

地下埋設管の影響による地盤陥没を模擬した遠心模型実験とその再現解析

前田建設工業株式会社

正会員

○平田 昌史

正会員 丸山 憲治

フェロー会員

石黒 健

正会員 大塚 悠大

正会員

山之口 寛

1. はじめに

2025 年 1 月 28 日に埼玉県八潮市で発生した道路陥没事故では、直径 5m、深さ 10m の大きさで道路が突然陥没し、大きな注目を浴びた。国土交通省によると、2022 年度の日本全国における道路陥没発生件数は年間約 1 万件にも上る。道路陥没の要因としては、道路の排水施設や下水管路などの地下埋設物に関連するものが約半数を占めており、特に都市部では上下水管やボックスカルバートなど地下埋設物の老朽化の影響が大きく、今後も陥没発生は増加傾向にあることが予想されている。このため、道路陥没の発生防止や早期発見等の対策技術が求められる。

このような背景から、既往研究として下水道管等の具合を原因とする道路陥没に着目した土槽実験等が実施されており^{1),2),3)}、道路陥没を引き起こす路面下空洞生成・拡大のメカニズムや陥没危険度等の検討が試みられている。しかしながら、これらは 1G 場における実験であるため、土槽実験のスケールに限界があり深い位置の埋設管に作用する土被り圧の考慮は難しい。また、遠心载荷装置を用いた実験としてはシールド掘削を対象とした落とし戸実験等^{4),5)}も実施されているが、やはり埋設管破損による陥没の発生機構を評価するには適していないと考えられる。そこで本研究では、埋設管の影響による地盤陥没の検討を行うことを目的として、地下埋設管が破損した影響による地盤陥没を模擬した遠心模型実験を行った。遠心模型実験では、地盤陥没が生じるメカニズムや進行過程を計測するとともに、破損した開口部の大きさや地盤材料の違いによって、陥没が生じるタイミングや陥没範囲等の影響について検討した。また、この遠心模型実験に対して FEM による再現解析を実施した。FEM 解析であるため、地盤の大規模な陥没までは再現できないが、地盤が破壊に至るまでの現象や地盤材料の違いによる影響、陥没範囲の予測等について定性的な評価を試みた。本報告では、これら遠心模型実験の結果や FEM 再現解析の結果・考察等について紹介する。

2. 遠心载荷装置を用いた地盤陥没実験

(1) 遠心模型実験の概要

比較的深い位置にある地下埋設管（下水管等）が破損して大きな穴が開き地盤が陥没することを想定した場合、埋設管に作用する土被り圧が陥没の規模等に影響を及ぼすことが考えられる。このような深い位置にある埋設管の土被り圧による影響を検討する場合、1G 場では大規模な実験が必要となるため遠心模型実験が有効である。そこで本研究では、比較的深い位置にある地下埋設管が破損した際の陥没発生プロセスについて、遠心载荷装置を用いた模型実験を行うことで検討を行った。

遠心模型実験に用いた模型地盤の概略図を図-1 に示す。この図に示すように、土槽下部に埋設管を模擬した空間を設け、その上に厚さ 200mm の地盤を作製している。ちなみに、埋設管は円筒ではなく、横方向断面を奥行方向一定とする 2 次元モデルとし、破損部から埋設管内への土砂流入を妨げないように高さ 210mm の十分なスペースを確保した。なお、本実験における遠心加速度

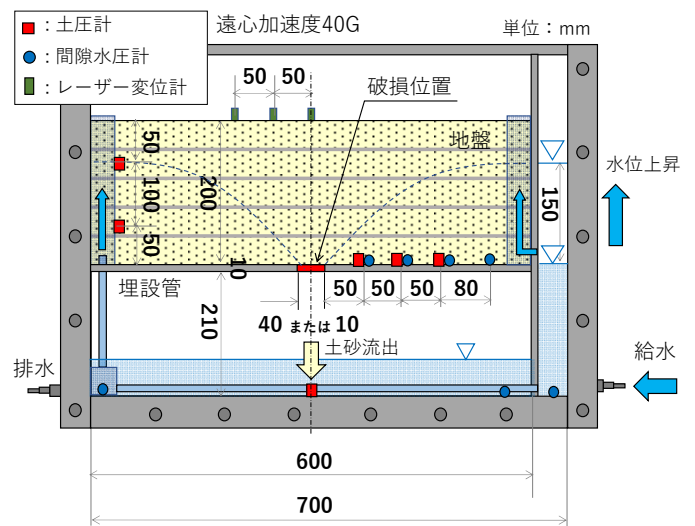


図-1 模型地盤の概略図



写真-1 パンチングメタル

表-1 実験ケース一覧

		地盤材料	
		砂	中間土
開口幅 [mm]	40	Case1-1	-
	10	Case1-2	Case2-2

キーワード 地盤陥没、埋設管、遠心実験、FEM 解析

連絡先 〒302-0021 茨城県取手市寺田 5270 前田建設工業 ICI 総合センター TEL0297-85-6171



図-2 地盤状況の経時変化像 (Case1-1)

