

傾斜粘土地盤中に設置された矢板の水平抵抗 に関する実験と解析

呉 正林¹・佐々木 康²・日下部 治³

¹学生会員 工修 広島大学大学院生 工学研究科構造工学専攻 (〒739-8527 東広島市鏡山1-4-1)

²フェロー会員 工博 広島大学教授 工学部第四類 (〒739-8527 東広島市鏡山1-4-1)

³正会員 Ph. D. 東京工業大学教授 工学部土木工学科 (〒152-8552 東京都目黒区大岡山2-12-1)

傾斜粘土地盤における杭基礎や矢板基礎の水平支持力特性を究明するため、二次元問題として扱える矢板の室内模型載荷実験を実施した。水平力を受ける杭や矢板の解析解は、計算に用いる受働土圧分布が実状に近いほど精度の高い結果が得られる。本研究では、矢板への水平載荷実験時の模型斜面の挙動を基に、矢板前面地盤の塑性化特性を検討し、極限解析法の上界定理に基づく計算法を用い、塑性化領域の極限地盤反力を検討した。さらに、この検討結果を用いて、複合地盤反力法により矢板本体の荷重と変位の関係を解析した。この解析結果は実験結果とよい一致を示した。

Key Words : slope, sheet pile, lateral resistance, failure mechanism, slip surface

1. はじめに

日本の国土の80%は山地と丘陵地であり、傾斜地盤の占める割合が高い。近年、地形、地質条件の厳しい斜面に橋梁基礎、送電線鉄塔基礎などを建設せざるを得ない場合が増加している。一方、海岸部においても岸壁前面の海底地盤が傾斜している場合も多く、港湾施設や水際の構造物にとっても傾斜地盤に基礎を建設する機会が多い。斜面に建設される土木構造物の基礎形式には、杭基礎と矢板基礎が多く用いられている。

斜面内の杭と矢板にとって、鉛直支持力は特に問題となることはほとんどなく、設計上の問題となるのは地盤の傾斜方向の水平抵抗である。

水平荷重を受ける杭や矢板は断面形状は異なるもののよく似た力学挙動を示し、従来の研究や解析方法では同じ取り扱いがされてきた。しかし、今まで、斜面上の杭や矢板の水平抵抗に関して汎用性のある合理的な評価方法、ならびにその前面の斜面の安定解析法は確立されていない。特に、矢板や杭前面の斜面地盤の変形特性、破壊メカニズム、地盤の受働抵抗特性、受働土圧の計算法などについて検討を加える必要がある。また、地盤反力係数の大きさや深さ方向の分布状態と地盤の傾斜角の関係などについて明らかにするとともに、基礎と地盤系の実用的な解析モデル及び解析

方法を開発する必要がある。

水平荷重を受ける矢板に関する研究は矢板前面の地盤が平坦な場合を扱ったものは^{1), 2), 3)}少なくないが、斜面地盤を対象とする研究はSchroeder, W. L. ら⁴⁾のほか公表されている文献は少ない。解析方法についても、矢板前面の受働土圧分布を仮定した解析が行われているが^{5), 6), 7)}、傾斜地盤での受働土圧分布の設定方法はまだ確立されていない。

斜面中の杭基礎に関する研究は、大志万・佐藤⁸⁾、寺師・北詰⁹⁾、茶谷・西山^{10), 11)}、宇都・竹内¹²⁾、富永・山本^{13), 14)}などがある。現行基準の計算法は、斜面の抵抗に対する考え方により二種類に大別される。その一は、斜面での水平抵抗効果を無視して、斜面の影響がなくなると考えられる位置を仮想地表面と仮定し、水平地盤とする計算法(仮想地表面法)¹⁵⁾である。その二は、斜面地盤の破壊を単純に平面すべりと仮定して、土くさび側面のせん断抵抗を無視し、地盤の受働抵抗をクーロンの受働土圧理論と同じ極限釣り合い法により算定する方法¹⁶⁾である。

水平力を受ける矢板と杭の極限水平支持力及び水平変位を求める上では地盤反力を正確に評価することが重要である。矢板の場合には二次元的な扱いができるのに対し、杭の場合には水平抵抗メカニズムが三次元的であるから、地盤の受働抵抗の発現は複雑である。

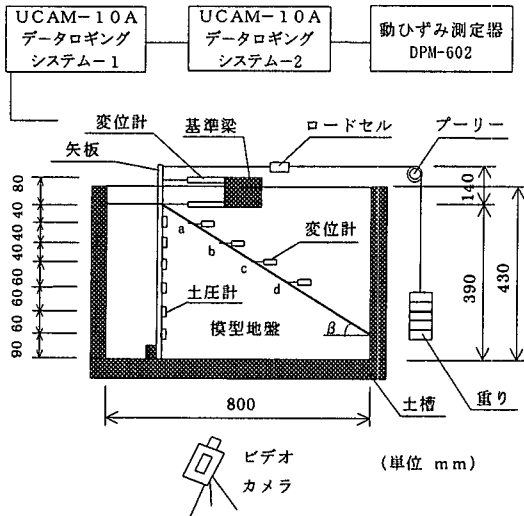


図-1 実験装置概略図

本研究は、斜面内の杭の水平抵抗の究明を最終的な目標とする一連の研究の第一段階として二次元問題から着手し、模型実験を通じて得られた斜面に設置された矢板の水平支持力特性、ならびに矢板前面地盤の破壊メカニズムについて報告するものである。主たる着眼点は地盤の受働抵抗の計算について、地盤の破壊メカニズムをどのように仮定したら最も合理的であるかと言う点である。模型実験から観察した斜面地盤の破壊メカニズムに基づき、いくつかの破壊形態に合わせた受働抵抗及び矢板本体の解析を実施する。

2. 実験装置と実験概要

実験装置概略図を図-1に示す。土槽の内部寸法は、高さ430mm、幅800mm、奥行250mmである。地盤の破壊メカニズムを観察できるよう、側面には厚さ20mmの透明アクリル板を用いた。この板厚は平面ひずみ条件(横ひずみは0.05%以内)を満たすように設計した。

模型諸元の設定に当たり、地盤が降伏しても矢板は降伏しない半無限長矢板を想定し、実験装置の制約から、根入れ長さ10mのU型鋼板の1/25程度を考慮することとした。模型矢板の厚さと材料は、曲げ剛性の相似条件(模型矢板の曲げ剛性/実矢板の曲げ剛性=1/25⁴程度)を満足するように、厚さ10mm及び15mmの塩化ビニール板を用いた。矢板寸法は高さ580mm、幅250mmである。矢板の根入れ長さは390mmである。矢板の表面は滑らかで地盤と矢板の摩擦力を無視する。

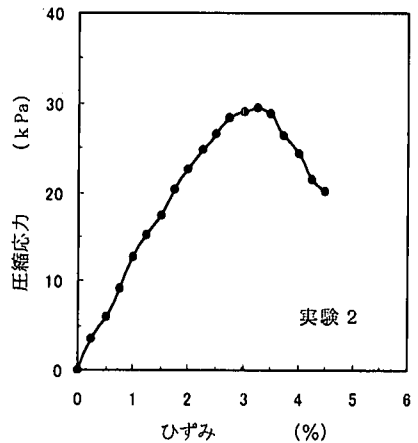


図-2 セメント改良土の一軸圧縮試験結果

この研究では粘性土地盤を対象とするが、実験効率を考慮、圧密しないで均質な所要強度を持つ模型地盤を作成するために、セメントを添加した粘土を用いることとした。実験に先立ち、使用した山口粘土のセメント添加による強度発現特性を調べた。粘土にその乾燥重量の2、4、6、8%の普通ポルトランドセメントを混練して、養生日数1~7日の際の一軸圧縮強度を求めた。この結果から模型矢板の強度、変位条件及び実験日程の制約を考慮、混合率4%、養生日数2日を模型地盤を作るためのセメント改良の条件として採用した。載荷実験時の模型地盤の力学特性を確認するため、載荷実験の終了直後に、載荷の影響のない矢板の背面から採取したコア、ならびに模型地盤作成時に別途作成した同一養生日の供試体を用い、一軸圧縮試験を実施した。模型地盤から採取したコアの一軸圧縮試験結果例(実験2)を図-2に示す。それらの一軸圧縮試験結果のピーク強度の平均値から模型地盤強度を求めた。

