

三次元動的解析を用いた復水貯蔵タンク基礎の円筒型しゃへい壁への土圧分布確認方針について (コメントNo.88への回答方針)

No.	指摘日	コメント内容
88	2021/6/9	復水貯蔵タンク基礎における2次元動的解析の構造物のモデル化について、3次元的な地震応答を適切にモデル化ができていることを整理して、説明すること。

復水貯蔵タンク基礎の耐震評価は、二次元地震応答解析により算定した地震時荷重を、三次元構造モデルに载荷して評価を行っている。

二次元地震応答解析での構造物のモデル化は、構造的特徴を踏まえ地盤-構造物連成のばね質点系によりモデル化しているが、複雑な形状を有する構造物と地盤の相互作用を簡略化したモデルで評価していることから、以下の検証項目に対し、次頁の対応方針に基づき、地震時荷重が適切に評価されていることを確認する。

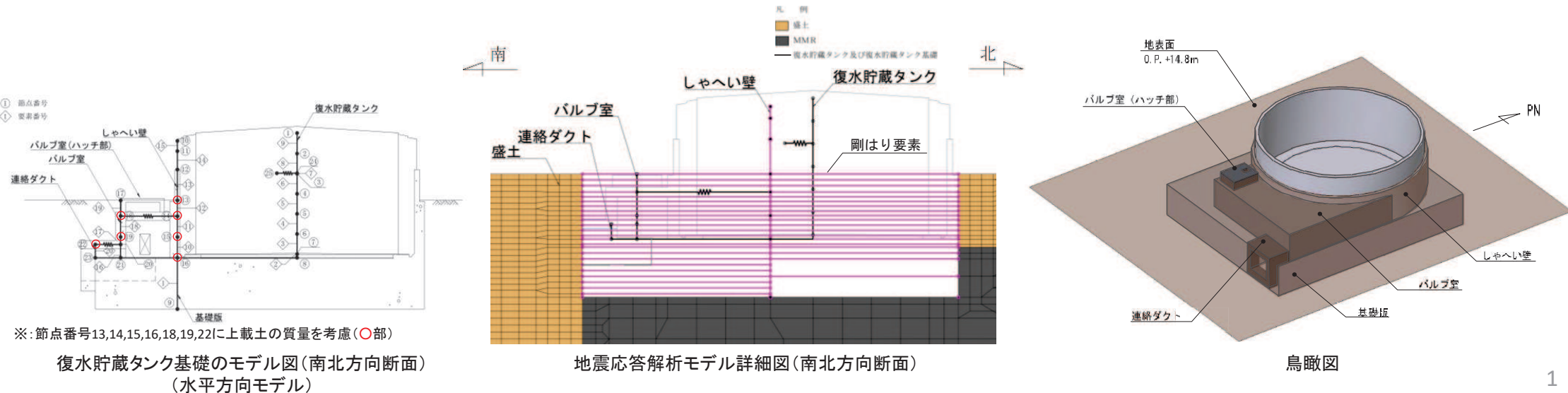
(1) 検証項目

検証①: 構造形状が複雑である

- 復水貯蔵タンク基礎は、円筒形のしゃへい壁、矩形のバルブ室・バルブ室(ハッチ部)・連絡ダクトから構成される複雑な構造である。
- 二次元地震応答解析において、各部材をばね質点系でモデル化することにより、構造物と地盤の相互作用を考慮した土圧が適切に評価できているか検証する。

検証②: 基礎上の地盤(上載土)による土圧への影響

- 復水貯蔵タンク基礎はバルブ室、連絡ダクト及び基礎版に上載土がある。また、北側のしゃへい壁外側の基礎版上には基礎の延長方向で分布が異なる三角形状の上載土がある。
- 二次元地震応答解析において、上載土を質量としてモデル化することにより、躯体に作用する土圧が適切に評価できているか検証する。
(上載土を質量として考慮するモデル化は道路橋示方書に準拠している。)



(2) 検証に対する対応方針

構造物の三次元形状を模擬し、構造物と地盤の相互作用を考慮した三次元動的解析により、ばね質点系モデルで算定した作用土圧の検証を行う。なお、モデル②は2021年7月2日のヒアリングを踏まえ、設計への影響を直接確認するため、二次元のモデルに変更した。(下表の赤枠部分)

【土圧の検証方法】

- 周辺地盤を三次元ソリッド要素でモデル化し、構造物を「三次元ソリッド要素でモデル化した場合(モデル化①)」と「ばね質点系モデルでモデル化した場合(モデル化②)」について、地震応答解析を行い、各部材の側壁に作用する土圧の比較を行う。
- 構造物は復水貯蔵タンク基礎の構造を簡略化し、円筒形のしゃへい壁と矩形のバルブ室及び基礎版から構成される構造とする。
- 三次元動的解析における構造物及び地盤は、線形弾性としてモデル化する。

【解析モデル概要】

	モデル化① 構造物: 三次元ソリッド要素, 周辺地盤: 三次元ソリッド要素	モデル化② 構造物: ばね質点系モデル, 周辺地盤: 二次元平面ひずみ要素
モデル化の考え方	<ul style="list-style-type: none"> • 実現象の再現を目的とした線形弾性モデル 	<ul style="list-style-type: none"> • モデル化①との比較のため、二次元地震応答解析のばね質点系モデルによる線形弾性モデル
概念図	<p>概念図</p> <p>盛土</p> <p>基礎版</p> <p>バルブ室</p> <p>しゃへい壁</p> <p>構造物 (三次元ソリッド要素)</p> <p>平面図</p> <p>盛土</p> <p>バルブ室</p> <p>基礎版</p> <p>岩盤</p> <p>しゃへい壁</p> <p>断面図</p>	<p>構造物 (ばね質点系モデル)</p> <p>盛土</p> <p>バルブ室</p> <p>基礎版</p> <p>岩盤</p> <p>しゃへい壁</p> <p>断面図</p>
構造物のモデル化	<ul style="list-style-type: none"> • しゃへい壁、バルブ室及び基礎版を三次元ソリッド要素によりモデル化する。 	<ul style="list-style-type: none"> • しゃへい壁、バルブ室及び基礎版をばね質点系によりモデル化する。 • しゃへい壁とバルブ室はバルブ室の頂版位置で接続されていることから、頂版の水平方向剛性を考慮したばね要素で連結する。 • 三次元ソリッド要素と比較して、局所的な変形を考慮しないモデルであることから、地震時荷重を保守的に評価する見込みである。
地盤のモデル化	<ul style="list-style-type: none"> • 周辺地盤を三次元ソリッド要素でモデル化し、バルブ室及び基礎版の上載土についても、三次元ソリッド要素でモデル化する。 	<ul style="list-style-type: none"> • 周辺地盤を二次元平面ひずみ要素でモデル化し、バルブ室及び基礎版の上載土は、ばね質点系モデルの質点に重量として考慮する。
構造物と地盤の相互作用の考慮方法	<ul style="list-style-type: none"> • 周辺地盤及び構造物の上載土を三次元ソリッド要素でモデル化することで、直接的に構造物と地盤の相互作用を考慮する。 	<ul style="list-style-type: none"> • 構造物の外形を矩形とし、しゃへい壁及び基礎版の節点から側方の周辺地盤に剛はり要素を設定し、周辺地盤との相互作用を考慮する。
土圧の検証	<ul style="list-style-type: none"> • モデル化①とモデル化②の地震応答解析結果から算定される各部材(しゃへい壁及びバルブ室)への土圧の比較を行う。 • モデル化②により算定される土圧がモデル化①により算定される土圧よりも保守的であること、又は同等であることを確認する。 	

参考資料 1 三次元動的解析を用いた復水貯蔵タンク基礎の
円筒型しゃへい壁への土圧分布の検証について

1. はじめに

復水貯蔵タンク基礎の耐震評価は、二次元地震応答解析により算定した地震時荷重を、三次元構造モデルに載荷して評価を行っている。

二次元地震応答解析での構造物のモデル化は、構造的特徴を踏まえ地盤－構造物連成のばね質点系によりモデル化しているが、図 1-1 に示す複雑な形状を有する構造物と地盤の相互作用を簡略化したモデルで評価していることから、以下の検証項目に対し、地震時荷重が適切に評価されていることを確認する。

検証①：構造形状が複雑である

- ・ 復水貯蔵タンク基礎は、円筒形のしゃへい壁、矩形のバルブ室・バルブ室（ハッチ部）・連絡ダクトから構成される複雑な構造である。
- ・ 二次元地震応答解析において、各部材をばね質点系でモデル化することにより、構造物と地盤の相互作用を考慮した土圧が適切に評価できているか検証する。

検証②：基礎上の地盤（上載土）による土圧への影響

- ・ 復水貯蔵タンク基礎はバルブ室、連絡ダクト及び基礎版に上載土がある。また、北側のしゃへい壁外側の基礎版上には基礎の延長方向で分布が異なる三角形状の上載土がある。
- ・ 二次元地震応答解析において、上載土を質量としてモデル化することにより、躯体に作用する土圧が適切に評価できているか検証する。