は 40G であり、実スケールに換算すると地盤圧は 8.0m となる。埋設管の破損については、遠心载荷中に破損を再現する（破損部を開ける）には特殊な装置を別途製作する必要があるため、今回の実験ではパンチングメタルを敷設し、その上に地盤を作製することで予め破損位置を開口しておく簡易的な手法を採用した。パンチングメタルは、写真-1 に示したような厚さ $t=1\text{mm}$ 、穴の直径 $\phi=5\text{mm}$ 、開口面積約 34% の物を使用しており、不飽和状態であれば 40G でも穴からの土砂流出がないことを事前の検討にて確認している。実験では、地盤の材料と破損位置の開口幅をパラメータとして表-1 に示す 3 ケースについての実験を行っており、Case1-1 および Case1-2 では地盤材料として豊浦標準砂、Case2-2 では地盤材料として豊浦標準砂に木櫛粘土を 8 : 2 で混合した中間土を使用している。豊浦標準砂および中間土については、含水比を 8% に調整し湿潤密度 1.56Mg/m^3 ($\text{Dr} \approx 70\%$) となるように突固めて地盤を作製している。破損個所の開口幅については、Case1-1 では模型スケールで 40mm、Case1-2 および Case2-2 では 10mm とし、地盤内の陥没・空洞の発生の違い等を比較した。地盤内には下端部と左端部に土圧計や間隙水圧計を設置し、地表面はレーザー変位計を用いて沈下を測定している。また、埋設管位置には開口部直下に土圧計を設置し流出土砂による影響を計測するとともに、給水側と排水側に水圧計も設置している。

(2) 遠心模型実験の結果と考察

図-2～図-4 は、各ケースにおける土槽正面から CCD カメラにて撮影した地盤状況画像である。ここでは、給水槽の水位上昇開始直前を初期状態とし、その後の経過時間で画像を整理している。図-2 は Case1-1 の実験結果である。初期状態では、遠心加速度 40G まで载荷した際に地盤下端がほぼ飽和状態となるため、パンチングメタルから砂の流出が若干生じていることが確認できるが水位上昇開始前には土砂流出も収束しており、実験には影響していないと考えている。この初期状態から所定の水位 150mm まで上昇させるのに約 24 秒、その数秒後に破損位置の開口部から砂が流出している。砂の流出開始後は、しばらくは地表面付近に変化はないが、ある程度の土砂が流出した段階で開口部上部の地盤に急激に段差が生じはじめ、その後地表面に大きな陥没が生じる結果となった。なお、土砂が流出する際の地盤のすべり線の角度は 69.5° とかなり急勾配であることが確認できる。一方、図-3 は Case1-2 の実験結果である。Case1-1 と比較すると、破損位置の開口幅が 1/4 の 10mm としたケースになる。初期状態から所定の水位 150mm まで上昇させるのに、Case1-1 と同様に約 24 秒かかっている。また、Case1-2 では水位が所定位置に到達した直後から砂の流出が見られ、破損位置上部の地盤に空洞が発生していることが確認できる。その後、ある程度の土砂が流出した段階で Case1-1 と同様に地盤に段差が生じはじめ、発生した空洞もなくなり、急速に地表面に大きな陥没が生じる結果となった。土砂が流出する際の地盤のすべり線の角度は、Case1-1 と同様に約 69.5° とであることが確認でき、陥没の大きさも Case1-1 とほぼ同程度である。また、土砂の流出速度は Case1-1 に比べて