斜面地盤の変形と破壊メカニズムを観察するため、地盤の側面に白線を付け、斜面には矢板頭(矢板と斜面の交点を矢板頭と呼ぶ)から等間隔のa、b、c、dの4点に変位計を設置した。また、矢板頭の変位、たわみなどの変形挙動を調べるため、矢板と模型斜面の境界面とその上8cmの2カ所に変位計を設置した。

矢板に作用する水平荷重の増加に伴う、模型斜面の水平抵抗及び受働土圧分布状態を調べるため、矢板前面に複数の小型土圧計(径は1cm、能力は300kPaと500kPa)を取り付けた。斜面勾配、矢板の先端拘束条件、ならびに矢板の曲げ剛性と地盤反力の影響を調べるため、この3つの条件を変えて実験を行った。それぞれの実験ケースと実験条件を表-1に示す。

表-1 矢板載荷実験条件一覧

実験 ケース	斜面 勾配 (°)	矢板 厚さ (mm)	曲げ剛性 EI (N·cm ² /cm)	矢板先端 拘束 条件	地盤強度 c_u (kPa)	変形係数 E_{50} (kPa)
実験1	30°	10	31350	ヒンジ	13.5	400
実験2	40°	10	31350	ヒンジ	13.0	520
実験3	50°	10	31350	ヒンジ	12.0	370
実験4	40°	10	31350	自由	6.5	240
実験5	50°	10	31350	自由	8.2	320
実験6	30°	15	105800	ヒンジ	12.4	660
実験7	40°	15	105800	ヒンジ	14.0	760

表-2 矢板載荷実験結果一覧表

実験 ケース	極限水 平支持 力 P N	矢板頭 の極限 変位 y_0 mm	塑性化 領域深 さ z cm	塑性化領 域極限受 働土圧力 R_u kPa	塑性化領域 の極限受働 土圧強度 P_u kPa
	実験1	274.4	12.0	10.0	151.9
実験2	240.1	12.0	10.0	88.2	17.6
実験3	175.4	11.0	7.0	61.7	17.6
実験4	186.6	9.5	9.5	89.2	18.6
実験5	166.6	12.0	12.0	102.9	17.2
実験6	274.4	3.0	7.0	116.6	30.4
実験7	235.2	7.0	11.0	100.0	18.1

矢板頭への水平力の載荷は、谷側方向へのみとした。載荷重は容量2 kNのロードセルで計測した。荷重は重りで2分間毎に20 Nずつ増やしていき、各段階の荷重を載せた後30秒して、変位、土圧、矢板頭の水平荷重を計測し、矢板と地盤の挙動を写真とビデオで記録した。

3. 実験結果とその考察

模型実験結果を図-3～11及び表-2に示す。以下では実験から得られた結果に基づき、地盤の破壊メカニズム、受働土圧分布状態、斜面勾配が矢板の水平支持挙動に与える影響などについて検討する。

(1) 荷重～矢板頭変位曲線

矢板の水平荷重と矢板頭の変位関係（ここでは、実験2を例とし、ほかのケースは“5. 解析結果と実験結果の比較”で示す）を図-3に示す。

杭の鉛直支持力に関する極限荷重の判定方法は幾つかあるが、斜面地盤中の水平載荷を受ける杭基礎の極

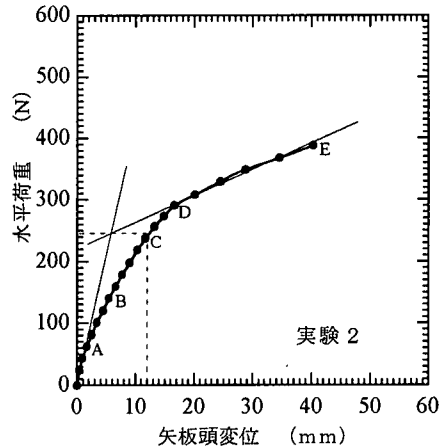


図-3 水平荷重と矢板頭変位曲線

限荷重の判定方法は確立されておらず、本文では、図-3に示すように荷重と矢板頭変位曲線の最初段階と最終段階の接線の交点における荷重を極限荷重と定義した。この時点の地盤と矢板の状態を極限状態と呼ぶ。

荷重と矢板頭変位の関係を見ると、変位の増加に伴い、荷重の増加が小さくなる。ただし、極限状態後の破壊段階において、荷重が減少する軟化現象は現れない。図-3に示した模擬地盤の一軸圧縮試験結果は圧縮応力の最大値から明らかに降伏特性を示している。しかし、模型地盤では水平荷重の増加とともに浅い部分で地盤が降伏し、塑性化しても、深い部分ではまだ塑性化しておらず、地盤の弾性強度を発揮することができる。このため軟化現象が現れないと考えられる。

(2) 斜面地盤の破壊メカニズム

透明な土槽側面から撮影した極限状態時（図-3のCの時点）の地盤の破壊状態（斜面勾配30°、40°、50°）を写真-1、2、3に示す。図-4は実験から観察された極限状態時の破壊状況に基づき総合的に推定された破壊メカニズムである。写真は3ケース分を示したが、その他のケースも図-4に相似な破壊形態をとり、すべり線の角度や長さ、塑性化領域の大きさなどが実験条件の違いにより異なるだけであった。

斜面中の矢板が水平荷重を受けると、矢板前面の浅い部分の地盤は塑性化し、図-4に示すようなa点を通るすべり面が現れる。このすべり面は弾・塑性境界面と考え、すべり面より上の地盤が塑性化領域、下の地盤が弾性領域と定義する。斜面と矢板の交点からすべり面と矢板の交点までの距離zを塑性化領域深さと呼ぶ。

