

掘削地盤の土圧実験とその解析

名古屋工業大学 中井 照夫 豊田工業高等専門学校 河野 伊知郎
 大 林 組 上田 潤 (財)大阪土質試験所 橋本 正

1. はじめに

現在、掘削地盤の土圧の解析や設計は剛塑性論に基づく安定解析、弾性バネを仮定する山留め土圧解析、あるいは経験的方法によって行われている。一方、地表あるいは地中変位も弾性有限要素解析等によって推定されているのが現状である。ここでは、地盤材料の物性だけでなく壁体の剛性、壁面摩擦、施工過程を考慮した掘削地盤の土圧や変形問題の有限要素解析を行うとともに、対応する二次元モデル試験も合わせて行い、掘削時の壁体や地盤の挙動について実験・解析の両面から検討する。また、前報¹⁾の擁壁の主働土圧問題に対応した受働土圧実験および解析を行ったので併せて報告する。

2. モデル試験および解析方法の概要

二次元掘削モデル試験機²⁾の概要を図-1に示す。二次元モデル地盤材料としてアルミ丸棒 ($G_s=2.69$) を用い、 $\phi=1.6\text{mm}$ と 3.0mm の2種類のアルミ丸棒を重量比3:2で混合したものを用いた。アルミ棒積層体の初期間隙比は $e_0=0.25$ で単位体積重量 $\gamma_t=2.15\text{gf/cm}^3$ 、内部摩擦角 ϕ は約 27° である。

解析で用いた砂の構成モデルは移動硬化型モデル (kinematic t_{ij} -sand model)²⁾で、

- ①土の変形強度特性におよぼす中間主応力の影響
- ②塑性流動方向の応力経路依存性
- ③正・負の両ダイレイタンシー特性
- ④応力履歴の影響や主応力方向の回転つまり応力誘導異方性

がモデルの中で妥当に考慮されている。表-1に解析に用いた豊浦砂の土質パラメーターを示す。

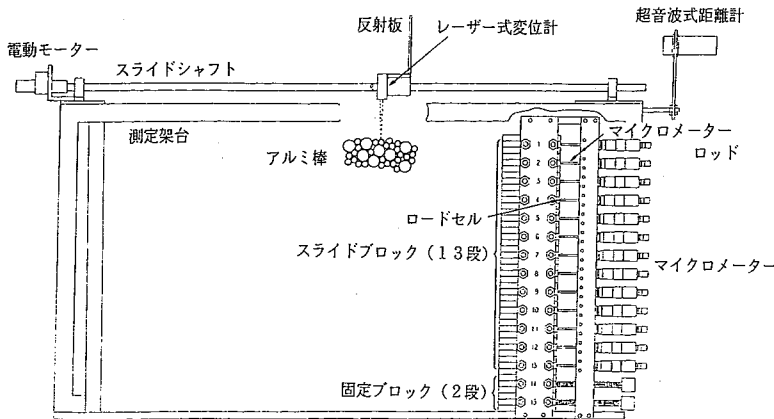


図-1 二次元掘削モデル試験機の概要図

表-1 土質パラメーター

C_t	0.84×10^{-2}
C_e	0.60×10^{-2}
m	0.3
$R_f \equiv (\sigma_1/\sigma_3)_{f(\text{comp.})}$	4.7
$D_f \equiv (d\epsilon_v/d\epsilon_1)_{f(\text{comp.})}$	-0.6
α	0.85
ξ	0.3

3. 受働土圧問題のモデル試験と有限要素解析

図-2に各実験の壁体の変形パターンを示す。type Iは壁面を下端を軸として回転させ、壁体を三角形形状に動かす実験である(可動な壁体の高さ $H_0=3\text{cm} \times 10=30\text{cm}$)。type IIは15個のスライドブロックの上部10個を平行に左側に動かす実験である。type IIIはtype Iと上下が逆になったもので、壁面を上端を軸として回転させる実験である。type IVは図に示すように壁面の上下端を固定し放物線上にスライドブロック Model Tests and Analysis of Ground Excavation; T. Nakai (Nagoya Inst. of Tech.), I. Kohno (Toyota College of Tech.), H. Ueda (Obayashi Corporation) & T. Hashimoto (Osaka Geo. Lab.)

クを移動させる実験である。有限要素解析はtype I～IVまで全てモデル試験の100倍のスケールで行った。図-3に要素分割図を示すが、解析では右側のWallの部分に種々の強制変位を与えて受働土圧状態を生じさせている。ここでは、受働土圧問題のモデル試験とその解析から得られる水平全土圧、壁面水平土圧分布および地表面変位形状について検討するが、各図のx,y軸共に無次元化して表示している。

なお、type IVの有限要素解析では最上段の壁面に接している要素が解析の初期の段階からテンションが発生したが、この場合はこの要素の剛性を小さくして引き続き計算を行い、他の部分にテンションが発生したときに計算を打ち切っている。他の解析では地盤内にテンションが発生するまで計算を行っている。

図-4の(a)に各変形様式の壁面水平土圧分布のモデル試験結果を、(b)に対応する解析結果を示す。まず、(a)のモデル試験結果を見ると、type Iでは壁面中央付近で土圧が増加し、壁面下部付近で土圧の減少がみられる。type IIでは全体的に土圧が増加しているが壁体下端の境界面で急増している。type IIIでは地表面付近での土圧がわずかに減少しているが、地表面から壁体下端にかけて土圧が増加している。type IVではtype IIIと同様に地表面付近での土圧が減少しているが、土圧の集中する場所は壁体中心部に移動し、その大きさは小さくなる。地表面から壁体下端での土圧の集中はtype IIほど大きくない。また、全ての変形パターンにおいて、壁体下端の下の部分の土圧は減少している。これらの実験結果を図-4の(b)の解析結果はよく表現している。また、これら受働土圧時の土圧分布の形状は前報¹⁾で示した主働土圧時のそれとかなり異なることになる。

