

壁面摩擦力等を考慮した 盤ぶくれ照査法に関する研究

足立幸郎¹・藤井康男²・伊藤政人³・佐藤峰生⁴・松井 保⁵

¹正会員 工博 阪神高速道路公団 工務部工務第一課 (〒541-0056 大阪市中央区久太郎町4-1-3)
yukio-adachi@hepc.go.jp

²正会員 工修 阪神高速道路公団 大阪建設局建設企画部設計課

(〒559-0034 大阪市住之江区南港北1-14-16 WTCビル 37F) yasuo-fujii@hepc.go.jp

³正会員 大林組 技術研究所土木基礎・耐震研究室 (〒204-8558 東京都清瀬市下清戸4-640)
ito.masato@obayashi.co.jp

⁴正会員 大林組 土木技術本部設計第1部 (〒108-8502 東京都港区港南2-15-2)

sato.mineo@o-net.obayashi.co.jp

⁵フェロー会員 工博 大阪大学大学院教授 工学研究科土木工学専攻 (〒565-0871 吹田市山田丘2-1)
t-matsui@civil.eng.osaka-u.ac.jp

開削道路トンネルのような幅広掘削時における盤ぶくれ現象の照査において、一般に設計で考慮されていない遮水壁の壁面摩擦力等による抵抗力の有効性を確認するため、遠心力模型実験および数値解析を行った。遠心力模型実験の結果、盤ぶくれが生じる掘削深度は、底面地盤の自重に摩擦力等の抵抗力を加えた力と揚圧力がバランスするという剛体における力の釣合いから算定される盤ぶくれ深度にほぼ等しくなった。また、この現象は弾塑性FEM解析において精度よく再現できることがわかった。これらの結果をもとに、開削トンネルにおける遮水壁と底面地盤の摩擦抵抗力と不透水層地盤のせん断抵抗力を考慮した盤ぶくれ照査式を検証した。

Key Words : *bottom ground of excavation, centrifuge test, cut and cover tunnel, finite element analysis, heaving effect*

1. はじめに

盤ぶくれとは、図-1に示されるように、被圧された層の上部を掘削する際に、揚圧力によって掘削底面地盤が持ち上げられて破壊に至る現象をいう。開削トンネルの工事費における仮設工事費の割合は比較的大きく、そのほとんどは土留め壁や遮水壁の構築費が占める。特に、遮水壁長は一般に盤ぶくれ対策の検討により決定される場合が多い。したがって、盤ぶくれ照査式を高度化して合理的に必要な遮水壁長を算定することは、遮水壁長の削減につながり、さらには開削トンネル工事費の縮減につながると考えられる。本報告では、より高度な盤ぶくれ照査式の提案を目的とした研究結果について述べる。

2. 研究の背景と目的

盤ぶくれ現象は、実務設計においては、掘削底面地盤を剛体とした力の釣合い問題として解かれる。この場合、外力は不透水層下面に作用する揚圧力となる。それに対する抵抗力には、掘削底面地盤の自

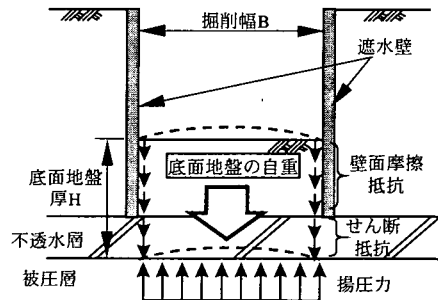


図-1 掘削時の底面地盤の盤ぶくれ

重に加えて底面地盤と遮水壁の摩擦抵抗力および不透水層地盤のせん断抵抗力がある。道路土工指針⁹⁾では、盤ぶくれの照査は、揚圧力と掘削底面地盤の自重との釣合い、すなわち荷重バランス法によって照査するよう規定されている。一方、鉄道¹⁰⁾および電力¹¹⁾の分野では、荷重バランス法に加えて、底面地盤と遮水壁の摩擦抵抗力と不透水層地盤のせん断抵抗力をも含めて照査するよう規定されている。この違いは、一般に鉄道や電力の掘削工事は掘削幅が狭く、掘削底面地盤の自重に比較して壁面摩擦力等の付加的な抵抗力の割合が比較的大きくなり、それらの抵抗力を期待しない場合には、設計が著しく不合理となるためである。このことを考慮し、土木学会トンネル標準示方書開削工法編⁹⁾では、掘削幅と遮水壁の根入れ長の比が1以上の場合は掘削底面地盤の自重のみを抵抗要素とし、1以下の場合は掘削底面地盤の自重に加えて遮水壁の壁面摩擦力および不透水層のせん断抵抗力も抵抗要素とできるとしている。

一方、壁面摩擦力等を考慮したこれらの照査法は、FEMによる数値計算に基づき検証されたものであり⁹⁾、現場計測や実験等の実証には基づいてはいない。これは、盤ぶくれを実際の現場で再現するには底面地盤の破壊という大きな危険を伴うこと、室内での小さなスケールでの実験では、掘削底面地盤の自重や壁面摩擦力が小さな値となり、壁面摩擦力を有意な値として抽出しにくいためである。数少ない盤ぶくれの現場実験として、松井・中平¹²⁾の報告があるが、ここでは掘削幅と遮水壁の根入れ長の比が1.7程度の掘削条件で、摩擦力等による抵抗力が盤ぶくれ低減に有効に寄与していることを示唆する実験結果が報告されている。