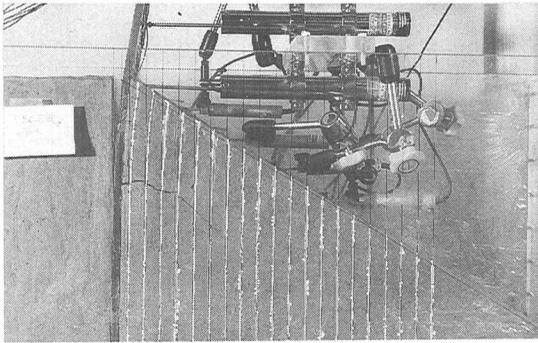


写真-1 極限状態時地盤の破壊状況（実験1）

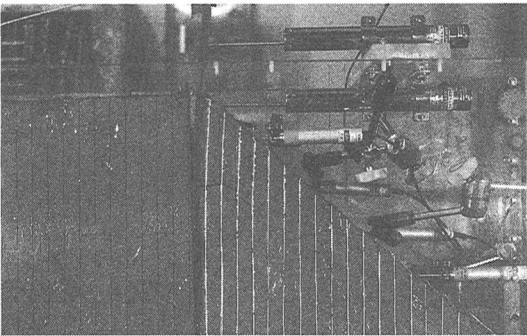


写真-2 極限状態時地盤の破壊状況（実験4）

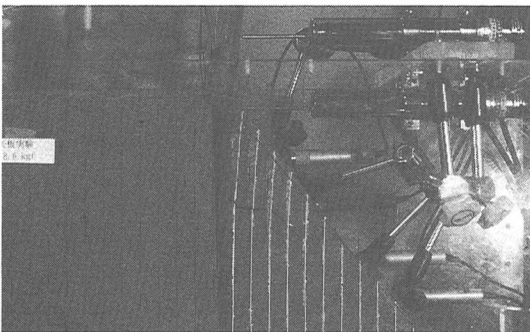


写真-3 極限状態時地盤の破壊状況（実験5）

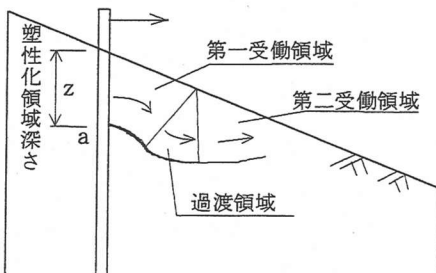


図-4 極限状態時地盤の破壊状態

各荷重段階毎に撮った写真とビデオテープを基に模型地盤の破壊挙動を検討した結果、実験で観察された斜面の破壊メカニズムは既往の平面すべり面と想定した破壊メカニズムとは次の点が異なることが明らかとなった。

a) すべり面の形状

既往の平面すべり面と想定した破壊メカニズムは弾塑性境界面を一つの平面すべり面で表現し、これより上の地盤を一つの剛性ブロックとして扱うが、実験で観察されたすべり面は図-4に示すような複雑な曲面を形成している。

b) 塑性化領域の構成

矢板の変位は矢板下端から弾塑性境界面まではほとんどゼロで、弾塑性境界面から矢板頭まではほぼ直線的に上部ほど大きく変位する。図-4に示すように、斜面の塑性化領域は第一受働領域、過渡領域、第二受働領域の三部分で構成されると見ることができる。第一受働領域は矢板との境界面の変位条件を満たしながら、円弧の曲がる方向が下に向かう第一円弧すべり面を形成する。過渡領域は斜面までに最も短いせん断経路で過渡し、円弧の曲がる方向が上に向かい第二円弧すべり面を形成する。第二受働領域は平面すべり面で斜面に向かって押し出される。斜面に達したすべり面の走る方向は、すべり面と最小主応力面（斜面）の関係を満たし、互いに 45° をなす角となる。

c) 塑性化する範囲

荷重の増加に伴い、斜面内の塑性化領域は浅い部分で矢板近傍から発生しはじめ、深い部分に向けて徐々に広がる。しかし、塑性化領域部分の矢板は弾性領域の矢板の拘束を受けているから、極限状態時の弾塑性境界面以上の地盤はまだ全体的に完全塑性化に至るわけではない。弾塑性境界面の第二受働領域下端の平面すべり面も斜面まで達していない。荷重が増加するにつれ、塑性化領域の中の中・上部のすべり面は斜面まで徐々に到達して、弾塑性境界面はさらに下に移動し、新しい弾塑性境界面に新しいすべり面を形成して、進行性破壊特性を示している。

(3) 斜面勾配の影響

地盤条件と拘束条件が同一の実験1, 2, 3, 6, 7の極限支持力と斜面勾配の関係を図-5に示す。斜面勾配が大きくなると、実験から得られた極限支持力は小さくなるのがわかる。しかし、斜面勾配の変化と破壊メカニズムの関係は、既往の文献中にはあまり記載されていない。ここでは、実験中の塑性化領域の発達状況から、勾配が大きくなるにつれ、極限支持力が小さくなる理由及び斜面勾配の変化と破壊メカニズムの関係を考察する。すべり面は斜面に到達する時の

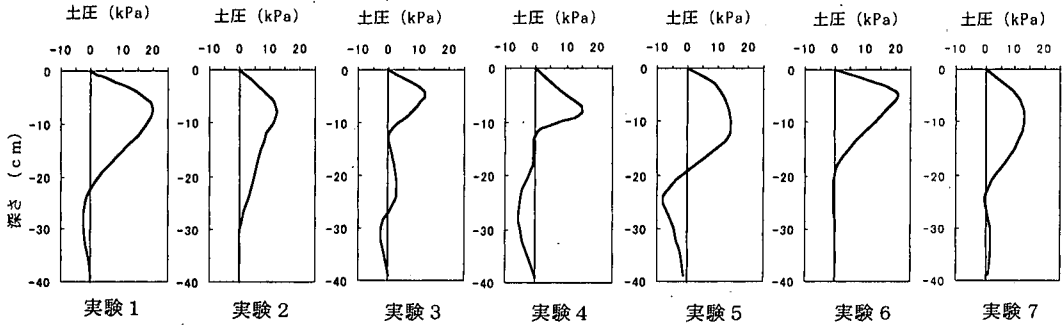


図-7 極限状態時の土圧分布

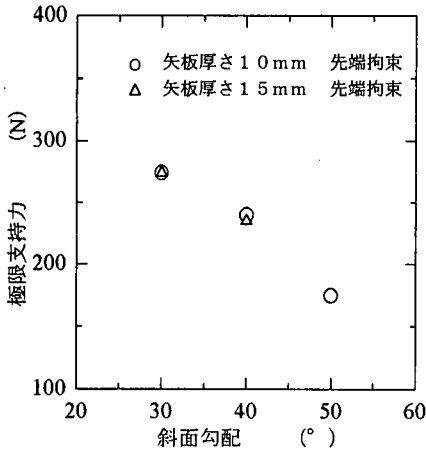


図-5 極限支持力と斜面勾配の関係

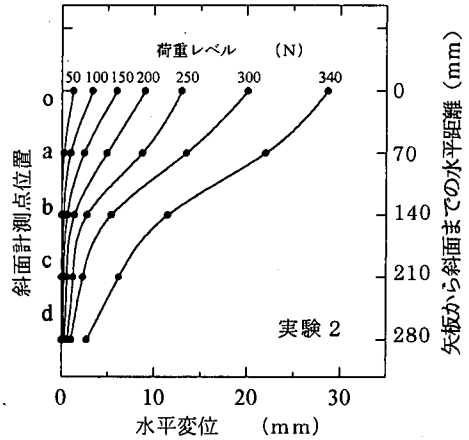


図-8 斜面の変位

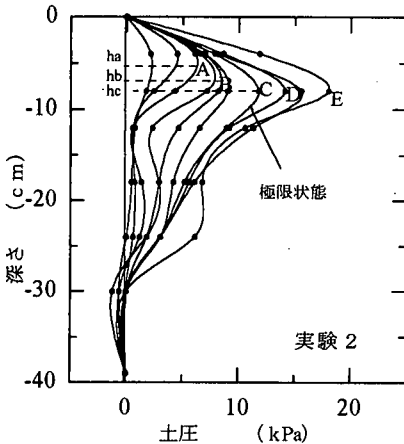


図-6 土圧分布図

最終方向が最小主応力面(斜面)と 45° となるため、斜面勾配が小さい場合は、第一受働領域と第二受働領域の間の過渡領域は広い範囲で過渡して、三つの領域が明瞭に現れる。斜面勾配が増加すると、過渡領域の範囲が小さくなり、すべり面全体の形は平面に近くな

る傾向がある。斜面勾配が 5° の急斜面になると、過渡領域が狭くて、すべり面全体の形はほぼ平面となる。このため、斜面勾配が大きくなると、塑性化領域は小さくなり、すべり面の長さが短くなるとともに、第二受働領域のすべり面が下方に向い、塑性化した土塊重量の作用方向がすべり方向と同じ向きになるので、地盤の受働抵抗が小さくなる。