図-5の(a),(b)は地表面変位形状のモデル試験結果および解析結果であるが、ここでも地表面変位が壁体の変形様式の影響を受ける。type Iでは壁面に近づくほど地表面が隆起している。type IIでは壁面にある程度近づくまでは地表面は隆起するが、その先ではほぼ一定となっている。type IIIでも壁面にある程度近づくまでは地表面が隆起するが、壁面付近では地表面の隆起はほとんど見られない。type IVはtype IIIの隆起量を大きくしたような変形を示し、壁面にある程度近づくまでは地表面が隆起し、壁面付近では隆起量が小さくなっている。また、これらの実験結果を解析結果はよく表現している。

図-6の(a)に全土圧～壁変位量（変位面積）関係のモデル試験結果を、(b)に解析結果を示す。type I～IVの実験結果と解析結果の間には変形が小さい時の全土圧の傾向はよく一致しているが、変形が進むにつれて、ある程度の差異が生じている。また、変形パターンにより全土圧の大きさや勾配に明かな違いがあることもわかる。これより、全土圧は壁体の変形様式や変形量の影響を受けることがわかる。

以上の実験結果や解析結果を通して、受働状態においても、壁体の変形様式の違いにより土圧、地表面変位等が大きく変化することが理解される。

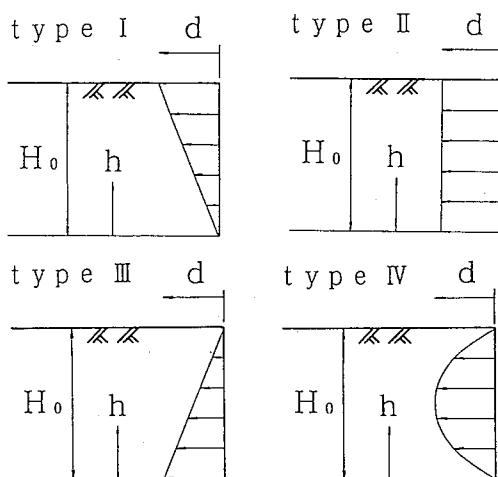


図-2 壁体の変形パターン

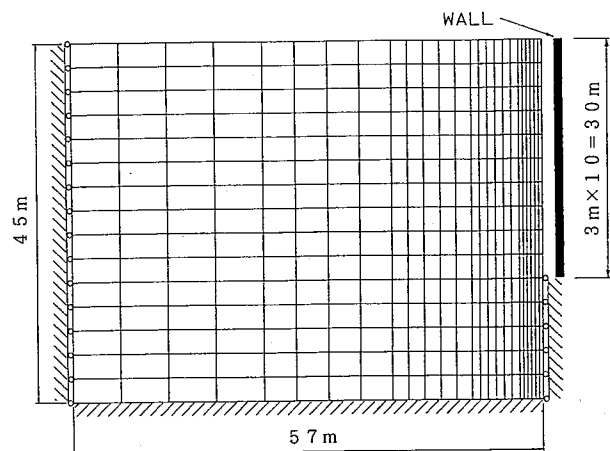


図-3 要素分割図

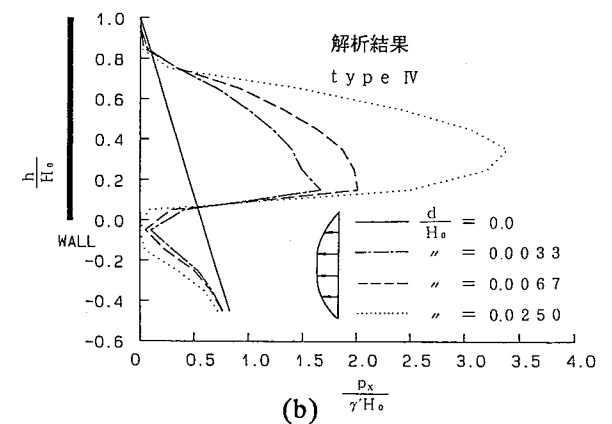
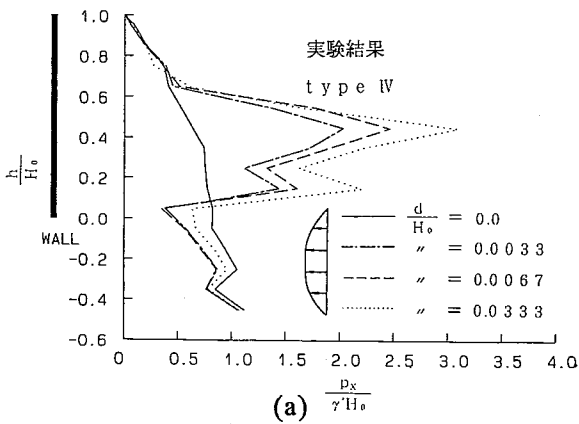
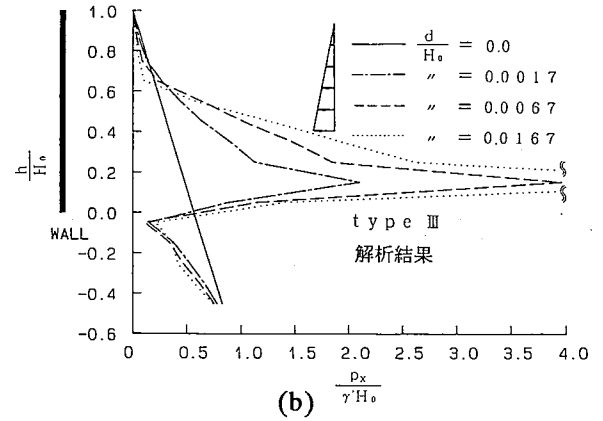
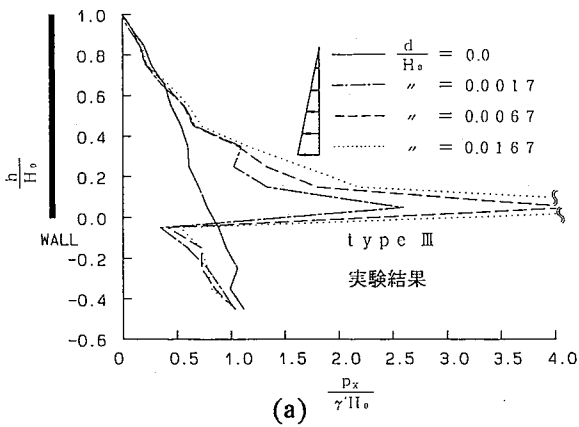
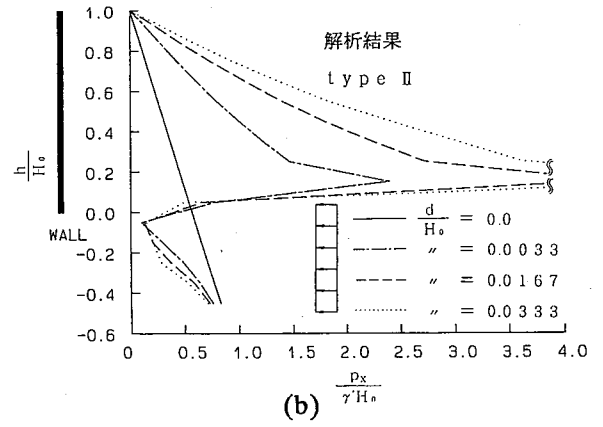
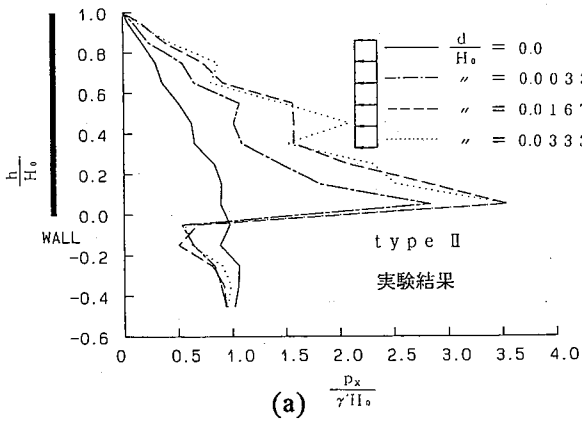
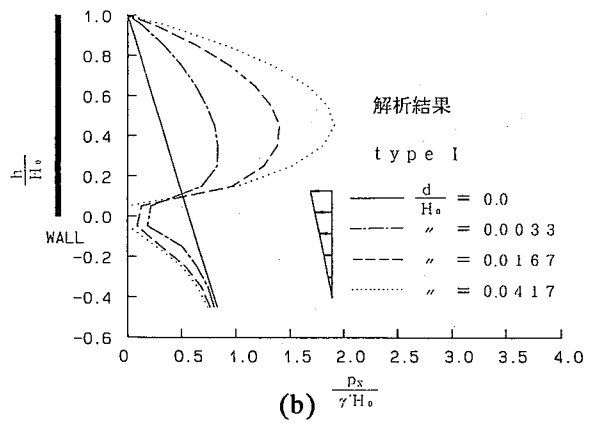
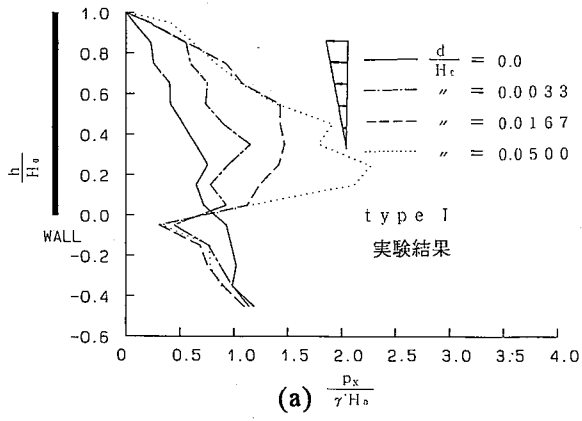