壁面摩擦力等による盤ぶくれ低減への寄与度を示す指標としては、土木学会の示方書で定めている掘削幅と遮水壁の根入れ長の比では厳密にいうと不正確であり、掘削幅Bと底面地盤厚（揚圧力作用面から掘削底面までの距離）Hの比（B/H）とすべきである（図-1参照）。阪神高速道路公団が主管する開削トンネルの掘削工事における平均的なB/Hは1.5～2.0と比較的大きな値であり、当公団の指針では、道路土工指針同様、掘削底面地盤の自重のみを抵抗要素として考慮する荷重バランス法で照査するよう定めている。しかし、B/Hが1.5～2.0程度であっても、壁面摩擦力および不透水層のせん断抵抗力を50kN/m²と仮定すると、掘削底面地盤の自重と摩擦力等の抵抗力の比は概ね20%程度と算定される。したがって、これら摩擦力等の抵抗力を考慮した盤ぶ

くれ照査法を提案することは、遮水壁の根入れ長削減、つまり開削トンネル工事のコスト縮減に十分寄与すると考えられる。

そこで、本研究においては、掘削幅と底面地盤厚の比(B/H)が1以上となる比較的幅広掘削時における盤ぶくれ現象の解明と、摩擦力等の抵抗力を考慮した照査法の妥当性の検証を目的に、遠心力載荷実験を実施するとともに、その実験結果をFEM数値解析によって検証する。さらに、これらの検討結果に基づき、摩擦力等の抵抗力を考慮した盤ぶくれ照査式を提案する。照査式の提案にあたっては、各抵抗要素に乗じる安全率を、信頼性の概念に基づき設定する。

3. 遠心力模型実験概要

(1) 遠心力模型実験装置

使用した遠心力模型実験装置の概要を図-2に示す。実験装置は、回転中心からバケット底面までの距離が7.0m、バケットテーブル寸法2.2m×2.2m、最大遠心加速度120G、最大積載容量700tonGの性能を有するものである。使用した土槽は、内寸法が幅800mm、高さ500mm、奥行き200mmであり、前面は厚さ50mmの亚克力板となっており、写真撮影およびビデオカメラによる地盤変位計測が可能である。

掘削幅をパラメータとした実験を行うにあたって、載荷する遠心力とそれに対応して必要とされる実験土槽の大きさの関係から、比較的大規模な土槽を用いた実験が必要とされた。そこで、本実験装置のような大規模な装置を用いて実験を行った。

(2) 実験方法

本実験における掘削過程は、掘削面内の水を排出させることにより掘削に伴う応力解放を模擬するこ

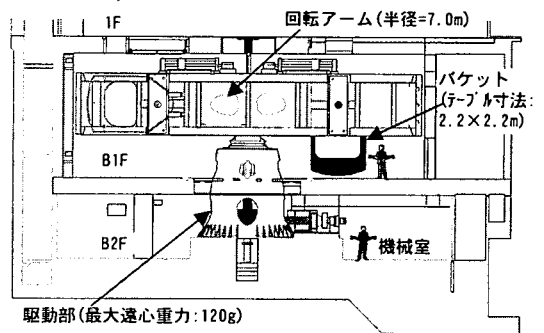


図-2 遠心力模型実験装置概要図

とした。この方法は、掘削面内の水には剛性および強度がないこと、不透水層以浅の底面地盤の有効応力は変化しないことなどの点において、実際の掘削挙動とは異なっている。しかし、盤ぶくれは不透水層下面に作用する力の不均衡によって生じるものであるため、不透水層下面の全応力を低下させることによって、盤ぶくれ現象を模擬できるものと考えた。掘削過程の模擬方法の概要を図-3に示し、実験手順を以下に示す。

- ① 実験土槽中に、被圧層である砂層を水中落下法で作成した後、不透水層となる粘性土層を300kPaで再圧密して作成する。
- ② 遮水壁および支保工を設置した後、上部砂層を水中落下させてあらかじめ掘削された模型地盤を作成する。
- ③ 実験土層を遠心力実験装置に搭載して所定の遠心加速度を与え、掘削面内に満たしてある水を電磁弁を用いて排出し、地盤を盤ぶくれ破壊させる。

遮水壁および支保工は鋼製であり、遮水壁の先端は粘土層の上端に完全に接するように配置して遮水壁先端からの漏水はないようにした。支保工は、切梁形式にすると掘削幅が広い場合に中間杭が必要となるため、実験上底面地盤の状態が同一となるようアンカー形式とした。また、支保工と遮水壁の接合は、支保工の自重による曲げが遮水壁に与える影響を少なくするようヒンジとした。

実験土槽の内側のすべての側面にはシリコングリースを塗布した後テフロンシートを貼付け、土層内面と地盤の摩擦を極力軽減した。また、遮水壁の掘削面側には、実験で用いた砂と同じものを貼付け、壁面摩擦抵抗は地盤のせん断抵抗で決まるようにした。

計測器は図-4に示すように配置した。計測項目は、粘土層の鉛直変位、被圧層および掘削面内の間隙水圧、被圧水槽および補給水槽の水位、遮水壁および

アンカーのひずみである。実験中は地盤の挙動をバケットに搭載された3台のCCDカメラで観測した。

(3) 実験ケース

本実験は、神戸山手線における掘削条件（掘削深度：約18m、掘削幅：約25m）を基本とした。地盤条件は、不透水層（粘土層）とそれより上部の地盤（砂層）とに簡略化した。実験は掘削幅をパラメータとし、掘削幅が無限大の場合（CASE-1）に加えて、掘削幅と底面地盤厚の比が3.0（CASE-2）、1.78（CASE-3:対象地盤）、および1.0（CASE-4）の4ケースについて実験を行った。すべての実験は70Gの遠心加速度で行った。実験ケースとそれぞれの掘削幅および土層構成を図-5に示す。図-5中には、

