表層地盤の硬軟がRC池状構造物間の地震時挙動に及ぼす影響

猪子　敬之介[1]・大嶽　公康[2]・成田　健太郎[3]・有賀　義明[4]・林川　俊郎[5]

[1]正会員　札幌市水道局給水部（〒060-0041 北海道札幌市中央区大通東11丁目23番地）
E-mail:keinosuke.inoko@city.sapporo.jp

[2]正会員　日本上下水道設計株式会社（〒141-0031 東京都品川区西五反田7丁目20番9号）
E-mail:kimiyasu_ohtake@njs.co.jp

[3]非会員　日本上下水道設計株式会社（〒141-0031 東京都品川区西五反田7丁目20番9号）
E-mail:kentaroh_narita@njs.co.jp

[4]フェロー会員　弘前大学大学院理工学研究科（〒036-8561 青森県弘前市文京町3）
E-mail:y-a-arig@cc.hirosaki-u.ac.jp

[5]フェロー会員　北海道大学大学院工学研究科（〒060-8628 北海道札幌市北区北13条西8丁目）
E-mail:toshiroh@eng.hokudai.ac.jp

ポンプ場のような高台にある水道施設では，不整形地盤上にRC池状構造物が隣接して建設されることがある．これらの構造物群と周辺地盤との間の地震時における動的相互作用に関しては十分に体系付けられていない．そこで，本研究では2次元動的有限要素解析を用いて，表層地盤の硬軟が不整形地盤上のRC池状構造物間の地震時挙動に及ぼす影響を検討した．その結果，地盤が軟質になると水平変位の減少，周辺地盤の加速度の増加が著しくなり，硬質の場合に比べて周辺地盤の加速度が増大すること，などの結論を得た．

Key Words : *surface subsoil, irregular ground, RC tanks, 2-D dynamic analysis, earthquake behavior*

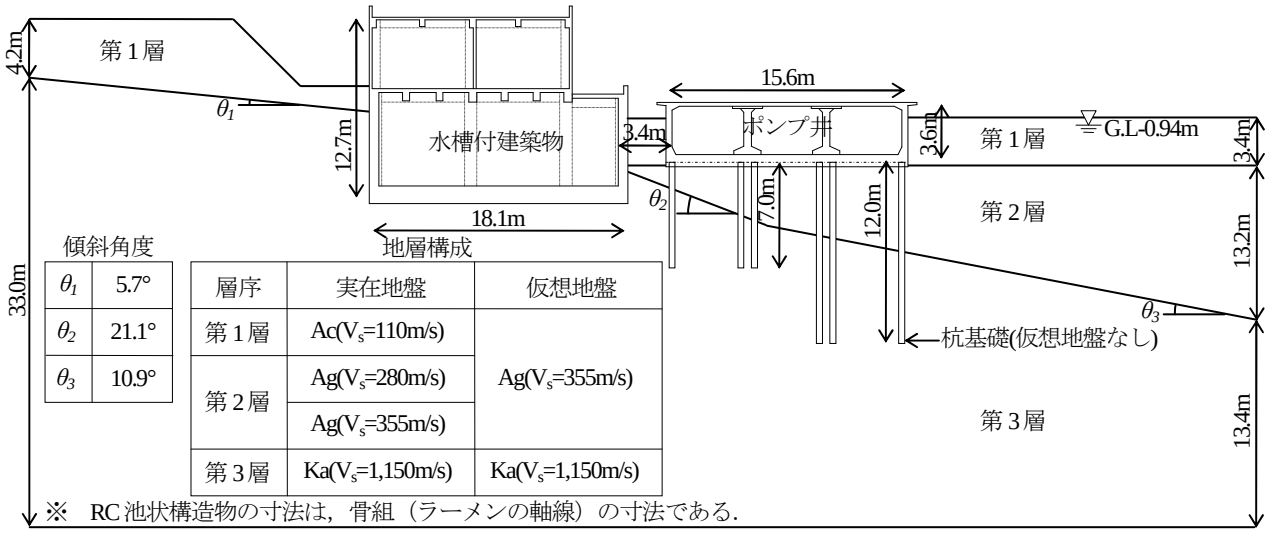
1.　はじめに

日本の水道普及率は97.5%に達し[1)]，改めて言うまでもなく，水道は国民生活や社会・経済活動に欠くことのできない極めて重要なライフラインとなっている．このため，地震などの自然災害による突発的な断水あるいは減水の影響は計り知れないものがあり，都市部の大規模水道，山間部や海岸地域などの小規模水道を問わず，地震時・地震後の機能維持が強く求められる施設である．

近年の被害地震による主な水道施設の被害を見ると，津波による被害を除けば，取り分け，地滑り・山崩れ・山腹崩壊の生じ易い地盤，地表面や基盤面が傾斜した不整形地盤，軟弱地盤・埋立地・液状化地盤等の地形・地質的な要因などで生じている[2)~7)]．

一方，水道施設は水理的条件や地理的条件等から施工地盤の良否を選択できず，山間部の力学的性質に一様性のない地盤，軟弱な地盤上の建設を余儀なくされることがある．このような不整形地盤，軟弱地盤に建設されるRC池状構造物を対象に，その地震時挙動について詳細に検討した事例も報告されている[8)~10)]．しかしながら，山間部では動的な物理定数の異なる多種多様の地盤が堆積しており，本論文の対象とする表層地盤の違いがRC池状構造物間の地震時挙動にどのような影響を及ぼすかといった解析事例や基準・指針等における設計事例などはほとんど見当たらない．また，水道施設は機能のバックアップ，応急給水の充実などの観点から，敷地内に複数のRC池状構造物が隣接していることもある．これら構造物の耐震設計は，各構造物を個として捉え，問題を単純化し，隣接する構造物相互の地震時の影響を考慮せずに個別に設計されているのが実情であり，構造物群の耐震性評価が定量的になされているとは言い難い．

このような実情に鑑み，本論文では，耐震設計実務における有用情報の提供を目的として，2つのRC池状構造物を対象に，硬質な傾斜基盤上の表層地盤の硬軟を変化させた2次元動的有限要素解析によるケーススタディを実施し，各ケースの相違を相互比較することで，表層地盤の硬軟がRC池状構造物間の地震時挙動に及ぼす影響を検討する．



傾斜角度

θ_1	5.7°
θ_2	21.1°
θ_3	10.9°

地層構成

層序	実在地盤	仮想地盤
第１層	Ac(V_s=110m/s)	Ag(V_s=355m/s)
第２層	Ag(V_s=280m/s)	
	Ag(V_s=355m/s)	
第３層	Ka(V_s=1,150m/s)	Ka(V_s=1,150m/s)

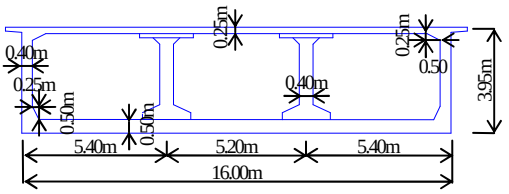
図-1　RC池状構造物と地盤

2.　解析モデル

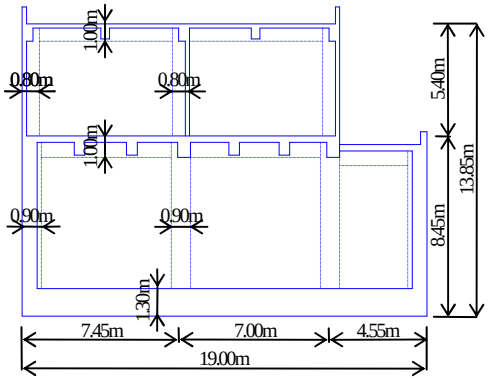
(1)　解析モデル

解析対象としたRC池状構造物と地盤の断面を**図-1**に示す．本論文では水道施設のうち札幌市南区南沢にあるポンプ場を検討対象とした．**図-1**左の山側に地上・地下1階の新設水槽付建築物，右の谷側に半地下式の既存ポンプ井が配置される事例を取り扱った（これより以降，前者を建物，後者をポンプ井と呼ぶ）．地盤条件から基礎形式は，建物が軟質地盤，硬質地盤ともに直接基礎，ポンプ井が軟質地盤を杭基礎（PC杭φ350mm，t=60mm，L=7.0m），硬質地盤を直接基礎としている．RC池状構造物の形状寸法を**図-2**に示す．

