

ソイルベントナイト鉛直遮水壁の地震時挙動に関する遠心模型実験

乾 徹*・高井敦史**・栗原太志*・勝見 武*・嘉門雅史*

* 京都大学地球環境学大学院

** 京都大学大学院工学研究科

要 旨

ソイルベントナイト地中遮水壁は優れた施工性、高い遮水性能と変形追従性を有することから、地盤汚染物質の原位置封じ込めへの適用が期待されている。しかし、剛性が低い材料であることから、静的・動的な構造安定性を検証する必要がある。特に、地中遮水壁は透水性の高い帯水層に打設することが一般的であり、地震時に周辺地盤が液状化するリスクがある。そこで本研究ではソイルベントナイト地中鉛直遮水壁の地震時挙動と健全性を遠心模型実験により評価した。その結果、最大 500gal の地震動に対して遮水壁の沈下は確認されるものの、有意な水平変位、損傷は発生せず、遮水壁としての健全性を保持することが明らかになった。

キーワード：ソイルベントナイト、鉛直遮水壁、地震時挙動、遠心模型実験

1. はじめに

2003 年 2 月に施行された土壤汚染対策法を受けて、工場跡地等の汚染の可能性がある土地の売買に際して自主的に汚染調査が実施されるようになってきている。調査によって土壤溶出量基準、含有量基準を超過する汚染が発覚した場合にも、汚染範囲が広いケースや既設構造物直下に汚染土壌が存在するケースでは、汚染土壌の除去や積極的な浄化がコスト的・技術的に困難となる。このような場合、地中連続遮水壁を用いて汚染土壌を原位置に封じ込める原位置封じ込め工法がリスクを回避する措置として有効である。

地中連続遮水壁に用いられる材料のひとつにベントナイトと原位置土の混合土（ソイルベントナイト、以下 SB）が挙げられる。SB は低い透水性と変形に対する追従性が高いことから、地中連続遮水壁としての適用性は高いとされている（例えば、Grube, 1992）。筆者らは、Trench-cutting and Re-mixing Deep wall (TRD 工法) を適用して SB 地中遮水壁として打設する工法を開発し、SB の遮水性能や耐化学性を明らかにしてきた（Kamon et al., 2006 & 2007; Katsumi et al., 2008）。Fig. 1 に TRD 工法を用いた SB 地中連続遮水壁の施工手順を示す（Kamon et al., 2006）。

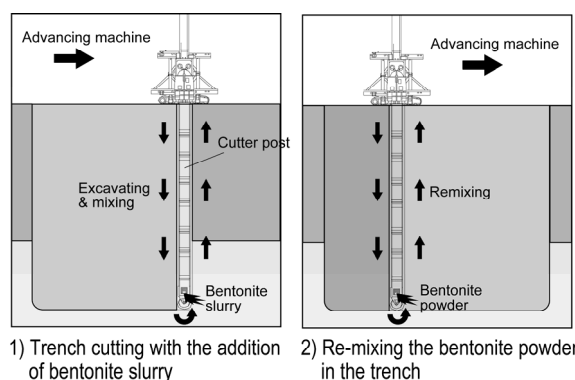


Fig. 1 Construction process of SB vertical cutoff wall with TRD method (Kamon et al., 2006)

SB はソイルセメントや鋼矢板などの代表的な遮水壁材料と比較して変形追従性の点で優れるものの、剛性が比較的低い材料である。このことから、遮水壁としての健全性を、構造物としての安定性や変形特性の観点からも照査する必要がある。特に、遮水壁は透水性の高い帯水層に打設されるものであり、供用中に地震力などの動的な外力が作用した場合には周辺地盤が液状化するリスクがある。このような条件下においても、SB 遮水壁に過剰な変形や亀裂が発生せず、遮水壁としての機能を長期に渡って維持

