

地下水位低下工法及び表層改良工法の液状化対策効果に関する遠心模型実験

Centrifuge model test on effects of groundwater level control and surface improvement on liquefaction caused ground subsidence

地盤工学分野 斎藤 愛

Lab. of Geotechnical Engineering Ai SAITO

本研究では、深度 1m 程度の地盤に対して難透水性材料を用いた表層改良による液状化時地表面沈下抑制効果及びその発現メカニズムを明らかにするために遠心模型実験を行い、液状化による沈下量について比較検討を行った。その結果、過剰間隙水圧を地盤内に留めることが沈下量の低減に寄与することがわかった。また、種々の飽和層厚を有する地盤に対する表層改良で得られた沈下抑制量を求め、体積ひずみを用いて沈下抑制量の推定を行うことが可能であることがわかった。

The purpose of this study is to find the effects of sedimentation suppression and its mechanism during liquefaction by surface layer improvement. It is supposed to improve by using hardly water permeable material for ground of about 1 meter in depth. As a result, it was found that the settlement amount decreases if the excess pore water pressure is prevented from dissipating. In addition, a measure of the amount of settling suppression when the surface layer was improved on various saturated layer thickness ground was obtained. Consequently, it was found that the amount of settlement suppression can be estimated by using volume strain.

1. はじめに

2011年東北地方太平洋沖地震¹⁾や2016年熊本地震²⁾などの近年発生した大規模地震により、地下水位が高い平野部や埋め立て地に立地する住宅地が大規模な液状化被害を受け、住民の日常生活に支障をきたした事例が報告されており、住宅地盤に対する経済的な液状化対策が求められている。

また、過去の液状化被害調査結果を基に、地盤の不飽和層（非液状化層、 H_1 層）とその下部にある飽和層（液状化層、 H_2 層）の層厚割合³⁾が液状化による地表面被害有無の推定に用いられることが多い。これは地中で液状化が発生したとしてもその影響が地表面に現れなければよいという考え方であり、大規模集合住宅の外構や中小規模建築物の基礎の設計に適用されている⁴⁾。

本研究では、経済的な理由で十分な液状化対策を施すことが困難であった住宅地等の地盤に対して液状化による地表被害を軽減するための地盤改良技術の開発を目的として、 H_1 層厚及び H_2 層厚、改良層厚を変化させた地盤に表層改良を施した条件で遠心加振模型実験を行い、表層改良工法の液状化による地表面沈下量抑制効果について比較検討した。比較対象として、既存の液状化対策工法の一つであり、兵庫県尼崎市にお

ける実施工によりその有効性が確認されている⁵⁾地下水位低下工法を遠心模型実験で再現し、表層改良工法の液状化対策効果の比較基準とした。なお、本研究で想定する地盤改良は、深度 1m 以内に固化材の添加や締固めにより表層地盤の透水性を低下させるものであり、浅層盤状改良に分類される工法を想定している。

2. 実験方法

幅 300mm、奥行き 115mm、深さ 320mm の剛な土槽内に、上部に不飽和層、下部に飽和層を有する模型地盤を乾燥密度 $\rho_d=1.34\text{g/cm}^3$ （相対密度 $D_r=22.4\%$ ）で作製し、33.3G の遠心力場において所定の加振加速度を与え、加振開始後に地表に生じる沈下量を計測した。土試料は岐阜県産珪砂 7 号（ $\rho_s=2.69\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{d\max}=1.60\text{g/cm}^3$ 、 $\rho_{d\min}=1.28\text{g/cm}^3$ ）を用いた。間隙流体は遠心力場における地盤の透水係数の相似則を満足させる目的で、粘度が水の 33.3 倍となるように濃度調整した CMC（カルボキシメチルセルロース）溶液を用いた。

模型地盤は次のように作製した。飽和層は飽和度 $S_r=100\%$ に必要な量の脱気した CMC 溶液を土槽内に投入した後に珪砂 7 号を水中落下法で投入し、土槽側面から適宜打撃を加えることで密度を調整しながら作製した。不飽和層は含水比 $w=10\%$ に調整した珪砂 7 号

を突き固めて所定の層厚になるように作製した。改良層は、珪砂7号にベントナイトを質量比10%で混合し、含水比 $w=10\%$ に調整した試料を用い、突き固めにより作製した。