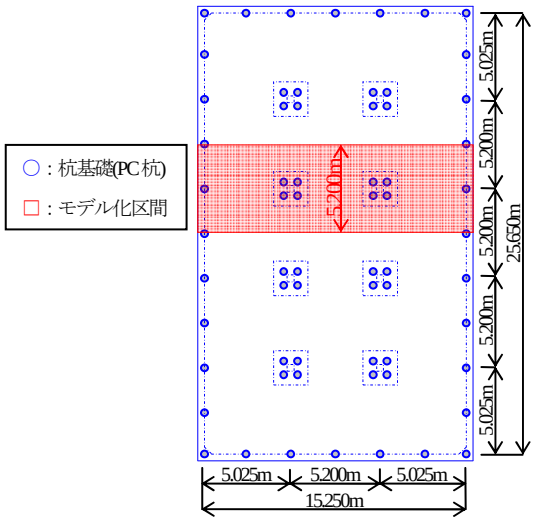
地盤は地表面から順に沖積粘性土層（Ac，V_s=110m/s），沖積砂礫層（Ag，V_s=280m/s，V_s=355m/s），安山岩層（Ka，V_s=1,150m/s）の3層によって構成される，札幌市南区南沢の実在地盤（軟質地盤モデル）を用いた．比較対象には，より実際に近い山間部の地盤を模擬できるよう，札幌市南区南沢の地盤調査結果[11]，札幌市域の浅部地下構造モデル[12]を元に，実在地盤表層の沖積粘性土層（Ac，V_s=110m/s）と沖積砂礫層（Ag，V_s=280m/s）を，せん断波速度V_s（初期せん断弾性係数G_{max}）のより大きい沖積砂礫層（Ag，V_s=355m/s）に変更し，沖積砂礫層（Ag，V_s=355m/s），安山岩層（Ka，V_s=1,150m/s）の2層によって構成される仮想地盤（硬質地盤モデル）を仮定した（これより以降，前者を軟質地盤モデル，後者を硬質地盤モデルと呼ぶ）．RC池状構造物の側方地盤は，都市近郊で土留め工を用いた開削工法により構造物が構築されることを想定し，原地盤をモデル化している．このため，新設水槽付建築物の構築に伴う掘削土留め工の施工に際し，周辺地盤の変形を抑制するために計



(a)　ポンプ井（既設構造物）の形状寸法



(b)　水槽付建築物（新設構造物）の形状寸法



(c)　ポンプ井（既設構造物）の杭伏図

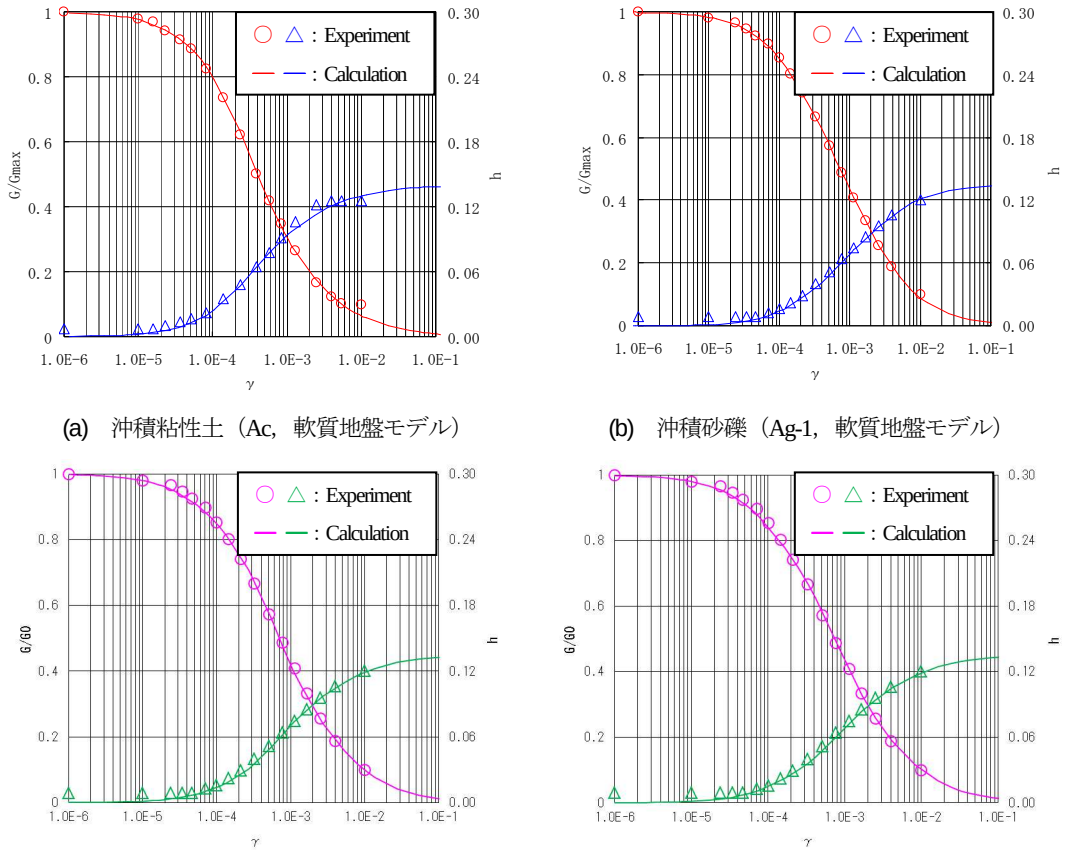
図-2　RC池状構造物の形状寸法

表-1　地盤の物理定数（軟質地盤モデル）

土質性状	層厚	単位体積重量 γ (KN/m^3)	ポアソン比 ν	せん断波速度 V_s (KN/m^2)	初期せん断弾性係数 G_{max} (KN/m^2)	せん断強度 τ_f (KN/m^2)	規準ひずみ γ_r
沖積粘性土(Ac)	0.00～3.38	17	0.442	110	20,990	24.443	0.001164
沖積砂礫(Ag-1)	3.38～6.89	18	0.434	280	144,000	18.369	0.000128
沖積砂礫(Ag-2)	6.89～9.99	18	0.442	355	231,474	27.924	0.000121
沖積砂礫(Ag-3)	9.99～16.53	18	0.442	355	231,474	36.095	0.000156
安山岩(Ka)	16.53～30.00	25	0.378	1,150	3,373,724	-	-

表-2　地盤の物理定数（硬質地盤モデル）

土質性状	層厚	単位体積重量 γ (KN/m^3)	ポアソン比 ν	せん断波速度 V_s (KN/m^2)	初期せん断弾性係数 G_{max} (KN/m^2)	せん断強度 τ_f (KN/m^2)	規準ひずみ γ_r
沖積砂礫(Ag-4)	0.00～3.38	18	0.442	355	231,474	6.314	0.000027
沖積砂礫(Ag-5)	3.38～6.89	18	0.442	355	231,474	19.183	0.000083
沖積砂礫(Ag-6)	6.89～9.99	18	0.442	355	231,474	33.208	0.000144
沖積砂礫(Ag-7)	9.99～16.53	18	0.442	355	231,474	51.204	0.000214
安山岩(Ka)	16.53～30.00	25	0.378	1,150	3,373,724	-	-



(a)　沖積粘性土（Ac，軟質地盤モデル）　(b)　沖積砂礫（Ag-1，軟質地盤モデル）

(c)　沖積砂礫（Ag-4，硬質地盤モデル）　(d)　沖積砂礫（Ag-5，硬質地盤モデル）

図-3　土の繰返しせん断特性

測管理を行うことが必要である．地盤調査結果[11]から基盤面の傾斜角度は5.7～21.1°とした．地下水位は図-1右端部のG.L-0.94mに設定している．

(2)　地盤と構造物のモデル化

軟質地盤モデル，硬質地盤モデル各層の物理定数を表-1，2に示す．軟質地盤モデルの土の非線形特性のモデル化は，室内要素試験から土の強度特性，動的変形特性が得られているため，微小ひずみからピーク強度に至るまで幅広いフィッティングが可能な修正GHEモデル[13]により設定した．硬質地盤モデルでは，軟質地盤モデルにおける沖積砂礫層（Ag-3）の試料採取深度を踏まえ，修

表-3　RC池状構造物の物理定数

単位体積重量 γ(kN/m^3)	ポアソン比 ν	ヤング係数 E(kN/m^2)
24.5	0.1667	2.35×10^7

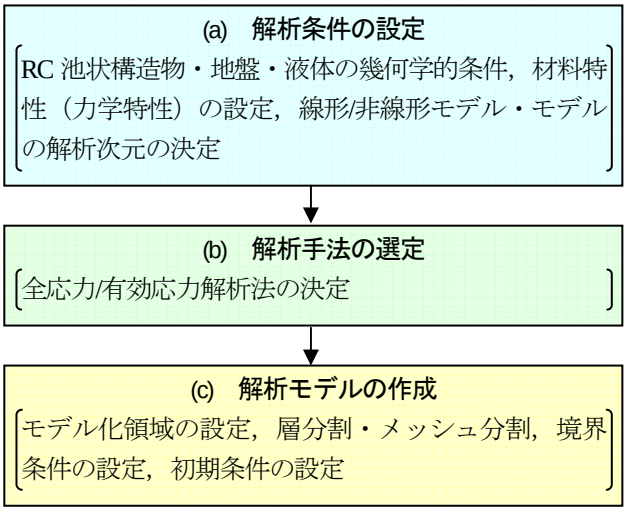


図-4　解析手法の検討フロー

正GHEモデルを用いて土の繰返しせん断特性を仮定した．修正GHEモデルに用いるパラメータは，モデル各層の平均上載圧σ_vに応じてMohr-Coulombの破壊基準によりせん断強度τ_fを算定し，規準ひずみγ_rを求めた．安山岩層は線形弾性体と仮定している．本解析に用いた地盤各層の繰返しせん断特性の一例を図-3に示す．また，多方向のせん断挙動を表現するためにマルチスプリングモデル[14]を用いた．