(4) 受働土圧分布状態

矢板に作用する土圧分布の実測例を図-6に示す。図-6中のA, B, C, D, Eは図-3に示した荷重レベルと対応する。各荷重段階の最大受働土圧の位置より浅いところでは受働土圧分布は三角形線形分布と見なせる。しかし、矢板が極限状態に達したときの受働土圧分布(C)は最終土圧分布より小さい。極限状態から最終状態まで受働土圧が増加する現象は矢板前面の地盤の不完全塑性化特性とよく整合している。また、塑性化領域深さは荷重の増加に伴い徐々に下に移動する。この塑性化領域深さの変化の割合は極限状態以前が大きく、以後に次第に小さくなる。7ケースの実験の極限状態時の受働土圧分布を図-7に示す。

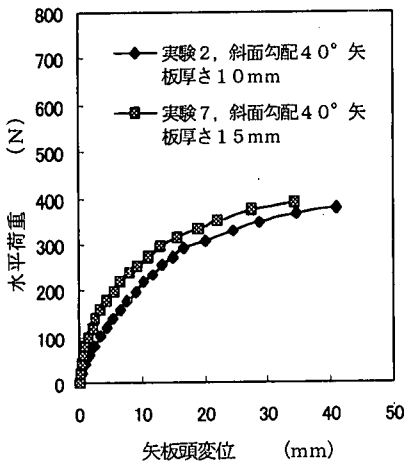


図-9 曲げ剛性の影響 (1)

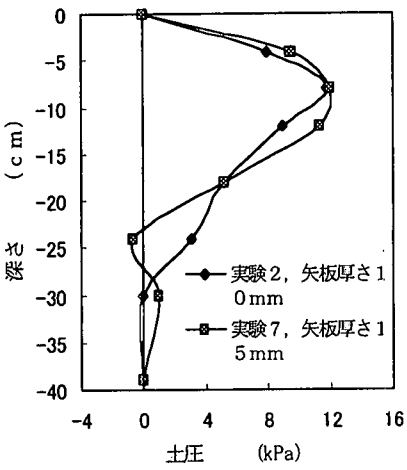


図-10 曲げ剛性の影響 (2)

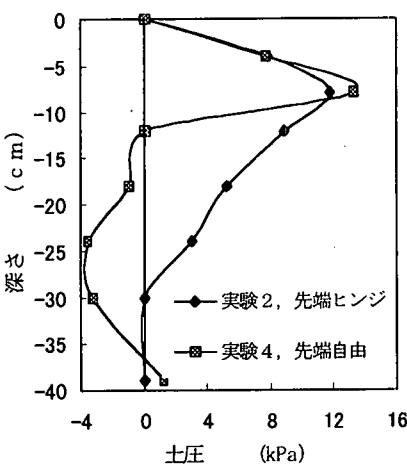


図-11 先端拘束条件の影響

(5) 斜面の変位

矢板前面の斜面は、図-8に示すように、荷重が増加すると、水平変位が増加する。この増加の割合は荷重の増加に伴い大きくなる。図-8中のa, b, c, d点は図-1に示したa, b, c, dの位置と対応している。

透明な土槽を通して観察した結果は、地盤の同一深度では、矢板に近いところの変位が遠いところより大きい。同一鉛直面では、浅いところの変位が深いところより大きい。

(6) 矢板の曲げ剛性と先端拘束条件の影響

地盤条件と拘束条件が同一で、矢板の曲げ剛性(EI値)を変えた実験2と実験7の荷重-変位関係及び極限状態時の土圧分布を図-9, 10に示す。矢板の曲げ剛性が小さいと、矢板の変位が大きくなる。曲げ剛性が増加すると、塑性領域部分の矢板は弾性領域部分の矢板の拘束が大きいため、矢板のたわみと変位は小さくなる。しかし、曲げ剛性の土圧分布に及ぼす影響は、今回の実験結果では、顕著ではない。

矢板先端の拘束条件については、地盤の受働土圧分布状態に与える影響が大きいと予想されたが、矢板先端をヒンジとする実験2と先端を自由とする実験4の極限状態時の土圧分布を比較した図-11を見ると、矢板下部の弾性領域での地盤反力分布への影響は大きい、塑性化領域での影響は小さい。

4. 解析

上述の観察結果に基づき、矢板前面地盤の塑性化領域と、弾性領域での受働抵抗、及び矢板本体の剛性を考慮して矢板の荷重と変位関係を解析した。

地盤の塑性化領域での水平地盤反力は、地盤の破壊メカニズム及び力学特性を考慮し、極限解析法の上界定理に基づく計算法¹⁷⁾(以下上界法と呼ぶ)を用いて求めた。

矢板の変形は、地盤が弾性領域と塑性領域から成ることを考慮し、上界法解析から得られた塑性化領域の受働土圧分布強度を用い、複合地盤反力法¹⁸⁾により解析を行った。

(1) 塑性化領域の受働抵抗の解析

地盤は、均一で非排水せん断強度 c_u をもつ剛塑性材料と仮定する。実験から観察した結果に基づく地盤の破壊メカニズムと可容速度場を仮定し、それから導かれる外力による仕事と内部塑性仕事を等値して水平地盤反力の上界解を求める。

本解析の目標は、地盤の塑性化領域の水平地盤反

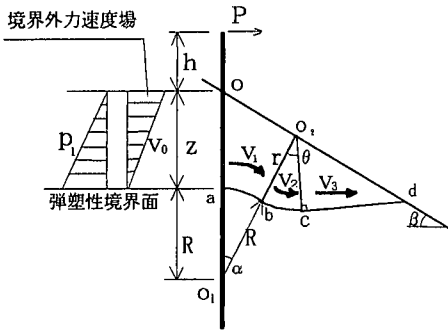


図-12 基本破壊メカニズム

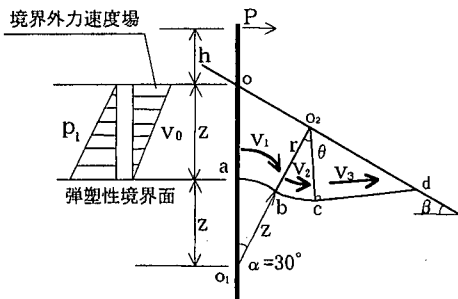


図-13 破壊メカニズムA

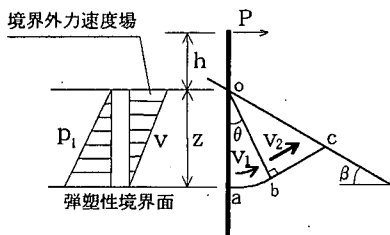


図-14 破壊メカニズムB

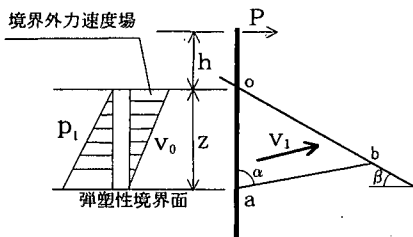


図-15 破壊メカニズムC

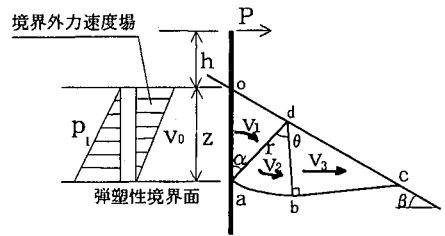


図-16 破壊メカニズムD

力を求めることである。上界法の計算精度は、ひとえに破壊メカニズムの合理性にかかっている。地盤の破壊メカニズムとしては、写真1~3に示すような破壊形態の観察結果を基に、図-12~16に(変速度場のみ)示すように5種類を設定した。塑性化領域左端の境界外力は矢板から作用する推力 p_1 (地盤の受働抵抗と等しい)であり、その分布は実験で計測した土圧分布に基き三角形分布と仮定する。境界外力可容速度場は、弾性変位速度場を無視し、塑性変位速度場のみ考える。塑性化領域の矢板の変位は、塑性化領域深さを頂点とする三角形分布であると仮定する。この境界変位条件を満たすと、境界外力可容速度場は変速度場である。解析は境界変位条件を満たす変速度場及び満たさない定速度場の2種類とし、全部で10ケースを行った。