図-4 壁面水平土圧分布

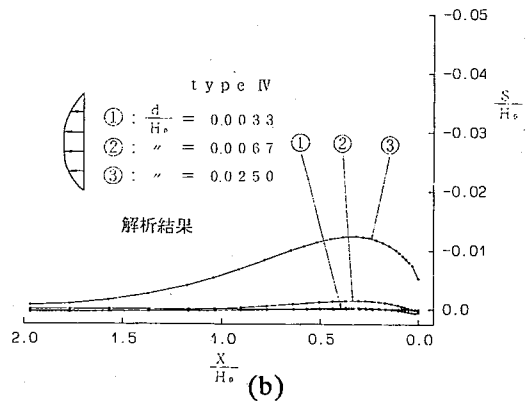
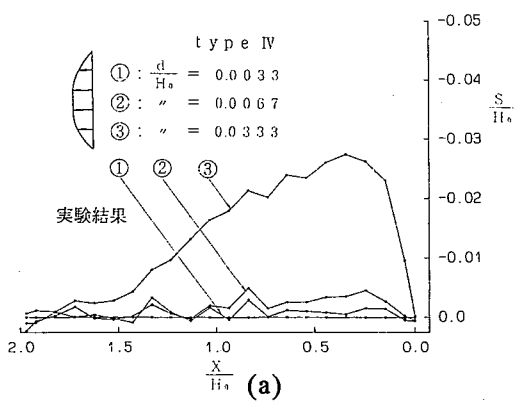
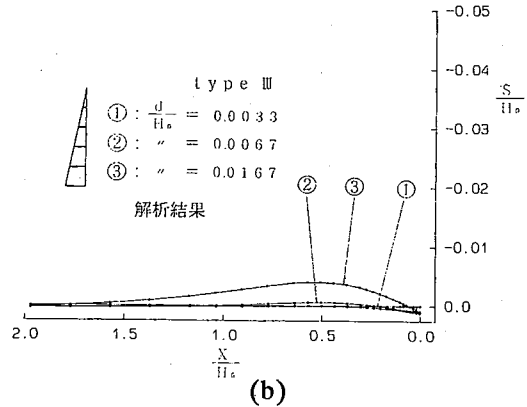
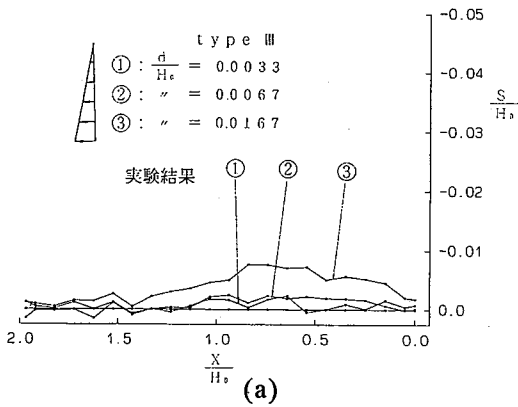
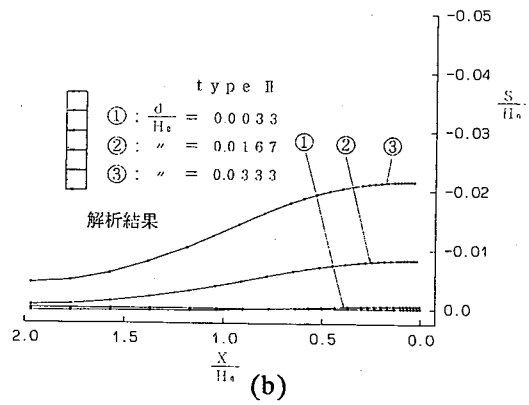
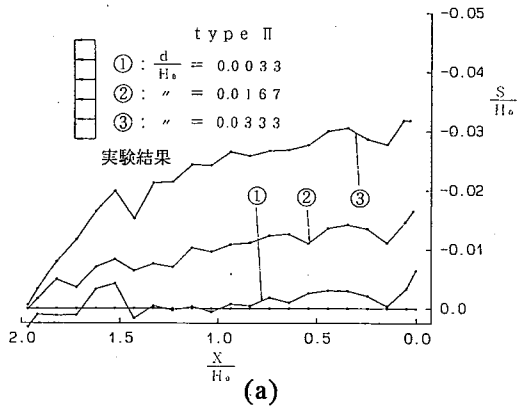
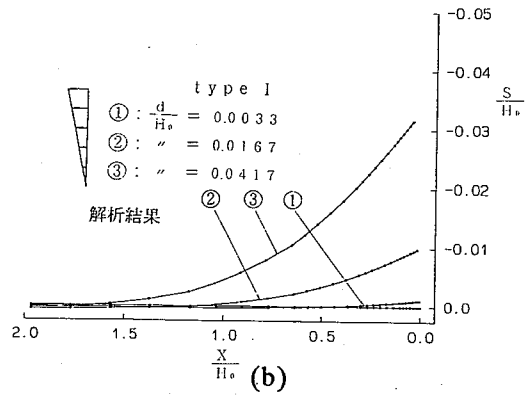
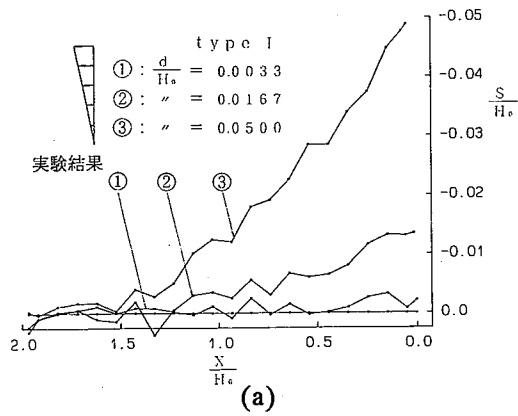