（上載土を質量として考慮するモデル化は道路橋示方書に準拠している。）

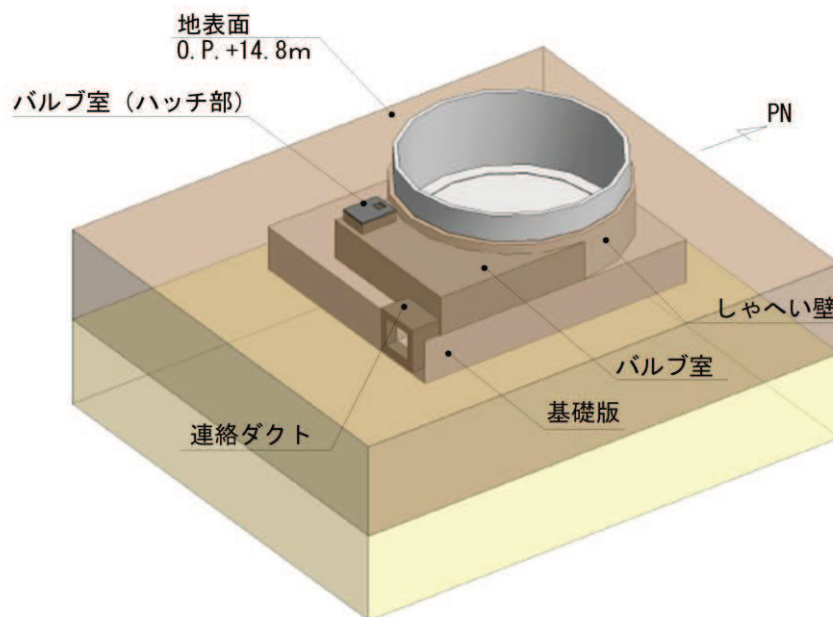


図 1-1 復水貯蔵タンク基礎の鳥瞰図

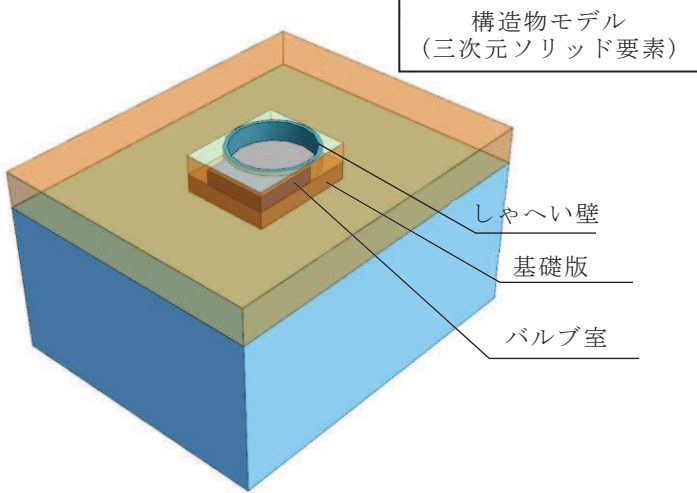
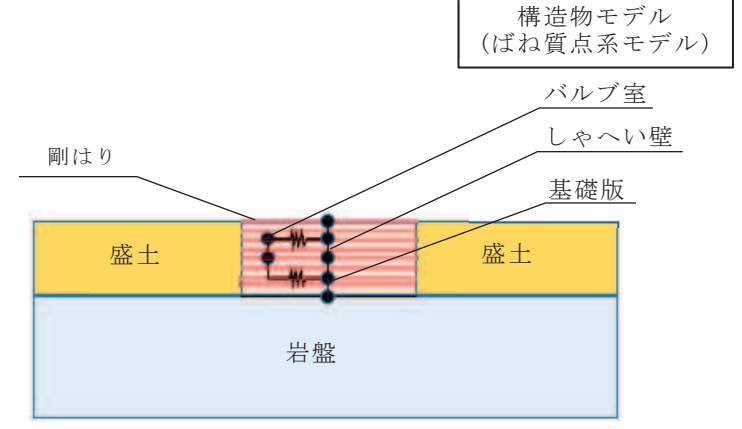
2. 評価方針

構造物の三次元形状を模擬し、構造物と地盤の相互作用を考慮した三次元地震応答解析により、次の方針で二次元ばね質点系モデルで算定した作用土圧の検証を行う。

- ・「周辺地盤を三次元ソリッド要素，構造物を三次元ソリッド要素でモデル化した場合（モデル①）」と「周辺地盤を二次元平面ひずみ要素，構造物を二次元ばね質点系モデルでモデル化した場合（モデル②）」について，地震応答解析によって各部材の側壁に作用する土圧の比較を行う。
- ・構造物は復水貯蔵タンク基礎の構造を簡略化し，円筒形のしゃへい壁と矩形のバルブ室及び基礎版から構成される構造とする。
- ・地震応答解析における構造物及び地盤は，線形弾性としてモデル化する。

解析モデルの概要を表 2-1 に示す。

表 2-1 解析モデルの概要

	モデル① 構造物：三次元ソリッド要素，周辺地盤：三次元ソリッド要素	モデル② 構造物：ばね質点系モデル，周辺地盤：二次元平面ひずみ要素
モデル化の考え方	・実現象の再現を目的とした三次元の線形弾性モデル	・モデル①との比較のため，二次元地震応答解析のばね質点系モデルによる線形弾性モデル
概念図	 <p>三次元モデル-鳥瞰図</p>	 <p>断面図</p>
構造物のモデル化	・しゃへい壁，バルブ室及び基礎版を三次元ソリッド要素によりモデル化する。	<ul style="list-style-type: none"> しゃへい壁，バルブ室及び基礎版をばね質点系によりモデル化する。 しゃへい壁とバルブ室はバルブ室の頂版位置で接続されていることから，頂版の水平方向剛性を考慮したばね要素で連結する。 三次元ソリッド要素と比較して，局所的な変形を考慮しないモデルであることから，地震時荷重を保守的に評価する見込みである。
地盤のモデル化	・周辺地盤を三次元ソリッド要素でモデル化し，バルブ室及び基礎版の上載土についても，三次元ソリッド要素でモデル化する。	・周辺地盤を二次元平面ひずみ要素でモデル化し，バルブ室及び基礎版の上載土は，ばね質点系モデルの質点に重量として考慮する。
構造物と地盤の相互作用の考慮方法	・周辺地盤及び構造物の上載土を三次元ソリッド要素でモデル化することで，直接的に構造物と地盤の相互作用を考慮する。	・構造物の外形を矩形とし，しゃへい壁及び基礎版の節点から側方の周辺地盤に剛はり要素を設定し，周辺地盤との相互作用を考慮する。
土圧の検証	<ul style="list-style-type: none"> モデル①とモデル②の地震応答解析結果から算定される各部材（しゃへい壁及びバルブ室）への土圧の比較を行う。 モデル②により算定される土圧がモデル①により算定される土圧よりも保守的であること，又は同等であることを確認する。 	

3. 評価条件

3.1 モデル化する構造物形状

本検討では、円筒形と矩形の形状が組み合わさった構造物に作用する土圧，並びに構造物上の土砂の慣性力の影響を把握することが目的である。そこで，円筒形のしゃへい壁地中部，矩形の地下構造物で上載土の載ったバルブ室及び基礎版に着目し，外形線を簡略化してモデル化する。具体的には，次のとおりとする。