設定した破壊メカニズムのうち、基本破壊メカニズムを、図-12に示す。極限状態での第一受働領域を表現する角 α と第一円弧すべり面の半径 R 、及び過渡領域を表現する中心角 θ を支持力関数の媒介変数とする。

破壊メカニズムAを、図-13に示す。この破壊メカニズムでは、第一受働領域を表現するパラメータを実験結果から得られたデータを基に定数として与え、過渡領域を表現する中心角 θ だけ支持力関数の媒介変数とした。

破壊メカニズムBを、図-14に示す。この破壊メカニズムでは、第一受働領域がなくなって、過渡領域と第二受働領域だけで構成されている。支持力関数の媒介変数も過渡領域を表現する中心角 θ のみである。破壊メカニズムCを、図-15に示す。既往設計体系と同じ最も単純な形で、支持力関数は平面すべり面の方向を表現する角度 α に依存する。破壊メカニズムDを、図-16に示す。第一受働領域の円弧すべり面が存在せず、この領域はa点より回転で働き、第一受働領域と過渡領域を表わす角 α と θ は媒介変数と考える。

可容速度場の関係については、矢板に隣接するブロックの速度 v_1 は境界外力平均可容速度 v_0 と等しい、また、各速度の不連続面上での垂直分量が等しいと考えると、

基本破壊メカニズムと破壊メカニズムA, B, Dの各ブロックの速度と境界外力平均可容速度の関係は

$$v_3 = v_2 = v_1 = \bar{v}_0 \quad (1)$$

である。

破壊メカニズムCでは

$$v_1 = \bar{v}_0 / \sin \alpha \quad (2)$$

である。

まず、外力仕事 $W =$ 境界外力による仕事 $W_p +$ 土塊自重

による仕事 W_γ を求める。

境界外力による仕事は

$$W_p = \int_0^z p_1(x) \cdot v(x) \cdot dx \quad (3)$$

ここに、

z : 塑性化領域深さ

$p_1(x)$: 地盤反力関数

$v(x)$: 境界外力速度場関数

x : 地盤の深さ。

である。

土塊自重による仕事 W_γ は

$$W_\gamma = \sum_i W_{\gamma i} = \sum_i \int_{area} v_i \cdot dG_{iv} \quad (4)$$

ここに、

$W_{\gamma i}$: ブロック i の土塊自重による仕事

v_i : ブロック i の速度

G_{iv} : ブロック i の重さの v 方向の分量

j : ブロックの総数量

である。

すべり面での内部塑性仕事 E は

$$E = \sum_n E_n \quad (5)$$

E_n はすべり面 n の内部塑性仕事で、すべり面の形状に

より異なる。

円弧では

$$E_n = 2 \cdot c_u \cdot R \cdot \Delta v \cdot \theta \quad (6)$$

直線では

$$E_n = c_u \cdot \Delta v \cdot L \quad (7)$$

ここに、

c_u : 地盤の非排水せん断強度

である。

Δv : 速度の不連続量 (静止剛体との不連続面では静止剛体に対する相対速度, ブロックとブロックの間の不連続面ではブロック速度の不連続量である)

R : 円弧すべり面の半径

θ : 円弧すべり面の中心角

L : すべり面の長さ

m : すべり面の総数量

外力仕事の総和は内部塑性仕事の総和と等しい $W = E$ という条件から塑性化領域の地盤反力関数表現式 (境界外力) を求める。

上述のようにして地盤反力関数表現式を求めた後、上界値計算では、この地盤反力関数表現式を最小化パラメータで極小化する計算が必要となる。この最小化パラメータで極小化する数学的意味は各領域を表現する媒介変数より地盤反力関数の最小値を求めることに相当し、物理的には地盤反力の最小値を与える媒介変数を求めることに相当する。極小化した結果は、基本メカニズムと破壊メカニズムDは第一受働領域を表現する角 (媒介変数) $\alpha = 0$ となり、破壊メカニズムBと同じ結果になった。解析結果と実験結果を比較すると、変速度場を仮定した解析結果はいずれも定速度場より大きい解を与え、しかも実験値に比べて大き過ぎることが分かった。以下の議論は定速度場のみとする。定速度場破壊メカニズムA, B, Cの地盤反力関数関係式は

破壊メカニズムA :

$$p_u = c_u \cdot \frac{4}{z} \cdot \left[\frac{\pi}{6} \cdot z + r \cdot \theta + \frac{1}{2} \cdot r \cdot \cot(\beta + \theta - \frac{\pi}{6}) \right] - \frac{\gamma}{z} \cdot \left\{ 4z^2 \cdot \cos^2 \beta \cdot \left[\frac{\cos \beta}{\cos(\beta - \frac{\pi}{6})} - \sin \beta \cdot \ln \frac{\tan(\frac{\pi}{6} + \frac{\beta}{2})}{\tan(\frac{\pi}{4} + \frac{\beta}{2})} - 1 \right] + r^2 \cdot \left[\sin(\frac{\pi}{6} - \theta) \cdot \cot(\beta + \theta - \frac{\pi}{6}) + \cos(\frac{\pi}{6} - \theta) \cdot \frac{\sqrt{3}}{2} \right] + z^2 \cdot (\frac{\sqrt{3}}{2} - 1) \right\} \quad (8)$$

破壊メカニズムB :

$$p_u = 2c_u [2\theta + \cot(\beta + \theta)] - \gamma \cdot z [\cos \theta - \cot(\beta + \theta) \cdot \sin \theta] \quad (9)$$

表-3 解析に用いた材料定数

地盤	単位体積重量 γ (N/cm^3)	0.0136
	非排水せん断強度 c_u (kPa)	11.0
	地盤変形係数 E (kPa)	467
	内部摩擦角 ϕ ($^\circ$)	0.0

表-4 上界法による極限地盤反力の計算結果一覧

実験ケース	斜面勾配 ($^\circ$)	定速度場			実測値 R_u
		A R_u	B R_u	C R_u	
実験1	30	31.36	16.56	12.64	15.19
実験2	40	24.40	12.72	10.25	8.82
実験3	50	13.03	6.38	5.57	6.17
実験4	40	23.17	12.08	9.73	8.92
実験5	50	22.25	10.94	9.67	10.29
実験6	30	22.05	11.56	8.81	11.66
実験7	40	26.80	13.99	11.27	10.00

注: $R_u(N/cm)$ は塑性化領域深さが実験結果と同じ, 塑性化領域の極限地盤反力

破壊メカニズムC:

$$p_u = 2c_u \frac{\cos \beta}{\sin \alpha \cdot \cos(\beta - \alpha)} + \gamma \cdot z \cdot \frac{\sin \beta \cdot \cos \alpha}{\cos(\beta - \alpha)} \quad (10)$$

ここに,

p_u : 極限状態の地盤反力強度最大値

γ : 土の単位体積重量

β : 斜面勾配

θ : 過渡領域を表現する角

である。

解析に用いた材料定数を表-3に示す。この中の地盤定数は一軸圧縮試験結果より得られた各定数の平均値である。それぞれの上界法解析結果を表-4に示す。この解析結果を見ると、破壊メカニズムAは実験値のそれを上回っている。破壊メカニズムCは実験値よりやや小さい(破壊メカニズムCの上界法解析結果は平面すべり面を仮定する極限釣合法の解析結果と同じ)。破壊メカニズムBと実験値は最も近い。