実験条件を表-1に示す。表中の各値は全て原型換算値であり、本稿では全て原型換算値で表記する。表-1において不飽和層厚 H_1 および飽和層厚 H_2 とはそれぞれ模型地盤作製時の設定条件の層厚であり、 H_1' および H_2' は 33.3G の遠心力場において地下水位の変動が終了し加振を行う直前の層厚(実測値)である。また、 h は模型地盤作製時の改良層厚であり、これは加振前も変化がないと仮定した。ここで、改良層は不飽和層の一部を成し、不飽和層の層厚 H_1 は h を含むことに注意が必要である。

Case A シリーズは無改良地盤の条件であり、全層厚 $H=10, 9, 8, 7\text{m}$ の地盤に対して不飽和層厚と飽和層厚を種々に変化させた。これは地下水位低下工法を模擬したケースであり、地下水位と液状化による地表面沈下量の関係を求め、表層改良 (Case B) の沈下量抑制効果の検討基準と得ることを目的とした。Case B シリーズは改良地盤の条件であり、無改良地盤を用いた Case A シリーズにおいて液状化による沈下が最も生じやすいと考えられる地下水位 (不飽和層厚 H_1) 1m に対し、飽和層厚 H_2 を 9, 8, 6m と変化させた。これにより、地下水位 1m の飽和層厚が異なる地盤に対する表層改良の液状化対策効果について検討した。なお、改良層は不飽和層の 1/3 改良, 2/3 改良を想定し、改良層厚をそれぞれ 0.33m, 0.67m と設定した。Case C シリーズは飽和層の間隙水がない条件であり、加振中のゆすり込み効果等で液状化とは無関係に地表に生じる沈下量を計測するために実施した。C-1, C-2, C-3, C-7 はそれぞれ A-1, A-3, A-5, B-4 の条件における飽和層中の間隙水がないケースである。表中において間隙水を投入せずに作製した H_2 層 (乾燥) は(9)のように表記している。例えば Case C-1 では、不飽和層 $H_1=1\text{m}$ を含水比 $w=10\%$ で通常通り作製し、下部の $H_2=9\text{m}$ は、間隙水を一切投入せず乾燥砂のみで作製している。

本研究では、地盤が液状化した後に生じる地表面沈下量に着目したため、Case C を除く全てのケースで確実に飽和層を液状化させる目的で、飽和層中央に作用する繰返しせん断応力比 τ_d/σ' が 0.5 となる加振加速度で土層全体を振動させる加振を行った。図-1 に液状化による地表面構造物の被害有無の推定に参照される図³⁾を簡略化し、それぞれの層厚割合の地盤に対して 300gal で加振した場合の飽和層中央における τ_d/σ' を算出した結果を示す。算出においては、土層内に作用する加速度の深度分布は一定であると仮定して求めた。例えば、不飽和層厚 5m、飽和層厚 5m を有する地盤を

300gal で加振した場合、飽和層中央での繰返しせん断応力比は 0.39 となり、これは地表面被害がある加振であると読み取ることができる。これより、本研究での加振条件である繰返しせん断応力比が 0.5 となる加振は、液状化に至らしめるために十分強い加振であるといえる。図-2 に本実験で用いた加速度波形の例を示す。振幅一定の波形であり、設定最大加速度に達するまでの立ち上がりと加振後収束までのテーパーが存在する。図-3 はセンサーレイアウトと模型地盤の模式図であり、表層改良を施したケース (Case B-1, 表-1 参照) に対応した模型地盤の例を示している。

表-1 実験条件

実験条件 Case	実験 ID	設定層厚 (m)			改良 層厚 h (m)	加振前層厚 (m)		設定加振 加速度 (gal)	繰り返し 回数	
		H	H_1	H_2		H_1'	H_2'			
Case A 無改良	A-1	10	1	9	0	1.14	8.75	270	135	
	A-2		2	8		1.35	8.58	305	136	
	A-3		3	7		2.14	7.78	335	134	
	A-4		4	6		3.09	6.86	365	132	
	A-5		5	5		4.59	5.35	390	135	
	A-6	9	1	8		1.22	7.70	270	135	
	A-7		2	7		1.34	7.60	310	137	
	A-8		3	6		2.97	5.94	345	136	
	A-9	8	1	7		1.14	6.81	275	136	
	A-10		2	6		1.62	6.30	320	131	
	A-11		3	5		2.54	5.42	355	138	
	A-12		5	3		4.70	3.26	420	131	
	A-13		7	1		6	0.93	6.04	280	137
	A-14	2		5		1.19	5.75	330	133	
Case B 改良	B-1	10	1	9	0.33	0.77	9.15	265	133	
	B-2	9		8		1.17	7.77	270	135	
	B-3	7		6		0.55	6.38	280	137	
	B-4	10		9	0.67	1.11	8.80	265	133	
	B-5	9		8		1.19	7.74	270	135	
	B-6	7		6		0.83	6.12	280	137	
Case C 間隙水なし	C-1	10	1	(9)	0	0.67	9.94	0.00	265	133
	C-2	10	3	(7)		9.94	0.00	335	134	
	C-3	10	5	(5)		9.95	0.00	390	135	
	C-4	7	7	0		6.96	0.00	490	131	
	C-5	8	8	0		7.96	0.00	490	132	
	C-6	10	10	0		9.76	0.00	490	131	
	C-7	10	1	(9)		0.67	9.92	0.00	265	133

