

港湾技研資料

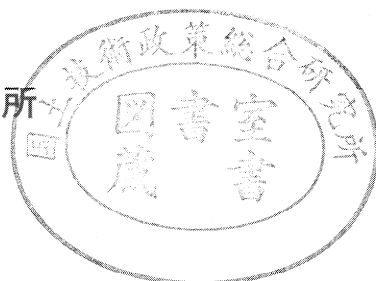
TECHNICAL NOTE OF
THE PORT AND HARBOUR RESEARCH INSTITUTE
MINISTRY OF TRANSPORT, JAPAN

No. 811 Sept. 1995

土圧実験における土圧のばらつきと
近接構造物の変位による土圧の変化に関する実験

菊	池	喜	昭
高	橋	邦	夫
小	椋	卓	実

運輸省港湾技術研究所



目 次

要 旨	3
1. はじめに	3
2. 実験装置	5
2.1 実験に用いた砂と実験装置	5
2.2 地盤の作成方法と測定項目	6
3. 土圧のばらつきに関する実験	7
3.1 クーロン土圧式による土圧のばらつき	8
3.2 実験手法	10
3.3 地盤密度のばらつき	11
3.4 静止土圧のばらつき	12
3.5 主働土圧のばらつき	14
3.6 受働土圧のばらつき	16
4. 近接構造物の変位による土圧の変化に関する実験	18
4.1 静止土圧と主働土圧に及ぼす壁間隔の影響	18
4.2 実験手法	20
4.3 壁の変位と土圧の関係	21
4.4 考察	31
5. まとめ	31
6. おわりに	32
参考文献	32
記号表	33

Dispersion of Earth Pressure in Experiments and Earth Pressure Change due to the Relative Movement of the Neighboring Walls

Yoshiaki KIKUCHI*
Kunio TAKAHASHI**
Takumi OGURA***

Synopsis

Recently new design methods are highly requested for construction of port facilities. One of them is to introduce the limit state method and it needs the probabilistic study of outer force. Earth pressure is one of the most important factors of outer force. Another new method is related to reformation of old port facilities. To reform them, designers shall counter the technical problems as interaction among the existing and newly designed structures and soil between them.

Model tests for studying dispersion characteristics of earth pressure and the earth pressure change because of the relative movement of the neighboring structures are done to solve these problems.

Main conclusions are as follows :

- 1) The least coefficients of variation of earth pressure at rest and active state and passive state are 0.1.
- 2) It is important to know the way of relative movement of walls for estimating the earth pressure change due to relative movement of the neighboring walls.

Key Words : Earth pressure, Design method, Model test, Quay wall

* Senior Research Engineer, Geotechnical Engineering Division

** Chief, Foundations Laboratory, Geotechnical Engineering Division

***Member, Foundations Laboratory, Geotechnical engineering Division

土圧実験における土圧のばらつきと 近接構造物の変位による土圧の変化に関する実験

菊池喜昭*
高橋邦夫**
小椋卓実***

要 旨

本研究では、土圧のばらつきの特性と近接施工の際の既設構造物が新設構造物に及ぼす土圧の影響を調べる目的で模型実験を実施し、以下の結論を得た。

- (1) 非常によくコントロールされた実験室内での結果においても、静止土圧係数、主働土圧係数、受働土圧係数のそれぞれについて0.1程度の変動係数を有する。
- (2) クーロン土圧式によれば、受働土圧係数の変動係数の方が主働土圧係数の変動係数よりも大きくなりそうであるが、実験の結果では両者の変動係数には差がなかった。
- (3) 静止土圧係数のばらつきについてはヤーキーの式からだけでは説明ができない。
- (4) 既設構造物が新設構造物に近接しているほど、新設構造物は既設構造物の変位による影響を受けやすい。

キーワード：土圧，設計，模型実験，岸壁

1. はじめに

高度経済成長期には多くの港湾施設が建設されたが、それらの施設の多くは、機能的にも、構造的にも老朽化が進んでおり、施設の更新の要求が高まっている。施設の更新にあたっては、設計施工上の制約が大きく、解決すべき問題が数多く残されている。港湾の施設の技術上の基準・同解説¹⁾(以降基準と略称する)では、施設の更新で直面するような近接構造物を考慮した設計についてはほとんど書かれておらず、この種の問題に対する判断は設計者にまかされている。

近接施工が問題となる事例は様々な利用者の交錯する陸上部でこれまで主に問題とされた事例が多く、表1²⁾に示すように建設省や旧日本国有鉄道をはじめ多くの機関で近接施工に関する指針を有している。しかしこれらの指針類では、近接施工が既設の構造物に及ぼす影響について考えられており、既設構造物に悪影響を及ぼさないような施工のためのものと考えられる。

港湾の更新・改良の事例では、近接して構造物を作る場合には既設の構造物の使用は終了する事例が多く、従って、既設構造物の存在が新設構造物に及ぼす影響が中心的な問題点となる³⁾。

図-1⁴⁾はA港で行われた改良更新の事例である。点線が既設の構造物であり、実線が新規構造物である。こ

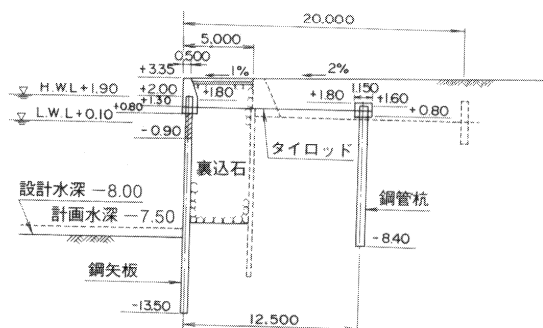


図-1 港湾施設の更新事例

* 土質部主任研究官
** 土質部基礎工研究室長
*** 土質部基礎工研究室

導入が検討されており、その中の一つの問題として、作用する土圧のばらつきの程度を解明することが課題となっている。

本報告では、まず、静止土圧状態と主動土圧状態、受働土圧状態の3つの状態の土圧のばらつきについて測定する実験を行い結果をまとめた。ついで、近接した二つの構造物が相対変位したときに、近接構造物に挟まれた土を伝わってどのような力を伝達するかを検討し、近接構造物に作用する土圧としてどのようなものと考えたら良いかを検討した。

2. 実験装置

2.1 実験に用いた砂と実験装置

実験には、茨城県高萩海岸の砂（高萩砂）を用いた。高萩砂の物理定数は表一2に示すとおりである。粒度分布を図一3に示す。高萩砂の内部摩擦角 ϕ_0' と間隙比 e 、拘束圧依存性については図一4に示すとおりである。なお、ここに示す内部摩擦角は三軸圧縮試験によって求めたものであり、以下の式により定義される。

$$\sin \phi_0' = \frac{(\sigma_1' - \sigma_3')}{(\sigma_1' + \sigma_3')} \quad (1)$$

ここで、

ϕ_0' : 内部摩擦角

σ_1' : 最大主応力

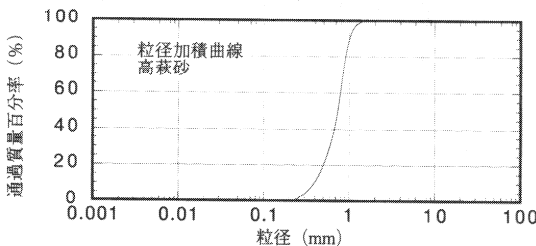
σ_3' : 最小主応力

である。

実験に用いた土槽を図一5に示す。図に示すように、この土槽は長さ200cm×幅180cm×高さ100cmで、その中に可動壁が設置できる構造となっている。可動壁は2

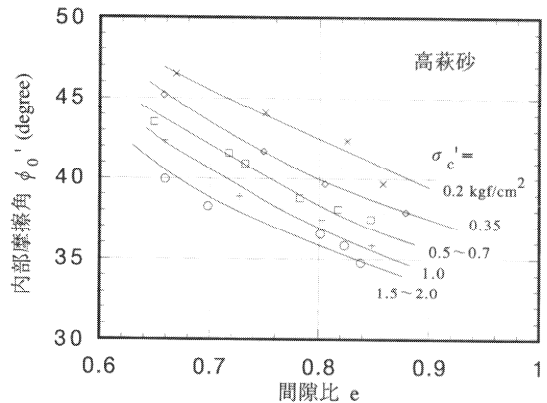
表一2 高萩砂の物理定数

土粒子密度 ρ_s (g/cm ³)	2.655
最大間隙比 e_{max}	0.986
最小間隙比 e_{min}	0.639

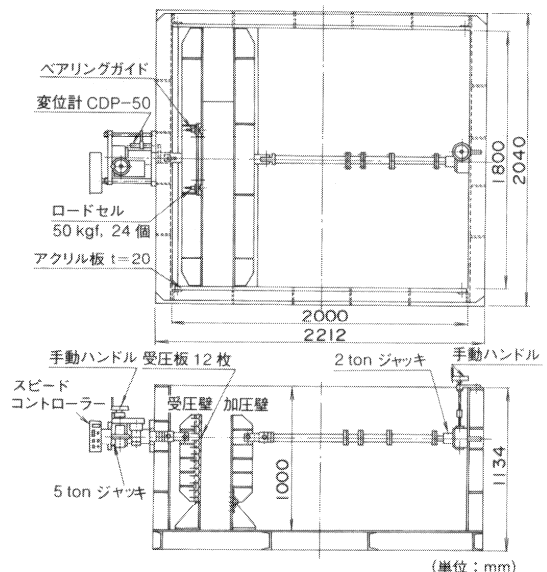


図一3 高萩砂の粒形加積曲線

枚あり、一方の可動壁の位置は固定されており、土槽壁からはほぼ20cm離れたところに設置してある（この壁を以降受圧壁と呼ぶ）。固定されて設置してある可動壁から、20cm, 30cm, 50cm, 80cmの場所に他方の壁（以降、加圧壁と呼ぶ）を設置できるように土槽の下面にネジ穴が切られている。これらの壁は、実験条件としては十分に剛なものと考えて良く、下端は底版に剛結されており、下端から20cmのところを中心に回転できるようにヒンジ構造となっている。回転部の高さは60cmである。土槽の奥行きと壁の回転の中心の位置は受働土圧が作用する場合の崩壊面を対数らせん法によって推定して、可動壁の対面の壁面や底面の影響が出ないような程度に十分に大きいと判断できるように決定している。



図一4 高萩砂の内部摩擦角



図一5 実験土槽

受圧壁は土圧分布を測定できるようになっている。土圧を測定する方法としては、土圧計を用いる方法や壁に作用する全荷重を測定する方法も考えられるが、この実験では壁の可動部の中央部50cmを深度方向に12分割し、各分割片に作用する荷重を2つの荷重計によって測定し、土圧に換算する方法を取った。

砂は二つの壁に挟まれた部分に投入するが、投入の際には壁が変位しないように壁の上部の両端で固定する。実験中は壁に強制的に回転変位を与えるが、その場合には壁の背後のロッドを用いて壁を変位させる構造となっている。

2.2 地盤の作成方法と測定項目

個々の項目に関する実験手法は後述するが、ここでは、模型地盤の作成方法、測定項目について述べる。

図-6に示すように自然乾燥状態の高萩砂をホッパーに入れ、空中落下させて、厚さ10cmずつ地盤を作成した。ホッパーの先端にはホースがついており、ホースの吐き出し口からの落下高さはほぼ20cmになるようにして砂を落下させ、地盤の密度が均一になるよう注意した。作成した地盤の密度測定のために、投入した砂の重量を10cm厚ごとに計測している。地盤は相対密度が40~45%の範囲にはいるようにして作成した。

実験中は、すべての実験で受圧壁の分割片に作用する土圧荷重の面垂直成分と、受圧壁及び加圧壁壁頭部の水平変位を測定している。一つの分割片には2個のロードセルを左右対称に設置しており、左右のロードセルの読みの差が小さいことを確認している。この測定より土圧の深度方向の分布と壁に作用する土圧合力を計算している。土圧の深度分布については、分割片の深度方向の長さの5cmの区間に作用する土圧強度を計算し、それを分割片中央の深度の壁面に作用する土圧の面垂直成分であるとしている。土圧合力は荷重計による測定値を足し合わせることで求められている。土圧の測定には、壁面に作用するせん断力の測定が重要である⁷⁾が、測定装置が複雑になるので、他の測定項目の精度に対しての影響を考え、今回は面に作用するせん断力を測定する構造になっていない。

一部の実験では、受圧壁と加圧壁の回転角、地盤面の鉛直変位を測定しており、地盤の変形の様子を色砂を使って観察している。地表面変位の測定は主として受働土圧のばらつきを調べる実験で、図-7に示すような点で行った。

一部の実験では壁の変位について二重測定を行ったことになる。この実験では、可動壁下部のヒンジを中心に回転挙動することを想定しているが、構造上、計測上

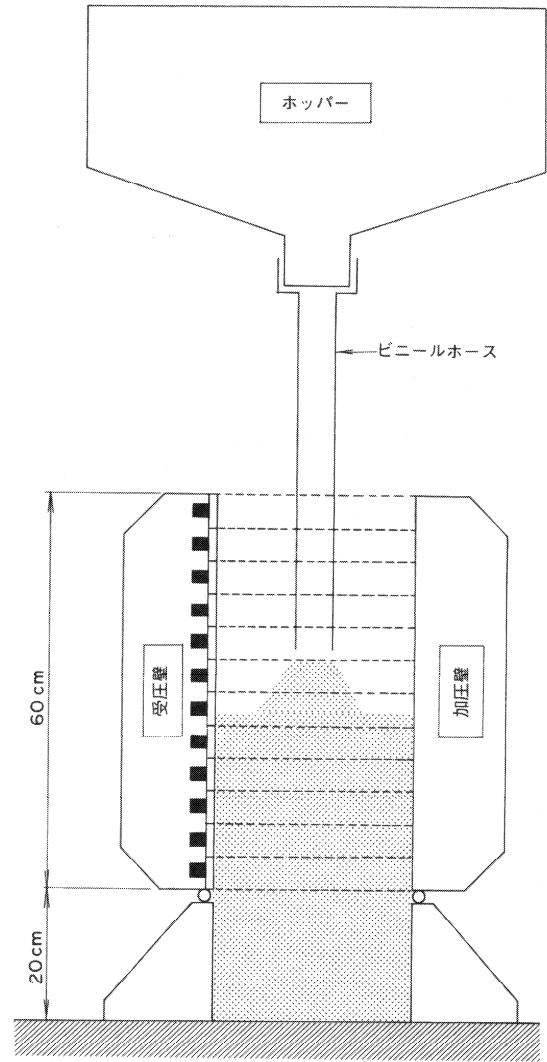


図-6 模型地盤の作成方法

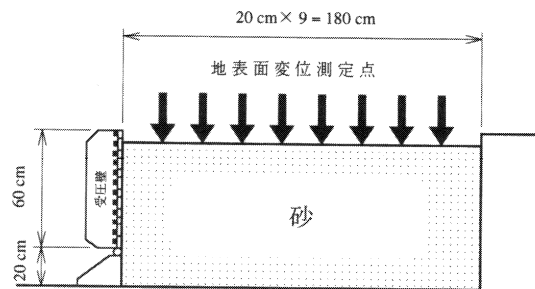
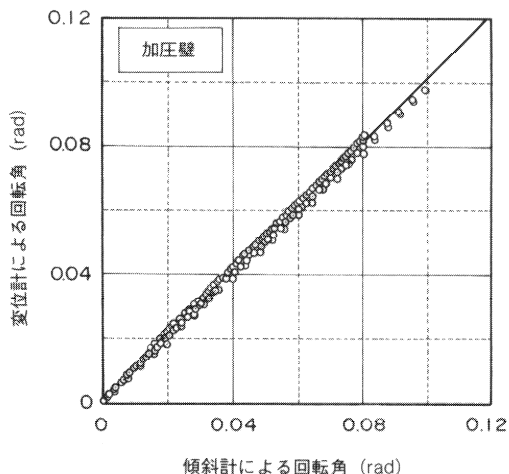
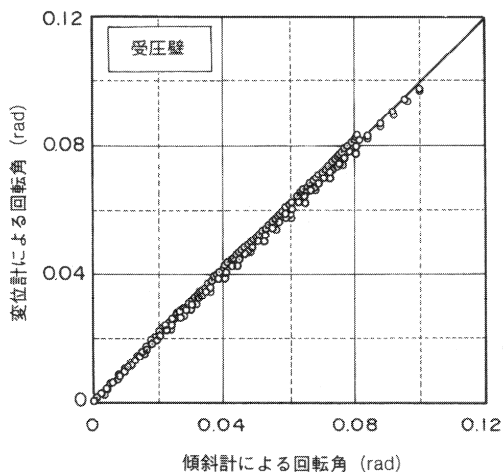