しかし、載荷実験から観察した矢板前面の模擬地盤の破壊メカニズムは破壊メカニズムAと最も似ている。地盤の変位は矢板の境界変位条件を満たすと、境界外力速度場は変速度場とならなければならない。解析結果が、実験と比較的良好一致しているケースは変速度場の破壊メカニズムAではなく、定速度場の破壊メカニズムBである。また、上界法では、破壊メカニズムを合理的に設定すれば、境界値問題で求められる解は、正解値を下回らない上界値となるはずである¹⁹⁾。解析結果では、破壊

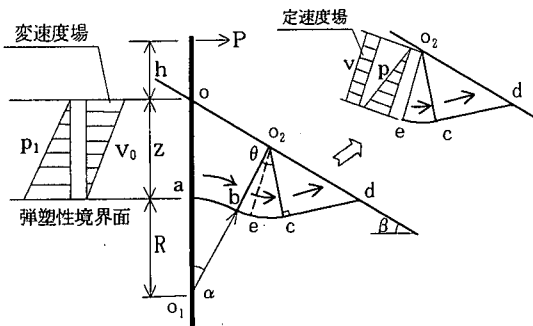


図-17 進行性破壊の説明図

メカニズムCの解は最小の上界値として得られているが、しかし、実験値より下回っているケースもある。これは上界定理と一致していない。以上の問題の原因には二つがあると考えられる。その一は、上界法の計算は地盤を剛塑性材料と仮定する点である。剛塑性理論の仮定によると、地盤の破壊がいくつかの剛体ブロックがせん断すべり面を構成し、せん断すべり面は外力の境界面から地盤の自由境界面まで起こる。これは実験から観察した地盤の不完全破壊現象と異なる。地盤は理想な剛塑性材料ではない。その二は、矢板前面の地盤の破壊は進行性破壊特性を持っている点である。図-5に示すように、荷重の増加に伴い、破壊面は第一受働領域、過渡領域、第二受働領域を次々に形成する。このような進行性破壊は、破壊面において地盤の強度が同時に全部発揮されることはなく、極限状態時より先に発生したすべり面での抵抗が低下する。この特性を考えると、基本破壊メカニズム図-12は図-17に示すように、矢板からある位置 o_2e までの範囲のすべり面の強度が低下すると考え、修正する必要がある。 o_2e から斜面までのすべり面のみが水平抵抗として有効に働く。この時の水平抵抗として有効なすべり面の形状および長さは破壊メカニズムBと相似である。また、 o_2e 面の可容速度場は変速度場ではなく、定速度場である。以上の理由のため、斜面中の矢板の極限水平地盤反力は定速度場の破壊メカニズムBと破壊メカニズムCを仮定した場合の結果が実験値に近くなると考えられる。

(2) 矢板の解析

矢板本体の解析では、杭の計算と同じ考え方で、矢板をたわみ性のはり、地盤をばねと考える。単位幅の地中の矢板のたわみ曲線が満足すべき基本微分方程式²⁰⁾は

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + p(x, y) = 0 \quad (11)$$

ここに

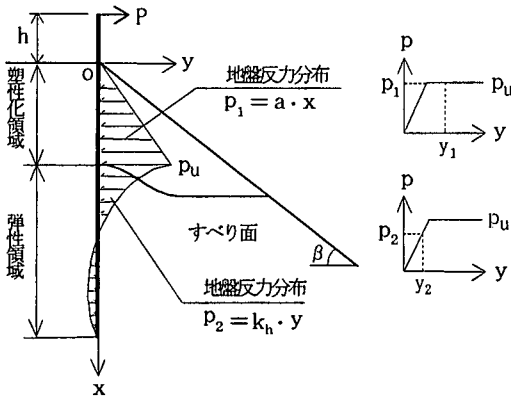


図-18 解析モデル

$p(x, y)$: 地盤反力強度

E : 矢板のヤング率

I : 矢板の断面二次モーメント

y : 矢板の水平変位

x : 鉛直座標

である。

平坦地盤の杭の水平抵抗に関する基本方程式中の地盤反力強度 $p(x, y)$ の取り扱いについて、多くの提案がなされている^{21), 22), 23)}。本解析では、水平荷重の増加に伴い、矢板前面地盤はある深さまで塑性化し、地盤反力強度は極限地盤反力強度に達すると仮定する。この深さ以下の地盤を塑性化領域、以深の地盤を弾性領域と定義する。塑性化領域には極限地盤反力法（上界法）を、また、弾性領域には線形弾性地盤反力法²⁴⁾を適用する複合地盤反力法に基づく解析を行う。解析モデルを図-18に示す。

塑性化領域の地盤反力分布は、実験で観察した分布状態に基づき、三角形線形分布と仮定し、地盤反力強度は上界法から決まる。地盤反力関数関係式は

$$p_1 = a \cdot x \quad (12)$$

ここに、

p_1 : 塑性化領域の地盤反力強度

a : 上界法から求めた地盤反力係数

である。

弾性領域の地盤は、線形弾性体と考え、地盤反力強度は

$$p_2 = k_2 \cdot y \quad (13)$$

と仮定する。

ここに、

k_2 は斜面の影響を考慮した弾性領域の水平方向の地盤反力係数である。

平坦地盤の場合は、杭の水平抵抗の解析では、この水

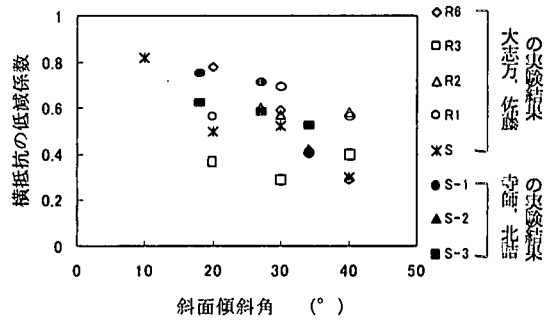


図-19 斜面勾配影響係数と斜面傾斜角の関係

平方方向の地盤反力係数の特性について多くの議論があるか^{25), 26), 27)}、最も簡単なものは、Y. L. Chang²⁸⁾の提案である。この提案では、水平方向の地盤反力係数 k_h が地盤の深さ x とは無関係に一定で、地盤反力 p が杭のたわみ y の一次関係に比例して生じ、式(14)と(15)で表わされる。

$$k_h = E_s / B \quad (14)$$

$$p = k_h \cdot y \quad (15)$$

ここに

E_s : 地盤の弾性係数

B : 杭幅

しかし、傾斜地盤の場合には、矢板の前面地盤幅（矢板表面から斜面までの水平距離）が矢板の深さにより逐次変化しているから、深さと斜面の傾斜角が地盤反力に与える影響を考えなければならない。

深さの影響は、塑性化領域だけと考へ、上界法計算中塑性化領域の受働抵抗ブロックの幾何形状として考慮した。

斜面の傾斜角の影響は、斜面勾配影響係数 k_β を用い評価する。この斜面勾配影響係数は、平坦地盤における横抵抗定数に乗ずる低減係数と定義する。

すなわち

$$k_\beta = k_2 / k_h \quad (16)$$

斜面勾配 β が 0° （平坦地盤）のとき、 k_β は1である。

斜面勾配が自然安息角 ψ のとき、 k_β は0である。この二つの特異点の間にある k_β の分布を正確に評価することができれば、斜面勾配影響係数 k_β を決めることができる。

寺師、北詰²⁹⁾は遠心力荷重装置を用いて、また大志万、佐藤³⁰⁾は重力場の実験装置を用いて、傾斜角の異なる斜面の法肩に設置した杭の水平荷重実験を行い、平坦地盤の杭に対する横抵抗定数の低減係数と傾斜角の関係を調べた。両方の実験結果を図-19にまとめて示す。これらの実験結果から見ると、斜面勾配影響係数と斜面傾