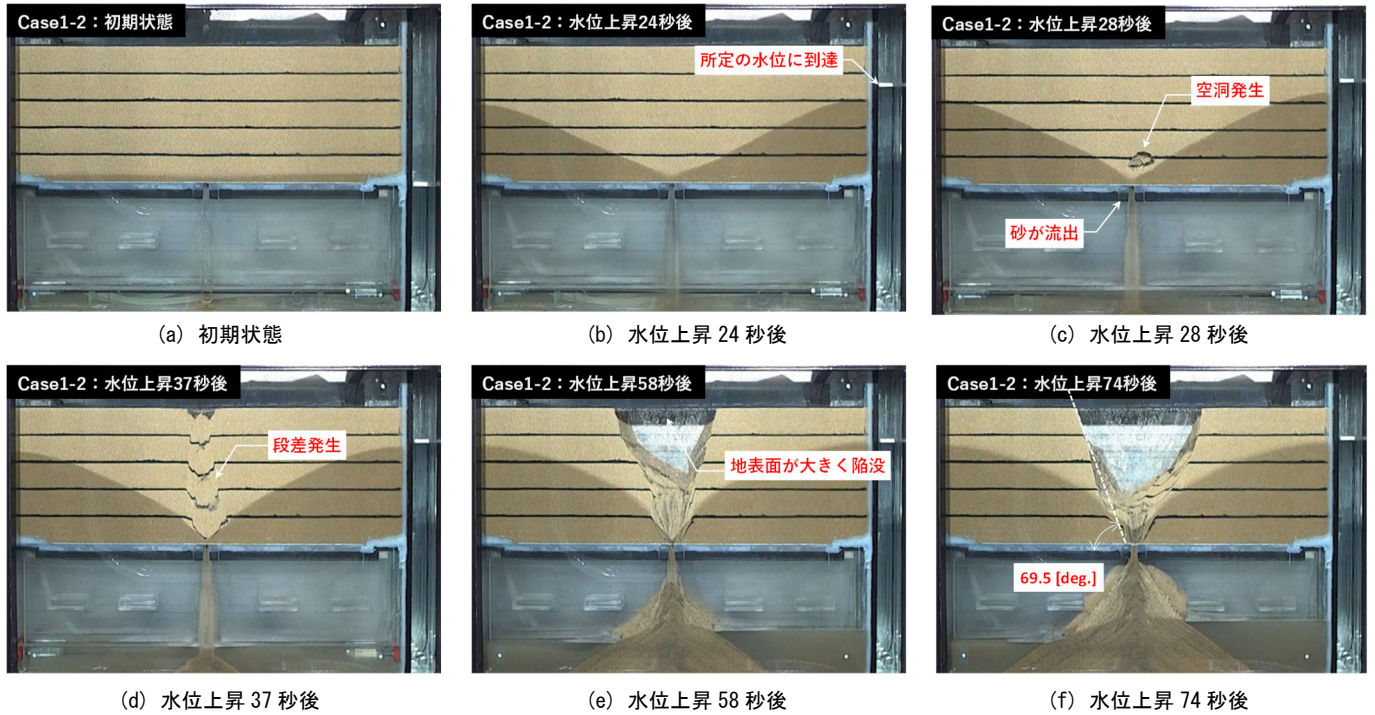


図-3 地盤状況の経時変化像 (Case1-2)

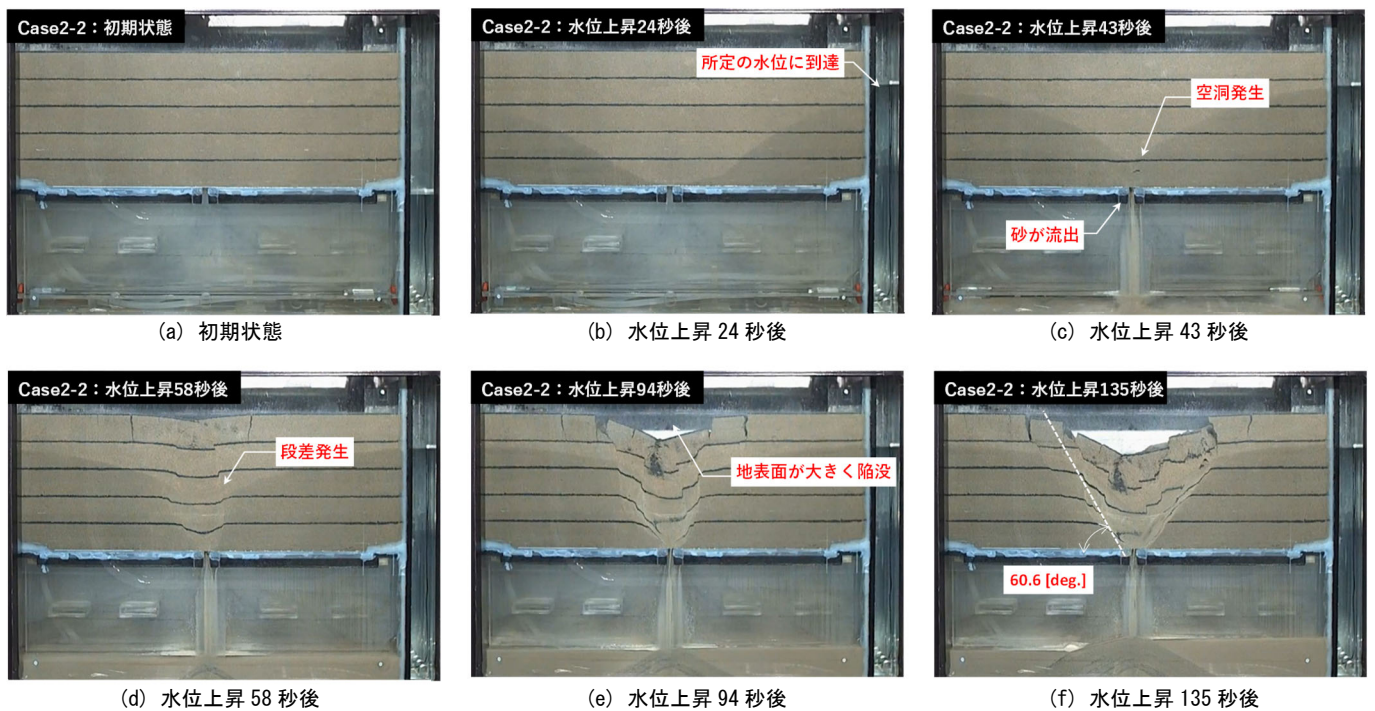


図-4 地盤状況の経時変化 (Case2-2)

若干遅いと思われるがそれほど大きな差はなく、今回実施した開口幅の範囲だと影響は少ないと考えられる。図-4は Case2-2 の実験結果であり、地盤には豊浦標準砂に木櫛粘土を 8:2 で混合した中間土を使用、開口幅は 10mm としたケースである。初期状態から給水槽が所定の水位に達するまでの時間は、これまでのケースと同じ約 24 秒であるが、地盤の透水性が他のケースよりも低く、地盤内水位は給水槽よりも遅れて上昇するため、土砂流出開始までには若干の時間を要している。土砂流出後は、破損位置上部の地盤で空洞の発生が見られたが、空洞が大きくなる前に潰れて消失している。その後、破損位置上部の地盤で段差が生じ、時間経過とともにこの段差が徐々に発達、大きな陥没となった。なお、陥没が生じた際の地盤すべり面の角度は 60.6° であり、豊浦標準砂を用いた Case1-1 や Case1-2 と比較して小さい値となっている。このため、地表面付近での陥没範囲は、Case1-1 や Case1-2 よりも広くなっており、すべり線外側の地表面にもクラックが発生している。