RC池状構造物の物理定数を表-3に示す．部材の復元力特性は剛性低下型の復元力モデルとして，骨格曲線はトリリニアモデル，履歴特性は武田モデルを用いた．建物の地下1階部とポンプ井の等価せん断弾性係数G_{ef}は，それぞれ1.18×10^6kN/m^2，5.80×10^5kN/m^{2}である．なお，この等価せん断弾性係数は，モデル化したRC池状構造物の諸元からそれぞれ算出したものであり，表-1，2の地盤の初期せん断弾性係数G_{max}との比較のために参考に示した値である．杭基礎は，図-2(c)に示すモデル化区間において，奥行き（D=5.200m）の配列を考慮した等価な剛性を付与している．

地盤には平面ひずみ要素，構造物には梁要素を用いた．

地盤・構造物全体系の粘性減衰をRayleigh減衰とし，振動数0.1～10Hzの範囲で2%以下となるように仮定した．ここでは，Rayleigh減衰の2つのパラメータ，質量マトリクス係数α，剛性マトリクス係数βをそれぞれ6.3031×10^{-4}，2.48839×10^{-2}に設定している．

内容水は，ウェスターガードの補正式[15]により動水圧の分布を付加質量として，RC池状構造物の底板上面から計画高水位H.W.L2.80mまでモデル化している．

(3)　解析手法

解析手法の検討フローを図-4に示す．

地盤調査結果[11]から，対象地盤は図-1の奥行き方向に対して地形・地質的な傾斜・変化などはなく，同図の断面方向に連続している．RC池状構造物の地震時挙動は図-1の断面方向で卓越すると考えられるため，本解析においてはこの断面の水平方向の応答特性，変位挙動特性に焦点を絞り，平面ひずみ状態を仮定し，解析次元を2次元として扱った．2次元動的有限要素解析には解析プログラムSoil Plus Dynamicを使用した．軟質地盤モデル（実在地盤）における対象地点の1点のボーリングデータを用いて，等価線形化法，逐次積分法による1次元地盤応答解析の予備解析を行った結果，土のひずみレベルがそれぞれ2.4%，4.7%となり，0.1%を大きく超えたため，全応力非線形解析とした[16]．

モデル化領域は，地表面や基盤面が傾斜している地盤の不整形性の影響を考慮するとともに，建物，ポンプ井を設定した場合に構造物と地盤の動的相互作用の影響が十分に小さくなる遠方地盤となるよう[16]軟質地盤モデル，硬質地盤モデルともに幅200.0m，左右端部の深さをそれぞれ37.2m，30.0mに設定した．側方境界には粘性境界，底面境界には鉛直変位の合成の影響により水平変位が過小評価されないように水平粘性境界，鉛直固定境界を設定した．また，解析モデルのメッシュ分割は，軟質地盤と硬質地盤で同一としている．

(4)　解析ケース

解析ケースを表-4に示す．解析ケースは，地盤のみのモデル（ケース1，ケース2），基盤面の不整形が著しい谷側に位置するポンプ井を設定したモデル（ケース3，ケース4），谷側のポンプ井と山側の建物を設定したモデル（ケース5，ケース6）とし，それぞれ軟質地盤モデル，硬質地盤モデルのケースを想定した（これより以降，ケース1～6と呼ぶ）．これらの解析ケースは，1) 表層地盤の硬軟がRC池状構造物間の地震時挙動に及ぼす影響，2)隣接するRC構造物相互の地震時の影響，についてそれぞれ検討することを意図したものである．

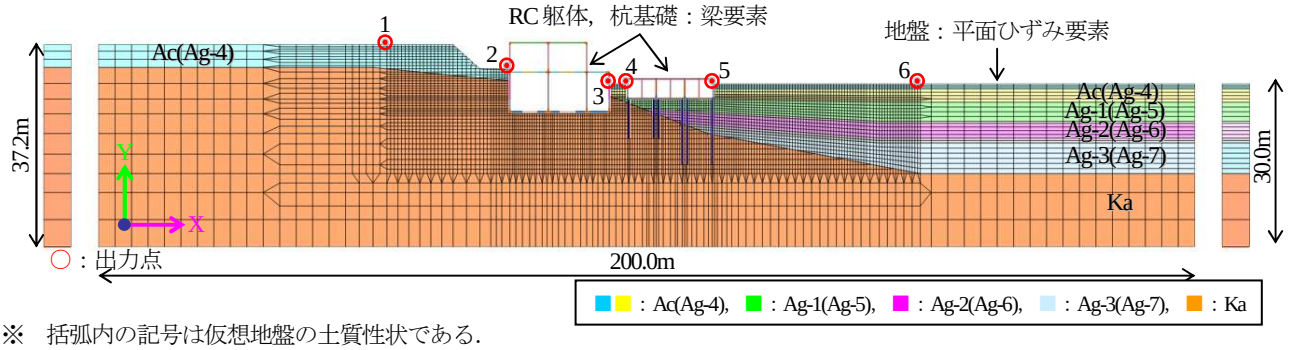
本解析に用いた有限要素モデルならびに応答値の代表出力点を図-5に示す．なお，図中，第一層目の沖積粘性土層（Ac，軟質地盤モデル）は地下水面を境にして2層に分割（色分け）している．

3.　検討用地震動

検討用地震動は，水道施設耐震工法指針・解説[15]におけるレベル2地震動の設定方法のうち，方法2による地域防災計画の想定地震動[12]を使用し，解析領域下方から入

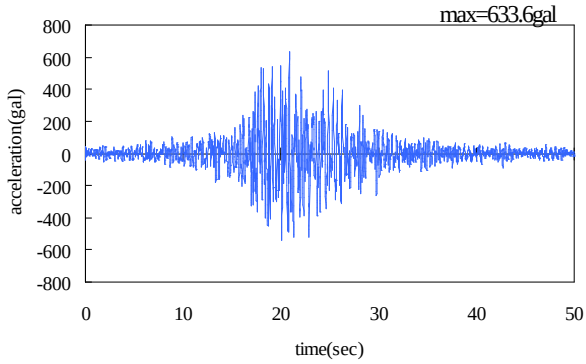
表-4　解析ケース

解析ケース	モデルの内容	地盤モデル	節点数	要素数
ケース 1	地盤のみのモデル	実在地盤（軟質地盤）	8,466	8,505
ケース 2	地盤のみのモデル	仮想地盤（硬質地盤）	8,466	8,505
ケース 3	谷側のポンプ井を設定したモデル	実在地盤（軟質地盤）	8,399	8,437
ケース 4	谷側のポンプ井を設定したモデル	仮想地盤（硬質地盤）	8,399	8,437
ケース 5	谷側のポンプ井と山側の建物を設定したモデル	実在地盤（軟質地盤）	7,756	7,771
ケース 6	谷側のポンプ井と山側の建物を設定したモデル	仮想地盤（硬質地盤）	7,756	7,771

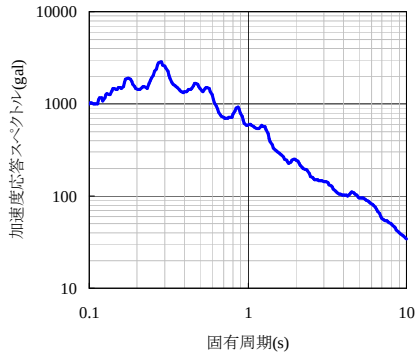


※　括弧内の記号は仮想地盤の土質性状である．

図-5　有限要素モデルの例（ケース5,6）と応答値の出力点



(a)　時刻歴加速度波形



(b)　加速度応答スペクトル

図-6　時刻歴加速度波形と加速度応答スペクトル

力した．解析に用いた札幌市地域防災計画の工学的基盤面における時刻歴加速度波形，加速度応答スペクトルを図-6に示す．検討用地震動の最大加速度振幅は633.6galである．

4.　解析結果と考察

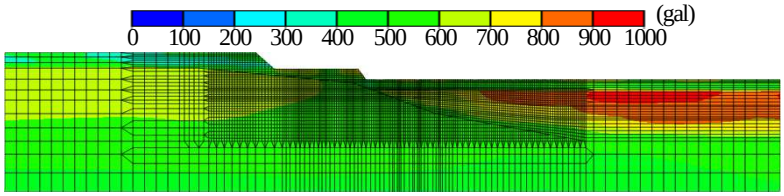
(1)　表層地盤の硬軟がRC池状構造物間の地震時挙動に及ぼす影響

この節では，基盤面の急傾斜部に位置するポンプ井に着目し，地表面と基盤面が傾斜した地盤上にポンプ井，建物を順に設定した解析を行い，軟質地盤モデルと硬質地盤モデルを相互比較することにより，2つのRC池状構造物と周辺地盤との間でどのような地震時挙動の相違が生じるかを検討する．

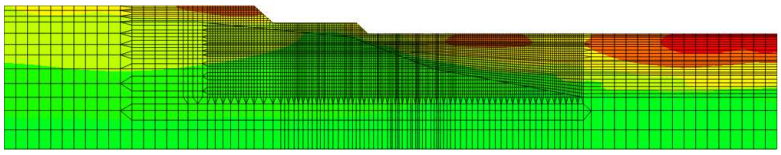
a)　地盤応答の比較

ケース1～4の最大応答分布の全体図を図-7，8に，ケース1，2の最大ひずみ発生点（要素№13257，18290）における土の応力～ひずみ（τ-γ）関係を図-9に示す．応答値の出力点は図-5，8に示すとおりである．