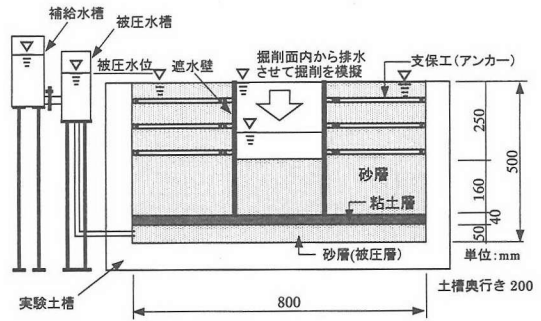


図-3 実験方法

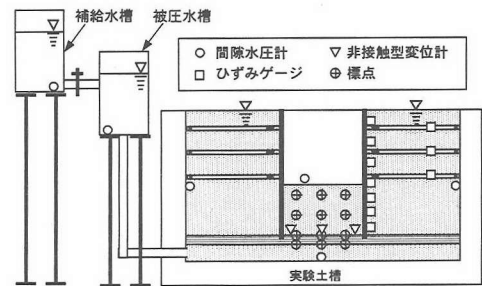


図-4 計測器の配置

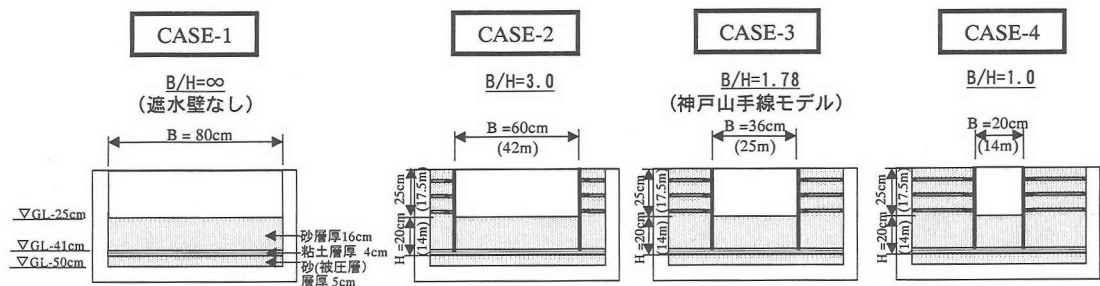


図-5 実験ケース

表-1 実験に用いた砂の物理・力学特性

平均粒径 D_{50} (mm)	0.363	
均等係数 U_c	1.6	
最大間隙比 e_{max}	1.17	
最小間隙比 e_{min}	0.616	
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.649	
透水係数 k (cm/sec)	5.5×10^{-2}	
三軸圧縮試験 (CD)	c (kN/m ²)	10.0
	ϕ (°)	39.1

表-2 実験に用いた粘土の物理・力学特性

液性限界 w_L (%)	87.7
塑性限界 w_p (%)	28.9
塑性指数 I_p	58.8
土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.628
圧縮指数 C_c	0.530
一軸圧縮強度 q_u (kN/m ²)	96.1 (300kN/m ² 圧密後)

各ケースの掘削幅、掘削深さおよび底面地盤厚の実物大換算値を () 内に示してある。

(4) 実験地盤材料

実験に用いた砂および粘土の物理・力学特性を表-1および表-2に示す。実験遠心力載荷実験に用いる砂は、粒径分布や透水性を考慮して岐阜砂を用いた。70G場の実験で完全相似の実験を行うためには1/70の粒径の砂が必要となるが、現実的に不可能であること、粒径の影響は支持力に対しては大きいものの摩擦力の主要ファクターである摩擦角 ϕ に対しては小さいことから、表-1に示す材料を用いた。

不透水層に用いる粘土材料は、十分な遮水性を保持できると同時に、せん断・強度特性や圧密特性が実際の粘土と同様の挙動を示すことが望ましい。そこで、実際の掘削現場から採取した粘土を用いた。採取した粘土は沖積粘性土であるが、実験では再構成した後、過圧密比3になるよう事前に圧密・膨潤させ、洪積粘性土としての挙動を再現できるようにした。

4. 実験結果

(1) 掘削深度と地盤変位の関係

図-6にCASE-1~4における掘削面内水位と粘土層変位(数値はいずれも実物大換算値)の関係を示す。この実験では、掘削面内水位を下げることによって掘削を模擬しているので、掘削面内水位を下げることは深く掘削していくことを意味している。どのケースも掘削深度がある深度に達すると、粘土層の上

方への変位量が急激に増えており、盤ぶくれが生じていることがわかる。ここでは、変位が急激に増加する点を実験における盤ぶくれ深度とし、図中に矢印で示す。

遮水壁を設けたCASE-2,3,4は、遮水壁のないCASE-1よりも盤ぶくれ深度は深く、B/Hが小さくなるほど盤ぶくれ深度は深くなっている。これらのことから、摩擦力等が盤ぶくれに対する抵抗として有効に作用していることが明らかになった。また、いずれのケースにおいても、左右の土留め壁近傍での変位に比べ、掘削底面地盤の中央位置の変位が一番大きく変位しており、B/Hが大きいほど中央部と端部との相対変位が大きく、中央部が膨らむ傾向にあることがわかる。

