富田 佳孝<sup>1</sup>·牛田 貴士<sup>2</sup>·松丸 書 樹 3

1正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2丁目8番38号) E-mail: tomida.yoshitaka.90@rtri.or.jp

2正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2丁目8番38号) E-mail: ushida.takashi.33@rtri.or.jp

3正会員 公益財団法人鉄道総合技術研究所 構造物技術研究部 (〒185-8540 東京都国分寺市光町2丁目8番38号) E-mail: matsumaru.takaki.35@rtri.or.jp

被圧地下水層を有する難透水性地盤での掘削工事では盤ぶくれの検討が必要であり、土留め壁の根入れ 長は盤ぶくれに対する検討によって決定されることがある.本研究では従来からの盤ぶくれ検討手法の高 度化を目的として、2次元土/水連成弾塑性 FEM 解析により盤ぶくれの破壊進展挙動に着目した感度分析 を試みた.また,土留め壁構築方法による壁面摩擦力や掘削幅と底面地盤厚の比,地盤の透水性について パラメトリックスタディを実施した.その結果,壁面摩擦力や掘削幅と底面地盤厚によって,最大せん断 ひずみの発生位置が異なり、盤ぶくれの変形メカニズムが異なることが示唆された.また、粘性土地盤の 透水係数が低いと間隙水圧の変動が大きく、水圧の圧力差により膨張が生じる状況が推察された.

Key Words: earth-retaining wall, excavation, heaving, friction, shearing force, permeability

## 1. はじめに

被圧地下水層を有する難透水性地盤での掘削工事にお いては、図-1 のような盤ぶくれに対する検討<sup>100</sup>を行う 必要がある.

盤ぶくれ検討では、難透水層下面に作用する揚圧力が 被圧面以浅の土塊重量に加えて、根入れ部分の土留め壁 と地盤の摩擦抵抗力、難透水層のせん断抵抗力の合力に 対し,所定の安全率を考慮した照査を行い, 盤ぶくれ対 策の要否や対策工の評価を行っている. 盤ぶくれ照査式 の重量以外の項目は不確実性の観点から安全率が高めに 設定されており、特に壁面摩擦力に対してはより安全側 の値となっている.

一方で、上記に述べた盤ぶくれ検討は揚圧力と抵抗力 の比較により行っているが、盤ぶくれによる底盤破壊に は進行性があることが既往研究により示されている.例 えば、松井ら 3は、盤ぶくれ現象の把握を目的に実規模 現場実験と FEM 解析を実施し、底盤破壊のメカニズム として, 掘削底浅部および下部周辺部の要素が破壊し, 逐次周辺部の深部および中央部に破壊領域が拡大し, つ



いには浅部および深部の破壊要素が連結することを述べ ている.また、足立らやは掘削幅 B と底面地盤厚 Hの比 (以下, B/H)が1以上となる条件における盤ぶくれ現象の 解明を目的として、遠心模型実験と FEM 解析を実施し、 盤ぶくれ破壊メカニズムは遮水壁と地盤の壁面摩擦力が 降伏し、その後粘性土層直下に引張破壊が生じた後に、



図-2 有限要素メッシュ図

粘性土層がせん断破壊する順で破壊域が進行すると述べ ている.前述のように現行の盤ぶくれに対する検討手法 は単に揚圧力に対する抵抗力が十分あるかを検討するが, このような盤ぶくれの破壊進展状態を適切に評価できれ ば,盤ぶくれ検討の高度化につながると考えられる.し かしながら,開削工事では実態把握が難しいことから, 盤ぶくれの破壊進展挙動に着目した検討はほとんど実施 されていない.

そこで、本研究では既往研究ではなされていない盤ぶ くれの破壊進展挙動に着目し、開削工事を想定した2次 元土/水連成弾塑性 FEM 解析を行った.また、挙動に 影響すると考えられる壁面摩擦力や掘削条件、地盤の透 水性のパラメトリックスタディを実施した.



図-3 掘削土留め工拡大図

# 2. 2次元 FEM による数値解析的検討

### (1) 解析条件

盤ぶくれに対する抵抗力の影響を検証するため、1層 2 径間の鉄道の駅間開削トンネル工事をモデルケースと したシミュレーション解析を実施した.用いた解析手法 は 2 次元土/水連成弾塑性 FEM 解析である.解析プログ ラムには、Sekiguchi・Ohta<sup>5</sup>の弾塑性モデルを組み込んだ DACSAR<sup>6</sup>を用いた.開削工事の掘削幅は11.5m、最終掘 削深度が 10.5m であり、土留め種別はソイルセメント壁 とし土留め壁芯材長は 19.05m、ソイルセメント壁は 25.5m とした.