斜角の関係は線形分布と設定することができる。

したがって、斜面勾配影響係数 k_β を

$$k_\beta = 1 - \beta / \psi \quad (17)$$

と表わす。

ここに、

ψ は、横抵抗の低減係数が0となる斜面傾斜角であり、

本解析では実験結果に基づき 70° とした。

Changの方法に基づく、斜面地盤の傾斜角の影響を考慮した弾性領域の地盤反力係数は

$$k_2 = k_h \cdot k_\beta \quad (18)$$

となる。

矢板の各領域の外力表現式を支配方程式に代入すると、各領域の支配方程式は

地面以上：

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} = 0 \quad (19)$$

塑性化領域：

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + a \cdot x = 0 \quad (20)$$

弾性領域：

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + k_2 \cdot y = 0 \quad (21)$$

となる。境界条件を用いて、これらの微分方程式の解を求めることができる。塑性化領域深さ z は、弾・塑性境界面の境界条件（地盤反力が等しい）から求める。

5. 解析結果と実験結果の比較

上界法定速度場破壊メカニズムA, B, Cから求めた塑性化領域の極限地盤反力強度を用い矢板本体の解析を行った。解析から求めた水平荷重-矢板頭変位関係と実験結果の比較を図-20~26に示す。

矢板本体の解析結果を実験結果と比較すると、実験1~6は矢板前面の受働土圧についての上界法解析結果と同じ特性があり、破壊メカニズムAは実験結果より水平荷重が大きくなり、破壊メカニズムBとCは小さな値を与える。破壊メカニズムBは破壊メカニズムCより更に実験値に近い。実験7では破壊メカニズムCが実験値と最も一致している。斜面勾配の影響について、斜面勾配が小さい時、破壊メカニズムBと破壊メカニズムCの計算結果の差が大きく、斜面勾配が大きい時、両者の差が小さくなる。

解析値と実験値の比較結果をまとめると、以下のようである。

仮定した5種類の破壊メカニズムの中で、破壊メカニズムBは塑性化領域の受働抵抗に関しても、矢板本体のたわみに関しても実験結果に近い値を与える。

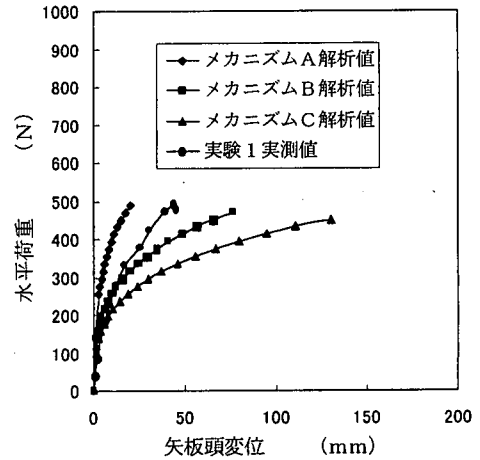


図-20 実験1の解析結果と実測値

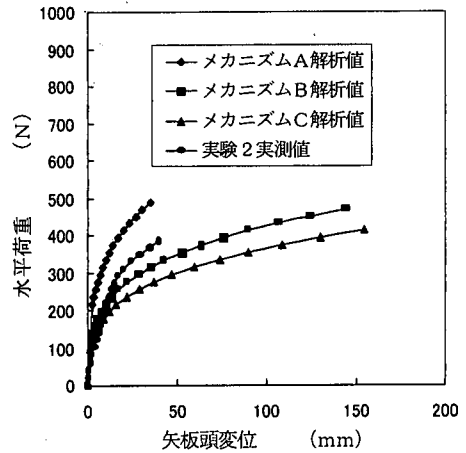


図-21 実験2の解析結果と実測値

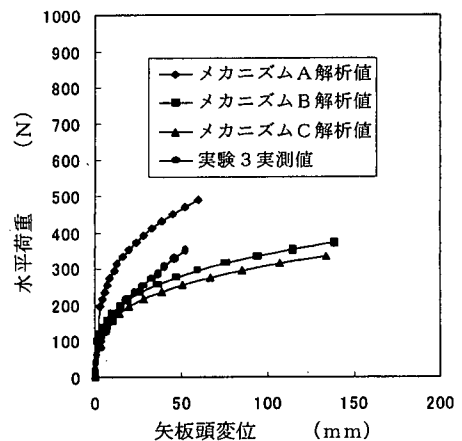


図-22 実験3の解析結果と実測値

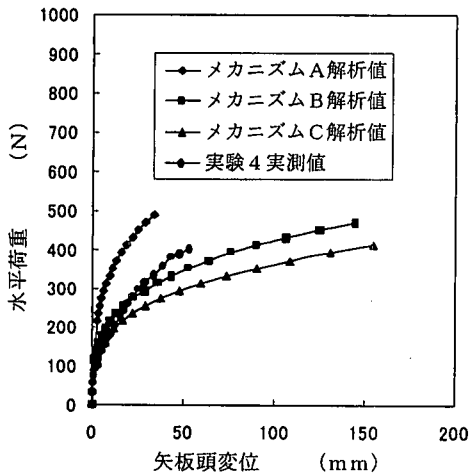


図-23 実験4の解析結果と実測値

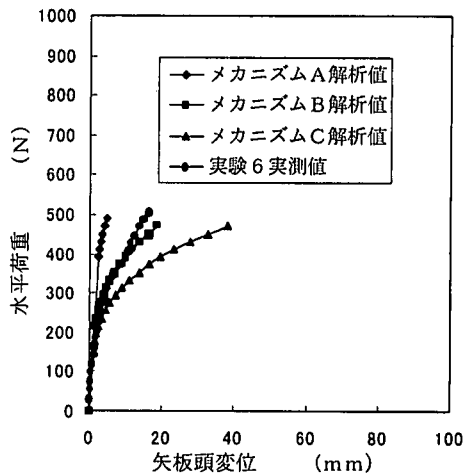


図-25 実験6の解析結果と実測値

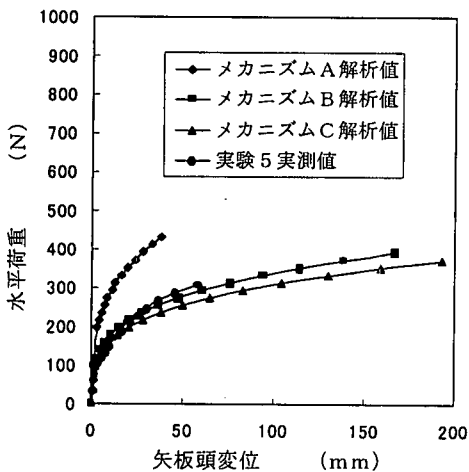


図-24 実験5の解析結果と実測値

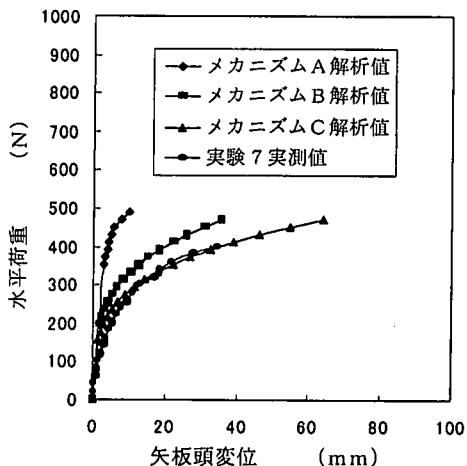


図-26 実験7の解析結果と実測値

また、破壊メカニズムBは、地盤の塑性化領域の受働抵抗を計算する上で、斜面勾配が 45° より小さい時、過渡領域は斜面勾配の変化に対応して理想的な過渡ができ、適用の範囲も平面から急斜面までと広い。