(2) 実験で見られた盤ぶくれ現象

写真-1にバケット上に搭載された実験装置全体を示し、写真-2および写真-3に実験で見られた盤ぶくれ現象の状況を示す。写真-2は、CASE-3の掘削面内水位=-14m時点で、粘土層付近の地盤状況を遠心力装置回転中に撮影したものである。揚圧力によって粘土層が上方へ変形することによって、粘土層とその直下の被圧層との層境に剥離が生じているのがわかる。

写真-3は、同じくCASE-3において遮水壁近傍の粘土層に発生したひび割れ状況を実験終了後(遠心力装置回転停止後)に撮影したものである。この粘土層のひび割れは、鉛直方向に遮水壁下端付近に向かって伸びており、左右両方の遮水壁近傍に確認された。このひび割れは、粘土層の遮水壁近傍に集中的にせん断力が作用し、粘土層のせん断抵抗を越えたために発生したものと考えられる。このように、実験における盤ぶくれ現象は、粘土層と被圧層の層間剥離や粘土層自体のせん断破壊といった現象として現れた。

(3) 実験における盤ぶくれ深度の評価

ここでは、実験において得られた盤ぶくれ深度を、以下に示す盤ぶくれつり合い式において安全率 F_s を1.0として求めた深度と比較する。図-7に示すような本実験における盤ぶくれ状況における安全率の算定式は式(1)および(2)のように得られる。すなわち、式(1)は、盤ぶくれに対する抵抗として、掘削面内の地盤(水を含む)の重量だけを見込むもの(荷重バランス法)であり、式(2)は、自重に加え底面地盤と遮水壁の摩擦抵抗力および不透水層地盤のせん断抵抗力を見込むものである。

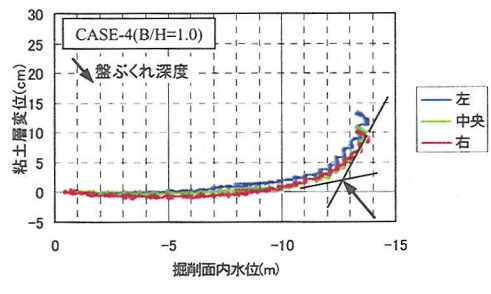
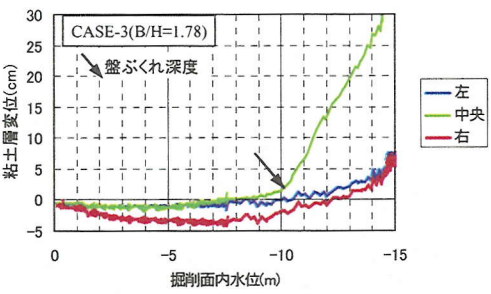
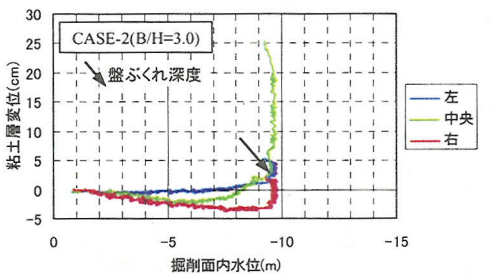
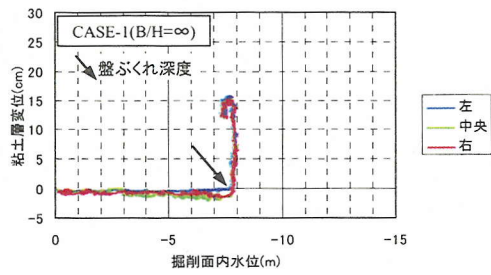