しゃへい壁：地中部のみモデル化し，壁厚を 1.0m で均一とした円筒形構造とする。

バルブ室：壁厚 0.8m の頂版を連続してハッチ部の開口を閉じた構造とする。

基礎版：上方のしゃへい壁及びバルブ室の外形線の範囲に縮幅した矩形の平面形状とし，部材厚は一律 5.0m とする。

連絡トレンチ：モデル化せず，バルブ室との境界部の開口は，バルブ室の南側側壁を延長して閉じる。

図 3-1 にモデル化する構造物の鳥瞰図，図 3-2 に構造図を示す。

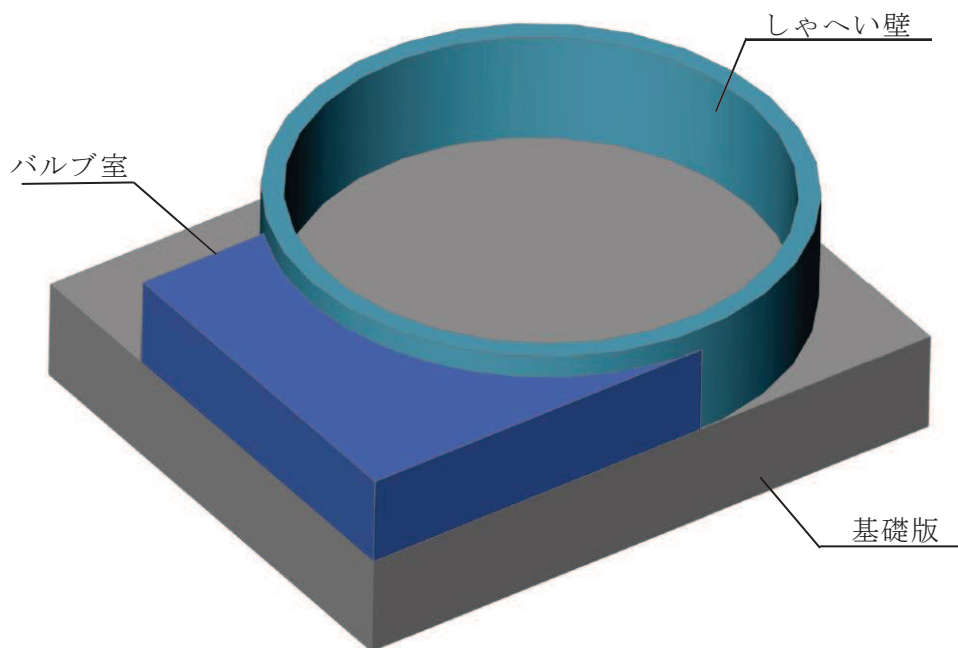


図 3-1 モデル化する構造物の鳥瞰図

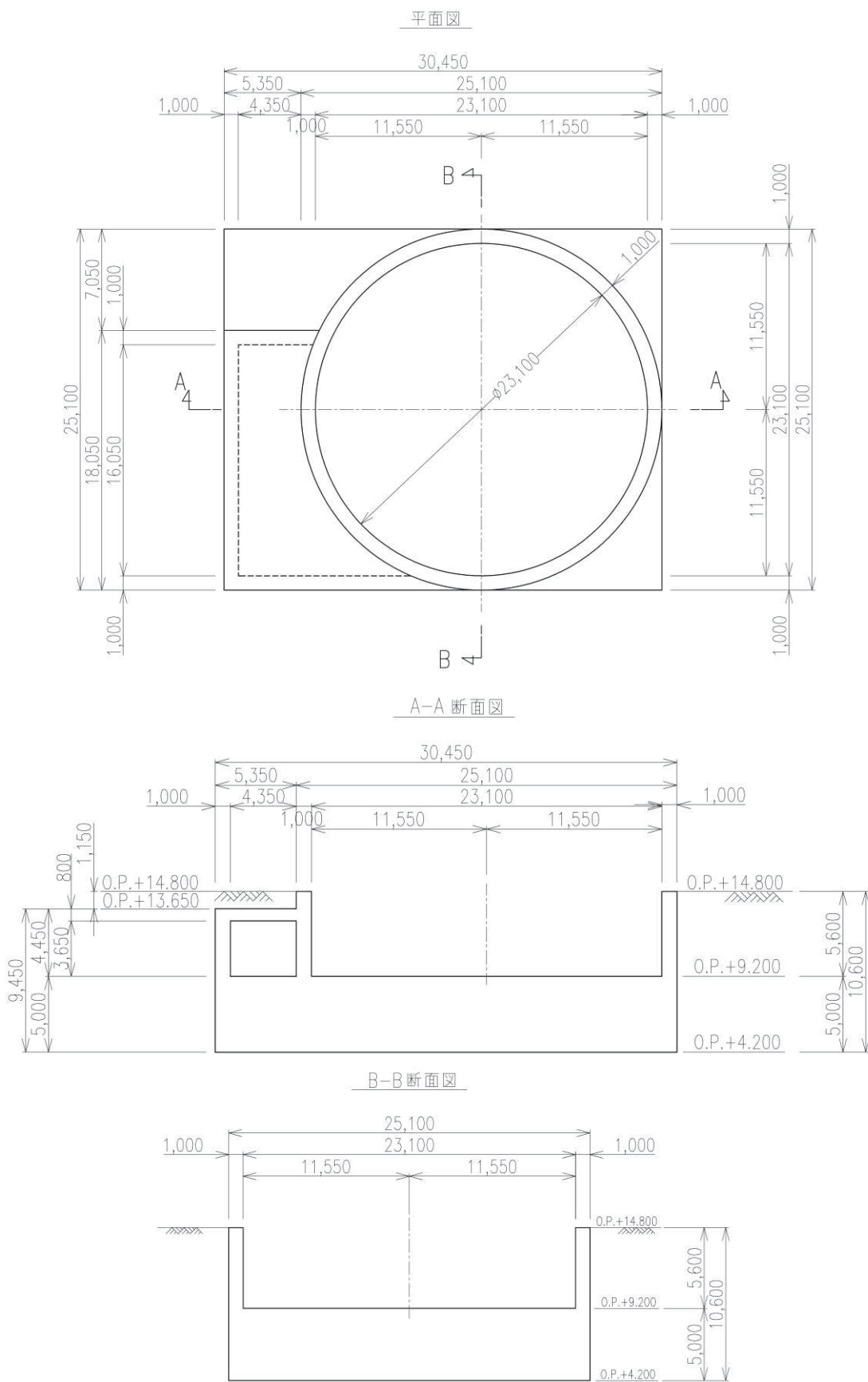


図 3-2 モデル化する構造図

3.2 モデル化する地盤構造及び地盤物性値

本検討では、復水貯蔵タンク基礎の直下地盤を水平成層構造でモデル化する。モデル化範囲は、第4速度層の岩盤が分布するO.P.-30m以浅をモデル化する。また、各地盤の物性値は、添付書類「VI-2-1-3 地盤の支持性能に係る基本方針」にて設定している物性値を用いる。

水平成層でモデル化する地盤構造及び地盤物性値を表3-1に示す。

表3-1 モデル化する地盤構造及び地盤物性値

標高 O.P. (m)	土層	単位体積 重 量 γ (kN/m ³)	動せん断弾性係数 G_d (N/mm ²)	動ポアソン比 ν	減衰 h (%)
14.800	盛土 (地下水位以浅) ▽	18.6	*2	0.48	*3
+4.200*1	— C _M 級砂岩 (第2速度層)	25.2	1.5×10 ³	0.44	3
-15.567	C _M 級砂岩 (第3速度層)	25.2	5.7×10 ³	0.40	3
-16.357	C _H 級砂岩 (第3速度層)	26.2	5.9×10 ³	0.40	3
-26.687	C _H 級砂岩 (第4速度層)	26.2	13.2×10 ³	0.36	3
-30.000					

*1 設計用地下水位を示す。解析用地下水位は、O.P.+4.200m(岩盤表面)である。

*2 小ひずみ領域： $G_0 = 382\sigma^{0.71} \geq 49.3$ $G/G_0 = 1/(1+\gamma/0.00036)$

大ひずみ領域： $G_0 = E_s/2(1+\nu_s)$ $G/G_0 = 1/(1+\gamma/\gamma_m)$

*3 $h=0.183\gamma/(1+\nu+0.000261)$ ただし、初期値を3%とする。

3.3 構造物の材料物性値

構造物の使用材料及び材料物性値を表 3-2 に示す。

表 3-2 使用材料及び物性値

材料	項目	材料諸元
鉄筋コンクリート	単位体積重量 (kN/m ³)	24.0
コンクリート (設計基準強度 20.5N/mm ²)	ヤング係数 (N/mm ²)	2.33×10 ⁴
	ポアソン比	0.2

3.4 地下水位

解析用地下水位は，岩盤表面（O.P. +4.2m）とする。

3.5 荷重条件

構造物の重量は，鉄筋コンクリートの単位体積重量 24.0kN/m^3 を用いて算出する。なお，機器・配管重量，上載荷重及び地表面上載荷重，静水圧及び揚圧力は考慮しない。

地震動は，本編の基本ケース①のうち，しゃへい壁，バルブ室及び基礎版の照査値が最も厳しくなる地震動 $S_s - D 2 (+ +)$ を検討用地震動とする。

表 3-3 に照査値を一覧する。

表 3-3 工認補足説明資料の照査値一覧（基本ケース①）

照査項目	評価部位	最厳照査値	地震動
曲げ・軸力系の破壊	しゃへい壁（地中部）	0.16	$S_s - D 2 (- +)$
	バルブ室（頂版）	0.08	$S_s - D 1 (- +)$
	バルブ室（南壁）	0.13	$S_s - D 1 (- +)$
	バルブ室（東西壁）	0.11	$S_s - D 2 (+ +)$
	バルブ室（隔壁）	0.08	$S_s - D 1 (- +)$
	基礎版	0.42	$S_s - D 2 (+ +)$
せん断破壊	しゃへい壁（地中部）	0.94	$S_s - D 2 (+ +)$
	バルブ室（頂版）	0.34	$S_s - F 1 (+ +)$
	バルブ室（南壁）	0.71	$S_s - D 1 (- +)$
	バルブ室（東西壁）	0.84	$S_s - D 2 (+ +)$
	バルブ室（隔壁）	0.18	$S_s - D 2 (- +)$
	基礎版	0.62	$S_s - D 2 (+ +)$

注) 0.94 最厳照査値の中で最大となる照査値と地震動

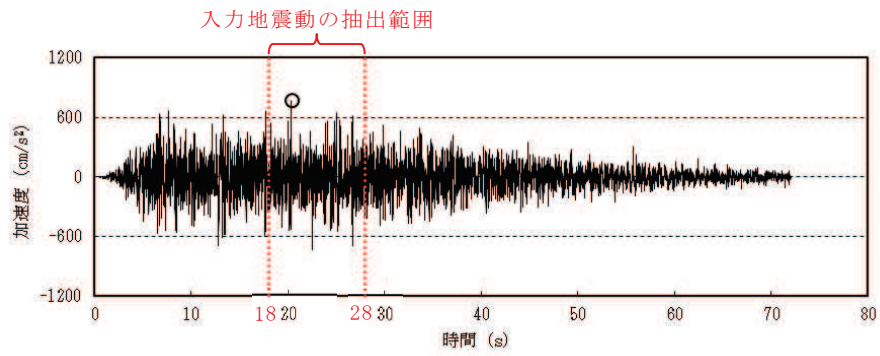
4. 地震応答解析

4.1 入力地震動の設定

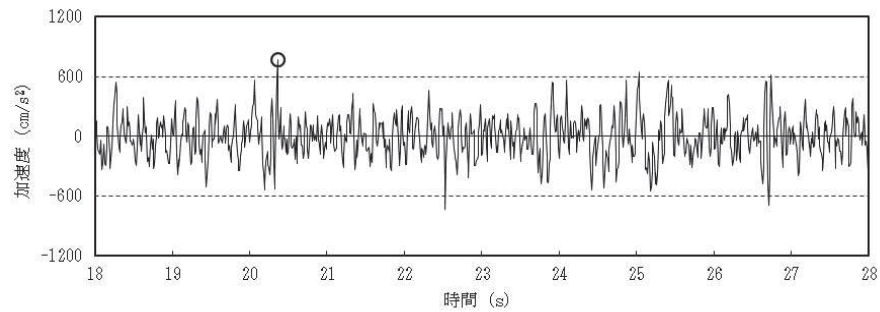
入力地震動は、添付書類「VI-2-1-6 地震応答解析の基本方針」のうち「2.3 屋外重要土木構造物」に示す入力地震動の設定方針を踏まえて設定する。