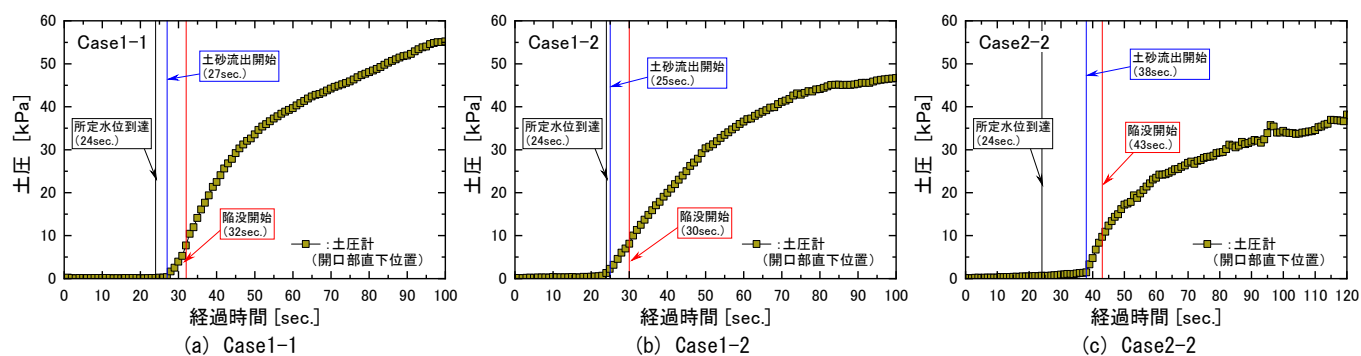


図-5 破損位置直下の埋設管に設置した土圧計の経時変化

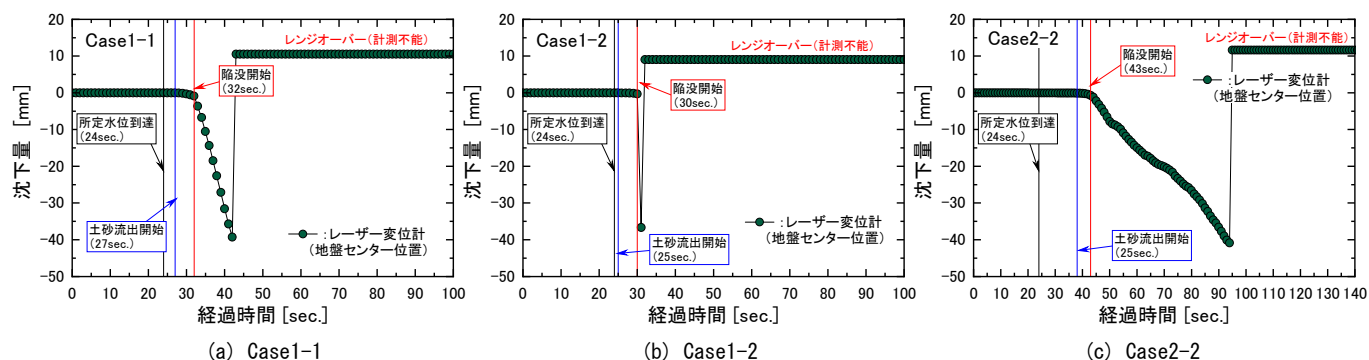


図-6 地盤センター位置における沈下量の経時変化

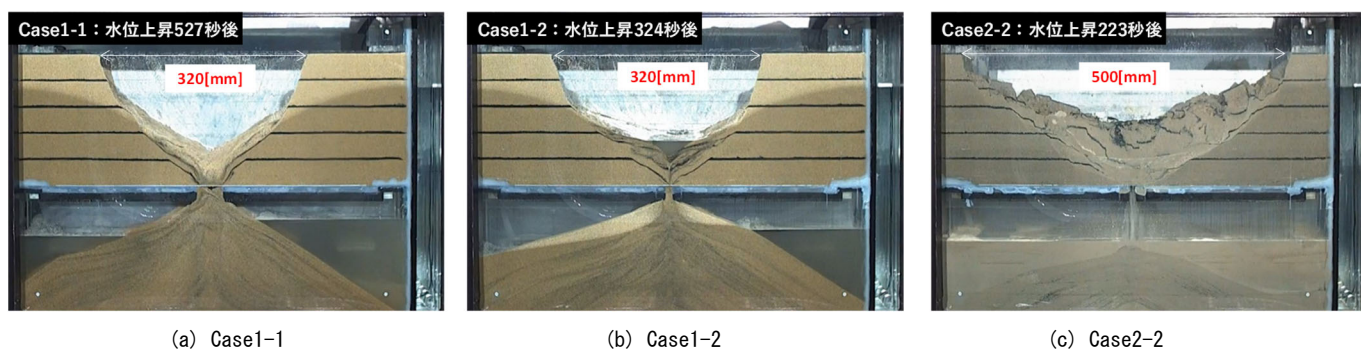


図-7 十分な時間が経過した後の地盤状況

図-5 は、破損位置直下の埋設管に設置した土圧計の計測結果である。これらのグラフを見ると、Case1-1 では給水槽の水位が所定の位置に到達した 24 秒後から 3 秒後の 27 秒から土圧が増加しており、このタイミングで開口部からの土砂流出が始まったと考えられる。また、同じように Case1-2 を見ると 25 秒、Case2-2 では 38 秒から土砂流出が始まっており、中間土を用いた Case2-2 の方が豊浦標準砂を用いた Case1-1 や Case1-2 より時間を要していることがわかる。これは、中間土を用いた Case2-2 の方が地盤内の透水係数が低く、地盤内の間隙水圧上昇に遅れが生じるためである。また、土砂流出後の土圧の増加速度も中間土を用いた Case2-2 の方が遅いため、土砂流出量も中間土の方が少ないと考えられる。図-6 は、地盤センター位置に設置したレーザー変位計による沈下量の経時変化である。これらのグラフから各ケースの陥没開始は、Case1-1 で 32 秒、Case1-2 で 30 秒、Case2-2 で 43 秒と読み取れる。