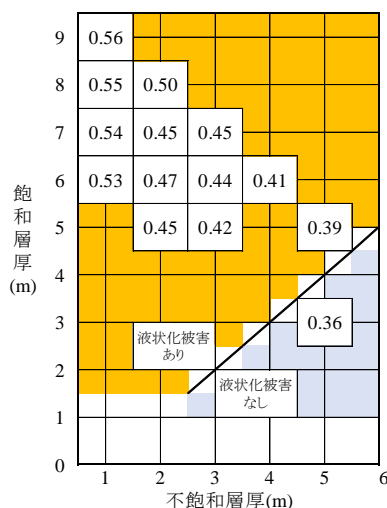


図-1 300gal で加振した場合の τ_d/σ'

加振時間を全ケースで統一した場合、加振加速度が大きいほど、地震動の繰返し回数が増加する。一定の繰返しせん断応力比条件で相対密度を揃えた砂供試体を液状化させた後に過剰間隙水圧の消散に伴って生じる体積ひずみは、繰返しせん断回数が多いほど大きい⁶⁾ことが知られている。したがって、同じ地震力を与えた地盤について沈下量の比較をするためには繰返し回数についても統一する必要があるため、繰返し回数が同一となるように実験毎に加振時間を調節した。なお、飽和層厚中央深度における繰返しせん断応力比 τ_d/σ'_v は (式 1) を用いて算出した。

$$\frac{\tau_d}{\sigma'_v} = \frac{\sigma \times \alpha}{g \times \sigma'} \quad (式 1)$$

ここで、 τ_d は繰返しせん断応力 (kN/m^2)、 σ'_v は鉛直方向有効応力 (kN/m^2)、 σ は鉛直方向全応力 (kN/m^2)、 α は設定加速度 (m/s^2)、 g は重力加速度 (m/s^2) である。

地表面の沈下は、模型土槽に固定した非接触変位計で測定し、変位計と反射板の距離の変化量を地表面沈下量 S と定義した。ここで、反射板はステンレス鋼板と板ゴムを張り合わせたもので、寸法は幅 63.3mm、奥行き 63.3mm、厚さ 11mm、質量は 0.12kg であった。反射板の接地圧は、33.3G の遠心加速度下で 10kN/m^2 であり、これは 2 階建て小規模建築物の基礎の接地圧に相当する。したがって、本研究で計測した地表面沈下量は、接地圧 10kN/m^2 の直接基礎構造物の沈下に対応すると考えられる。

3. 実験結果

(A) 無改良のケース

1) 全層厚 10m 地盤での比較

図-4 に全層厚 10m 地盤で地下水位が異なるケースについて、(a) 飽和層中央(PWP2)での過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ と、(b) 沈下量の時刻歴を示す。凡例はどちらにも共通である。過剰間隙水圧の消散に伴って沈下が進行していることがわかる。ただし、間隙水のないケース (Case C-6) は、過剰間隙水圧が生じないため、加振終了後の沈下の進行が見られない。(a) から、 $H_1=4, 5\text{m}$ では最大 $\Delta u/\sigma'_v$ が 0.9 未満を示しており、完全な液状化状態には至らなかった。また、不飽和層厚が大きいほど高い水圧が長時間維持されているが、 $H_1=1\text{m}$ については加振後 180 秒以降消散が進んでいることがわかる。(b) の沈下量については、 H_1 が大きくなるほど沈下量が小さくなるという地下水位低下による効果が予想されたが、 $H_1=4, 5\text{m}$ の沈下量が $H_1=3\text{m}$ よりも同等または大きい結果となった。加振中の沈下の挙動を詳細に観察すると、 H_1 が大きいほど加振開始から最大過剰間隙水圧比に至るまでの時間差が大きい傾向があった。 H_1 が大きいほど地盤が液状化に至るまでに時間