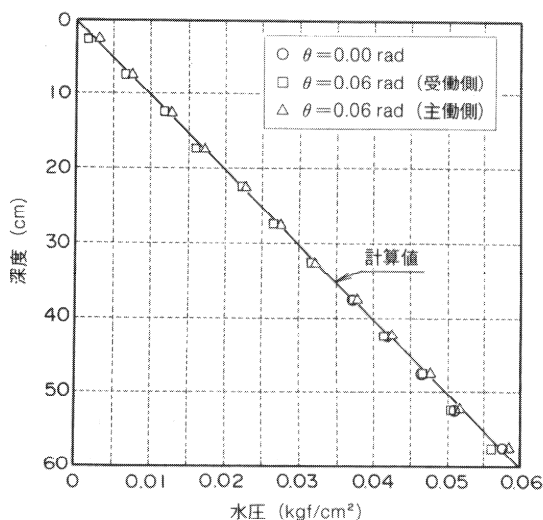
図-7 地表面変位測定位置



図一八 傾斜計と変位計による回転角度の測定結果

の問題のために、壁の変位の測定精度をチェックする必要がある。構造上の問題としては、ヒンジの遊びは不可避であり、そのため、ヒンジ部は回転の支点となっているだけでなく、水平変位もしているおそれがある。測定上では、図一五に示すように壁を固定するロッドには構造上の必要から、ヒンジが二カ所もうけられており、変位計を壁から離れた地点に設置してあることによる誤差がある可能性がある。これらの問題を検討するために、予備実験を行った。この予備実験では、土槽に土を入れずに壁を回転させ、変位計から計算した回転角と傾斜計により測定された回転角とを比較した。その結果、図一八に示すように回転角の測定については変位計による測定でも、傾斜計による測定でも差がないことがわかった。このように変位の測定には問題のない構造であることはわかったが、実験結果を子細にみると、下端部ではヒンジと考えている点が単なる回転の中心になっていない影響がみられたので、下端の計測結果のうち明らかにおかしいと考えられる結果については利用していない。たとえば、下端部で非常に大きな応力集中が起きているケースがこれに当たり、このような場合に土圧分布全体に対してもある程度の影響があると考えられるが、土圧分布形から全体的に判断する限り、実験結果への影響はほとんどないものと考えた。

本実験に先立って分割片の荷重計が適切に荷重を測定できているかを検討するための予備実験も行った。この実験では、土槽内にビニールシートを張り、内部に水を満たした後、壁を変位させ分割片に作用する荷重を測定したものである。その結果を図一九に示す。このように壁が直立している場合でも、回転変位した場合でも壁に



図一九 水圧による荷重計の検定結果

作用する垂直力を測定できることを確認した。砂を用いた実験では、壁面摩擦があり、壁に作用する土圧は壁面に垂直ではないが、この実験で測定できる荷重は壁面に垂直な荷重であると考えられる。

3. 土圧のばらつきに関する実験

構造物を設計し、施工する際に特に重要となる土圧は、構造物の背後に作用する主動土圧と、構造物を支えるように働く受働土圧のほかに、構造物の中に詰められた土によって発生する中詰め土圧（静止土圧）の3つがある。

これらの土圧に影響を及ぼす因子として、内部摩擦角、密度、壁面摩擦角が重要である。港湾構造物の施工の手

順を考えてみると、構造物の背後の土は構造物を設置した後に捨て込むことによって施工される。また、中詰め土についてもケーソンなどの内部に砂を捨て込むことによって施工される。このように捨て込むことによって作成される地盤は、地盤を作成する前の材料特性を調査することは簡単であるが、捨て込むときに密度や粒度分布にばらつきを生じ、その結果全体としての土圧にばらつきを生じることが考えられる。一方、受働土圧が問題となるのは、在来地盤が多く、この場合には、地盤の特性はサンプリング等によって求められるため、サンプリングの頻度や、サンプリングによって得られる試料の品質のばらつきなどによって土質の性状の予測にばらつきを生じ、それが原因となって予測した土圧と実際の土圧の違いの程度にばらつきを生じるものと考えられる。壁面摩擦については、主動状態と受働状態では、壁と土との極限状態でのせん断抵抗で挙動が決まるため、土の性状と壁の変位挙動が明らかになれば比較的ばらつきが小さくなるものと考えられるが、静止土圧状態のような、せん断抵抗が十分には発揮されていない場合には、地盤の状態によって大きなばらつきを示すことが考えられる。さらに、土圧は構造物との相互作用によって発揮されるものであり、構造物の変位挙動の違いによってもばらつくものである。

このように土圧のばらつきを考えるとときには、地盤の成因、地盤材料の土質特性、構造物と地盤の間の相互作用などを考慮する必要がある。特に、地盤の成因としては、在来地盤であるか人工地盤であるかによってばらつきの原因となる要因が異なる。表—3に、在来地盤と人工地盤、構造物との相互作用の3点について土圧推定のばらつきをもたらす原因についてまとめた。

本研究では、広範な土圧のばらつきの問題のごく一部について取り扱っている。すなわち、人工的に作成した地盤について、室内のような非常にコントロールされた

表—3 土圧推定のばらつきの要因

在来地盤	地盤の連続性 調査間隔 試料の品質 物理特性と ϕ や c との関係
人工地盤	分級 密度のばらつき 粒度分布と ϕ や c との関係
構造物と地盤の間の相互作用	相対変位の仕方 壁面摩擦の程度 せん断による間隙水圧の変化

条件下で生じる不可避的な土圧のばらつきを問題にしている。このような手法によって求められる土圧のばらつきは、現実の施工で想定されるような土圧のばらつきの中の下限値を提供するものであると考える。

3.1 クーロン土圧式より求められる土圧のばらつき

基準⁹⁾に示されているクーロン土圧式は以下の通りである。(ただし、ここでは γ_i を $\rho_i g$ に書き換えている。)

主動土圧

$$p_{ai} = K_{ai} \left[\sum \rho_i g h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (2)$$

$$K_{ai} = \frac{\cos^2(\phi_i - \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[1 + \frac{\sin(\phi_i + \delta) \sin(\phi_i - \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)} \right]^2} \quad (3)$$

受働土圧

$$p_{pi} = K_{pi} \left[\sum \rho_i g h_i + \frac{w \cos \psi}{\cos(\psi - \beta)} \right] \cos \psi \quad (4)$$

$$K_{pi} = \frac{\cos^2(\phi_i + \psi)}{\cos^2 \psi \cos(\delta + \psi) \left[1 - \frac{\sin(\phi_i - \delta) \sin(\phi_i + \beta)}{\cos(\delta + \psi) \cos(\psi - \beta)} \right]^2} \quad (5)$$

これらの式によると主動状態と受働状態の土圧係数は、内部摩擦角 ϕ と壁面の傾斜角 ψ 、壁面摩擦角 δ 、地盤面の傾斜角 β によって決定される。

一般的な砂の内部摩擦角 ϕ として 35° を用い、壁面摩擦角 δ として主動時に 15° 、受働時に -15° とする。3.5の主動状態の時には、壁面の傾斜角 ψ は 3° 、地盤面の傾斜角 β は測定していないが 3° 以内であったと考えられる。3.6の受働状態の時には、壁面の傾斜角 ψ は 8° 、地盤面の傾斜角 β は -2.2° であった。これらの数値を基準にして、4つの角度が変化したときの土圧係数の変化を計算した。

図—10に主動土圧係数の計算結果を示す。ただし、実際に測定している土圧係数と同様に、ここでは壁面に垂直に作用している土圧の係数 $K_a \cdot \cos \delta$ について計算し、基準値($\phi = 35^\circ$, $\psi = 3^\circ$, $\delta = 15^\circ$, $\beta = 3^\circ$)の計算結果との比を示した。図—10(a)に示すように、主動土圧係数は内部摩擦角の増加とともに減少し、内部摩擦角が 5° 変化すると土圧係数は20%ほど変化する。壁面傾斜角については図—10(b)に示すように傾斜角が大きくなるにつれて土圧係数が大きくなり、土圧係数の変化率は内部摩擦角を変化させた場合よりわずかに小さい程度である。また、図—10(c), (d)から、壁面摩擦角と地表面の傾斜角の変化

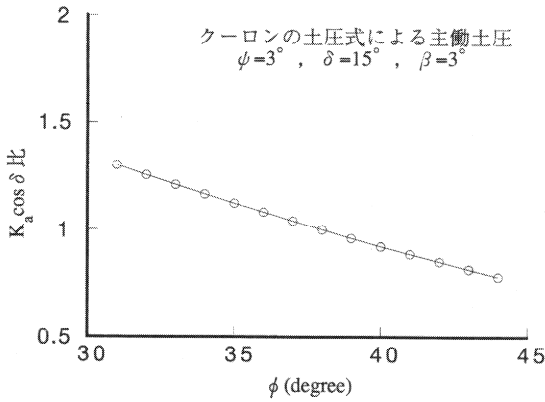


図-10(a) クーロン土圧式による主動土圧 (ϕ の影響)

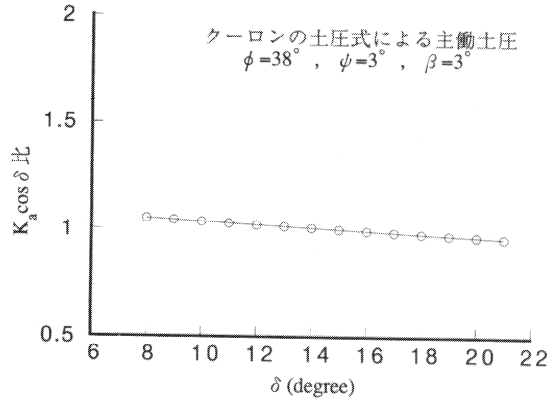


図-10(c) クーロン土圧式による主動土圧 (δ の影響)

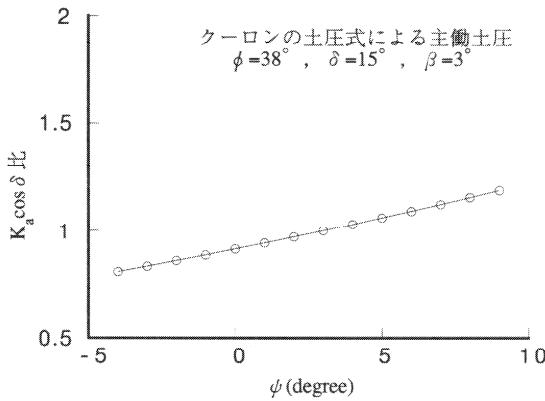


図-10(b) クーロン土圧式による主動土圧 (ψ の影響)

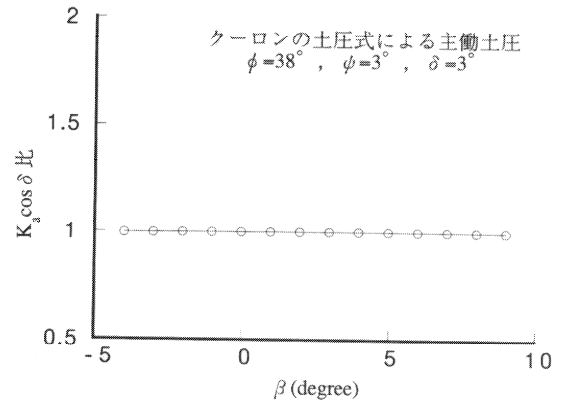


図-10(d) クーロン土圧式による主動土圧 (β の影響)

が主動土圧係数に及ぼす影響はほとんどないことがわかる。

図-11に受働土圧係数の計算結果を示す。受働土圧についても壁面に垂直に作用している土圧の係数 $K_p \cdot \cos \delta$ について計算し、基準値 ($\phi=35^\circ$, $\psi=-8^\circ$, $\delta=-15^\circ$, $\beta=-2^\circ$)の計算結果との比を示した。クーロンの土圧式では、内部摩擦角が大きく、壁面摩擦角が大きいときには土圧係数が異常に大きく計算されることが知られているが、ここに示した壁面摩擦角の範囲では、曲線滑りを仮定した計算結果との相違は小さい⁹⁾ので、クーロン土圧式を用いたことによる問題は基本的になく、実用的にみて妥当性を有している。図-11(a)に示すように、受働土圧係数は内部摩擦角の増加とともに増加し、内部摩擦角が 40° を超えると急激に増加するが、それ以下では内部摩擦角の 5° の変化に対して土圧係数は35%ほど変化する。図-11(b)に示すように、壁面傾斜角については傾斜角が大きくなるにつれて土圧係数は小さくなり、土圧係

数の変化率は内部摩擦角を変化させた場合よりわずかに小さい程度で、 $\psi=-8^\circ$ に対して、 $\psi=-3^\circ$ の場合には30%小さくなり、 $\psi=-13^\circ$ では50%大きくなる。図-11(c)からわかるように受働土圧係数の場合には、壁面摩擦の変化によっても大きく変化する。地表面の傾斜角の変化も受働土圧係数に影響を及ぼしており、 5° 程度の地盤面の傾斜角の変化によってやはり30%程度の土圧係数の変化があることが図-11(d)からわかる。なお、図-11(a)では壁面の傾斜角の違いによって土圧係数の変化に違いがあることを示しているが、壁が傾斜している方が土圧係数の変化率が大きい。

以上の計算結果から分かるように、主動土圧係数については、内部摩擦角と壁面傾斜角の違いによって土圧係数のばらつきを生じる可能性があるが、壁面摩擦角や地盤面の傾斜角の影響はほとんど受けず、比較的土圧係数をばらつかせる要因は少なく、しかもばらつきそのものは小さい。一方、受働土圧係数については、内部摩擦角、

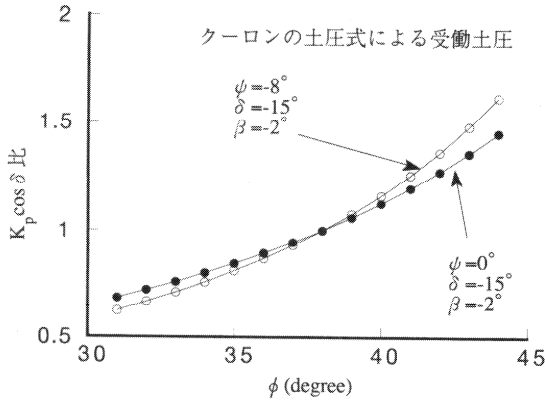


図-11(a) クーロン土圧式による受働土圧 (ϕ の影響)

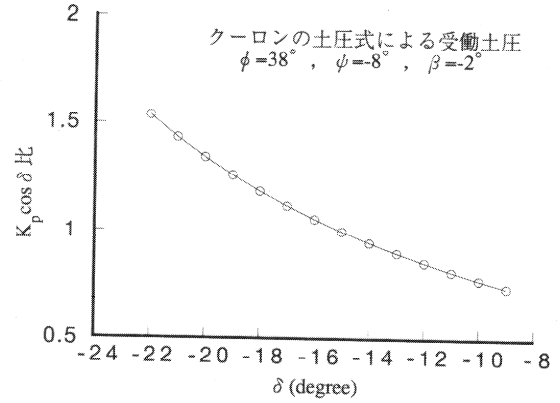


図-11(c) クーロン土圧式による受働土圧 (δ の影響)

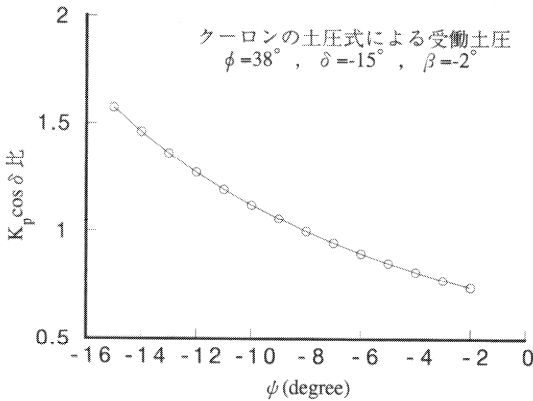


図-11(b) クーロン土圧式による受働土圧 (ψ の影響)

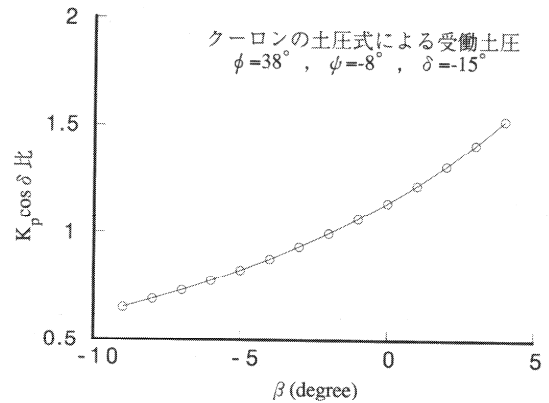


図-11(d) クーロン土圧式による受働土圧 (β の影響)

壁面傾斜角，壁面摩擦角，地盤面の傾斜角とも受働土圧係数の変化に影響を及ぼし，主働土圧の場合に比べてばらつきが大きくなる可能性があることを示している。

3.2 実験手法

実験に用いた土槽，砂，地盤の作成方法は2.に述べたとおりである。実験は，なるべく地盤の密度にばらつきが出ないように注意しながら繰り返して実施した。静止土圧と主働土圧のばらつきを調べる実験では，壁の間隔をいくつか選んで実験をしている。受働土圧を調べる実験では，壁の間隔はただ一つとしている。実験で用いた壁間隔の条件は表-4に示すとおりである。

地盤作成直後の土圧を静止土圧とした。主働土圧と受働土圧を求める実験では，受圧壁は下端部を中心に回転させている。受圧壁を主働側に0.05rad倒した時を主働状態として，そのときの土圧を主働土圧とした。受働土圧については壁を受働側に0.14rad傾けたときの上部の土圧分布のみを考えた。これは，特に受働側に壁を変位

表-4 実験に用いた壁間隔の条件

土圧	壁間隔
静止土圧	20, 30, 50, 80, 180 cm
主働土圧	20, 30, 50, 80 cm
受働土圧	180 cm

させる場合に壁面摩擦があると，図-12(a)に示すように壁近傍において遷移領域が現れ，遷移領域内では深くなるにつれてせん断ひずみが小さく，土圧の分布が図-12(b)に示すように，壁の上部では受働状態に達するが深部では受働状態に達しにくいいため，深度につれて土圧が増大するような三角形分布にならないことが知られているためである⁹⁾。実験では0.14radまで受働側に壁を変位させたが，深部では理想的な三角形の受働土圧が得られず図-12(b)に示すような土圧分布となったので，今回の解