図-6 掘削面内水位と粘土層変位の関係

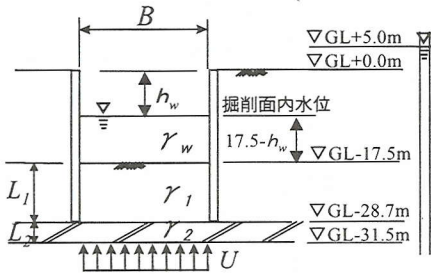


図-7 本実験における盤ぶくれ状況

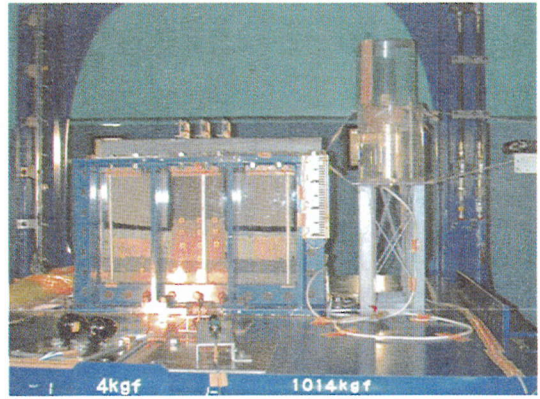


写真-1 バケットに搭載された実験装置

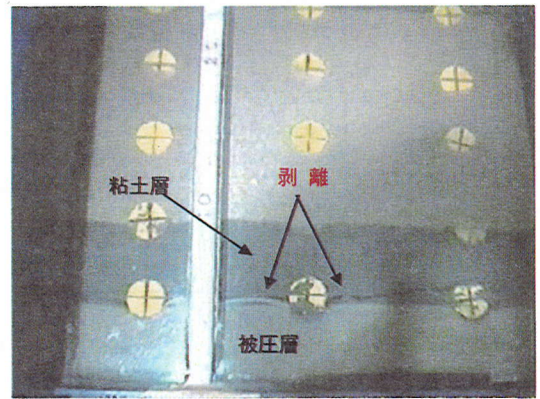


写真-2 粘土層と被圧層とに見られた剥離状況

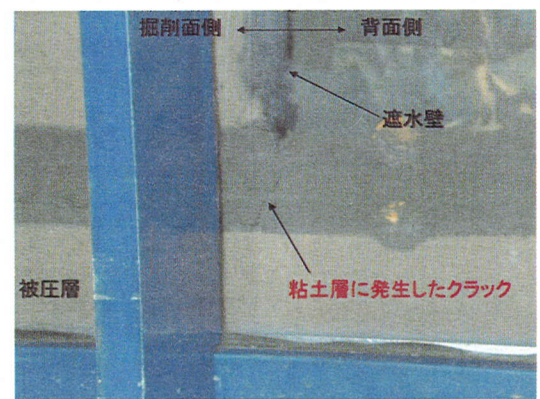


写真-3 粘土層に見られた縦方向のひび割れ状況

$$F_{s1} = \frac{\gamma_w(17.5 - h_w) + \sum \gamma L_i}{U} \quad (1)$$

$$F_{s2} = \frac{B \{ \gamma_w(17.5 - h_w) + \sum \gamma L_i \} + 2f_1 L_1 + 2f_2 L_2}{U \cdot B} \quad (2)$$

ここに、 F_{s1} ：荷重バランスから決まる盤ぶくれ安全率、 F_{s2} ：遮水壁の摩擦抵抗力および不透水層地盤のせん断抵抗力を加味した盤ぶくれ安全率、 U ：被圧層の水圧(kN/m²)、 γ_w ：水の単位体積重量(kN/m³)、 γ_i ：掘削面内地盤各層の単位体積重量(kN/m³)、 L_i ：掘削面内地盤各層の厚さ(m)、 f_1 ：遮水壁と地盤の摩擦抵抗力(砂層)(kN/m²)、 f_2 ：不透水層地盤のせん断抵抗力(粘土層)(kN/m²)、 h_w ：掘削面内水位(m)、 B ：掘削幅(m)、である。

両式とも、分母は揚圧力、分子は盤ぶくれに対する抵抗力であり、安全率が1.0となる h_w を求めることは、盤ぶくれが生ずる限界の水位(盤ぶくれ深度)を求めることに他ならない。

図-8は実験で得られた掘削面中央の変位から定めた盤ぶくれ深度とB/Hの関係を示している。式(1)および式(2)における安全率が1.0となる $h_{wF_{s1}=1}$ も同時に示す。 $h_{wF_{s1}=1}$ の算定にあたっては、表-3に示す条件を用いており、 γ_i は遠心力実験後のサンプリング試料の室内試験結果から定めた。砂層の f_1 は $K_o \cdot \gamma' z \cdot \tan \phi$ 、 $K_o = 1 - \sin \phi$ より求めた値を深度方向に平均し、粘土層の f_2 は非排水せん断強度 $c_u/2$ から定めた。

式(1)から定まる $h_{wF_{s1}=1}$ は、荷重バランスのみで決まるため、B/Hには無関係となるが、式(2)では、B/Hが小さくなるほど、摩擦を表す項(分子の第2項と第3項)の寄与度が大きくなるため、 $h_{wF_{s1}=1}$ は大きくなる。CASE-1のB/H=∞のケース(B/H=6にプロット)は、荷重バランスで定まる式(1)の $h_{wF_{s1}=1}$ に一致している。これは、今回の実験において、実験土槽と地盤の摩擦が無視できることを示している。その他のケースは、B/Hが小さくなるとともに、遮水壁の摩擦抵抗力および不透水層地盤のせん断抵抗力を加味した式(2)の $h_{wF_{s1}=1}$ にほぼ一致している。したがって、底面地盤の壁面摩擦抵抗力および不透水層地盤のせん断抵抗力が盤ぶくれに対する抵抗力として寄与していることが確認できた。