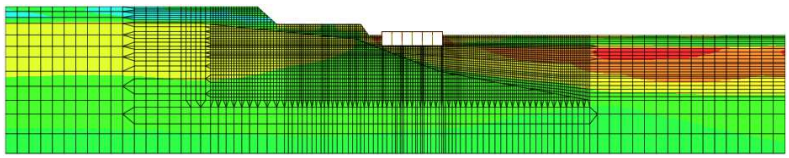
図-7について見ると，軟質地盤モデル（ケース1，3）では，基盤傾斜部からモデル右側に向って，安山岩層（Ka）からの深度が浅くなるのに従い，沖積砂礫層（Ag-1）に至るまで加速度が増幅しており，浦川ら[17]による不整形地盤でひずみ依存性を考慮しない解析結果と同じ傾向を示している．一方，表-1，図-3(a)に示すとおり，沖積砂礫に比べると沖積粘性土のインピーダンスが小さく，沖積粘性土は軟弱土の非線形特性を示している．この影響により，両者の境界付近でせん断ひずみが大きくなる（γ_{max}=6.22%，要素№13257）とともに，図-9(a)に示すように沖積粘性土層（Ac）がせん断強度に達し，土の応力～ひずみ関係に履歴面積の大きい領域，ほぼ平坦な領域が現れるようになったため，図-8(a)，(c)



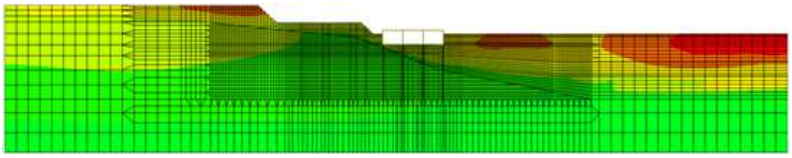
(a)　ケース1（軟質地盤モデル）の最大加速度分布



(b)　ケース2（硬質地盤モデル）の最大加速度分布

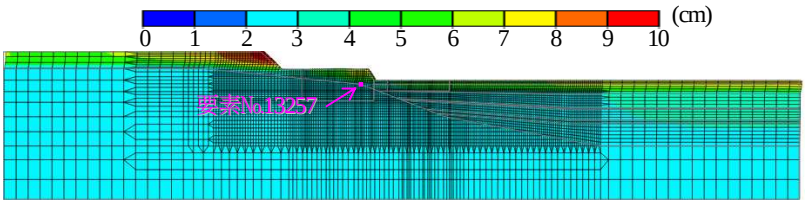


(c)　ケース3（軟質地盤モデル）の最大加速度分布

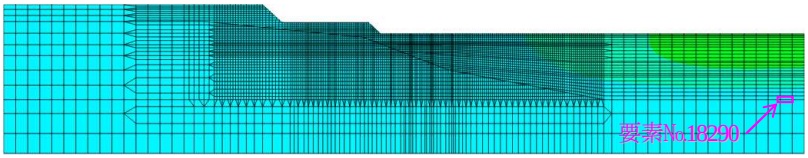


(d)　ケース2（硬質地盤モデル）の最大加速度分布

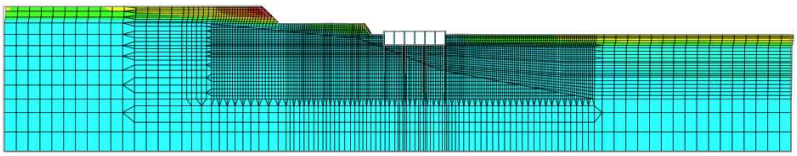
図-7　最大加速度分布（全体図）



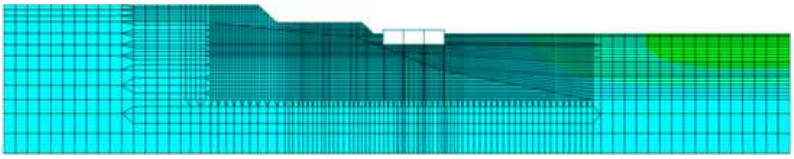
(a)　ケース1（軟質地盤モデル）の最大水平変位分布



(b)　ケース2（硬質地盤モデル）の最大水平変位分布



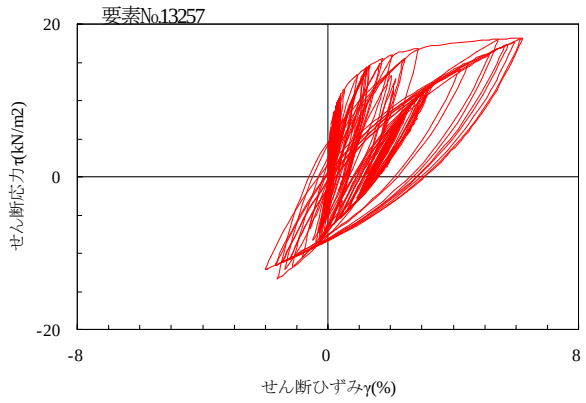
(c)　ケース3（軟質地盤モデル）の最大水平変位分布



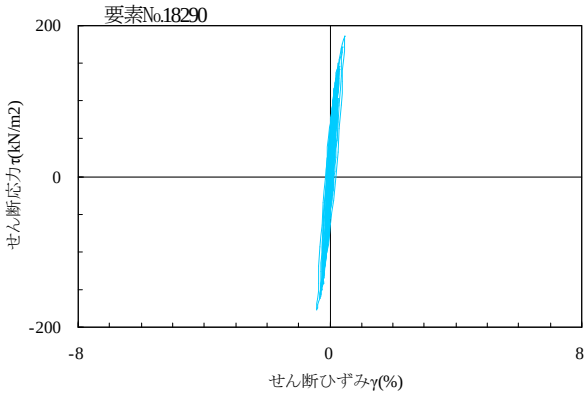
(d)　ケース2（硬質地盤モデル）の最大水平変位分布

図-8　最大水平変位分布（全体図）

のとおり沖積粘性土層の水平変位が増幅し，**図−7(a), (c)**のように沖積粘性土層の加速度が上限に至ったと推察される[17]．また，**図−9(a)**の土の応力～ひずみ関係の正側（**図−5**右側）でせん断強度に達し，せん断ひずみが大きくなっており，基盤傾斜の影響が表れていることが分かる．



(a)　ケース1の沖積粘性土（Ac）の応力～ひずみ関係



(b)　ケース1の沖積砂礫（Ag-7）の応力～ひずみ関係

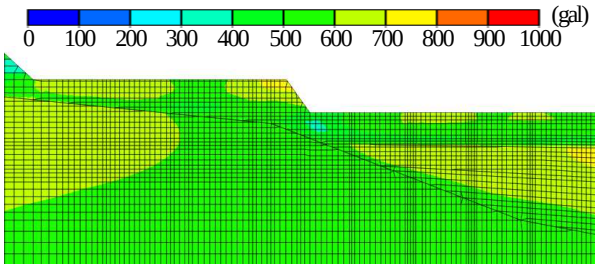
図-9　最大ひずみ発生点における土の応力～ひずみ関係

これに対し，硬質地盤モデル（ケース2）では，沖積粘性土層（V_s=110m/s）に比べ，表層に初期せん断弾性係数G_{max}の大きい沖積砂礫層（V_s=355m/s）を仮定しているため，その最大せん断ひずみγ_{max}（0.46%，要素No.18290）はケース1の最大せん断ひずみよりも1/14程度小さい．沖積砂礫の応力～ひずみ関係（**図-9(b)**）にヒステリシスが生じているものの，表層地盤全体としては，土のせん断剛性の低下，履歴減衰の影響の少ない，加速度と水平変位がほぼ比例関係にある粘弾性（等価線形）的な挙動（中ひずみ領域）を示しており，軟質地盤モデルの非線形的な挙動（大ひずみ領域）とは対照的な応答を示している．

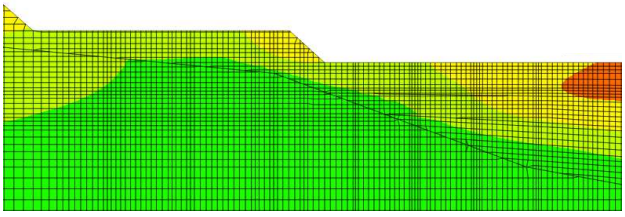
これらのことから，軟質地盤モデルと硬質地盤モデルとで，RC池状構造物周辺の地盤応答の変化が生じることを確かめることができた．

b)　RC池状構造物と周辺地盤との間の応答の比較

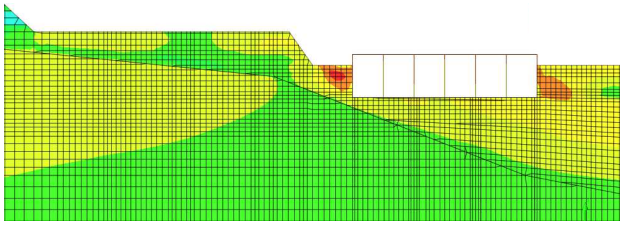
ケース1～4の最大応答分布の拡大図を**図-10～12**に，ケース1～4の出力点5における主要動部（17～22s）の応答の比較，応答スペクトル（減衰定数h=5%）の比較を**図-13～16**に示す．また，各出力点における地表面の最大応答値の比較を**表-5，6**に示す．図中，赤線はケース1，青線はケース2，緑線はケース3，紫線はケース4を表わ