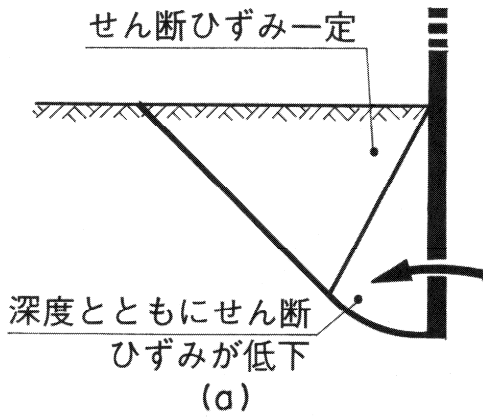


図-12(a) 壁が下端中心に回転したときの近接地盤の挙動

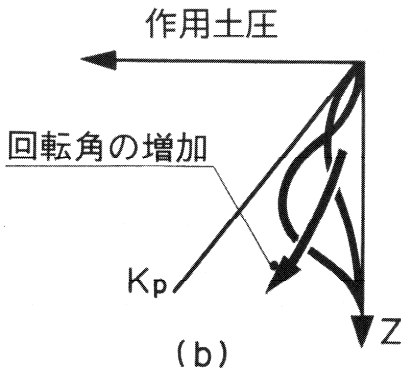


図-12(b) 壁が下端中心に回転したときの作用土圧

析では、受働土圧については土圧壁の上部の土圧を用いて解析している。

この実験では土圧のばらつきを検討するに当たって、作成した地盤の密度のばらつきを少なくすることに注意した。一般に一種類の砂についてあるせん断試験をした結果得られる内部摩擦角は密度によって決まると考えて良い。ただし、龍岡ら¹⁰⁾によれば、せん断方法が異なれば同じ密度での内部摩擦角は異なるが同じせん断方法をとれば、同じ密度での内部摩擦角のばらつきは 1° 以内であると考えて良い。つまり、今回の実験の条件では、内部摩擦角のばらつきの主要な要因は密度にあると考えて良い。

3.3 地盤の密度のばらつき

3.2で述べたように、この実験では地盤の密度のばらつきを最小限に押さえるように注意しながら地盤を作成した。実験では、おおむね10cmごとに地盤作成時に要した砂の重量を測定しているが、途中段階での地盤面の成形については丁寧に行っていないので、地盤の密度につい

ては、地盤作成終了時の地盤の体積と使用した砂の重量によってその密度を管理した。このようにして作成した地盤の密度 ρ_d のヒストグラムを図-13に示す。やや非対称な分布形状となっているが、ばらつきは比較的小さく、60%は $\rho_d=1.44\sim 1.452\text{g/cm}^3$ の範囲にある。個々の壁間隔ごとの密度の分布形状は少しずつ異なるが、平均値及び変動係数(=標準偏差/平均値)は表-5に示すとおりであった。

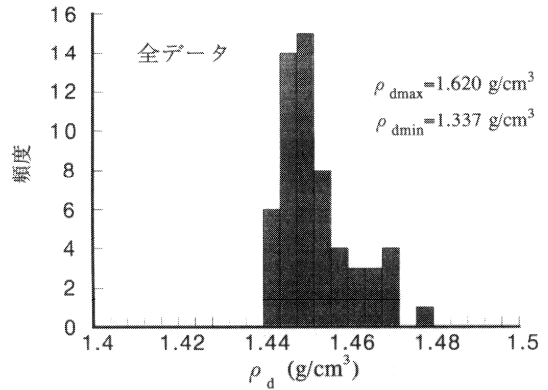
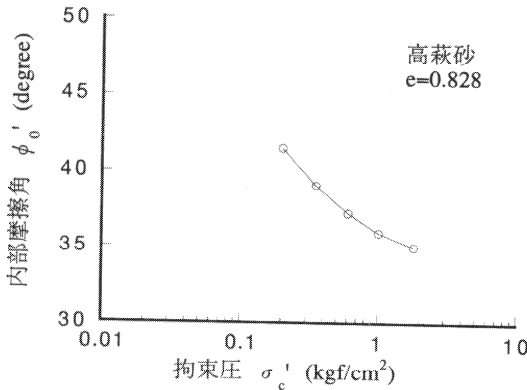


図-13 密度の分布

表-5 地盤密度と静止土圧係数のばらつき

壁間隔 cm	地盤密度		壁全体の静止土圧 係数		サンプル数
	平均値 g/cm ³	変動係数	平均値	変動係数	
20	1.449	0.0053	0.319	0.077	19
30	1.455	0.0071	0.354	0.046	18
50	1.456	0.0063	0.393	0.088	10
80	1.461	—	0.438	—	1
180	1.451	0.0031	0.400	0.092	10
全体	1.452	0.0060	サンプル総数		58

地盤の密度の平均から、地盤の平均間隙比 e は0.828であり、図-4からこの間隙比 e での内部摩擦角 ϕ_0' の拘束圧 σ_c' 依存性は図-14のようになる。この図より、この砂は非常に大きな拘束圧依存性を示していることがわかる。模型実験の拘束圧のレベルは平均 0.04kgf/cm^2 程度であり、図-14を外捜すると $\phi_0'=45\sim 50^\circ$ 程度になることになる。しかし三軸試験では拘束圧 σ_c' が 0.5kgf/cm^2 より小さくなると様々な要因で実験に誤差が入りやすくなり、実験結果の信頼性がきわめて低下する。



図一14 内部摩擦角の拘束圧依存性

砂の内部摩擦角は物理的な粒子間の摩擦力とダイレータシーと粒子破碎や粒子の再配列の3つの要素によって決まると考えられ、粒子間の物理的摩擦は拘束圧にほとんど依存しないものと考えられるが、ダイレータシーや粒子破碎については拘束圧に大きく依存しており、内部摩擦角の拘束圧依存性は古くからの問題である^{11)~14)}。以前は、拘束圧の高いところと拘束圧の低いところでは内部摩擦角の拘束圧依存性があると考えられていたが、龍岡ら¹⁵⁾の精密な実験結果によって、砂の内部摩擦角は高拘束圧下では拘束圧依存性があるが、低拘束圧下では拘束圧依存性がないことがあきらかとなり、豊浦砂の場合には、0.5kgf/cm²以下では内部摩擦角は一定であると結論している。ここでも、拘束圧 $\sigma_c' = 0.5\text{kgf/cm}^2$ 以下では内部摩擦角の変化がないものとして、このときの内部摩擦角を利用できるものとするれば、地盤の平均密度から想定される内部摩擦角は38°となる。また、地盤密度の変動係数は0.01以下ときわめて小さくなっている。

3.4 静止土圧のばらつき

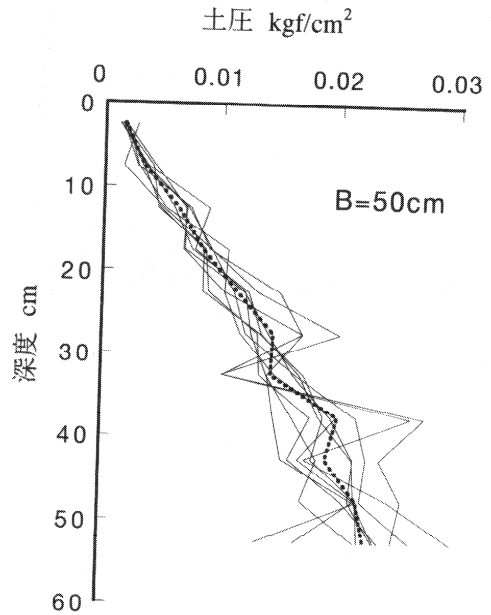
ここでは、地盤作成終了時の土圧分布を静止状態と考えており、従って表一5に示すサンプルの個数が各壁間隔での実験の繰り返し回数である。

静止土圧と静止土圧係数 $K_0 \cdot \cos \delta$ の深度分布のばらつきの一例を示したのが図一15である。土圧の深度方向の分布の求め方は2.2に示したとおりである。細い折れ線はそれぞれの実験ケースを示しており、太い破線は平均値を示している。ここでは、土圧係数を以下の式で定義している。

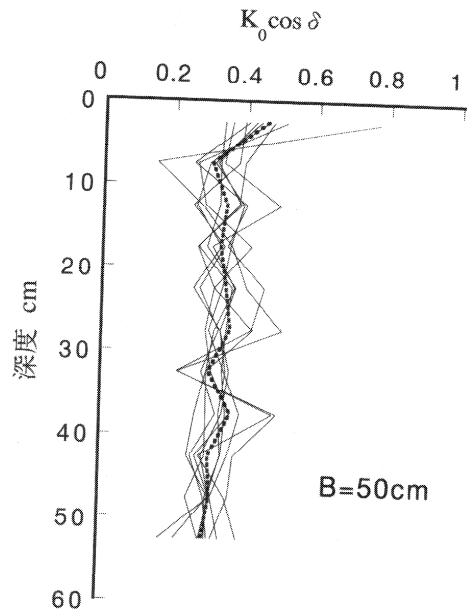
$$\text{土圧係数 } K_0 \cdot \cos \delta = \sigma_h / \sigma_v \quad (6)$$

ここで、

σ_h : 壁面に作用する土圧の面垂直成分



図一15(a) 静止土圧の深度分布



図一15(b) 静止土圧係数の深度分布

σ_v : 鉛直土圧
である。

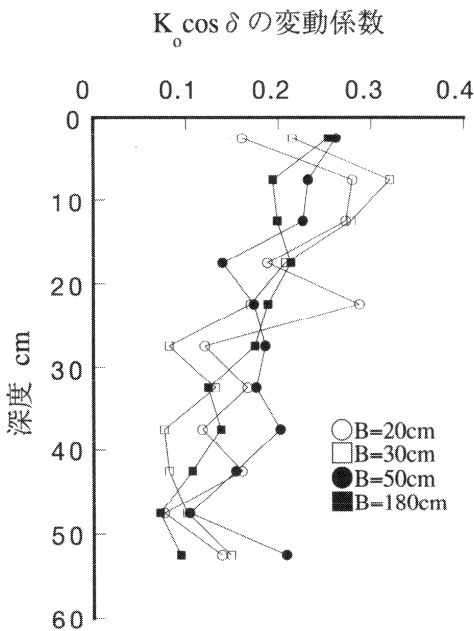
それぞれの実験で得られた深度ごとの土圧は平均値のまわりに散らばっている。このケースでは土圧係数 $K_0 \cdot \cos \delta$ は深度方向にほぼ一定であり、そのばらつきもきわめて浅い部分を除けばほぼ一定になっている。ただし、

4.1で述べるように壁間隔が狭くなると、深部で静止土圧係数 $K_0 \cdot \cos \delta$ が小さくなる傾向にある。

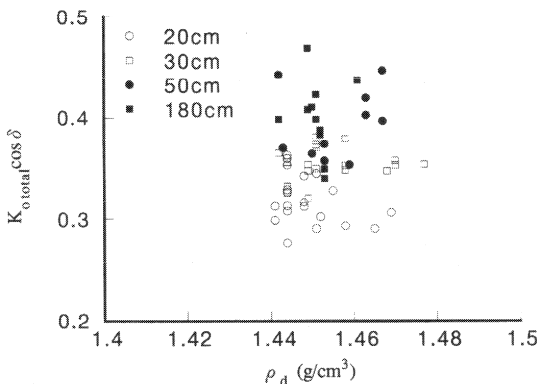
深度ごとの土圧係数 $K_0 \cdot \cos \delta$ の変動係数の変化について壁間隔ごとに整理したのが図一16である。図よりわかるように、変動係数は、浅いところでは大きく、ある程度の深度になるとほぼ一定の値を示すようになる。やや深いところでも変動係数は0.1から0.15程度である。

次に壁全体に作用する合力について検討してみる。図一17は、地盤の密度と壁全体でみた土圧係数 $K_{0total} \cdot \cos \delta$ の関係を示したものである。ここで、壁全体でみた土圧係数は以下のように定義している。

$$K_{0total} \cdot \cos \delta = P_h / P_v \quad (2)$$



図一16 静止土圧の変動係数の深度分布



図一17 地盤密度と静止土圧係数の関係

ここで、

P_h : 壁面に作用する土圧合力の面垂直成分

P_v : 鉛直土圧合力 ($=1/2 \cdot \rho_d g \cdot H^2$)

である。

この図から、同じ密度の地盤であっても静止土圧係数 $K_{0total} \cdot \cos \delta$ は大きく変動することがわかる。

一般に静止土圧係数 K_0 は下に示すヤーキーの式により計算されることが多い。

$$K_0 = 1 - \sin \phi \quad (8)$$

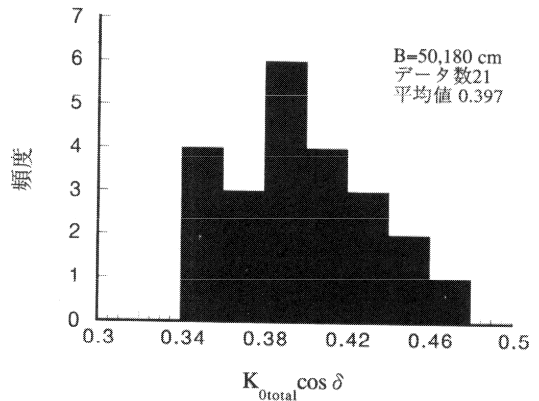
ここに、

ϕ : 砂の内部摩擦角

である。

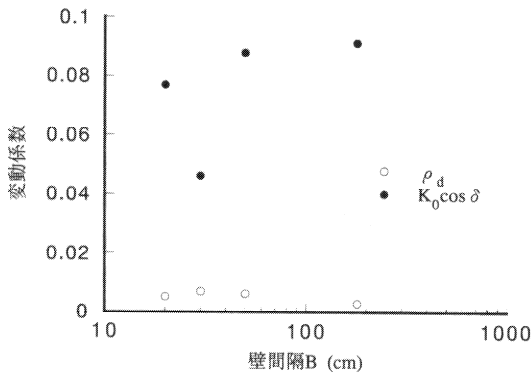
この式は、静止土圧係数が砂の内部摩擦角のみから決定されることを示しており、正規圧密地盤に適用できるものである。地盤の密度が決まれば、内部摩擦角はほぼ一意に決まると考えて良いので、この式に従えば土圧のばらつきはきわめて小さくなるはずであるが、今回の静止土圧の測定結果はかなりばらついており、このばらつきにはこの式に現れていない要因がかなり大きな原因となっていることが考えられる。

地盤の密度 ρ_d のばらつきはきわめて小さいので、ここではどの実験でも地盤条件は等しかったものと見なして、土圧分布に壁間隔の影響がみられない壁間隔 B が50 cm, 180 cmのケースについて静止土圧係数 $K_{0total} \cdot \cos \delta$ のヒストグラムを図一18に示す。土圧係数の分布形状は低い側にやや偏った形状をしているが、正規分布との違いはほとんどない。図中にも示してあるが、このときの平均の静止土圧 $K_{0total} \cdot \cos \delta = 0.397$ であった。式(8)に従って $\delta = 0$ であるとするときの砂の内部摩擦角は 38° になる。



図一18 静止土圧係数のばらつき

図一19には、密度 ρ_d と静止土圧係数 $K_{0total} \cdot \cos\delta$ のそれぞれの変動係数を示した。図よりわかるように、密度 ρ_d の変動係数は0.01以下であるにもかかわらず、壁全体でみた土圧係数 $K_{0total} \cdot \cos\delta$ の変動係数はほぼ0.08程度となっており、土圧係数の変動係数の大きいことがわかる。ただし、この変動係数は、先に見たように深度ごとの静止土圧の変動係数よりは小さくなっており、壁全体でみると土圧のばらつきはやや小さなものとなっている。



図一19 地盤密度と静止土圧係数の変動係数の違い

3.5 主働土圧のばらつき

地盤を作成し静止土圧を測定した後、受圧壁を主動側に回転させ、主働土圧を測定する実験を繰り返し行った。ここでは、一様に壁を0.05rad回転させたときをもって主動状態に達したとしている。実験の測定結果からすると、このときすでに土圧分布はほぼ変化しない状態となっており、十分に主動状態に達していると判断できた。実験ケース数と地盤密度、土圧係数 $K_a \cdot \cos\delta$ について表一6に示す。

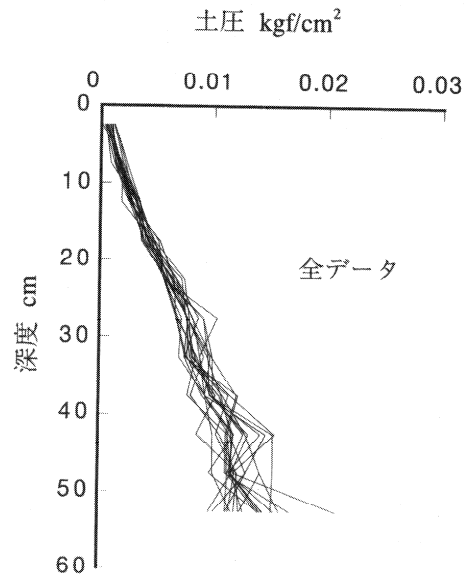
図一20に主動状態の土圧分布と土圧係数 $K_a \cdot \cos\delta$ の分布を示す。図一20(a)から、土圧はどの壁間隔の場合でも