5. 有限要素解析による実験結果の検証

盤ぶくれ破壊メカニズムの検証を目的に実験結果のシミュレーション解析を行った。用いた解析手法は2次元土/水連成FEM弾塑性解析(解析コー

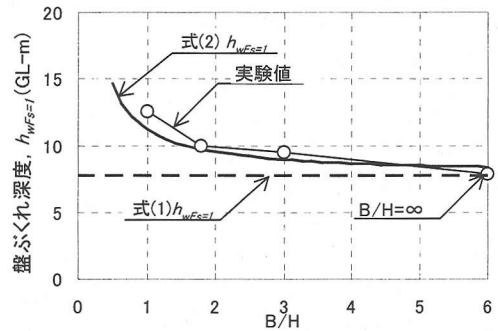


図-8 盤ぶくれ深度とB/Hの関係

表-3 計算に用いた条件

土層	L_i (m)	γ_i (kN/m ³)	f_i (kN/m ²)
砂層	11.2	19.1	15.0
粘土層	2.8	16.6	48.0

$U=357.7\text{kPa}$

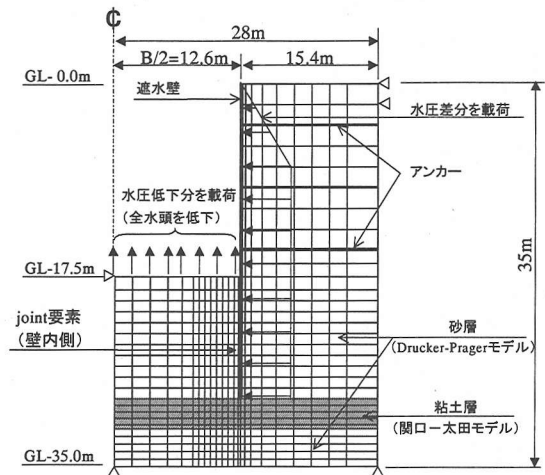


図-9 解析メッシュ

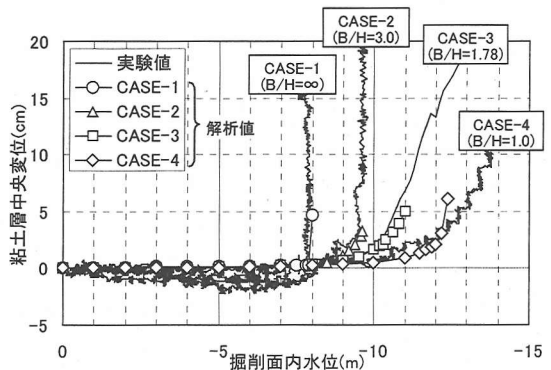


図-10 解析値と実験値の比較

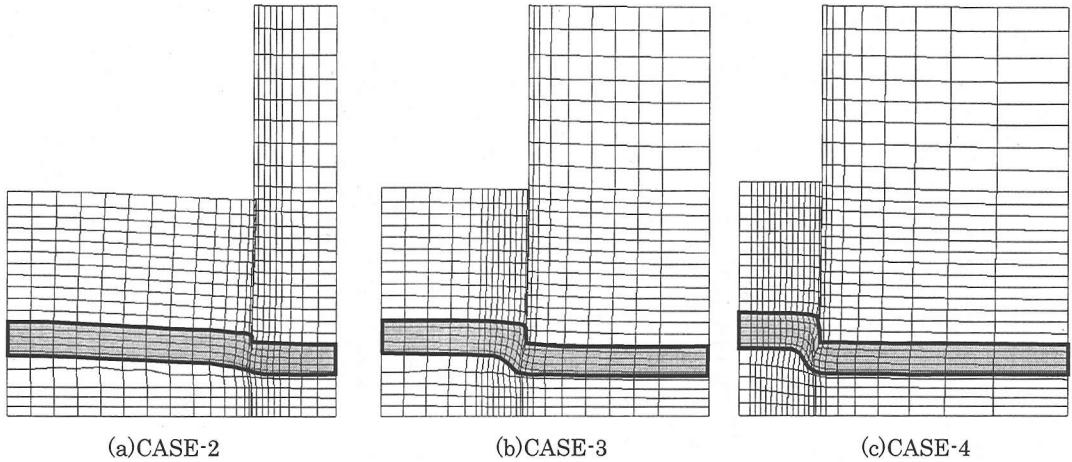


図-11 盤ぶくれ破壊時の掘削底面地盤の変形状況

ド：DACSAR[®])である。

図-9に解析メッシュを示し、表-4に主な入力パラメータを示す。解析範囲は実験土槽(実物大換算)とし、掘削解放応力は実験と同様に掘削面内の水圧を低下させて模擬させた。遮水壁およびアンカーはbeam要素とし、遮水壁と掘削面内地盤との間には表-2に示す f_i の値を上限値とするjoint要素を設けてすべりが考慮できるようにしている。地盤モデルは、応力-ひずみ関係の非線形性およびノンテンション特性が考慮できるように、砂層にはDrucker-Pragerモデル、粘土層には関口-太田モデル、joint要素にはバイリニアモデルを用いた。それぞれの入力定数は、サンプリング試料の室内試験(三軸圧縮試験、圧密試験、一面せん断試験)から求めた。

図-10に掘削面内水位と粘土層変位の関係における解析値と実験値の比較を示す。各ケースとも実験結果との対応がよく、掘削面内水位の低下に伴い、粘土層が上方に持ち上がっている。遮水壁のあるケース(CASE-2~4)は、遮水壁のないCASE-1よりも粘土層の変位が急増する深度が深く、 B/H が小さくなるほどその深度が深くなるのがFEM解析によっても表現できていることがわかる。

図-11に各実験ケースの最終ステップ時における変形状況を示す。図中、黒実線で囲った着色部分は粘土層である。掘削面内では粘土層直下の被圧層の要素が大きく膨れており、それにより粘土層が持ち上がり、遮水壁際の粘土層には大きなせん断変形が生じている。また、掘削幅が広くなるに従い、中央部と壁際の相対変位が大きくなっており、これらは実験で得られた知見と一致している。

図-12にCASE-3($B/H=1.78$)における粘土層直下の要素における鉛直応力(全応力)と間隙水圧の水

表-4 主な入力パラメータ

土質	モデル名	パラメータ	値	
粘土	関口-太田モデル	D	ダイレイタンス係数	0.109
		Λ	比可逆率	0.876
		M	限界応力比	0.921
		ν'	ポアソン比	0.25
		λ	圧縮指数	0.233
		κ	膨潤指数	1.040
砂	Drucker-Pragerモデル	$E(\text{kN/m}^2)$		26000
		ν'	ポアソン比	0.25
		$\phi(\text{deg})$		39

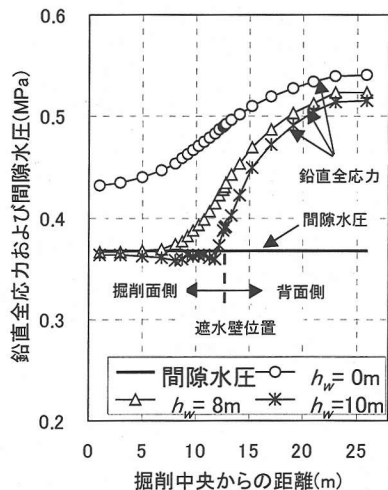


図-12 鉛直全応力分布と間隙水圧分布の比較 (CASE-3)