これらの陥没開始時刻は図-5 に示した各ケースの土砂流出開始から 5 秒後にあたり、土砂流出時刻と陥没開始時刻にはタイムラグがあることがわかる。これは、Case1-2 の実験でも見られたように、土砂流出直後は破損位置上部で空洞が発生する様な地盤の緩みが生じ、地表面付近の地盤まで影響が及ばないためである。実際の地盤では地表面が舗装されていると、この舗装が破壊・陥没するにはさらにタイムラグが生じると考えられる。陥没が生じ始めると沈下は急激に進行し、すべてのケースで最終的に沈下量 40mm を越え計測不能となっている、未然に陥没事故等を防ぐためには、この地表面沈下が生じる変化をモニタリングしても手遅れとなると考えられる。今回の実験より地盤の陥没は、①埋設管の破損⇒②土砂の流出・地盤の緩み⇒③地表面の沈下・陥没、といった順序で発生することが確認できており、①もしくは②の段階で感知できなければ未然に陥没事故等を防ぐことは困難であると

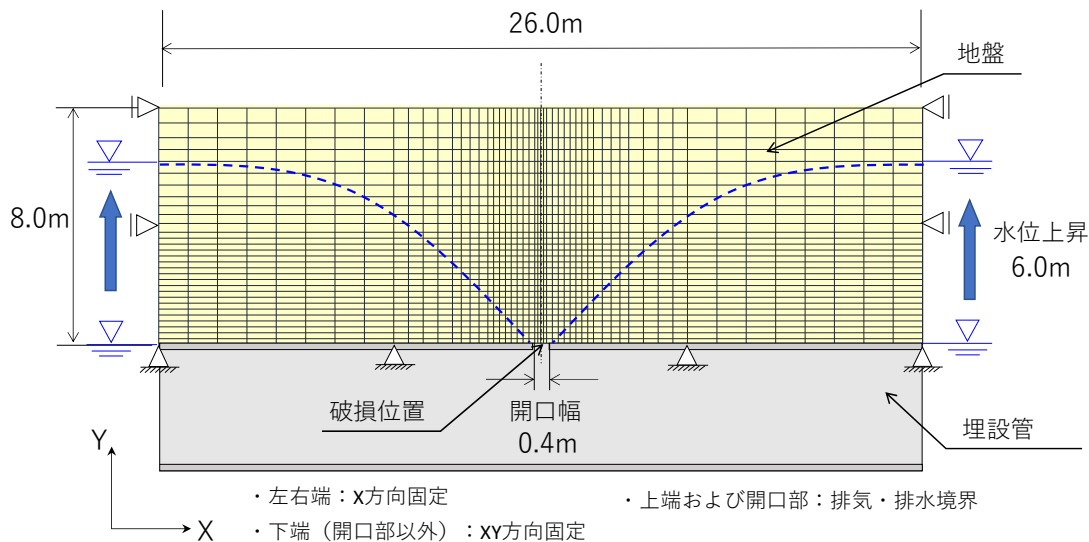


図-8 FEM 再現解析に用いたメッシュ図

言える．ちなみに図-7 は，これ以上実験で土砂が流出できない十分な時間経過後の地盤状況画像である．各ケースの地表面における陥没幅は，Case1-1 および Case1-2 で約 320mm，Case2-2 で約 500mm であった．どのケースも広範囲で陥没が生じていることがわかるが，細粒分を含む中間土の方が陥没の影響範囲が広いことがわかる．

