長、液状化層厚等をパラメータとして設定し、表 3.2.4 に示す合計 12 ケースの実験を行った。

12 ケースのうち、CASE-3 及び CASE-10 はブロック連結の有無による挙動の変化を確認するため、全体の半分のブロックを補強材によりカルバート縦断方向に連結した。補強材は L=260mm, 5mm 角のアルミニウム角材を使用し、左右両端部のカルバート部材の頂版と底版の内側 4 箇所にてエポキシ系接着剤で貼りつけた (図 3.2.2)。なお、連結は両端ブロックのみとし、間に挟まれたブロックと補強材は接着されていない状態とした。

表 3.2.4 実験ケース一覧

No.	カルバート					液状化層厚 (m)	加振方向 (カルバートに対して)	着目点
	内空断面幅 (m)	土被り (m)	ブロック		全長 (m)			
			延長 (m)	連数				
CASE-0	構造物なし					3	縦断	構造物の有無
CASE-1	6.5	0.5	10	4	40.0	3	縦断	基本ケース
CASE-2	6.5	0.5	10	4	40.0	3	横断	加振方向の影響
CASE-3	6.5	0.5	1.5	27	40.5	3	縦断	ブロック延長の影響
CASE-4	6.5	5	10	4	40.0	3	縦断	土被りの影響
CASE-5	6.5	0.5	10	4	40.0	10	縦断	液状化層厚の影響
CASE-6	14	0.5	10	4	40.0	3	縦断	内空幅の影響
CASE-7	6.5	5	10	4	40.0	10	縦断	土被り+液状化層厚の影響
CASE-8	14	0.5	10	4	40.0	10	縦断	内空幅+液状化層厚の影響
CASE-9	6.5	0.5	10	4	40.0	10	横断	加振方向+液状化層厚の影響
CASE-10	14	0.5	1.5	27	40.5	3	縦断	内空幅+ブロック延長の影響
CASE-11	14	5	10	4	40.0	10	縦断	内空幅+土被り+液状化層厚の影響

※表中の数値は実物スケール (75倍) 換算

### 3.2.5. 実験方法

実験は、地盤の変形状況を CCD カメラと計測器でモニターしながら、遠心力を毎分 5.0G 程度上昇させ 75G まで載荷させた。載荷台上に載せた模型の状況を図 3.2.9 に示す。土槽底面に設置した電磁弁を操作し、土槽底面の間隙水圧計の値で 110kPa を目標として水位が地表面付近になるよう調整した。計測データが定常となったら地震波を入力し加振を行い、データを収録した。データ収録後は除荷し、遠心ピットから搬出後に地盤観察を行い、盛土部の解体を行いながらカルバートの変状を計測した (図 3.2.10)。

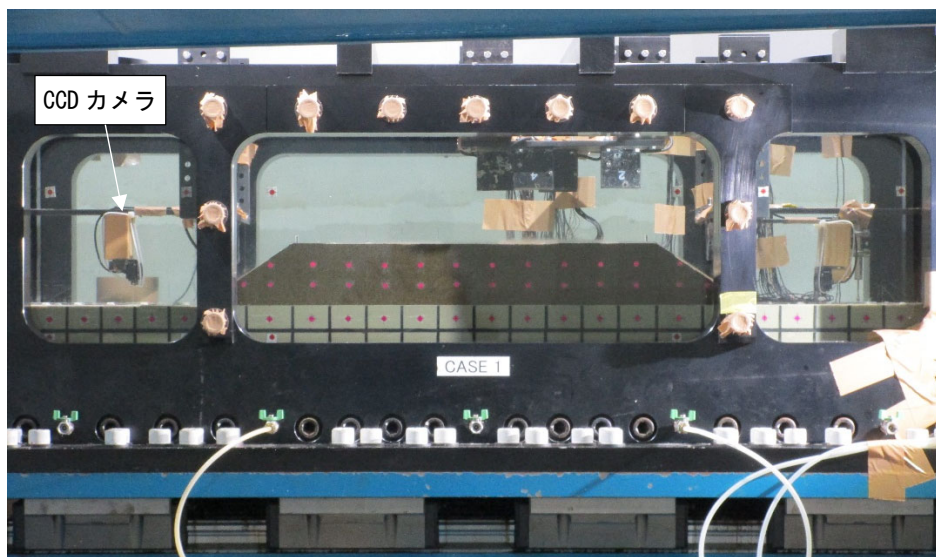


図 3.2.9 載荷台上の模型



図 3.2.10 模型の解体と計測状況

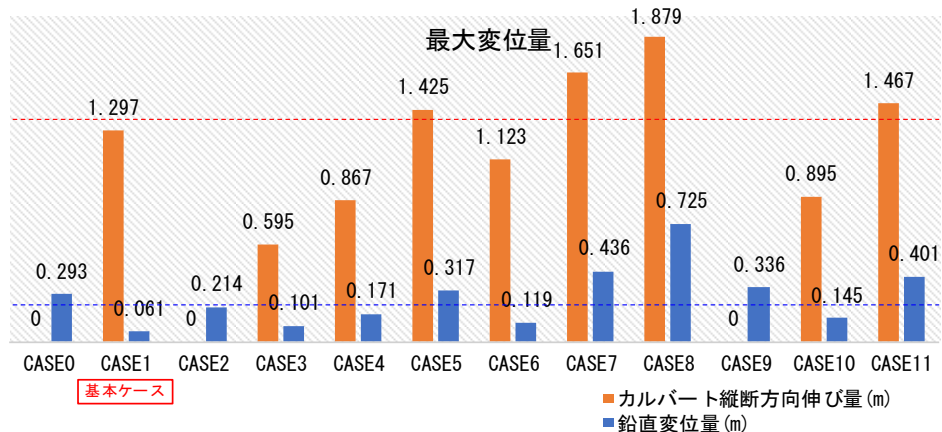
### 3.3. 実験結果

#### 3.3.1. 変位の計測値の比較

##### (1) 縦断方向の伸び量

各ケースにおけるカルバートの縦断方向の伸び量及び鉛直変位量の最大値を図 3.3.1 に示す。ここで、縦断方向の伸び量とは図 3.3.2 に示す変位計 A 及び B の変位量の和である。縦断方向の伸び量については、カルバートのない CASE-0、横断方向加振の CASE-2, 9 では 0 とし、CASE-3 及び CASE-10 における縦断方向の伸び量については、図 3.3.3 に示すように非連結ブロック側で生じている伸び量を 2 倍にした値とした。鉛直変位量は、各ケースのカルバート躯体中央部に近い変位計 2 箇所の値を平均して求めた。CASE-3 及び CASE-10 における鉛直変位については、非連結ブロック側の変位計 2 箇所の値を平均して求めた。なお、以降に示すパラメータや変位量の数値は、実物スケール (75 倍) に換算した値である。

縦断方向の伸び量は CASE-8 で最も大きくなり CASE-3 で最も小さくなる。鉛直変位量は CASE-8 で最も大きくなるが、最小となったのは CASE-1 であった。また、液状化層の変化に着目すると、基本ケースである CASE-1 に対して液状化層が厚い CASE-5, 7, 8, 11 のすべてのケースにおいて、カルバートの縦断方向の伸び量、鉛直変位量が上回る結果となった。液状化層が厚くなると伸び量及び鉛直変位量は大きくなり、土被りの大きさや内空断面幅が変わっても同様の傾向となることが確認された。



パラメータ	CASE-											
	0	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10	11
内空断面幅 (m)	カルバートなし	6.5	6.5	6.5	6.5	6.5	14	6.5	14	6.5	14	14
土被り (m)		0.5	0.5	0.5	5	0.5	0.5	5	0.5	0.5	0.5	5
ブロック延長 (m)		10	10	1.5	10	10	10	10	10	10	1.5	10
液状化層厚 (m)	3	3	3	3	3	10	3	10	10	10	3	10
加振方向	縦断	縦断	横断	縦断	縦断	縦断	縦断	縦断	縦断	横断	縦断	縦断

図 3.3.1 最大変位量の比較

変位計による計測値

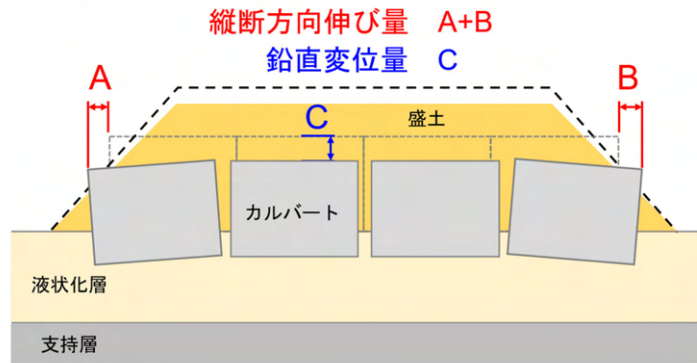


図 3.3.2 変位計による計測値模式図 (CASE-1, 2, 4~9, 11)

変位計による計測値

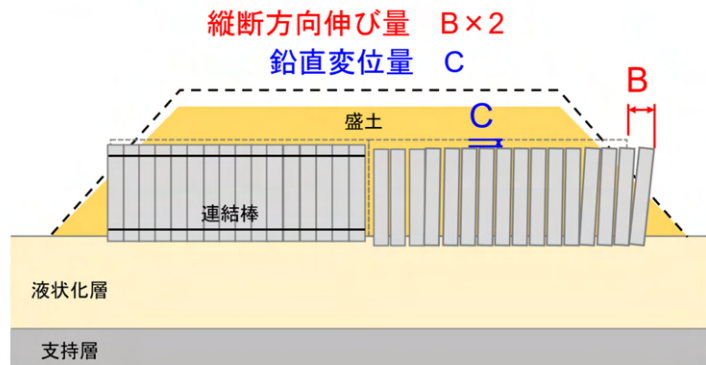


図 3.3.3 変位計による計測値模式図 (CASE-3, 10)

## (2) 加速度, 土圧, 曲げひずみ

カルバートの各部位における加速度, 土圧, 曲げひずみの最大値を図 3.3.4~図 3.3.7 に示す。ここで, 土圧は静的土圧を含んだ値を示しており, 曲げひずみの最大値はひずみ計のデータから求めている。なお, 最大値が発生する位置の全体的な傾向として, 側壁は最下部, 頂版部は両端部が最大値になる傾向がみられた。底版部は中央部だけでなくどちらかの端部が最大値となることがあり, ケースや測線位置によってばらついていた。

加速度の最大値は液状化層が厚い条件の CASE-5, 7, 8, 9, 11 で小さくなる傾向が確認された。曲げひずみの最大値については各ケースにおいて大きな差は確認されなかった。土圧の最大値については頂版部, 側壁部はほとんど変わらないが, 底版部はケースによってばらつきがみられた。前述のように最大値の発生する位置にばらつきがあったためと推察される。

横断方向の加振ではカルバートと盛土の挙動にずれが生じると大きな側圧が作用することとなるが, 実験結果からはその傾向は見られなかった。カルバート及び周辺土層に設置した加速度計の波形 (図 3.3.8) を確認すると, ほぼ同じ挙動を示していることから, カルバートは周辺土層と一体となって揺れていたものと考えられる。

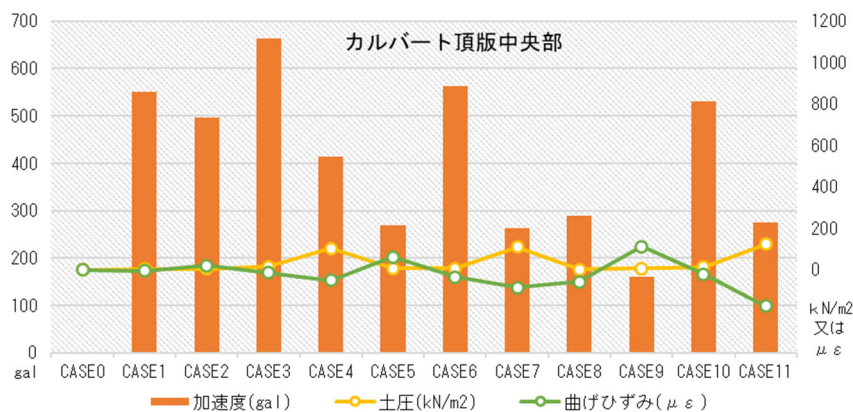


図 3.3.4 カルバートの加速度, 土圧, 曲げひずみの最大値の比較 (頂版中央部)

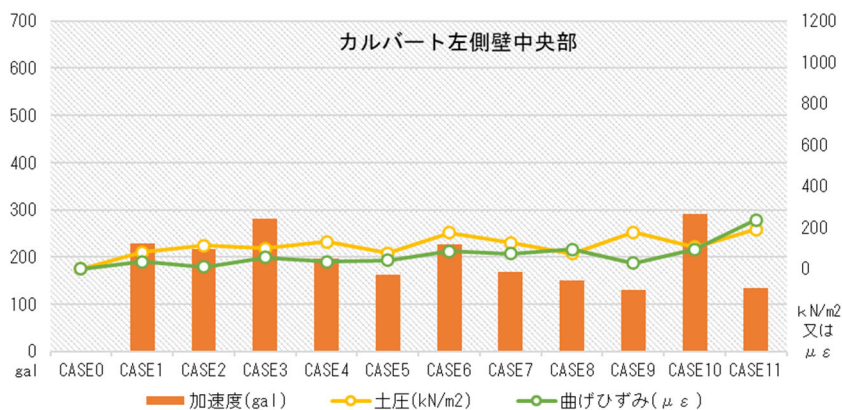


図 3.3.5 カルバートの加速度, 土圧, 曲げひずみの最大値の比較 (左側壁中央部)



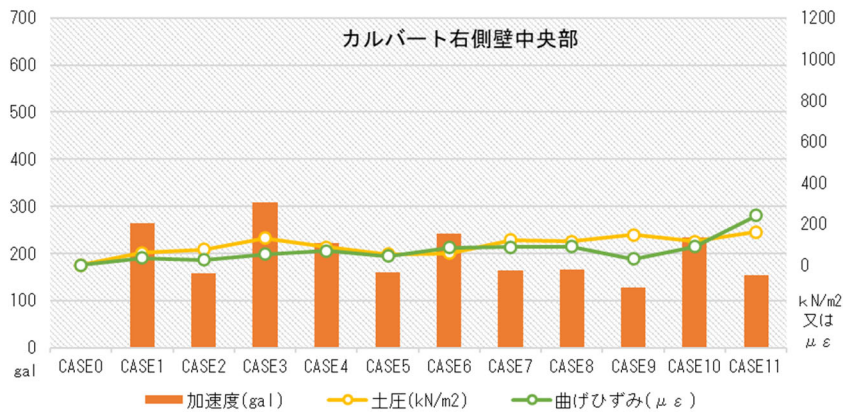


図 3.3.6 カルバートの加速度，土圧，曲げひずみの最大値の比較（右側壁中央部）

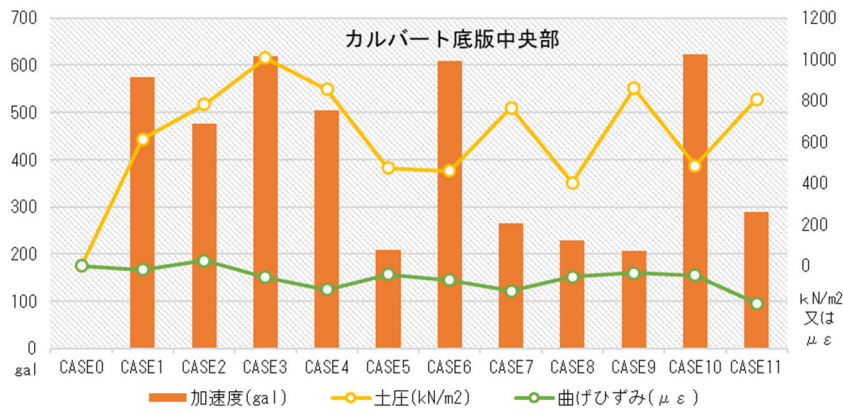


図 3.3.7 カルバートの加速度，土圧，曲げひずみの最大値の比較（底版中央部）

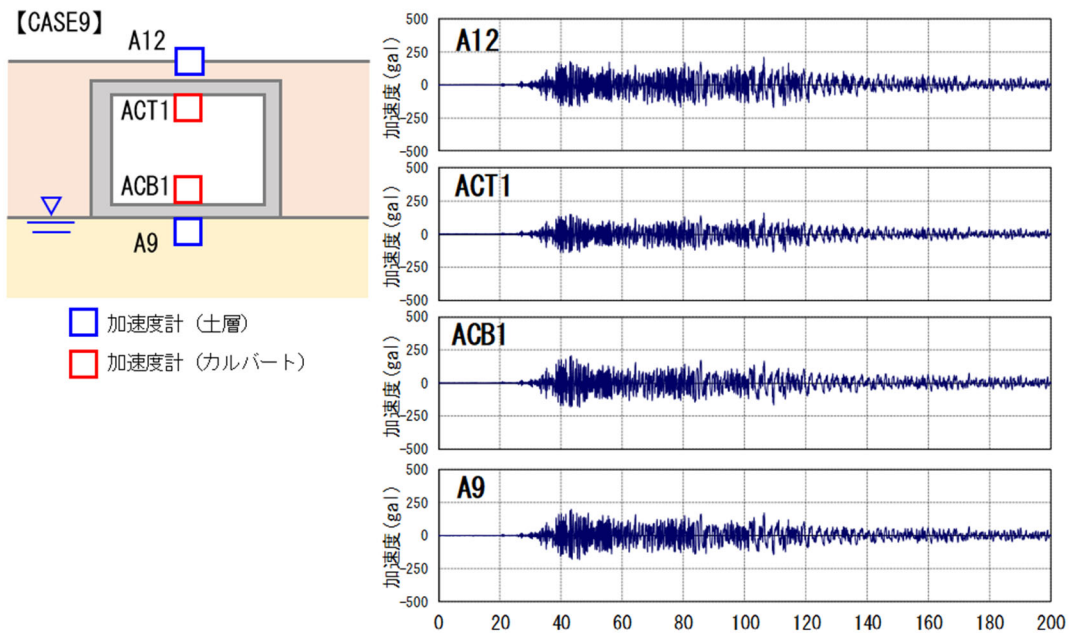


図 3.3.8 カルバート及び周辺土層における加速度の比較

### 3.3.2. 周辺地盤の挙動と継手の開き

#### (1) 盛土に発生する変状

基本ケースである CASE-1 における加振後の盛土の状況を図 3.3.9 に示す。カルバートが抜け上がり、盛土には放射状のひび割れが発生している。また、土留め壁とカルバートの継手部分から土砂が内空道路内に流入し、土留め壁はスライドするような変状を呈している。こうした変状は縦断方向に加振するケースに共通している。

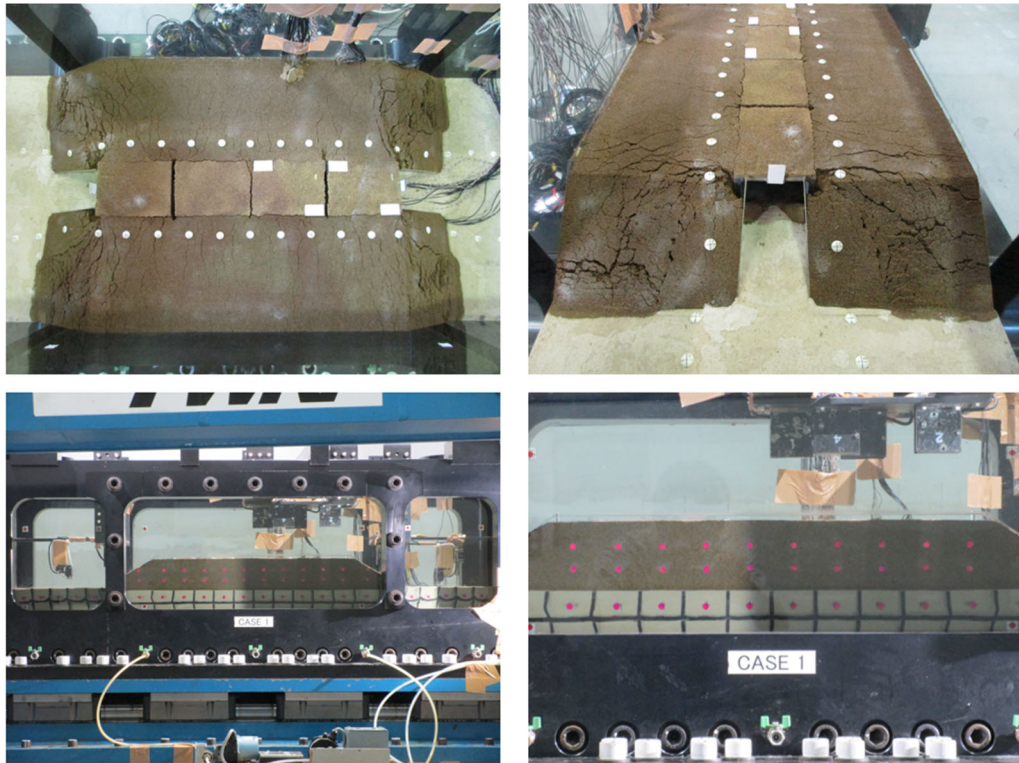


図 3.3.9 加振直後の状況 (CASE-1)



## (2) 盛土及び液状化層の挙動

加振前後の盛土及び液状化層の変位マーカーの変位を基に、変位ベクトル図を作成した(図 3.3.10～図 3.3.21)。また、加振後の地表面形状を土槽上部からレーザー変位計によって計測し、加振前との比較を行った。

盛土及び液状化層はカルバートの縦断方向に変位しており、実験終了後に開削して確認したカルバートの位置を図中に重ねると、この変位に追随するようにカルバートが変位していることが分かる。

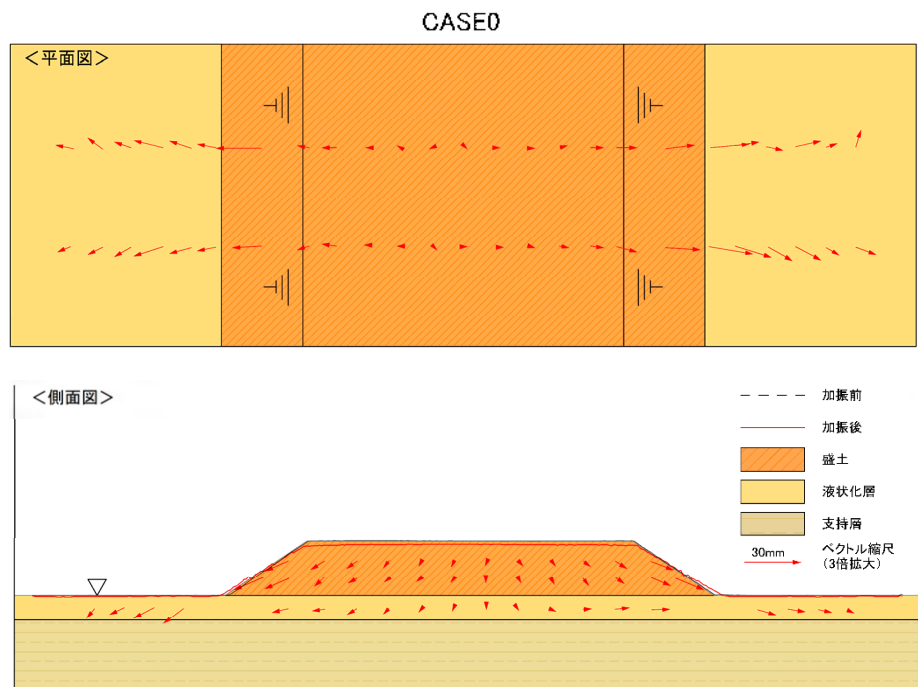


図 3.3.10 変位ベクトル図 (CASE-0)

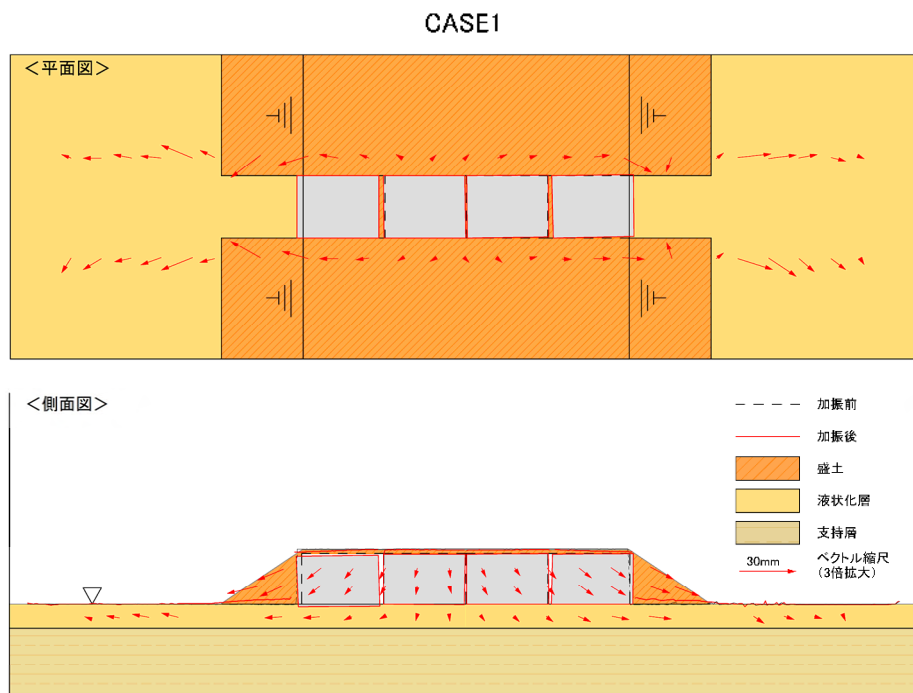


図 3.3.11 変位ベクトル図 (CASE-1)

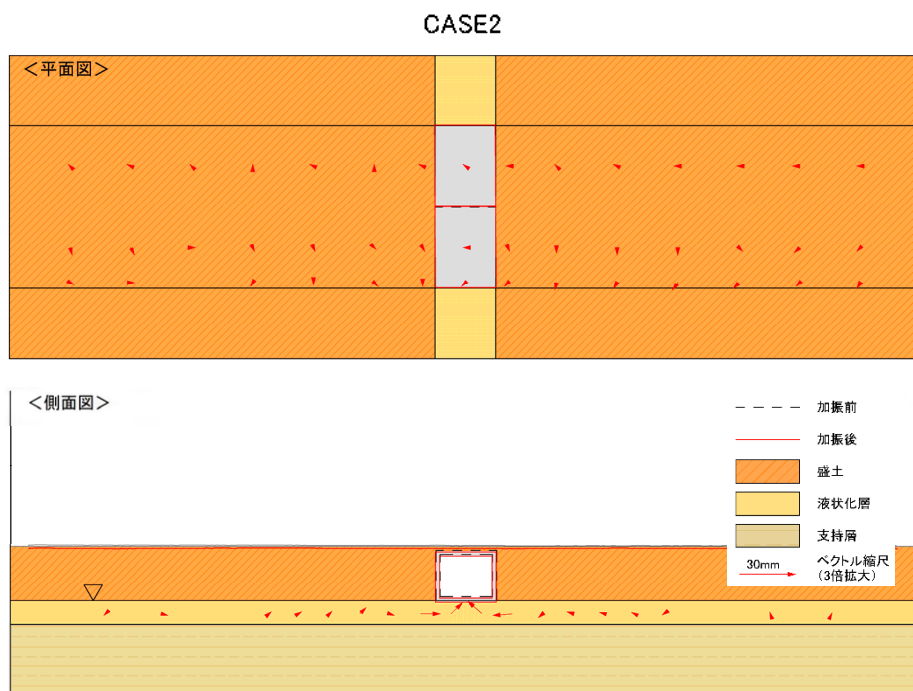


図 3.3.12 変位ベクトル図 (CASE-2)

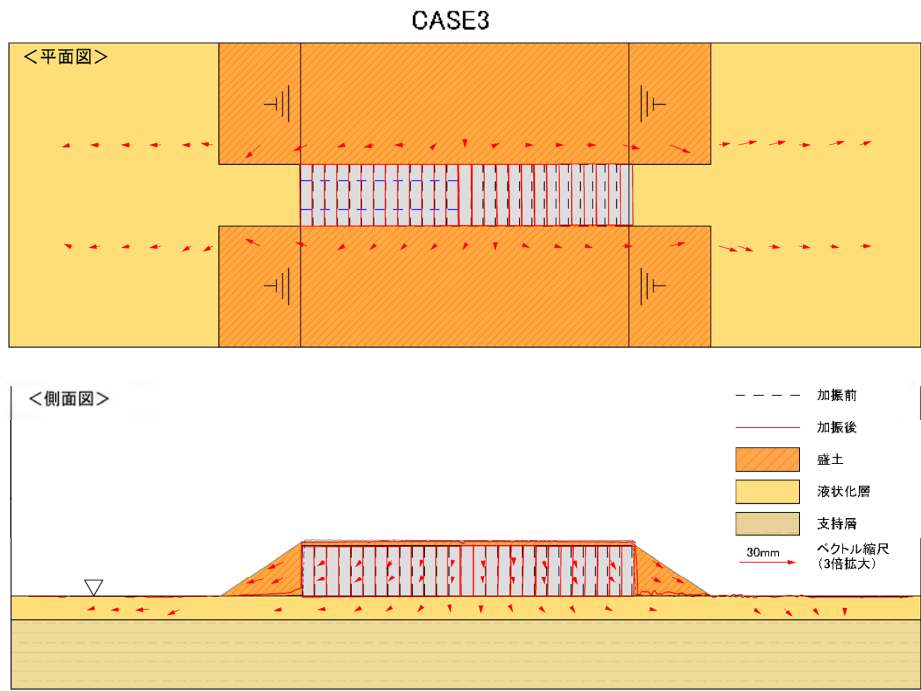


図 3.3.13 変位ベクトル図 (CASE-3)