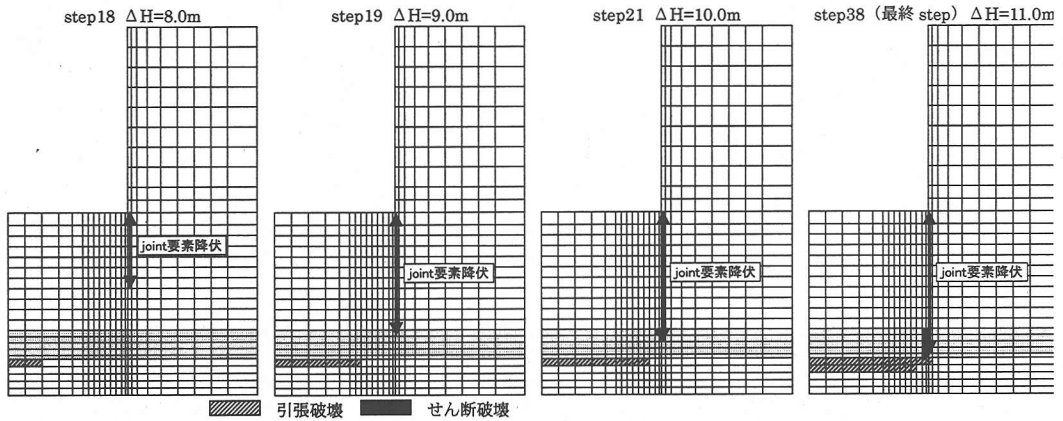


図-13 破壊域の進行状況 (CASE-3)

平方向分布を比較して示す。掘削面内水位が-8.0mの時点では鉛直応力が水圧を下回っている範囲は掘削中央部に限られているものの、水位が-10mでは掘削面内全域に渡って鉛直応力が水圧を下回っている。これは、底面地盤全体の自重が揚圧力よりも小さくなったことを表している。

図-13にCASE-3における要素の破壊域進行状況を示す。まず、遮水壁と地盤の境界に設置したjoint要素が降伏する。その後、粘土層直下の要素において引張破壊が生じ、粘土層がせん断破壊する順で破壊域が進行している。粘土層直下の引張破壊は、前述のとおり、鉛直全応力が間隙水圧を下回ったためであり、粘土層と砂層の間に剥離が生じたことを表している。この剥離が生じた後、壁際の粘土地盤がせん断破壊した段階で最終step (計算続行不能)となっている。不透水層と被圧層との剥離現象、さらに不透水層の遮水壁付近におけるせん断破壊などは、実験においても確認されたことは写真-2および写真-3で述べたとおりである。

この解析により盤ぶくれとは、不透水層直下要素の引張破壊 (不透水層と被圧層の剥離) によって変形が増大し、遮水壁付近の不透水層のせん断破壊が最終的な破壊を引き起こすことが明らかになった。これにより盤ぶくれに対する抵抗に遮水壁の摩擦抵抗と不透水層のせん断抵抗を加味することの妥当性が検証できた。

6. 盤ぶくれ照査式の提案

阪神高速道路公団では、本研究により行われた実験および解析結果により、既往基準における遮水壁の摩擦抵抗と不透水層のせん断抵抗を加味した盤ぶ

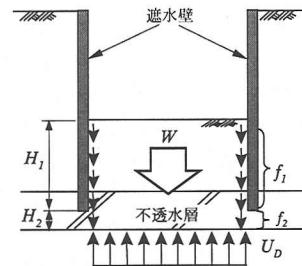


図-14 盤ぶくれ照査式

表-5 摩擦抵抗力およびせん断抵抗力

f_1	砂	$0.3N (\leq 150\text{kN/m}^2)$
	粘土	$c \text{ or } N (\leq 150\text{kN/m}^2)$
f_2	砂・粘土	$K_0 \sigma'_v \tan \phi' + c'$

N : N 値, c : 粘着力, K_0 : 静止土圧係数

σ'_v : 鉛直方向有効応力, ϕ' , c' : 有効せん断パラメータ

くれ照査式を検証できたことをふまえ、図-14に示す盤ぶくれ状況に対する照査式を以下のように提案する。

$$\frac{W}{F_{s1}} + \frac{2f_1H_1}{F_{s2}} + \frac{2f_2H_2}{F_{s3}} \geq U_D \quad (3)$$

ここに、 W : 奥行き当りの土の重量, H_1 : 遮水壁の根入れ長, H_2 : 遮水壁先端から不透水層下面までの厚さ, f_1 : H_1 間の摩擦抵抗力, f_2 : H_2 間の粘土層のせん断抵抗力, U_D : 奥行き当りの揚圧力, F_{s1} , F_{s2} , F_{s3} : 安全率, である。

式(3)において、左辺第1項は底面地盤の重量, 第2項は底面地盤の壁面摩擦抵抗力, 第3項は不透水層 (粘土層) のせん断抵抗力であり、それぞれを

安全率で除した合計が単位奥行き当たりの揚圧力以上になるよう規定しており、掘削幅が狭くなるほど左辺第2項第3項の寄与度が大きくなる。式(3)は既往基準の考え方を踏襲したものであるが、今回の実験結果をふまえ土木学会では認められていない砂質土における f_1 を考慮してもよいこととした。また、適用できる掘削幅と底面地盤厚の比は、実験を行った $B/(H_1+H_2)<3$ まで適用範囲を拡大することとした。