地盤条件は大阪平野における地層構成を想定し、上部 から盛土、沖積砂質土層、沖積粘性土層がGL-20m程度 まで堆積し、さらに下部には洪積砂礫層、洪積粘性土層

### 表-1 解析ステップ

<b></b>				
解析ステップ	内容	解析期間		
Step1	初期応力解析	1		
Step2	放置期間	40		
Step3	1 次掘削(GL-3.0m 左)	3		
Step4	放置期間	45		
Step5	1次掘削(GL-3.0m右)	3		
Step6	放置期間	67		
Step7	切梁1段目設置	7		
Step8	放置期間	60		
Step9	2 次掘削(GL-6.0m)	7		
Step10	切梁2段目設置	5		
Step11	放置期間	120		
Step12	3 次掘削(GL-9.0m)	7		
Step13	切梁3段目設置	3		
Step14	放置期間	35		
Step15	最終掘削(GL-12.0m)	7		
Step16~20	放置期間	1500		

地	層		В	As1	As2	Dc1	Ds1	Dg1	SMW
層厚		(m)	0.85	4.8	1.45	4.65	0.4	23.25	地層毎
単位体積重量	$\gamma_{\rm t}$	(kN/m <sup>3</sup> )	17.0	17.0	17.0	16.0	19.0	19.0	地層毎
内部摩擦角	$\phi$	(°)	31	34	28	-	35	35	-
粘着力	С	(kN/m <sup>2</sup> )	-	-	-	260	-	-	-
変形係数	Ε	(kN/m <sup>2</sup> )	7,000	16,000	23,300	27,800	71,300	75,500	220
ポアソン比	v		0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.33	0.3
透水係数	k	(m/sec)	5.50×10 <sup>-5</sup>	5.50×10 <sup>-5</sup>	5.50×10 <sup>-5</sup>	3.46×10 <sup>-10</sup>	5.50×10 <sup>-5</sup>	5.50×10 <sup>-5</sup>	地層毎

表-2 弾性体のパラメータ

地層		Acl	Ac2
層厚	(m)	8.7	5.3
単位体積重量	γ (kN/m <sup>3</sup> )	16.5	16.5
過圧密比	OCR	1.52	1.72
圧縮指数	Сс	0.543	0.679
膨潤指数	Cs	0.069	0.088
圧縮指数	λ	0.236	0.295
膨張指数	κ	0.0298	0.0384
不可逆比	Λ	0.87	0.87
間隙比	ео	1.43	1.26
有効応力に関する強度定数	ø	24.724	27.743
	sinø	0.4182	0.4655
限界状態指数	М	0.972	1.102
ダイラタンシー係数	D	0.087	0.103
静止土圧係数	Ko	0.5818	0.5345
ポアソン比	v	0.368	0.348
透水係数	k  (m/sec)	2.11×10 <sup>9</sup>	1.08×10 <sup>-9</sup>

表-3 弾塑性体のパラメータ

表-4 土留め壁・切ばりのパラメータ

項目		切ばり	土留め壁芯材
単位体積重量	γ (kN/m <sup>3</sup> )	77.0	77.0
変形係数	E (kN/m <sup>2</sup> )	2.0×10 <sup>8</sup>	2.0×10 <sup>8</sup>
断面積	A (m <sup>2</sup> /m)	6.88×10 <sup>-2</sup>	3.13×10 <sup>-2</sup>
断面二次モーメント	I (m <sup>4</sup> /m)	1.59×10 <sup>4</sup>	1.9×10 <sup>-3</sup>

が分布している.

図-2に有限要素メッシュと解析の境界条件,図-3に掘削土留め工の拡大図を示す.解析領域は境界条件の影響を受けないように幅 130m×深さ 50m に設定した.

掘削領域の基本的なメッシュ間隔は 50cm とし, 土留 め壁周辺は10cmに細分した.境界条件は, As2層に圧力 水頭で 21.1m 分の間隙水圧を作用させ, As2 層上面まで の深さ 19.55m に基準水頭+1.6m 分の圧力水頭を設定した. 地盤は平面ひずみ要素とし, ソイルセメント壁について は芯材がビーム要素, ソイルセメントはソリッド要素に よりモデル化を行った.