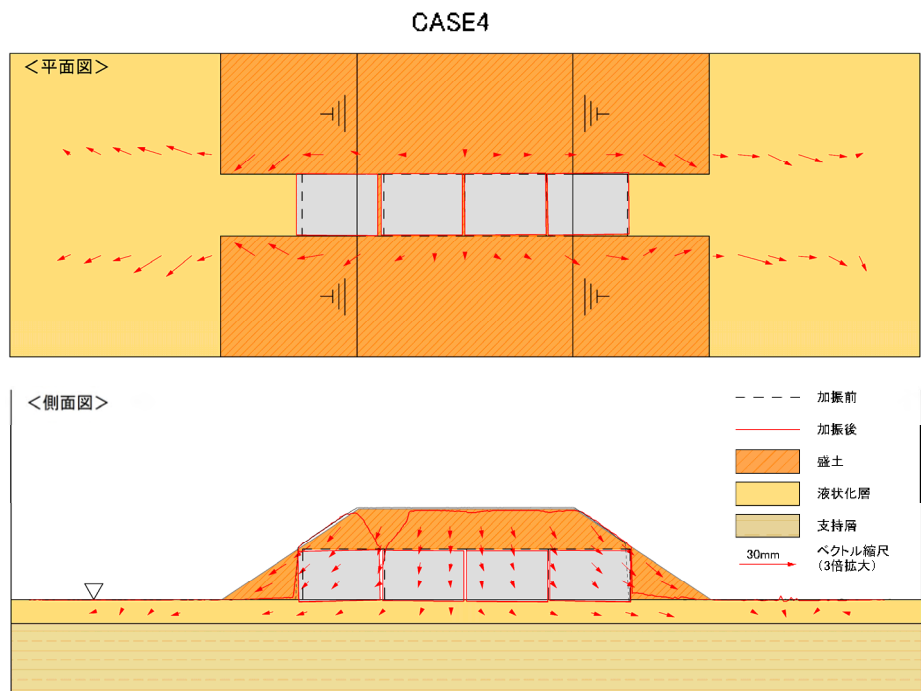


図 3.3.14 変位ベクトル図 (CASE-4)

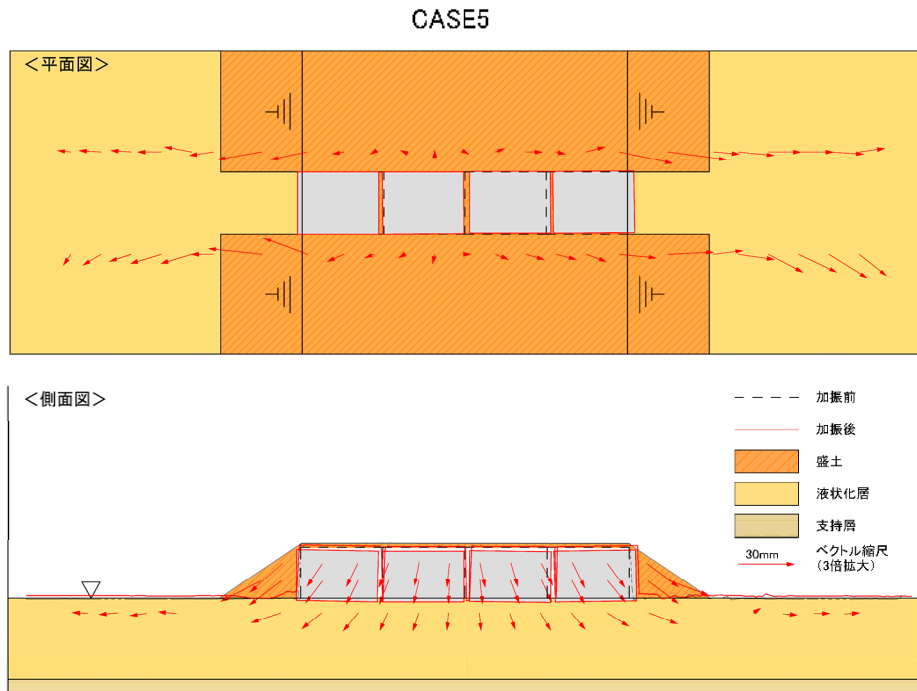


図 3.3.15 変位ベクトル図 (CASE-5)

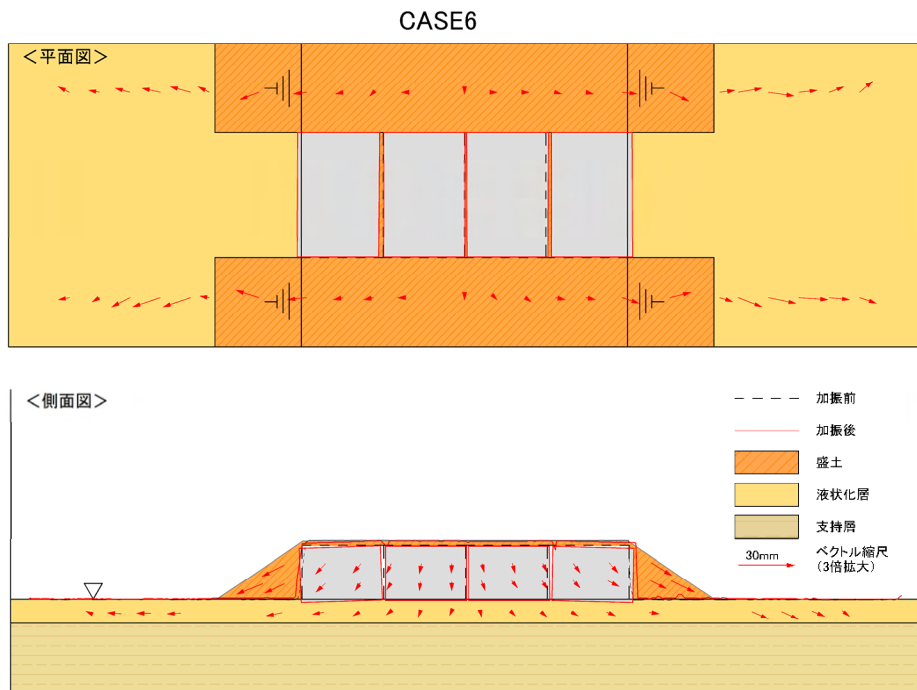


図 3.3.16 変位ベクトル図 (CASE-6)

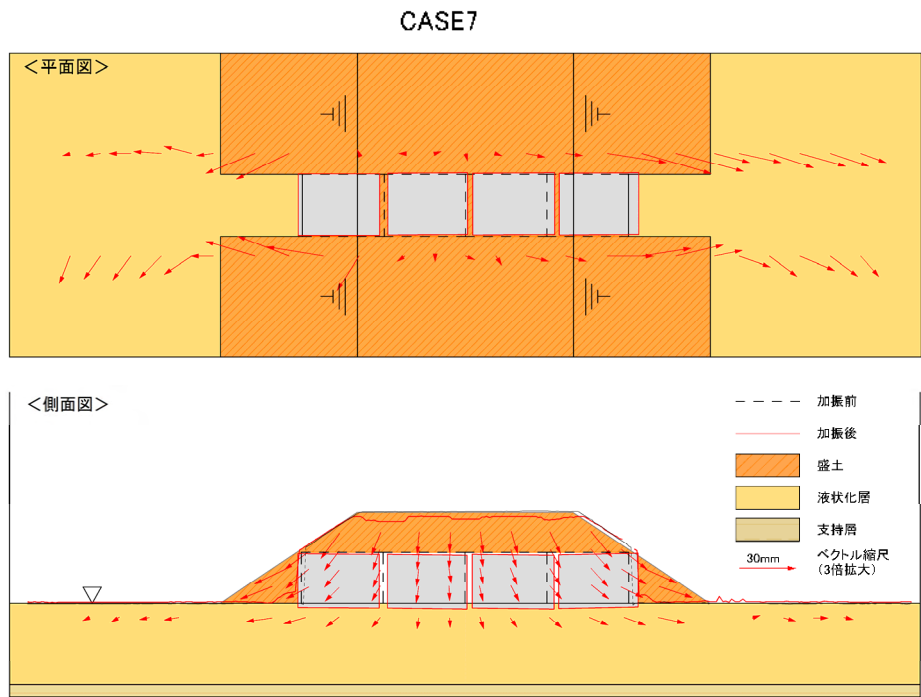


図 3.3.17 変位ベクトル図 (CASE-7)

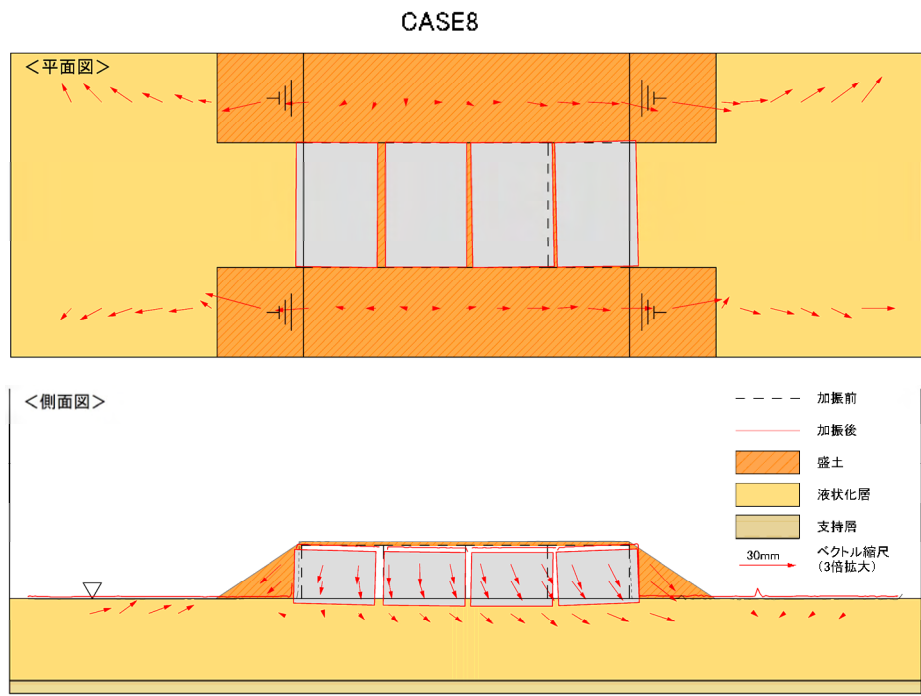


図 3.3.18 変位ベクトル図 (CASE-8)

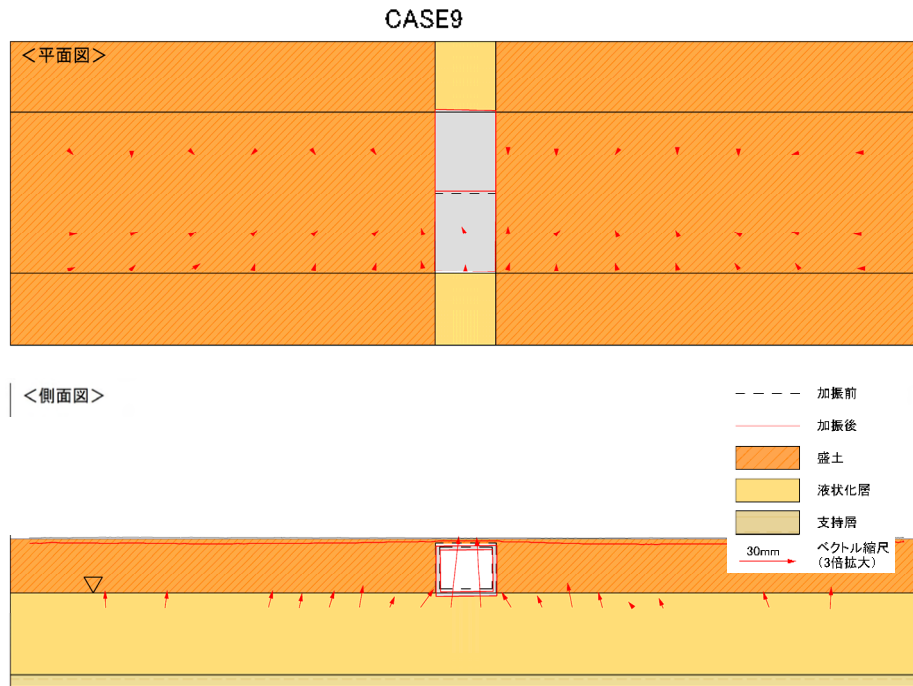


図 3.3.19 変位ベクトル図 (CASE-9)

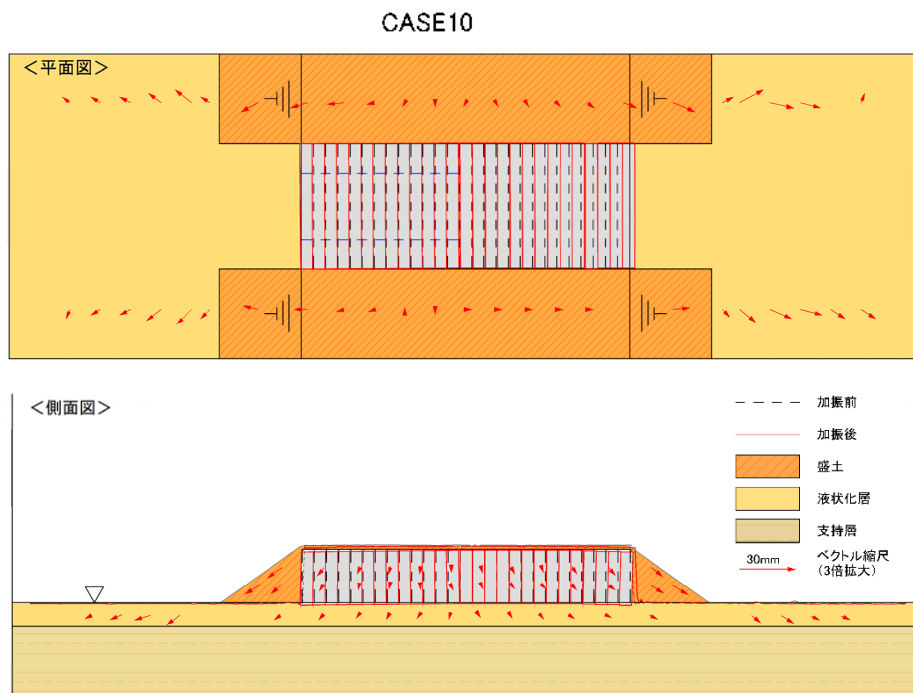


図 3.3.20 変位ベクトル図 (CASE-10)

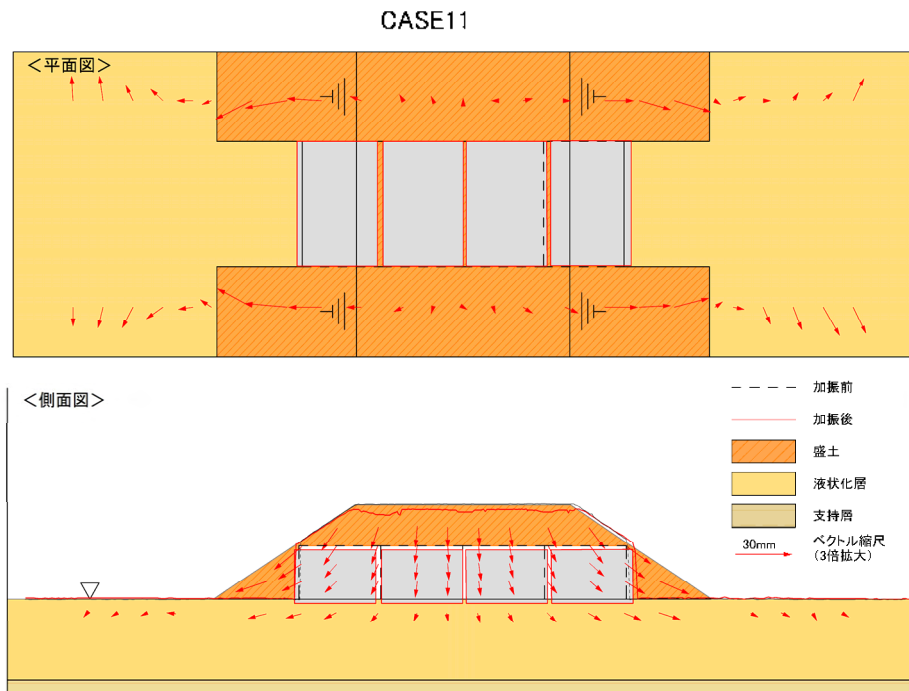


図 3.3.21 変位ベクトル図 (CASE-11)

### (3) 継手開き量

カルバートの各継手には開きが発生しており、開削時に計測した継手開き量と縦断方向伸び量の一覧を表 3.3.1 に示す。なお、開きの大きさの総和が縦断方向の伸び量と整合していないのは、縦断方向の伸び量はカルバート頂版中央部を変位計で計測した値（図 3.3.2）であるのに対し、継手開き量はカルバート頂版端部をメジャーで計測したものであり、計測位置及び計測方法が異なるためと考えられる。

CASE-7, 8 では最大 1.02m の開きが確認されており、2 章で調査した被災事例と比較して大きな開き量となっている。これは、被災事例と比べて実験の液状化層厚を 10m と厚く設定したことなどが理由と考えられる。いずれのケースを比較しても、液状化層が厚くなると継手開き量も大きくなる傾向が確認された。

ブロック延長の短い CASE-3, 10 については、補強材のないブロックでいずれのケースも平均で 0.05m とわずかな開き量となっている。これは、後述する 3.3.6. で示すように振動モードの違いによるものと考えられる。

表 3.3.1 継手開き量と縦断方向伸び量一覧

No.	加振方向	内空断面幅	土被り(最大)	ブロック延長	液状化層厚	補強材の有無	継手開き量(m)		縦断方向伸び量(m)	
							最大	平均		
CASE-1	縦断	6.5m	0.5m	10m×4	3m	-	0.63	0.44	1.30	
CASE-3	縦断	6.5m	0.5m	1.5m×27	3m	有	-	-	0.21	0.59
						無	0.13	0.05	0.30	
CASE-4	縦断	6.5m	5m	10m×4	3m	-	0.44	0.34	0.87	
CASE-5	縦断	6.5m	0.5m	10m×4	10m	-	0.70	0.51	1.43	
CASE-6	縦断	14m	0.5m	10m×4	3m	-	0.64	0.44	1.12	
CASE-7	縦断	6.5m	5m	10m×4	10m	-	1.02	0.74	1.65	
CASE-8	縦断	14m	0.5m	10m×4	10m	-	1.02	0.72	1.88	
CASE-10	縦断	14m	0.5m	1.5m×27	3m	有	-	-	0.23	0.90
						無	0.19	0.05	0.45	
CASE-11	縦断	14m	5m	10m×4	10m	-	0.70	0.51	1.47	



#### (4) 継手部の沈下量

レーザー変位計によって計測したカルバート継手部の沈下量の計測結果一覧を表 3.3.2 に示す。また、カルバート継手各端部の沈下量を図化したものを図 3.3.22 に示す。

表 3.3.2 より、いずれのケースを比較しても、液状化層が厚くなると継手部の沈下量も大きくなる傾向が確認された。また、図 3.3.22 より、継手各端部の沈下量には液状化層厚の違いによる変形モードが確認された。液状化層厚が薄い場合は水平～ハの字の凸変形モードになるのに対し、液状化層厚が厚い場合は水平～逆ハの字の凹変形モードとなった(図 3.3.23)。これは、液状化層が厚い場合には沈下による引き込みの影響が強くなるためだと考えられる。

表 3.3.2 継手部の沈下量一覧

No.	加振方向	内空断面幅	土被り(最大)	ブロック延長	液状化層厚	補強材の有無	沈下量 (m)	
							最大	平均
CASE-1	縦断	6.5m	0.5m	10m×4	3m	-	-0.32	-0.08
CASE-3	縦断	6.5m	0.5m	1.5m×27	3m	有	-0.13	-0.09
						無	-0.06	-0.06
CASE-4	縦断	6.5m	5m	10m×4	3m	-	-0.25	-0.16
CASE-5	縦断	6.5m	0.5m	10m×4	10m	-	-0.51	-0.40
CASE-6	縦断	14m	0.5m	10m×4	3m	-	-0.38	-0.18
CASE-7	縦断	6.5m	5m	10m×4	10m	-	-0.70	-0.59
CASE-8	縦断	14m	0.5m	10m×4	10m	-	-0.89	-0.75
CASE-10	縦断	14m	0.5m	1.5m×27	3m	有	-0.32	-0.22
						無	-0.32	-0.17
CASE-11	縦断	14m	5m	10m×4	10m	-	-0.51	-0.51

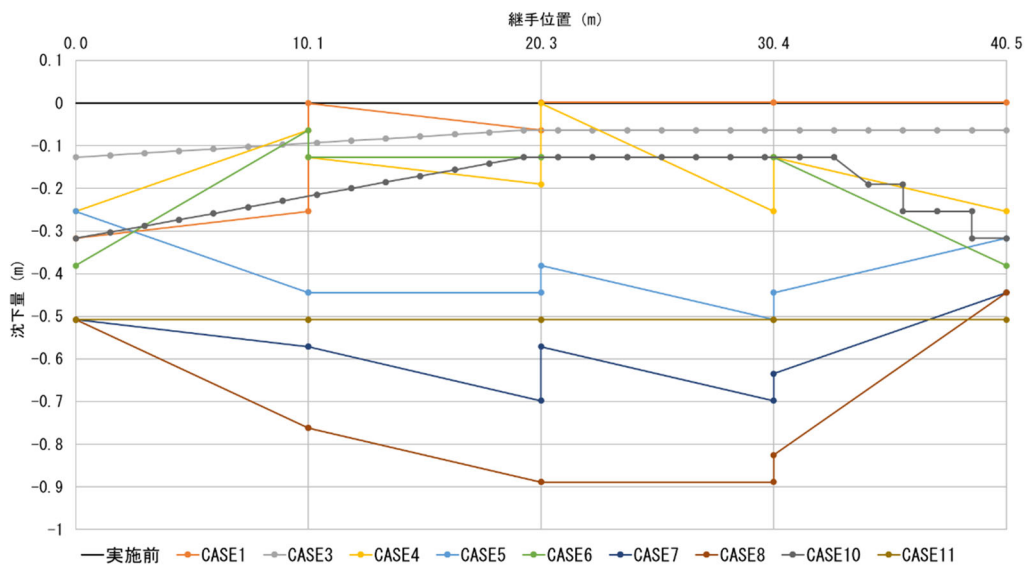


図 3.3.22 継手各端部の沈下量

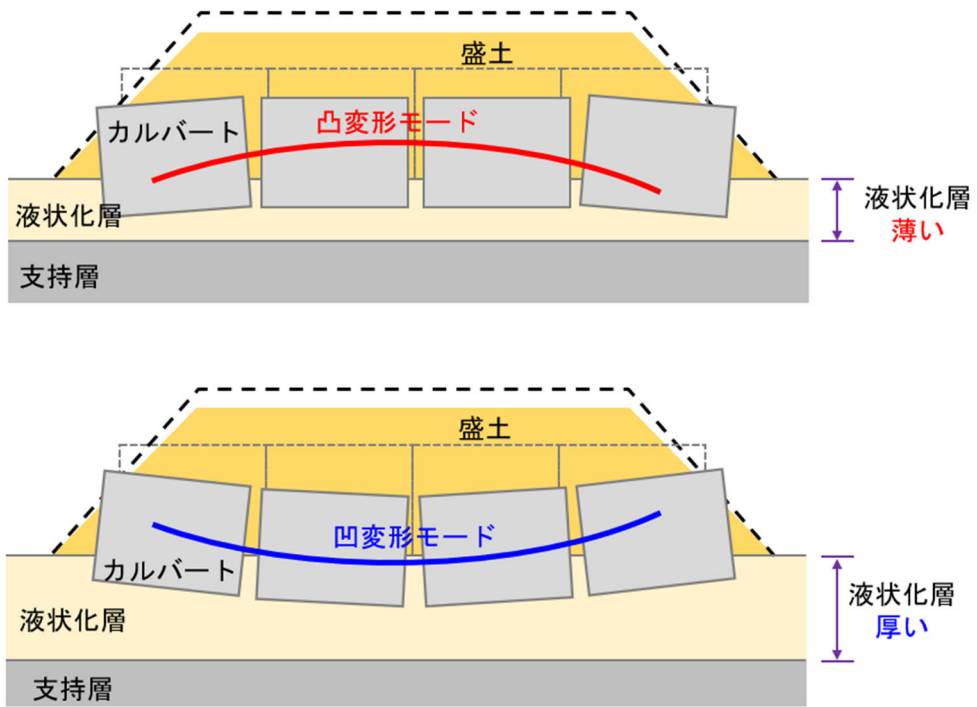


図 3.3.23 変形モードの概念

### 3.3.3. 縦断方向の伸び量の時刻歴変化

継手の開きを含む縦断方向の伸び量はどの段階で拡大したかに着目し、時系列に沿って整理した。入力地震動と縦断方向の伸び量及び躯体直下地盤の過剰間隙水圧比の時刻歴波形について、CASE-1の結果を図 3.3.24 に示す。なお、初期有効応力は表 3.3.3 に示す単位体積重量をもとに間隙水圧計設置位置の土被りを考慮して算出した。

加振後すぐに初期微動とともに 40s 付近で過剰間隙水圧比が急増するが、縦断方向の伸び量は限定的である。その後、100~120s の入力地震動の主要動付近で縦断方向伸び量が急増している。他のケースも同様の傾向が見てとれたことから、カルバートの縦断方向の伸びは各継手部の開きが大きくなることで進展するが、地盤が液状化した状態で主要動による慣性力が繰返し影響して地盤の流動やその上の盛土及びカルバートの側方移動が進行したことにより生じたものと考えられる。

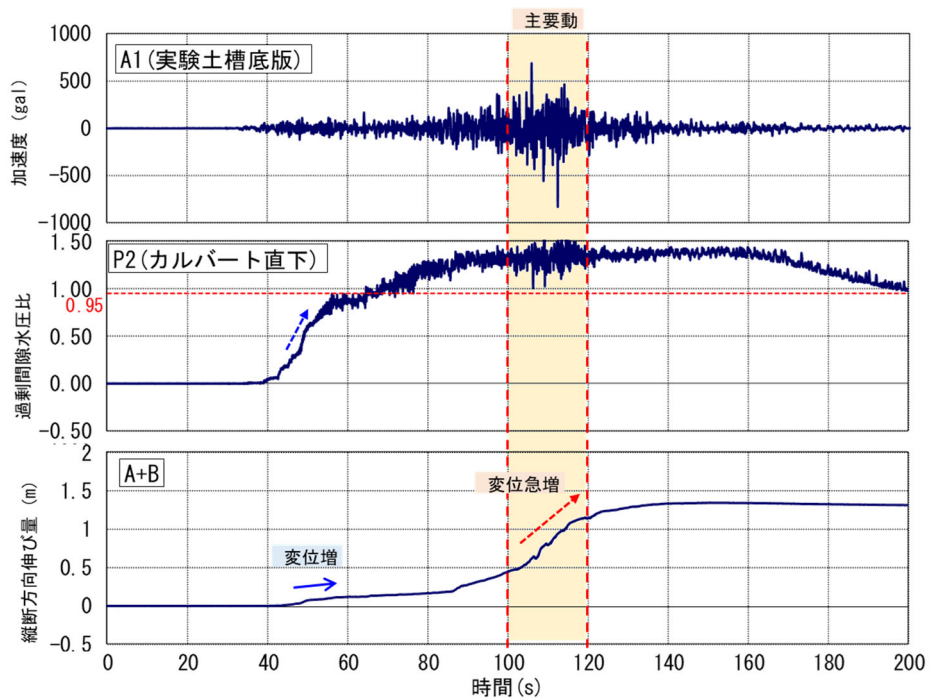


図 3.3.24 縦断方向の伸び量の時刻歴変化 (CASE-1)

表 3.3.3 単位体積重量一覧

①盛土の湿潤単位体積重量	17.240 (kN/m <sup>3</sup> )
②カルバート (空洞込) の単位体積重量	7.218 (kN/m <sup>3</sup> )
③液状化層の水中単位体積重量	8.868 (kN/m <sup>3</sup> )
④支持層の水中単位体積重量	9.643 (kN/m <sup>3</sup> )

液状化層の厚い CASE-5 の結果を図 3.3.25 に示す。CASE-1 と同様、加振後すぐの 40s 付近で初期微動とともにカルバート直下の過剰間隙水圧比が急増し、縦断方向伸び量が少しずつ大きくなる。遅れて 90s 付近で盛土直下部の過剰間隙水圧比が上昇するのに合わせて変位がさらに増加し、入力地震動の主要動である 100~120s 付近で伸び量が急増する。

このことから、カルバート直下がまず液状化し、その後遅れて盛土直下が液状化したことが明らかになった。そこに主要動が慣性力を加えることで、CASE-1 同様に変位が急増している。液状化するタイミングの違いについては、盛土とカルバートの拘束圧等の違いによるものと考えられ、盛土直下の過剰間隙水圧比の上昇について、CASE-1 ではここまで明確な兆候は見られなかったことから、液状化層が厚い場合、この現象が特に顕著になると考えられる。