することを担保する必要がある。

そこで本研究では、SB 地中鉛直遮水壁の地震時挙動とその際の遮水壁としての健全性を評価することを目的とし、その第一段階の検討として遠心模型実験を行った。具体的には、加速度、周波数が異なる複数の地震動を作用させ、周辺地盤が液状化した場合の鉛直遮水壁の挙動、ならびに遮水壁の変形、損傷の発生状況を調査した。

2. 実験方法

2.1 供試体の作成

本工法の試験施工サイトから採取した関東ローム（自然含水比 70%）と砂礫土（自然含水比 27%）の中礫分（4.75 mm）以上の粗粒分を取り除き、質量比で 4 : 25 の質量比で混合したもの（以下、混合土）を模擬原位置土として使用した。混合土の混合比は当該サイトのそれぞれの土の層厚に基づいて決定した。混合土の粒度分布は、礫分（2 mm–4.75 mm）が 5.6 %，砂分（75 μ m–2 mm）が 70.8%，シルト分（5 μ m–75 μ m）が 15.8 %，粘土分（ $\leq$ 5 μ m）が 7.8%であった。

SB 供試体は、自然含水比状態の土に 10%濃度ベントナイト掘削液を添加し、フロー値（JIS R 5201 に準拠）を 150 mm に調整した後、Na 型ベントナイト 100 kg/m³ を粉体添加し、ソイルミキサーを用いて十分に混合・攪拌を行い作製した。SB 供試体の透水係数（30 kPa で等方圧密時）は 5.0×10^{-11} m/s であった。

2.2 繰返し三軸試験

SB の動的荷重に対する基本的な強度・変形特性を明らかにすることを目的として、繰返し圧密非排水三軸試験を実施した。試験方法を以下に示す。

SBM をモールドに充填し、直径 5 cm、高さ 10 cm に成形した後、200 kPa で予備圧密を行った。予備圧密は約 1 週間行い、排水と圧縮がほぼ収束することを確認した時点で繰返し載荷を行った。実験条件として、SB 供試体の圧密後の湿潤密度と繰返し応力比を Table 1 に示す。なお、繰返し三軸試験では 2.1 に示した粗粒分を取り除いた混合土（最大粒径：4.75 mm）による SB に加え、0.85 mm ふり通過分の混合土から作製した SB についても試験を行った。これは後述の遠心模型実験の模型スケールの関係上、最大粒径が 0.85 mm ふり通過分に制限されたことから、最大粒径の違いによる影響を比較するためである。Table 1 に示すように、最大粒径 0.85 mm の混合土から作製した SB は最大粒径 4.75 mm の混合土から作製したものと比較して圧密後の湿潤密度が 5% 程度大きくなっている。

Table 1 Test conditions for cyclic triaxial test for SB

Maximum diameter of the composite soil (mm)	Cyclic stress ratio	Wet density of SB specimen (Mg/m ³)
4.75	0.229	1.89
	0.216	1.89
	0.205	1.90
0.85	0.240	2.04
	0.235	2.03
	0.224	2.00

2.3 遠心模型実験

本実験で作製した模型土槽の断面図を Fig. 2、上面図を Fig. 3 にそれぞれ示す。京都大学防災研究所の遠心載荷装置（有効半径：2.5 m、容量：24 g-ton）を用いて実験を実施した。モデル縮尺は 1/50 とし、50 g の遠心力を加えた。