表-1に設定した解析ステップを示す. 掘削時に掘削底 面は釜場排水を想定し,間隙水圧を0とした. 掘削時の 応力解放率は100%に設定している.

表-2~4に主なパラメータを示す.砂質土およびソイ

ルセメントは線形弾性モデルとし,粘性土では Sekiguchi・Ohta<sup>5</sup>の弾塑性モデルを用いた.地盤定数は, 大阪平野での軟弱地盤での掘削を対象とした Oka 6 <sup>7</sup>の 既往研究を参考に設定した.なお,土留め壁と地盤の間 に壁面摩擦力を剛固定のジョイント要素として,せん断 剛性  $k=1.0\times10^7$ (kN/m<sup>2</sup>),法線方向剛性  $k_n=1.0\times10^7$ (kN/m<sup>2</sup>), 粘着力 c=1,000(kPa)および内部摩擦角 $\phi=45$ (°)に設定した.

## (2) 解析結果

図-4 に最終掘削放置期間(Step20)における鉛直有効応 力分布図を示す.最終掘削後には掘削底面から被圧層上 部にかけて応力が減少していることがわかる.松井ら<sup>2)</sup> の実験を基に関ロ・太田の弾塑性構成式を用いた杉江ら <sup>8</sup>の FEM 解析結果では, *o*v が間隙水圧 pw を下回る状況 では,間隙水圧を抑え込むことができない状態で盤ぶく



図-4 鉛直有効応力分布図(Step20)



れが生じるとしており、本研究でも被圧層との境界部に おいて同様な状況が確認できた.

図-5 に最終掘削放置期間(Step20)の変位ベクトル図を 示す.被圧層の境界から上向きのベクトルとなっており, 掘削底盤が持ち上がる変形となっている.また,土留め 壁周辺では掘削底面の中央部に向けて,土留め壁と地盤 の間が斜方向のベクトルとなっており,スリップ変位に よる変形モードを再現できている.

図-6に図-3に示した変位量の時刻歴を示す. 被圧層境 界では掘削時のみ変位しているが, 掘削底面から掘削底 面-5.8m までは掘削後の放置期間において, 変位が増加 する挙動を示している.

図-7に図-3に示した間隙水圧の時刻歴を示す. 掘削底 面(被圧層)においては間隙水圧は掘削の進行に応じて 減少しているが,被圧層境界部では間隙水圧は掘削時に 一時的に下がるものの間隙水圧が時間の進行と共に回復 する傾向にある. これは,松井ら<sup>30</sup>の実験結果とも整合 しており,間隙水圧が粘土層上面では低下するものの, 被圧水層に接する粘土層下面では変化しないことから, 粘性土内部の水圧分布に下部からの浸透圧力を加算させ,



図-6 変位量の時刻歴



図-7 間隙水圧の時刻歴



図-8 土留め変位の深度分布



図-9 最大せん断ひずみ分布図(Step20)

地盤の有効応力が低下するため、盤ぶくれ量が増加する ことが推察される.

図-8に土留め壁の水平変位の深度分布を示す. 掘削が 進むにつれて, 土留め変位は掘削側に変位しており, 切 ばりを用いた土留め工の一般的な変形形状を示している.

図-9 に最終掘削放置期間(Step20)の最大せん断ひずみ の分布図を示す. 土留め周囲において最大せん断ひずみ が集中し,粘土層下面の被圧層境界部でも傾向がみられ る. これは,足立ら<sup>4</sup>の盤ぶくれ破壊メカニズムと整合 するものであり,土留め壁付近の地盤が降伏し,その後 粘土層の引張破壊,せん断破壊の順に降伏している状況 の再現ができているものと考えられる.

以上の結果から、土留め壁と地盤との境界を剛固定で モデル化し、土留め壁の透水特性を平面ひずみ要素で、 変形特性を梁要素でモデル化することで、既往研究<sup>344</sup> で示されている盤ぶくれの進行過程を定性的に再現でき ることが確認できた.次章では、本章で構築したモデル を基に施工条件や地盤条件のパラメトリックスタディを 実施して、盤ぶくれの状況の感度分析を実施する.