表一6 主動土圧係数のばらつき

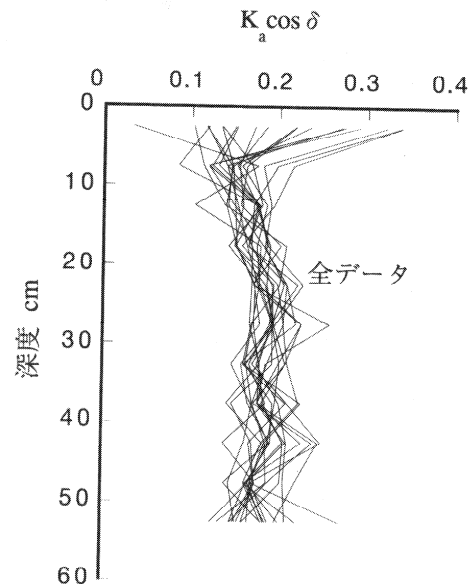
壁間隔 cm	地盤密度		壁全体の主動土圧 係数		サンプル数
	平均値 g/cm ³	変動係数	平均値	変動係数	
20	1.455	0.0058	0.180	0.062	7
30	1.456	0.0071	0.189	0.079	14
50	1.457	0.0075	0.193	0.145	7
80	1.461	—	0.217	—	1
全体	1.456	0.0066	サンプル総数		29

ほぼ三角形分布をしており、また図一20(b)よりきわめて浅い部分を除けば土圧係数 $K_a \cdot \cos\delta$ は深度によらずほぼ一定であることがわかる。また、図一21に示すように土圧係数の変動係数も特に浅いところを除いて深度によらずほぼ一定であることがわかる。

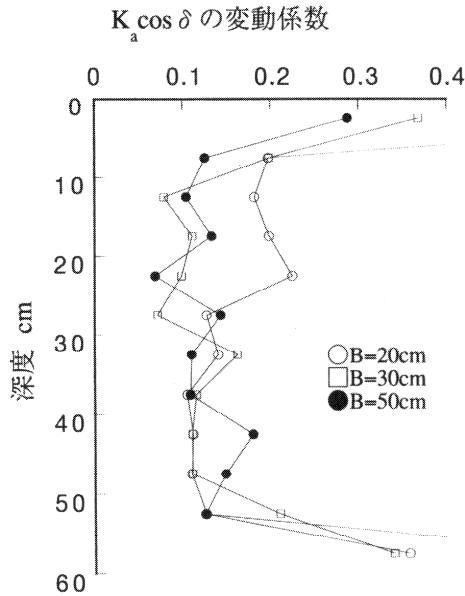
壁全体に作用する土圧について、地盤の密度と主動土圧係数 $K_{atotal} \cdot \cos\delta$ の関係を示したのが図一22である。主動土圧係数については壁間隔の影響を受けていないので



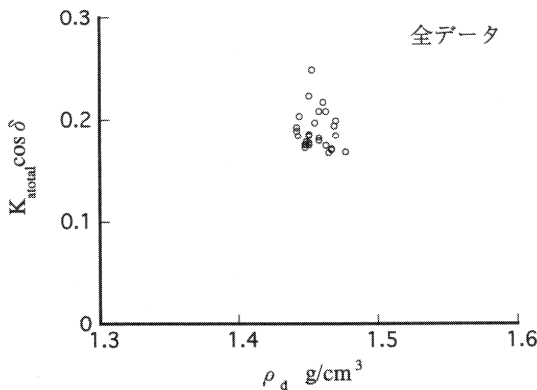
図一20(a) 主動土圧の深度分布



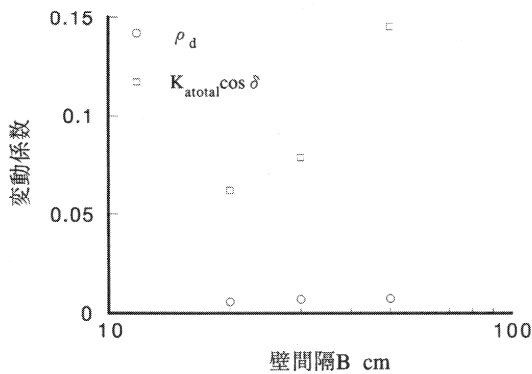
図一20(b) 主動土圧係数の深度分布



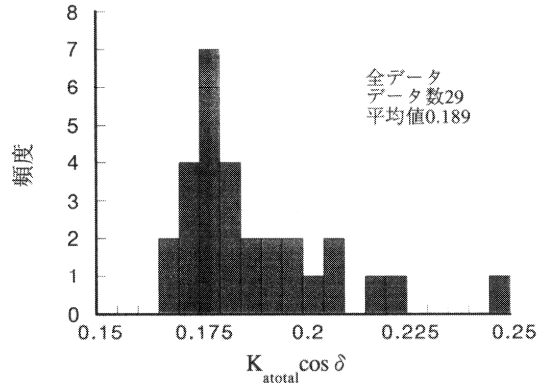
図一21 主動土圧の変動係数の深度分布



図一22 地盤密度と主動土圧係数の関係



図一23 地盤密度と主動土圧係数の変動係数の違い



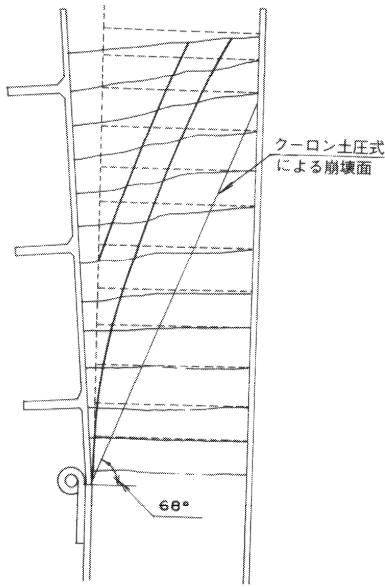
図一24 主動土圧係数の分布

特に壁間隔に分けて示ことをしていない。静止土圧の場合と同様に、密度のばらつきに比べて土圧係数のばらつきが大きいことが特徴である。それぞれの変動係数については図一23に示す。地盤の密度の変動係数が0.01以下とばらつきはほとんど問題にならない程度であるのに対し、土圧係数 $K_{atotal} \cdot \cos \delta$ のばらつきは0.07~0.15の範囲にある。

主動土圧係数のばらつきの状況についてヒストグラムを図一24に示した。分布の形状は正規分布に比べてやや左に偏った形状をしている。

以上の結果から、静止土圧のばらつきと同様に、主動土圧についてもばらつきが大きいことが明らかとなった。また、土圧係数のばらつきのみならず、変動係数のばらつきも大きい、変動係数のばらつきの特性を調べるためにはさらに多くの実験を必要とする。

今回の実験から得られた土圧係数 $K_{atotal} \cdot \cos \delta$ の平均値は0.189であった。内部摩擦角が 38° であるとし、壁面の回転角 $\psi = 3^\circ$ 、地表面の傾斜角 $\beta = 3^\circ$ としてクーロンの土圧式で土圧係数を計算すると壁面摩擦角 $\delta > 38^\circ$ となって不合理である。そこで内部摩擦角を変えて計算すると、 $\phi = 40^\circ$ 、 $\delta = 40^\circ - \phi = 50^\circ$ 、 $\delta = -25^\circ$ の範囲で組み合わせが可能としてある。図一25に $\psi = 4.6^\circ$ まで壁を回転させたときの主動崩壊面の土層側面からの観察の結果を示す。この実験では、図の点線で示しているように、ほぼ5cm間隔にほぼ水平に色砂を入れることにより地盤の動きを観察した。側面からの崩壊面の観察が内部での挙動と等しいかどうかについては不明確であるが、全体的な挙動は示していると考えられる。この観察では色砂が不連続に変化している部分が観察でき、図中のやや太い線で示すような2つの明らかな滑り線が存在すると考えられる。壁の回転中心からのびる滑り線は上にやや凸な



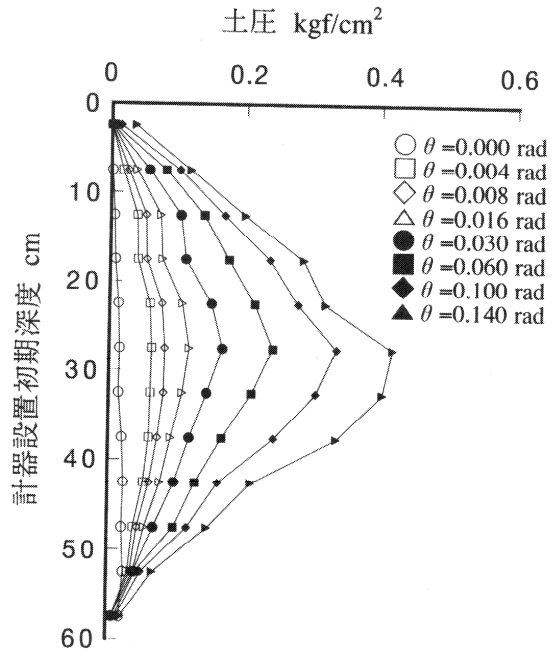
図一25 主動状態の地盤の側方からの観察

形状となっており、反対側の壁には達していない。このときの地表面の傾斜角は 5° であった。壁からある程度離れた部分での崩壊面の傾きはおよそ 70° となっている。この崩壊面の観察からすると $\theta < 0$ となっていると考えるべきであろう。前述のとおり ϕ と θ の組み合わせには幾種類も考えられるが、 $\phi = 40^\circ$ と $\phi = 50^\circ$ とではクーロン式による崩壊面の傾きは 56° から 70° まで変化する。図中には $\phi = 48^\circ$ 、 $\theta = -15^\circ$ であるとしたときのクーロン式による主動崩壊面の角度を示した。今回の実験では壁面に作用する摩擦力を測定していないため、 ϕ と θ についての決定的な結論は出せないが、三軸試験から求められる内部摩擦角に比べてきわめて大きな内部摩擦角を想定する事によって説明できるような実験結果となっている。

3.6 受働土圧のばらつき

土槽内で受働土圧状態を再現するためには、十分な奥行きを必要とする。この土槽の内寸は、2.でも述べたように受働状態の崩壊面を対数らせん法によって求めて決定されている。このような理由から受働土圧のばらつきの実験は、壁間隔180cmの条件でのみ行った。

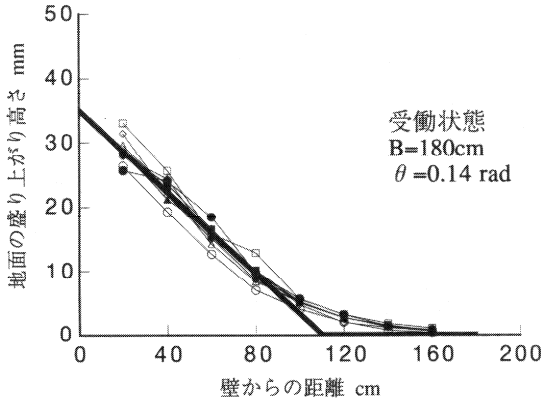
図一26に回転角と土圧の深度分布の関係の一例を示す。回転角の増大に伴って中央部の土圧は増えていくが、上端部と下端部の土圧は増大しないことがわかる。また、上部について注目すると、回転角の増大につれて直線的に土圧が増大する区間が深くなり、また深度方向への勾配がある値に漸近していく傾向にあることがわかる。す



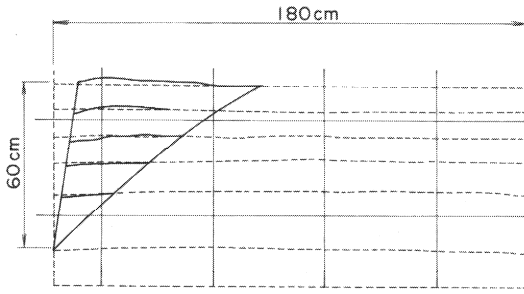
図一26 受働土圧分布の回転角による変化

なわち、回転角の増大に従って、上部から次第に受働状態に変わっていく様子を表している。これは、3.2で述べたように、壁面摩擦の影響で深部では受働状態に達しにくいためであり、壁を比較的大きく回転させたときであっても壁高の中央付近にピークの土圧強度を持つ土圧分布となっている。

ここでは受圧壁が 0.14rad 回転した時の土圧分布を元に受働土圧のばらつきを検討した。受働土圧測定時には、壁の回転角が大きく、地盤の盛り上がり量もかなりのものとなる。3.1で示したように、受働土圧係数に及ぼす壁の回転角や地表面の勾配などの影響は大きいので、土圧係数の決定に際してはこれらの量を考慮した。特に、地盤表面の勾配が土圧係数に与える影響が大きいので各実験で地盤表面の盛り上がり量を測定し、その形状をもとに地盤の変位を決定した。図一27に、壁の回転角が 0.14rad の時の地盤の盛り上がり量の測定結果を示す。それぞれのプロット記号の違いは実験ケースの違いを示している。この図から、地盤面の盛り上がり量には実験ごとのばらつきがあるが、ある一定の傾向があることがわかる。すなわち、受圧壁に近い部分では、受圧壁からの距離に応じて直線的に盛り上がり量が減り、最終的には0に漸近する。この様子は、図中の2本の太線で示しているように、受圧壁に近い側の距離が離れるに従って地盤面が低下し110cmのところで盛り上がり量が0になる区

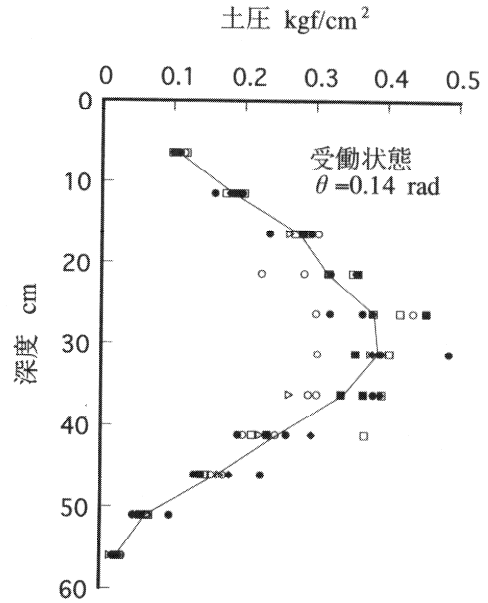


図一27 受働状態における地盤面の盛り上がり量

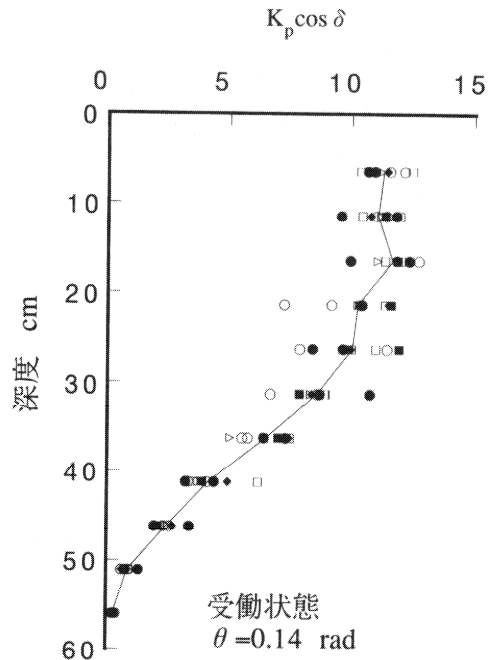


図一28 受働状態の地盤の側方からの観察

間と、110cmより先の盛り上がり量が0で一定となる区間に分けられる。実験の計測では受圧壁の直近での地盤の盛り上がり量を測定していないので、この直線を外捜する事により壁前面の地盤の盛り上がり量とした。側面からの色砂を用いた観察の結果を図一28に示す。図一25と同様に、点線は色砂の初期の位置を示しており、斜めに引いた左端の直線は観察しているときの壁の変位状況を表しており、細い実線は色砂が移動した結果を示している。上に凸に引いた曲線は色砂の移動の様子からあえて想定した崩壊面の位置である。この結果から地盤の移動の様子と壁近傍の地盤の盛り上がり量がわかる。この図によれば、壁の近傍では、壁面の摩擦の影響もあり、壁面に近づくにつれて地表面が直線的に高くなっているわけではないが、マクロにみれば上の仮定が大きく間違っているとはいえない。特にこの図に示すケースでは他のケースと異なり、可動壁の上端まで地盤を作成して実験を行ったため、壁の上端から一部の砂がこぼれており、そのために、観察された壁近傍の地盤高がやや低めになっている。またこの観察からは、すべり面の存在は不明確であったが、図中に示す線あたりまでの範囲では



図一29 受働状態における土圧に深度分布



図一30 受働状態における土圧係数の深度分布

砂の移動が観察された。

図一29と図一30にこの回転角の状態での土圧の深度分布のばらつきと土圧係数 $K_p \cdot \cos \delta$ の深度方向のばらつきの状態を示す。このときの変動係数の深度分布を図一31に示す。この結果からもわかるように、この実験では、

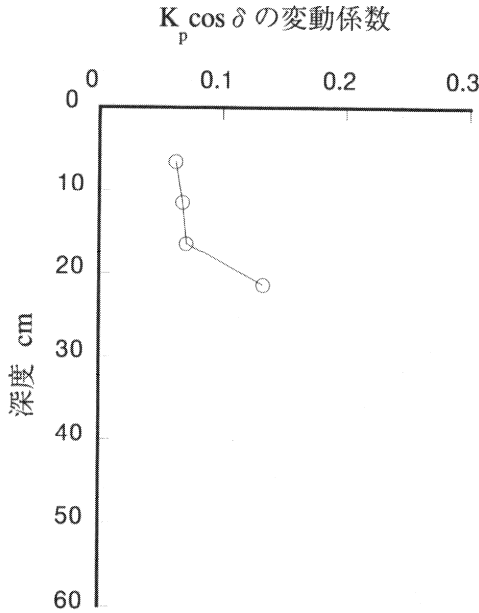


図-31 受働土圧係数の変動係数の深度分布

もとの計器設置深度でいう17.5cmの深さまでは受働状態に達していると考えられるのでその深度までの土圧合力を計算し、そのばらつきを計算した。表-7に地盤の密度と上部の土圧係数のばらつきについての値を示す。3.1の計算結果からすると受働土圧係数は壁面の摩擦角や地表面の傾斜角等の変化に敏感に反応するので、他の土圧係数よりもばらつきが大きくなることが予想されるが、この表からは、静止土圧係数や主働土圧係数に比べて土圧係数のばらつきがやや小さくなっている。これは受働土圧係数のばらつきが小さいことを意味しているのではなく、地盤の盛り上がり量のばらつきなど他の要因も重なって、誤差が相殺してばらつきが小さくなったのではないと思われる。