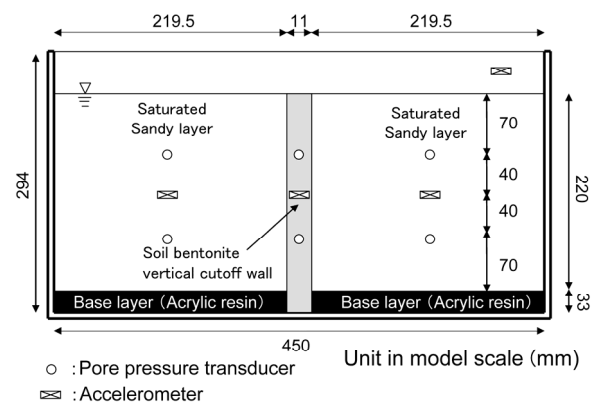


Fig. 2 Cross section of the model employed for the centrifugal test

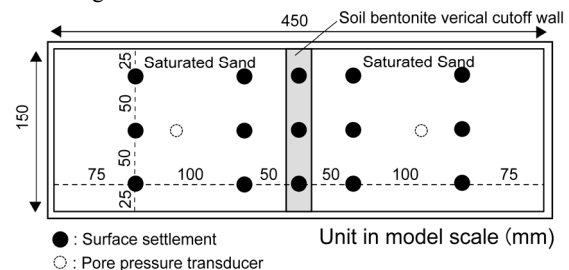


Fig. 3 Plan section of the model employed for the centrifugal test

SB 鉛直遮水壁は 2.1 に示した SB を型枠に充填し、60 kPa で予備圧密を行うことにより作製した。SB 鉛直遮水壁の寸法は模型スケールで 11 mm 厚、150 mm 幅、250 mm 深さであり、プロトタイプでは 550 mm 厚、12.5 m 深さに相当する。通常、鉛直遮水壁は難透水層に根入れすることから、土槽の底部に基盤層を模擬したアクリル板に 11 mm 幅の溝を設け、Fig. 2 に示すとおりの SB 遮水壁を設置した。土槽と SB 鉛直遮水壁の間には、フリクションを最小化するためにシリコングリースを充填した。

次に、珪砂 7 号（土粒子密度：2.68 Mg/m³、最大

間隙比：1.23，最小間隙比：0.74，平均粒径：0.13 mm）を用いて，水中落下法により相対密度が約 40%となるよう遮水壁周辺に飽和砂地盤を作製した。地盤は水溶性のセルロースを用いて動粘性係数 50 cst に調整した流体を用いて飽和させた。

測定項目は，1) 加速度（入力，SB 鉛直遮水壁，砂地盤），2) 間隙水圧（SB 鉛直遮水壁，砂地盤），3) 加振後の地表面沈下，4) 加振後の SB 遮水壁天端での水平変位，である。間隙水圧計，加速時計を Fig. 2 に示す位置に取り付けるとともに，地表面沈下については，Fig. 3 に示すポイントで測定を行った。

試験では，はじめに砂地盤と SB 鉛直遮水壁の間隙水圧が等しくなるまで 50g 場で予備圧密を行い，地震動を入力した。入力地震動が異なる Case-1～3 の 3 ケースで実験を実施した。各ケースの土槽の実物スケールでの加速度を Fig. 4 に示す。Case-1 においては片振幅 3 mm，20 Hz，25 cycle の正弦波，Case-2 においては片振幅 2 mm，100 Hz，10 cycle の正弦波，Case-3 においては実際の観測波形に基づく地震動（500 gal 相当）をそれぞれ与えている。