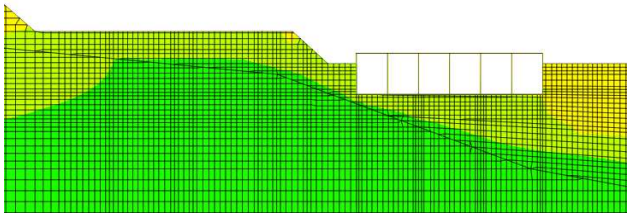
(a)　ケース 1（軟質地盤モデル）の最大加速度分布



(b)　ケース 2（硬質地盤モデル）の最大加速度分布



(c)　ケース 3（軟質地盤モデル）の最大加速度分布



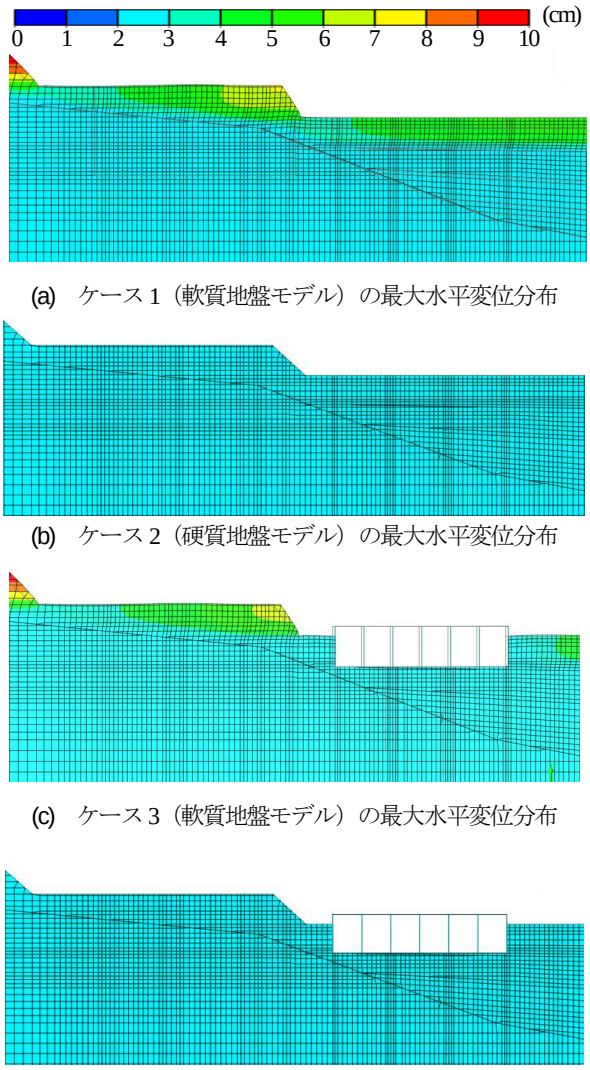
(d)　ケース 4（硬質地盤モデル）の最大加速度分布

図-10　最大加速度分布（拡大図）

している．

図-10～12の細部を比較すると，軟質地盤モデル（ケース1，3）では，ポンプ井を設定したことにより，構造物側方の地盤の加速度が卓越し（**図-10(c)**），ポンプ井が剛体的に水平移動していることが分かる（**図-11(c)**）．また，ポンプ井側方における沖積粘性土層と沖積砂礫層との境界付近のせん断ひずみが減少し，構造物からやや左に離れた位置の沖積粘性土層と安山岩層との境界付近でせん断ひずみの分布領域が拡大している（**図-12(c)**）．さらに，**表-5，6**を見ると，基盤傾斜方向（谷側）に向い増加傾向にあったケース1の応答値と比較して，ケース3の出力点3～5における地表面の加速度が増加し，逆に水平変位が減少している．

硬質地盤モデルのケース2，4の応答分布（**図-10～12**），応答値（**表-5，6**），応答や応答スペクトル（**図-13～16**）を比較すると，RC池状構造物を設定しても周辺地盤の応答に差が見られない．



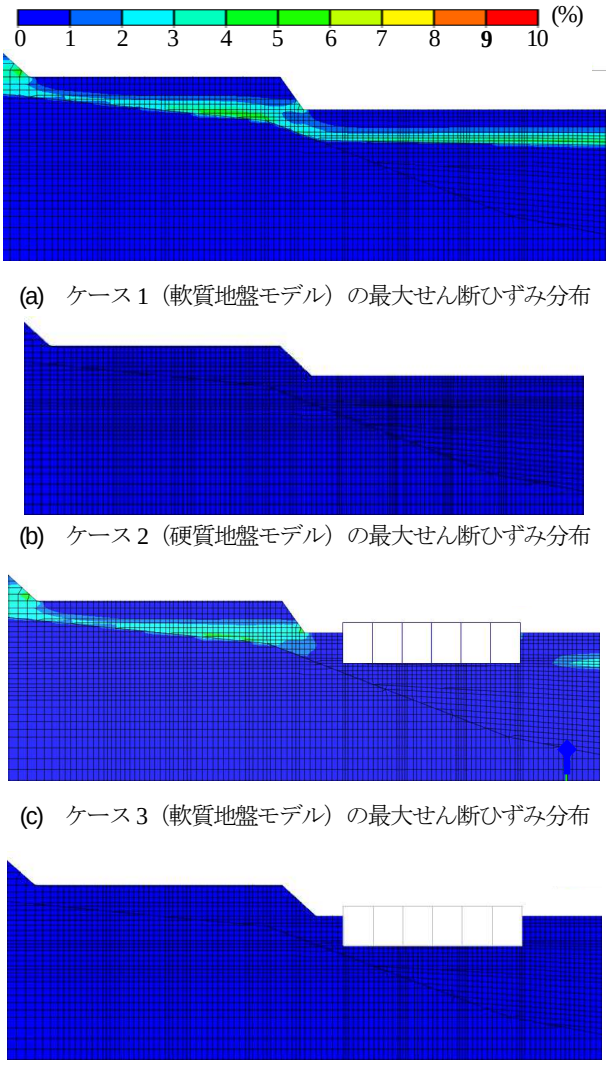
(a)　ケース 1（軟質地盤モデル）の最大水平変位分布

(b)　ケース 2（硬質地盤モデル）の最大水平変位分布

(c)　ケース 3（軟質地盤モデル）の最大水平変位分布

(d)　ケース 4（硬質地盤モデル）の最大水平変位分布

図-11　最大水平変位分布（拡大図）



(a)　ケース 1（軟質地盤モデル）の最大せん断ひずみ分布

(b)　ケース 2（硬質地盤モデル）の最大せん断ひずみ分布

(c)　ケース 3（軟質地盤モデル）の最大せん断ひずみ分布

(d)　ケース 4（硬質地盤モデル）の最大せん断ひずみ分布

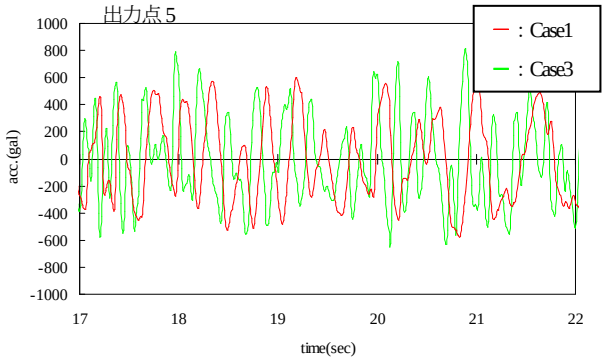
図-12　最大せん断ひずみ分布（拡大図）

RC池状構造物は，一般にアスペクト比（構造物幅に対する鉛直高さ）が小さく，水平力に対するせん断剛性が大きい[15]．**図-13**，**14**の応答の比較のとおり，ケース1に比べケース3では波形の位相が0軸を早く横切り，加速度振幅が大きく（変位振幅が小さく），短周期成分が多くなっており，明らかな応答の違いが認められる．また，**図-15**，**16**では検討用地震動の加速度応答（黒線）の卓越周期0.29sを境に，ケース1よりもケース3の加速度応答，変位応答が短周期側で増加し，長周期側の固有周期T=3s程度まで減少している．