図-32に、地盤の密度 ρ_d と土圧係数 $K_p \cdot \cos \delta$ の関係を示す。地盤の密度はほぼ同じであるにも関わらず土圧係数にはばらつきがあることがわかる。

上部の土圧係数 $K_p \cdot \cos \delta$ の平均値からクーロンの土圧

表-7 受働土圧係数のばらつき

壁間隔 cm	地盤密度		受働土圧係数		サンプル数
	平均値 g/cm ³	変動係数	平均値	変動係数	
180	1.450	0.0022	11.13	0.047	9

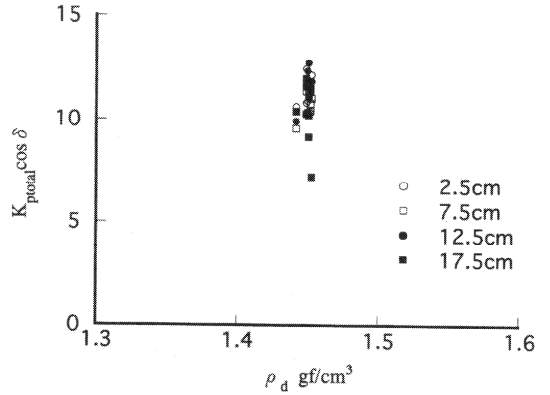


図-32 地盤密度と受働土圧係数の関係

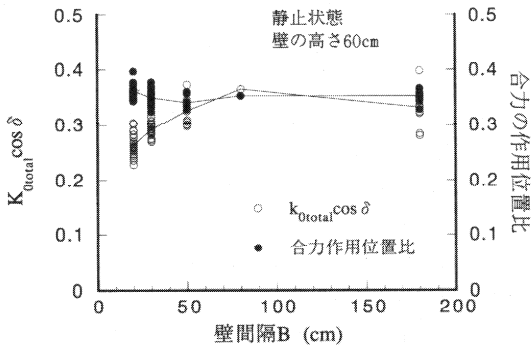
式を用いて逆算すると、 ϕ , δ の組み合わせとして $\phi = 38^\circ$, $\delta = -17^\circ \sim \phi = 48^\circ$, $\delta = -4.5^\circ$ までが得られ、受働崩壊面の傾斜角はその組み合わせの中では 13° から 15° の範囲にあり、観察の結果とこの計算結果からどの関係が最も適しているかは判断できない。

4. 近接構造物の変位による土圧の変化に関する実験

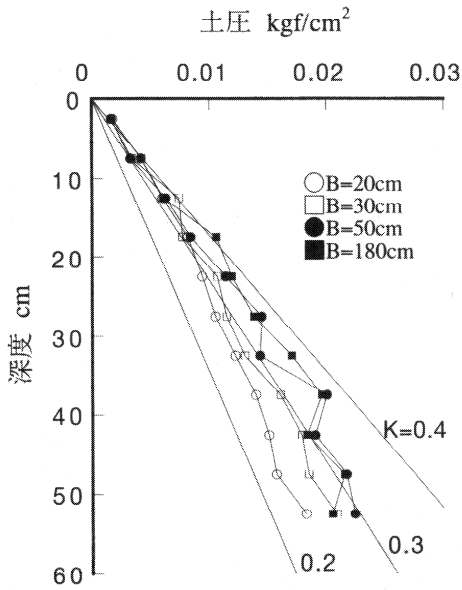
4.1 静止土圧と主働土圧に及ぼす壁間隔の影響

近接構造物の相対変位による土圧について検討する前に、近接した動かない構造物に挟まれた土による土圧と構造物の近接度の関係について3.の実験結果をもとに紹介する。

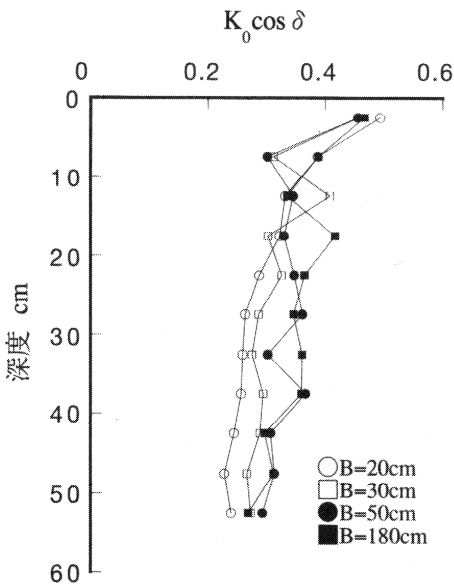
まず、静止土圧について考える。図-17によると壁の間隔が狭い場合には壁全体でみた土圧係数 $K_{0total} \cdot \cos \delta$ が小さくなる傾向があることがわかる。そこで、横軸に壁の間隔をとって、壁の間隔の違いによって土圧係数 $K_{0total} \cdot \cos \delta$ や、土圧合力の作用位置がどのように異なるかを図-33に示した。図中には、土圧係数の値を○で示し、合力の作用位置の壁高に対する比を●で示している。実線はそれぞれの値の各壁間隔での平均を示している。もし、土圧分布が三角形分布をしていれば合力の作用位置の壁高に対する比は0.33になり、等分布であれば、0.5となる。この図からわかるように、壁の間隔が壁高よりも小さくなると壁の影響によって下部の土圧の増加率が小さくなり、合力の作用位置があがり、壁全体からみた土圧係数 $K_{0total} \cdot \cos \delta$ が小さくなる。図-34と図-35は、土圧の深度分布と土圧係数の深度分布について壁間隔ごとに整理したものであるが、図からわかるように、 $B=20$ と 30 cmのものについては深くなるにつれて土圧の増加割合が低下している。土圧係数でみるとその様子はより



図一33 静止状態の土圧係数と合力の作用位置



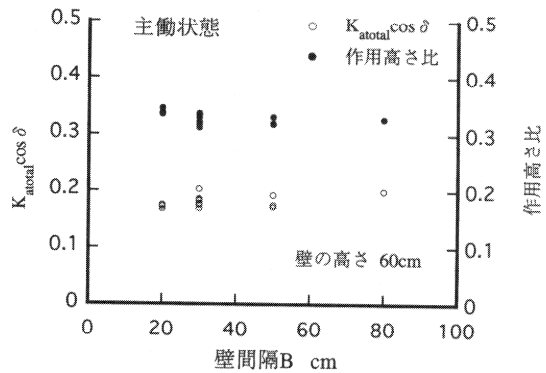
図一34 静止土圧に及ぼす壁幅の影響



図一35 静止土圧係数の及ぼす壁幅の影響

明らかとなるが、 $B=50$ と 180cm では深度が深くなってあまり土圧係数の低下はみられないが、幅が狭い場合には土圧係数の顕著な低下がみられる。以上のように、壁間隔が壁高よりも狭くなると両壁の摩擦によってサイロ効果が現れ、静止土圧が減少することを示している。基準¹⁶⁾における申詰め土圧の算定法と実験結果を比較すると、土圧係数の考え方については想定している施工条件等の違いから必ずしも対応しておらず、さらに壁内りと等しい深さまでは土圧が増加しその後土圧は一定値となるという設計上の考え方についても実験結果と一致していない。

次に主動土圧について検討する。図一25に、土槽側面から観察した主動崩壊面を示す。このように写真より観察される崩壊角は 70° 以上であり、クローン式から算定される崩壊角と併せて考えるとこの場合には ϕ が大きく $\delta < 0$ であったことになる。このため、この実験ではその崩壊面の位置から考えて壁間隔が 20cm よりさらに近接しなければ主動土圧の低下の影響はでてこないものと考えられる。しかし、 δ は土と壁との相対関係によって決まるので、 $\delta > 0$ の場合には崩壊角が緩くなり、二つの壁があまり近接していないときでも土圧の低減がみられる可能性がある。図一36に壁間隔の影響によって土圧係数や合力の作用位置がどのように変わるかを示した。壁間隔 B が 20cm 程度になるとやや土圧係数の低下と合力の作用位置があがる傾向がみられるが、 $B=30\text{cm}$ 以上では二つの壁の影響をほとんど受けないことがわかる。3.5では、壁間隔ごとに区別した記述をしてこなかったが、それは以上のように壁間隔の影響がみられないと判断したためである。



図一36 主動状態の土圧係数と合力の作用位置

4.2 実験手法

2.2に述べた方法で地盤を作成した後、二つの壁を独立に回転させることにより実験を行った。この実験での地盤の密度は3. とほぼ同様で、 $\rho_d=1.441\sim 1.459\text{g/cm}^3$ の範囲にある。

実験は大きく分けると3つのタイプに分類できる。なお、以下に、受働側、主動側という術語を用いるが、ここでは以下のようにこれらの術語を定義する。ここで用いている壁に対しては土は片側にしか存在しない。そこで、壁が砂を押し込むように変位するものを受働側といい、その逆側に変位するものを主動側ということにする。

1つ目のタイプは、一つ一つの壁をある極限まで変位させる実験である。これは以下の4つのサブタイプに分けられる。図-37に壁の移動の順のイメージを示す。この実験では新設構造物が既設構造物から力を受けて変位する状況を考えるため、受圧壁はすべて主動側に変位させている。

1-1 加圧壁を先に回転させる実験

1-1-1 加圧壁を受働側へ回転させたのち受圧壁を主動側へ回転させる。

1-1-2 加圧壁を主動側へ回転させたのち受圧壁を主動側へ回転させる。

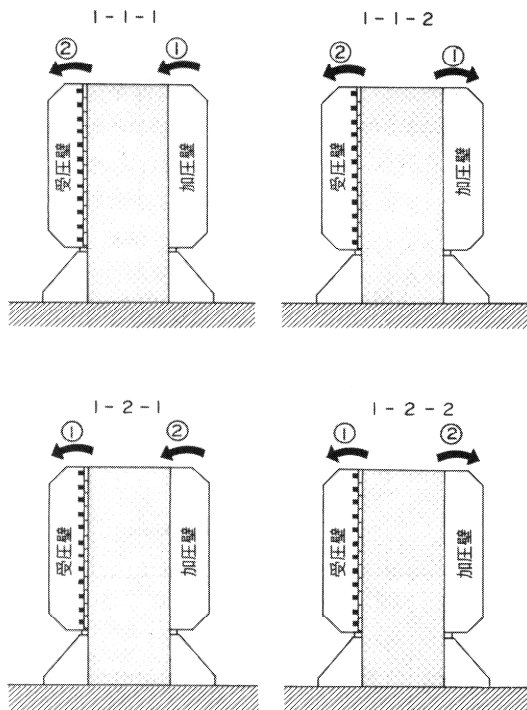


図-37 タイプ1の実験の壁の変位のさせ方

1-2 受圧壁を先に回転させる実験

1-2-1 受圧壁を主動側へ回転させたのち加圧壁を受働側へ回転させる。

1-2-2 受圧壁を主動側へ回転させたのち加圧壁を主動側へ回転させる。

2つ目のタイプは、二つの壁を交互に回転させる実験であり、以下の2つのサブタイプに分類される。このタイプでは、図-38に示すように壁は受圧壁側からみて主動側に回転させている。

2-1 加圧壁の回転角と受圧壁の回転角が等しい実験

2-2 加圧壁の回転角が受圧壁の回転角の2倍となる実験

2-2の実験は、既設の構造物の方が構造全体としての剛性が小さく、変位量が大いときに構造物の間隔が土圧の変化量に及ぼす影響を調べるための実験である。ここでは、加圧壁の回転角 $\Delta\theta_1$ が受圧壁の回転角 $\Delta\theta_2$ の2倍となるように壁を回転させた。

3つ目のタイプは二つの壁を同時に同じ角度だけ回転させる実験であり、以下の2つのサブタイプに分類される。図-39にそれぞれのタイプの壁の移動のイメージを示す。

3-1 受圧壁を主動側に回転させる実験

3-2 受圧壁を受働側に回転させる実験

これらの実験はタイプ2-1の実験における $\Delta\theta$ を極限まで小さくした場合を再現した実験である。また、3-2はこれまでのタイプとは異なり、受働側に作用する土圧を調べる実験となっている。タイプ3の実験では壁を同時に回転させるために、図-40に示すような治具を作成し、壁上部に取り付けて実験を行っている。

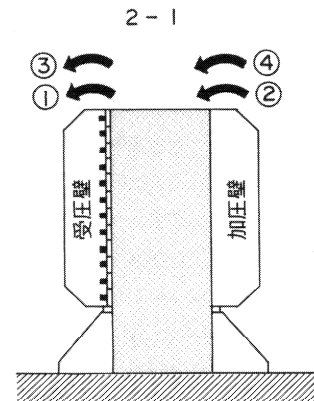
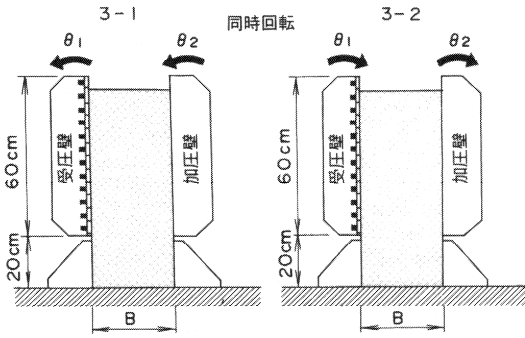
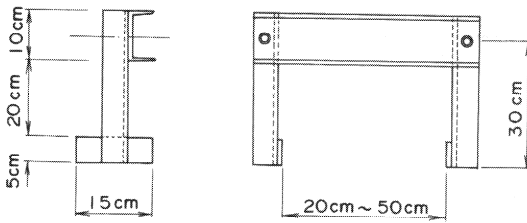


図-38 タイプ2の実験の壁の変位のさせ方



図一39 タイプ3の実験の壁の変位のさせ方



図一40 壁を同時に回転させるのに用いた治具

実験はいずれの場合も静的に壁を回転させ、土圧と回転量を測定した。二つの壁の間隔は20cm, 30cm, 50cmの中から適当なものを選んで実験を行っている。

4.3 壁の変位と土圧の関係

まず、タイプ1の実験結果について述べる。図一41(a)～(d)にそれぞれのサブタイプの土圧分布の変化の例を示す。これらの図には壁の回転に従った土圧分布の変化の様子を重ね書きしており、 θ_2 が加圧壁の回転角を、 θ_1 が受圧壁の回転角を表している。回転角 θ は、受圧壁については主働側に回転する場合が正とし、加圧壁については受働側への回転が正としている。つまり、図一37などに示されるようにして土槽をみた場合の反時計回りの回転角を正としている。

図一41(a)は1-1-1のタイプの実験結果の例を示しているが、加圧壁を受働側に回転させると壁中央部を中心として土圧が急増し、その後受圧壁を主働側に回転すると急速に土圧が減少し、ついにはほぼ主働状態に達していることがわかる。

タイプ1-1-2はタイプ1-1-1のように加圧壁を先に回転させる実験であるが、この場合には、まず加圧壁を主働側に回転させている。この実験の土圧分布の変化の例を図一41(b)に示す。加圧壁を回転させると初期のほぼ静止状態の土圧分布に比べて僅かに土圧が減少するが、すぐに土圧の変化はなくなり、その後の受圧壁の回転時

にも土圧はほとんど変化しない。

タイプ1-2は受圧壁を先に回転させる実験であり、1-2-1の実験結果の例を図一41(c)に、1-2-2の実験結果の例を図一41(d)に示す。これらのタイプの実験では、まず受圧壁を主働側に回転させているため、実験の初期の土圧変化の様子は同じになり、壁を少し回転させると土圧分布は主働化する。ついで、1-2-1では、加圧壁を受働側に回転させているため、壁中央部の土圧が急増する。一方、1-2-2のタイプの実験では、加圧壁を主働側に回転させており、土圧の変化はほとんどない。

タイプ1の実験の結果から得られた壁の回転角と土圧合力の変化を図一42に示す。これらの図では、壁間隔20, 30, 50cmのものを重ねて示している。これらの結果から以下のことが分かる。

まず、1-1-1のタイプの場合(図一42(a))、加圧壁を受働側に回転させた場合には壁間隔が狭いほど同じ回転角での受圧壁に作用する土圧合力の増分が大きくなる。その後受圧壁を主働側へ回転させると壁間隔が狭いほど急速に土圧合力が低下し、0.02rad程度で壁の間隔によらずほぼ一定の値となり土圧の変化がなくなる。このとき、受圧壁に作用している土圧はほぼ主働土圧状態にあると考えてよい。

1-1-2のタイプの場合(図一42(b))は、加圧壁を主働側に変位させたときに壁間隔が狭いほど土圧の減少量が大きく、収束する土圧の値は壁間隔の影響を受ける。その後受圧壁を主働側に回転させると最終的にはいずれのケースも主働土圧状態となる。

1-2-1のタイプの場合(図一42(c))には、受圧壁を主働側に回転させることにより壁の間隔にほとんどよらずに、土圧は主働土圧に変化した後、加圧壁を受働側に回転させると、壁間隔が狭いほど土圧の変化が大きくなる傾向にある。最終的な壁の変位状況は1-1-1と1-2-1のタイプではほぼ同じであるが、壁を変位させる過程は異なる。その結果、作用している土圧分布は全く異なることに注意が必要である。