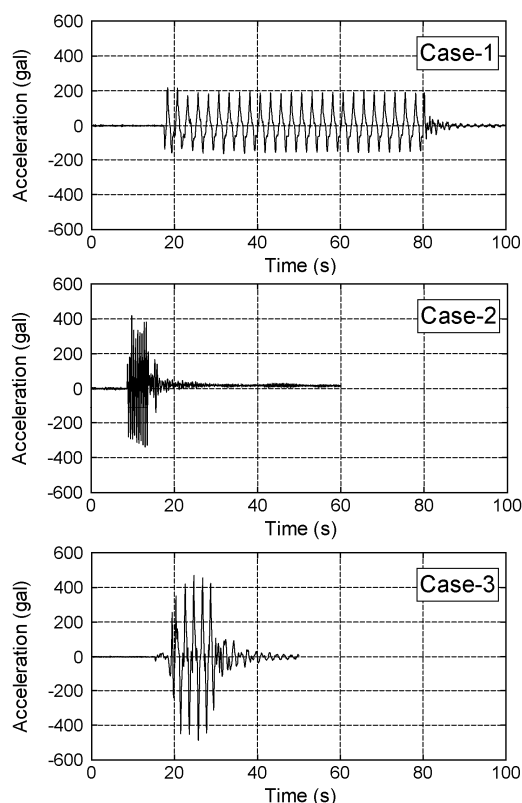


Fig. 4 Profile of the acceleration of the soil box in prototype scale

3. 試験結果とその考察

3. 1 繰返し三軸試験

Fig. 5 に繰返し三軸試験から得られた有効応力経

路の代表例（最大粒径 4.75 mm，応力比 0.229 のケース）を示す。SB は透水性の低い材料であり全てのケースで過剰間隙水圧がほとんど発生せず，有効応力経路は载荷開始段階からほとんど変化せず定常となっている。Fig. 6 に同じケースの軸ひずみ－偏差応力関係を示す。载荷回数の増加に伴ってひずみが蓄積され，片振幅軸ひずみが約 1.5～2%に達した時点で急激にひずみが増加している。Fig. 7 に軸ひずみ両振幅 5%を破壊と定義し，破壊に至る繰返し回数と応力比の関係を示す。最大粒径が 4.75 mm の供試体と 0.85 mm の供試体の結果にはほとんど相違はなく，遠心模型実験において最大粒径を小さくすることによる剛性・変形特性への影響はないといえる。

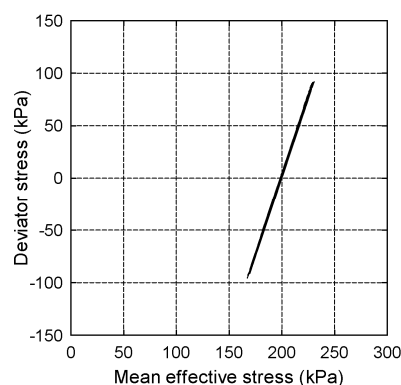


Fig. 5 Effective stress path during cyclic triaxial test

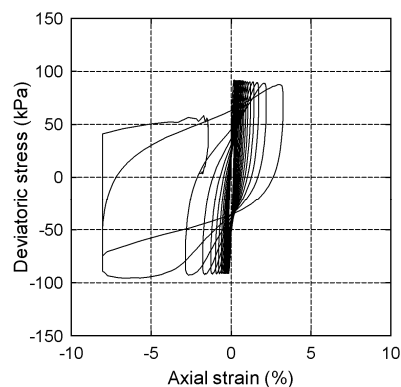


Fig. 6 Axial strain vs. deviator stress

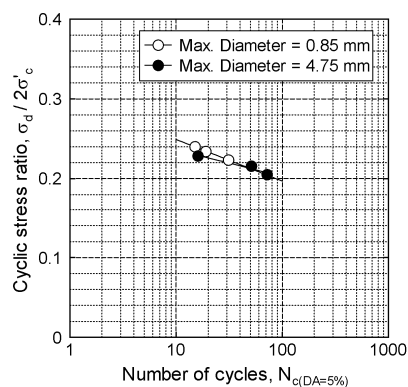


Fig. 7 Number of cycles vs. cyclic stress ratio

3.2 遠心模型実験

Fig. 8 に Case-1, および Case-3 における実物スケールで 7.5 m 深さでの砂地盤 (Fig. 2 左側) と SB 地中鉛直遮水壁での間隙水圧の経時変化を示す。Case-1, Case-3 とともに砂地盤はいずれも液状化していることがわかる。一方, SB 遮水壁内の間隙水圧は最大入力加速度が 200 gal 程度の Case-1 においてはほとんど発生しなかったが, 最大入力加速度が 500 gal に達した Case-3 においては過剰間隙水圧比が 0.6 に達した。一方, Case-1 と加速度がほぼ同等で周波数が異なる Case-2 においては, Case-1 とほぼ同じ結果が得られた。このことから, 加速度の大きな地震動に対しては SB 遮水壁内の過剰間隙水圧がある程度上昇すると推定できる。