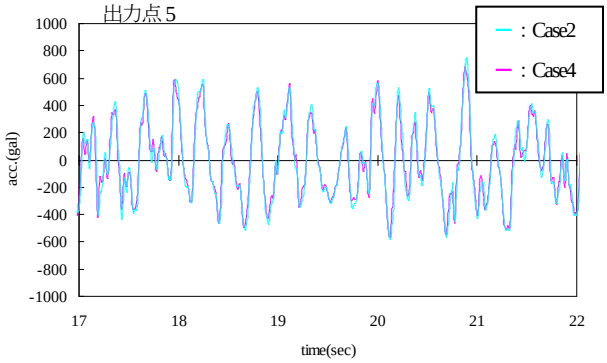
ここで，地盤と構造物の剛性差の顕著な軟質地盤モデルのRC池状構造物に着目し，その剛性と周期特性の何れが周辺地盤に支配的な影響を及ぼしているかを検討する．構造物の単位体積重量γをゼロにしたときの最大水平変位分布，せん断ひずみ分布の拡大図を**図-17**，**18**に，出力点4，5における水平変位を**表-7**に示す．構造物の応答変位uは2つの相互作用，すなわち有効入力動u_k（Kinematic interaction）と慣性による付加的応答u_i（Inertial interaction）の和で表される．このうち，有効入力動u_kは質量をゼロとした剛な仮想構造物に地盤を通じて地震動を入射したときの応答変位である[18]．**図-17**，**18**より，ポンプ井の質量を0にしても，**図-11**，**12**に比べ周辺地盤の水平変位，せん断ひずみの分布に大きな変化は見られず，**表-7**の水平変位の値も0.9～2.1%の差しかない．従って，周辺地盤に対しRC池状構造物の周期特性の影響は少なく，剛性の影響が支配的であり，地盤と構造物の剛性差が顕著になると，RC池状構造物周辺では見掛けのせん断剛性が大きくなるため，周辺地盤の水平変位が抑制され，加速度が増加すると考えられる．

続いて，ケース5，6（ポンプ井と建物を設定したモデル）の応答分布の拡大図を**図-19～21**に，ケース3，4と比較した各出力点における最大応答値を**表-8**，**9**に示す．

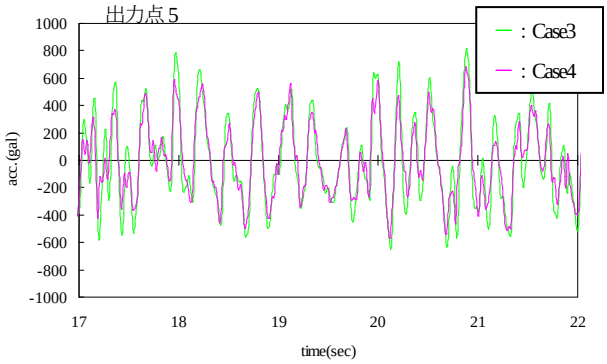
図-19～21，**表-8**，**9**によると，建物を設定したことにより，ケース3，4（ポンプ井を設定したモデル）に比べてケース5，6の出力点2，3における応答分布（**図-19～21**），応答値（**表-8**，**9**）は変化しており，建物の動



(a)　ケース1とケース3の加速度応答の比較

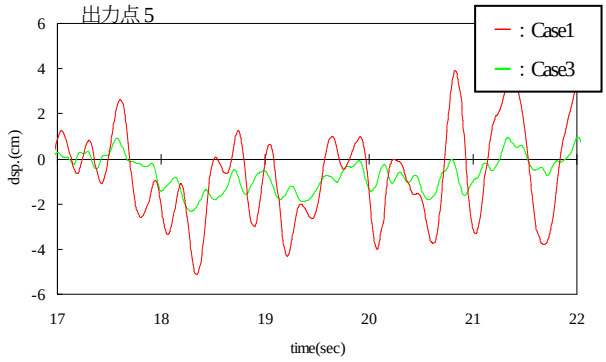


(b)　ケース2とケース4の加速度応答の比較

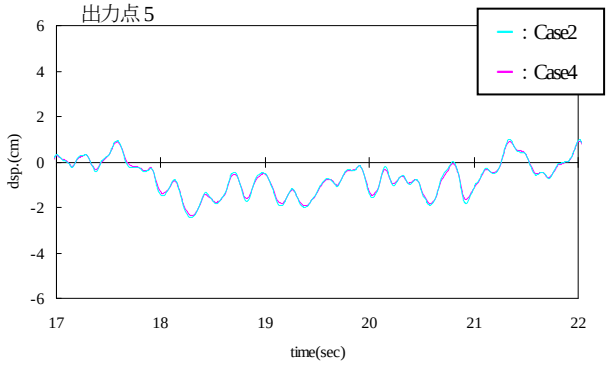


(c)　ケース3とケース4の加速度応答の比較

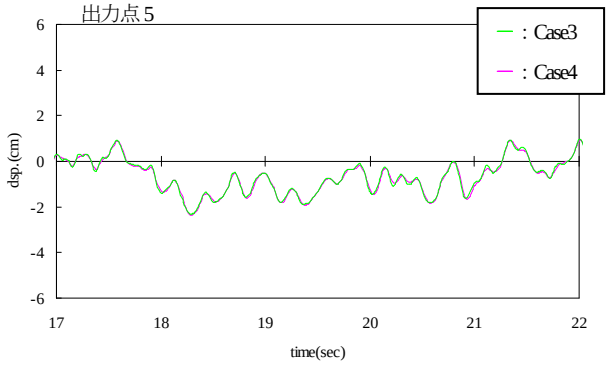
図-13　加速度応答の比較（ケース1～4，出力点5）



(a)　ケース1とケース3の水平変位応答の比較



(b)　ケース2とケース4の水平変位応答の比較



(c)　ケース3とケース4の水平変位応答の比較

図-14　水平変位応答の比較（ケース1～4，出力点5）

的応答特性の影響が表れているものの，ポンプ井周辺（出力点4，5）における応答分布，応答値にあまり変化は見られない．

以上の結果から，軟質地盤モデルのようにRC池状構造物と周辺地盤の剛性差が顕著になると，硬質地盤モデルに比べ構造物周辺の見掛けのせん断剛性が大きくなり，周辺地盤の水平変位が抑制され，加速度が増加する．地盤と構造物との剛性差の影響は，2つのRC池状構造物相互の影響よりも大きく，地盤と構造物の剛性差が顕著な場合には，耐震設計において本論文のような動的有限要素解析を用いずに，地盤と構造物の動的相互作用の局所的な非線形性を考慮できない応答変位法等の静的解析を用いた場合，両解析結果の誤差が大きくなると推察される．

(2)　RC池状構造物相互の地震時の影響

この節では，表層地盤の硬軟によるRC池状構造物間の応答を相互比較することにより，RC池状構造物相互の地震時の影響について検討する．

まず，構造物の応答値の代表出力点を**図-22**に，ケース3～6の各出力点における最大応答値の比較，断面力の比較を**表-10～12**に示す．

表-10，**11**より，ケース3，5（軟質地盤モデル）と，ケース4，6（硬質地盤モデル）の加速度応答を比較する

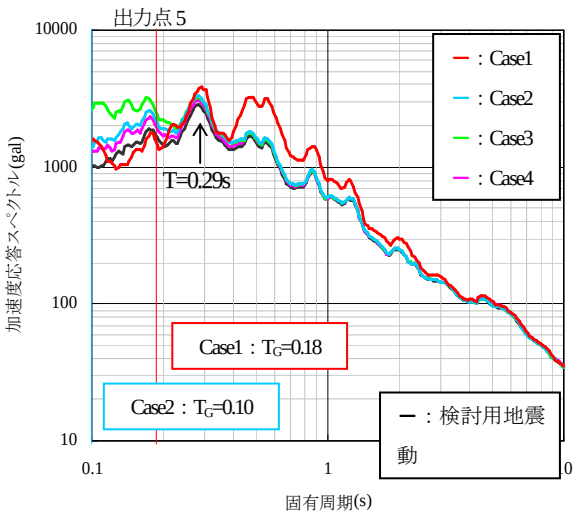


図-15　加速度応答スペクトルの比較
（ケース 1～4，出力点 5，減衰定数 h=5%）

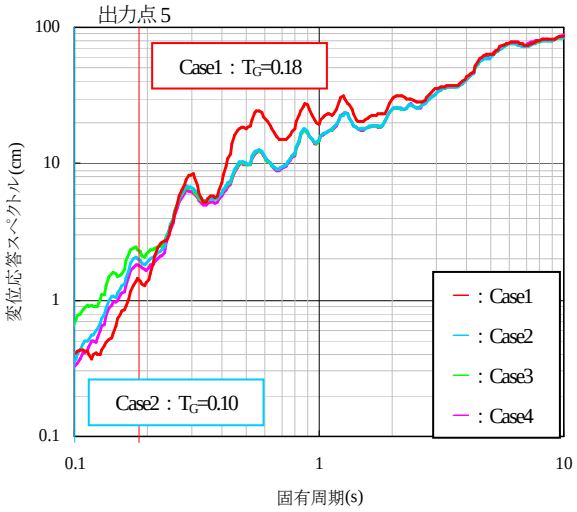


図-16　変位応答スペクトルの比較
（ケース 1～4，出力点 5，減衰定数 h=5%）

と，建物上部（S-3，4）を除き，ケース3，5の建物，ポンプ井の最大値が大きくなっている．軟質地盤モデルで構造物地中部，地表付近の加速度の値が大きくなったのは，前節と同様に構造物と地盤との剛性差の影響である．一方，硬質地盤モデルにおける建物上部の加速度応答がやや大きくなっているのは，表層地盤全体を見れば，前節で述べたように，せん断剛性の大きい沖積砂礫層の加速度が粘弾性的に増幅しており，建物地上部分の加速度応答の影響が表れたものと理解できる．水平変位は表層地盤の硬軟，建物の有無に関わらず差はなく，RC池状構造物の動的応答特性が周辺の沖積粘性土に対して支配的な影響を及ぼした結果，表層地盤の硬軟で構造物間の変位応答に変化が見られなかったものと考えられる．