3. 遠心模型実験の FEM 再現解析

(1) FEM 解析の概要と解析条件

前節において述べた遠心模型実験に対して，FEM 変形解析を用いた再現解析を試みた．使用した解析コードは「土/水/空気連成有限要素解析プログラム DACSAR-i^{6),7)}」である．遠心模型実験では，開口幅の影響を考慮した Case1-1 と Case1-2 の間に大きな差がない結果となったことから，地盤材料が異なる Case1-2 および Case2-2 の 2 ケースに対して計算を行っている．なお，地盤材料である豊浦標準砂と中間土には大野ら⁸⁾による Se-Hardening モデルを適用し，過去に実施した遠心模型実験の数値解析⁹⁾を参考に，表-2 に示す材料パラメータを用いた．図-8 は，FEM 再現解析に用いたメッシュ図である．この図に示したように，埋設管は変形しないものと仮定し地盤部分のみをモデル化している．また遠心加速度 40G であることを考慮し，地盤幅 26m，地盤深さ 8m，埋設管破損個所の開口幅 0.4m とした実スケールでモデル化している．幾何学境界は左右端を X 方向固定，開口部以外の下端を XY 方向固定，上端面は排気・排水境界とした．また，埋設管破損を再現するため，開口部位置の下端地盤には土被り圧相当の節点荷重を与えると同時に，排気・排水境界としている．本解析では，遠心模型実験と同じように左右の地盤下端から給水槽の水位変動に合わせた水頭値を与えることで，地盤の変形挙動の再現を試みた．

(2) 解析結果と考察

図-9 は，FEM 解析による過剰間隙水圧分布の経時変化である．ここでは，初期状態と水位 3.0m まで上昇させた場合，水位 6.0m まで上昇させ十分な時間が経過した場合について分布図を示した．これらの分布から，左右の地盤下端から給水槽の水位変化分の水圧を与えることにより，地盤内の過剰間隙水圧が上昇していることがわかる．

表-2 解析に用いたパラメータ一覧

		砂 (Case1-2)	中間土 (Case2-2)
圧縮指数	λ	0.022	0.044
膨潤指数	κ	0.0022	0.0044
有効内部摩擦角	ϕ' [deg.]	35.0	31.0
限界応力比	M	1.418	0.984
静止土圧係数	K_0	0.426	0.485
有効ボアソン比	ν'	0.299	0.327
初期間隙比	e_0	0.732	0.832
透水係数	k [m/day]	2.76E+00	1.38E-01
e-lnkの傾き	λ_k	0.022	0.044
飽和度による硬化パラメータ	a	30.0	30.0
	n	1.00	1.00
水分特性曲線のパラメータ (排水過程)	A_d	-7.00	-10.00
	B_d	2.00	2.00
水分特性曲線のパラメータ (吸水過程)	A_w	-4.00	-9.00
	B_w	1.55	2.00
残留飽和度	S_{rc}	0.11	0.11