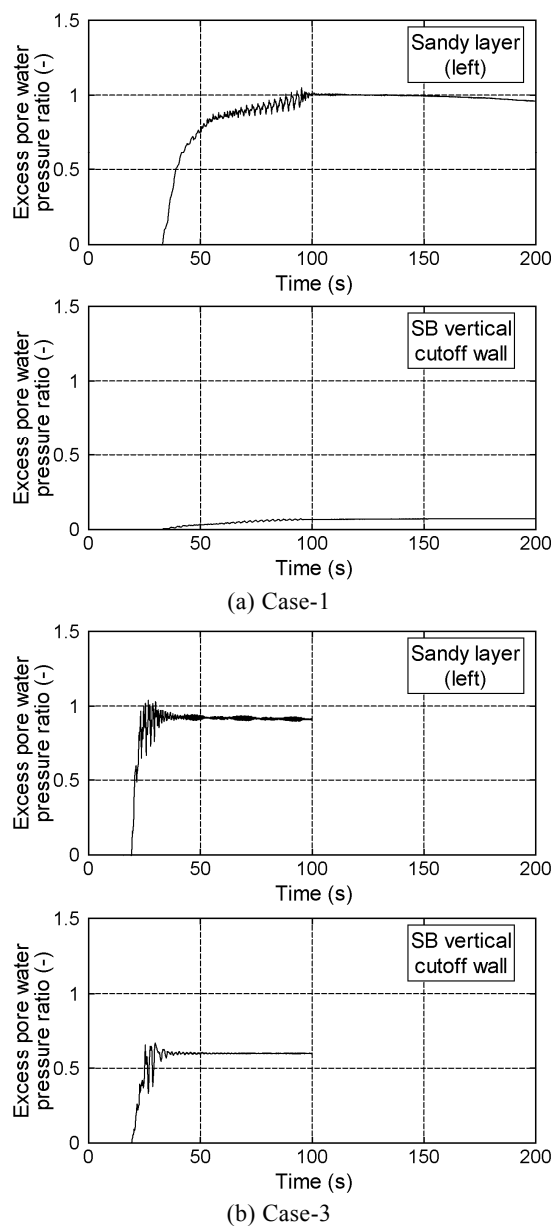


Fig. 8 Profiles of pore water pressure during the test: (a) Case-1 and (b) Case-3

加振後に SB 鉛直遮水壁天端の水平変位, および Fig. 3 に示す地点で地表面沈下量を測定した。いずれの試験ケースにおいても, 遮水壁は水平方向には有意な変位は発生せず, 入力加速度が最も大きい Case-3 においても傾きや亀裂の発生は確認されず, 沈下のみが確認された (Photo 1)。Case-1~3 の沈下量の測定結果を Fig. 9 に示す。Case-1, Case-3 では液状化が発生した周辺地盤は大きく沈下している一方, 遮水壁も自身の沈下と周辺地盤による連れ込み沈下の影響により実スケールで 30~40 cm の沈下を起こした。これは, 繰返し三軸試験でも確認できるように繰返し载荷に対して大きな変形を発生することによるものであると考えられる。しかし, 周辺地盤に比べると沈下量は小さく, 遮水壁自体にも損傷は確認されなかった。比較的高い周波数の地震動を与えた Case-2 では周辺地盤に対する遮水壁の相対沈下量が小さくなった。



Photo 1 Cross section of the model before the test (Left) and after the test (Right) in Case-3