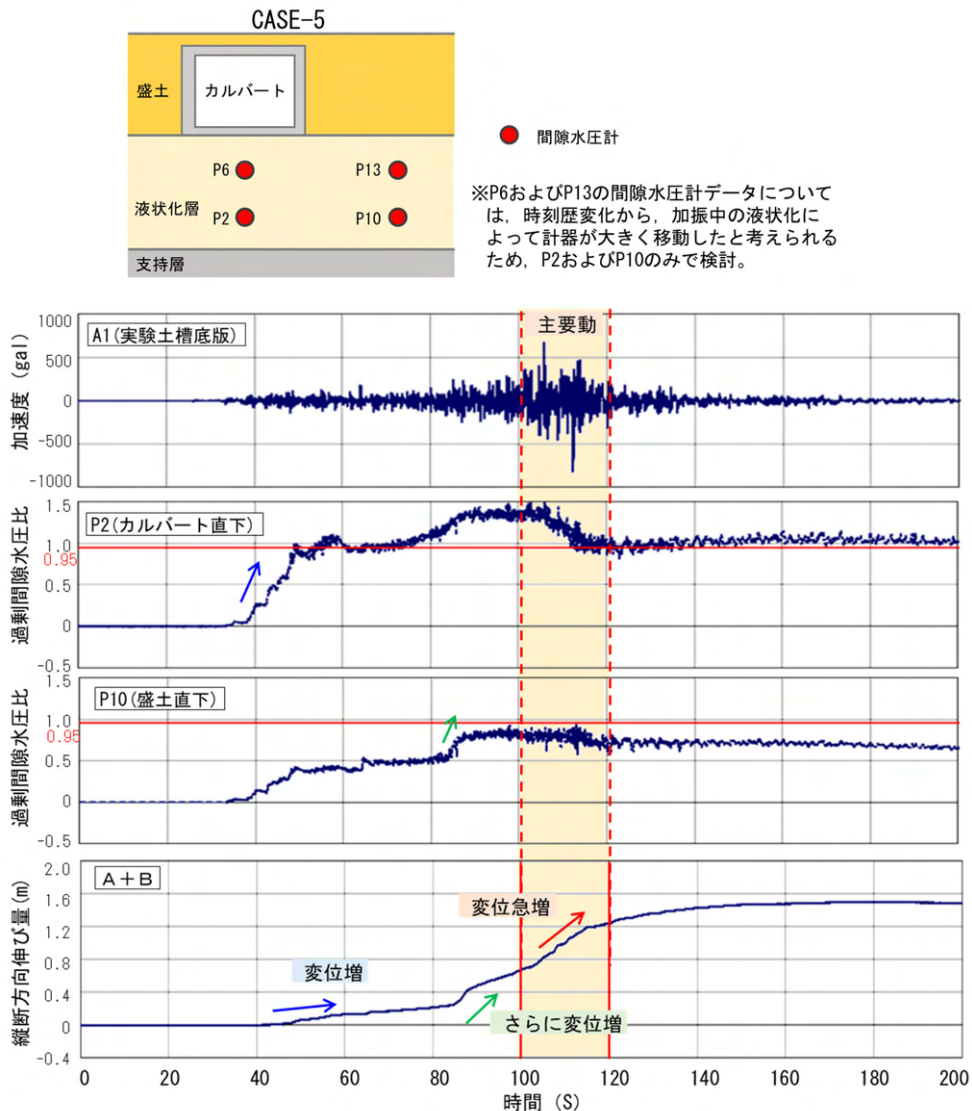


図 3.3.25 縦断方向の伸び量の時刻歴変化 (CASE-5)

#### 3.3.4. 土被りと液状化層厚の違いによる挙動の変化

基本ケース（CASE-1）に対して、土被り又は液状化層厚を変化させたケースの比較を図 3.3.26 に示す。液状化層の液状化発生の有無については、図 3.3.24 のように過剰間隙水圧比の急増傾向や、過剰間隙水圧比が 0.95 程度以上に達することから判断した。図中黒丸は液状化なし、赤丸は液状化に至ったと判断した箇所である。

CASE-1 と比べて土被りが大きい CASE-4 では、躯体直下で液状化に至らず、縦断方向の伸び量も CASE-1 に比べて小さくなっている。一方、液状化層が厚い CASE-5, 7 では、躯体直下の一部で液状化に至っていない箇所があるものの CASE-1 に比べ縦断方向の伸び量は大きくなっている。また、液状化層が厚く、すべての箇所が液状化に至った CASE-8 は、CASE-5, 7 に比べて縦断方向の伸び量はさらに大きい傾向が確認された。このように、液状化が発生する範囲が広がると縦断方向の伸び量は大きくなる傾向となった。

部分的に躯体直下が液状化しなかった原因としては、上載圧及び側圧を含む拘束圧の影響と推察される。CASE-4, 7 のように土被りが厚くなると拘束圧も大きくなることから、液状化の範囲は CASE-1, 5 に比べて狭くなっている。また、CASE-8 のようにカルバートの内空断面幅が大きくなると拘束圧は小さくなることから、CASE-5 に比べ液状化範囲は広がることが今回の実験で確認された。

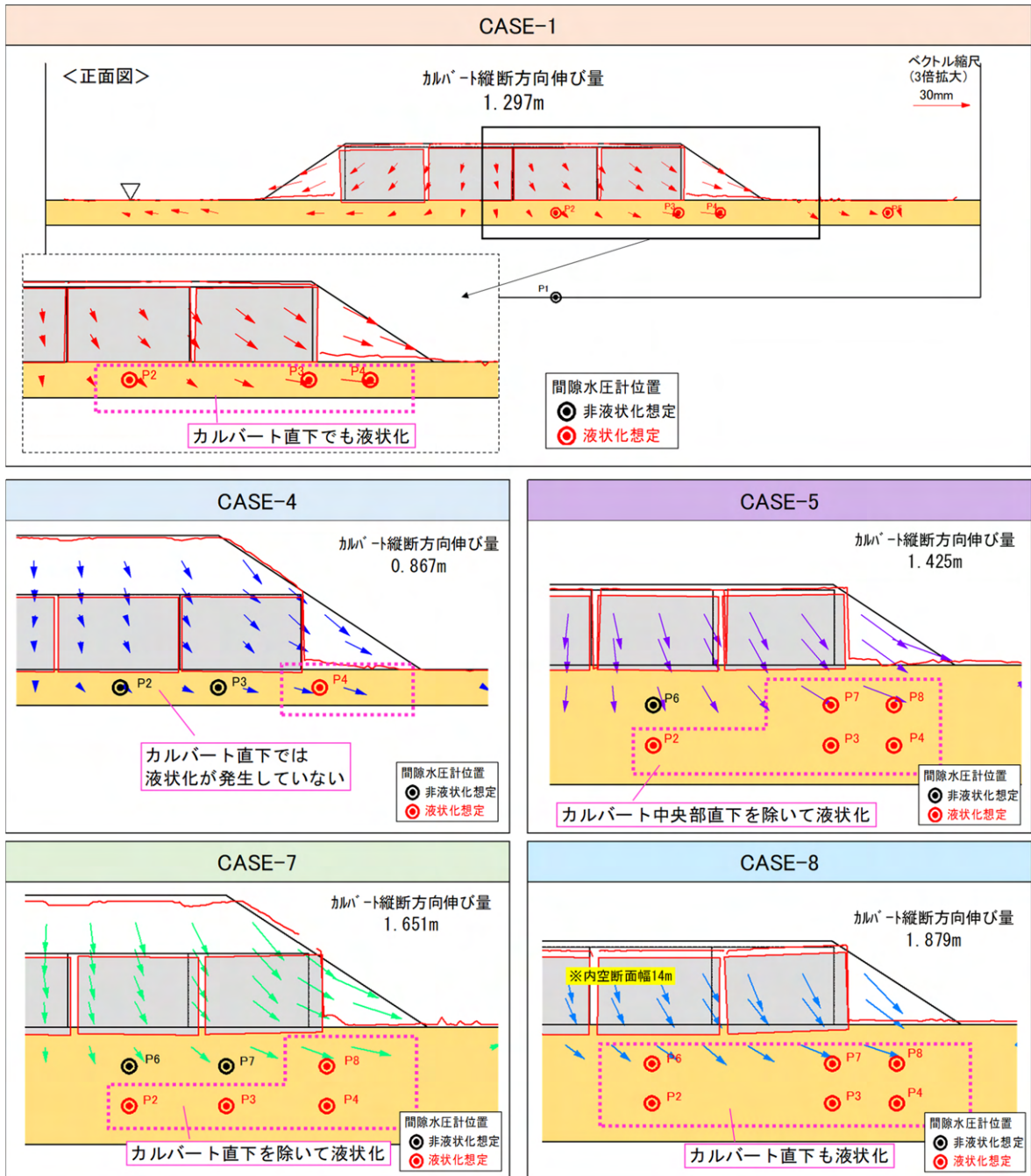


図 3.3.26 変位ベクトル図の比較



### 3.3.5. 加振方向による挙動の違い

カルバート横断方向への加振を行った CASE-2, 9 においては、縦断方向への加振時と異なり、カルバート縦断方向の伸びは発生しなかった。加振方向以外は同条件の CASE-5 と CASE-9 の比較写真を図 3.3.27 に示す。

CASE-5 は盛土上部にカルバートから放射状に亀裂が発生しているのに対し、CASE-9 ではわずかに抜け上がりによる段差が発生した程度で CASE-5 に比べ盛土の変状は少なかった。これより、カルバート縦断方向の振動や変位がカルバート周辺盛土の変状に大きく影響することが分かる。

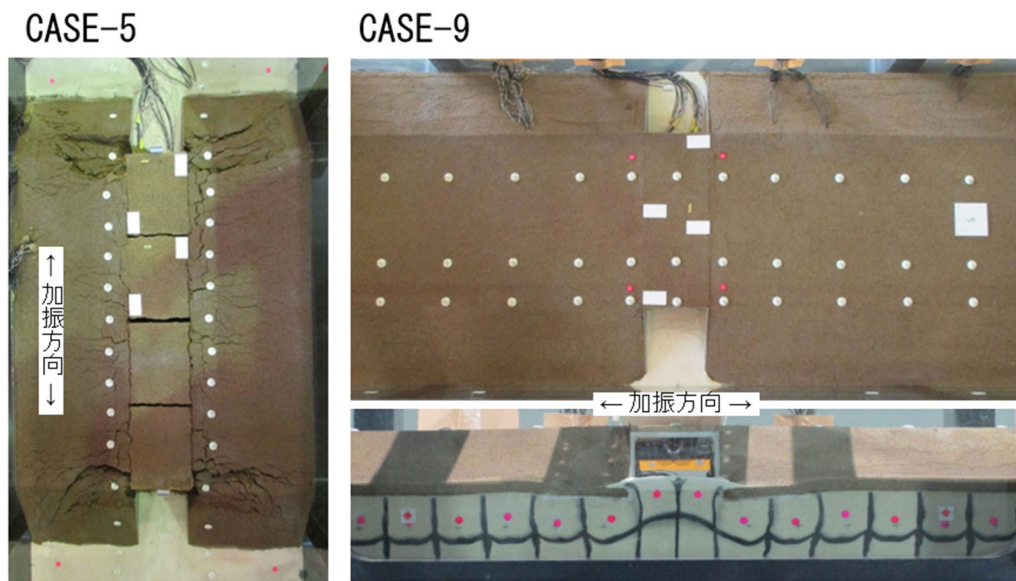


図 3.3.27 加振直後の変状の比較 (CASE-5, 9)

### 3.3.6. プレキャストブロックの地震時挙動

プレキャストカルバートを想定した CASE-3 及び CASE-10 では、基本ケースの CASE-1 に比べて縦断方向の伸び量は小さくなっている。一方で、鉛直変位は CASE-1 に比べて大きくなる傾向があった。CASE-1 および CASE-3 加振後の模型を開削し、カルバートの変位を確認したものを図 3.3.28 に示す。CASE-1 はそれぞれの継手が大きく開くのに対し、CASE-3 は各継手が小さく開いていることがわかる。そのメカニズムを推定するため、カルバート中央の継手に近い位置で作用する加速度に着目して図 3.3.29 に整理した。

CASE-1 では躯体直下と直上の加速度が大きく変わらないのに対し、CASE-3 及び CASE-10 の場合は、加振初期から躯体直下よりも躯体直上の加速度が大きくなる傾向が確認された。以上より、CASE-1 と CASE-3 および CASE-10 では振動モードが異なっていることが推定される（図 3.3.30）。CASE-1 は並進モードが卓越し、加振方向であるカルバート縦断方向の伸び量が大きくなったのに対し、CASE-3 はロッキングモードが卓越してブロック底部の水平変位があまり生じず、またブロック間の衝突や浮き上がりによるエネルギーの逸散により、縦断方向の伸び量が大きくならなかったものと考えられる。

なお、CASE-10 では加振により補強材を固定した接着剤が外れたことから、連結側でもブロック間の衝突等が発生し、変位が生じていた（図 3.3.31）。

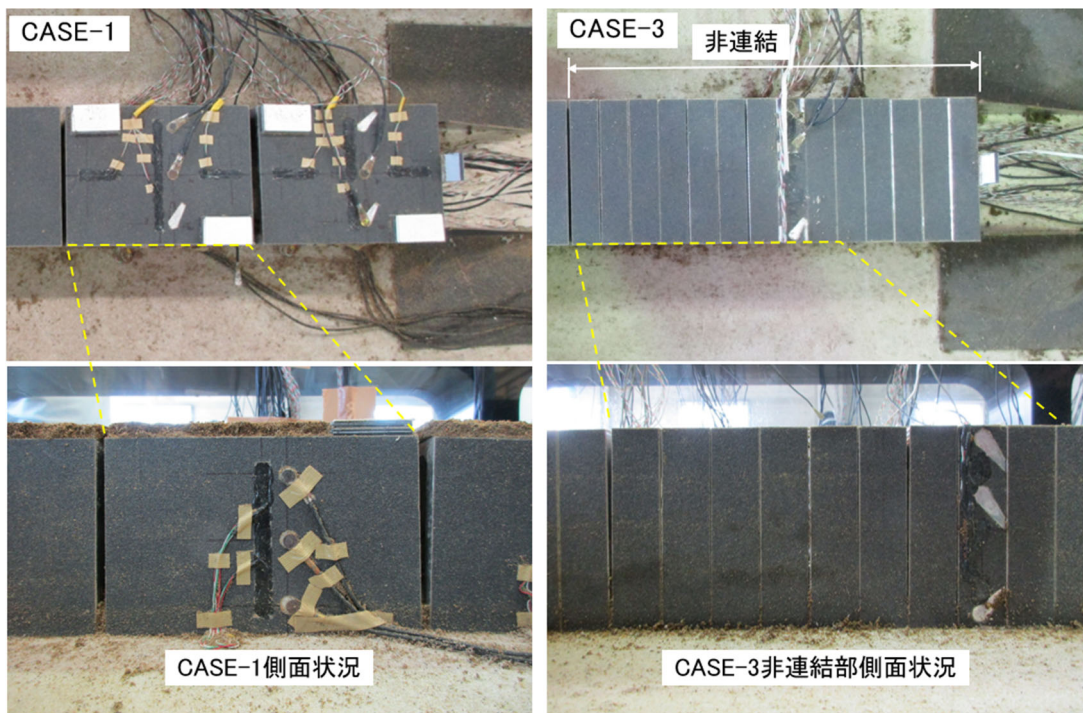


図 3.3.28 加振後模型の開削による継手開き状況（左：CASE-1，右：CASE-3）



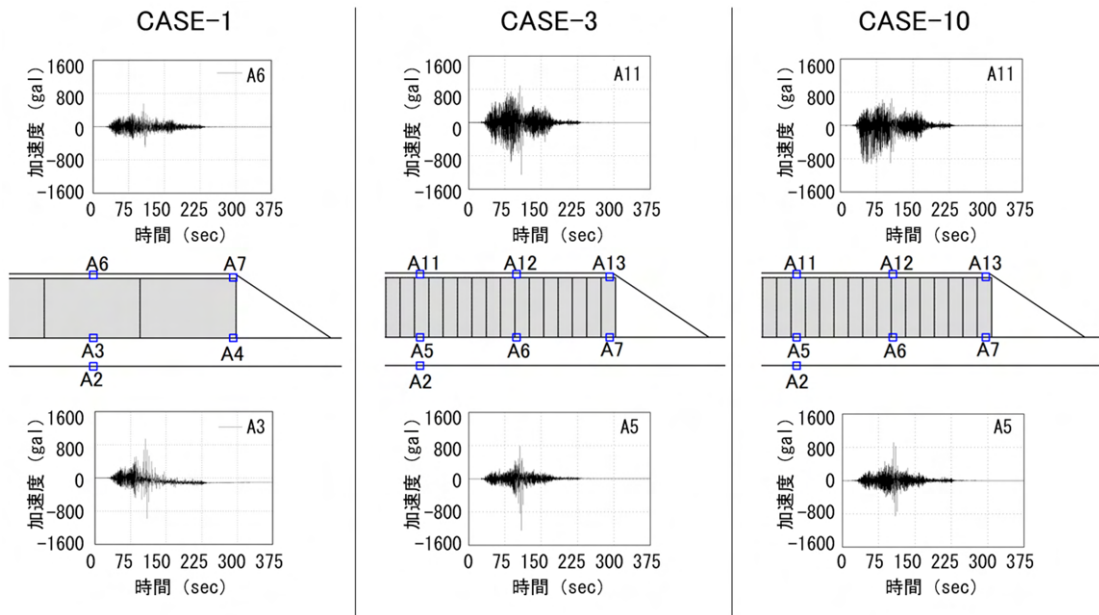


図 3.3.29 カルバートに作用する加速度の時刻歴波形

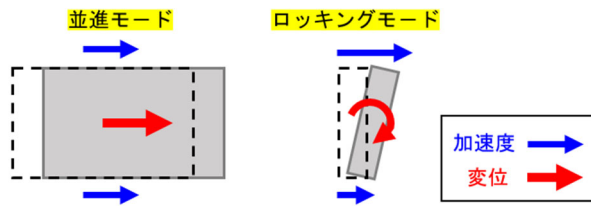


図 3.3.30 振動モード模式図

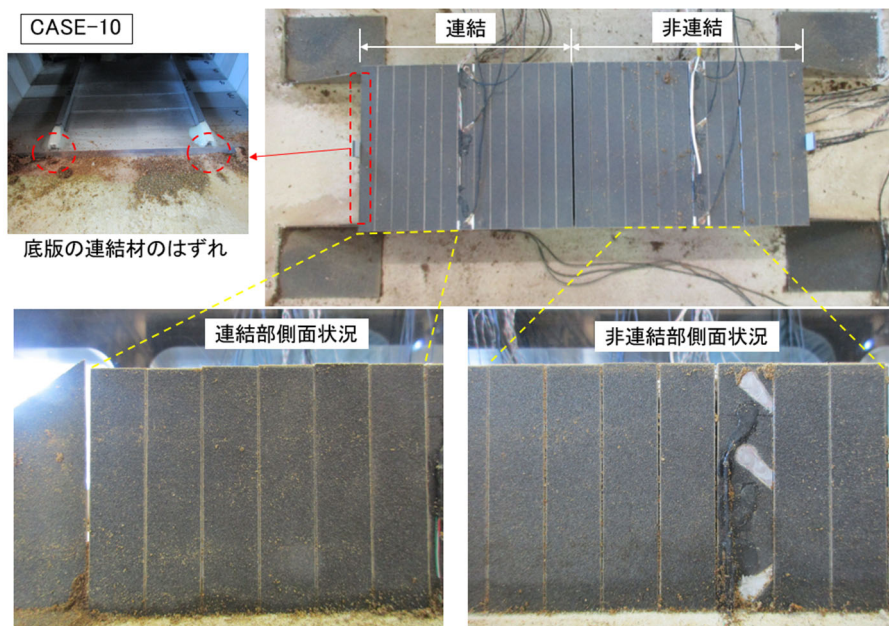


図 3.3.31 加振後模型の開削による継手開き状況 (CASE-10)

### 3.3.7. カルバートに発生する曲げモーメントの傾向

カルバートの躯体に発生する曲げモーメントについて、内空断面幅 6.5m の CASE-5 の結果を図 3.3.32 に、内空断面幅 14m の CASE-8 の結果を図 3.3.33 に示す。底版中央部の最大曲げモーメントに着目すると、CASE-5 で 302kN・m、CASE-8 では 1091kN・m と、部材の長い CASE-8 で曲げモーメントが大きくなるのが分かる。一方で、CASE-8 実物大構造物を想定した降伏曲げモーメントの 1508kN・m と比べて小さく弾性領域に留まり、レベル 2 地震動で液状化の影響を受けても耐力に影響する部材の損傷は生じないことが推定できる。

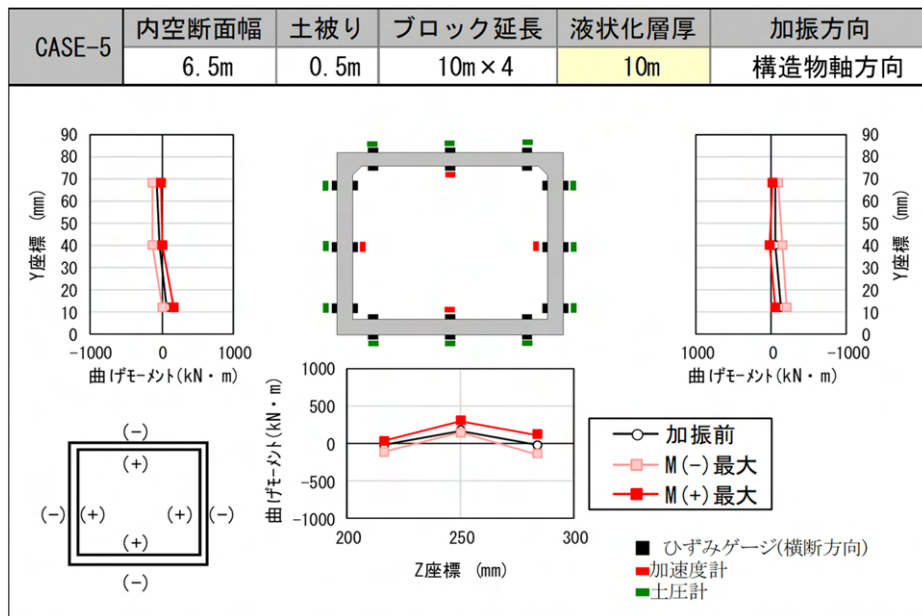


図 3.3.32 躯体に作用する曲げモーメント (CASE-5)

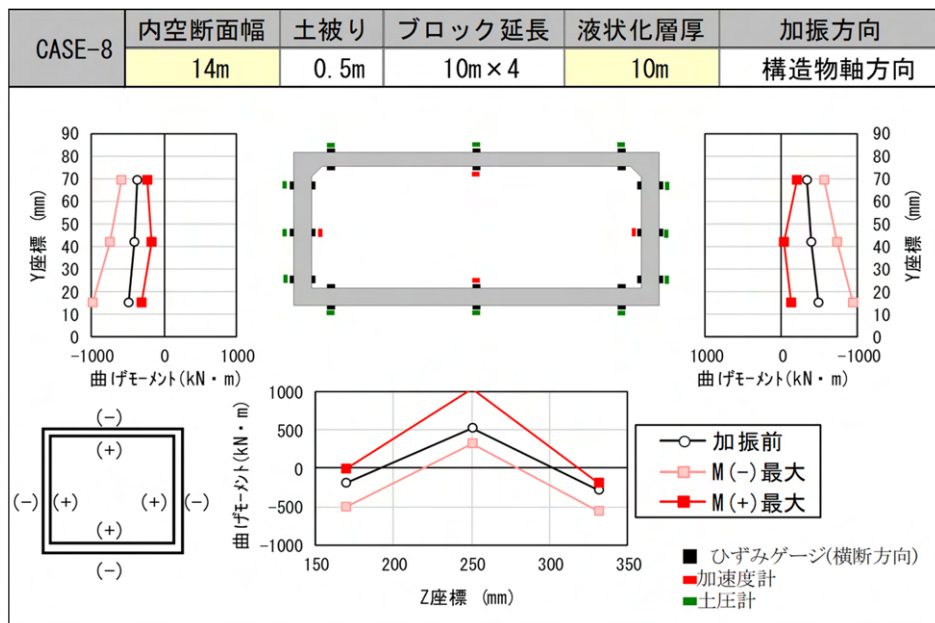


図 3.3.33 躯体に作用する曲げモーメント (CASE-8)

## 4. カルバート変状に係る再現解析の適用性検証

### 4.1. 概要

2章に示した被災事例の調査及び分析から、地震時の液状化によるカルバートの主な変状の内容は継手の開きであることや、供用性に影響を及ぼす開き量を明らかにした。また、3章に示した模型実験により、地盤が液状化した状態で慣性力が働くことによって地盤の流動及びカルバートの側方移動が発生し、継手が開くメカニズムを明らかにした。

カルバートの継手の開きによる被害への対応として、設計時の解析により開き量を推定して対策を講じることが考えられる。ここでは、設計実務への適用性を考慮し、実務でも用いられている解析手法により、継手の開きや上部道路の段差といった実被害をどの程度再現できるか検証を行った。解析は静的な地盤変形解析プログラム（ALID）と、動的な影響を考慮できる地震応答解析プログラム（FLIP）を使用し、解析結果の差異についても検討した。

## 4.2. 解析対象施設

### 4.2.1. 対象施設諸元

2章で調査した被災事例の中から2016年熊本地震及び2011年東北地方太平洋沖地震において変状が生じ、近傍のボーリング調査で基礎地盤に沖積砂質土層が確認されているカルバートを1施設ずつ抽出し、表4.2.1に示す合計2施設を解析対象とした。

表 4.2.1 対象カルバート諸元

事例 No.	路線名	カルバート諸元				地震名
		BOX延長 (m)	ブロック数	躯体寸法 (m) (幅 × 高さ)	土被り (m)	
17	九州自動車道	28.9	2	5.76 × 5.59	1.0	2016年 熊本地震
2	国道349号	26.0	2	8.00 × 6.05	0.6	2011年 東北地方太平洋沖地震

#### 4.2.2. 液状化判定

対象施設箇所の治水地形分類<sup>7,8)</sup>を図 4.2.1 に示す。両箇所ともに地震による液状化被害が発生しやすい現河道または旧河道沿いの氾濫平野に位置している。

また、2章で示した推定地震動分布図<sup>4)</sup>よりそれぞれのカルバート位置での地表面最大加速度 (PGA) を抽出し、図 4.2.2 に示すボーリング調査結果を対象として道路橋示方書<sup>6)</sup>に示す方法で液状化判定を実施した結果、両箇所とも沖積砂質土層が液状化する判定となった。

この結果を踏まえ、カルバートの変状再現解析を実施した。

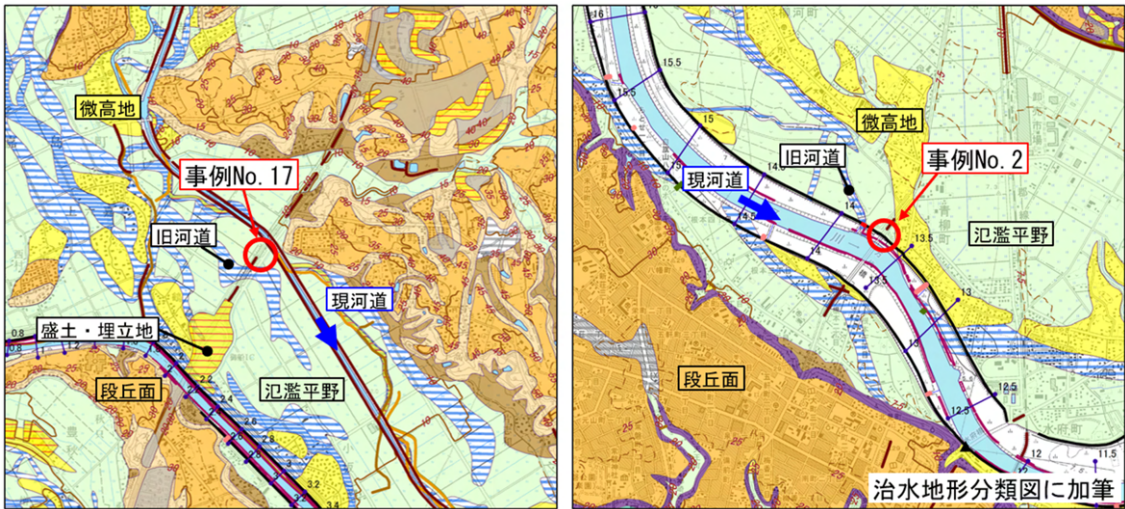


図 4.2.1 事例近傍の治水地形分類図 (左：事例 No. 17, 右：事例 No. 2)

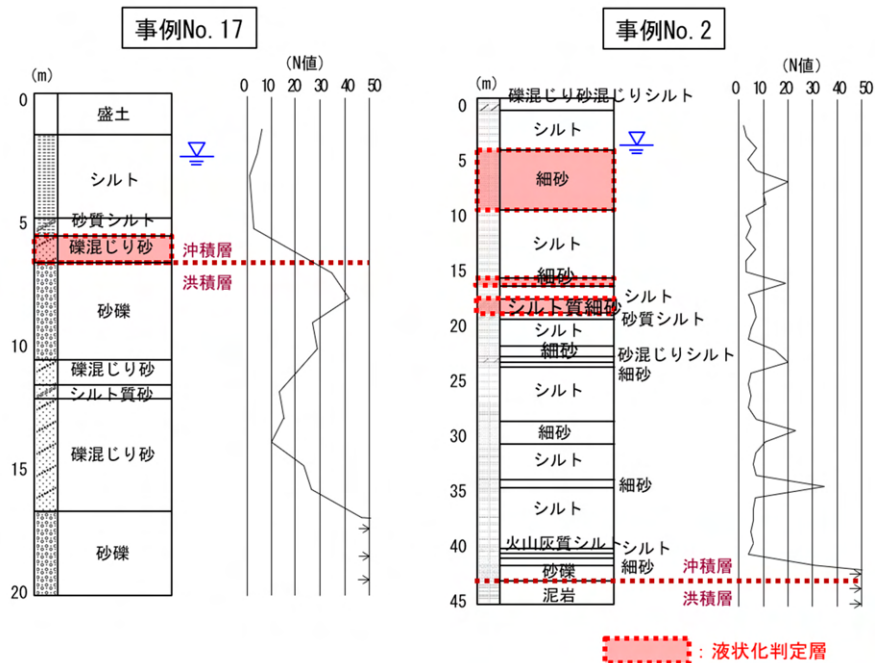


図 4.2.2 対象カルバート近傍のボーリング柱状図と液状化判定層



## 4.3. 解析条件の整理

### 4.3.1. 再現解析の方法

再現解析は、継手の開き量を再現することを目的とし、カルバートの縦断方向に対して実施した。一方、3章で地盤が液状化した状態で慣性力が働くことによって地盤の流動及びカルバートの側方移動が発生して継手が開くメカニズムを明らかにしたため、静的解析と動的解析はこうしたメカニズムをふまえて解析方法を設定することとした。図 4.3.1 に手順を示す。