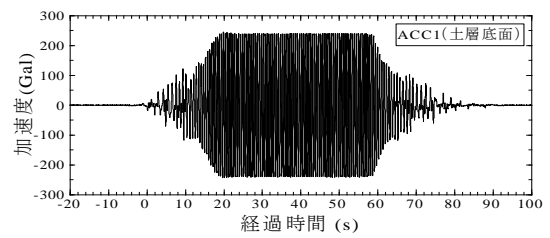


図-2 入力波の加速度時刻歴

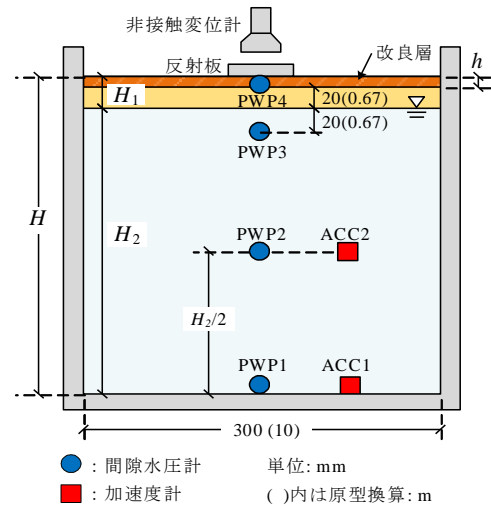


図-3 模型地盤とセンサーレイアウト

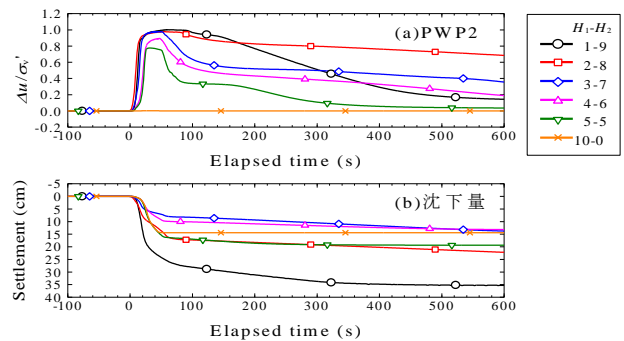


図-4 $H=10\text{m}$ 地盤の $\Delta u/\sigma'_v$ と沈下量時刻歴

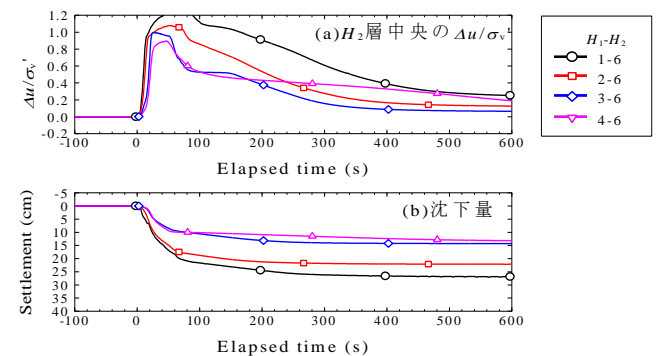


図-5 $H_2=6\text{m}$ 地盤の過剰間隙水圧比と沈下量時刻歴

を要すること、繰返しせん断応力比 0.5 で加振するための加速度が大きいことから、液状化に至るまでの強い加振により液状化とは無関係な即時沈下が卓越したと考えられる。

2) 飽和層 6m 地盤での比較

図-5 に飽和層 6m 地盤で不飽和層厚 H_1 が異なるケ

ースについて過剰間隙水圧比及び沈下量の時刻歴を示す。(a) 過剰間隙水圧比については、 H_2 層厚が同じ地盤であっても、 H_1 が大きくなるほど最大過剰間隙水圧が小さくなっていることがわかる。これは、飽和層の上載圧が大きくなることで加振中における有効応力の減少が妨げられ過剰間隙水圧が生じにくくなった結果であると考えられる。(b) 沈下量については、 H_2 層厚が同じ地盤でも不飽和層厚 H_1 が大きいほど沈下量が小さくなっていることがわかる。