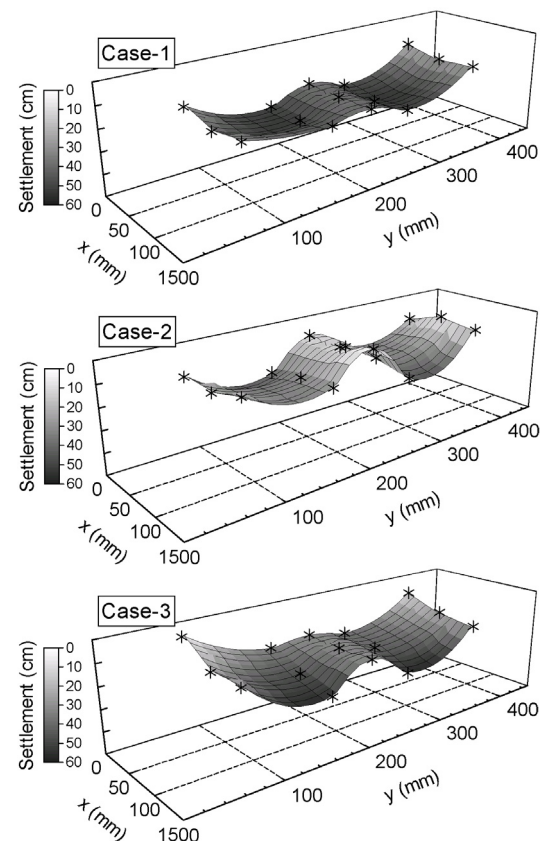


Fig. 9 Surface settlement after centrifuge test

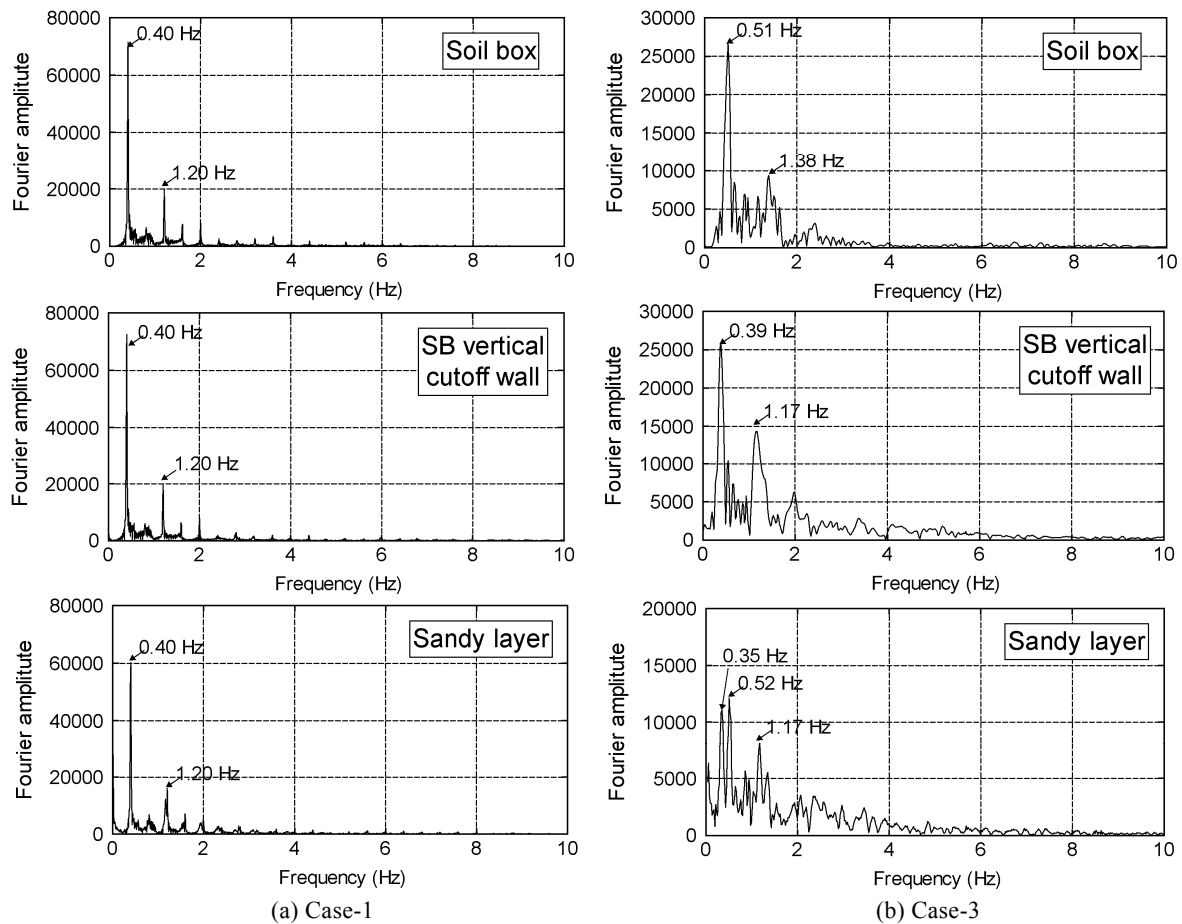


Fig. 10 Fourier acceleration spectra of soil box, saturated sandy layer and SB vertical cutoff wall

以上のことから、繰返し三軸試験で示されたようにSBは地震動を受けた場合、大きな変形が蓄積し剛性が低下する材料であるが、最大加速度 500 gal 程度の地震動に対しては、沈下は発生するものの遮水壁としての機能は維持するといえる。沈下の発生量に対する地震動の影響は明確ではないが、同等の加速度であれば振動回数が多いケース、振動回数が同等であれば加速度の大きいケースの沈下量が大きくなる傾向がみられた。

比較的大きな沈下が確認された Case-1, 3 について土槽、砂地盤、遮水壁の応答加速度から求めたフーリエスペクトルを Fig. 10 に示す。Case-1 では土槽、砂地盤、遮水壁ともに卓越する振動数は同じで入力波の振動数と一致することから、遮水壁と砂地盤は一体となって振動し、局所的な損傷が発生しなかったと考えられる。なお、Case-2 でも Case-1 と同様の傾向が確認された。