1-2-2のタイプ(図一42(d))では、受圧壁を主働側に回転させるところまでは1-2-1のケースと同じである。このタイプではその後、加圧壁を主働側へ回転させている。このタイプでは、全過程にわたり壁間隔による土圧合力の差がない。すなわち、1-1-2のタイプでは、静止状態から受圧壁を主働側へ回転させたときの土圧分布には壁間隔の影響が現れたが、1-2-2のように、あらかじめ主働状態にある場合には、受圧壁を主働側に回転させても土圧分布に壁間隔の影響が出ないことを示している。このようにこの程度の壁間隔で、この実験のような

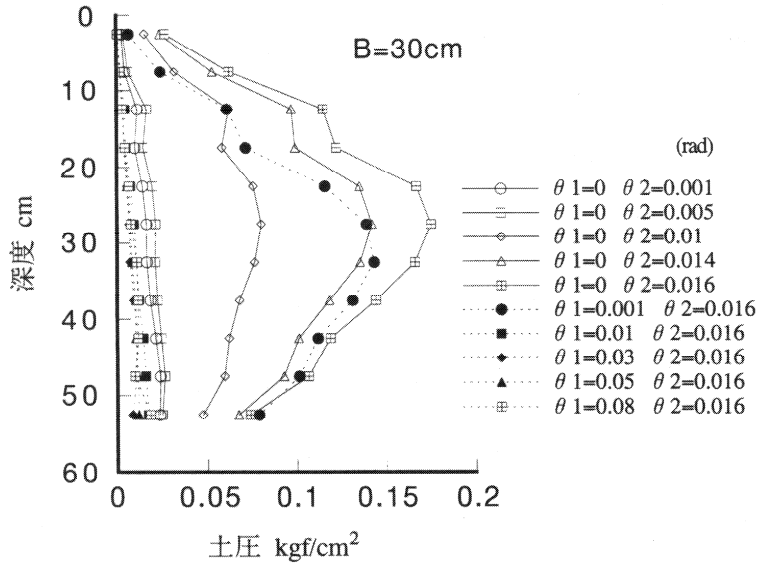


図-41(a) 土圧分布の変化 (1-1-1の例)

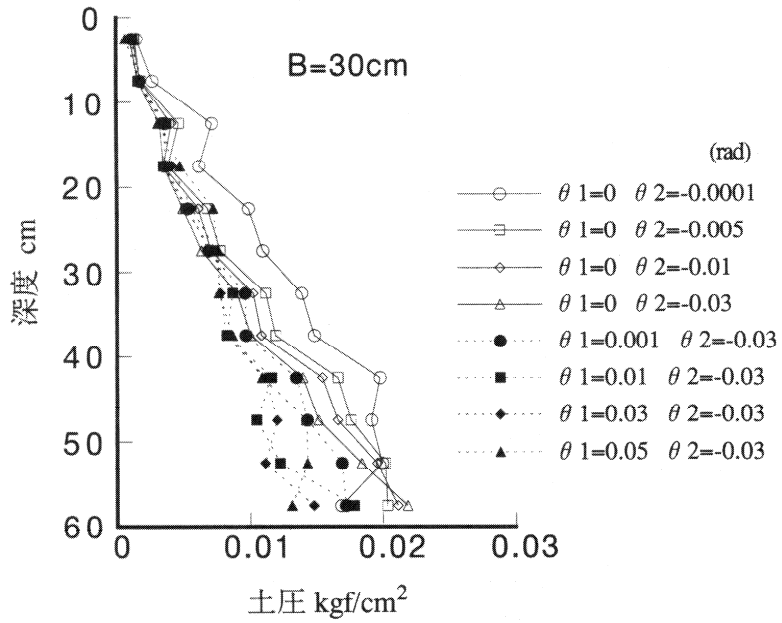


図-41(b) 土圧分布の変化 (1-1-2の例)

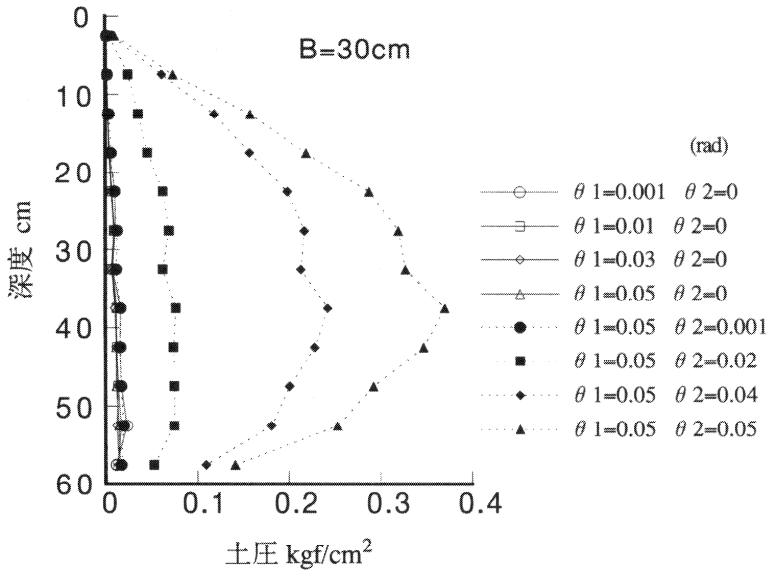


図-41(c) 土圧分布の変化 (1-2-1の例)

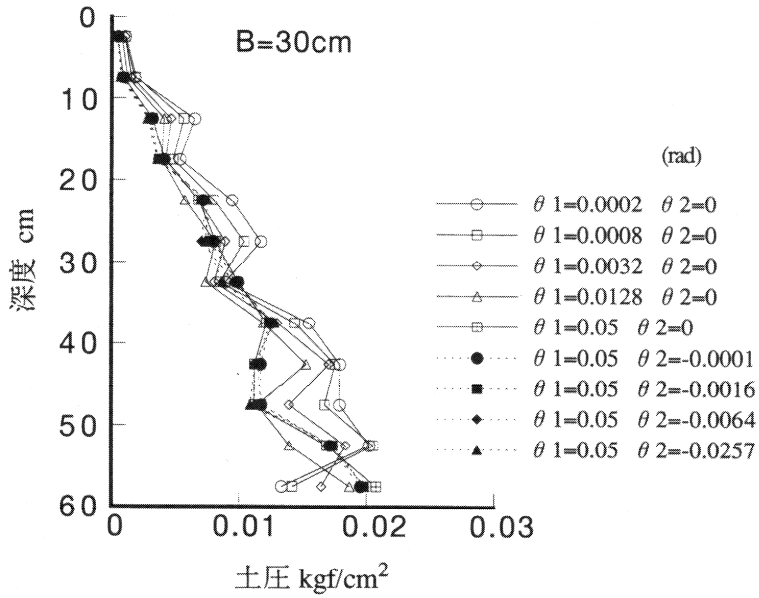


図-41(d) 土圧分布の変化 (1-2-2の例)

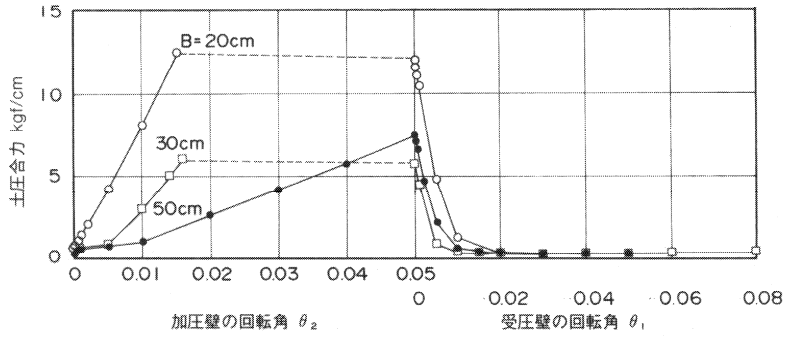


図-42(a) 土圧合力の変化 (1-1-1)

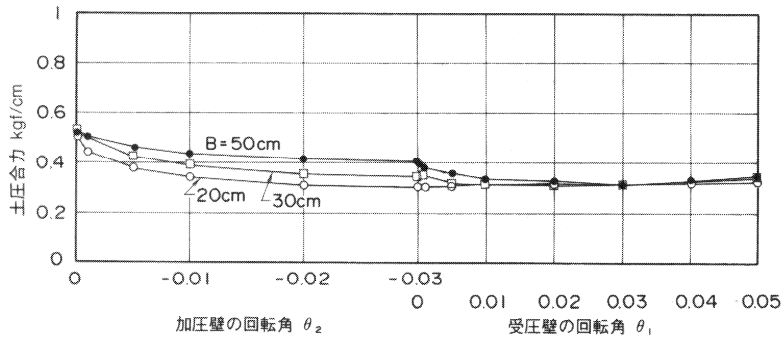


図-42(b) 土圧合力の変化 (1-1-2)

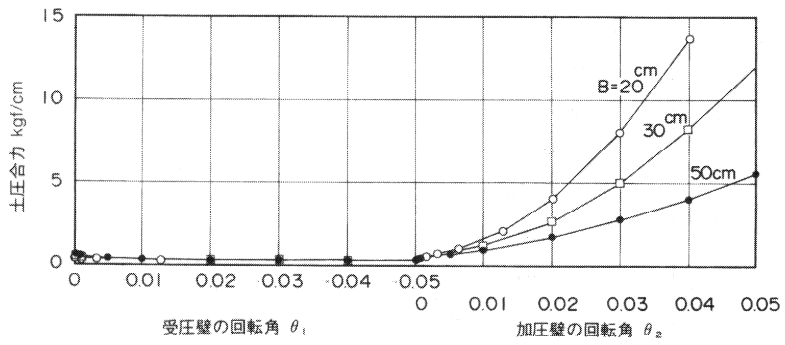


図-42(c) 土圧合力の変化 (1-2-1)

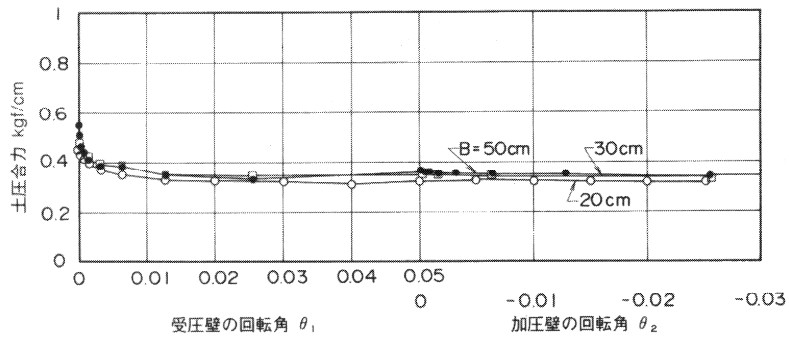


図-42(d) 土圧合力の変化 (1-2-2)

条件での壁の変位では、主動状態になった土圧分布は反対側の壁を主動側へ回転させても変化しないことを示している。

以上の結果の中で以下のことが重要である。

- 1) 壁間の土が圧縮されるような壁の変位挙動をする場合には、壁間隔が狭いほど受圧壁に作用する土圧の増分が大きい。
- 2) 壁間の土が膨張するような壁の変位が生じる場合には、壁間隔の違いによる土圧の変化の様子の違いは少ない。このとき受圧壁に作用する土圧は比較的小さな変位で主動土圧的になる。
- 3) 壁の変位の順序は作用する土圧の大きさ、分布に大きく影響する。

タイプ2は、受圧壁と加圧壁を交互に回転させることにより、作用する土圧の変化を調べる実験である。図-43にタイプ2-2の実験で得られた土圧合力と受圧壁の回転角の関係の例を示す。ここで、 $\Delta\theta$ は一回あたりの壁の回転角の変化量であり、 $\Delta\theta_1$ は受圧壁の回転角の変化量を表し、 $\Delta\theta_2$ は加圧壁の回転角の変化量を表している。この図に示すように変位させる壁の違いによって受圧壁に作用する土圧は上下するが、全体としては土圧が増加する挙動を示す。

まず壁の1回あたりの回転量 $\Delta\theta$ が土圧に及ぼす影響について調べた。このケースもタイプ2-2の実験であり、図-44にその結果を示す。一般に受圧壁を主動側に倒したときに土圧合力が減り、加圧壁を受働側に回転させたときに土圧合力が増大する。特に $\Delta\theta$ が大きいときには受圧壁の変位がかなり大きくなって受圧壁が回転した後はほぼ主動土圧と想定されるような土圧状態になり、 $\Delta\theta$ が小さいときには受圧壁の回転に伴って受圧壁を回転させた後の土圧が少しずつ増大する傾向にある。しかし、加圧壁を回転した後は土圧合力はほぼ同じか、逆に $\Delta\theta$ が大きい方が大きくなる傾向にある。このように、 $\Delta\theta$ が違っていても加圧壁を回転させた後の土圧合力の値にはあまり差がないが、受圧壁を回転させた後には大きな違いが生じていることがわかる。ただし、完全に受圧壁の土圧が主動状態になるほど大きく $\Delta\theta$ をとった場合を除けば、平均的な土圧の変化は受圧壁の変位によっておよそ決まることがわかる。このような傾向は加圧壁を先に回転させる実験でも同様であった。

次に、加圧壁と受圧壁の回転させる順序の違いによる土圧の発生状況の違いを調べた。図-45(a)に示す実験結果は $\Delta\theta_1=0.001\text{rad}$ の場合であり、図-45(b)に示す実験結果は $\Delta\theta_1=0.004\text{rad}$ の場合のものである。受圧壁の回転角 θ_1 を指標としてみると、加圧壁を先に回転させる方

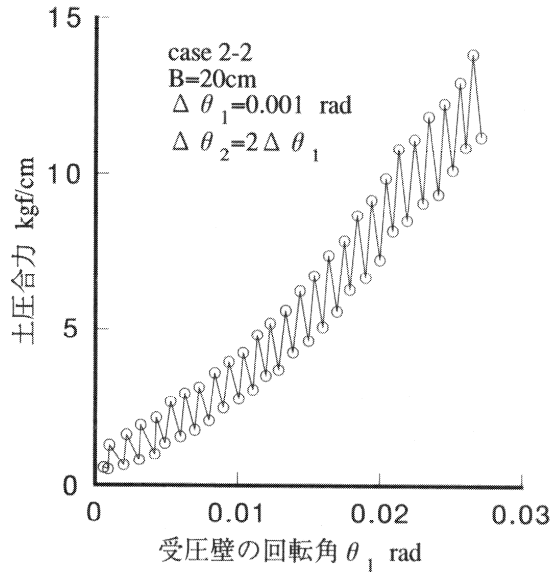


図-43 壁を交互に回転させたときの土圧合力の変化

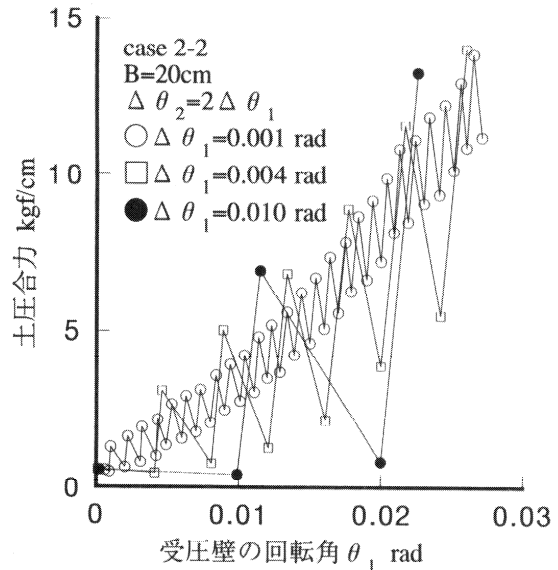


図-44 一回あたりの壁の回転量の影響

が受圧壁に作用する土圧がおおきくなるが、 $\Delta\theta_1$ を小さくすることによってその違いは小さくなるがある程度の差が認められる。図-46にはそれぞれの実験での $\theta_1=0.02\text{rad}$ 付近での土圧分布の変化の様子を示している。図-46(a)は $\Delta\theta_1=0.001\text{rad}$ の場合であり、図-46(b)は $\Delta\theta_1=0.004\text{rad}$ の場合である。これらの図では、実線は受圧壁回転後の土圧分布を表し、破線は加圧壁回転後の土圧分布を表している。○は受圧壁を先に回転させたとき

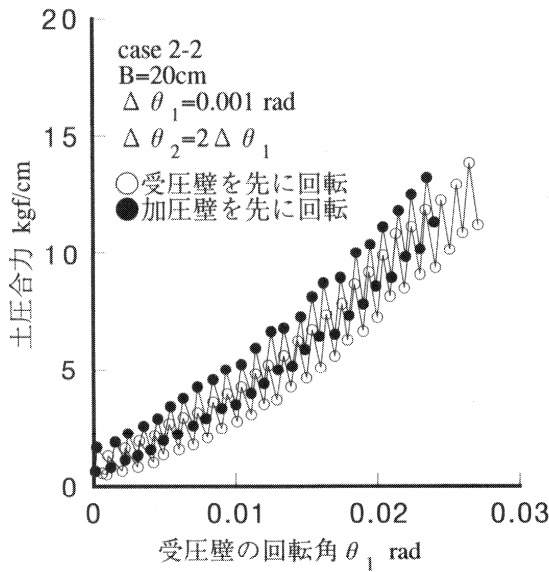


図-45(a) 壁の回転順序が土圧合力に及ぼす影響 ($\Delta\theta$ が小さい場合)