图-5 地表面変位形状

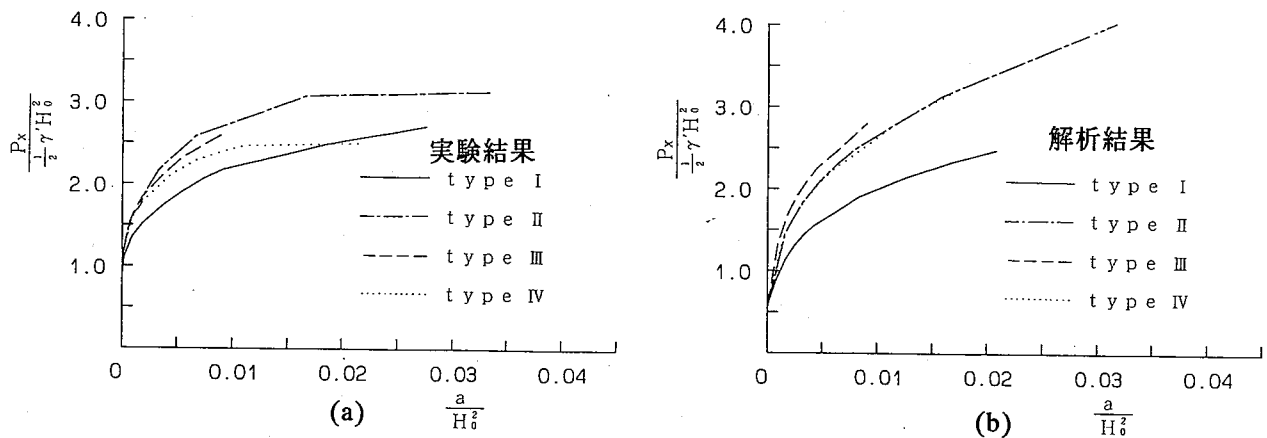


図-6 全土圧～壁変位量（変位面積）関係

4. 掘削時の山留め壁のモデル試験と有限要素解析

掘削地盤の応力・変形挙動を明らかにするために、まず有限要素法で解析を行った。解析方法は図-7の要素分割図のハッチングしてある要素を地表面から順次掘削していくものである。この掘削問題の解析には剛性の異なる3つの支承を図-7に示した矢印の部分に設けた。type Iは支承を設けずにそのまま掘削を進めていくものである。type IIは掘削面が矢印の所まで達した時にその部分に固定支承（剛性が無限大）を設け、type IIIは弾性支承（バネ定数 $k=980\text{kN/m}$ ）を設けるものである。一方、実験は有限要素解析により得られた壁体の変位を用いて1/100のスケールで行っている。つまり、有限要素法により得られた壁体の変位を二次元掘削モデル試験機でシミュレートして掘削状況を再現している。以下、壁面水平土圧分布および地表面沈下形状等について検討するが、図中の各軸の単位は無次元化して表示している。なお、step①,②,③,④,⑤は図-7に示した深さに掘削面が達したときの状態を示している。

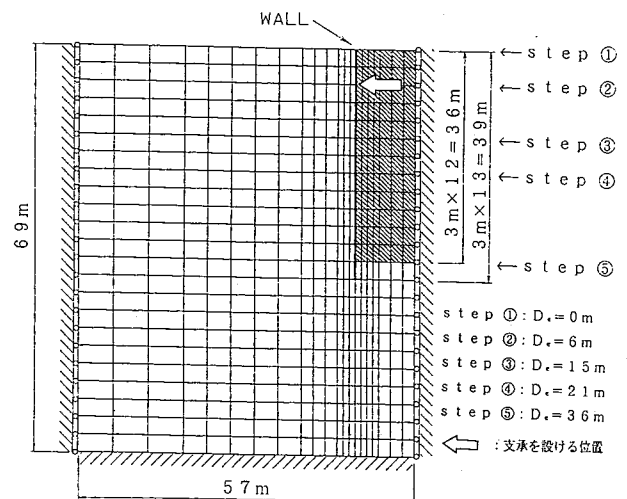


図-7 要素分割図

図-8に解析より求められた山留め壁の変形図を示す。ここに、高さ h および変位 d は山留め壁の高さ H_0 で無次元化している。type Iでは支承を設けないため掘削面が深くなるに連れて山留め壁の上端の変位は大きくなる。type IIでは固定支承を設けることにより、支承から上の部分では三角形状の変形をし、その下部では放物線状に変形する。type IIIでは弾性支承を設けるために掘削面が深くなるにつれて支承部分も変位している。

図-9(a),(b)は解析およびモデル試験の各掘削様式の壁面水平土圧分布を示す。横軸の応力は $\gamma'H_0$ (γ' : 単位体積重量)で無次元化している。なお、(a)図の壁面土圧分布図は中心線から右側は掘削側の水平土圧分布を表し、左側は背面側の水平土圧分布を表している。まず、(a)図の解析結果を見てみると、type Iの壁面側の土圧は掘削面が深くなるにつれて、上部から土圧が徐々に減少する。掘削側の土圧は掘削面付近では土圧が増加するが、その下の部分はほとんど掘削の影響を受けない。次に、固定支承を設けたtype IIの解析結果の背面側では、掘削面が支承を設ける位置より深くなると支承付近では土圧が増加するが、掘削面より下の部分では支承の影響はあまり見られずtype Iとほぼ同様な傾向を示している。掘削側の土圧

は、支承を設けたことにより掘削面付近での土圧がtype Iよりも多少減少しているが、その下の部分はtype I同様ほとんど掘削の影響を受けていない。type IIIでは弾性支承が変位するため支承部分での背面側土圧の増加がかなり抑えられているのがわかる。一方、(b)図の背面側のモデル試験結果においても解析結果と同様の傾向がみられる。