図 4-1 に入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトルを示す。入力地震動の算定には、解析コード「SHAKE Ver. 1.6」を使用する。解析コードの検証及び妥当性確認の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム(解析コード)の概要」に示す。

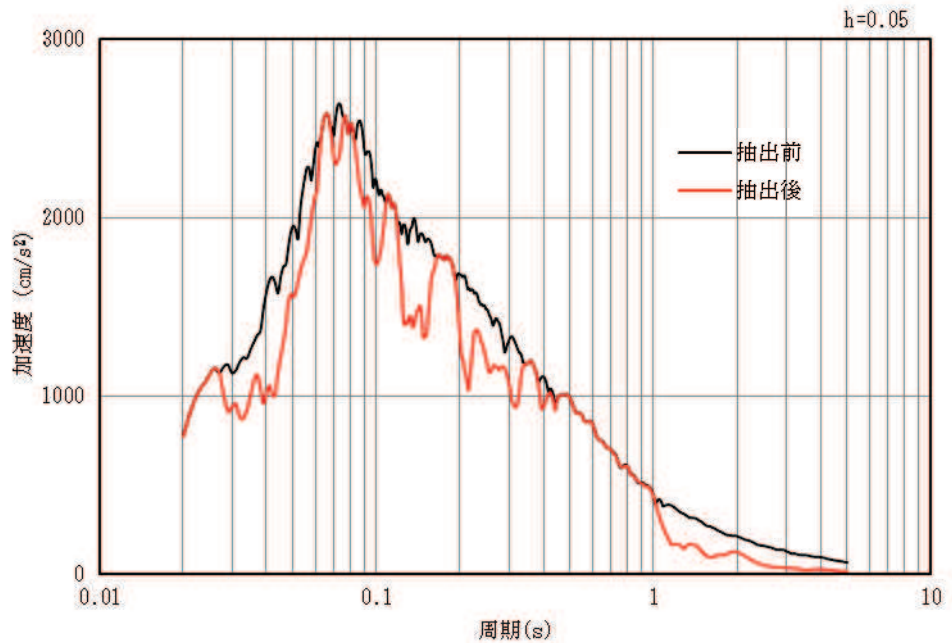
なお、本検討の入力地震動は $S_s - D_2$ の水平動のみとし、最大加速度の発生する 20.36 秒を含む 18 秒～28 秒の 10 秒間を抽出する。



(a) 作成した入力地震動全体の加速度時刻歴波形



(b) 地震応答解析用に抽出した加速度時刻歴波形



(c) 加速度応答スペクトル (h=5%)

図 4-1 入力地震動の加速度時刻歴波形及び加速度応答スペクトル
(水平成分：S s - D 2)

4.2 地震応答解析手法

地震応答解析は、水平地震動の南北方向単独加振による逐次時間積分の時刻歴応答解析により行うこととし、解析手法は三次元及び二次元の有限要素法による全応力解析とする。

地震応答解析については、解析コード「SLAP Ver. 6.65」を使用する。なお、解析コードの検証及び妥当性確認等の概要については、添付書類「VI-5 計算機プログラム（解析コード）の概要」に示す。

4.3 地震応答解析モデル

(1) 解析モデルの設定

復水貯蔵タンク基礎は、基礎版、基礎版上のしゃへい壁及びバルブ室を次の通りモデル化する。

モデル①：三次元ソリッド要素

モデル②：各部材と等価な剛性を有する線形はり要素，ばね要素及び質点

地盤については、水平成層の線形要素でモデル化する。なお、地盤剛性及び減衰のひずみ依存性を持つ盛土には、入力地震動の算定用解析で得られた収束物性値を用い、これを地震応答解析の等価物性として設定する。

境界条件は、固有値解析では底面を固定，側面を水平ローラーとする。地震応答解析では、底面及び側面を粘性境界とする。

(2) モデル①

モデル①について，図 4-2 に鳥瞰図，図 4-3 にモデル図を示す。

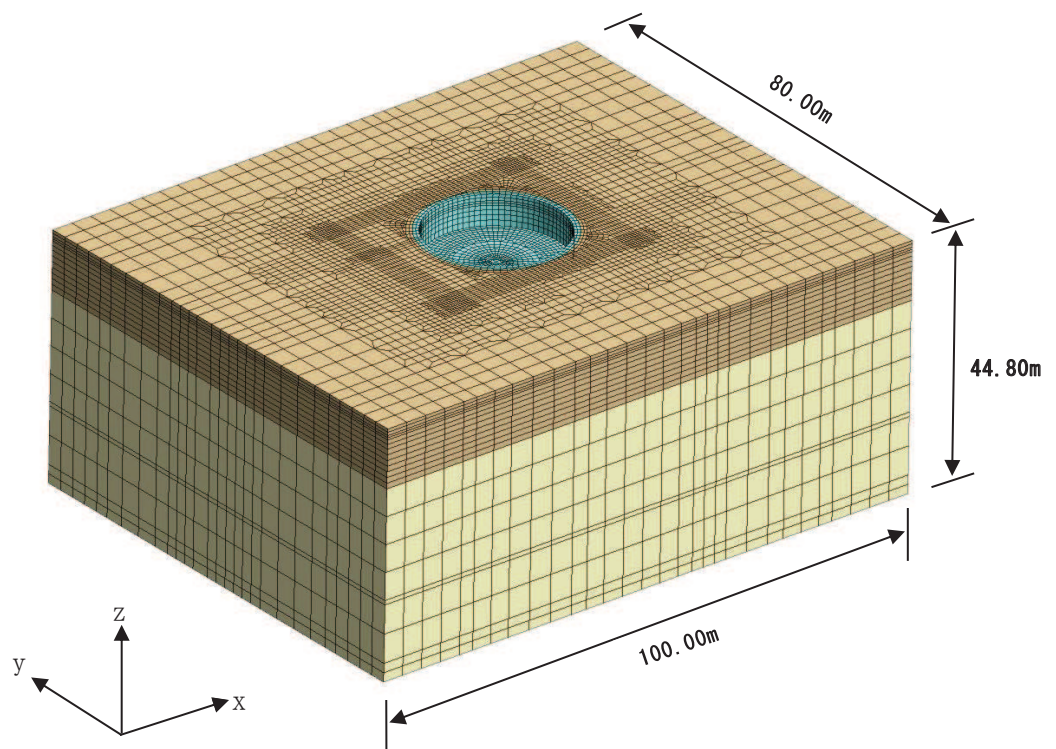
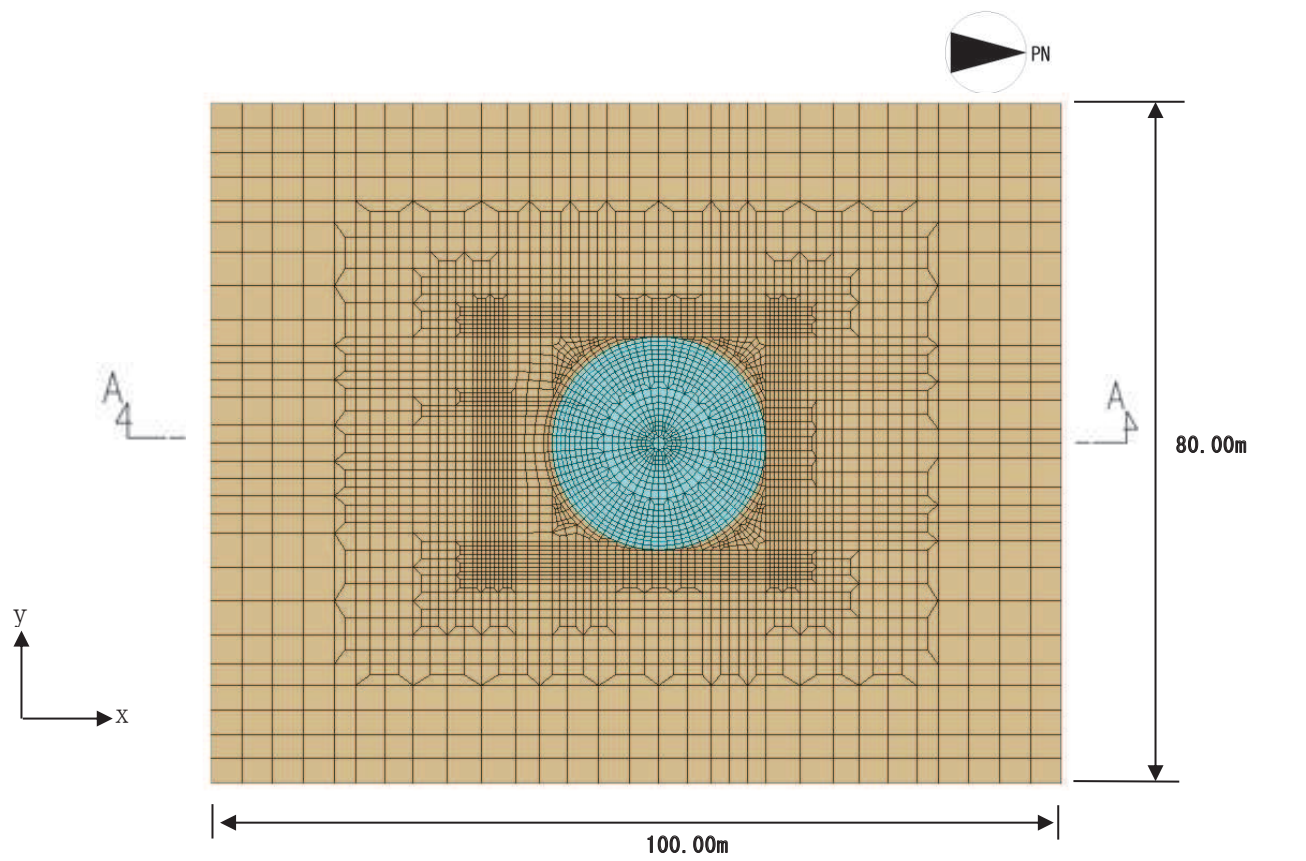
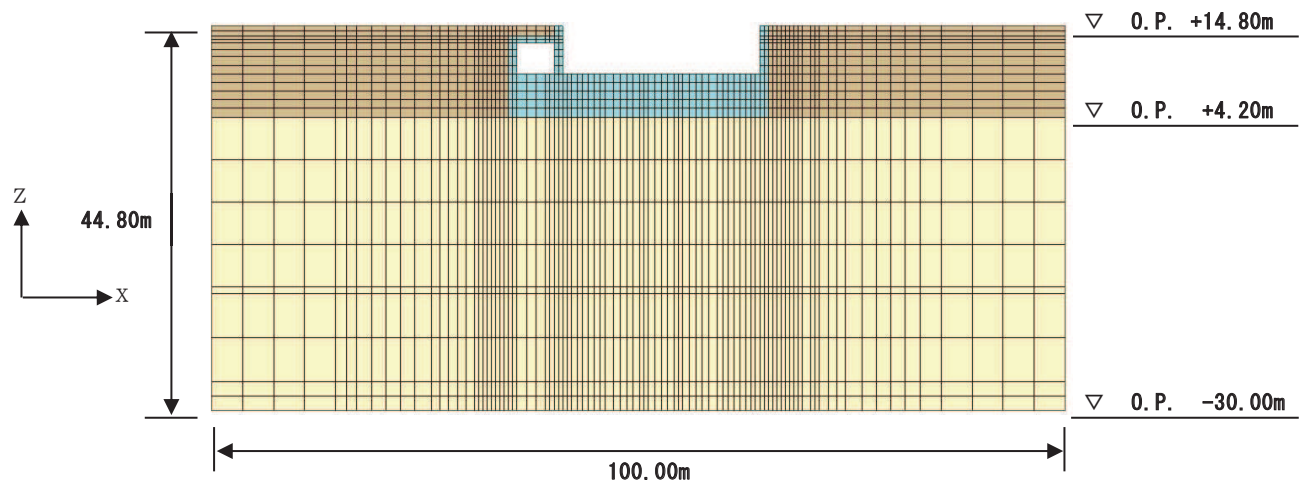