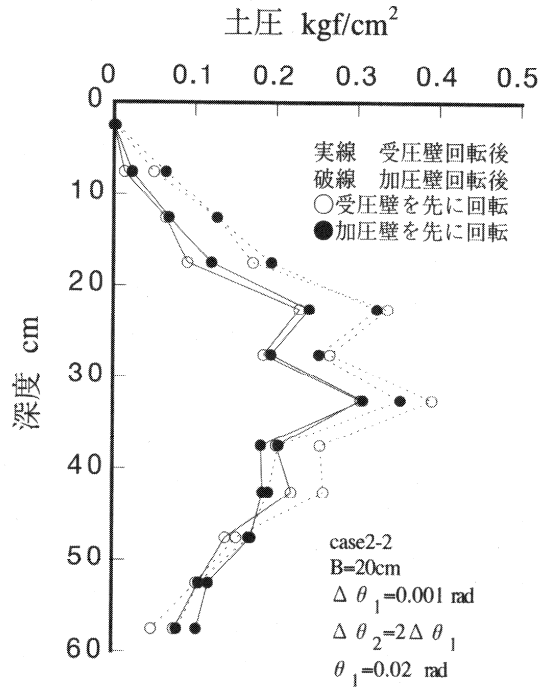


図-46(a) 壁の回転による土圧分布の変化 ($\Delta\theta$ が小さい場合)

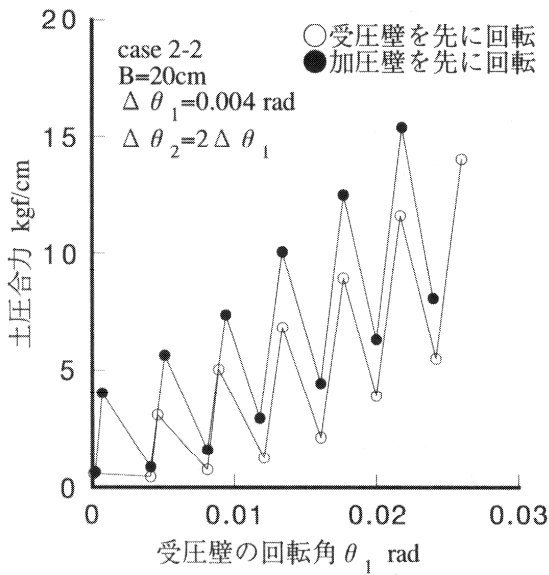


図-45(b) 壁の回転順序が土圧合力に及ぼす影響 ($\Delta\theta$ が大きい場合)

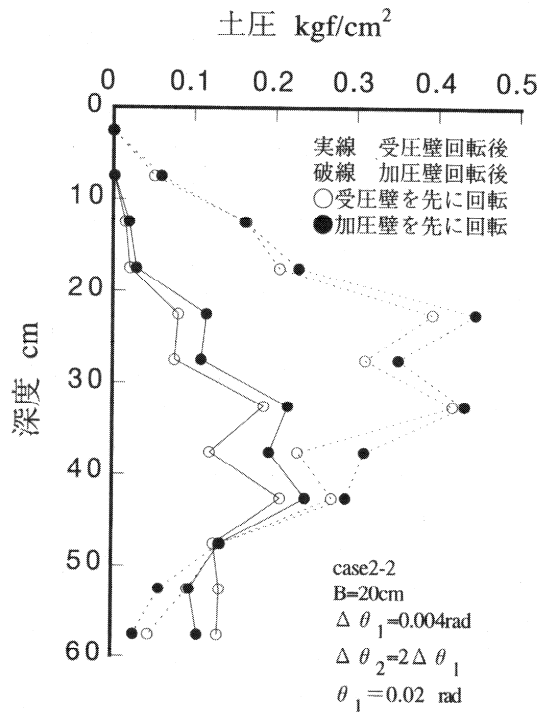


図-46(b) 壁の回転による土圧分布の変化 ($\Delta\theta$ が大きい場合)

の土圧分布であり、●は加圧壁を先に回転させたときの土圧分布である。これらの実験では、加圧壁の回転角の方が受圧壁の回転角よりも大きいので、受働土圧状態の時に現れたような壁高の中間に土圧の最大値が出るような土圧分布になっていることが特徴である。図-46(a)をみると、加圧壁を回転させたときの土圧分布は受圧壁を回転させたときよりやや大きくなっているが、その差は比較的少なく、特に壁の回転の順序の影響はほとんどみられない。図-46(b)では、受圧壁を回転させた後には、上部でほぼ主働化しているために土圧分布には大きな差が出ている。また壁の回転の順序の違いによる土圧分布の違いについても $\Delta\theta_1=0.001\text{rad}$ の場合よりはやや大きくなるような傾向がみられる。このように交互に壁を回転させると加圧壁を回転させた後のやや中程が凸な土圧分布と受圧壁を回転させた後の上部が主働化した土圧分布とが交互に現れるが、これらの土圧分布形状の変化の仕方には壁の回転の順序の違いによる差がほとんどないことがわかる。以上のように、 $\Delta\theta$ が比較的小さければ、加圧壁と受圧壁の回転の順序を変えても発生する土圧にはあまり差がないことがわかった。

そこで、以降交互に壁を回転させる場合には、受圧壁を先に回転させて実験を行っている。

タイプ2の実験では既設構造物が新設構造物よりも変位しやすい場合の条件を考え、タイプ2-2の $\Delta\theta_2=2\Delta\theta_1$ の条件で壁の間隔を変えた実験を中心に行った。図-47に $\Delta\theta_2=0.002\text{rad}$ とした場合の土圧合力の変化について壁幅の違いによる影響を示す。ここでは、参考のため、壁間隔 $B=20\text{cm}$ で $\Delta\theta_1=\Delta\theta_2=0.002\text{rad}$ の条件で行った

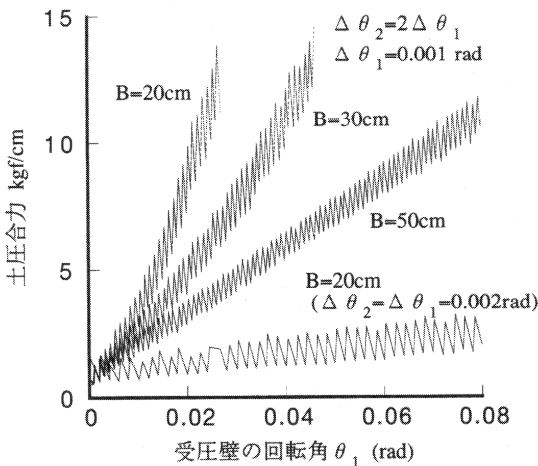


図-47 壁間隔が作用土圧に及ぼす影響

タイプ2-1の実験結果も示している。この図から、土圧変化の様子としては壁間隔が狭いほど土圧の増加の程度が大きいことがわかる。また、両壁がほぼ同じ回転をする場合に比べて、加圧壁の回転の方が受圧壁の回転より大きいときには、土圧が急増することがわかる。

土圧の上昇の仕方は壁間隔によって異なるが、土圧の振幅はどのケースの場合もほぼ一定であることは興味深い。図-44に示したように、 $\Delta\theta_2=2\Delta\theta_1$ の条件で $\Delta\theta_1$ を変えた実験では、 $\Delta\theta_1$ が大きくなると土圧の振幅が大きくなる傾向が見られた。このように、土圧の振幅は壁の間隔よりも $\Delta\theta$ に強く依存し、 $\Delta\theta$ が大きいと上限値が大きくなりかつ、下限値も小さな値となる。

次に、壁を同時に回転させるタイプ3の実験を行った。この実験では、壁をある角度まで回転させたのちに逆方向に回転させ、元の位置に戻るまでの実験をしている。

図-48にタイプ3-1の実験で得られた土圧合力の壁間隔による違いについて示す。タイプ3-1は図-39に示したように、受圧壁をまず主働側に回転させ、ついで回転の向きを変え、直立状態に戻るまで壁を回転させている。いずれの壁間隔の場合も、回転の初期に僅かに土圧が下がりその後少しずつ土圧は増加して行く。受圧壁を主働側に変位させるときには壁間隔が狭いほど土圧の増大が大きく、回転方向が逆転すると壁間隔が大きいかほど土圧の増大が大きくなる。また、壁の回転方向が変わるときに急激に土圧が変化する。

タイプ3-1の土圧分布の変化の様子を図-49に示す。

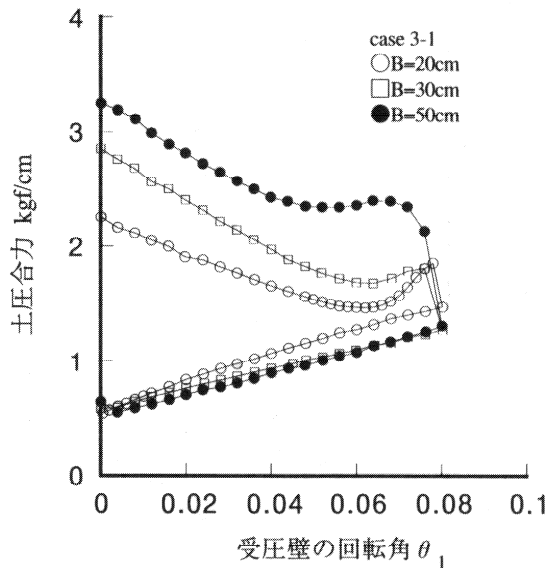


図-48 同時に壁を回転させた場合の土圧合力の変化 (3-1)

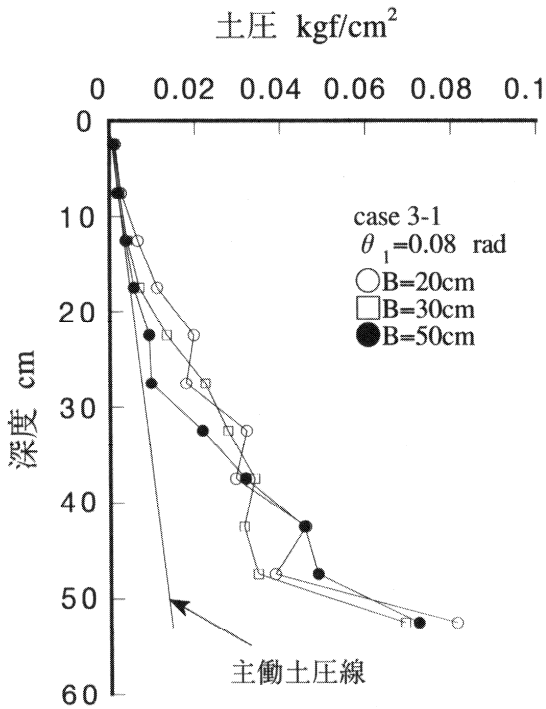


図-49(a) 3-1のケースの土圧分布 ($\theta_1=0.08\text{rad}$)

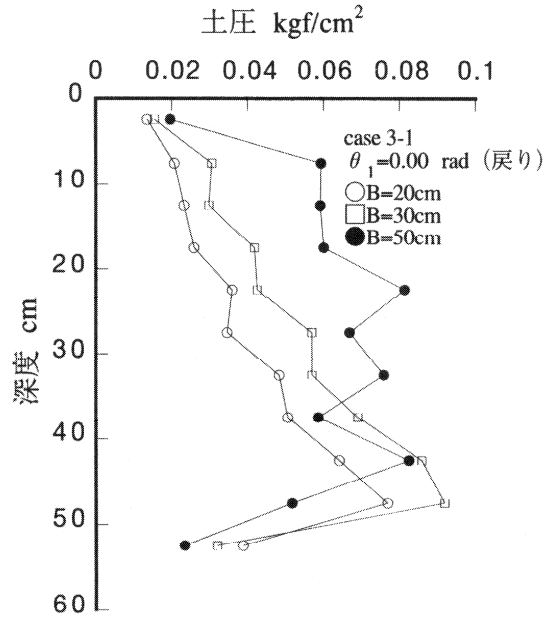


図-49(c) 3-1のケースの土圧分布 ($\theta_1=0.00\text{rad}$ (戻り))

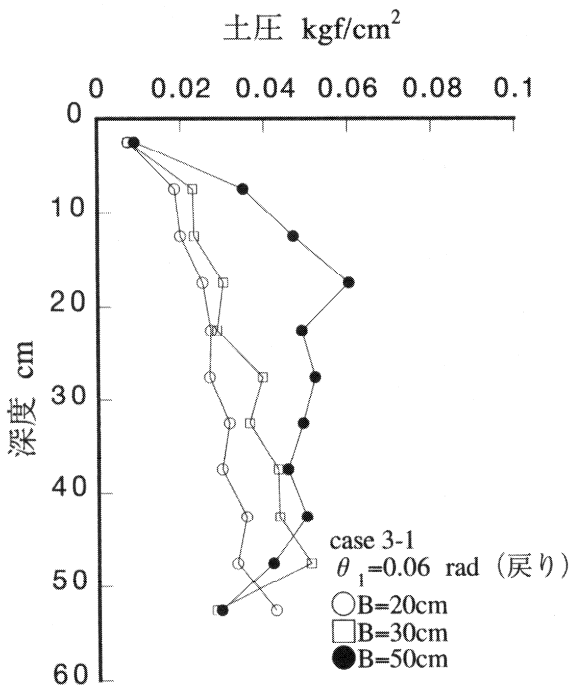


図-49(b) 3-1のケースの土圧分布 ($\theta_1=0.06\text{rad}$ (戻り))

ここでは、いくつかの受圧壁の回転角の状態についての土圧の壁間隔の違いによる影響を示している。図-49(a)は受圧壁の回転角 $\theta_1=0.08\text{rad}$ の場合である。壁間隔の違いによる土圧分布の違いはほとんどないことがわかる。また、図中には、3.5の実験から得られた主動土圧係数 $K_a \cdot \cos \delta = 0.19$ を用いて主動状態の土圧分布も示しているが、壁の上部ではほぼ主動状態と見なせるような土圧分布となっている。このように、受圧壁が主動側に回転している間は壁間隔が異なっても土圧分布にはあまり差がない。図-49(b)は、回転の向きを変えて受圧壁の回転角 $\theta_1=0.06\text{rad}$ となったときの受圧壁の土圧分布を示しており、図-49(c)は最終的な $\Delta\theta_1=0.00\text{rad}$ となったときの土圧分布を示している。このように、回転方向が逆転すると壁間隔の違いによって土圧の分布形状が異なり、壁間隔が狭い場合には三角形状の分布をしているが、壁間隔が大きい $B=50\text{cm}$ の場合には台形状の土圧分布になっている。

図-50にタイプ3-2の実験による土圧合力の変化について壁間隔の違いの影響を示す。受圧壁を受働側に回転させる場合には、壁の回転に従って壁間隔が狭いほど土圧合力の増加が大きく、壁の回転方向が変わると土圧合力は急減し、いずれの壁間隔の場合もほぼ同じ土圧となる。壁を元に戻す過程では、土圧合力の変化はほとんどないが、壁間隔が狭いほど最終的には大きな土圧を示す

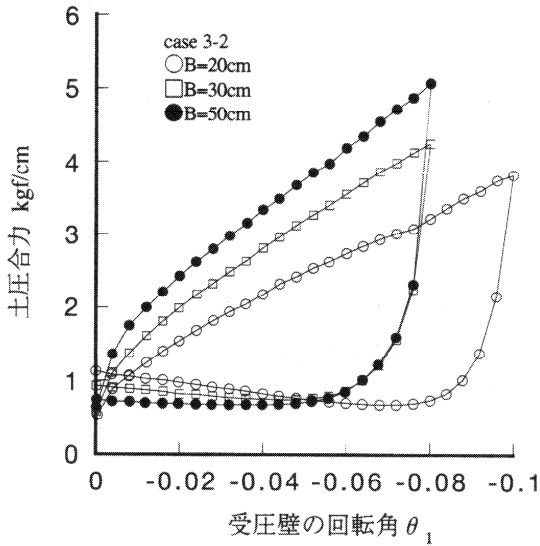


図-50 同時に壁を回転させた場合の土圧合力の変化 (3-2)

傾向にあり、いずれの壁間隔においても静止状態よりもやや大きめの土圧合力を示している。

タイプ3-2の土圧分布の変化の様子を図-51に示す。図-51(a)は受圧壁の回転角 $\theta_1 = -0.08\text{rad}$ の時の土圧分布であり、壁の間隔が大きいはほど大きな土圧を示す土圧

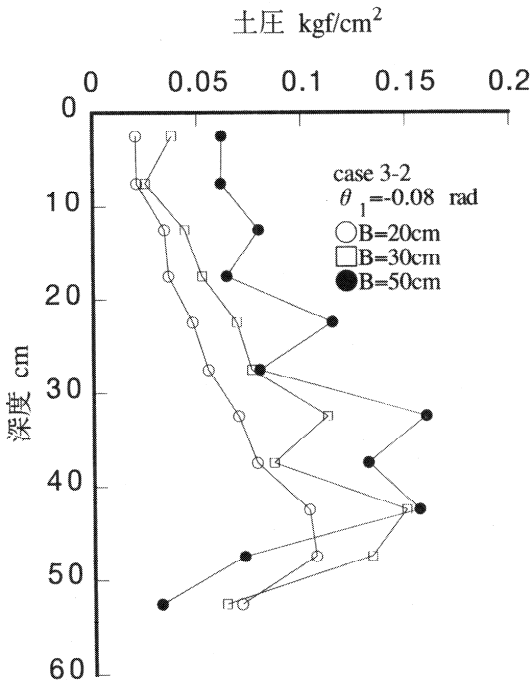


図-51(a) 3-2のケースの土圧分布 ($\theta_1 = -0.08\text{rad}$)

分布となっている。図-51(b)は、壁を元に戻す過程での $\theta_1 = -0.06\text{rad}$ と $\theta_1 = 0.00\text{rad}$ での土圧の分布を示す。図中には $K_a \cdot \cos\theta = 0.19$ としたときの主動土圧線も示している。このように受圧壁が主動側に回転しているときには、壁の上部がほぼ主動化しており、土圧分布の形状には壁間隔の影響がほとんどみられず、土圧分布もほとんど変化していない。