図-10(a),(b)は解析およびモデル試験の地表面沈下形状を示したものである。ここでも、沈下量 S および壁体からの距離 x は H_0 で無次元化している。(a)図の解析結果よりtype Iでは壁面に近づくほど変位量が大きくなる。また、壁体から遠方にまで沈下の影響がおよんでいる。type IIでは壁面にある程度近づくまでは沈下量は増大するが、壁面付近で沈下量は逆に小さくなるのがみられる。type IIIでも壁面にある程度近づくまでは沈下量は増大するが、壁面付近ではほぼ一定となっている。(b)図のモデル試験結果についても解析結果と同様な傾向がみられるが、壁面付近での沈下量が大きくなっている。これは解析では山留め壁に摩擦角 δ （地盤材料の $\phi_{(comp.)}=40^\circ$ に対して $\delta=20^\circ$ ）を与えたが、この値が実験に比べて大きすぎたためと考えられる。

図-11に最終掘削位置での地盤内の安全率分布を示す。type Iでは破壊領域や安全率の低い領域がほぼRankineの塑性領域に対応している。type IIでは山留め壁の変形が大きい中央部から下の部分でその領域が発達している。type IIIでは山留め壁の中央部から下の部分だけでなく山留め壁のかなり後ろの地表面付近でも破壊領域が発達している。

図-12は解析での山留め壁のモーメント図である。type Iでは掘削面付近でモーメントが正の側へ増加しているが、その周りの部分ではあまり影響がみられない。type IIでは掘削面が支承を設ける位置より深くなると支承を設けた位置でモーメントが正の側へ急増し、そのすぐ下の部分では逆に負の側に減少し、掘削面付近で再び正の側へ増加している。この傾向は掘削面が深くなるにつれて顕著に現れている。type IIIは弾性支承を設けたことによりtype I, IIの中間的な傾向を示している。

これらより、掘削を行うときには支承の有無や壁体、支承の剛性により山留め壁の変形パターンや土圧分布、地表面沈下形状、破壊領域の発達に明かな差異が生じる。以上、掘削問題に関して、地盤材料の応力~ひずみ特性、壁体の剛性、壁面摩擦、施工過程を的確に評価した解析を行うとともに、その妥当性をモデル試験で検証した。