Case-3 では砂地盤と遮水壁は卓越する振動数はほぼ同じであるが、土槽より小さな振動数が卓越した。これは加振開始直後に砂地盤が液状化し、入力波が砂地盤に伝播せず低い振動数で砂地盤が振動したためであると考えられる。ただし、砂地盤と遮水壁の卓越振動数は類似していることから遮水壁に局所的な損傷は発生しなかったと判断さ

れる。しかしながら、Case-1 と比較すると一致の程度は低く、さらに大きな加速度が発生した場合においては検討が必要であると考えられる。

本実験では、均質な帯水層に打設された場合のみを想定しているが、1. に示した鉛直遮水壁による原位置封じ込め工法の適用条件を考えた場合、敷地境界などにおいて既存構造物の近接に施工する例が比較的多いと考えられる。このような場合には、鉛直遮水壁の前面、背面で周辺地盤の物性や上載圧が異なり、地震時に鉛直遮水壁に偏土圧が作用する可能性が指摘される。したがって、今後はこのようなケースにおいての地震時挙動についても検討が必要であるといえる。

4. おわりに

本研究では、地盤汚染の原位置封じ込めに適用されるソイルベントナイト (SB) 地中鉛直遮水壁を対象として、地震時における遮水壁の健全性を評価するための基礎的な検討として遠心模型実験を実施し、地震時挙動と遮水壁の健全性の検証を行った。具体的には、加速度、周波数が異なる複数の地震動を作用させ、周辺地盤が液状化した場合の鉛直遮水壁の