以上のように、タイプ3-2の実験では、受圧壁が受働側に回転している場合には土圧分布の形状に大きな違いがあり、壁間隔が大きい場合には台形状の分布となるが、壁間隔が狭い場合には三角形状の分布となる。また、受圧壁が主動側に回転するようになるといずれの壁間隔でも三角形状のほぼ主動的な土圧分布となる。

近接した壁の変位は、一方の壁が受働側に倒れることによって他方の壁を加圧し、その力を受ける壁が主動側に倒れるように動く想定される。ここでは、主動側へ変位する壁を主動側の壁とし、受働側へ変位する壁を受働側の壁と呼ぶことにする。タイプ3の結果のうち、3-1の前半の受圧壁の挙動はここでいう主動側の挙動であり、3-2の前半の受圧壁の挙動は受働側の壁の挙動を示している。3-1と3-2の前半の受圧壁の土圧を重ねて示すことにより、主動側の土圧と受働側の土圧を重ねて示すことができる。この様子を図-52に示す。図に示すよ

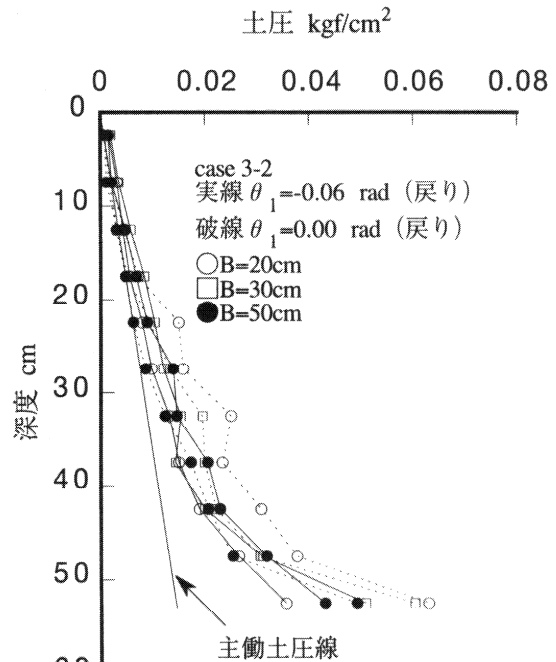
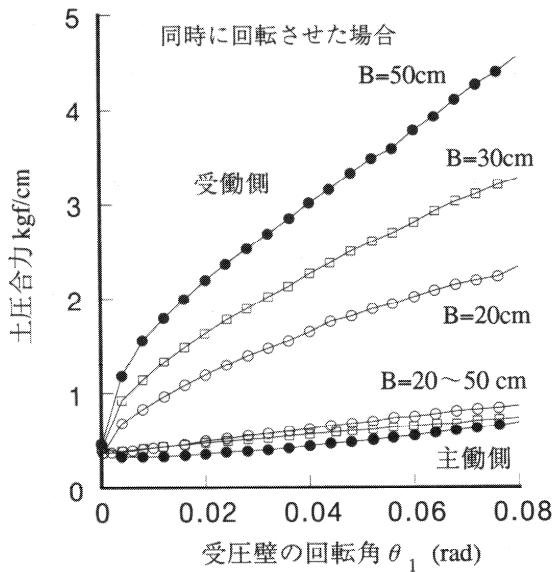


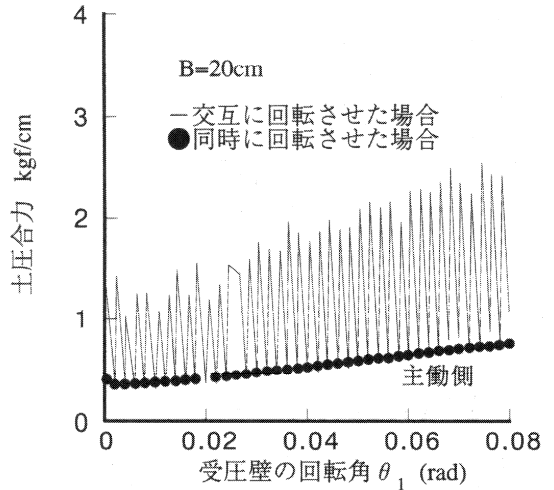
図-51(b) 3-2のケースの土圧分布 ($\theta_1 = -0.06\text{rad}$ (戻り)と $\theta_1 = 0.00\text{rad}$ (戻り))



図一52 受圧側と加圧側に作用する土圧合力

うに、主働側の壁に作用する土圧は壁の間隔の影響をほとんど受けないが、受働側の壁に作用する土圧は壁の間隔が広がるほど大きくなる傾向にある。また、主働側の土圧と受働側の土圧の違いは、壁の回転角が大きくなるほど大きくなる。壁の間隔が十分に広い場合には、受働側では受働土圧状態になり、主働側では主働状態になることが想定される。今回の実験では壁間隔を狭くとっているため、主働側の壁に作用する土圧に受働側の壁の影響が出ているため、回転に伴って主働側の土圧が増大する傾向があり、壁間隔が狭いほど土圧増大の傾向が顕著になる。一方受働側の土圧は壁間隔の違いによって大きく異なっている。今回の実験の範囲の壁間隔は壁にはさまれた土が受働崩壊すると考えるには不十分である。このため、はさまれた部分の砂のせん断抵抗力は壁間隔によって異なり、その影響を強く受け、受働側の壁に作用する土圧に違いが出ている。このことは同じだけの力が受働側の壁に作用した際に変位する量は壁の間隔が狭いほど大きくなることを意味している。つまり、壁の間隔が狭いほど新設構造物が既設構造物の影響を受けやすいことがわかる。

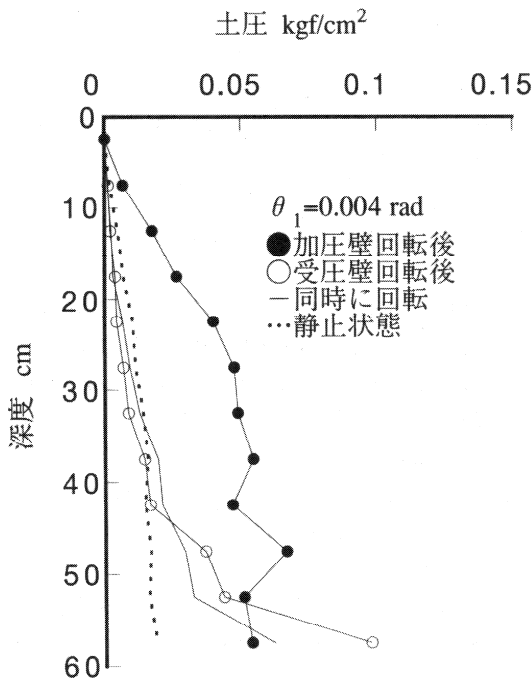
図一53に $\Delta\theta_1 = \Delta\theta_2$ の条件で交互に壁を回転させたケース(タイプ2-1, $\Delta\theta_1 = 0.002\text{rad}$)と二つの壁を同時に同じように回転させたケース(タイプ3-1)とを比較した結果を示す。ここで示しているのは、タイプ2-1の受圧壁の土圧とタイプ3-1の受圧壁の土圧である。この結果では、交互に壁を回転させたときの土圧の下限値は



図一53 壁を同時に回転させた場合と交互に回転させた場合の土圧合力の違い

同時に壁を回転させたときの主働側の土圧とほぼ同じになっている。交互に壁を回転させたときの下限値は $\Delta\theta_1$ の大きさの影響を受けるが、この図から、 $\Delta\theta_1 = 0.002\text{rad}$ 程度以下であれば、つまり主働側の壁に作用する土圧が完全に主働化するよりも十分に小さな $\Delta\theta$ であれば、交互に回転させるのと同時に回転させるのとあまり差がないようである。また、交互に壁を回転させたときの土圧の振幅は θ_1 が大きくなるにつれてすこしずつ大きくなる傾向にある。これは、内部の砂のせん断変形の増大につれて拘束圧が大きくなり、せん断抵抗が大きくなることと関連していると思われる。

図一53に示したような土圧合力の相違を土圧分布の違いからみるために、図一54に壁間隔 $B=20\text{cm}$ のタイプ2-1の実験における加圧壁を回転させたあとの土圧分布と受圧壁を回転させたあとの受圧壁の土圧分布と、同時に回転させたときの主働側の土圧分布(タイプ3-1)、そして静止状態での土圧分布を比較して示す。タイプ2-1で加圧壁が回転したあとと受圧壁が回転したあとの受圧壁の土圧分布が異なることは図一46に示したとおりである。タイプ2-1とタイプ3-1の土圧分布を比較してみると、2-1で受圧壁を回転させたあとの土圧分布は3-1の主働側の土圧分布とほぼ一致しており、上部では静止状態の土圧分布よりやや小さくなり、全体としてはほぼ主働的な状態となっていることがわかる。以上のように、受働側と主働側の壁の回転角がほぼ等しい場合には、受圧壁に作用する土圧はほぼ主働状態にあると考えて良いと思われる。



図—54 壁を同時に回転させた場合と交互に回転させた場合の土圧分布の違い

4.4 考察

まず、二つの構造物が近接しているが、相対的には変位しない場合の土圧について考えてみる。構造物が近接していることによる主働土圧、静止土圧、受働土圧への影響については、

$$\text{受働土圧} > \text{静止土圧} > \text{主働土圧}$$

の順で影響を受けやすい。構造物が近接している際の静止土圧については、サイロ効果のために深部では土圧が増加率が小さくなる傾向にある。

次に相対的に静的に変位する場合について考える。ここで示した実験結果では壁を強制的に回転させているため大きな土圧が発生しているが、実際問題としてはこのような大きな土圧の発生する可能性はない。実際の問題では、壁を変位させる力が働き、壁が変位し、その結果近接した構造物が力を受け、変位すると考えればよい。従って壁を変位させるのに必要となる力以上の力が近接壁に作用するわけではない。

4.3で示した実験結果から以下のことがいえる。

- 1) 壁間隔が狭いほど近接した壁の影響を受けやすい。
- 2) 主働側の壁の変位剛性が高い場合には、受働側の壁に作用する土圧は主働土圧よりも大きくなるおそれがある。

3) 壁の変位の順序が壁に作用する土圧に及ぼす影響は顕著である。

4) 近接構造物の距離が離れているほど土の受働抵抗を期待でき、外力の増加があっても構造物の変位量が小さくすむようになる。

5) 近接構造物の相対変位による土圧の分布形状は、土圧係数が一定となるような三角形分布だけではない。

5. まとめ

本研究では、土圧のばらつき特性を調べる実験と近接施工の際の既設構造物が新設構造物に及ぼす影響を調べる目的で、条件を非常に簡略化した模型実験を実施した。本来の現場の条件と実験の条件の食い違いが大きく実験結果から定量的な評価を下すことは困難であるが、定性的に以下のようなことが結論される。

土圧のばらつき特性については以下の結論を得た。

(1) 実験材料がほぼ等しいと考えられる場合であっても、土圧係数にはばらつきが存在する。非常によくコントロールされた実験室内での結果においても、静止土圧係数、主働土圧係数、受働土圧係数のそれぞれについて0.1程度の変動係数を有する。

(2) クーロン土圧式の計算によれば、受働土圧係数の変化に及ぼす壁面摩擦角や壁面傾斜角、地盤面の勾配の変化の影響は主働土圧に対するそれよりも大きいので、受働土圧係数の変動係数の方が主働土圧係数の変動係数よりも大きくなりそうであるが、実験の結果では両者の変動係数には差がなかった。

(3) 静止土圧係数のばらつきについてはヤーキーの式からだけでは説明ができない。

近接構造物の影響については以下の結論を得た。

(1) 既設構造物が新設構造物に近接している場合には、新設構造物は既設構造物の変位による外力を受ける可能性がある。その影響は、両構造物の距離が近いほど大きい。

(2) 既設構造物と新設構造物がどちらもタイロッド式矢板壁で既設構造物の方が変位しやすい構造となっている場合には、既設構造物の健全度によらず、新設構造物には、既設構造物がないのと同じだけの土圧を受けると考えた方がよい。また重力式の既設構造物を埋め殺すような場合で、既設構造物が変位することが予想される場合には、構造物の近接の程度によっては過大な力が新設構造物に作用する恐れがある。

6. おわりに

この報告では、近接した剛壁の相対変位が土圧の変化に及ぼす影響と土圧係数のばらつきについて実験した結果を報告した。

近接構造物間の土圧の問題については、研究がようやくスタートした状態にあるといえる。なぜならば、今回の実験条件はあまりにも仮想的であり、この結果を定量的に設計に用いるには困難な点が多い。報告中にもあるように、この種の問題で重要なのは構造物の変位の順序であるので、構造物の変位の挙動を観測する現場での知見の集積が是非とも必要である。問題の解決の方向としては、今回の実験結果をもとに数値モデルを構築し、現実の構造物の変位挙動を当てはめる計算を実施することが必要であると考えられる。

土圧のばらつきの問題については、ここに示したデータは限界状態設計法で用いるデータの参考資料となると考えられるが、データの信頼性の向上のためには大規模な実験や追加実験が必要となると考えられる。

(1995年6月30日受付)

参考文献

- 1) 運輸省港湾局監修：港湾の施設の技術上の基準・同解説，改訂版，日本港湾協会，1989年1月
- 2) 土質工学会編：土質基礎工学ライブラリー-34 近接施工，土質工学会，p.5，1989年9月
- 3) 稲富隆昌・風間基樹：ケーソンに作用する動的土圧の特性，土木学会第45回年次学術講演会第III部門，pp.1004-1005，1990年9月
- 4) 片岡眞二・高橋邦夫・横田弘・菊池喜昭・石原弘一・梶原修治：港湾構造物の改良・更新における技術課題

- の検討，港湾技研資料No.781，pp.17-21，1994年9月
- 5) 文献1) 参照，下巻 pp.82-101.
- 6) 文献1) 参照，上巻 pp.210-220.
- 7) 高橋邦夫・春日井康夫・滑川信孝・榎信昭・鈴木操：斜面壁を有するケーソンに中詰めされた砂の土圧，港湾技研資料No.604，1987年12月
- 8) 松尾稔・富永眞生：土圧，鹿島出版会，pp.12-13，1975年10月
- 9) CIRIA：Design of retaining walls embedded in stiff clays，CIRIA REPORT 104，p. 35，1984年
- 10) Lee K.L. and Seed H.B.：Drained Strength Characteristics of Sands，J. of ASCE，Vol. 93，No. SM6，pp. 117-141，1967年
- 11) Bishop, A.W.：The Strength of Soils as Engineering Materials，Geotechnique，Vol.16，No.2，pp. 89-130，1966年
- 12) Ponce, V.M. and Bell, J.M.：Shear Strength of Sand at Extremely Low Pressures，J. of ASCE，Vol. 97，No. SM4，pp. 625-638，1971年
- 13) 水上純一・小林正樹：マウンド用捨石材料の大型三軸試験による強度特性，港湾技研資料No.699，p.23，1991年
- 14) 龍岡文夫・朴春植：講座「地盤の異方性」 4. 砂の変形・強度特性の異方性1—要素試験における強度異方性—，土と基礎Vol.4 1No.7，pp.79-87，1993年
- 15) 龍岡文夫・ブラグンテージB.S.・林煥群・堀井宣幸：各種のせん断試験による砂の内部摩擦角，土と基礎Vol.35 No.12，pp.55-60，1987年
- 16) 文献1) 参照，上巻p.284

記号表

B : 壁間隔

e : 間隙比

g : 重力加速度

h_i : i 層の厚さ

K_{ai} : i 層の主働土圧係数

K_{pi} : i 層の受働土圧係数

K_a : 深度ごとの主働土圧係数

K_p : 深度ごとの受働土圧係数

K_0 : 深度ごとの静止土圧係数

K_{atotal} : 土圧合力から算定される主働土圧係数

K_{ptotal} : 土圧合力から算定される受働土圧係数

K_{0total} : 土圧合力から算定される静止土圧係数

p_{ai} : i 層下面に働く主働土圧

p_{pi} : i 層下面に働く受働土圧

P_h : 壁面に作用する土圧合力の面垂直成分

P_v : 鉛直土圧合力 ($=1/2 \cdot \rho_d g \cdot H^2$)

w : 地表面単位面積当たり載荷重

β : 地表面が水平となす角度

θ_1 : 受圧壁の回転角

θ_2 : 加圧壁の回転角

$\Delta\theta$: 1回あたりの壁の回転角

δ : 壁面摩擦角

ρ_d : 乾燥密度

ρ_i : i 層の密度

ϕ_i : i 層の土の内部摩擦角

ϕ_0' : 内部摩擦角

σ_1' : 最大主応力

σ_3' : 最小主応力

σ_h : 壁面に作用する土圧の面垂直成分

σ_v : 鉛直土圧

ψ : 壁面が鉛直となす角度

港湾技研資料 No. 811

1995. 9

編集兼発行人 運輸省港湾技術研究所

発行所 運輸省港湾技術研究所
横須賀市長瀬3丁目1番1号

印刷所 株式会社 昭和工業写真印刷所

Published by the Port and Harbour Research Institute
Nagase, Yokosuka, Japan

Copyright © (1995) by P.H.R.I

All rights reserved. No part of this book may be reproduced by any means, nor transmitted, nor translated into a machine language without the written permission of the Director General of P.H.R.I

この資料は、港湾技術研究所長の承認を得て刊行したものである。したがって、本資料の全部又は一部の転載、複写は、港湾技術研究所長の文書による承認を得ずしてこれを行ってはならない。