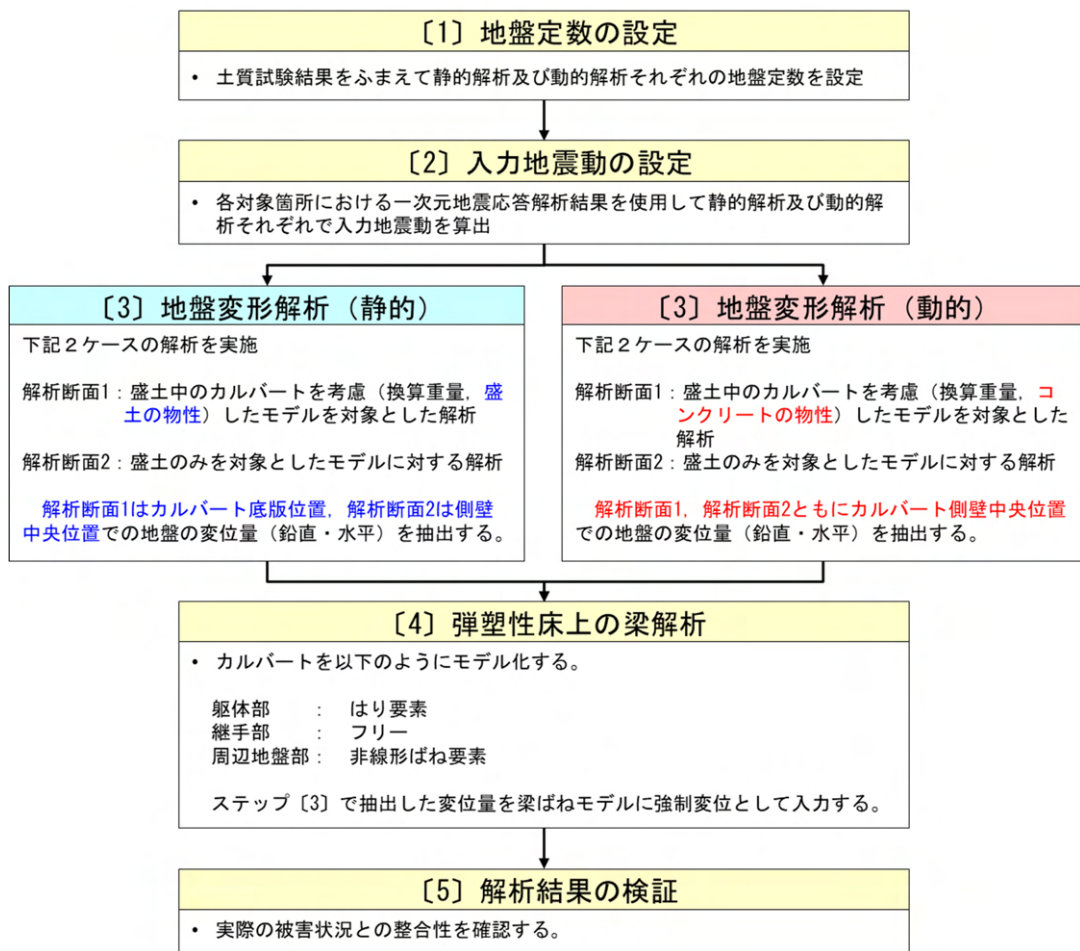


図 4.3.1 再現解析の手順

#### 4.3.2. 地盤定数の設定

##### (1) 地盤定数の設定方針

解析に使用する地盤定数は、地質調査結果に基づき設定した。同一層であっても地表面の地形によって平均有効拘束圧及び有効上載圧が異なるため、土質定数は図 4.3.2 に示す4つのエリアに分けて設定した。

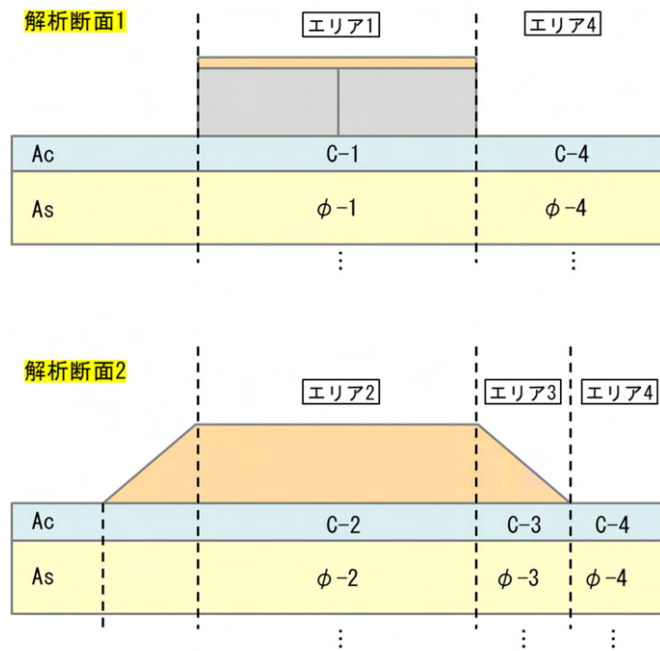


図 4.3.2 土質定数のエリア分け

#### 1) 繰返し三軸強度比 $RL$ の設定

沖積砂質土層の繰返し三軸強度比  $RL$  は、近傍で実施されているボーリング結果に基づき、道路橋示方書<sup>6)</sup>に示される液状化判定式を用いて  $N$  値より算出し設定した。粘性土層については文献<sup>9)</sup>で示される推定式に基づき、粘着力  $C$  より求めた。

#### 2) 粘着力 $C$ の設定

沖積粘性土層の粘着力  $C$  は平均有効拘束圧  $\sigma'_m$  に応じて設定し、軟弱地盤対策工指針<sup>10)</sup>で示されている粘性土の強度増加率より、 $m=0.30$  として深さ方向に強度を変化させた。事例 No. 17 では、原地盤の初期粘着力  $C_0$  の値は不明であるため、文献<sup>11)</sup>の限界盛土高の考え方を参考として求めた。この結果、対象とするカルバート部の盛土高は 5.91m であるため、初期粘着力  $C_0=15\text{kN/m}^2$  となった。一方、事例 No. 2 のカルバートでは、初期粘着  $C_0$  の値が構造計算書の中に明記されていたため、これを用いた ( $C_0=23\text{kN/m}^2$ )。

#### 3) 地盤の変形係数の設定

地盤の変形係数は、道路橋示方書<sup>12)</sup>に示される推定式、 $E=2800N$  ( $N$ は標準貫入試験結果における  $N$  値を示す) より設定した。

#### 4) 液状化パラメータの設定

動的解析に使用する液状化特性のパラメータについては、 $N$  値、層中心の有効上載圧  $\sigma'_v$ 、細粒分含有率  $F_c$  より、統計データを元にした文献<sup>13)</sup>の簡易設定法(初版)により近似値を設定し初期値とした。この初期値から液状化抵抗曲線をパラメータフィッティングにより設定した。



(2) 事例 No. 17 の地盤定数

静的解析用に設定した地盤定数を表 4.3.1, 動的解析用に設定した地盤定数を表 4.3.2~表 4.3.5 に示す。

表 4.3.1 静的解析に使用する土質定数 (事例 No. 17)

番号	地層名	土質	層厚 (m)	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	平均 N値	粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )				せん断抵抗角 $\phi$ (度)	変形係数 E0 (MN/m <sup>2</sup> )	せん断強度比 RL20				細粒分含有率 FC (%)
						1	2	3	4			1	2	3	4	
1	盛土	砂質土	1.10	19.0	6	0.00	0.00	0.00	0.00	30	16.8	-				-
2	シルト(水位以浅)	粘性土	0.48	14.0	2	27.80	41.08	29.72	18.07	0	5.6	-				-
3	シルト(水位以深)	粘性土	2.92	14.0	2	29.64	42.92	31.56	19.91	0	5.6	-	-	-	-	-
4	砂質シルト	粘性土	0.70	14.0	3	31.09	44.37	33.01	21.35	0	8.4	-	-	-	-	70.20
5	礫混じり砂	砂質土	1.10	17.0	17	0.00	0.00	0.00	0.00	30	47.6	0.34				8.90
99	BOX	砂質土	5.59	7.1	6	0.00	-	-	0.00	30	16.8	-				-

表 4.3.2 動的解析に使用する土質定数 (事例 No. 17 1/4)

番号	地層	土質	層厚 (m)	N値	等価N値 N65				等価N値 N131				細粒分含有率 Fc (%)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	質量密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	有効上載圧 (中心) $\sigma_v'$ (kN/m <sup>2</sup> )			
					1	2	3	4	1	2	3	4				1	2	3	4
1	盛土	砂質土	1.10	6.0	9.1	6.1	7.5	9.4	12.8	9.0	10.8	13.2	-	19.0	1.94	10.41	63.52	35.15	5.99
99	BOX	砂質土	5.59	6.0	7.2	-	-	-	10.4	-	-	-	-	7.1	0.72	40.66	-	-	-
2	シルト(水位以浅)	粘性土	0.48	2.0	-	-	-	-	-	-	-	-	14.0	1.43	63.87	130.39	73.66	15.33	
3	シルト(水位以深)	粘性土	2.92	2.0	-	-	-	-	-	-	-	-	14.0	1.43	87.67	154.19	97.46	39.13	
4	砂質シルト	粘性土	0.70	3.0	-	-	-	-	-	-	-	-	14.0	1.43	113.01	179.53	122.80	64.47	
5	砂質土	砂質土	1.10	17.0	12.6	9.5	12.1	15.8	17.3	13.4	16.6	21.4	8.9	17.0	1.73	127.26	193.78	137.05	78.72
6	砂礫	砂質土	4.00	33.0	21.2	17.1	20.5	25.3	28.2	23.0	27.3	33.4	-	20.0	2.04	176.61	243.13	186.40	128.07
7	礫混り砂	砂質土	1.00	21.0	10.8	8.7	10.5	13.0	15.0	12.2	14.6	17.7	-	17.0	1.73	225.11	291.63	234.90	176.57
8	礫混り砂	砂質土	3.20	13.0	5.1	3.9	4.9	6.4	7.8	6.2	7.5	9.3	-	17.0	1.73	260.81	327.33	270.60	212.27
9	礫混り砂	砂質土	2.00	25.0	10.3	8.5	10.0	12.0	14.3	12.1	14.0	16.5	-	17.0	1.73	305.01	371.53	314.80	256.47
10	砂礫	砂質土	1.00	46.0	19.5	16.8	19.1	22.1	26.1	22.5	25.5	29.3	-	20.0	2.04	332.01	398.53	341.80	283.47
-	-	基盤	1.00	188.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20.0	2.04	-	-	-	-

表 4.3.3 動的解析に使用する土質定数 (事例 No. 17 2/4)

番号	地層	土質	弾性波速度 (m/s)		内部摩擦角 $\phi_f$				粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )				せん断剛性 Gma (kN/m <sup>2</sup> )				体積弾性係数 Kma (kN/m <sup>2</sup> )			
			Vp	Vs	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	盛土	砂質土	-	-	39.46	38.77	39.11	39.53	0.0	0.0	0.0	0.0	79.700	62.600	70.900	81.500	207.800	163.300	184.900	212.500
99	BOX	砂質土	-	-	39.04	-	-	-	0.0	-	-	-	69.200	-	-	-	180.500	-	-	-
2	シルト(水位以浅)	粘性土	-	126	-	-	-	-	34.16	54.12	37.10	19.60	22.700	22.700	22.700	22.700	59.200	59.200	59.200	59.200
3	シルト(水位以深)	粘性土	-	126	-	-	-	-	41.30	61.26	44.24	26.74	22.700	22.700	22.700	22.700	59.200	59.200	59.200	59.200
4	砂質シルト	粘性土	-	144	-	-	-	-	48.90	68.86	51.84	34.34	29.700	29.700	29.700	29.700	77.500	77.500	77.500	77.500
5	砂質土	砂質土	-	-	40.18	39.58	40.08	40.73	0.0	0.0	0.0	0.0	97.800	82.200	95.200	113.200	255.000	214.400	248.300	295.200
6	砂礫	砂質土	-	-	41.56	40.95	41.46	42.12	0.0	0.0	0.0	0.0	136.500	118.900	133.600	153.100	356.000	310.100	348.400	399.300
7	礫混り砂	砂質土	-	-	39.63	39.4	39.78	40.24	0.0	0.0	0.0	0.0	89.000	77.500	87.100	99.600	232.100	202.100	227.100	259.700
8	礫混り砂	砂質土	-	-	38.55	38.18	38.49	38.86	0.0	0.0	0.0	0.0	57.000	48.500	55.600	64.400	148.600	126.500	145.000	167.900
9	礫混り砂	砂質土	-	-	39.74	39.37	39.68	40.07	0.0	0.0	0.0	0.0	86.200	76.600	84.700	94.700	224.800	199.800	220.900	247.000
10	砂礫	砂質土	-	-	41.33	40.9	41.27	41.7	0.0	0.0	0.0	0.0	129.500	117.300	127.600	140.200	337.700	305.900	332.800	365.600
-	-	基盤	1796	458	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

表 4.3.4 動的解析に使用する土質定数（事例 No. 17 3/4）

土質	有効基準 拘束圧 $\sigma_{ma}$	ポアソン 比	間隙比	減衰定数 の最大値
砂質土	98	0.33	0.45	0.24
粘性土	98	0.33	0.55	0.20

表 4.3.5 動的解析に使用する土質定数（事例 No. 17 4/4）

番号	地層	液状化パラメータ					
		$\phi_p$ (度)	s1	W1	p1	p2	c1
5	砂質土	28	0.005	4.575	0.5	0.846	4.792

(3) 事例 No. 2 の地盤定数

静的解析用に設定した地盤定数を表 4.3.6, 動的解析用に設定した地盤定数を表 4.3.7~表 4.3.10 に示す。

表 4.3.6 静的解析に使用する土質定数 (事例 No. 2)

番号	地層名	土質	層厚 (m)	単位体積重量 $\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	平均 N値	粘着力 $c$ (kN/m <sup>2</sup> )				せん断抵抗角 $\phi$ (度)	変形係数 $E_0$ (MN/m <sup>2</sup> )	せん断強度比 RL20				細粒分含有率 FC (%)
						1	2	3	4			1	2	3	4	
1	盛土	砂質土	0.65	19.0	5	0.00	0.00	0.00	-	30	14.0	-	-	-	-	-
2	礫混じり砂混じりシルト	粘性土	0.36	19.0	4	36.01	47.14	36.40	25.66	0	11.2	-	-	-	-	-
3	シルト	粘性土	3.40	16.0	4	42.13	55.25	44.51	33.76	0	11.2	-	-	-	-	-
4	細砂	砂質土	5.30	17.0	8	0.00	0.00	0.00	0.00	30	22.4	0.25	-	-	-	25.28
5	シルト(上)	粘性土	3.10	16.0	3	56.85	69.97	59.23	48.48	0	8.4	-	-	-	-	-
6	シルト(下)	粘性土	3.10	16.0	4	60.57	73.69	62.95	52.20	0	11.2	-	-	-	-	-
7	細砂	砂質土	0.70	17.0	19	0.00	0.00	0.00	0.00	30	53.2	0.37	-	-	-	27.50
8	シルト	粘性土	1.20	16.0	4	64.13	77.25	66.51	55.76	0	11.2	-	-	-	-	-
9	シルト質細砂	砂質土	1.20	17.0	6	0.00	0.00	0.00	0.00	30	16.8	0.21	-	-	-	29.20
10	砂質シルト	粘性土	0.60	16.0	7	66.89	80.01	69.27	58.52	0	19.6	-	-	-	-	-
11	シルト	粘性土	2.30	16.0	4	68.63	81.75	71.01	60.26	0	11.2	-	-	-	-	-
12	細砂	砂質土	0.90	17.0	15	0.00	0.00	0.00	0.00	30	42.0	-	-	-	-	-
13	砂混じりシルト	粘性土	0.55	16.0	20	71.60	84.72	73.98	63.23	0	56.0	-	-	-	-	-
14	細砂	砂質土	0.45	17.0	20	0.00	0.00	0.00	0.00	30	56.0	-	-	-	-	-
15	シルト	粘性土	4.10	16.0	4	75.02	88.14	77.40	66.65	0	11.2	-	-	-	-	-
16	シルト	粘性土	0.60	16.0	7	77.84	90.96	80.22	69.47	0	19.6	-	-	-	-	-
17	細砂	砂質土	2.10	17.0	17	0.00	0.00	0.00	0.00	30	47.6	-	-	-	-	-
18	シルト	粘性土	3.10	16.0	6	83.00	96.12	85.38	74.63	0	16.8	-	-	-	-	-
19	細砂	砂質土	0.80	17.0	35	0.00	0.00	0.00	0.00	30	98.0	-	-	-	-	-
20	シルト	粘性土	5.30	16.0	6	89.16	102.28	91.54	80.79	0	16.8	-	-	-	-	-
21	火山灰質シルト	粘性土	0.45	16.0	4	92.61	105.73	94.99	84.24	0	11.2	-	-	-	-	-
22	シルト	粘性土	0.45	16.0	4	93.15	106.27	95.53	84.78	0	11.2	-	-	-	-	-
23	細砂	砂質土	0.65	17.0	31	0.00	0.00	0.00	0.00	30	86.8	-	-	-	-	-
24	砂礫	砂質土	1.40	17.0	113	0.00	0.00	0.00	0.00	30	316.4	-	-	-	-	-
99	BOX	砂質土	6.05	8.2	5	0.00	-	-	-	30	14.0	-	-	-	-	-

表 4.3.7 動的解析に使用する土質定数 (事例 No. 2 1/4)

番号	地層	土質	層厚 (m)	N値	等価N値 N65				等価N値 N131				細粒分含有率 Fc (%)	単位体積重量 $\gamma$ (kN/m <sup>3</sup> )	質量密度 $\rho$ (g/cm <sup>3</sup> )	有効上載圧 (中心) $\sigma v'$ (kN/m <sup>2</sup> )			
					1	2	3	4	1	2	3	4				1	2	3	4
1	盛土	砂質土	0.65	5.0	8.1	5.5	6.8	-	11.5	8.2	9.9	-	-	19.0	1.94	6.18	53.68	26.89	-
99	BOX	砂質土	6.05	5.0	6.2	-	-	-	9.2	-	-	-	-	8.2	0.84	37.16	-	-	-
2	礫混じり砂混じりシルト	粘性土	0.36	4.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	19.0	1.94	65.33	120.70	67.12	13.30
3	シルト	粘性土	3.40	4.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	1.63	95.91	161.25	107.67	53.80
4	細砂	砂質土	5.30	8.0	4.2	2.8	4.0	5.5	6.6	4.9	6.3	8.2	25.28	17.0	1.73	168.16	233.50	179.92	126.05
5	シルト(上)	粘性土	3.10	3.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	1.63	238.01	303.35	249.77	195.90
6	シルト(下)	粘性土	3.10	4.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	1.63	287.61	352.95	299.37	245.50
7	細砂	砂質土	0.70	19.0	7.0	5.6	6.7	8.0	10.1	8.4	9.8	11.5	27.50	17.0	1.73	318.36	383.70	330.12	276.25
8	シルト	粘性土	1.20	4.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	1.63	333.91	399.25	345.67	291.80
9	シルト質細砂	砂質土	1.20	6.0	0.2	0.0	0.1	0.7	1.6	1.3	1.4	2.1	29.20	17.0	1.73	353.71	419.05	365.47	311.60
10	砂質シルト	粘性土	0.60	7.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	1.63	368.71	434.05	380.47	326.60
11	シルト	粘性土	2.30	4.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	1.63	391.91	457.25	403.67	349.80
12	細砂	砂質土	0.90	15.0	3.4	2.6	3.2	4.0	5.6	4.6	5.4	6.3	-	17.0	1.73	417.96	483.30	429.72	375.85
13	砂混じりシルト	粘性土	0.55	20.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	1.63	430.01	495.35	441.77	387.90
14	細砂	砂質土	0.45	20.0	5.1	4.2	4.9	5.8	7.7	6.6	7.5	8.6	-	17.0	1.73	438.24	503.58	450.00	396.13
15	シルト	粘性土	4.10	4.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	1.63	474.86	540.20	486.62	432.75
16	シルト	粘性土	0.60	7.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	1.63	512.46	577.80	524.22	470.35
17	細砂	砂質土	2.10	17.0	2.8	2.1	2.6	3.2	4.8	4.0	4.6	5.3	-	17.0	1.73	535.11	600.45	546.87	493.00
18	シルト	粘性土	3.10	6.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	1.63	577.76	643.10	589.52	535.65
19	細砂	砂質土	0.80	35.0	7.6	6.7	7.4	8.3	10.9	9.8	10.7	11.8	-	17.0	1.73	609.36	674.70	621.12	567.25
20	シルト	粘性土	5.30	6.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	1.63	658.56	723.90	670.32	616.45
21	火山灰質シルト	粘性土	0.45	4.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	1.63	704.56	769.90	716.32	662.45
22	シルト	粘性土	0.45	4.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	16.0	1.63	711.76	777.10	723.52	669.65
23	細砂	砂質土	0.65	31.0	5.0	4.4	4.9	5.5	7.6	6.8	7.5	8.2	-	17.0	1.73	720.89	786.23	732.65	678.78
24	砂礫	砂質土	1.40	113.0	26.6	24.6	26.3	28.2	35.1	32.5	34.6	37.0	-	17.0	1.73	738.31	803.65	750.07	696.20
-	泥岩	基盤	-	157.0	-	-	-	-	-	-	-	-	-	20.0	-	-	-	-	-

表 4.3.8 動的解析に使用する土質定数 (事例 No. 2 2/4)

番号	地層	土質	弾性波速度 (m/s)		内部摩擦角 $\phi f$				粘着力 c (kN/m <sup>2</sup> )				せん断剛性 Gma (kN/m <sup>2</sup> )				体積弾性係数 Kma (kN/m <sup>2</sup> )			
			Vp	Vs	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4	1	2	3	4
1	盛土	砂質土	-	-	39.24	38.62	35.83	-	1.0	1.0	1.0	-	74,200	59,000	66,900	-	193,500	153,900	174,500	-
99	BOX	砂質土	-	-	38.81	-	-	-	0.0	0.0	-	-	63,700	-	-	-	166,100	-	-	-
2	礫混じり砂混じりシルト	粘性土	-	159	-	-	-	-	42.60	59.21	43.14	26.99	48,800	48,800	48,800	48,800	127,300	127,300	127,300	127,300
3	シルト	粘性土	-	159	-	-	-	-	51.77	71.38	55.30	39.14	41,100	41,100	41,100	41,100	107,200	107,200	107,200	107,200
4	細砂	砂質土	-	-	38.28	37.84	38.2	38.62	0.0	0.0	0.0	0.0	51,100	41,300	49,200	59,000	133,300	107,700	128,300	153,900
5	シルト(上)	粘性土	-	144	-	-	-	-	94.40	114.01	97.93	81.77	33,900	33,900	33,900	33,900	88,400	88,400	88,400	88,400
6	シルト(下)	粘性土	-	159	-	-	-	-	109.28	128.89	112.81	96.65	41,100	41,100	41,100	41,100	107,200	107,200	107,200	107,200
7	細砂	砂質土	-	-	39.01	38.68	38.95	39.26	0.0	0.0	0.0	0.0	67,900	59,900	66,400	74,000	177,100	156,200	173,200	193,000
8	シルト	粘性土	-	159	-	-	-	-	123.17	142.78	126.70	110.54	41,100	41,100	41,100	41,100	107,200	107,200	107,200	107,200
9	シルト質細砂	砂質土	-	-	37.48	37.22	37.43	37.65	0.0	0.0	0.0	0.0	19,000	16,400	17,900	23,200	49,500	42,800	46,700	60,500
10	砂質シルト	粘性土	-	191	-	-	-	-	133.61	153.22	137.14	120.98	59,700	59,700	59,700	59,700	155,700	155,700	155,700	155,700
11	シルト	粘性土	-	159	-	-	-	-	140.57	160.18	144.10	127.94	41,100	41,100	41,100	41,100	107,200	107,200	107,200	107,200
12	細砂	砂質土	-	-	38.03	34.81	34.97	35.16	0.0	0.0	0.0	0.0	45,300	39,500	44,200	49,500	118,100	103,000	115,300	129,100
13	砂混じりシルト	粘性土	-	271	-	-	-	-	152.00	171.61	155.53	139.37	120,200	120,200	120,200	120,200	313,500	313,500	313,500	313,500
14	細砂	砂質土	-	-	38.54	35.58	35.76	35.97	0.0	0.0	0.0	0.0	56,700	50,600	55,500	61,100	147,900	132,000	144,700	159,300
15	シルト	粘性土	-	159	-	-	-	-	165.46	185.06	168.99	152.83	41,100	41,100	41,100	41,100	107,200	107,200	107,200	107,200
16	シルト	粘性土	-	191	-	-	-	-	176.74	196.34	180.27	164.11	59,700	59,700	59,700	59,700	155,700	155,700	155,700	155,700
17	細砂	砂質土	-	-	37.82	34.86	34.98	35.13	0.0	0.0	0.0	0.0	40,700	36,000	39,800	44,100	106,100	93,900	103,800	115,000
18	シルト	粘性土	-	182	-	-	-	-	196.33	215.93	199.86	183.70	53,900	53,900	53,900	53,900	140,600	140,600	140,600	140,600
19	細砂	砂質土	-	-	39.18	37.07	37.25	37.44	0.0	0.0	0.0	0.0	71,800	66,400	70,700	75,600	187,200	173,200	184,400	197,200
20	シルト	粘性土	-	182	-	-	-	-	220.57	240.17	224.10	207.94	53,900	53,900	53,900	53,900	140,600	140,600	140,600	140,600
21	火山灰質シルト	粘性土	-	159	-	-	-	-	234.37	253.97	237.90	221.74	41,100	41,100	41,100	41,100	107,200	107,200	107,200	107,200
22	シルト	粘性土	-	159	-	-	-	-	236.53	256.13	240.06	223.90	41,100	41,100	41,100	41,100	107,200	107,200	107,200	107,200
23	細砂	砂質土	-	-	38.52	36.31	36.44	36.58	0.0	0.0	0.0	0.0	56,200	52,000	55,400	59,200	146,600	135,600	144,500	154,400
24	砂礫	砂質土	-	-	42.32	43.56	43.56	43.56	0.0	0.0	0.0	0.0	158,500	150,300	157,000	164,400	413,300	392,000	409,400	428,700
-	泥岩	基盤	1770	432	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	-	

表 4.3.9 動的解析に使用する土質定数（事例 No.2 3/4）

土質	有効基準 拘束圧 $\sigma_{ma}'$	ポアソン 比	間隙比	減衰定数 の最大値
砂質土	98	0.33	0.45	0.24
粘性土	98	0.33	0.55	0.20

表 4.3.10 動的解析に使用する土質定数（事例 No.2 4/4）

番号	地層	液状化パラメータ					
		$\phi_p$ (度)	s1	W1	p1	p2	c1
4	細砂	28	0.005	3.13	0.5	0.6	2.68
7	細砂	28	0.005	7.45	0.5	0.926	3.79
9	シルト質細砂	28	0.005	7.9	0.5	1.061	1.65

#### 4.3.3. 解析モデルの設定

解析モデルは解析の特徴を考慮したうえで、地盤変形解析とはりばね解析の2段階で設定した。

##### (1) 地盤変形解析

###### 1) 地盤モデル

地盤変形解析でモデル化するカルバート躯体は対象施設の実寸法とし、地盤は静的解析では沖積層に洪積層を1m加えた深さまで、動的解析における地盤は地震動を入力する工学的基盤面までとした。

地盤の水平方向は、盛土幅の約6倍の範囲をモデル化した。また、境界条件は、静的解析時は底面を固定、側方は鉛直ローラとし、動的解析時は底面側方ともに粘性境界とした。事例 No. 17 のモデルを図 4.3.3 に、事例 No. 2 のモデルを図 4.3.4 に示す。