図 4-2 三次元地震応答解析モデルの鳥瞰図（モデル①）



平面図



断面図(A-A 断面)

図 4-3 三次元地震応答解析モデル図 (モデル①)

(3) モデル②

モデル②について、復水貯蔵タンク基礎のモデル図を図 4-4 に、モデル諸元を表 4-1 に示す。

しゃへい壁、バルブ室及び基礎版は、鉛直部材と等価な曲げ、せん断及び軸剛性を有する質点系モデルとする。しゃへい壁～バルブ室間はバルブ室頂版位置で頂版の水平方向剛性を換算したばね要素で連結する。なお、各部材が基礎版上面で一体構造として挙動するように、しゃへい壁及びバルブ室は基礎版上面において、水平、鉛直及び回転の自由度を共有する。

地震応答解析では、復水貯蔵タンク基礎と周辺地盤の相互作用を考慮するため、しゃへい壁及び基礎版と側方地盤の同一標高の節点間、並びに基礎版の底面に剛はり要素を設定し、剛はり要素を介して構造物と周辺地盤とを接続する。

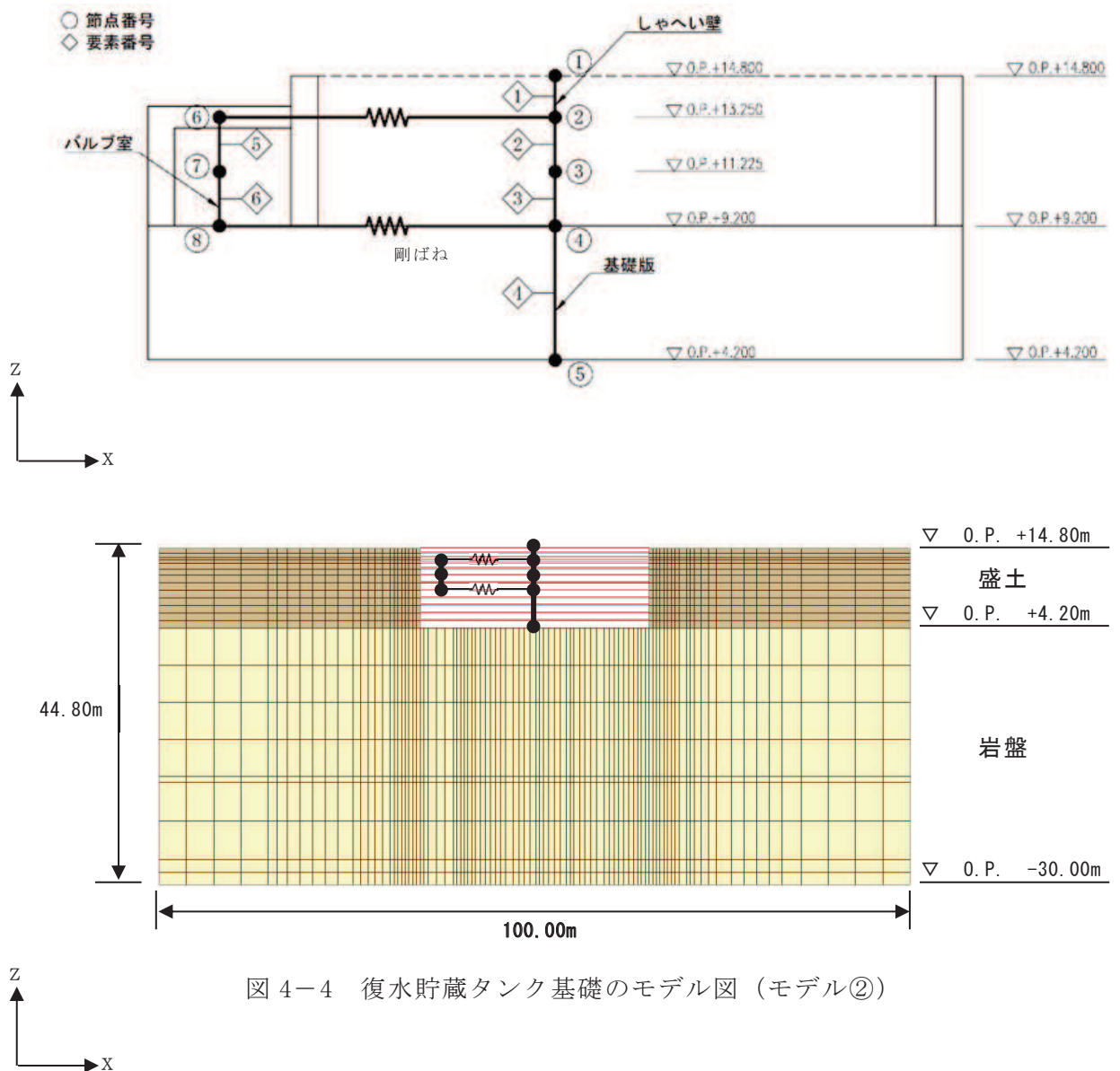


図 4-4 復水貯蔵タンク基礎のモデル図 (モデル②)

表 4-1 復水貯蔵タンク基礎のモデル諸元 (モデル②)