(B) 改良のケース

1) 飽和層 9m 地盤への改良

図-6 に飽和層 9m, 地下水位 $H_1=1m$ の地盤に対して表層改良を $h=0.33m, 0.67m$ 行ったケースと無改良のケースについて過剰間隙水圧比及び沈下量の時刻歴を示す。(a) 過剰間隙水圧比 $\Delta u/\sigma'_v$ に注目すると、無改良と比較して改良のケースは最大 $\Delta u/\sigma'_v$ は 0.8 程度で完全な液状化状態には至らず、高い $\Delta u/\sigma'_v$ が長時間維持されていることがわかる。一方で (b) 沈下量に注目すると、無改良地盤より改良地盤の方が沈下量は小さく、さらに改良層厚 h が大きい方が沈下量は小さいことがわかる。過剰間隙水圧の消散が妨げられ、水圧の消散に伴う沈下が抑制されたと考えられる。なお、水圧の消散が終了した時間における沈下量については、 $h=0.33m$ は無改良地盤と同程度であったが、 $h=0.67m$ は 7cm ほど沈下量が小さいことを確認している。このことから、表層改良により過剰間隙水圧を消散させずに長時間地中に維持すると、地盤の有効応力が徐々に回復し、間隙水圧消散に伴う沈下量を抑制することが可能であるといえる。

2) 飽和層 6m 地盤への改良

図-7 に飽和層 6m, 地下水位 $H_1=1m$ の地盤に対して表層改良を $h=0.33m, 0.67m$ 行ったケースと無改良のケースについて過剰間隙水圧比及び沈下量の時刻歴を示す。これは本研究で表層改良を行うケースにおいて飽和層厚 H_2 が最小の条件である。(a) 過剰間隙水圧比に注目すると、改良地盤であっても無改良地盤と同様に水圧が消散していることがわかる。(b) 沈下量については、 $h=0.67m$ は無改良地盤より沈下量が小さい一方で、 $h=0.33m$ は無改良地盤より沈下量が大きいことがわかる。これは、液状化時に 6m の飽和層から不飽和層へ流入する間隙水の体積が少なく、 $h=0.33m$ では過剰間隙水圧の消散を妨げる効果を発揮できなかったと推測される。

(C) 地下水がないケース

(A) 1) で述べたように、液状化による沈下とは無関係な沈下量を求め、(A) (B) で得られた沈下量から差し引くことで液状化による沈下量のみについて比較考察を行う必要があると考えた。

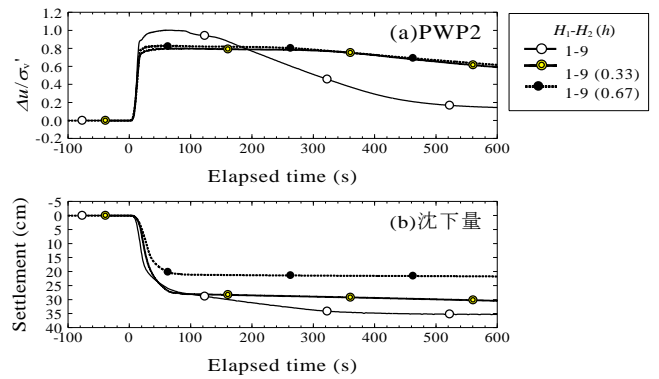


図-6 $H_2=9m$ 地盤の過剰間隙水圧比と沈下量時刻歴

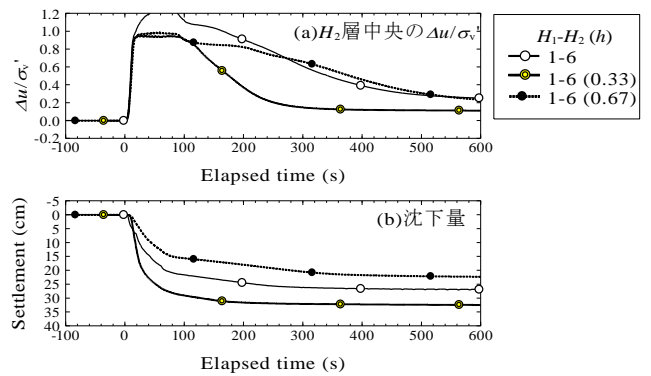


図-7 $H_2=6m$ 地盤の過剰間隙水圧比と沈下量時刻歴

$H=10m$	● Case C-7	$H_1=1m$ $h=0.67m$	253gal
	○ Case C-1	$H_1=1m$ $h=0m$	249gal
	◇ Case C-2	$H_1=3m$ $h=0m$	327gal
$H=7m$	▽ Case C-3	$H_1=5m$ $h=0m$	392gal
	× Case C-6	$H_1=10m$ $h=0m$	506gal
	* Case C-4	$H_1=7m$ $h=0m$	516gal