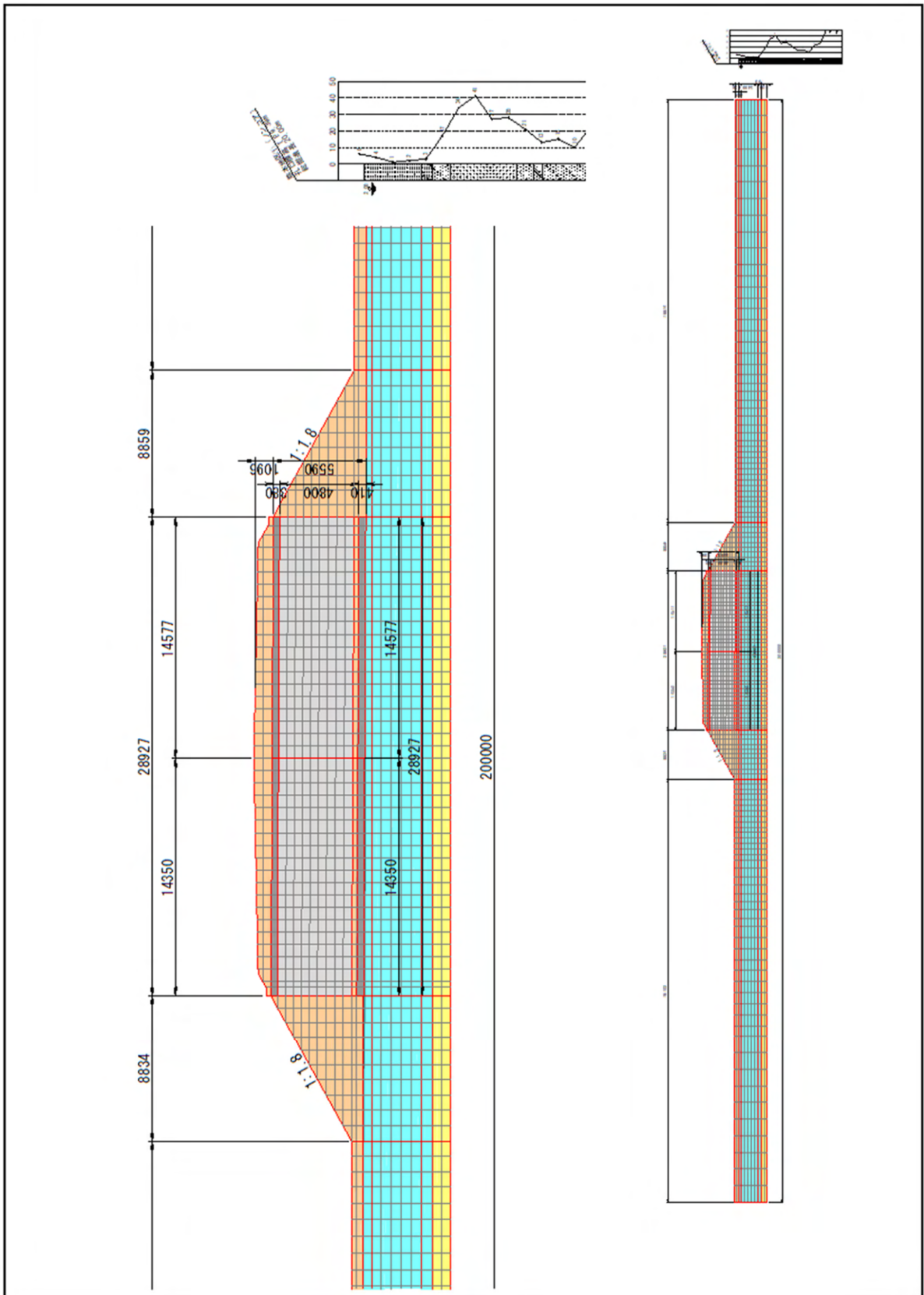


図 4.3.3 事例 No. 17 解析モデル

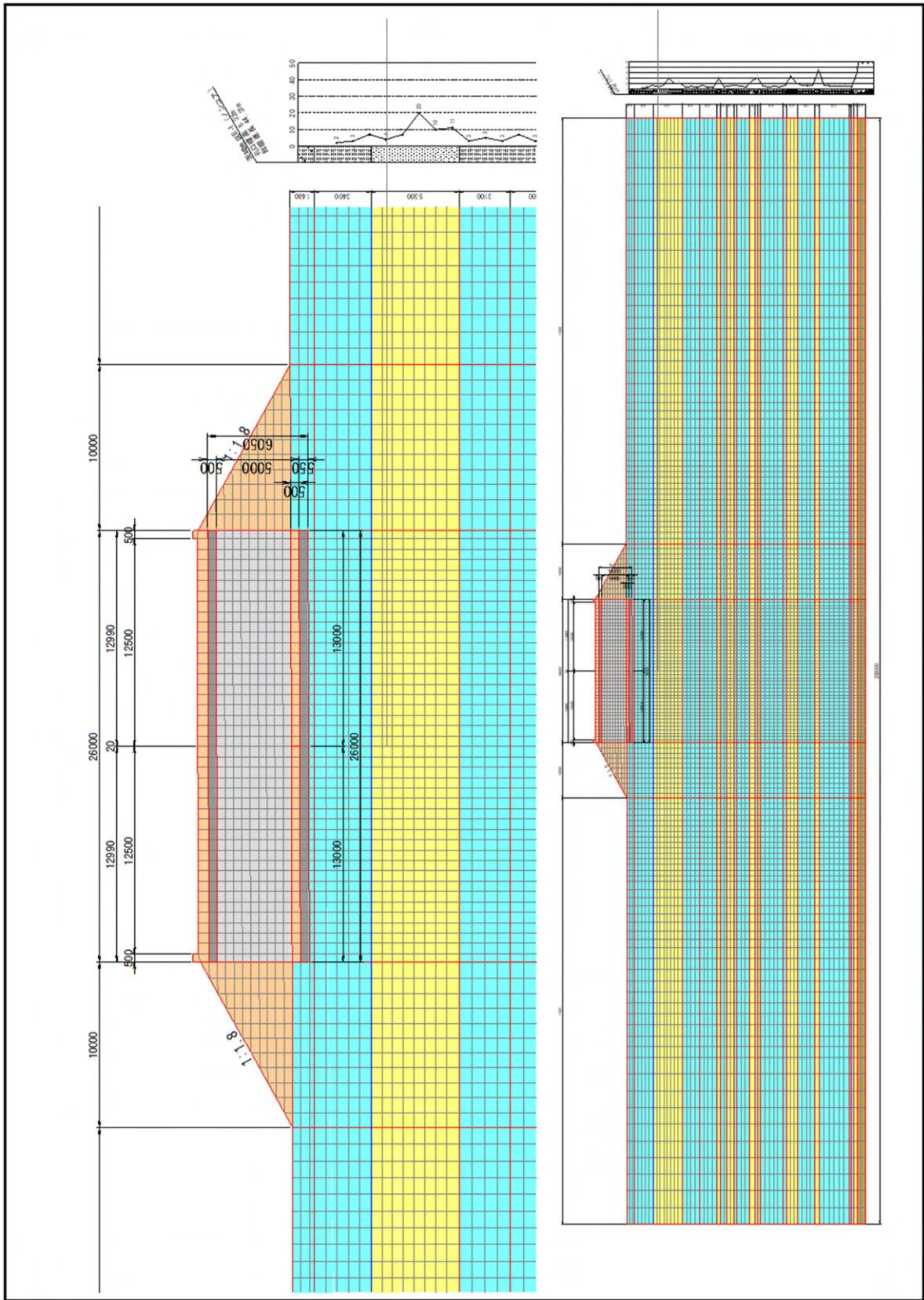


図 4.3.4 事例 No. 2 解析モデル



## 2) 解析断面1：カルバート部

カルバート部のモデル化は、液状化層の剛性低下による沈下を変形の主要因とする静的解析と、慣性力などの動的な影響を考慮する動的解析でモデル化条件を変えて設定した。モデル化の概念を図 4.3.5 に示す。

重量はどちらの解析でも空洞を考慮したカルバートの見かけの重量（換算重量）とした。換算重量を算出した際のカルバート躯体断面及び各数値を表 4.3.11 及び図 4.3.6 に示している。

剛性については、静的解析では液状化層の強度低下による自重変形時に底版付近の盛土が変形することによって水平変位が出ることを想定して盛土と同等としたのに対し、動的解析時は地震動の慣性力によって水平変位を出すことを考慮してコンクリート（平面要素）としてモデル化し、地盤との接合部にジョイント要素を設定し、滑り・剥離を考慮した。ジョイント要素に設定する壁面摩擦角は、道路橋示方書<sup>14)</sup>を参考に設定し、継手部は自在に動けるものとした。頂版部は土被りが薄いため、無視することとした。

はりばね解析に入力する変位量の抽出位置については、静的解析ではカルバート底部に接する地盤の変形をはりばね解析で用いるために底版位置とした。動的解析では地盤変形でカルバートの剛性を考慮してモデル化しているため、のちに示す解析断面2の盛土部と同じカルバート側壁中央に設定した。

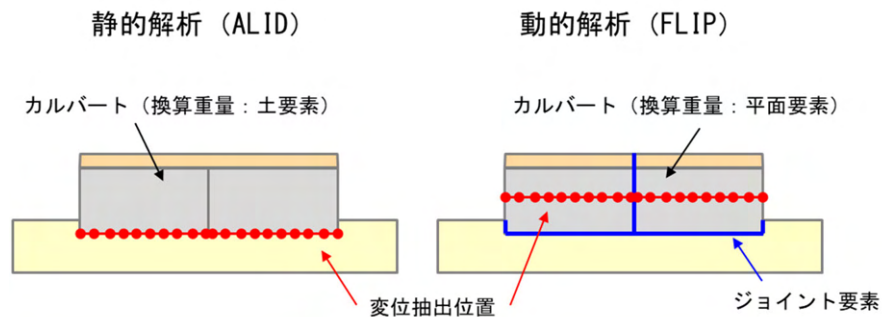


図 4.3.5 モデル化の考え方（解析断面1：カルバート部）

表 4.3.11 換算重量算出時の各数値

			事例No. 17	事例No. 2
内空土砂厚	$z$	[m]	0.3	0.5
土の単位体積重量	$\gamma t$	[kN/m <sup>3</sup> ]	19.0	19.0
内空土砂重量	$W1$	[kN/m]	28.5	66.5
内空幅	$B0$	[m]	5.0	7.0
内空高	$H0$	[m]	4.8	5.0
頂版 部材厚	$t1$	[m]	0.4	0.5
底版 部材厚	$t2$	[m]	0.4	0.6
側壁 部材厚	$t3$	[m]	0.4	0.5
コンクリートの単位体積重量	$\gamma c$	[kN/m <sup>3</sup> ]	24.5	24.5
躯体断面積	$A0$	[m <sup>2</sup> ]	8.2	13.4
躯体重量	$W2$	[kN/m]	200.9	328.3
躯体重量＋土砂重量	$W3$	[kN/m]	229.4	394.8
換算単位体積重量	$\gamma'$	[kN/m <sup>3</sup> ]	7.1	8.2

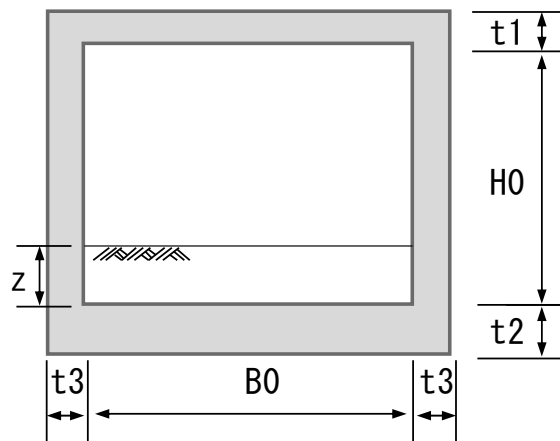


図 4.3.6 換算重量算出時のカルバート躯体断面図

### 3) 解析断面 2 : 盛土部

盛土部は、静的解析と動的解析で同一のモデルを設定した。盛土部のモデル化の考え方を図 4.3.7 に示す。はりばね解析に入力する変位量の抽出位置は、カルバート部と盛土部の変位量の差によりカルバート側面に生じるせん断力（摩擦力）を考慮することから、解析断面 1 のカルバート位置の側壁中心に設定した。

#### 静的解析（ALID）及び動的解析（FLIP）

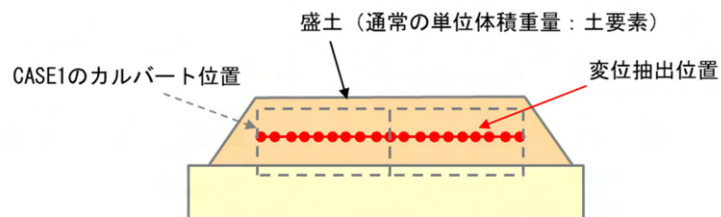


図 4.3.7 モデル化の考え方（解析断面 2 : 盛土部）

## (2) はりばね解析

本検討では、地震時のカルバート躯体の変位量（継手の開き）を推定するため、カルバート躯体を2ブロックの梁要素、周辺地盤を非線形のばね要素、継手部をフリーとした弾塑性床土上の梁モデルを構築し、地盤変形解析（静的・動的）で算出される変位量を各ばね要素に与えて計算する。

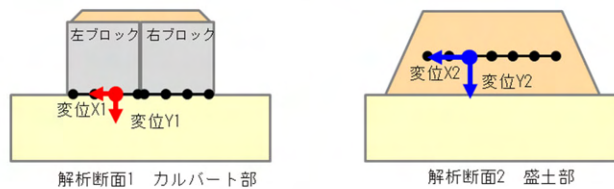
カルバート躯体は、矩形断面（中空断面）の断面積  $A_c$  及び断面二次モーメント  $I_c$  からカルバート躯体の軸剛性  $E_c A_c$  及び曲げ剛性  $E_c I_c$  を設定した（ $E_c: \sigma_{ck}=24\text{N/mm}^2$  のコンクリートのヤング係数）。

地盤変形解析の種類によって入力する変位量やばねの設定方法を設定した。なお、頂版部のばねは2事例とも土被りが小さいため、無視することとした。

### 1) 静的解析

静的な地盤変形解析結果を用いたはりばね解析の概念を図 4.3.8 に示す。静的な地盤変形解析の解析断面1で算出した底版の変位量及び解析断面2で算出した側壁の変位量をひとつのはりばねモデルに入力して変位量を確認する。静的手法ではこの変位量を最終変位量とし、実現象と比較した。

①地盤変形解析で、カルバートの変位量（解析断面1）と、盛土のみの変位量（解析断面2）を算出する。



②はりばねモデルを作成し、各節点に①で算出した変位量を強制変位として与える。

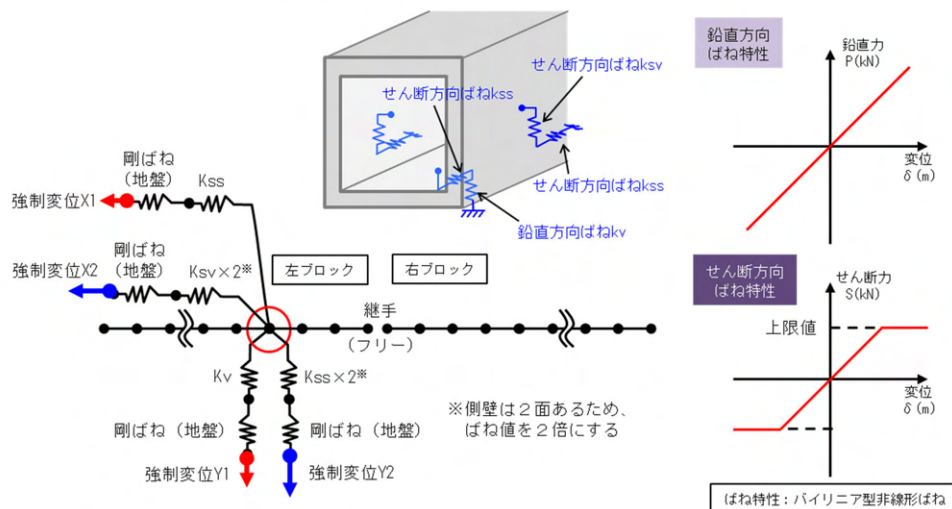
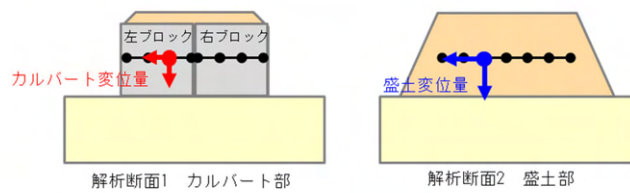


図 4.3.8 はりばね解析モデル図（静的な地盤変形解析の場合）

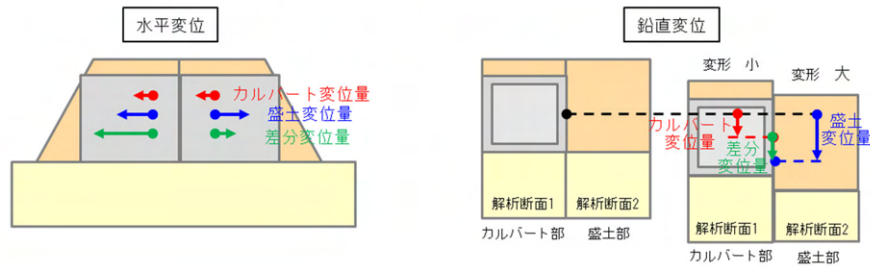
## 2) 動的解析

動的な地盤変形解析結果を用いたはりばね解析の概念を図 4.3.9 に示す。動的な地盤変形解析の解析断面1及び解析断面2で算出した側壁の差分変位量を算出し、ひとつのはりばねモデルに入力して変位量を確認する。動的な手法ではその変位量に解析断面1で算出したカルバート側壁の変位量を加算して最終変位量とし、実現象と比較した。

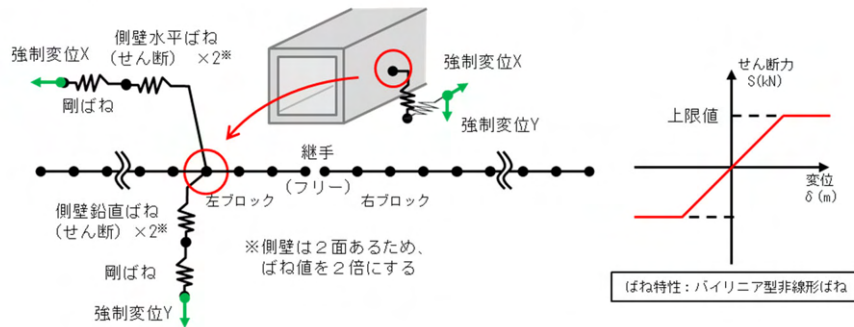
①地盤変形解析で、カルバートの変位量（解析断面1）と、盛土のみの変位量（解析断面2）を算出する。



②解析断面1及び解析断面2の変位量の差分を計算する（差分変位量）。



③はりばねモデルを作成し、②で算出した変位量を強制変位として与える。



④はりばね解析③で求めた変位量にカルバートの変位量を加算し、最終変位量とする。

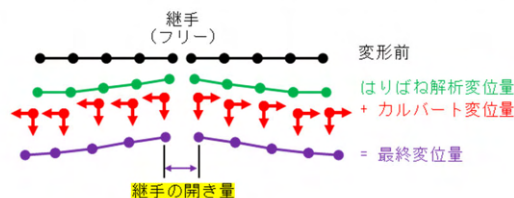


図 4.3.9 はりばね解析モデル図（動的な地盤変形解析の場合）

### 3) 地盤反力係数について

各モデルで採用した地盤反力係数の概念について図 4.3.10 に示し、算出結果について表 4.3.12 に示す。

鉛直方向ばねは線形ばね、せん断方向ばねはバイリニア型の非線形ばねとし、道路橋示方書<sup>12)</sup> に示す方法で算出した。算出根拠は表 4.3.13 および表 4.3.14 に示す。非線形ばねの上限値は、各部材に作用する直応力に応じて設定した。

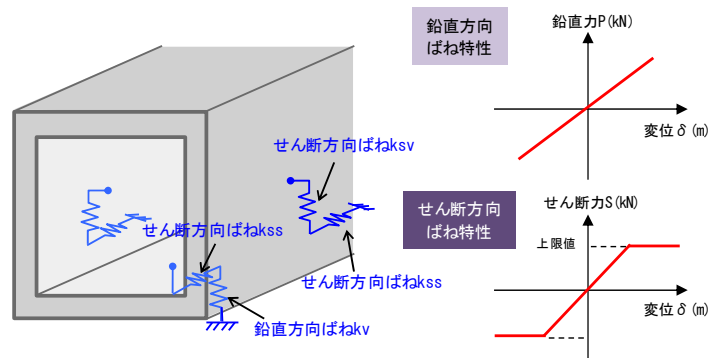


図 4.3.10 地盤反力係数の概念

表 4.3.12 地盤反力係数の算出結果

事例	部位	ブロック	鉛直方向 地盤反力 係数kv (kN/m <sup>3</sup> )	せん断方向 地盤反力係数 ks (kN/m <sup>3</sup> )		せん断ばね 上限値 τ max (kN/m <sup>2</sup> )	備考
				鉛直方向	水平方向		
No. 17	底版	左ブロック	1445	---	480	23.0	
		右ブロック	1437	---	470		
	側壁	左ブロック	---	1460	1460	14.0	
		右ブロック	---	1450	1450		
No. 2	底版		2652	---	880	23.0	左右対称
	側壁	-	---	1220	1220	13.0	

※鉛直方向ばねは線形ばね、せん断方向ばねは非線形ばね（バイリニア型）を設定する。

表 4.3.13 地盤反力係数の算出根拠 (事例 No. 17)

<<地盤反力係数算定 No. 17>>			
【底版部】鉛直方向地盤反力係数 $k_v$ 、せん断方向地盤反力係数 $k_s$		【側壁部】せん断方向地盤反力係数 $k_s$	
変形係数	$\alpha E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	5600	
0.3m平板載荷試験相当の鉛直地盤反力係数	$k_{v0}$ (kN/m <sup>3</sup> )	18667	
載荷幅	$B_{v0}$ (m)	14.35	
載荷奥行	$D$ (m)	5.76	
鉛直方向載荷重面積	$A_v$ (m <sup>2</sup> )	82.656	
換算載荷幅	$B_v$ (m <sup>2</sup> )	9.09	
鉛直方向地盤反力係数	$k_v$ (kN/m <sup>3</sup> )	1445	
せん断方向地盤反力係数 (=k <sub>v</sub> /3)	$k_{s1}$ (kN/m <sup>3</sup> )	480	
変形係数	$\alpha E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )		16800
0.3m平板載荷試験相当の鉛直地盤反力係数	$k_{H0}$ (kN/m <sup>3</sup> )		56000
載荷幅	$B_{H0}$ (m)		14.35
載荷高	$H$ (m)		5.59
鉛直方向載荷重面積	$A_H$ (m <sup>2</sup> )		80.2165
換算載荷幅	$B_H$ (m <sup>2</sup> )		8.96
水平方向地盤反力係数	$k_H$ (kN/m <sup>3</sup> )		4385
せん断方向地盤反力係数 (=k <sub>H</sub> /3)	$k_{s2}$ (kN/m <sup>3</sup> )		1460
【底版部】鉛直方向地盤反力係数 $k_v$ 、せん断方向地盤反力係数 $k_s$		【側壁部】せん断方向地盤反力係数 $k_s$	
変形係数	$\alpha E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )	5600	
0.3m平板載荷試験相当の鉛直地盤反力係数	$k_{v0}$ (kN/m <sup>3</sup> )	18667	
載荷幅	$B_{v0}$ (m)	14.57	
載荷奥行	$D$ (m)	5.76	
鉛直方向載荷重面積	$A_v$ (m <sup>2</sup> )	83.92	
換算載荷幅	$B_v$ (m <sup>2</sup> )	9.16	
鉛直方向地盤反力係数	$k_v$ (kN/m <sup>3</sup> )	1437	
せん断方向地盤反力係数 (=k <sub>v</sub> /3)	$k_{s1}$ (kN/m <sup>3</sup> )	470	
変形係数	$\alpha E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )		16800
0.3m平板載荷試験相当の鉛直地盤反力係数	$k_{H0}$ (kN/m <sup>3</sup> )		56000
載荷幅	$B_{H0}$ (m)		14.57
載荷高	$H$ (m)		5.59
鉛直方向載荷重面積	$A_H$ (m <sup>2</sup> )		81.45
換算載荷幅	$B_H$ (m <sup>2</sup> )		9.02
水平方向地盤反力係数	$k_H$ (kN/m <sup>3</sup> )		4360
せん断方向地盤反力係数 (=k <sub>H</sub> /3)	$k_{s2}$ (kN/m <sup>3</sup> )		1450
<<せん断ばねの上限値 No. 17>>			
■底版部		■側壁部	
土被り	$z$ (m)	1.10	
盛土単位体積重量	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0	
盛土せん断抵抗角	$\phi$ (°)	30.0	
摩擦角 (=2/3 $\phi$ )	$\phi_B$ (°)	20.0	
カルバート躯体重量 +内空土砂重量	$W$ (kN)	229.4	
カルバート躯体幅	$B$ (m)	5.8	
カルバート直下鉛直応力	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )	60.6	
せん断応力の上限値	$\tau_f$ (kN/m <sup>2</sup> )	23.0	
土被り	$z$ (m)	1.10	
盛土単位体積重量	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )	19.0	
静止土圧係数	$K_0$	0.5	
底版下面深さ	(m)	6.69	
盛土せん断抵抗角	$\phi$ (°)	30.0	
摩擦角 (=2/3 $\phi$ )	$\phi_B$ (°)	20.0	
側壁上端位置水平土圧	$p_u$ (kN/m <sup>2</sup> )	10.4	
側壁下端位置水平土圧	$p_d$ (kN/m <sup>2</sup> )	63.5	
側壁部水平土圧の平均値	$p$ (kN/m <sup>2</sup> )	37.0	
せん断応力の上限値	$\tau_f$ (kN/m <sup>2</sup> )	14.0	



表 4.3.14 地盤反力係数の算出根拠 (事例 No. 2)

<<地盤反力係数算定 No. 2>>			
【底板部】鉛直方向地盤反力係数 $k_v$ 、せん断方向地盤反力係数 $k_s$		【側壁部】せん断方向地盤反力係数 $k_s$	
変形係数	$\alpha E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )		11200
0.3m平板載荷試験相当の鉛直地盤反力係数	$k_{v0}$ (kN/m <sup>3</sup> )		37333
載荷幅	$B_{v0}$ (m)		13.00
載荷奥行	$D$ (m)		8.00
鉛直方向載荷重面積	$A_v$ (m <sup>2</sup> )		104
換算載荷幅	$B_v$ (m <sup>2</sup> )		10.20
鉛直方向地盤反力係数	$k_v$ (kN/m <sup>3</sup> )		2652
せん断方向地盤反力係数 (= $k_v/3$ )	$k_{s1}$ (kN/m <sup>3</sup> )		880
変形係数	$\alpha E_0$ (kN/m <sup>2</sup> )		14000
0.3m平板載荷試験相当の鉛直地盤反力係数	$k_{H0}$ (kN/m <sup>3</sup> )		46667
載荷幅	$B_{H0}$ (m)		13.00
載荷高	$H$ (m)		6.05
鉛直方向載荷重面積	$A_H$ (m <sup>2</sup> )		78.65
換算載荷幅	$B_H$ (m <sup>2</sup> )		8.87
水平方向地盤反力係数	$k_H$ (kN/m <sup>3</sup> )		3681
せん断方向地盤反力係数 (= $k_H/3$ )	$k_{s2}$ (kN/m <sup>3</sup> )		1220
<<せん断ばねの上限值 No. 2>>			
■底板部			
土被り	$z$ (m)		0.65
盛土単位体積重量	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )		19.0
盛土せん断抵抗角	$\phi$ (°)		30.0
摩擦角 (= $2/3\phi$ )	$\phi_B$ (°)		20.0
カルバート躯体重量 + 内空土砂重量	$W$ (kN)		394.8
カルバート躯体幅	$B$ (m)		8.0
カルバート直下鉛直応力	$\sigma_v$ (kN/m <sup>2</sup> )		61.7
せん断応力の上限值	$\tau_f$ (kN/m <sup>2</sup> )		23.0
■側壁部			
土被り	$z$ (m)		0.65
盛土単位体積重量	$\gamma_t$ (kN/m <sup>3</sup> )		19.0
静止土圧係数	$K_0$		0.5
底板下面深さ	(m)	(m)	6.70
盛土せん断抵抗角	$\phi$ (°)		30.0
摩擦角 (= $2/3\phi$ )	$\phi_B$ (°)		20.0
側壁上端位置水平土圧	$p_u$ (kN/m <sup>2</sup> )		6.2
側壁下端位置水平土圧	$p_d$ (kN/m <sup>2</sup> )		63.7
側壁部水平土圧の平均値	$p$ (kN/m <sup>2</sup> )		34.9
せん断応力の上限值	$\tau_f$ (kN/m <sup>2</sup> )		13.0

#### 4.3.4. 入力地震動の設定

##### (1) 使用する地震動

解析に使用する地震動は、それぞれ事例箇所近傍の強震観測点で観測された地表面波形データ<sup>15)</sup>をもとに、引き戻し解析を実施して設定した。元とした地震動を表 4.3.15 に示し、それぞれの観測地点における地表面加速度波形を図 4.3.11 及び図 4.3.12 に示す。

表 4.3.15 使用する地震動

事例	事例 No. 17	事例 No. 2
使用する地震動	KMM008 宇土	IBR006 水戸

■KMM008宇土 2016/4/16

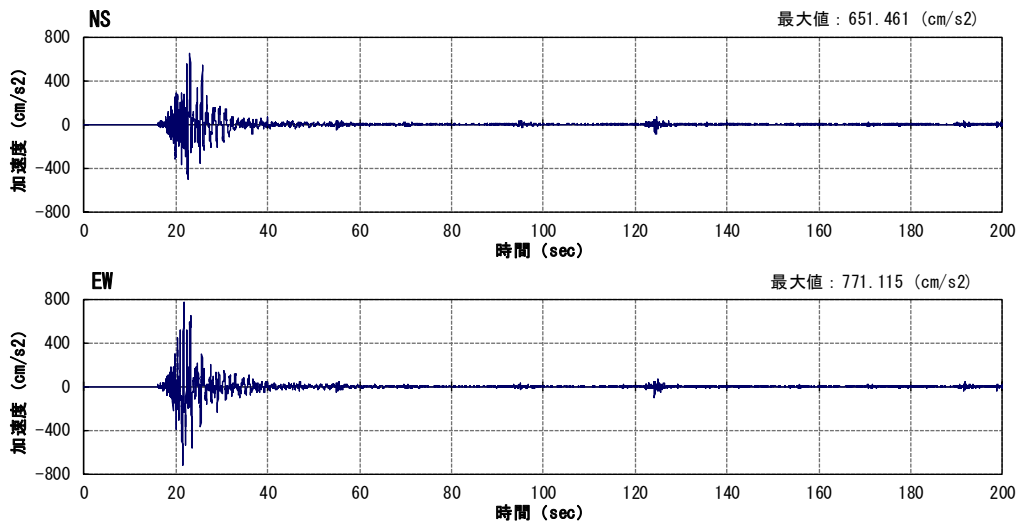


図 4.3.11 地表面加速度波形 (KMM008 宇土)

■IBR006水戸 2011/3/11

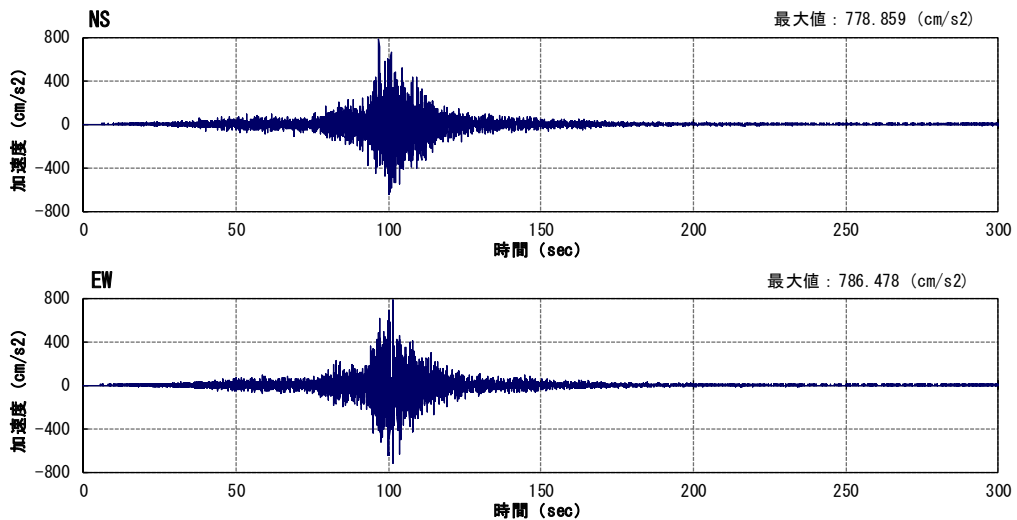


図 4.3.12 地表面加速度波形 (IBR006 水戸)