## 3. パラメトリックスタディ

#### (1) 壁面摩擦力の比較解析

## a) 解析条件

1章で述べたように、盤ぶくれに対する検討では土留 め壁と地盤の間の壁面摩擦力を考慮することとしており、 土留め壁の種類や施工方法に応じた摩擦力算定が行われ ている.しかしながら、土留め壁の施工方法によっては、 土留め壁と地盤の間に壁面摩擦力が期待できないことも 想定される.そこで、工法による壁面摩擦力の影響を検 証するため、ジョイント要素のパラメータ設定を変えた 解析を行い、前述の解析結果との比較を行った.

図-10 にジョイント要素の特性を示す. 接線方向はせん断強度を越えるせん断力が働く場合はせん断抵抗力が低下する. 法線方向は, 圧縮応力に対しては抵抗するが引張応力には抵抗しない特性となっている. ここで,若林ら<sup>9</sup>が鋼矢板工法で設定しているせん断剛性 k=10 (kN/m<sup>2</sup>), ずれ剛性  $k_n=5,000$  (kN/m<sup>2</sup>), 壁面摩擦角 $\delta = 2/3\phi'$ ( $\phi'$ :内部摩擦角), 粘着力c=0(kN/m<sup>2</sup>)を設定した. その他の解析条件は, 2章と同様の条件で解析を行った.

## b) 解析結果

図-11 にジョイント要素のパラメータ設定を変更した 解析での最終掘削放置期間(Step20)の変位ベクトル図を 示す.本解析ではジョイント要素の鉛直およびせん断ば ねの大きさを小さくしているため、図-5と比較すると土 留め壁周辺での地盤の鉛直変位量が増大し、被圧層境界 部中央の変位ベクトルが減少している.



a) せん断応力と相対変位の関係 b)垂直応力と相対変位の関係

図-10 ジョイント要素の特性





図-12にジョイント要素のばねの設定の違いによる掘 削底面の鉛直変位時刻歴の比較結果を示す.2次掘削以 降から変位量に差が生じており、特に最終掘削後以降の 変位量の増大が顕著である.

図-13 に最終掘削放置期間(Step20)の最大せん断ひずみ 分布図の結果を示す.図-9と比較すると、最大せん断ひ ずみ発生位置が土留め周辺の掘削底面付近から被圧層境 界に移行している.このことから、ジョイント要素のば ねが小さく壁面と地盤の摩擦が十分確保できない場合に は土留め壁と地盤の間からせん断変形が発生するモード となっており、このような場合においては土留め壁と地 盤との境界部がせん断破壊し、盤ぶくれによって掘削底 面がより大きく持ち上がることが想定される.

### (2) 掘削幅 B/底面地盤厚 Hの比較解析

#### a) 解析条件

足立ら<sup>4</sup>は掘削幅 B/底面地盤厚 H が壁面摩擦力や地 盤のせん断抵抗の寄与度が高くなることを示しており, これは B/H が異なることで粘土層内部の応力状況が異な る状態となっていることが考えられる.そこで, B/H の 大きさの違いによる盤ぶくれ発生状況を検証するため, 掘削幅を変えた解析を行った.

解析においては、2章での解析を基本とし、表-1の解 析ステップからの掘削幅の増加割合に応じて、施工日数 を増加させている.その他の条件は2章と同様とした.

# b) 解析結果

図-14a)b)に B/H=0.62 と B/H=2.62 の最終掘削放置期間 (Step20)における最大せん断ひずみの分布図の比較結果 を示す. B/H により盤ぶくれによる最大せん断ひずみの 発生状況が異なり, B/H が小さい場合は土留め壁周辺お よび掘削底浅部が最大せん断ひずみの分布が多く, B/H が大きい場合は土留め壁周辺および粘土層下面の被圧層 境界部に集中する傾向にある.このことから, B/H が小 さいと壁面摩擦力が有効に抵抗する領域が大きいと考え られ, B/H が大きくなると土留め壁と地盤による両端固 定梁形状の挙動となり,粘性土地盤と被圧層境界のせん 断破壊が進行するものと考えられる.