摩擦抵抗力およびせん断抵抗力の設定法を表-5に示す。このうち摩擦抵抗力 f_1 は大阪湾岸地域における場所打ち杭の載荷試験結果⁹⁾から定め、せん断抵抗力 f_2 は土木学会の基準⁹⁾に準ずることとした。 f_1 の値は土留め壁の施工法によって異なり、表-5における f_1 は場所打ち杭の載荷試験結果であるため、この値は土留め壁は地中連続壁工法で施工されたものに適用される。

各項の安全率は、鉄道構造物¹⁰⁾あるいは日本建築学会¹¹⁾などの既往基準が採用している部分安全係数を参考にして、 $F_{s1}=1.1$ 、 $F_{s2}=F_{s3}=3.0$ と定めた。これらの安全率を用いて、各項の諸量のばらつきを正規分布と仮定し、その変動係数から信頼性指標 β を算出すると、表-6のようになる。第3項を除く各項毎の信頼性指標は2程度(超過確率は1.2~2.9%)とほぼ同じであり、各項ともほぼ同等の安全性を有するようになっている。

粘土層のせん断抵抗力に関わる第3項の安全率 F_{s3} については、現在のところ現位置における強度試験の統計的なデータがないことから、信頼性に関する検討は行っていない。遮水壁下端以深の不透水層には、遮水壁の施工による乱れの影響が及びにくいいため、遮水壁との摩擦力に関わる F_{s2} よりも小さくすることも考えられたが、前述のデータがないこと、掘削による応力解放の影響が十分に解明されていないことなどから、 F_{s2} と同じ安全率を採用することとした。

7. おわりに

遠心模型実験装置を用いた盤ぶくれ挙動の実験およびその数値解析により、開削トンネルにおける幅広掘削時においても、遮水壁と底面地盤の摩擦抵抗力および不透水層地盤のせん断抵抗力は、盤ぶくれ現象に対して抵抗力として有効に作用することが判明した。このことから既往基準における遮水壁の摩擦抵抗と不透水層のせん断抵抗を加味した盤ぶくれ

表-6 信頼性指標の分析結果

	物性値	変動係数	信頼性指標 β
第1項	単位体積重量	0.04 ¹²⁾	2.27
第2項	壁面摩擦力	0.35 ⁸⁾	1.90

照査式を検証できた。さらに阪神高速道路公団ではこの実験および解析結果をもとに既往基準の適用範囲を拡大することとした。この照査法により遮水壁の根入れ長の削減が可能となり、開削工事のコストダウンに寄与すると考えている。

今回の検討では、盤ぶくれの抵抗要素に関して詳細な検討を実施した。したがって、提案した照査法を実施する場合には、荷重側すなわち揚圧力の設定にあたっては、地下水位の季節変動や潮汐変動、周辺での揚水などに十分配慮した詳細な検討が必要である。なお、提案した照査法を実設計に適用する際には、対象とする粘土層の遮水性についても十分な検討を行う必要があることを付記する。

謝辞：本検討を進めるにあたり、阪神高速道路公団「開削トンネルの設計・施工に関する検討会」（委員長：大阪大学大学院教授松井保）において、委員の皆様から数多くの貴重なご意見をいただいた。ここに記して感謝いたします。

参考文献

- 1) 日本道路協会：道路土工指針，1999。
- 2) 日本鉄道技術協会：深い掘削土工設計法，1993。
- 3) 日本トンネル技術協会：地中送電用深部立坑、洞道の調査・設計・施工指針，1982。
- 4) 土木学会：トンネル標準示方書開削工法編・同解説，1996。
- 5) (財)先端技術センター：大深度土留め設計・施工指針(案)，参考資料-5 数値解析による盤ぶくれの検討，pp.251-262，1994。
- 6) 松井保，中平明憲：軟弱粘土地盤のヒービングに関する現場実験と弾塑性解析，土と基礎，37-5，pp.29-34，1989。
- 7) 社団法人地盤工学会：土質試験の方法と解説，2000。
- 8) Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameter in elasto-viscoplastic finite element analysis, Soils and Foundations, Vol.27, No.3, pp.71-87, 1987。
- 9) 阪神高速道路公団：場所打ち杭の支持力設計要領，1990。
- 10) 鉄道構造物等設計標準・同解説，基礎構造物・抗土圧構造物，2000。

11) 日本建築学会：建築物の限界状態設計指針・同試設計 堂，1984.
例，2002.

12) 地盤工学－信頼性設計の理念と実際－：松尾稔，技報 (2002.4.8 受付)

DEVELOPMENT OF NEW DESIGN METHOD FOR HEAVING DUE TO UPLIFT PRESSURE CONSIDERING FRICTION BETWEEN RETAINING WALL AND GROUND

Yukio ADACHI, Yasuo FUJII, Masato ITO, Mineo SATO and Tamotsu MATSUI

The depth of water-proof retaining walls is usually determined by heaving due to uplift pressure in cut and cover tunnel construction. The heaving is usually checked by normal force equilibrium on the bottom ground mass of the excavation. However, friction force between ground and retaining wall and shear resistance of the impermeable layer is considered to resist heaving uplift force. Based on centrifuge tests and finite element simulations conducted in this study, it was found out that the resisting forces resist heaving uplift force. A new design method is thus proposed for heaving due to uplift.