## (2) 工学的基盤面における加速度波形

(1) で示した地表面加速度データをもとに、1次元等価線形解析モデルによる引き戻し解析により工学的基盤面における加速度波形を算出した。なお、1次元等価線形解析では、高周波数の減衰が過剰に影響しないよう周波数毎に規定する FDEL<sup>16)</sup> を使用した。

### 1) 事例 No. 17 の工学的基盤面における加速度波形

事例 No. 17 地点における地盤条件を表 4.3.16 に示す。当該地点において図 4.3.13 に示す一次元等価線形解析モデルを作成して引き戻し解析を実施した。工学的基盤面における加速度時刻歴波形を図 4.3.14 に示す。

表 4.3.16 地点地盤条件  
(KMM008 宇土)

地層名	層厚 (m)	深度 (m)	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (N/m <sup>3</sup> )	S波速度 $V_s$ (m/s)	備考
盛土	1.0	1.0	18	100	
粘性土	2.0	3.0	17	90	
砂質土	1.0	4.0	18	110	
シルト	1.0	5.0	17	110	
砂質土	1.0	6.0	18	290	工学的基盤面

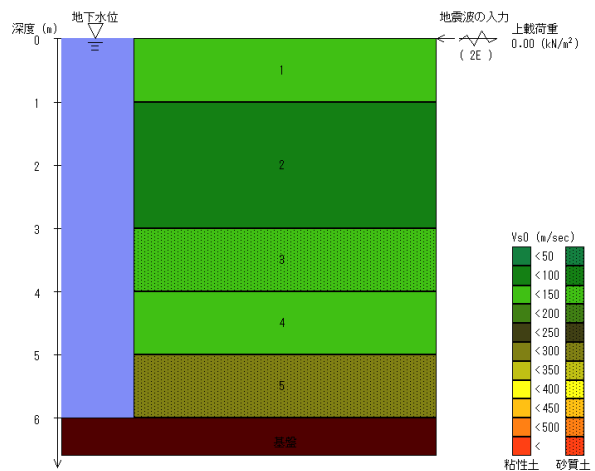


図 4.3.13 一次元等価線形解析モデル  
(KMM008 宇土)

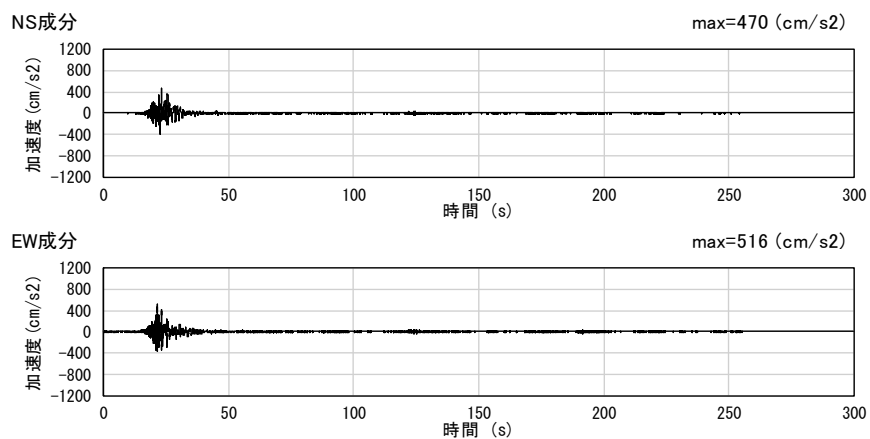


図 4.3.14 工学的基盤面における加速度 (KMM008 宇土)

## 2) 事例 No. 2 の工学的基盤面における加速度波形

事例 No. 2 地点における地盤条件を表 4.3.17 に示す。当該地点において図 4.3.15 に示す一次元等価線形解析モデルを作成して引き戻し解析を実施した。工学的基盤面における加速度時刻歴波形を図 4.3.16 に示す。

表 4.3.17 地点地盤条件  
(IBR006 水戸)

地層名	層厚 (m)	深度 (m)	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (N/m <sup>3</sup> )	S波速度 $V_s$ (m/s)	備考
粘性土	3.7	1.0	13.8	90	
		2.0	13.5	90	
		3.0	14.5	150	
砂質土	2.0	4.0	18.6	290	
		5.0	18.2	290	
砂質土	1.0	6.0	18.2	350	工学的基盤面

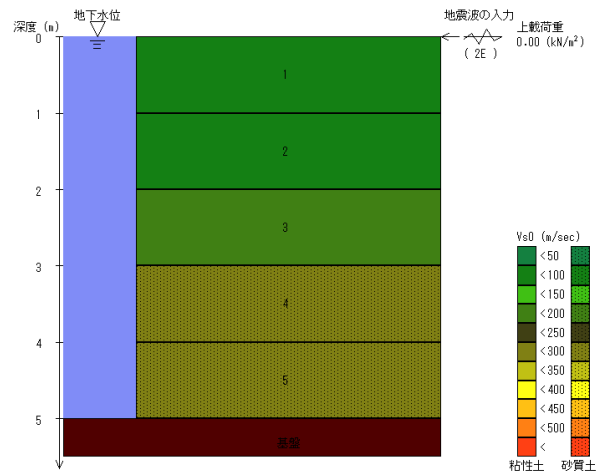


図 4.3.15 一次元等価線形解析モデル  
(IBR006 水戸)

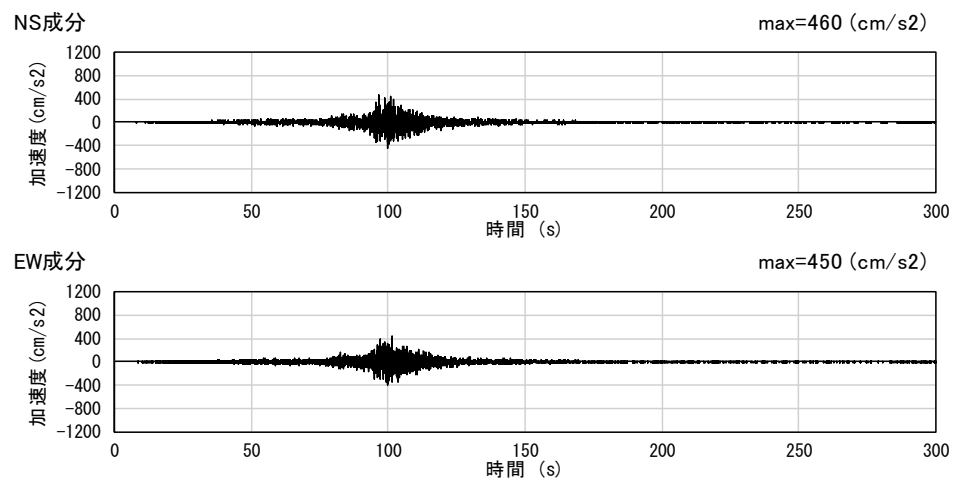


図 4.3.16 工学的基盤面における加速度 (IBR006 水戸)

### (3) 静的解析の入力地震動

静的解析に使用する加速度は、(2) で得られた工学的基盤面の加速度をそれぞれの地点の地盤条件において一次元等価線形解析を行い、対象地点地表面の応答値から地表面加速度波形の NS 成分，EW 成分を合成し，水平方向の地表面最大加速度を算出して使用した。

#### 1) 事例 No. 17 の地表面加速度

事例 No. 17 地点の地盤条件を表 4.3.18 に，一次元線形解析モデルを図 4.3.17 に示す。一次元等価線形解析による地表面加速度波形を図 4.3.18 に示す。地表面の最大加速度は約 1040cm/s<sup>2</sup> となり，これを静的な地盤変形解析に用いる地表面最大加速度とした。

表 4.3.18 地点地盤条件  
(事例 No. 17 地点)

地層名	土質種別	深度 (m)	湿潤単位体積重量 $\gamma_t$ (N/m <sup>3</sup> )	N値	S波速度 Vs (m/s)	備考
盛土	沖積層 砂質土	1.6	19	6	145	
シルト	沖積層 粘性土	5.0	14	2	130	
砂質シルト	沖積層 粘性土	5.7	14	3	145	
礫混じり砂	沖積層 砂質土	6.8	17	17	205	
砂礫	洪積層 砂質土	10.8	20	33	250	
礫混じり砂	洪積層 砂質土	11.8	17	21	220	
礫混じり砂	洪積層 砂質土	15.0	17	13	19	
礫混じり砂	洪積層 砂質土	17.0	17	25	230	
砂礫	洪積層 砂質土	18.0	20	46	285	
砂礫	洪積層 砂質土	19.0	20	188	460	工学的基盤面

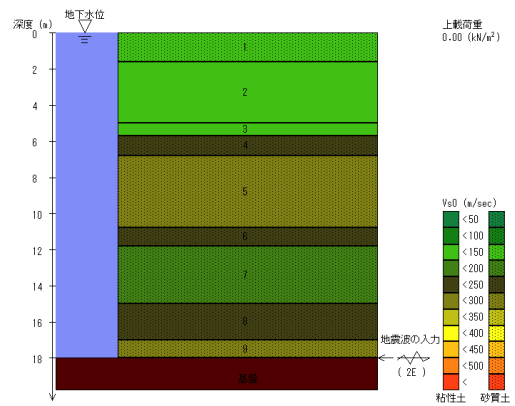


図 4.3.17 一次元等価線形解析モデル  
(事例 No. 17 地点)

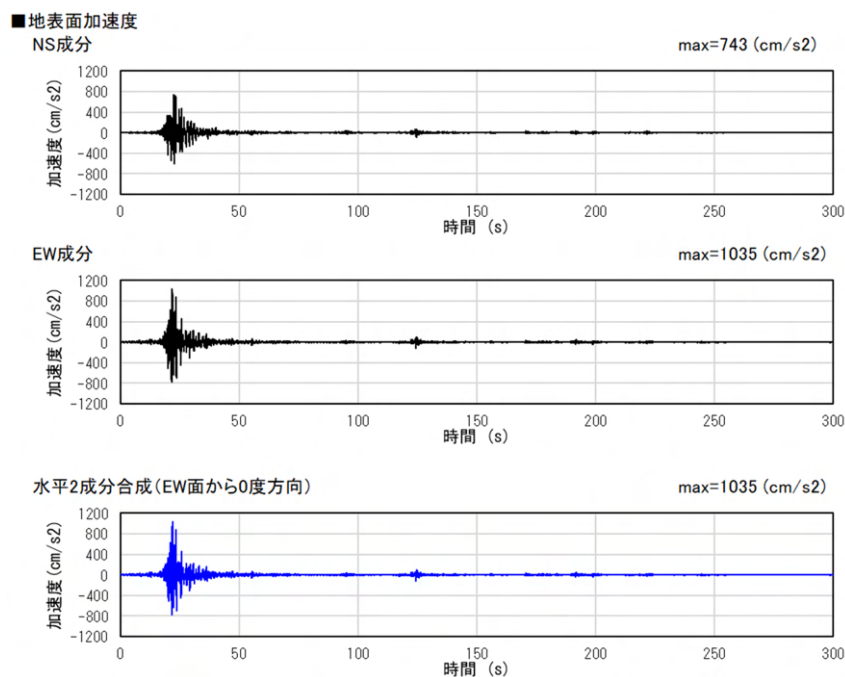


図 4.3.18 地表面加速度波形 (事例 No. 17 地点)

## 2) 事例 No. 2 の地表面加速度

事例 No. 2 地点の地盤条件を表 4.3.19 に、一次元線形解析モデルを図 4.3.19 に示す。一次元等価線形解析による地表面加速度波形を図 4.3.20 に示す。事例 No. 2 地点における地表面の最大加速度は約  $610\text{cm/s}^2$  となり、これを静的な地盤変形解析に用いる地表面最大加速度とした。

表 4.3.19 地点地盤条件  
(事例 No. 2 地点)

地層名	土質種別	深度 (m)	湿潤単位体積重量 $\gamma_t (\text{N/m}^3)$	N値	S波速度 $V_s (\text{m/s})$	備考
細粒じり砂混じりシルト	沖積層 粘性土	1.5	16	2	125	
シルト	沖積層 粘性土	4.9	16	4	160	
細砂	沖積層 砂質土	10.2	17	8	160	
シルト	沖積層 粘性土	16.4	16	4	160	
細砂	沖積層 砂質土	17.1	17	19	215	
シルト	沖積層 粘性土	18.3	16	4	160	
シルト質細砂	沖積層 砂質土	19.5	17	6	145	
シルト	沖積層 粘性土	22.4	16	5	170	
細砂	沖積層 砂質土	23.3	17	15	200	
砂混じりシルト	沖積層 粘性土	24.3	16	20	270	
シルト	沖積層 粘性土	29.0	16	5	170	
細砂	沖積層 砂質土	31.1	17	17	205	
シルト	沖積層 粘性土	34.2	16	7	190	
細砂	沖積層 砂質土	35.0	17	35	260	
シルト	沖積層 粘性土	41.2	16	6	180	
砂礫	沖積層 砂質土	43.3	17	53	300	
泥岩	洪積層 砂質土	44.3	20	89	360	工学的基礎面

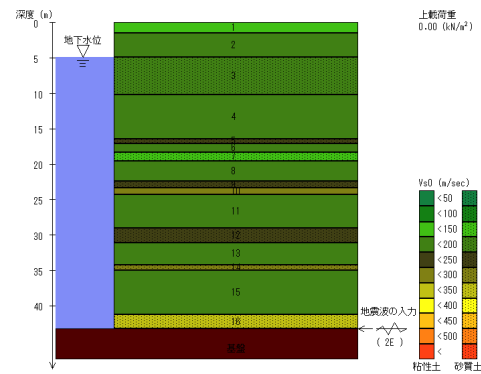
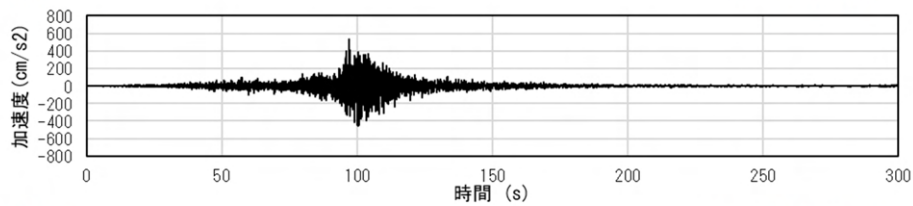


図 4.3.19 一次元等価線形解析モデル  
(事例 No. 2 地点)

### ■地表面加速度

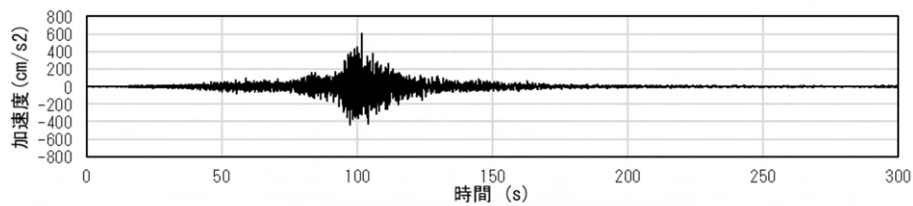
NS成分

max=533 (cm/s<sup>2</sup>)



EW成分

max=603 (cm/s<sup>2</sup>)



水平2成分合成 (EW面から58度方向)

max=605 (cm/s<sup>2</sup>)

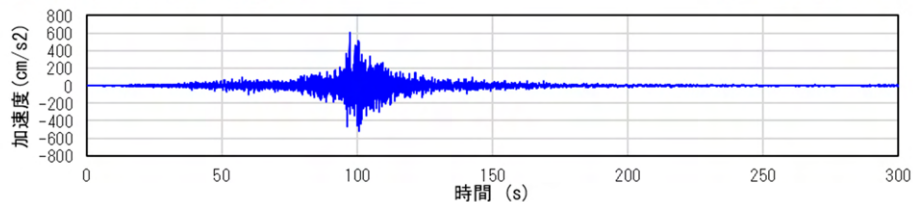


図 4.3.20 地表面加速度波形 (事例 No. 2)

#### (4) 動的解析の入力地震動

動的解析に使用する加速度は、(2) で算出した工学的基盤面における加速度波形の NS 成分, EW 成分を合成し, 図 4.3.21 に示すように対象カルバートの縦断方向に角度を補正したものを入力地震動とした。角度補正後の入力地震動波形を図 4.3.22 及び図 4.3.23 に示す。

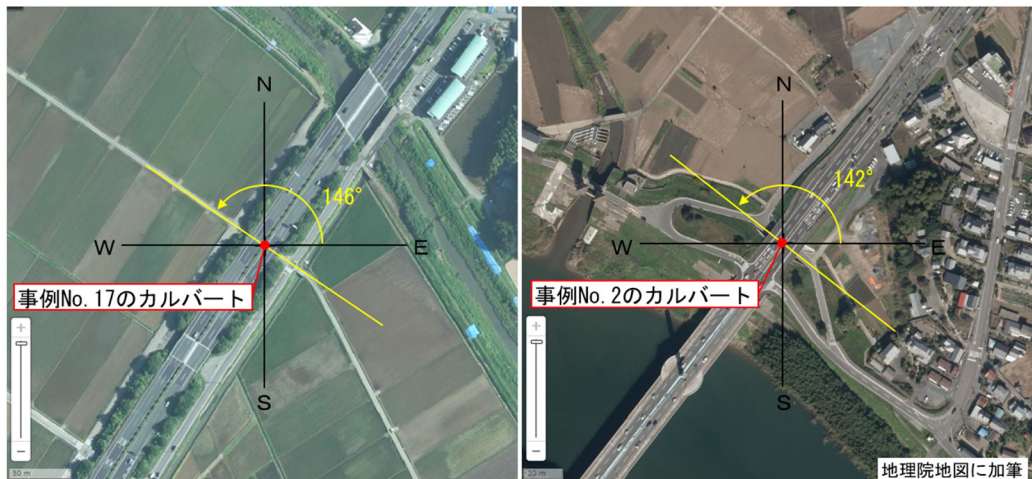


図 4.3.21 入力地震動の補正角度

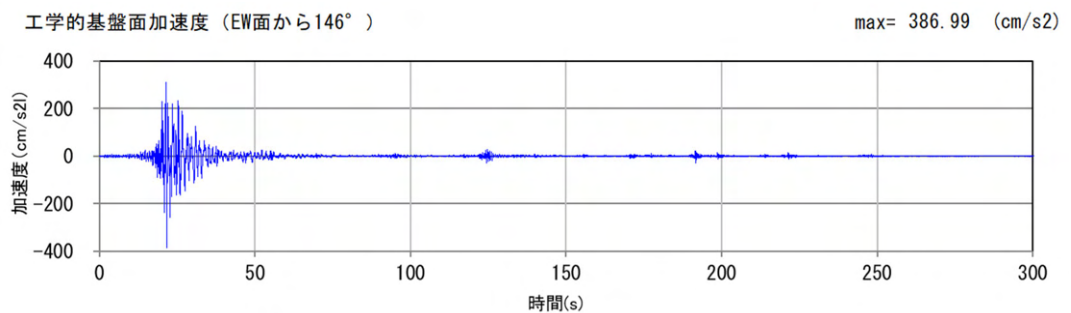


図 4.3.22 角度補正後の入力地震動 (事例 No. 17)

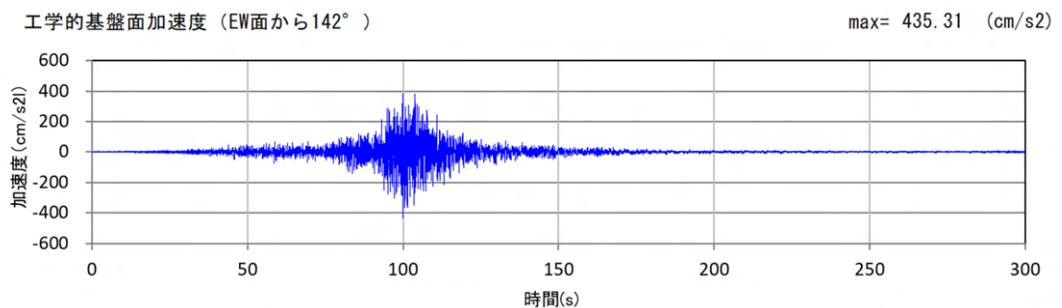


図 4.3.23 角度補正後の入力地震動 (事例 No. 2)



#### 4.4. 解析の検討結果

##### 4.4.1. 事例 No. 17 の解析結果

###### (1) 静的な地盤変形解析の結果

静的な地盤変形解析の液状化に対する抵抗率 (FL) の分布図を図 4.4.1 及び図 4.4.2 に示す。なお、FL は道路橋示方書<sup>6)</sup> に示す方法で算出したものである。

- ・ 液状化対象層である沖積砂質土層の FL はいずれのケースにおいても 1.0 を下回っている。

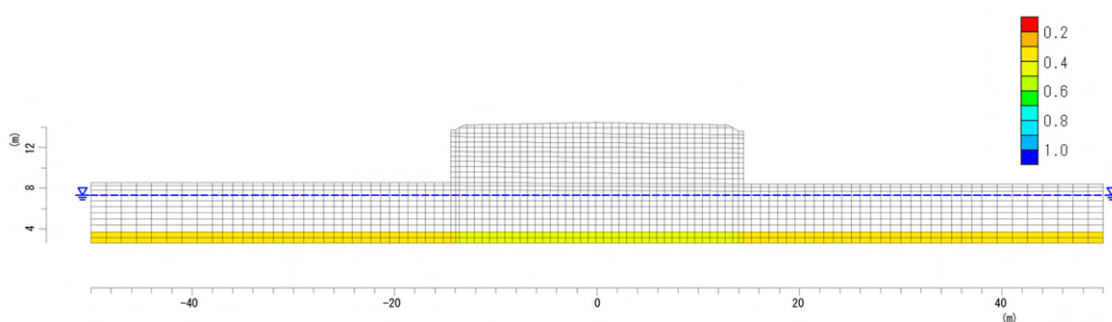


図 4.4.1 地盤変形解析 FL 分布図 (静的解析 事例 No. 17-解析断面 1)

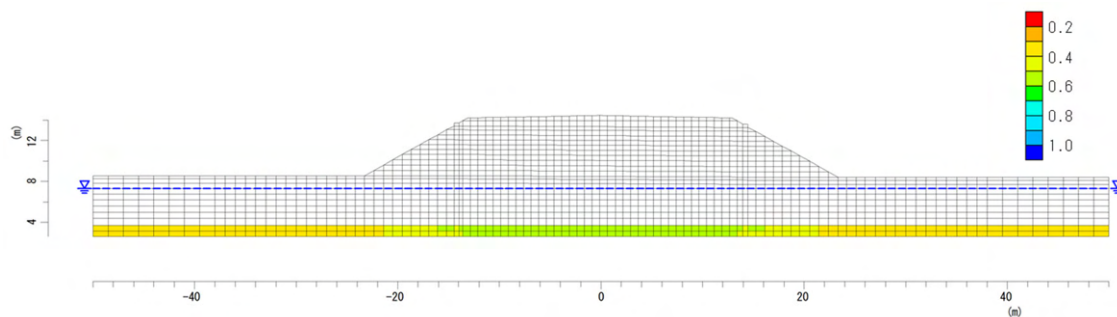


図 4.4.2 地盤変形解析 FL 分布図 (静的解析 事例 No. 17-解析断面 2)



静的な地盤変形解析の残留変位図を図 4.4.3 及び図 4.4.4 に示す。図中の XY は残留変位を示す。

- ・ 解析断面 1 のカルバート部は重量のみを換算しており，剛性は土の定数であるため，カルバート自体が変形するような挙動を示している。
- ・ いずれのケースでもメッシュ最下層の液状化層の変形により全体の側方変位及び沈下（鉛直変位）がみられる。
- ・ 解析断面 1 の沈下量及び側方変形量は解析断面 2 に比べて大きく出る傾向がある。

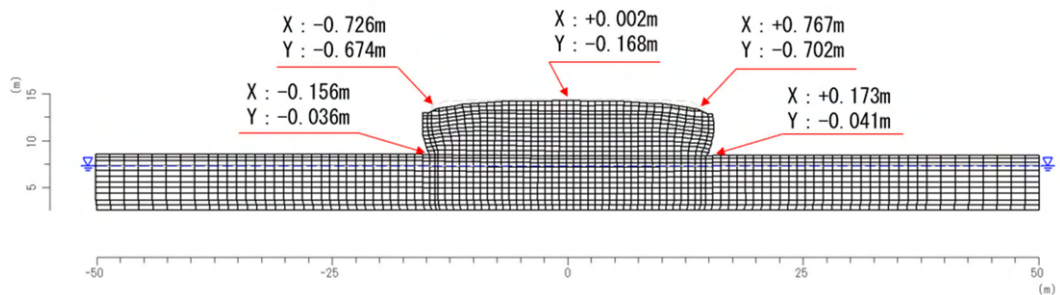


図 4.4.3 地盤変形解析残留変位図（静的解析 事例 No. 17-解析断面 1）

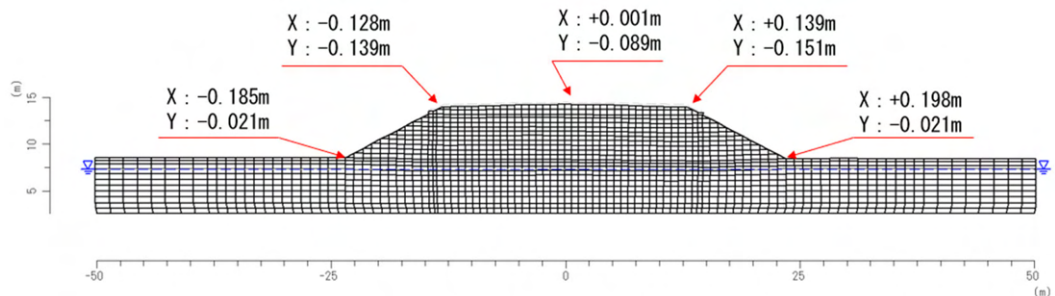


図 4.4.4 地盤変形解析残留変位図（静的解析 事例 No. 17-解析断面 2）

## (2) 動的な地盤変形解析の結果

動的な地盤変形解析の過剰間隙水圧分布図を図 4.4.5 及び図 4.4.6 に示す。

- ・ 液状化層である沖積砂質土層では過剰間隙水圧比が上昇し、解析上液状化したことが確認できる。

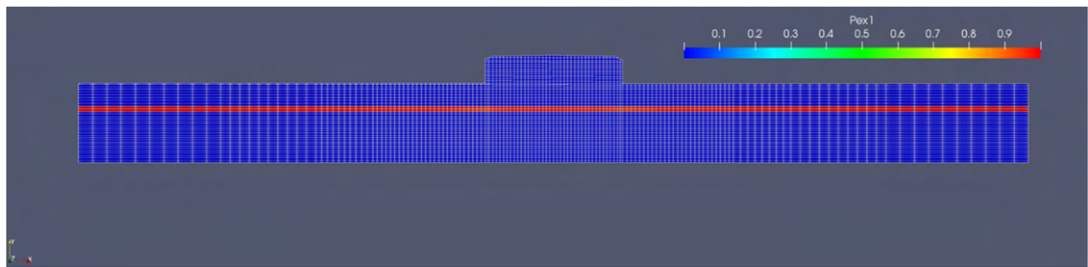


図 4.4.5 過剰間隙水圧分布図（動的解析 事例 No. 17-解析断面 1）

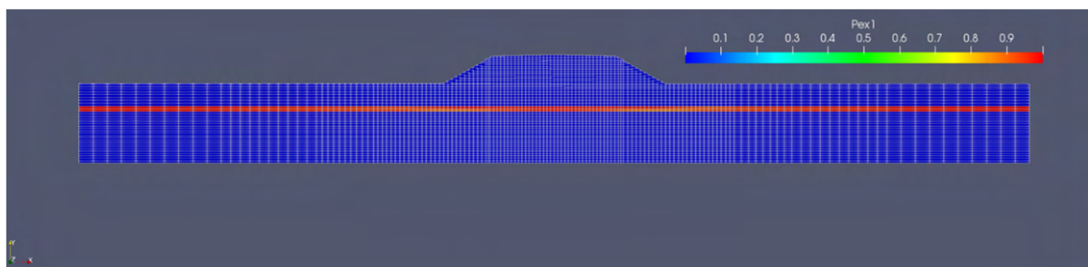


図 4.4.6 過剰間隙水圧分布図（動的解析 事例 No. 17-解析断面 2）

動的な地盤変形解析の過剰間隙水圧分布図に残留変位図を重ね合わせたものを図 4.4.7 及び図 4.4.8 に示す。図中の XY は残留変位を示す。

- ・ 液状化した沖積砂質土層よりも上位の層及び盛土に変位がみられる。
- ・ 地表面の変位は解析断面 1 と比べて解析断面 2 で大きい。

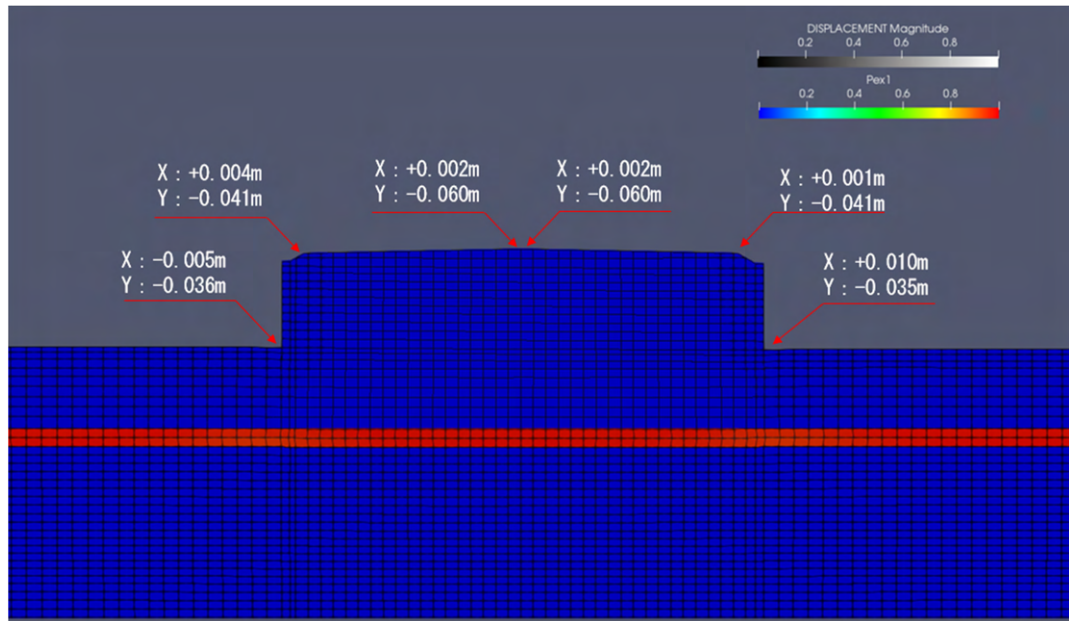


図 4.4.7 残留変形図（動的解析 事例 No. 17-解析断面 1）

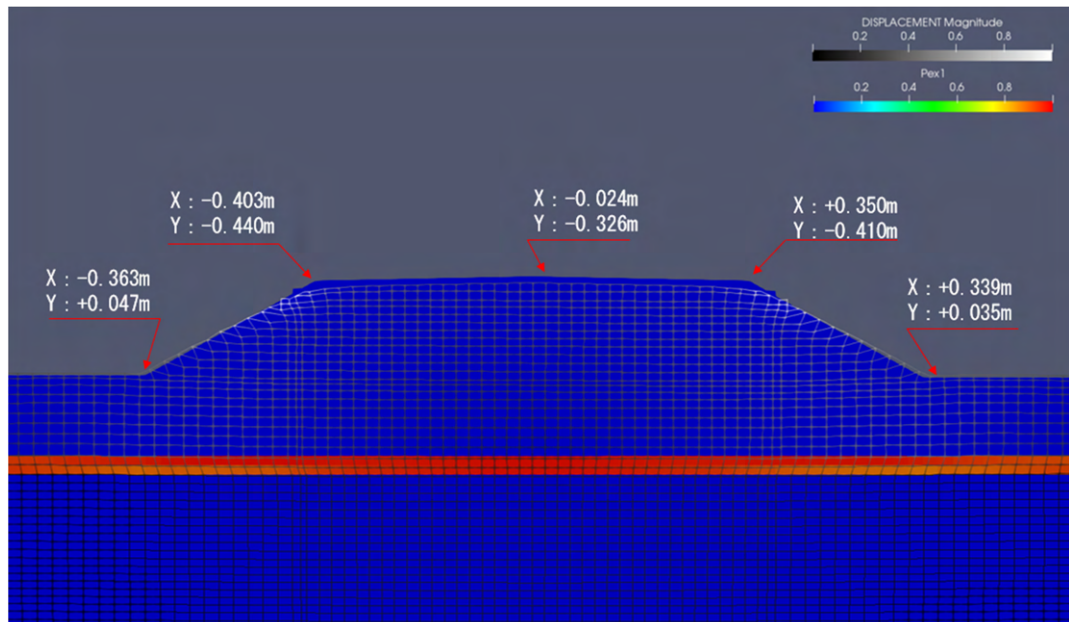


図 4.4.8 残留変形図（動的解析 事例 No. 17-解析断面 2）

### (3) はりばね解析による継手開き量の推定

それぞれの地盤変形解析結果をふまえ、図 4.3.8 及び図 4.3.9 に示す手順ではりばね解析を実施した。はりばねモデルに入力する変位量として、静的な地盤変形解析結果を用いたものを図 4.4.9 に示し、動的な地盤変形解析結果を用いたものを図 4.4.10 に示す。また、それぞれの継手の開き量の比較について表 4.4.1 及び図 4.4.11 に示す。