図-15 に BH ごとの鉛直変位の時刻歴の結果を示す. BH が小さい場合は地盤変形は早々に収束し, BH が大きい場合は長期間にわたって地盤変形が進む結果となっている.このことから,浸透水圧が加圧したときに, BH が小さい場合は,両側の壁面摩擦力の領域が拡大し連結することで掘削底浅部にせん断破壊が生じるが変形は局所的で,間隙水圧の移動距離が短くなることから変位の収束は早いことが考えられる.一方で,BH が大きいケースでは被圧層境界からせん断破壊が生じ,粘性土層全体が持ち上がり,間隙水の排水距離が長くなるため,変位の収束に時間がかかることが推察される.



0.10 0.20 0.0





b)B/H=2.64 図-14 最大せん断ひずみ分布図(B/H変更,Step20)



図-15 掘削底面の鉛直変位の時刻歴(B/H変更)

### (3) 粘性土地盤の透水性の影響

## a) 解析条件

松井ら<sup>3</sup>の実験結果から粘性土層内部の浸透圧力上昇 により盤ぶくれが進行することが示されており,透水係 数が大きい地盤であれば掘削に伴う浸透圧力上昇が小さ

<b>表-5</b> 解析ゲース				
Case名	地層	透水係数(m/s)		
基本ケース	Acl	2.11×10 <sup>9</sup>		
	Ac2	1.08×10 <sup>-9</sup>		
	Dc1	3.46×10 <sup>-10</sup>		
透水係数5倍	Acl	1.06×10 <sup>-9</sup>		
	Ac2	5.40×10 <sup>9</sup>		
	Dcl	1.73×10 <sup>-9</sup>		
透水係数10倍	Acl	2.11×10 <sup>8</sup>		
	Ac2	$1.08 \times 10^{-8}$		
	Dcl	3.46×10 <sup>9</sup>		
透水係数100倍	Acl	2.11×10 <sup>-7</sup>		
	Ac2	1.08×10 <sup>-7</sup>		
	Dcl	3.46×10 <sup>-7</sup>		
透水係数10万倍	Acl	$2.11 \times 10^{-3}$		
	Ac2	$1.08 \times 10^{-3}$		
	Dcl	$3.46 \times 10^{4}$		

いことが想定される.

そこで、透水性が与える影響を検証するため、粘性土 の透水係数を変えた解析を行った.透水係数は Acl, Ac2, Dcl層を変更するものとし、それ以外の条件は2章 での解析と同様とした.透水係数に関するパラメトリッ クスタディの解析ケースを表-5 に示す.

#### b) 解析結果

図-16 に最終掘削後の掘削底面地盤の間隙水圧の分布 図を示す.透水係数が最も小さいケースでは掘削に伴い, 間隙水圧がマイナスの値となる範囲が広く存在し,100 日後には間隙水圧が徐々に掘削前の状態に戻りつつある. 一方で,透水係数が高い場合には掘削直後と100日後に も間隙水圧の分布には大きな変化はみられなかった.

図-17 に Acl-Ac2 層の境界部の要素での間隙水圧の時 刻歴を示す. 放置期間で一定となった間隙水圧の値は変 わらないが,透水係数が低いほど,掘削に伴う水圧の変 動が大きく,水圧が一定の状態に戻る期間が長期となっ ている.

図-18 に掘削底面の鉛直変位の比較結果を示す. 放置 期間後における鉛直変位量に差はみられないが, 透水係 数が高いと掘削直後の変位が大きく, 透水係数が低いと 放置期間における鉛直変位が増大しており, 間隙水圧の 増加傾向と連動している. このことから, 上載荷重の除 荷によるリバウンドの影響が各ケースで発生しているも のと考えられるが, 透水係数が大きい場合, 掘削底面の 鉛直変位は上載荷重の除荷に伴う弾性変形にほぼ等しく, 経時変化はほとんど生じないものと考えられる. 一方で, 透水係数が小さい場合, 掘削底面の鉛直変位は弾性変形 に加えて, 有効応力の経時変化に起因する鉛直変位が生 じるものと考えられる.









図-18 掘削底面の鉛直変位の時刻歴(透水係数変更)

## 4. まとめ

本検討では、盤ぶくれの破壊進展挙動を把握するため、 2次元土/水連成弾塑性 FEM 解析を用いたシミュレーション解析を実施した.また、施工条件や地盤条件のパラメトリックスタディを実施し、盤ぶくれ挙動の考察を行った.その結果、以下の知見が得られた.