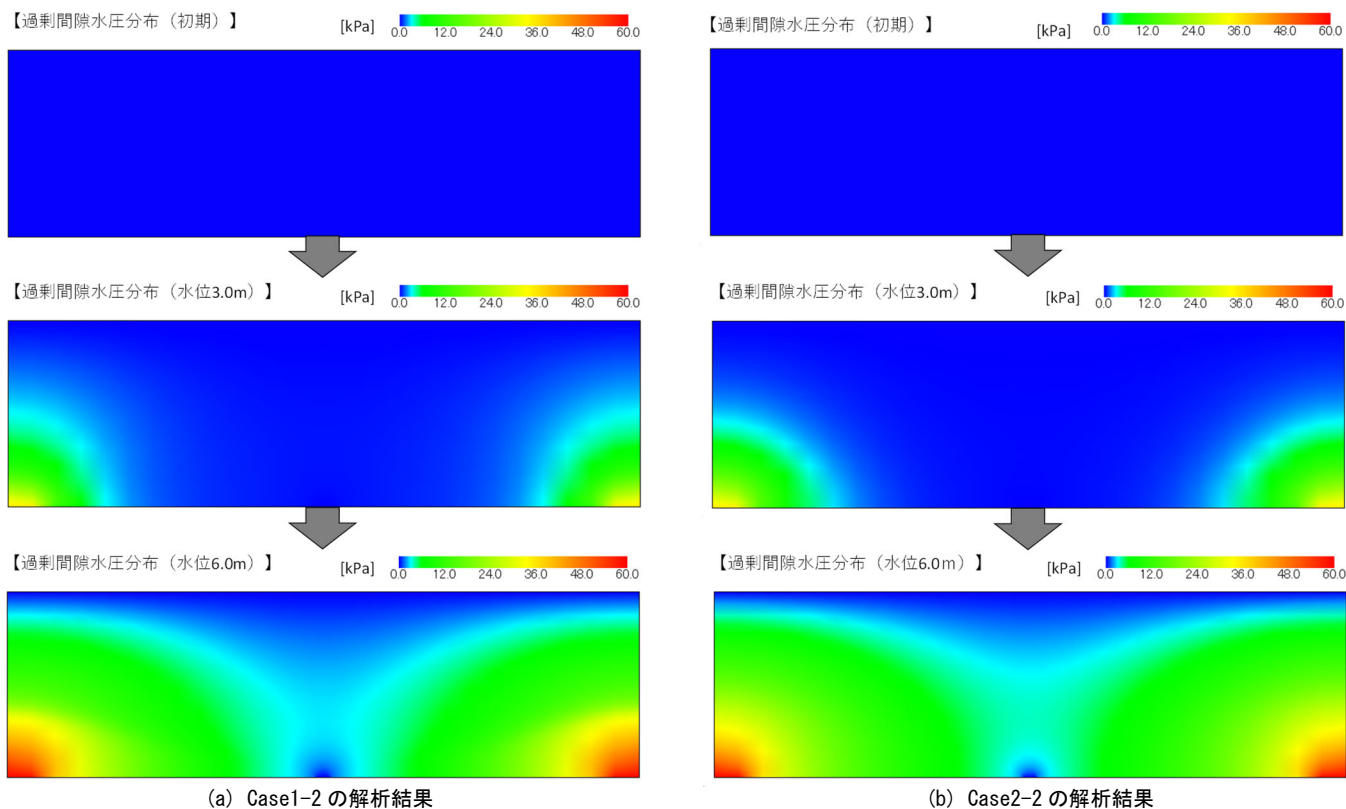


図-9 FEM 再現解析による地盤内過剰間隙水圧分布の変化

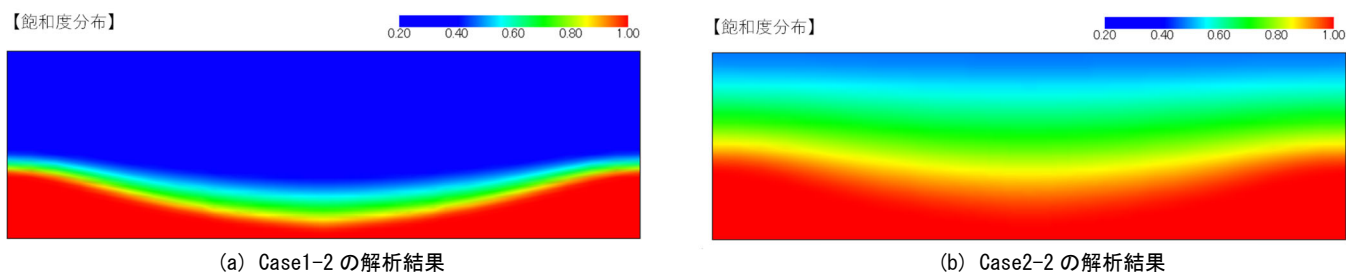


図-10 FEM 再現解析による地盤内飽和度分布（水位 6.0m）

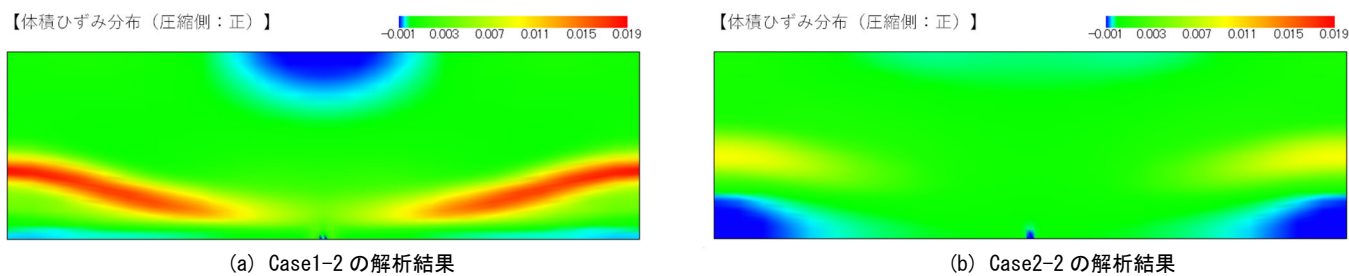


図-11 FEM 再現解析による地盤内体積ひずみ分布（水位 6.0m）

なお、地盤下端のセンター部分は開口部であるため排水条件としており、この部分の間隙水圧はゼロである。また、Case1-2 と Case2-2 を比較すると、地盤の透水係数が異なることから、Case2-2 の方が開口部上面地盤の過剰間隙水圧は大きいことがわかる。図-10 は、図-9 に示した水位 6.0m まで上昇させ十分な時間が経過した際の飽和度分布、図-11 は体積ひずみ分布である。飽和度分布は、地盤を砂とした Case1-2 よりも中間土とした Case2-2 の方が、全体的に飽和度が高いことがわかる。また、体積ひずみは破損部付近で負方向の体積ひずみ（圧縮側が正）が若干生じており、地盤が緩んでいることがわかるが、実験で空洞が発生した位置での地盤の緩みは見られなかった。FEM 解析では、開口部から土砂が流出し陥没が進行していくことを表現できないため、どうしても土砂流出前の陥没が生じる前段階までしか再現できない。地盤内の空洞や緩みの発生は土砂流出に伴うものであるため、FEM 解析での再現には限界があると言える。そこで、水位 6.0m まで上昇させ十分な時間が経過した段階における応力分