標高 (m)	質点No.	重量 (kN)	回転慣性 (kN・m ²)	はり要素No.	断面積 (m ²)	せん断有効断面積 (m ²)	断面2次モーメント (m ⁴)
14.8	1	4.144 × 10 ³	1.027 × 10 ⁵				
				1	7.571 × 10 ¹	3.786 × 10 ¹	5.506 × 10 ³
13.25	2	9.240 × 10 ³	3.976 × 10 ⁵	2	9.039 × 10 ¹	5.364 × 10 ¹	6.883 × 10 ³
11.225	3	8.702 × 10 ³	3.360 × 10 ⁵	3	9.039 × 10 ¹	5.364 × 10 ¹	6.883 × 10 ³
9.2	4	5.117 × 10 ⁴	4.106 × 10 ⁶	4	7.643 × 10 ²	7.643 × 10 ²	5.905 × 10 ⁴
4.2	5	4.586 × 10 ⁴	3.639 × 10 ⁶				
13.25	6	3.722 × 10 ³	1.488 × 10 ³	5	2.240 × 10 ¹	6.350 × 10 ⁰	9.288 × 10 ⁰
11.225	7	1.932 × 10 ³	9.575 × 10 ²	6	2.240 × 10 ¹	6.350 × 10 ⁰	9.288 × 10 ⁰
9.2	8	—	—				

標高 (m)	ばね要素No.	水平ばね (kN・m)	鉛直ばね (kN・m)	回転ばね (kN・m)
13.25	1	6.275 × 10 ⁷	0.000 × 10 ⁰	0.000 × 10 ⁰
9.2	2	1.000 × 10 ¹¹	1.000 × 10 ¹¹	1.000 × 10 ¹¹

4.4 減衰定数

減衰定数は、「資料1 屋外重要土木構造物の耐震安全性評価について」の「9. 地震応答解析における減衰定数」に基づき、粘性減衰で考慮する。

粘性減衰は、固有値解析にて求められる解析モデル全体の固有周期と各材料の減衰比に基づき、質量マトリックス及び剛性マトリックスの線形結合で表される以下のRayleigh減衰を解析モデル全体に与える。

$$[c] = \alpha [m] + \beta [k]$$

[c] : 減衰係数マトリックス

[m] : 質量マトリックス

[k] : 剛性マトリックス

α, β : 係数

ここで、Rayleigh減衰の係数 α, β について、岩盤及び構造物は「資料12 3.3 減衰定数」と同様に解析の安定を確保するための小さな減衰2%で設定する。一方、盛土は線形要素でモデル化することから、盛土が振動する1次のモード減衰で係数 α, β を設定する。なお、固有値解析は水平成層地盤で実施する。

固有値解析結果に基づき設定したRayleigh減衰の係数 α, β を表4-2に示す。

表 4-2 Rayleigh 減衰における係数 α, β の設定結果

	α	β
岩盤・構造物	3.384×10^{-1}	8.866×10^{-4}
盛土	2.793	7.317×10^{-3}

4.5 検証時刻の選定

復水貯蔵タンク基礎には、地震時荷重となる慣性力及び地震時土圧が各部材に作用し、その総水平力は基礎版底面の水平方向せん断力で集計される。そこで、基礎版底面に作用する総水平力が最大となる時刻を選定し、これを検証時刻とする。

具体的には、モデル①は、ソリッド要素でモデル化した基礎版の最下層におけるX-Y平面内要素のせん断力を合計し、その合計値が最大となる時刻とする。モデル②は、はり要素でモデル化した基礎版の下端側せん断力が最大となる時刻とする。

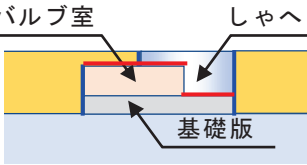
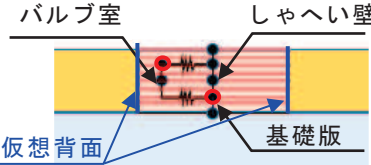
4.6 地震時荷重の抽出方法

復水貯蔵タンク基礎に作用する周辺盛土からの地震時荷重として、「資料12 4.4 入力荷重」で考慮するバルブ室及び基礎版の上載盛土による慣性力、並びにしゃへい壁、バルブ室及び基礎版の鉛直壁面に作用する地震時土圧を抽出する。

表4-3に各モデルにおける地震時荷重の抽出方法を示す。

なお、モデル②では基礎版の両外壁面上に仮想背面を設定し、仮想背面内のバルブ室及び基礎盤上の盛土は質点重量としてモデル化している。そのため、上載盛土の慣性力はバルブ室及び基礎版の上端質点の加速度を用いて震度設定し、慣性力を算定する。また、地震時土圧は仮想背面に隣接する地盤要素の水平応力を用いて算定する。

表4-3 地震時荷重の抽出方法

	モデル①	モデル②
モデル図		
上載盛土の慣性力	バルブ室及び基礎版の上載盛土最下層のせん断応力を集計	バルブ室及び基礎版の上端質点の加速度を水平震度に換算し、各上載盛土重量を乗じて集計
地震時土圧	バルブ室、しゃへい壁、基礎版側面地盤の水平応力を集計	基礎側方の仮想背面地盤に作用する水平応力を集計

5. 評価結果

5.1 地震応答解析結果

(1) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴

地震応答解析結果として、表 5-1 にシャへい壁頂部の水平変位を示す。また、図 5-1 に各モデルにおける変位のイメージ図を示す。

モデル①は、南側及び北側のシャへい壁は面外方向の荷重を受けて片持ち梁として挙動し、比較的大きな変位を示す。一方、東側及び西側のシャへい壁は面内方向の荷重を受けて耐震壁として挙動し、比較的小さな変位となり、モデル②と同等の変位となっている。

図 5-2 に両モデルにおける変位の時刻歴を示す。モデル①とモデル②で位相特性は相似し、最大値の発生時刻もほぼ一致している。

(2) 総水平力

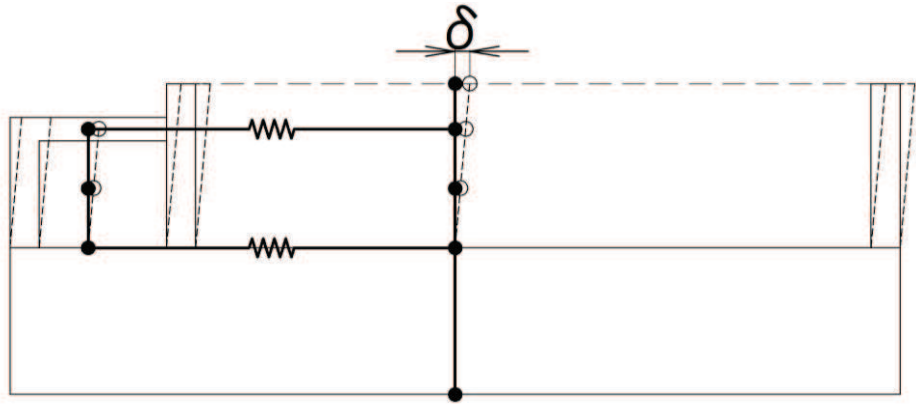
モデル①とモデル②の基礎版底面位置における総水平力について、図 5-3 に時刻歴波形、表 5-2 に最大値を示す。

図 5-3 に示す総水平力の位相特性は相似し、同じ時刻で最大値が発生する。総水平力の振幅特性も整合し、最大値も同等となっている。

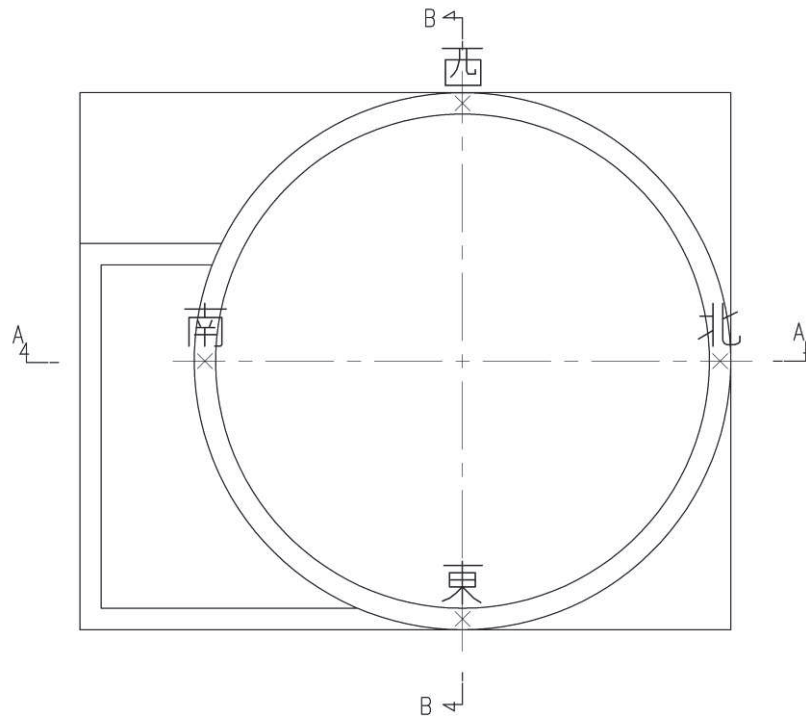
以上より、モデル①とモデル②の再現性が確認されたことから、以降の検討は検証項目である土圧への影響が大きい総水平力が最大となる時刻に着目して行う。