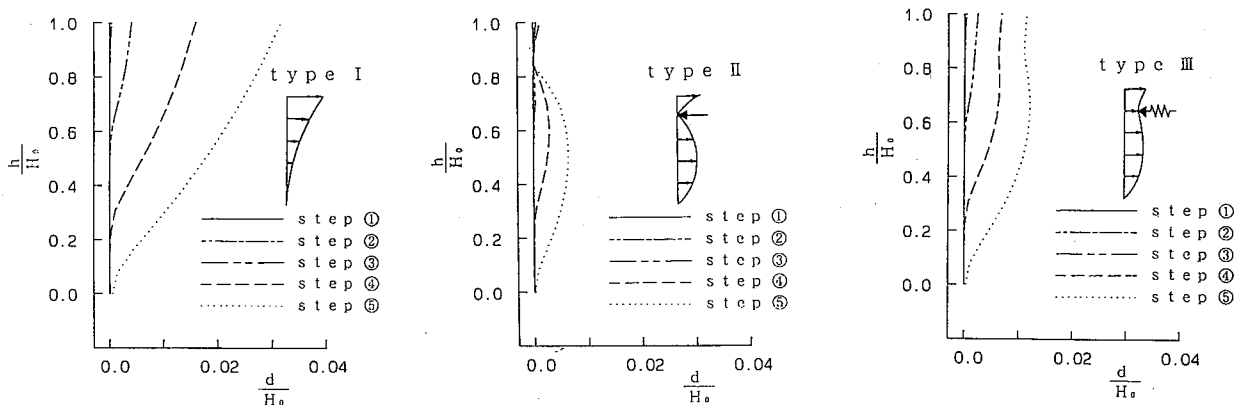


図-8 山留め壁の変形図

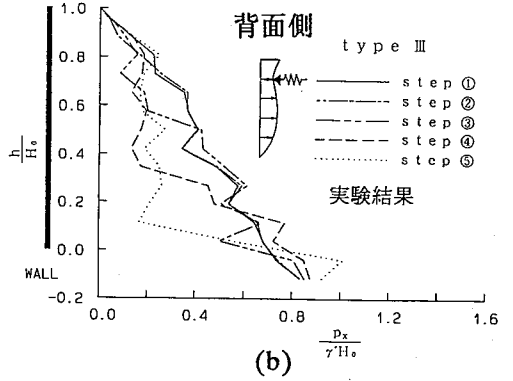
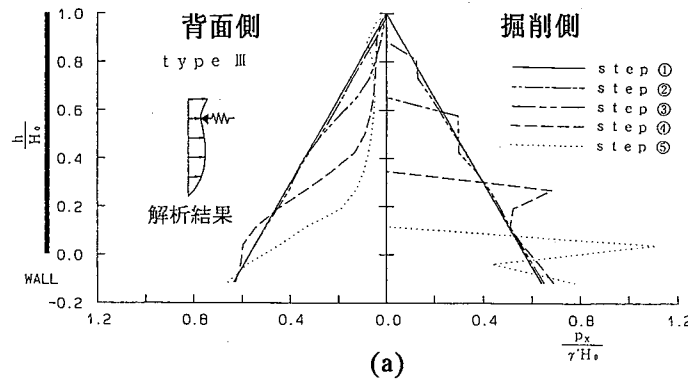
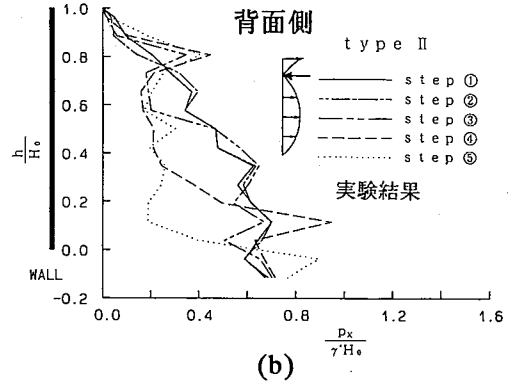
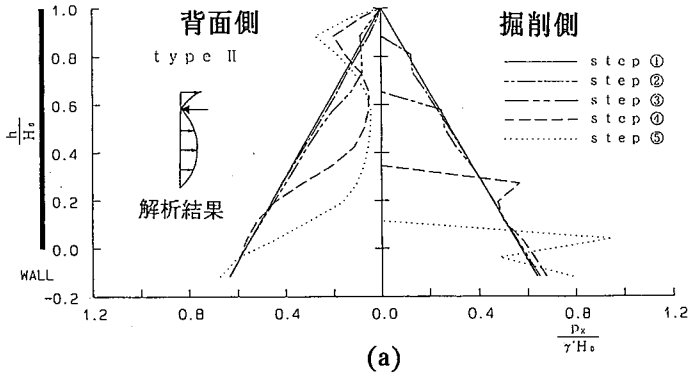
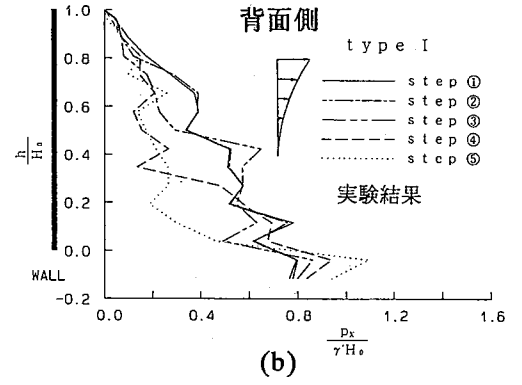
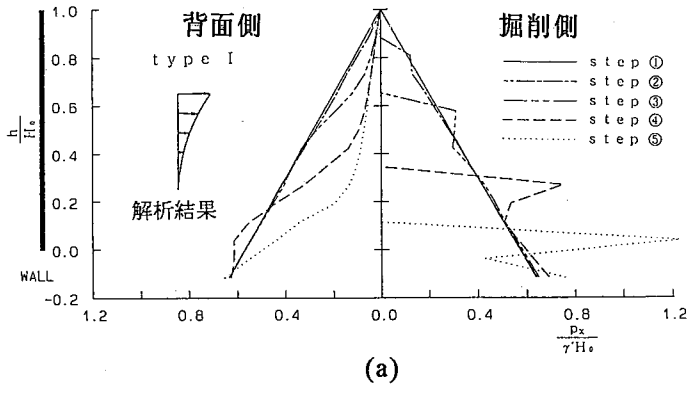


图-9 壁面水平土压分布

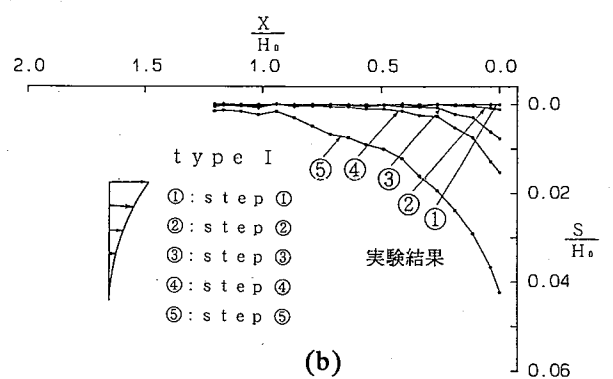
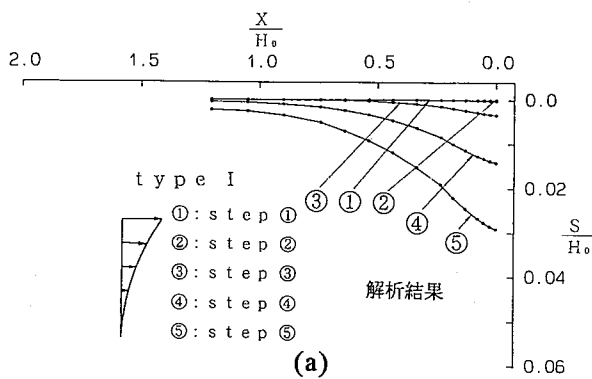