挙動，ならびに遮水壁の変形，損傷の発生状況を調査した。得られた結果を以下に要約する。

- [1] SBを対象とした繰返し三軸試験より，SBは繰返し載荷に対して徐々にひずみが蓄積し，ある程度のひずみが発生した時点で急激にひずみが大きくなる挙動を示す。一方，過剰間隙水圧の発生は確認されなかった。本実験で用いたSBについては，両ひずみ振幅が5%に達する繰返し載荷回数20回の時の繰返し応力比は約0.23であった。
- [2] 遠心模型実験より，最大加速度200gal程度の地震動によって周囲の地盤が液状化したとしてもSB地中鉛直遮水壁中の過剰間隙水圧はほとんど上昇しない。しかし，最大加速度約500 galの大きな地震動が加わると，過剰間隙水圧の上昇が確認された。
- [3] 地震動によるSB鉛直遮水壁の沈下は確認されたが，水平方向への変形や亀裂は確認されなかった。本研究で実施した最大加速度500 gal程度の地震動に対しては局所的な変形や破壊に至らず，遮水性能は維持できると考えられる。地震動の加速度，周波数が変形特性に及ぼす明確な影響は確認されなかった。
- [4] 本実験で想定した均質な帯水層中においては，地盤が液状化した場合にも地盤とSB遮水壁が一体的に振動することが応答加速度のフーリエスペクトルから確認され，SB遮水壁の変形追従性が明らかになった。しかしながら，加速度の大きな振動に対する応答やSB遮水壁の前面と背面の地盤物性が異なるようケースの検討，さらには異なる種類の原位置土から作製したSBの挙動の調査が今後の課題として挙げられる。

謝 辞

本研究の実施にあたっては，ライト工業（株）荒木 進 氏，杉山好司 氏，および京都大学防災研究所 飛田哲男先生，清水博樹技術室主任に多大なご協力をいただいた。記して謝意を表する。

参考文献

- Grube, W.E. (1992): Slurry trench cut-off walls for environmental pollution control, Slurry Walls: Design, Construction, and Quality Control, ASTM STP 1129, D.B. Paul et al., eds., ASTM, Philadelphia, pp.69-77.
- Kamon, M., Katsumi, T., Inui, T., Ogawa, Y. and Araki, S. (2006): Hydraulic performance of soil-bentonite mixture barrier, 5th ICEG Environmental Geotechnics, H.R. Thomas, ed., Thomas Telford Publishing, London, pp.733-740.
- Kamon, M., Katsumi, T., Inui, T., and Matsuhashi, D. (2007): Hydraulic barrier performance and chemical compatibility of SBM, Proceedings of the 13th Asian Regional Conference on Soil Mechanics and Geotechnical Engineering, Allied Publishers, pp.725-728.
- Katsumi, T., Kamon, M., Inui, T. and Araki, S. (2008): Hydraulic barrier performance of SBM cut-off wall constructed by the trench cutting and re-mixing deep wall method, GeoCongress 2008 Geotechnics of Waste Management and Remediation, Geotechnical Special Publication No.177, pp.628-635.

Centrifuge Model Tests on the Seismic Performance of Soil-Bentonite Vertical Cutoff Wall

Toru INUI*, Atsushi TAKAI**, Futoshi KURIHARA*, Takeshi KATSUMI* and Masashi KAMON*

* Graduate School of Global Environmental Studies, Kyoto University

** Graduate School of Engineering, Kyoto University

Synopsis

Containment with soil-bentonite (SB) cutoff walls has been proved to be an effective method to prevent the contaminants in subsurface environment from migrating in the aquifer, in terms of its hydraulic barrier performance and chemical compatibility. However, SB is a rather flexible material compared with other typical barrier materials. Thus, static/dynamic stability is another important issue. In this study, centrifuge model tests were performed to evaluate the seismic performance of the vertical SB cutoff wall, which is usually installed in permeable aquifer with the potential risk of liquefaction. Deformation and settlement of the SB cutoff wall in liquefied ground were acceptable and its integrity was maintained for a range of earthquake motion applied in this study (max. 500 gal).

Keywords: soil bentonite, vertical cutoff wall, seismic behavior, centrifuge model test