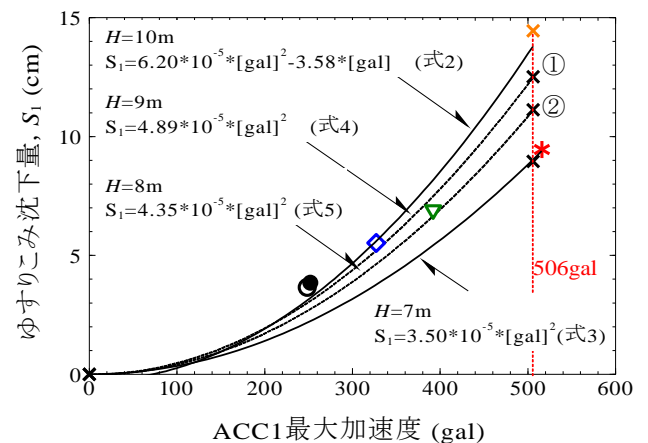


図-8 最大加振加速度と沈下量の関係

そこで、液状化による沈下とは無関係である加振による即時沈下量をゆすりこみ沈下量 S_1 、液状化により過剰間隙水圧の消散に伴って生じる沈下量を消散時沈下量 S_2 と定義した。

図-8 に実験条件 Case C シリーズの実験から得られた土層底面(ACC1)の入力最大加速度と沈下量の関係を示す。このケースで得られた沈下量はゆすりこみ沈

下量 S_1 とした。図中の全層厚 $H=10\text{m}$ シリーズのプロットより、不飽和層厚の増加すなわち加振加速度の増加に伴ってゆすりこみ沈下量が増加していることがわかる。これを多項式近似し ACC1 による最大加速度 [gal] とゆすりこみ沈下量 S_1 の関係式を求めた (図中(式 2))。 $H=7\text{m}$ の地盤についても $H=10\text{m}$ と同様にして多項式近似を行った (図中(式 3))。全層厚が 10m , 7m それぞれに対して 506gal 作用させた場合のゆすりこみ沈下量の関係から、全層厚が 9m , 8m の地盤についても比例配分的にゆすりこみ沈下量を算出した。(図中①および②) これにより、全層厚 9m , 8m の地盤に対する ACC1 の入力加速度とゆすりこみ沈下量の推定式を求めた (図中(式 4), (式 5))。

4. 表層改良の効果と沈下抑制メカニズム

1) 改良効果

表層改良による沈下量抑制効果について考察するにあたり、加振開始から 600 秒における消散時沈下量についての考察を行った。

図-9 に地下水が 1m で飽和層がそれぞれ異なる地盤に対して表層改良を行った場合の沈下量を無改良地盤のケースと合わせて示す。図より、飽和層厚が約 9m の地盤では改良 $h=0.33\text{m}$, $h=0.67\text{m}$ を行えば沈下量がそれぞれ 8cm , 15cm 程度抑制されていることがわかる。また、飽和層厚が約 8m の地盤では改良により沈下量が 5cm 程度抑制されていることがわかる。ただし、この図からは飽和層が 7m より小さい場合の改良効果を見出すことはできない。

地下水位低下工法および表層改良工法による沈下量低減効果を総括的に表すことを目的として、体積ひずみを用いた。体積ひずみは消散時沈下量を加振前の飽和層厚で除して算出した。図-10 に加振前の不飽和層厚と体積ひずみの関係を示す。無改良のケースに注目すると、地下水位 $H_1'=2\text{m}$ までは不飽和層厚が大きくなるほど体積ひずみは小さくなり、地下水低下工法の有効性が確認できる。 $H_1'=2\text{m}$ より大きくなると体積ひずみはおよそ 1% で一定となることが読み取れることから、地下水位低下は 2m 程度以浅で効果を発揮するといえる。改良のケースに注目すると、無改良のケースより体積ひずみが小さくなり、改良層厚の違いは見られないことがわかる。そこで、無改良のケースおよび改良のケースについて、 H_1' と体積ひずみの関係を図中の実線 (黒: 無改良, 赤: 改良) のように近似した。これより、地下水位が (不飽和層厚 H_1) 1m の地盤では表層改良により最大で体積ひずみを 1.4% 減少させることが可能であると読み取ることができる。また、地下水位が 1.2m では改良による体積ひずみの減少量が 0.8% と読み取れることから、不飽和層厚が 1m より