- ・ 静的な地盤変形解析によるはりばね解析結果では、継手の開き量は実被害の 0.25m に対し、0.16m と小さく出る結果となった。一方、動的な地盤変形解析によるはりばね解析結果では、継手の開き量は実被害の 0.25m に対し、0.26m とほぼ等しい結果が得られた。
- ・ 実被害の沈下量は明らかになっていないが、図 4.4.11 の変形モードに着目すると、静的解析では継手部が最も沈み込み、凹変形モードになるのに対し、動的解析では左側の坑口部が沈み込み、右側は継手部がやや沈み込む変形となった。変形モードとしては凸変形モードとなっている。

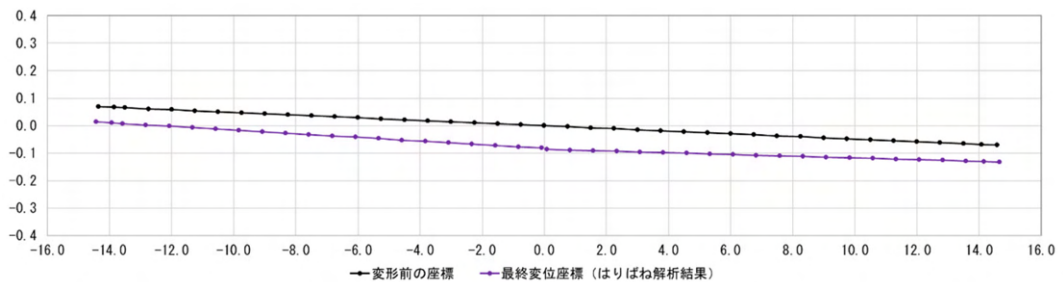


図 4.4.9 はりばね解析結果（事例 No. 17 静的解析）

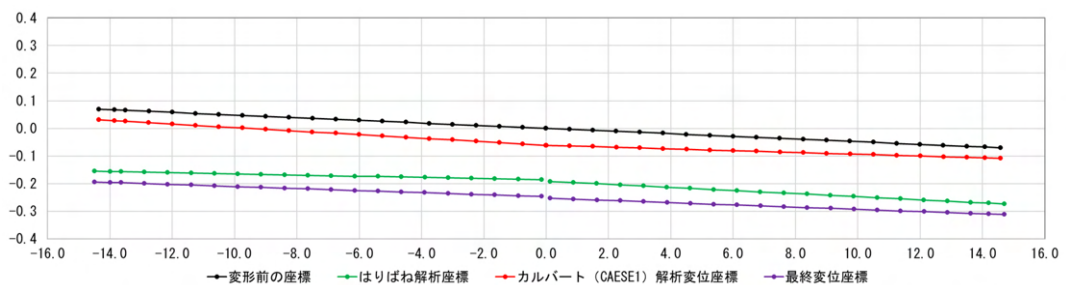


図 4.4.10 はりばね解析結果（事例 No. 17 動的解析）

表 4.4.1 継手開き量の比較（事例 No. 17）

事例No. 17	継手開き量 (m)	実被害との比較 (m)	備考
実被害	0.25	-	メジャー読み取り
静的解析	0.16	▲ 0.09	
動的解析	0.26	△ 0.01	

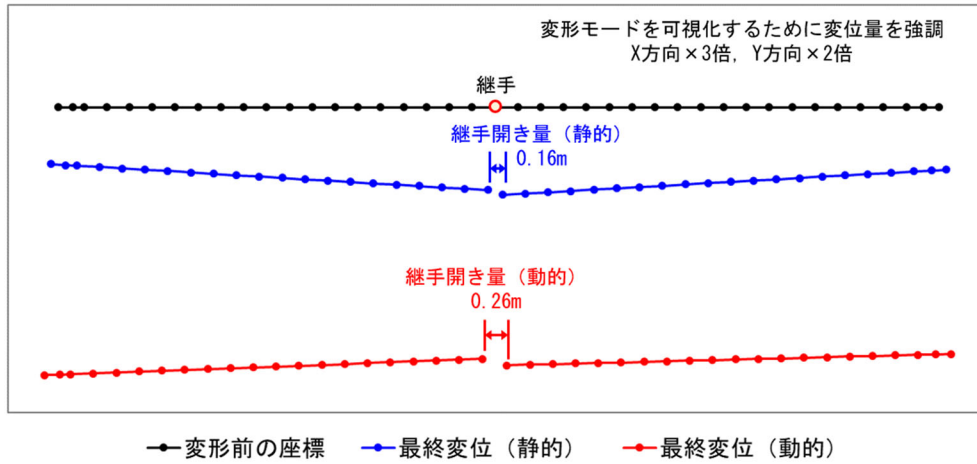


図 4.4.11 各解析結果の変形モード（事例 No. 17）



#### 4.4.2. 事例 No. 2 の解析結果

##### (1) 静的な地盤変形解析結果

静的な地盤変形解析の FL 分布図を図 4.4.12 及び図 4.4.13 に示す。

- ・ 液状化対象層である沖積砂質土層の FL はいずれのケースにおいても 1.0 を下回っている。

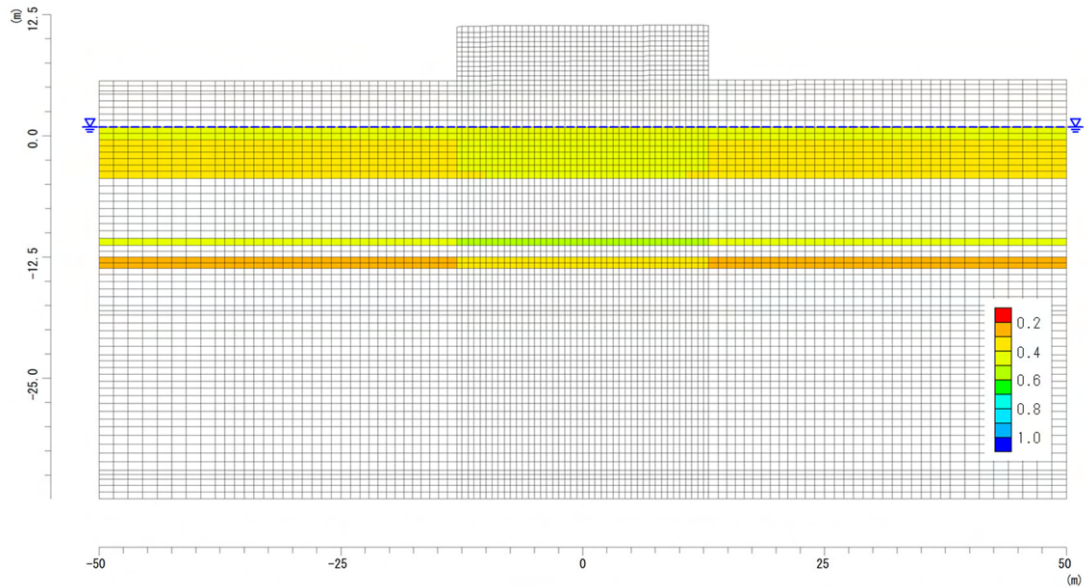


図 4.4.12 地盤変形解析 FL 分布図（静的解析 事例 No. 2-解析断面 1）

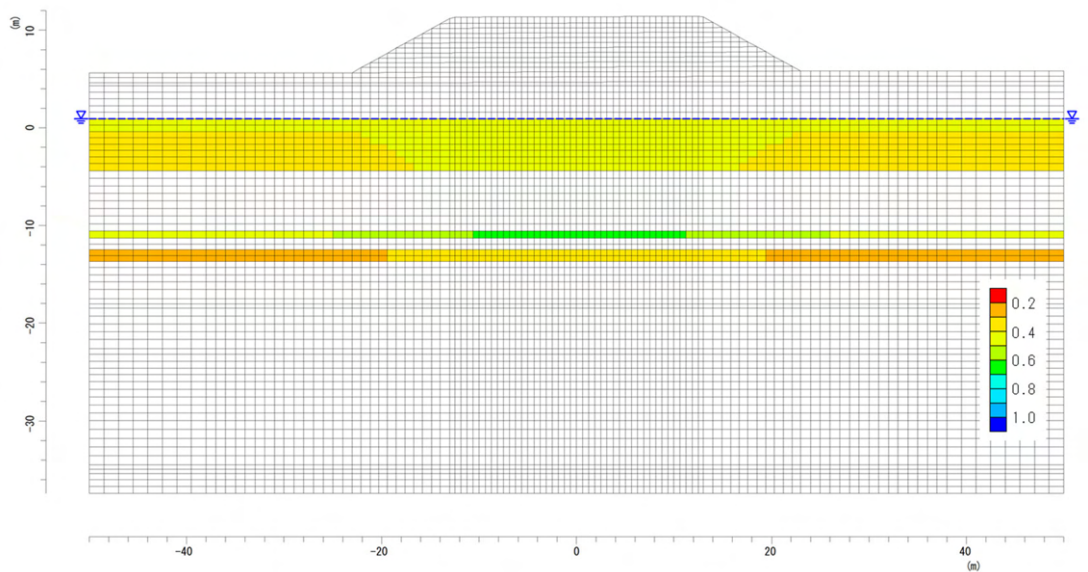


図 4.4.13 地盤変形解析 FL 分布図（静的解析 事例 No. 2-解析断面 2）

静的な地盤変形解析の残留変位図を図 4.4.14 及び図 4.4.15 に示す。

- ・ 事例 No. 17 と同様、解析断面 1 のカルバート部は重量のみを換算しており、剛性は土の定数であるため、カルバート自体が変形するような挙動を示している。
- ・ 各液状化層の変形により全体の側方変位及び沈下（鉛直変位）がみられ、特に液状化層①及び③がつぶれるような変形を示す。
- ・ 事例 No. 17 と同様、解析断面 1 の沈下量及び側方変形量は解析断面 2 に比べて大きく出る傾向がある。

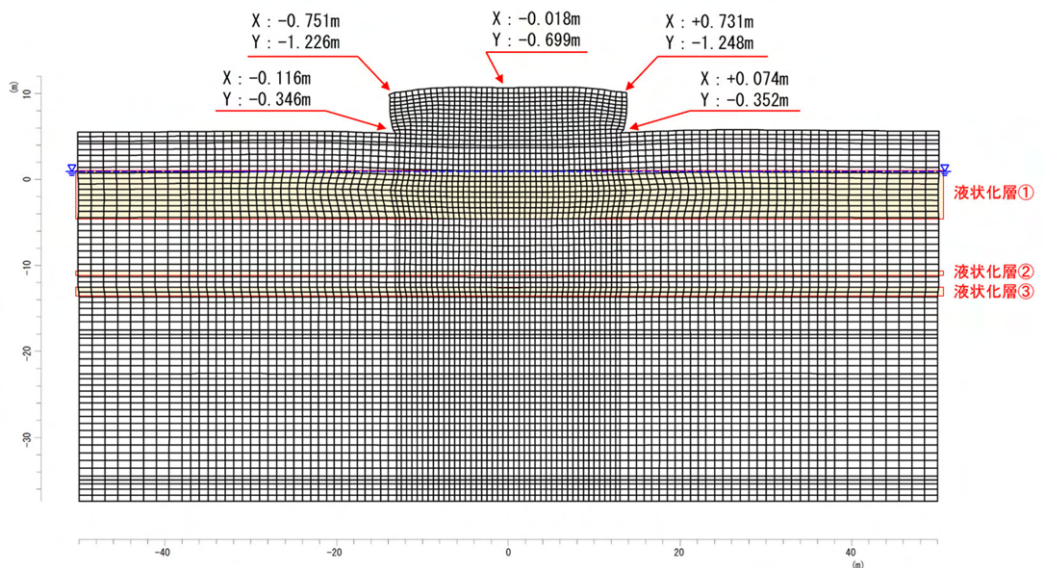


図 4.4.14 地盤変形解析残留変位図（静的解析 事例 No. 2-解析断面 1）

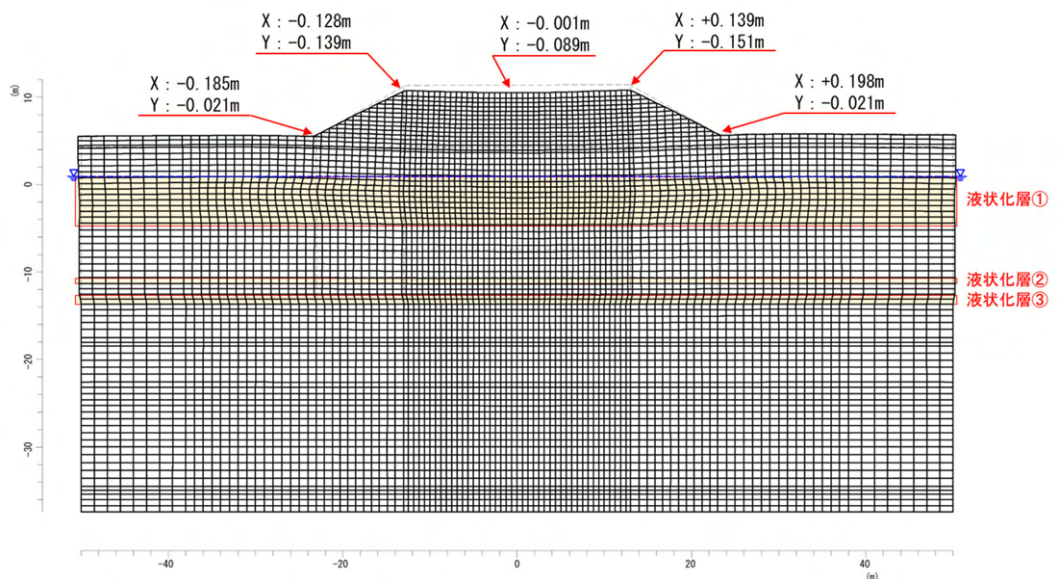


図 4.4.15 地盤変形解析残留変位図（静的解析 事例 No. 2-解析断面 2）

## (2) 動的な地盤変形解析の結果

動的な地盤変形解析の過剰間隙水圧分布図を図 4.4.16 及び図 4.4.17 に示す。

- 解析断面 1 においては、液状化層①，③では過剰間隙水圧比が上昇し、解析上液状化したことが確認できるが、解析断面 2 においては液状化層①の過剰間隙水圧比の上昇度合いが低い。

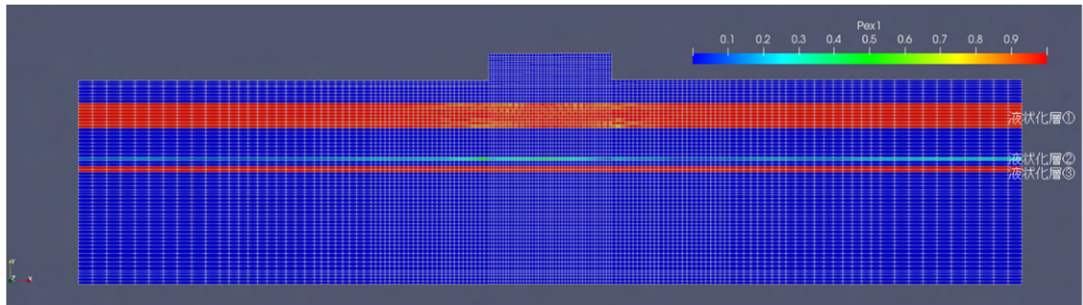


図 4.4.16 過剰間隙水圧分布図（動的解析 事例 No. 2-解析断面 1）

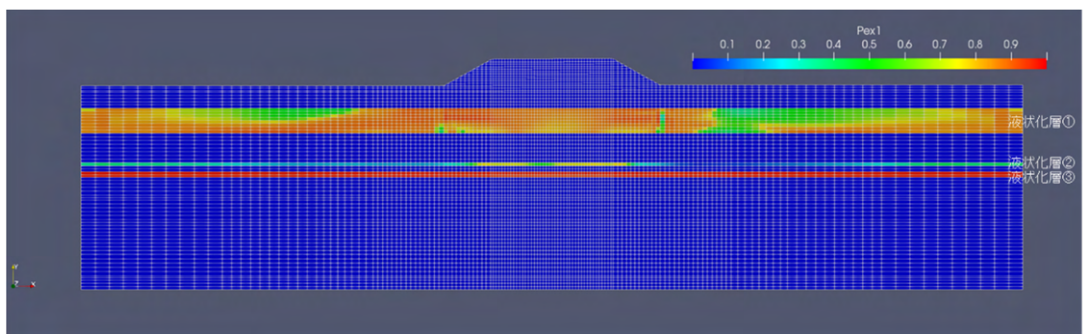


図 4.4.17 過剰間隙水圧分布図（動的解析 事例 No. 2-解析断面 2）



動的な地盤変形解析の過剰間隙水圧分布図に残留変位図を重ね合わせたものを図 4.4.18 及び図 4.4.19 に示す。

- 解析断面 1 では液状化層①がつぶれるように変形するが、解析断面 2 では液状化層①がほとんど変形せず、地表面変位も小さい。

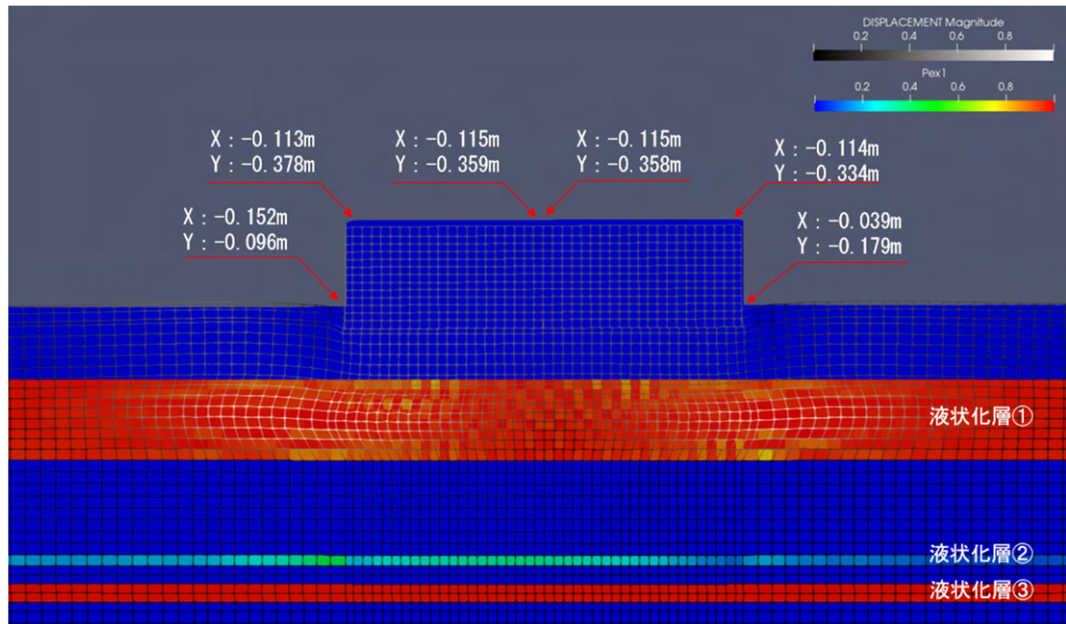


図 4.4.18 残留変形図（動的解析 事例 No. 2-解析断面 1）

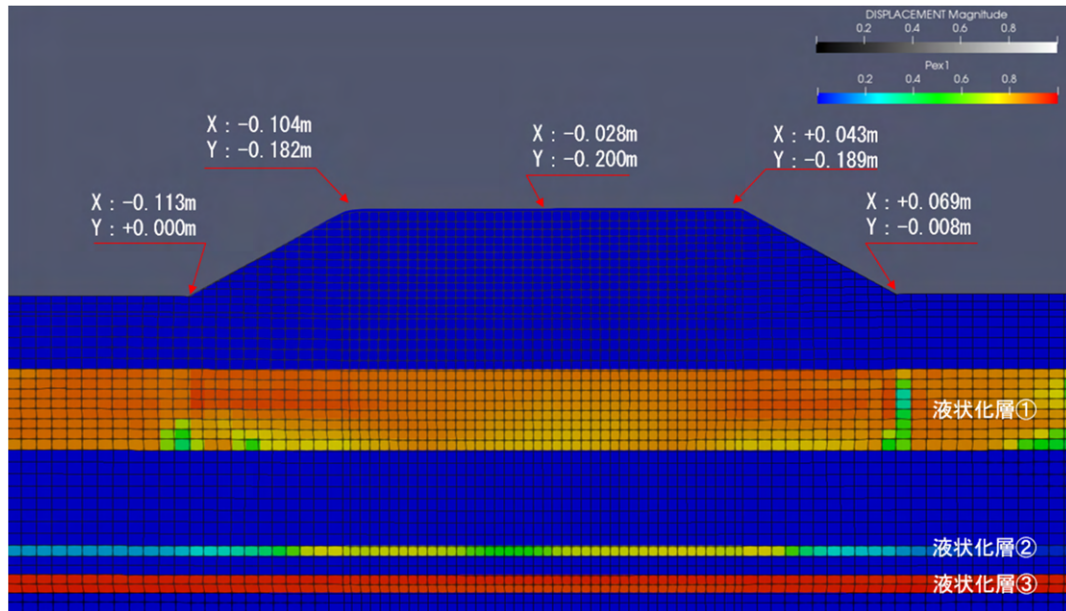


図 4.4.19 残留変形図（動的解析 事例 No. 2-解析断面 2）

図 4.4.18 及び図 4.4.19 に示すように、過剰間隙水圧比は液状化層③で最も上昇しており、二次元解析のため、この層の液状化によって地震動が著しく減衰し、上位層の液状化が阻害されたことが、液状化層①でほとんど変形が生じなかった理由として考えられる。

本検討で使用できる調査ボーリングは 1 本であったために水平成層としているが、当該地は河川の氾濫平野に位置し、層厚の変化や不連続性が予想される。図 4.4.20 に示すように液状化層②及び③は層厚が 0.7m, 1.2m と比較的薄層であり、三次元的に一樣に分布するとは考えにくい。また、地表面からの深度が深く、液状化層②及び③の変形が地上に与える影響は小さいと考えられる。

以上のことから、液状化層②及び③が液状化しない条件でも解析を行うこととした。

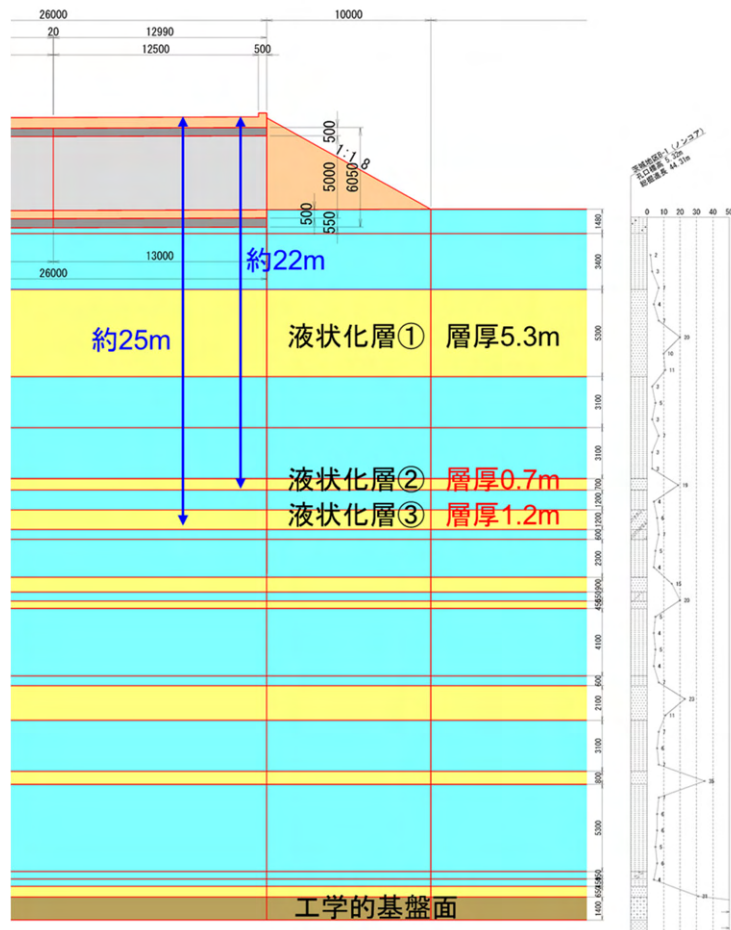


図 4.4.20 事例 No. 2 地点の土層構成並びに液状化層の深度

### (3) 動的な地盤変形解析の結果(液状化層限定)

液状化層を限定した条件で実施した動的な地盤変形解析の過剰間隙水圧分布図を図 4.4.21 及び図 4.4.22 に示す。

- ・ 解析断面 2 において、図 4.4.17 と比べて液状化層①の過剰間隙水圧比が上昇したことを確認した。

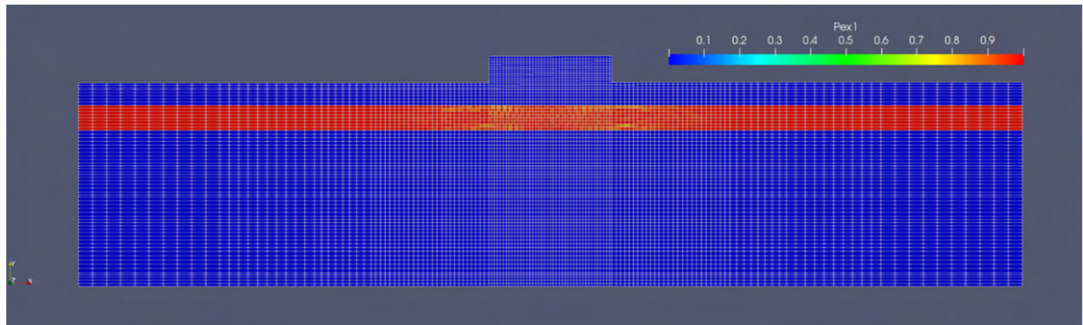


図 4.4.21 過剰間隙水圧分布図(動的解析 事例 No. 2-解析断面 1, 液状化層限定)

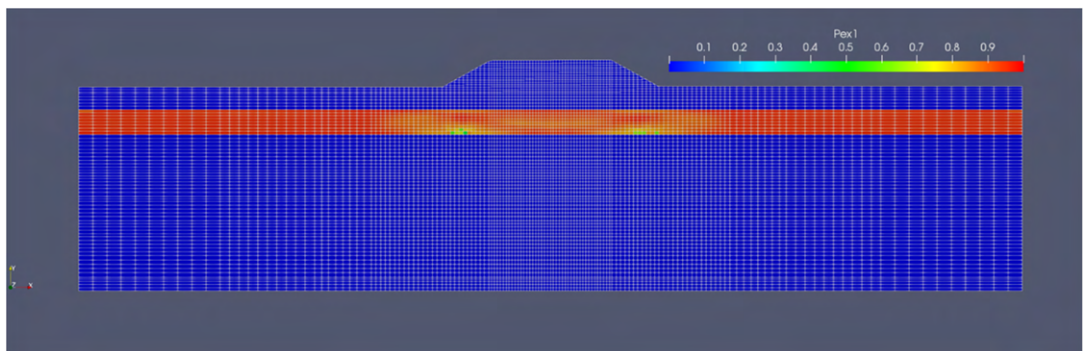


図 4.4.22 過剰間隙水圧分布図(動的解析 事例 No. 2-解析断面 2, 液状化層限定)