表-12は，ケース3～6で数値に変化の見られたポンプ井側壁の隅角部付近（S-9，12，13，15）の耐震性能照査位置における断面力を抽出したものである．ケース3とケース5（軟質地盤モデル）とでは，曲げモーメント-，せん断力の増減があり，硬質地盤モデルよりも建物の有無によるポンプ井の断面力の変化が大きく，建物の動的応答特性の影響がより表れている．一方，構造物地中部，地表付近の加速度応答の大きかったケース3，5よりも，

表-5　最大加速度（gal）

出力点	ケース1	ケース2	ケース3	ケース4
1	420.2	838.5	419.4	837.3
2	686.9	624.4	680.3	618.8
3	461.8	680.7	652.2	637.7
4	515.4	658.8	802.1	672.9
5	600.3	752.9	815.8	683.4
6	651.5	785.3	646.4	776.4

表-6　最大水平変位（cm）

出力点	ケース1		ケース2		ケース3		ケース4	
	正	負	正	負	正	負	正	負
1	7.95	6.87	0.89	2.32	7.96	6.87	0.89	2.32
2	2.96	3.80	0.83	2.27	2.87	3.76	0.84	2.27
3	4.39	3.41	0.82	2.25	3.52	2.65	0.84	2.26
4	3.40	3.79	0.83	2.27	0.97	2.31	0.86	2.28
5	4.19	5.12	1.01	2.46	0.97	2.33	0.92	2.36
6	6.77	6.06	1.86	3.63	6.85	6.04	1.83	3.58

※　正はモデル右側，負はモデル左側それぞれの最大値である．

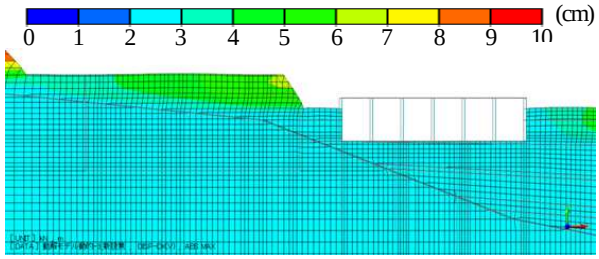


図-17　ケース3（γ=0）の最大水平変位分布

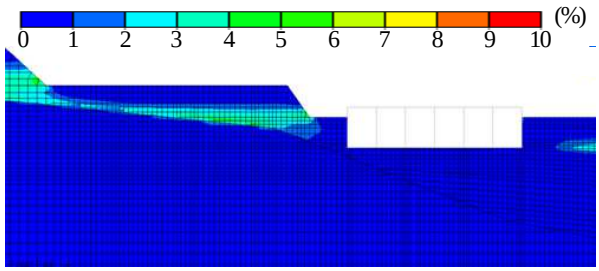
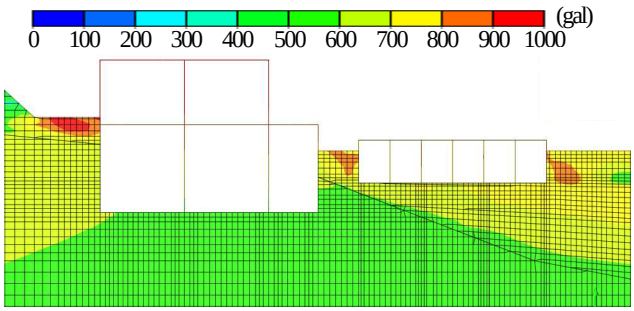


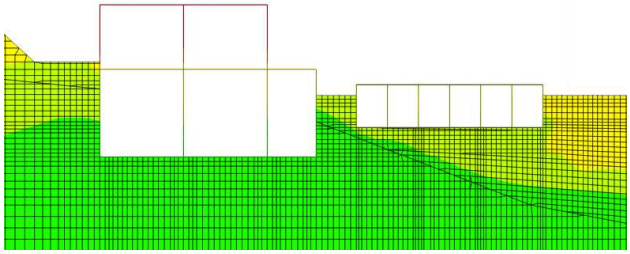
図-18　ケース2（γ=0）の最大せん断ひずみ分布

表-7　最大水平変位（cm）

出力点	ケース 3		ケース 3(γ=0)	
	正	負	正	負
4	0.97(1.000)	-2.31(1.000)	0.99(1.021)	-2.34(1.013)
5	0.97(1.000)	-2.33(1.000)	0.99(1.021)	-2.35(1.009)

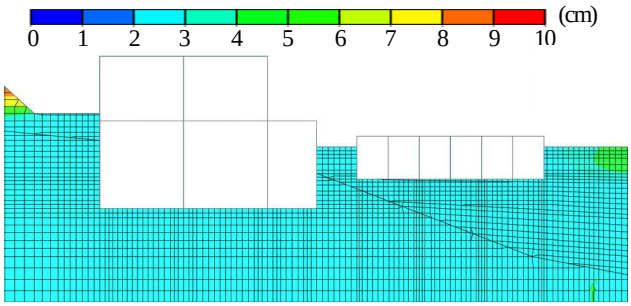


(a) ケース 5（軟質地盤モデル）の最大加速度分布

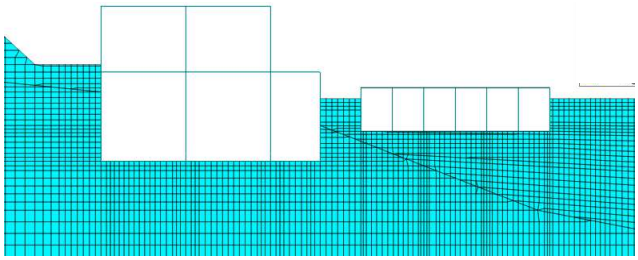


(b) ケース 6（硬質地盤モデル）の最大加速度分布

図-19 最大加速度分布（拡大図）



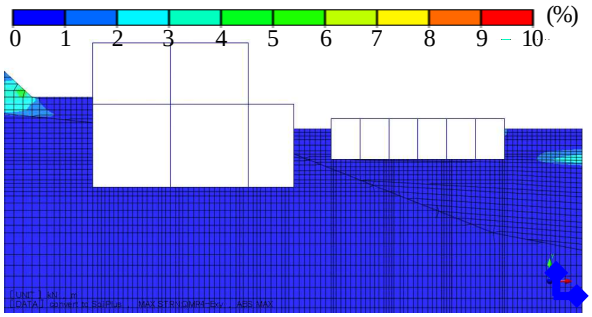
(a) ケース 5（軟質地盤モデル）の最大水平変位分布



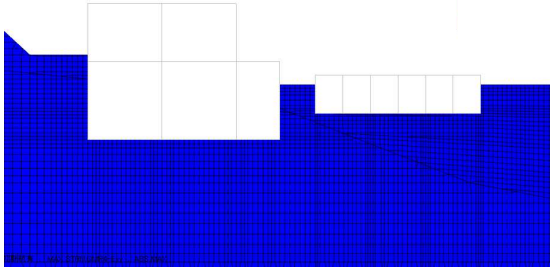
(b) ケース 6（硬質地盤モデル）の最大水平変位分布

図-20 最大水平変位分布（拡大図）

加速度応答の小さかったケース4，6の硬質地盤モデルの曲げモーメントM，せん断力Sが2倍程度大きくなっている．また，表には示していないが，底版と杭基礎の結合部を除き，硬質地盤モデルの方が頂・底版で大きい断面力を示している．これは，**図-17**，18，**表-7**に示すとおり，ポンプ井はキネマティック相互作用が卓越するため，軟質地盤モデルでは側方の沖積粘性土よりもせん断剛性の大きいポンプ井が剛体的に水平移動している（構造物鉛直方向の最大相対変位δ_{max}=0.71mm）のに対し，硬質地盤モデルでは沖積粘性土よりもせん断剛性の大きい沖積



(a) ケース 5（軟質地盤モデル）の最大せん断ひずみ分布



(b) Case6（硬質地盤モデル）の最大せん断ひずみ分布

図-21 最大せん断ひずみ分布（拡大図）

表-8 最大加速度（gal）

出力点	ケース3	ケース4	ケース5	ケース6
1	419.4	837.3	421.5	845.3
2	680.3	618.8	917.1	747.7
3	652.2	637.7	746.2	632.3
4	802.1	672.9	793.6	644.8
5	815.8	683.4	790.5	679.1
6	646.4	776.4	647.6	778.6

表-9 最大水平変位（cm）

出力点	ケース3		ケース4		ケース5		ケース6	
	正	負	正	負	正	負	正	負
1	7.96	6.87	0.89	2.32	7.88	6.77	0.89	2.30
2	2.87	3.76	0.84	2.27	0.96	2.23	0.88	2.32
3	3.52	2.65	0.84	2.26	0.86	2.20	0.84	2.27
4	0.97	2.31	0.86	2.28	0.90	2.28	0.85	2.27
5	0.97	2.33	0.92	2.36	0.92	2.30	0.91	2.34
6	6.85	6.04	1.83	3.58	6.86	6.04	1.82	3.56