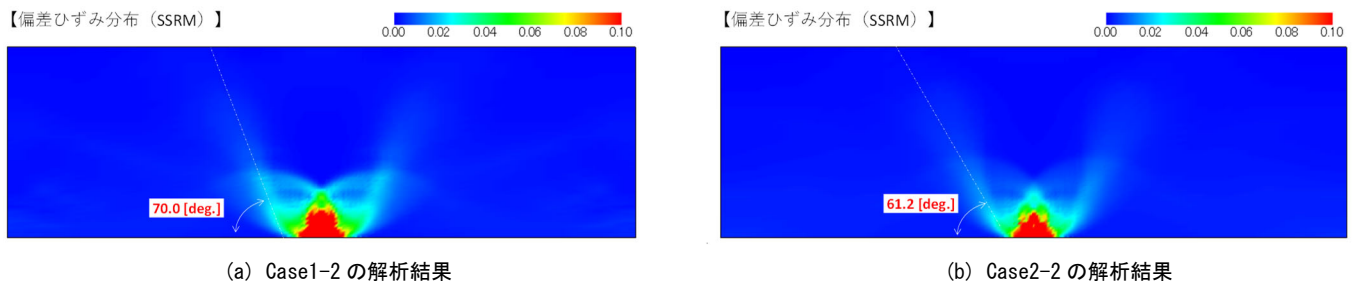


図-12 FEM 再現解析による地盤内体積ひずみ分布（水位 6.0m）

布を用いて、せん断強度低減法（SSRM）¹⁰⁾による地盤内のすべり破壊位置の推定を試みた。図-12 が、せん断強度低減法（SSRM）による偏差ひずみ分布であり、偏差ひずみが生じている位置が想定されるすべり線位置と捉えられる。これらの図を見ると、地盤内のすべり線の角度は Case1-1 の方が急勾配となっており、その角度は Case1-1 で約 70.0°，Case2-2 で約 61.2° であった。これは遠心模型実験で見られたすべり線の角度ともほぼ一致しており、陥没が生じる範囲等を予測する程度であれば十分有効であると考えられる。

4. おわりに

本報告では、地下埋設管が破損した影響による地盤陥没を模擬した遠心模型実験とその FEM 再現解析結果について紹介した。遠心模型実験では、地盤陥没が生じるメカニズムや進行過程を計測するとともに、破損した開口部の大きさや地盤材料の違いについて検討した。開口部の違いについては、流出土砂の量が若干異なるものの、陥没規模や進行速度には大きな影響はないことがわかった。また、細粒分を含む中間土では、陥没の進行速度は遅くなるものの、地表面での陥没範囲は砂よりも広い結果となった。なお、地表面の陥没開始時間と破損箇所からの土砂流出開始時間にはタイムラグがある。陥没が生じ始めると沈下は急激に進行するため、沈下・陥没が生じる前の土砂流出段階で異常を感知できれば、陥没事故を未然に防ぐことが可能であると考えられる。FEM 再現解析では、砂が流出し陥没が進行していくことを表現できないが、地盤材料の違いによる影響や、せん断強度低減法（SSRM）による陥没範囲予測といった評価は十分可能であることが伺えた。なお、土砂の流出や空洞の形成、陥没の進行といった現象の再現は、FEM ではなく DEM 等の粒子法による計算が必要である。

【参考文献】

- 1) 小西康彦, 福永健一, 大峯秀一, 深谷渉, 竹内大輔: 下水道管起因の地盤内空洞発生と地表面陥没危険度の実験的研究, 下水道協会誌, Vol.55, No.670, pp.124-133, 2018.
- 2) 桑野玲子, 大原勇: 路面下空洞の生成・拡大メカニズムと陥没危険度の評価, 地盤工学ジャーナル, Vol.16, No.4, pp.307-317, 2022.
- 3) 東田淳, 白井久順, 大杉朗隆, 八谷誠, 井上裕司, 足立剛, 所達弘: 損傷下水管周囲の空洞発生に関する実規模土槽実験, 第 40 回地盤工学研究発表会講演集 (函館), pp.1927-1928, 2005.
- 4) 垂水尚志, 山本征彦, 大田弘, 野口利雄: 砂地盤中のトンネル掘削に伴う荷重の再配分—落とし戸実験に基づく基礎的検討—, トンネル工学研究発表会論文・報告集, 第 2 巻, pp.27-34, 1992.
- 5) 朝倉弘貴, 竹村次郎, 野城一栄: 遠心模型落とし度実験による砂地盤変位の進展観察とその地盤支持力への影響に関する検討, 土木学会論文集 F1 (トンネル工学), Vol.78, No.2 (特集号), I_16-I_25, 2022.
- 6) Takeyama, T., Tachibana, S. and Fukukawa, A.: A finite element method to describe the cyclic behavior of saturated soil, International Journal of Material Science & Engineering, Vol.2(1), 2015.
- 7) Iizuka, A. and Ohta, H.: A Determination Procedure of Input Parameters in Elasto-viscoplastic Finite Element Analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987.
- 8) 大野進太郎, 河井克之, 橘伸也: 有効飽和度を剛性に関する状態量とした不飽和土の弾塑性構成モデル, 土木学会論文集 C, Vol.63, No.4, pp.1132-1141, 2007.
- 9) 平田昌史, 大塚悠大, 石黒健, 丸山憲治, 大木拓哉, 赤木寛一, 小西真治: 降雨による斜面崩壊を模擬した遠心模型実験の FEM 再現解析, 第 59 回地盤工学研究発表会発表講演集, No.23-13-4-04, 2024.
- 10) 鵜飼恵三: 弾塑性 FEM による斜面の全体安全率の計算法, 土質工学会論文報告集, Vol.29, No.2, pp.190-195, 1989.