表 5-1 シャへい壁頂部の最大水平変位

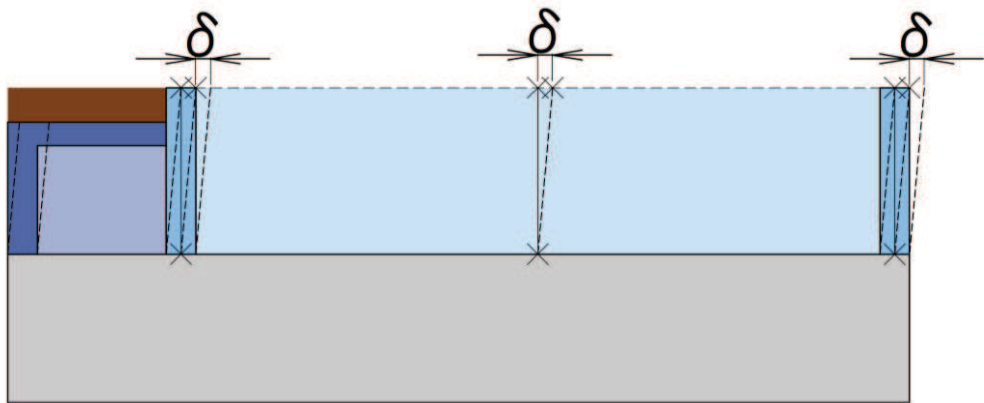
モデル①（三次元解析）			モデル②（二次元解析）	
場所	変位（mm）	時刻	変位（mm）	時刻
東側	0.41	732step	0.60	732step
西側	0.58	732step		
南側	1.10	732step		
北側	3.43	733step		
平均	1.34	732step		



変位図(2次元モデル)



変位図(3次元モデル平面図)



変位図(3次元モデル)

図 5-1 変位イメージ図

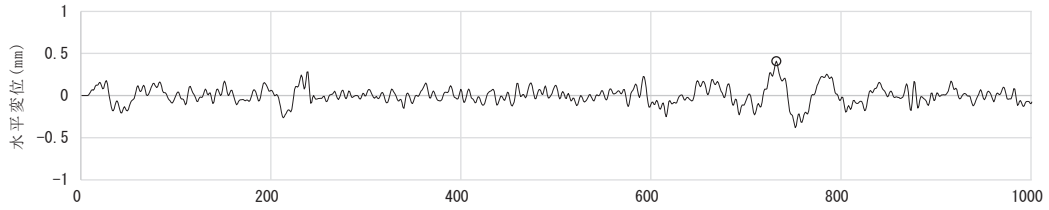


図 5-2(1) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 東側

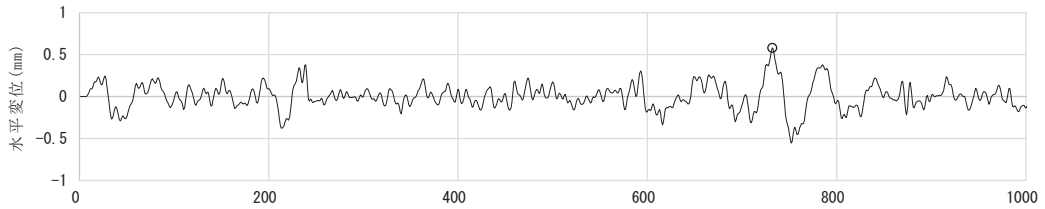


図 5-2(2) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 西側

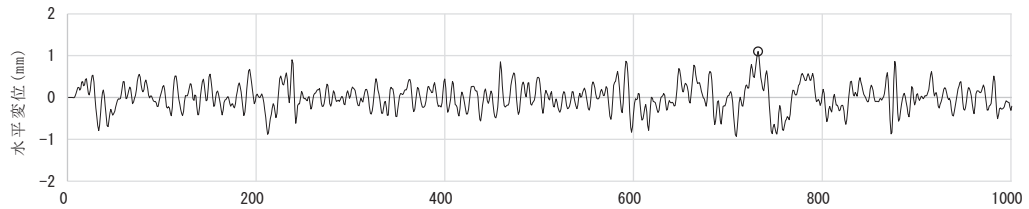


図 5-2(3) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 南側

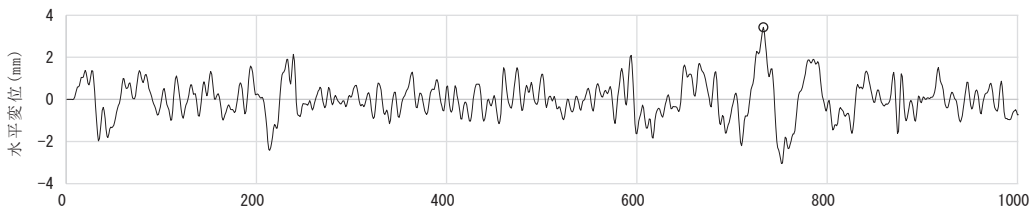


図 5-2(4) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 北側

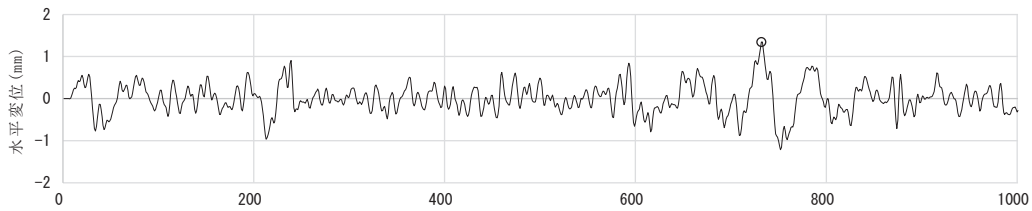


図 5-2(5) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル① 平均

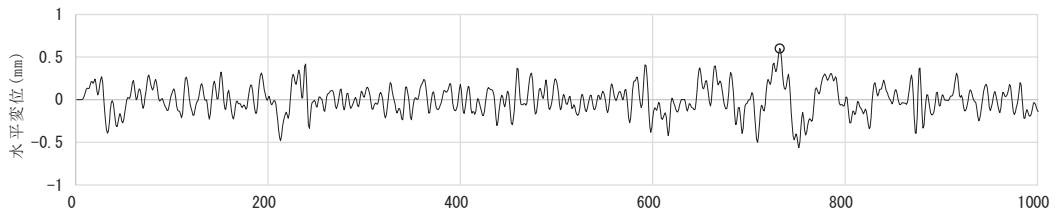


図 5-2(6) シャへい壁頂部の水平変位時刻歴 モデル②

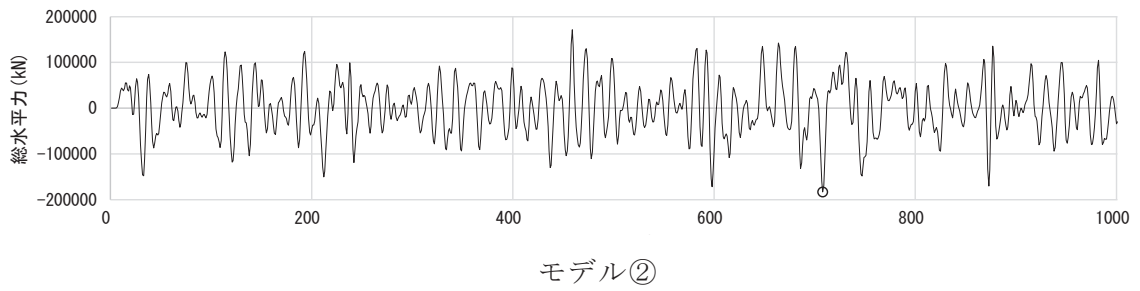
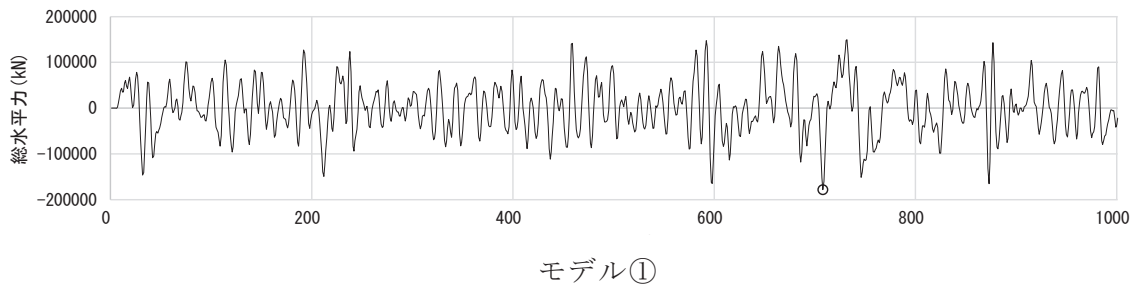
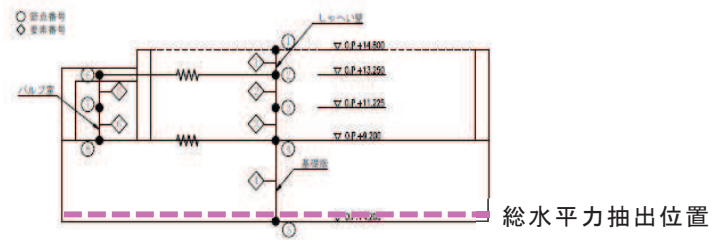


図 5-3 総水平力時刻歴（基礎版底面 O. P. +4. 2m）

表 5-2 総水平力の最大値比較

場所	モデル①		モデル②	
	総水平力 (kN)	時刻	総水平力 (kN)	時刻
基礎版底面 (O. P. +4. 2m)	-178137	708step	-183375	708step



5.2 地震時土圧の評価結果

図 5-4 に側方地盤の地震時土圧の深度方向分布及び水平面内分布を示す。

(1) 構造物形状の影響（検証①）

北側のしゃへい壁部（O.P. +13.94m, +9.71m）では、円筒形状の影響でモデル①の地震時土圧（ σ_{xx} ）が外側に向かうにつれて小さくなる半円状の分布形状となる。