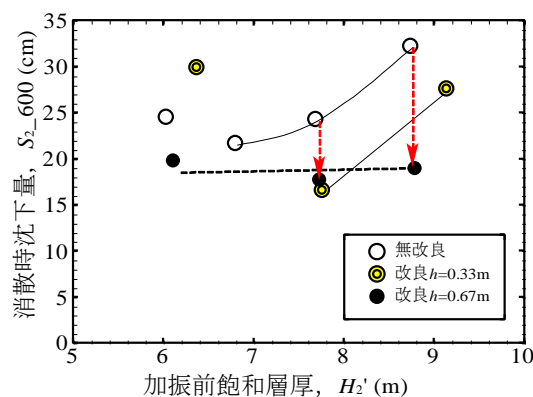


図-9 飽和層ごとの改良効果

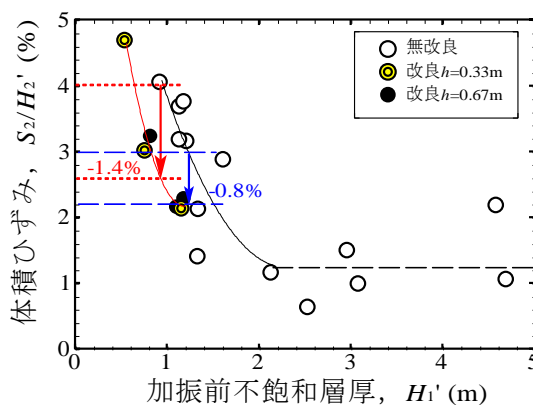


図-10 不飽和層厚と体積ひずみの関係

大きくなるにつれて表層改良による体積ひずみの減少量は小さくなる傾向にあるといえる。本研究では地下水位が 1m の地盤に対してのみ改良を行うという実験条件であるため、地下水位が 1m より大きい地盤での改良効果については評価の対象としない。以上からこの図を用いることにより、不飽和層と飽和層厚を用いて改良による沈下抑制量を推定することができると考えられる。

2) 沈下抑制メカニズム

改良層は難透水性であるため間隙水が流入できないと仮定すれば、飽和層から不飽和層への間隙水の流入を抑制することで沈下量を抑制することができると考えられる。そこで、加振前不飽和層厚 H_2 から改良層厚 h を引いた指標である、間隙水上昇可能高さ L を算出した。図-11 に L と沈下量の関係を示す。無改良条件では、 L は加振前の不飽和層厚 H_1 と等しく、 L が小さいほど沈下量が大きくなる傾向がある。ここで、改良地盤と同等の L を有する無改良地盤での沈下量を図中の点線で仮定すると、矢印で示したように改良により間隙水上昇可能高さを減らすことで沈下量が抑制されると読み取ることができる。

次に、間隙水上昇可能高さに対して、加振前後に地下水位が上昇した高さ L_{up} について検討した。地下水

位上昇高さは加振後の飽和層厚から加振前の飽和層厚を引いて算出した。 L_{up} と沈下量の関係を図-12に示す。 L_{up} は沈下が終了した地盤における地下水位上昇高さであるため、図中で用いた沈下量は、すべてのケースで沈下が終了した加振後 3600 秒での消散時沈下量である。図より、地下水位上昇高さが大きいほど沈下量が大きいという傾向が確認される。

間隙水上昇可能高さ L に対する地下水位上昇高さ L_{up} の比を地下水位上昇比, R_{up} と定義し, R_{up} と沈下量の関係を図-13に示す。無改良のケースに注目すると, R_{up} が大きくなると沈下量も大きくなるという強い傾向が確認できる(図中①)。また, 改良 $h=0.33\text{m}$ のケースは①と比較して地下水位上昇比 R_{up} が大きくなっても沈下量の増大傾向は小さくなっている(図中②)。さらに, $h=0.67\text{m}$ のケースは R_{up} が大きくなっても沈下量はほぼ横ばいの傾向になることがわかる。(図中③) R_{up} が1以上となった改良のケースについては, 地下水位の上昇は水圧計の計測値として現れるものの, 難透水性の改良層の存在により, 地表面に排水されることなく, 改良層内部に留められていると推察される。加振後の地表面の様子を観察すると, 改良層自体への間隙水の流入はみられないものの, 土槽壁面から間隙水が漏れているケースが確認された。過剰間隙水圧を地盤内に留めるといふ表層改良を行う場合は, 施工不良等により間隙水圧の消散の引き金となる亀裂を生じさせないような丁寧な施工をすれば, 本研究で示したような改良効果が期待できると考えられる。