图-10 地表面沈下形状

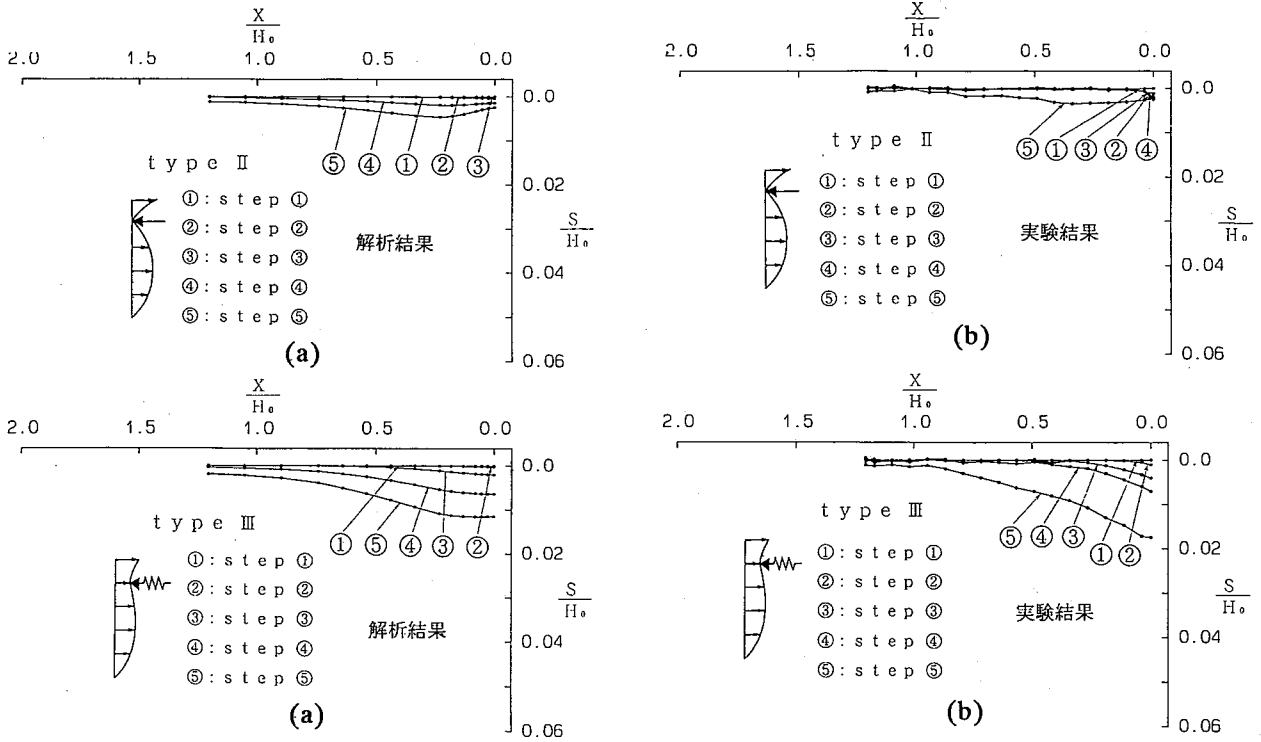


図-10 地表面沈下形状

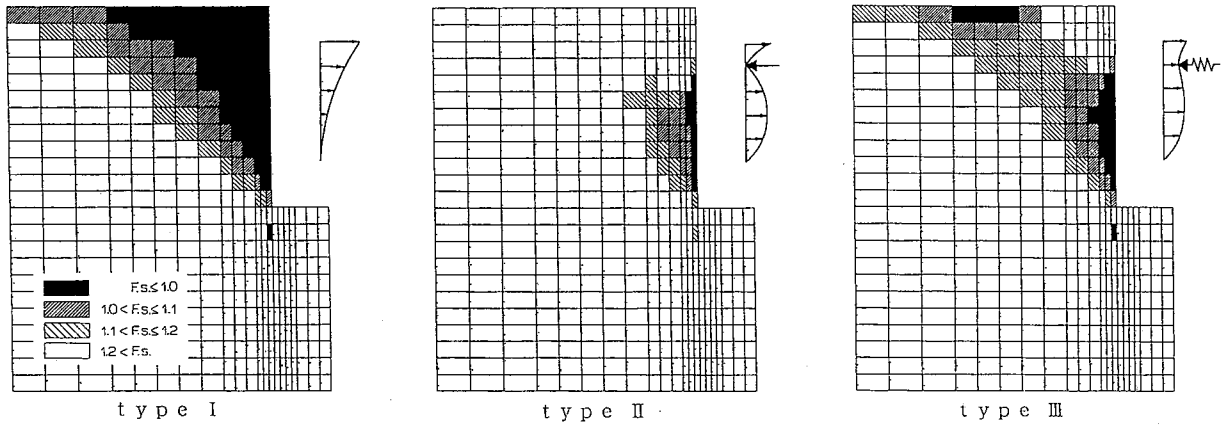


図-11 地盤内の安全率分布

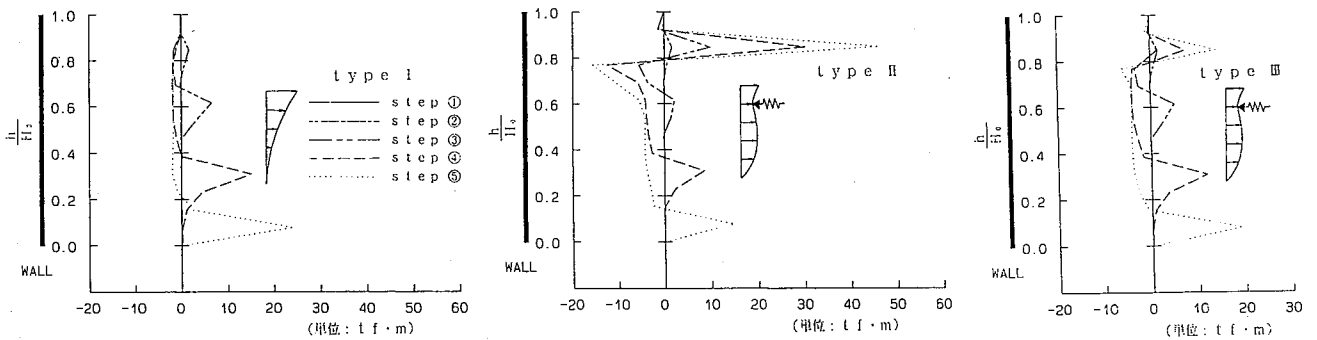


図-12 山留め壁のモーメント図

参考文献 1)中井・河野・橋本(1992):第4回地盤工学シンポジウム論文集、pp.49-54.

2)Nakai, Fujii & Taki (1989): Proc. of NUMOG III, pp.36-45.

3)中井・河野・田岡・橋本・小山・為岡(1992):第27回土質工学研究発表会, Vol.2, pp.1837-1838.