※ 正はモデル右側，負はモデル左側それぞれの最大値である．

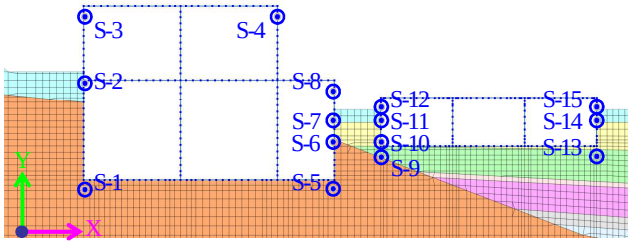


図-22 構造物の応答値の出力点

砂礫にポンプ井がせん断変形を強いられる（構造物鉛直方向の最大相対変位δ_{max}=1.55mm）といった構造物と地盤

表-10　最大加速度（gal）

出力点	ケース 3	ケース 4	ケース 5	ケース 6
S-1	-	-	597.1	569.8
S-2	-	-	917.1	747.7
S-3	-	-	1429.0	1451.7
S-4	-	-	1420.2	1482.9
S-5	-	-	581.7	564.2
S-6	-	-	651.4	586.3
S-7			746.2	632.3
S-8	-	-	859.6	767.3
S-9	741.8	656.8	728.4	639.9
S-10	785.8	654.8	778.8	621.1
S-11	802.1	672.9	793.6	644.8
S-12	808.1	693.7	787.5	681.0
S-13	763.9	712.9	741.0	672.9
S-14	815.8	683.4	790.5	679.1
S-15	812.5	727.5	792.3	708.6

表-11　最大水平変位（cm）

出力点	ケース 3		ケース 4		ケース 5		ケース 6	
	正	負	正	負	正	負	正	負
S-1	-	-	-	-	0.79	2.20	0.81	2.24
S-2	-	-	-	-	0.96	2.23	0.88	2.32
S-3	-	-	-	-	1.27	2.39	0.99	2.51
S-4	-	-	-	-	1.26	2.38	0.99	2.51
S-5	-	-	-	-	0.78	2.19	0.79	2.22
S-6					0.80	2.19	0.81	2.24
S-7	-	-	-	-	0.86	2.20	0.84	2.27
S-8	-	-	-	-	0.93	2.23	0.87	2.31
S-9	0.91	2.29	0.85	2.28	0.87	2.27	0.83	2.26
S-10	0.95	2.31	0.84	2.27	0.89	2.27	0.83	2.26
S-11	0.97	2.31	0.86	2.28	0.90	2.28	0.85	2.27
S-12	0.96	2.31	0.88	2.30	0.90	2.28	0.86	2.28
S-13	0.91	2.30	0.87	2.30	0.87	2.27	0.85	2.28
S-14	0.97	2.33	0.92	2.36	0.92	2.30	0.91	2.34
S-15	0.96	2.31	0.89	2.31	0.91	2.29	0.87	2.29

表-12　既設構造物の断面力

出力点	ケース3			ケース4		
	M (kN･m)	N (kN)	S (kN)	M (kN･m)	N (kN)	S (kN)
S-9	98	258	350	144	465	719
S-12	32	124	230	99	250	260
S-13	157	352	450	415	324	1,210
S-15	44	60	254	115	152	467

出力点	ケース5			ケース6		
	M (kN･m)	N (kN)	S (kN)	M (kN･m)	N (kN)	S (kN)
S-9	96	214	250	120	488	678
S-12	73	136	133	103	258	237
S-13	196	346	443	414	325	1,196
S-15	87	71	276	116	147	471

※　側壁隅角部付近の耐震性能照査位置における値である．

との剛性差の影響が表れたものと推察される．硬質傾斜基盤上のポンプ井のみに着目した場合，軟質地盤モデルよりも硬質地盤モデルの方が断面力が大きくなる傾向があり，その構造の耐震性が相対的に低下するようである．

5.　まとめ

本論文では，硬質な傾斜基盤上の表層地盤の硬軟を変化させたケーススタディを通して，表層地盤の硬軟がRC池状構造物間の地震時挙動に及ぼす影響を考察，評価した．本論文で検討を行った範囲において得られた結論は次のとおりである．

- 軟質地盤モデルのようにRC池状構造物と周辺地盤の剛性差が顕著になると，硬質地盤モデルに比べ構造物周辺の見掛けのせん断剛性が大きくなり，周辺地盤の水平変位が抑制され，加速度が増加する．
- 地盤と構造物との剛性差の影響は，2つのRC池状構造物相互の影響よりも大きく，地盤と構造物の剛性差が顕著な場合には，耐震設計において本論文のような動的有限要素解析を用いずに，地盤と構造物の動的相互作用の局所的な非線形性を考慮できない応答変位法等の静的解析を用いた場合，両解析結果の誤差が大きくなると推察される．
- 本検討では，硬質傾斜基盤上のポンプ井のみに着目した場合，構造物と地盤との剛性差の影響により，表層軟質地盤よりも，表層硬質地盤の方が断面力が大きくなる傾向にあり，その構造の耐震性が相対的に低下する．

6.　おわりに

本検討の結果から，表層地盤の硬軟がRC池状構造物間の地震時挙動に及ぼす影響に関して一定の結論を得ることができた．しかしながら，この結果は，対象地盤の特性と構造物の位置関係によるところが大きいと判断される．今後の課題として，入力地震動，基盤傾斜角度，地盤剛性，構造物の位置や形状など，実際の建設事例に応じた解析を多数行い，表層地盤の硬軟がRC池状構造物間の地震時挙動に及ぼす影響に関してさらに検討を進める予定である．

参考文献

1) 厚生労働省健康局：新水道ビジョン，2013.
2) 新潟県中越地震水道現地調査団（厚生労働省健康局水道課）：新潟県中越地震水道被害調査報告書，2005.
3) 新潟県中越地震水道現地調査団（厚生労働省健康局水道課）：新潟県中越地震水道被害調査報告書 長岡市山古志地域編，2005.
4) 平成 19 年（2007 年）能登半島地震水道施設被害等調査団（厚生労働省健康局水道課）：平成 19 年

（2007 年）能登半島地震水道施設被害等調査報告書, 2007.
5) 平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震水道施設被害等調査団（厚生労働省健康局水道課）：平成 19 年（2007 年）新潟県中越沖地震水道施設被害等調査報告書，2007.
6) 厚生労働省健康局水道課，社団法人日本水道協会：平成 20 年（2008 年）岩手・宮城内陸地震水道施設被害等調査報告書，2008.
7) 厚生労働省健康局水道課：東日本大震災水道施設被害状況調査最終報告書，2013.
8) 猪子敬之介，大嶽公康，成田健太郎，有賀義明，林川俊郎：不整形地盤における RC 池状構造物間の地震時挙動，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，№4（地震工学論文集第 32 巻），I_376-I_384, 2013.
9) 有賀義明，石川嵩，猪子敬之介，大嶽公康，成田健太郎，竹原和夫：新・旧ポンプ場間の地震時相対変位に関する三次元動的解析，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.69，№4（地震工学論文集第 32 巻），I_491-I_500，2013.
10) 猪子敬之介，大嶽公康，成田健太郎，林川俊郎，有賀義明：地表面傾斜と新設構造物築造が既設構造物に及ぼす影響評価，土木学会論文集 A1（構造・地震工学），Vol.70，№4（地震工学論文集第 33 巻），I_9-I_20，2014.
11) 札幌市水道局：南沢第 1 ポンプ場改修工事補足設計土質調査業務，2012.
12) 札幌市：地震動及び被害の評価事業，2008.
13) 室野剛隆：強震時の非線形動的相互作用を考慮した杭基礎の耐震設計法に関する研究，鉄道総研報告，特別第 32 号，1990.
14) Towhata，I. and Ishihara，K.：Modeling soil behavior under principal stress axes rotation，Proc. 5th International Conference for Numerical Method in Geomechanics，Nagoya，Vol.1，pp.523-530，1985.
15) 社団法人日本水道協会：水道施設耐震工法指針・解説 I 総論，pp.67，pp.36-40，pp.124，2009.
16) 公益社団法人土木学会：コンクリート標準示方書[設計編：標準]，pp.275，pp.272，2012.
17) 吉田望：地盤の応答解析，鹿島出版会，pp.5-14，2010.
18) 公益社団法人地盤工学会：地盤の動的解析-基礎理論から応用まで-，pp.95-100，2007.

INFLUENCE OF SUFACE SUBSOIL HARDNESS ON EATTHQUAKE BEHAVIOR OF RC TANKS

Keinosuke INOKO, Kimiyasu OHTAKE, Kentaroh NARITA, Yoshiaki ARIGA and Toshiroh HAYASHIKAWA

Water supply facilities constructed on high-ground (e.g., pumping stations) often have tanks installed close to each other. However, dynamic soil-structure interaction between these structures and surrounding soil during earthquakes has not been fully explained. In this study, an influence of the surface subsoil hardness on earthquake behaviors of RC tanks on irregular ground are analyzed using 2-D dynamic analysis methods.

The study found that when the surface subsoil becomes soft, the acceleration of surrounding soil increases and the horizontal displacement decreases significantly even though the structure. The acceleration of surrounding soil is greater between the RC tank and the ground and between RC tanks is larger on soft surface subsoil than on hard surface subsoil.