5. 結論

本研究では, 小規模建築物などの基礎地盤を対象として, 液状化による地表面沈下に対する難透水性材料を用いた表層改良の対策効果および地下水位低下による沈下抑制メカニズムについて遠心模型実験により検討した。その結果, 以下のことがわかった。

- 1) 地下水位が約 1m で飽和層厚が異なる地盤に対して難透水性材料を用いた表層改良により, 沈下量を抑制することができる。
- 2) 地下水位低下工法では地下水位を 2m 程度まで下げれば大きな沈下量抑制効果を発揮する。
- 3) 体積ひずみを用いて表層改良及び地下水位低下による沈下抑制量を推定することが可能である。

【参考文献】

1) 浦安市液状化対策技術検討調査委員会(委員長:石原研而):平成23年度浦安市液状化対策技術検討調査報告書,第2編地盤特性の把握・液状化の要因分析,2012. 2) 榎本忠夫,久保和幸:2016年熊本地震による熊本市南区内の液状化被害調査—噴砂の液状化特性と液状化後の非海水せん断挙動—,地盤工学ジャーナル,

Vol. 11, No. 4, pp.399-409, 2016. 3) Ishihara, K.: Stability of natural deposits during earthquakes, Proc. of 11th Int. Conf. on S.M.F.E., Vol.1, pp. 321-376, 1985. 4) 日本建築学会:小規模建築物基礎設計指針, pp.88-90, 2008. 5) 大島昭彦,他5名:尼崎市築地の地盤調査結果と地下水位低下工法による液状化対策効果の検証,第13回地盤改良シンポジウム論文集,2018 6) 三上武子,他4名:液状化後の体積ひずみに及ぼす要因,土木学会第57回年次学術講演会, pp.1161-1162, 2002

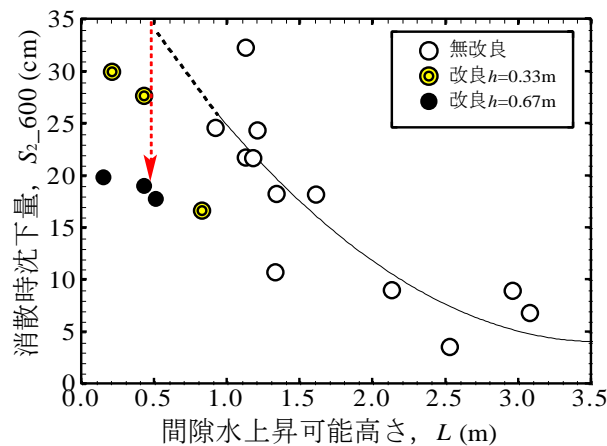


図-11 間隙水上昇可能高さ と沈下量の関係

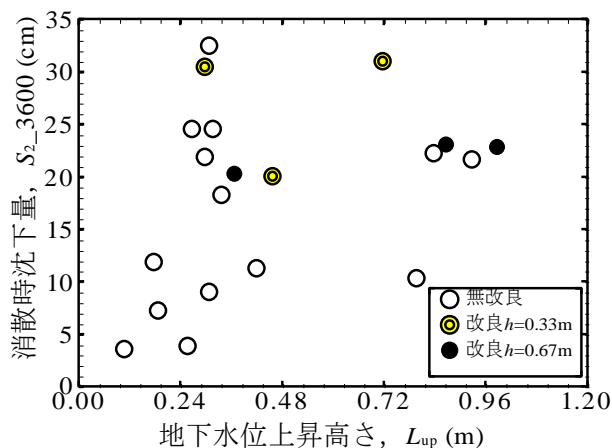


図-12 地下水位上昇高さ と沈下量の関係

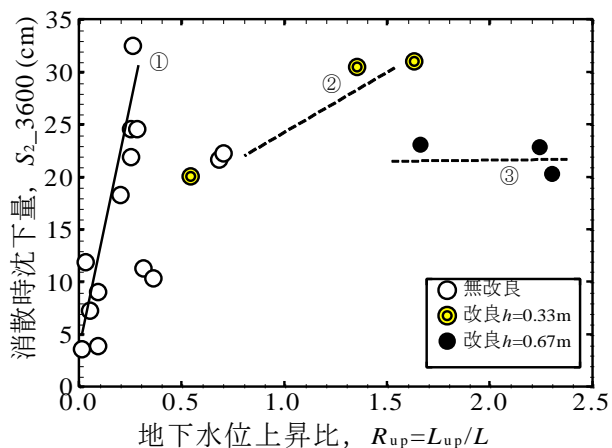


図-13 地下水位上昇比 と沈下量の関係