- (1) 1層2径間の鉄道トンネルの掘削を想定したモデル ケースによるシミュレーション解析を行った.その 結果,土留め壁と地盤との境界部をジョイント要素 でモデル化することで既往解析と同様の境界部の破 壊進展挙動を表現することができた.
- (2) ジョイント要素のばねの設定を変えた解析を行った 結果, 土留め壁と地盤の間の変形が進行し, 最大せ ん断ひずみ発生位置が土留め周辺の掘削底面付近か ら被圧層境界に移行している傾向がみられた. この ことから, 土留め壁と地盤の摩擦力が期待できない 場合,境界部がせん断破壊し, 盤ぶくれによって掘 削底面がより大きく持ち上がることが想定される.
- (3) 掘削幅 B/底面地盤厚 Hに関するパラメトリックス タディを行った結果, B/H が小さいとせん断ひずみ が土留め周辺と掘削底浅部に進展し,変位量の収束 が B/H が大きい場合と比べ,早い結果となった.こ のことから, B/H が小さい場合は,両側の壁面摩擦 力の領域が拡大し連結することで掘削底浅部にせん 断破壊が生じるが変形は局所的で,間隙水圧の移動 距離が短くなることから変位の収束は早いことが考 えられる.
- (4) 粘性土地盤の透水係数に関するパラメトリックスタ ディを行った結果、透水係数が低いケースでは間隙 水圧がマイナスの値となる範囲が広く存在し、水圧 が一定の状態に戻る期間が長期となる傾向が確認さ れた.このことから、透水係数が低い場合には間隙 水圧の圧力差によって、除荷に伴うリバウンド上 の膨張が生じ、盤ぶくれに進展すると考えられる.

今後の課題として、施工方法による壁面摩擦力の設定 方法や、掘削条件や地盤の透水係数を考慮したモデル化 を検討することで、盤ぶくれ検討手法の高度化を検討し ていく.

### 参考文献

- 1) 土木学会:2016 年制定 トンネル標準示方書 [共通 編]・同解説/[開削工法編]・同解説,2016.
- 2) 国土交通省鉄道局監修 鉄道総合技術研究所編:鉄道 構造物等設計標準・同解説 トンネル・開削編 付 属資料:鉄道構造物の建設等に用いる掘削土留め工 設計指針,2021.
- 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, Vol.37, No.5, pp.29-34, 1989.
- 4) 足立幸郎,藤井康男,伊藤政人,佐藤 峰生,松井 保:: 壁面摩擦力等を考慮した盤ぶくれ照査法に関する研究,土木学会論文集,No.728, VI-58, pp.41-50, 2003.
- Sekiguchi, H. and Ohta, H.: Induced Anisotropy and Time Dependency in Clays, Specialty Session 9, 9th ICSMFE, pp.229-238, 1977.
- Iizuka, A. and Ohta, H.: A determination procedure of input parameters in elasto-viscoplastic finite element analysis, *Soils and Foundations*, Vol.27, No.3, pp71-87, 1987.
- Fusao, O.,Naoki, T.,Kazuyuki, S.,Yosuke, H. and Sayuri, K.: A large-scale excavation in soft Holocene deposit and its elasto-viscoplastic analysis, *Acta Geotechnica*, Vol.11, No.3, pp.625-641, 2016.
- 8) 杉江茂彦,鈴木和明:開削工事の盤ぶくれに関する
  現場実験事例の解析検証,土木学会第67回年次学術
  講演会,Ⅲ-179, pp357-358,2012.
- 若林孝,村上章,珠玖隆行:データ同化による近接 施工のリスク評価,農業農村工学会論文集,No.281, pp.51-61,2012.

# NUMERICAL ANALYSIS FOCUSED ON RESISTANCE FORCE OF HEAVING EFFECT DURING EXCAVATION WORK WITH EARTH RETAINING WALL

## Yoshitaka TOMIDA, Takashi USHIDA and Takaki MATSUMARU

Consideration of heaving is important for safe excavation work of ground including the impermeable layers, and the embedded length of the earth retaining wall is sometimes determined by this consideration. In this study, the influence of the excavation conditions(ex. excavation width, permeability coefficient) for heaving is studied by the parametric studies by the two-dimentional soil-water coupled finite element analysis. As a result of this study, it is suggested that the area where the maximum shear strain appears is affected by the friction force at the wall surface, the excavation width, and the depth of the impermeable layer at the excavation bottom. Additionally, it is suggested that the low permeability coefficient of the impermeable layer causes the time dependent change of the displacement at the excavation bottom.