南側のバルブ室部（O.P. +9.71m）では、バルブ室の隅角部となる東壁及び西壁位置でモデル①の地震時土圧が若干大きくなるものの、そこを除く南壁に作用する地震時土圧はおおむね一致する。また、しゃへい壁のみとなる西側で北側と同様の傾向を示す。

基礎版の中間付近の高さ（O.P. +6.7m）は、北側及び南側共に壁面が直線形状となるため、どちらの面も地震時土圧の分布形状は同様の傾向となる。すなわち、モデル①では端部で地震時土圧が大きくなる傾向があるものの、それ以外の範囲では両モデルの地震時土圧はおおむね一致する。

以上より、しゃへい壁、バルブ室、連絡ダクト等で構成される複雑な構造の復水貯蔵タンク基礎については、二次元地震応答解析により、構造物と地盤の相互作用を考慮した土圧が適切に評価できていることを確認した。

(2) 上載土の慣性力の影響（検証②）

深度方向分布をみると、南側のバルブ室上面及び北側の基礎版上面に位置する要素で、モデル①の地震時土圧（ σ_{xx} ）が小さくなっている。これは、各部位の上載盛土から直下のバルブ室頂版及び基礎版に、荷重が伝達されている影響である。これらの局所的な差異を除くと、モデル①とモデル②の中央断面における地震時土圧の深度方向分布はおおむね一致する。

水平面内分布をみると、上記と同様に構造物上方盛土の荷重が下方に伝達される影響で、バルブ室上面要素（O.P. +13.94m）及び基礎版上面要素（O.P. +9.71m）で、各盛土位置においてモデル①の地震時土圧（ σ_{xx} ）が小さくなっている。

以上より、上載盛土を質量でモデル化した二次元地震地震応答解析では、躯体に作用する土圧を保守的に評価できていることを確認した。

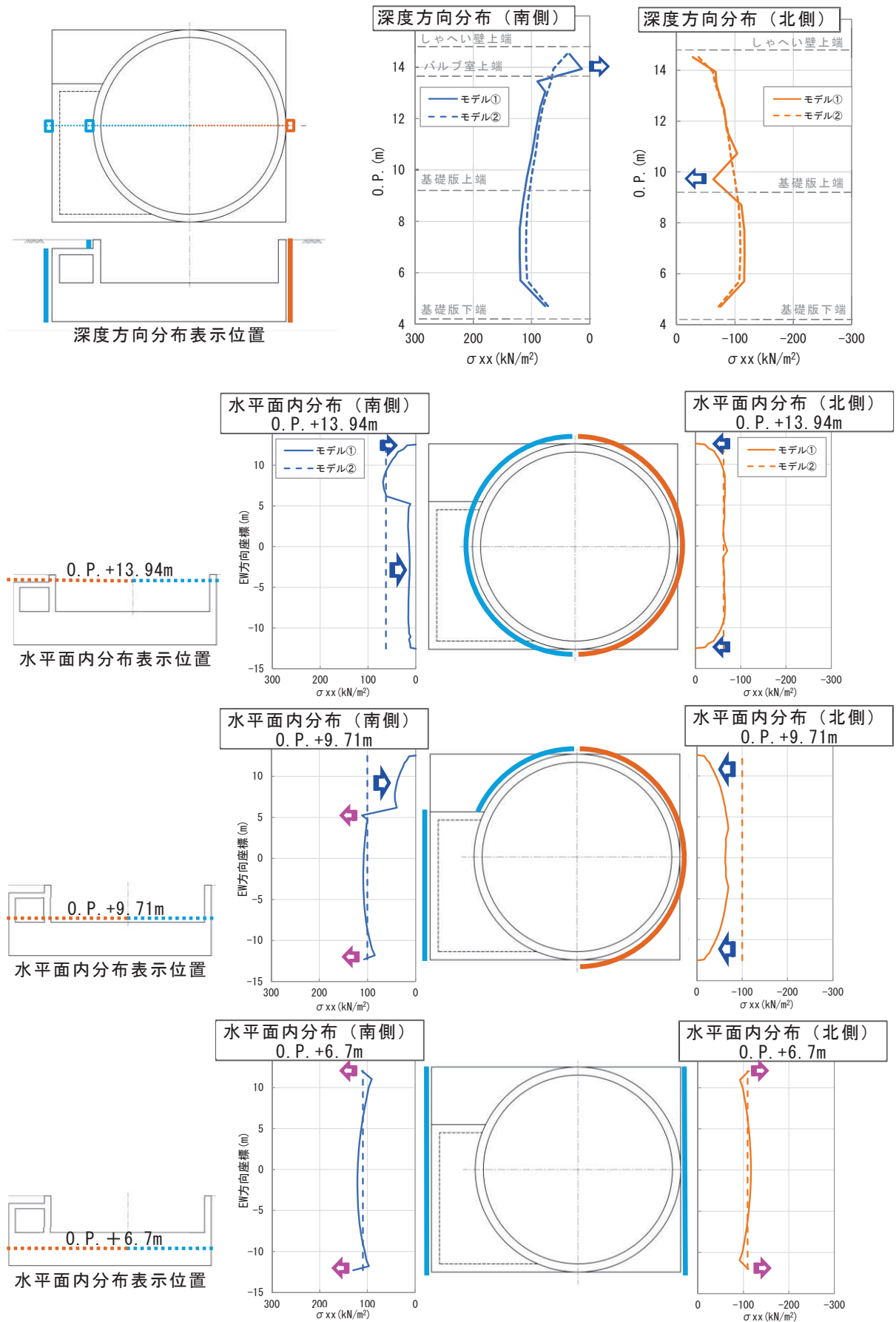


図 5-4 総水平力最大時刻における地震時土圧分布

5.3 設計荷重の評価結果

表 5-3 に示すように、地震時荷重が作用する各部位ごとに、「資料 12 4. 三次元構造解析」で考慮する上載盛土の慣性力及び地震時土圧を集計する。表 5-4 に、総水平力最大時刻における上載盛土の慣性力及び地震時土圧の集計結果を示す。

しゃへい壁，バルブ室及び基礎版は，いずれもモデル②の土圧合計値が大きい。よって，モデル②に基づく「資料 12 4. 三次元構造解析」は，保守的な荷重設定となっている。

表 5-3 上載盛土の慣性力及び地震時土圧の集計範囲

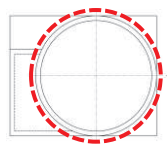
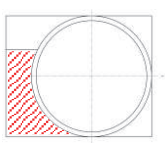
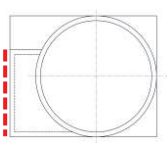
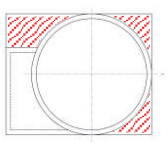
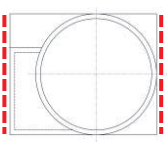
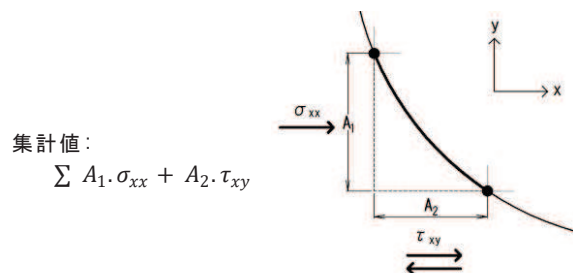
	上載盛土の慣性力	地震時土圧
しゃへい壁	—	
バルブ室		
基礎版		

表 5-4 総水平力最大時刻における上載盛土の慣性力及び地震時土圧の集計結果

	モデル① 土圧集計 (kN)			モデル② 土圧集計 (kN)			合計比較 (②/①)
	上載盛土 の慣性力	地震時 土圧 *	合計 ①	上載盛土 の慣性力	地震時 土圧	合計 ②	
しゃへい壁	—	13822	13822	—	15346	15346	1.11
バルブ室	1730	7323	9052	3054	6998	10052	1.11
基礎版	1812	25252	27064	14018	25314	39332	1.45

注*：地震荷重の方向に対して傾斜する壁については
下図のとおり地震時土圧を集計する



6. まとめ

復水貯蔵タンク基礎について、モデル①（三次元動的解析）とモデル②（二次元ばね質点系モデル）において、地震応答解析を実施し、各部材に作用する土圧の比較・検証を行った。

地震応答解析の結果、しゃへい壁頂部の変位及び基礎版底面位置における総水平力は、モデル①とモデル②で位相特性は相似し、最大値の発生時刻もほぼ一致していることから、モデルの再現性を確認した。

そのうえで、検証①により、しゃへい壁、バルブ室、連絡ダクト等で構成される複雑な構造の復水貯蔵タンク基礎については、二次元地震応答解析により構造物と地盤の相互作用を考慮した土圧が適切に評価できていることを確認した。

また、検証②により、上載盛土を質量でモデル化した二次元地震地震応答解析により、躯体に作用する土圧を保守的に評価できていることを確認した。

また、上載盛土の慣性力と側方地盤の地震時土圧を比較した結果、モデル②において、地震時土圧は保守的に評価されていることを確認した。

以上より、構造形状が複雑な復水貯蔵タンク基礎の評価において、ばね質点系の二次元地震応答解析により地震時荷重が適切に評価されていることを確認した。