液状化層を限定した条件で実施した動的な地盤変形解析の過剰間隙水圧分布図に残留変位図を重ね合わせたものを図 4.4.23 及び図 4.4.24 に示す。

- ・ 液状化層を限定しなかった (2) の検討に比べ、解析断面 2 の鉛直・水平変位が増加した。

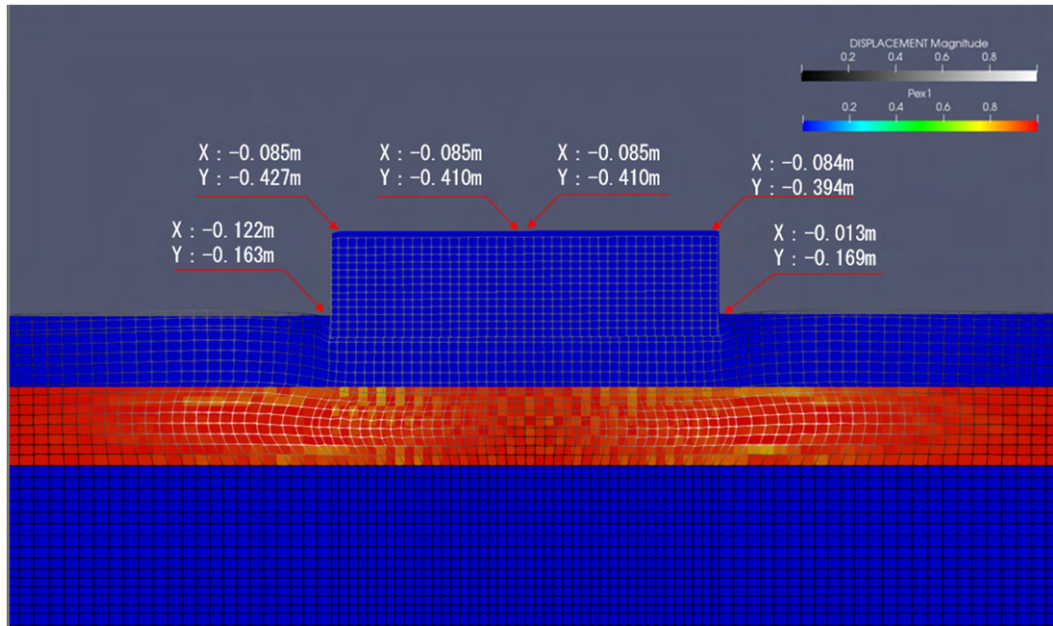


図 4.4.23 残留変位図（動的解析 事例 No. 2-解析断面 1, 液状化層限定）

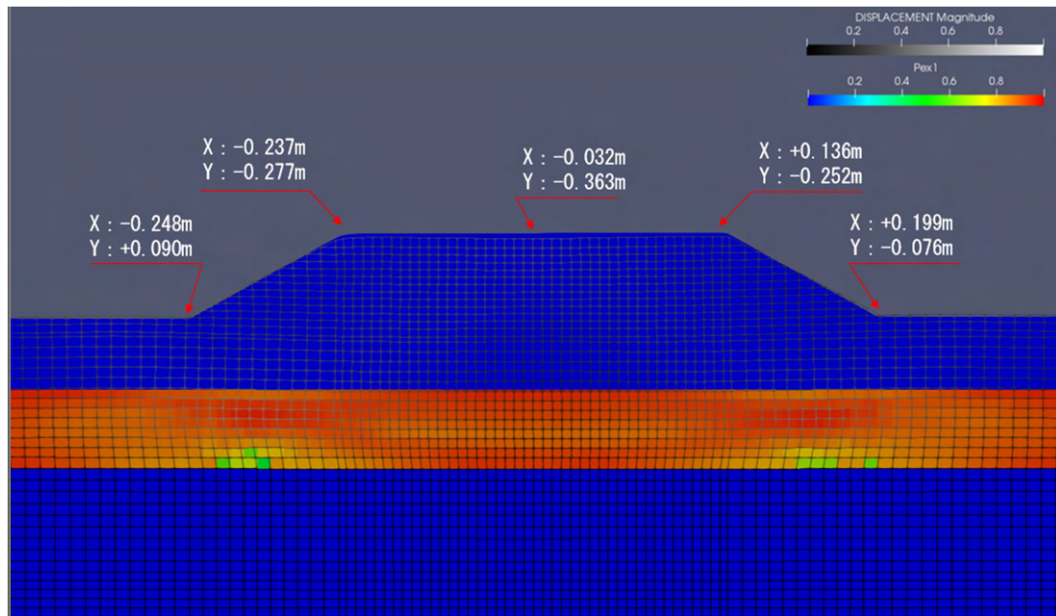


図 4.4.24 残留変位図（動的解析 事例 No. 2-解析断面 2, 液状化層限定）

#### (4) はりばね解析による継手開き量の推定

それぞれの地盤変形解析結果をふまえ、図 4.3.8 及び図 4.3.9 に示す手順ではりばね解析を実施した。はりばねモデルに入力する変位量として、静的な地盤変形解析結果を用いたものを図 4.4.25 に示し、動的な地盤変形解析結果を用いたものを図 4.4.26 に、さらに液状化層を限定した地盤変形結果を用いたものを図 4.4.27 に示す。また、それぞれの継手開き量の比較について表 4.4.2 及び図 4.4.28 に示す。

- ・ 継手の開き量は実被害の 0.35m に対し、静的解析で 0.25m、動的解析で 0.07m、動的解析（液状化層限定）で 0.24m といずれも小さく出る結果となった。
- ・ こちらの事例でも実被害の沈下量は明らかになっていないが、図 4.4.28 に示す変形モードに着目すると、静的解析では継手部が最も沈み込み、凹変形モードになるのに対し、動的解析では坑口部がわずかに沈み込む凸変形モードとなった。

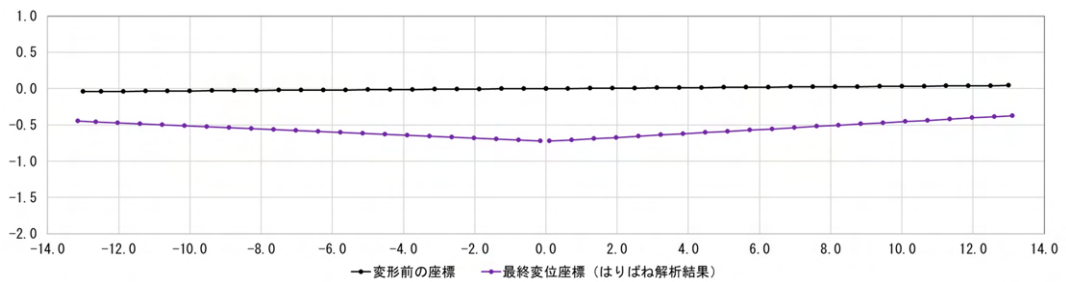


図 4.4.25 はりばね解析結果（事例 No. 2 静的解析）

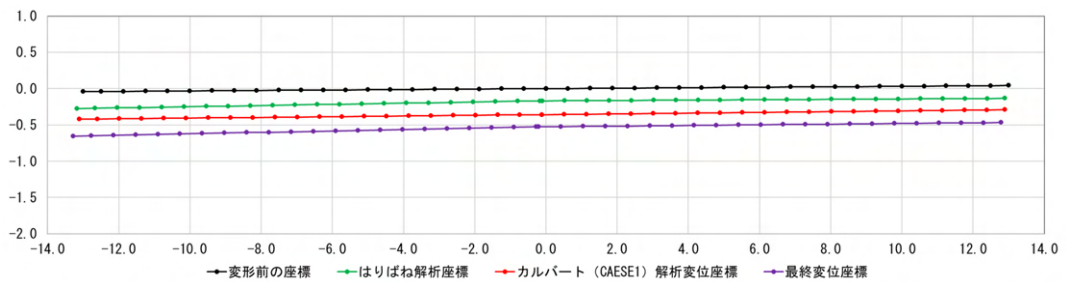


図 4.4.26 はりばね解析結果（事例 No. 2 動的解析）

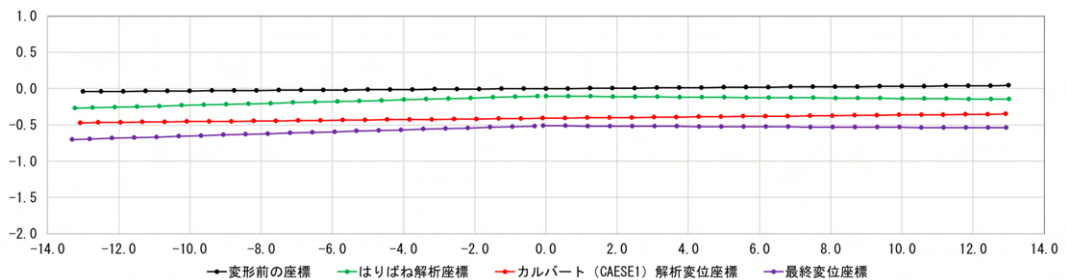


図 4.4.27 はりばね解析結果（事例 No. 2 動的解析（液状化層限定））

表 4.4.2 継手開き量の比較（事例 No. 2）

事例No. 2	継手開き量 (m)	実被害との比較 (m)	備考
実被害	0.35	-	メジャー読み取り
静的解析	0.25	▲ 0.10	
動的解析	0.07	▲ 0.28	
動的解析 (液化化層限定)	0.24	▲ 0.11	

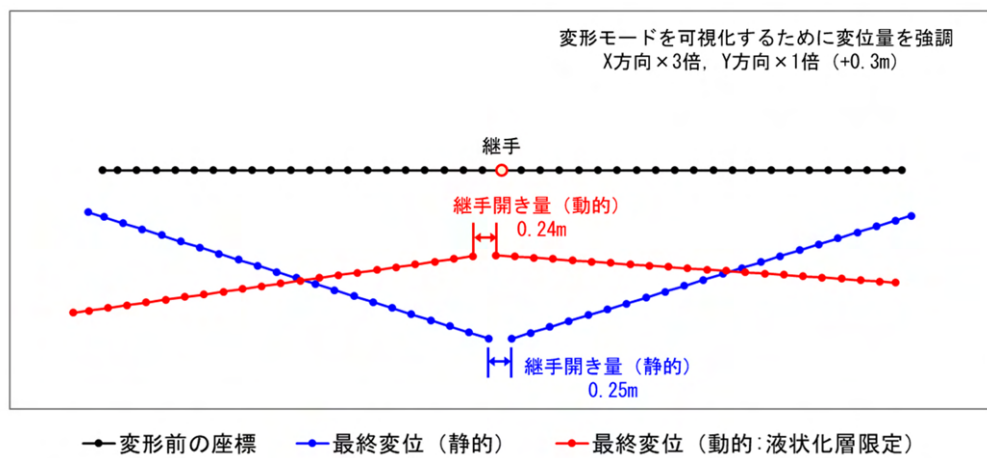


図 4.4.28 各解析結果の変形モード（事例 No. 2）

#### 4.5. 解析結果まとめ

静的・動的な地盤変形解析及びはりばね解析による継手開き量の推定結果から、液状化による地盤の変形に伴い継手の開きが生じ、カルバートに変位が生じることを確認した。一方、静的解析と動的解析によって変形挙動が大きく違うことが明らかになっている。それらの特徴について以下で整理する。

##### 4.5.1. 静的な地盤変形解析

静的な地盤変形解析による継手開き量の推定結果は、事例 No. 17 及び事例 No. 2 のいずれの場合でも実被害の変位量と比べて小さくなることが分かった。液状化による地盤の変形は生じているが、動的な振動による影響が考慮できないため、水平変位を過小評価している可能性があることがわかった。

また、継手部の沈下による変形モードに着目すると、静的解析による変形モードは2事例とも凹変形モードとなった。液状化層が薄い事例においても凹変形モードになるのは、静的解析時には沈下による引き込み変形は考慮しているものの、地震による水平方向の加速度を考慮できていないためと推察される。

以上より、自重沈下による変位に着目する静的手法でカルバートの継手開き量を評価することには大きな課題があることがわかった。



#### 4.5.2. 動的な地盤変形解析

動的な地盤変形解析による継手開き量の推定結果は、事例 No. 17 では図 4.5.1 に示すように精度よく被害を推定できた。また、盛土法肩に着目した変位量の時刻歴変化について、図 4.5.2 に示す。加速度の増幅とともに水平変位量は正負に変化しており、徐々に水平変位が伸展することが確認できる。動的な地盤変形解析によって、遠心模型実験で確認したように、主要動の慣性力による変位を適切に考慮できることがわかった。

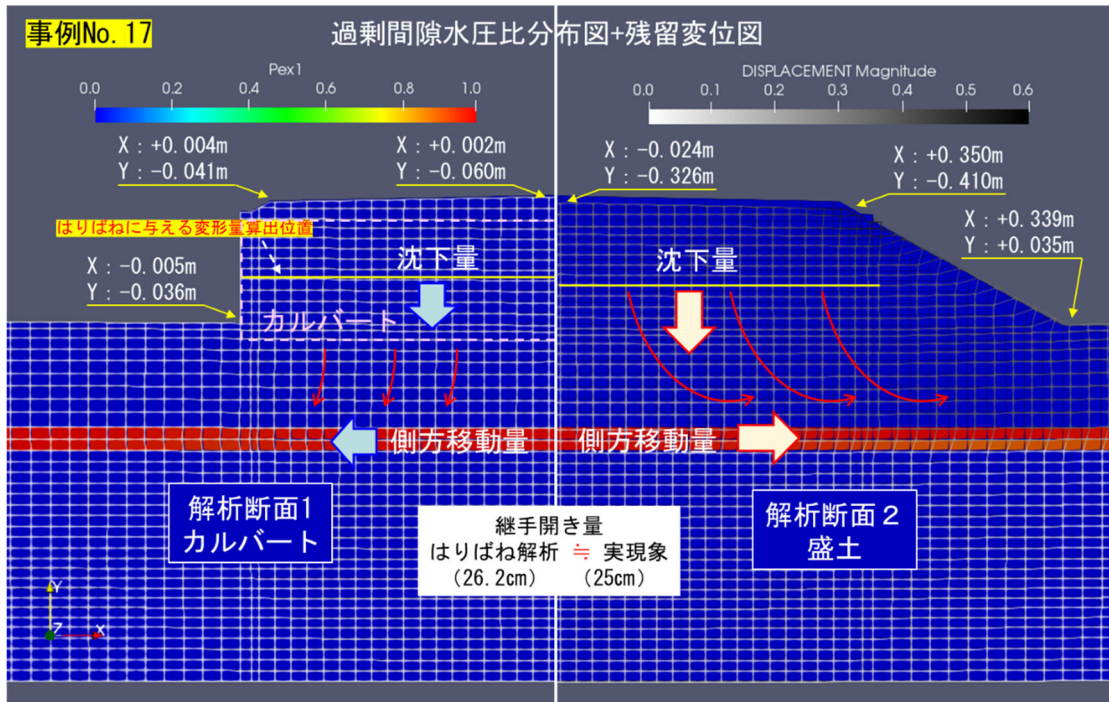


図 4.5.1 動的な地盤変形解析による被害推定図（事例 No. 17）

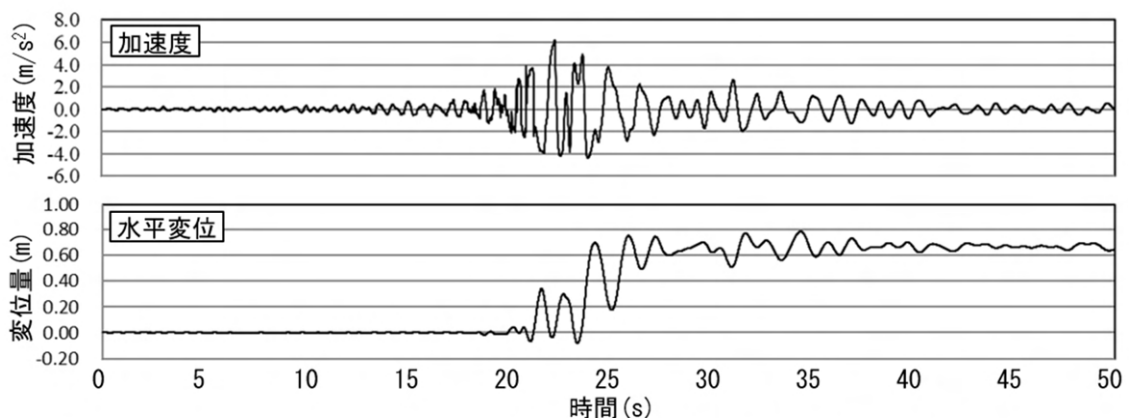


図 4.5.2 加速度と変位の関係（事例 No. 17）

一方、事例 No. 2 では図 4.5.3 に示すように実被害に対して小さく出る結果となったことで、対象となる事例によって推定精度に差が出ることがわかった。

事例 No. 17 は液状化層が 1.1m であるのに対し、事例 No. 2 では 5.3m と厚い。3 章の動的遠心模型実験のうち液状化層が厚い CASE-5 では、図 3.3.25 に整理した通り、同一の液状化層においても、カルバート部が液状化したのちに盛土部が液状化することが明らかになっており、カルバート部の拘束圧等が盛土部の液状化に影響を及ぼしていることが想定される。

本検討では比較的実務で用いられやすい二次元の解析による検討を行ったが、実際には図 4.5.4 のように有効上載圧や拘束圧は三次元的に作用すると考えられる。液状化層の薄い事例 No. 17 は精度よく評価できたが、液状化層の厚い事例 No. 2 ではこの影響が強く、二次元の解析ではこの点を考慮できなかったことが乖離の原因として考えられる。

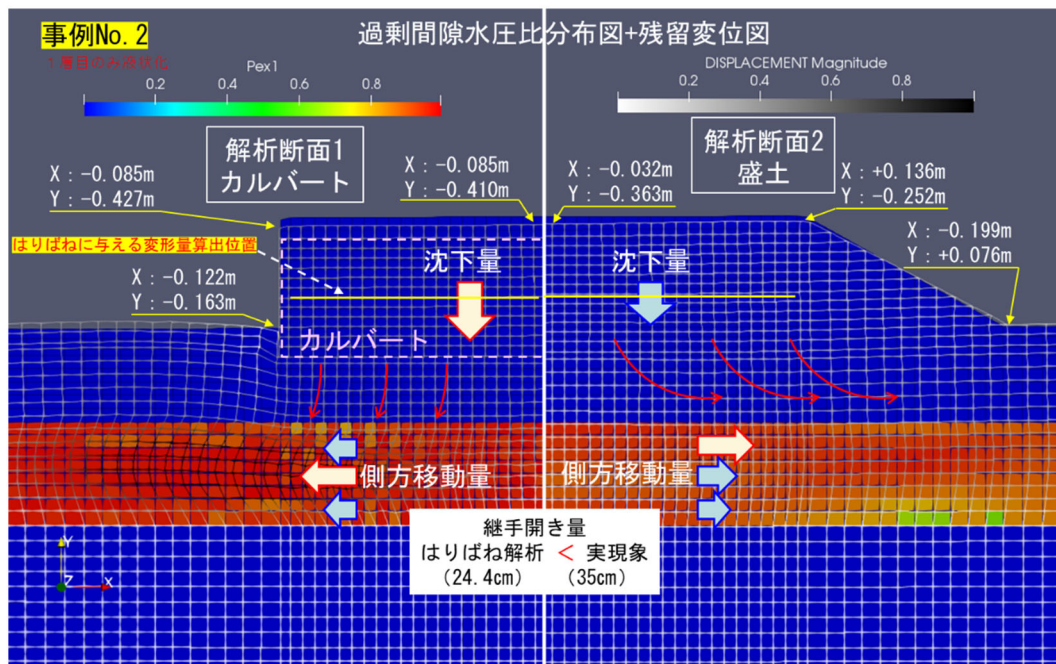


図 4.5.3 動的な地盤変形解析による被害推定図（事例 No. 2）

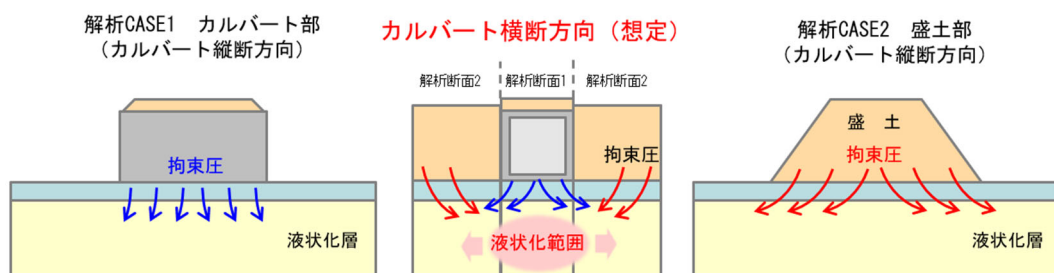


図 4.5.4 カルバート横断方向の応力伝達模式図

## 5. まとめ

本検討では地震時の液状化によるカルバートの被害について、被災事例の調査及び分析により供用性に影響を及ぼす変状の度合を明らかにした。地盤条件や構造条件の違いによる影響を明らかにするため、動的遠心載荷模型実験で変状の程度に影響する要因等を分析した。さらに、設計時に変状度合の推定を的確に行えるかを確認するため、設計実務で用いられている複数の解析手法により再現解析を実施し、適用性の検証を行った。本検討により得られた知見を以下に示す。

### (1) カルバートの被災事例の調査及び分析

- ・ カルバートの躯体には目立った損傷は見られず、カルバートの地震時の液状化により発生が想定される主な変状は継手の開きであることが確認された。
- ・ カルバートの継手の補修は概ね 20cm と 40cm を境に復旧方法が変わっており、継手の開き量が大きくなるほど、補修日数や交通規制の観点から工事の難易度は高くなることがわかった。
- ・ 道路機能への影響を最小限にするためには、上部道路の規制が不要な鋼板閉塞による補修が可能な継手の開き量 20cm 程度未満に留めることが望ましいことが明らかになった。

### (2) 動的遠心載荷模型実験

- ・ 入力地震動と縦断方向の伸び量及び躯体直下地盤の過剰間隙水圧比の時間的關係は、加振後すぐの初期微動とともに間隙水圧比が上昇し、その後の入力地震動の主要動付近でカルバートの縦断方向の伸び量が急増する結果となった。
- ・ 継手各端部の沈下量に着目すれば、液状化層厚の違いによる変形モードが確認された。液状化層厚が薄い場合は水平～ハの字の凸変形モードになるのに対し、液状化層厚が厚い場合は水平～逆ハの字の凹変形モードとなった。これは、液状化層が厚い場合には沈下による引き込みの影響が強くなるためだと考えられる。
- ・ 液状化層が厚い場合は、カルバート直下がまず液状化し、その後遅れて盛土直下が液状化した。これらは盛土とカルバートの拘束圧等の違いによるものと考えられるが、液状化層が薄いケースでは明確にならなかった。液状化層の厚さによって拘束圧等の影響が顕著になると考えられる。
- ・ カルバートの縦断方向の伸びは各継手部の開きが大きくなることで進展するが、地盤が液状化した状態で主要動による慣性力が繰返し影響して地盤の流動やその上の盛土及びカルバートの側方移動が進行したことが主要因であることがわかった。
- ・ 液状化層厚の変化とカルバートの変状に着目すると、基本ケースに対して液状化層が厚いすべてのケースでカルバートの縦断方向の伸び量、鉛直変位量が上回る結果とな

っており、土被りの大きさや内空断面幅が変わっても同様の傾向となることが確認された。

- ・ 土被り又は液状化層を変化させたケースでの地盤の液状化の発生の有無に着目すると、基本ケースと比べて土被りが大きいケースでは、拘束圧の影響により躯体直下で液状化に至らず、縦断方向の伸び量も小さくなった。一方、液状化層が厚いケースでは、躯体直下の一部で液状化に至っていない箇所があるものの、基本ケースに比べ縦断方向の伸び量は大きくなる結果となった。
- ・ カルバートの横断方向の加振時は、縦断方向の加振時と異なり、カルバート縦断方向の伸びは発生せず、盛土の変状も少なくなることを確認した。これにより、カルバート縦断方向の振動がカルバート周辺盛土の変状に大きく影響していることが分かった。
- ・ カルバートのブロック延長に着目すると、ブロック延長が長い場合では並進モードが卓越し、加振方向であるカルバート縦断方向の伸びが大きくなったのに対し、ブロック延長が短い場合ではロッキングモードが卓越してブロック底部の水平変位が生じず、またブロック間の衝突や浮き上がりによるエネルギーの逸散により、縦断方向の伸び量が大きくならなかったと推定された。
- ・ カルバートに作用する曲げモーメントは、部材の長さに応じて大きくなる結果となった。なお、躯体に作用する最大曲げモーメントを用いて実物大構造物を想定しても弾性領域に留まり、今回の条件ではレベル2地震動で液状化の影響を受けても限定的な損傷にとどまることが確認された。

### (3) 再現解析の適用性検証

- ・ カルバートの縦断方向の再現解析の結果、継手の開きが生じ、カルバートに変位が生じたことを確認した。
- ・ 静的な地盤変形解析による継手開き量の推定結果は、事例 No. 17 及び事例 No. 2 のいずれの場合でも実被害の変位量と比べて小さくなることが分かった。液状化による地盤の変形は生じているが、動的な振動による影響が考慮できないため、水平変位を過小評価している可能性があることがわかった。
- ・ 静的な地盤変形解析では最終的な変形モードが動的解析と異なっていることがわかった。沈下による引き込み変形は考慮しているものの、地震による水平方向の加速度が考慮できていないと思われ、自重沈下による変位に着目する静的解析でカルバートの継手開き量の挙動を評価することには大きな課題があることがわかった。
- ・ 動的な地盤変形解析結果に基づくはりばね解析による継手開き量の推定は、事例 No.17 では、実被害の変位量に近い値が確認できた。動的な地盤変形解析によって、遠心模型実験で確認したように、主要動の慣性力による変位を適切に考慮できることがわかった。
- ・ 一方、液状化層の厚い事例 No. 2 では継手開き量が実被害より小さい結果になり、動

的解析においても対象となる事例によって推定精度に差が出ることがわかった。本検討では比較的実務で用いられやすい二次元の解析による検討を行ったが、実際には有効上載圧や拘束圧が三次元的に作用し、液状化範囲やそのタイミングについても影響すると考えられる。液状化層が厚い事例では三次元的な影響が強く、それらを考慮できなかったことが原因の一つとして考えられる。

## 謝辞

本資料の執筆に際し、資料提供及び現地調査に協力していただいた茨城県水戸土木事務所、西日本高速道路株式会社熊本高速道路事務所に感謝する。並びに、研究協力協定のもと大型動的遠心載荷試験装置の使用に協力していただき、研究内容についても助言をいただいた国立研究開発法人土木研究所の地質・地盤研究グループの土質振動チームに感謝する。

## 参考文献

- 1) 国土技術政策総合研究所,土木研究所：平成 23 年(2011 年)東北地方太平洋沖地震による道路橋等の被害調査報告 <http://www.nilim.go.jp/lab/bcg/siryoutnn/tnn0814pdf/ks0814.pdf> (2020 年 9 月 10 日閲覧)
- 2) 株式会社エイト日本技術開発災害リスク研究センター：2016 年熊本地震被害調査報告, [https://www.ejec.ej-hds.co.jp/cp-bin/wordpress5/wp-content/themes/original/pdf/20160712EJEC\\_kumamotoEathquake.pdf](https://www.ejec.ej-hds.co.jp/cp-bin/wordpress5/wp-content/themes/original/pdf/20160712EJEC_kumamotoEathquake.pdf) (2020 年 9 月 10 日閲覧)
- 3) 新潟県柏崎地域振興局地域整備部：一般県道荒浜中田線道路災害復旧事業,<https://www.pref.niigata.lg.jp/uploaded/attachment/27638.pdf>, 2019. (2020 年 9 月 10 日閲覧)
- 4) Suetomi,I.: Estimation of Map of AVS30 and JMA Seismic Intensity Scale on the Recent Damaged Earthquakes in Japan,The 7th Asia Conference on Earthquake Engineering, NO.149, 2018.
- 5) 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), 2010.
- 6) 公益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, 2017.
- 7) 国土地理院：治水地形分類図, 国土地理院技術資料 D1-No.585, 2011.
- 8) 国土地理院：治水地形分類図, 国土地理院技術資料 D1-No587, 2013.
- 9) 稲垣太浩, 板清弘, 山田眞一, 粕田金一, 安田進：H16 新潟県中越地震による粘性土地盤上の土構造物の変形挙動 (その 1), 第 4 回日本地震工学会大会梗概集, 4th, pp.222-223, 2005.
- 10) 公益社団法人日本道路協会：道路土工-軟弱地盤対策工指針, 2012.
- 11) 東・中・西日本高速道路(株)：設計要領 第一集 土工編, p.5-44, 2013,
- 12) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説IV下部構造編, 2017.
- 13) 液状化による構造物被害予測プログラム FLIP において必要な各種パラメタの簡易設定法, 港湾技術研究資料 No.869, 1997.
- 14) 公益社団法人日本道路協会：道路橋示方書・同解説 I 共通編, 2017.
- 15) National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience (2019), NIED K-NET, KiK-net, National Research Institute for Earth Science and Disaster Resilience, doi:10.17598/NIED.0004\_
- 16) 杉戸真太, 合田尚義, 増田民夫：周波数を考慮した等価ひずみによる地盤の地震応答解析法に関する一考察, 土木学会論文集, No.493/III-27, p49-58, 1994.



-----

国土技術政策総合研究所資料

TECHNICAL NOTE of N I L I M

No. 1219                      July 2022

-----

編集・発行 ©国土技術政策総合研究所

-----

本資料の転載・複写の問い合わせは

〒305-0804 茨城県つくば市旭1番地

企画部研究評価・推進課      TEL 029-864-2675