6. 塑性化領域の極限水平地盤反力算定式

前節までに述べてきた結果を踏まえて、破壊メカニズムAの計算結果は実測値より大き過ぎて適用できないと判断し、以下の検討では、破壊メカニズムAを除外する。破壊メカニズムB及び破壊メカニズムCを基本として以下の検討をすすめる。

上界法による矢板前面の塑性化領域の水平地盤反力を算定する式として次式を提案する。

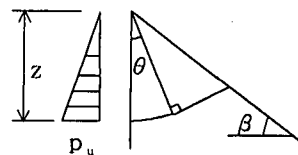


図-27 破壊メカニズムBモデル

$$p_u = c_u \cdot N_c + \frac{\gamma \cdot z}{2} N_\gamma \quad (22)$$

ここに、

斜面勾配 $\beta < 45^\circ$ の時：

図-27に示すように、破壊メカニズムBモデルを用い、

$$N_c = 2 \cdot [2 \cdot \theta + \cot(\beta + \theta)] \quad (23)$$

$$N_\gamma = 2 \cdot [\cot(\beta + \theta) \cdot \sin \theta - \cos \theta] \quad (24)$$

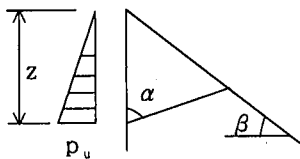


図-28 破壊メカニズムCモデル

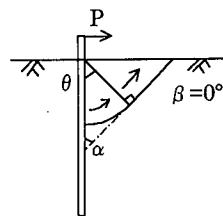


図-31 破壊メカニズムBを表現する角 alpha

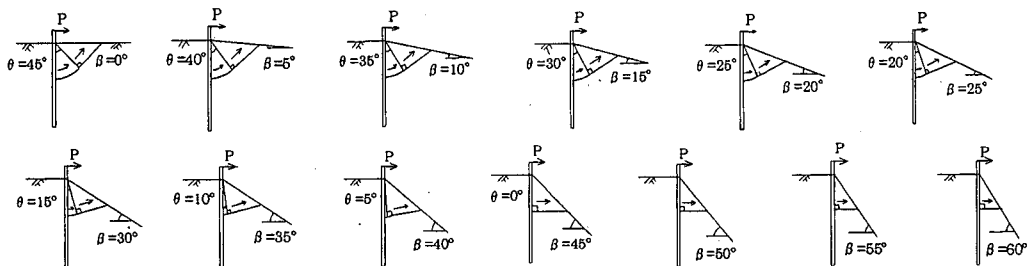


図-29 破壊メカニズムBにおいて各種斜面に対する上界法計算により得られた弾塑性境界面の形状

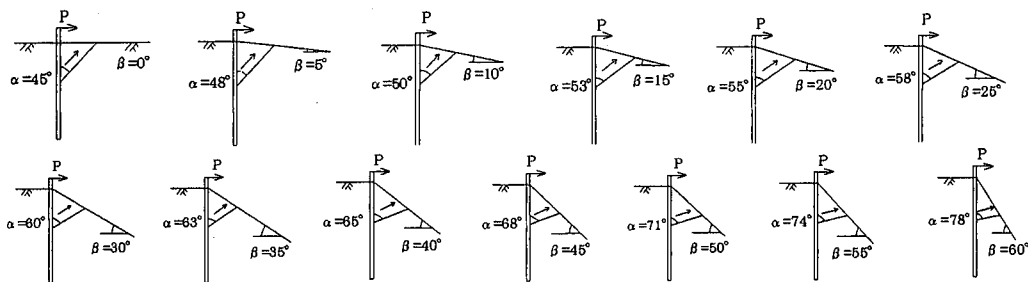


図-30 破壊メカニズムCにおいて各種斜面に対する上界法計算により得られた弾塑性境界面の形状

である。

斜面勾配 $\beta \geq 45^\circ$ の時：

図-28に示すように、破壊メカニズムCモデルを用い、

$$N_c = \frac{2 \cdot \cos \beta}{\sin \alpha \cdot \cos(\beta - \alpha)} \quad (25)$$

$$N_r = \frac{2 \cdot \sin \beta \cdot \cos \alpha}{\cos(\beta - \alpha)} \quad (26)$$

である。

水平支持力算定式(22)は、破壊メカニズムを表現する角 α ならびに θ を媒介変数とする関数関係式である。水平地盤反力強度の上界値を求めるためには、最小値を与える α ならびに β を求める必要がある。斜面勾配を 0°

から 60° まで 5° ずつ変えた場合の α と β の計算結果を弾塑性境界面の形状とともに図-29及び図-30に示す。破壊メカニズムCを表現する角 α と同一表現法とするため、図-31に示すように破壊メカニズムBも α で表現すると、斜面勾配と破壊メカニズムを表現する角の間には図-32及び式(27)と(28)で示す関係がある。

破壊メカニズムB：

$$\begin{aligned} \alpha &= 45^\circ + \beta & (\beta < 45^\circ) \\ \alpha &= 90^\circ & (\beta \geq 45^\circ) \end{aligned} \quad (27)$$

破壊メカニズムC：

$$\alpha = 45^\circ + 0.53\beta \quad (28)$$

式(22)と(27)、(28)を利用すると、塑性化領域の地盤反力強度の上界値を簡単に計算できる。

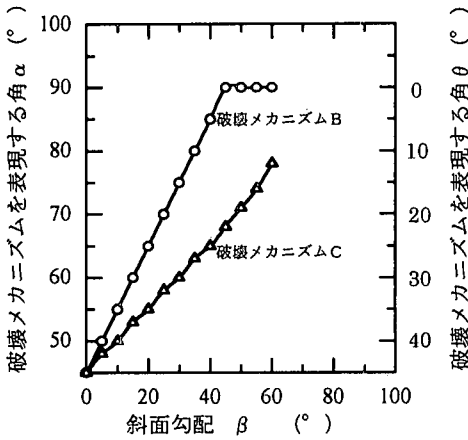


図-3-2 斜面勾配と破壊メカニズムを表現する角 α と θ の関係

以上の支持力算定方法を提案する理由は次のとおりである。地盤の極限水平抵抗力の計算では、上界法破壊メカニズムBの計算結果は実測値に最も近い。斜面勾配が 45° より小さいと、極限水平抵抗力の最小境界値の計算において、上界法破壊メカニズムBの過渡領域は理想的過渡ができる。斜面勾配が 45° 以上になると、破壊メカニズムBと破壊メカニズムCの計算結果の相違が小さくなる。また、斜面勾配が 45° 以上の急斜面での杭基礎や矢板基礎の建設事例は少なく、設計計算上、安全側に考えることが適切なことである。以上の理由に基づき、現段階では、 45° を分界線とし、急な斜面とゆるい斜面とでは別々な破壊メカニズムを設定し、計算することを提案する。

7. 考察

前節に述べた解析は模型実験に対する整合性がよいが、実構造物への適用性があるかどうかの検討が必要である。斜面における矢板の原位置実験例は少ないが、高速道路調査会と東京電力は、斜面中の杭基礎の原位置実験と現場計測を行なっている。両者とも杭前面地盤中に埋設したパイプひずみ計を用いて地盤の変形挙動を計測した。杭前面の地盤の破壊は三次元のものであるが、杭中心縦断面のすべり線は矢板前面の二次元地盤のすべり線と同じであると考え、破壊メカニズムを比較することができる。高速道路調査会が原位置実験の計測結果により推定した破壊形態を図-3-3に示す³¹⁾。すべり線は二本の直線から構成されている。杭直前のすべり線は下に向き杭軸線と約 115° をなし、斜面に達するすべり線は斜面とほぼ 45° である。東京電力はパイプひずみ計と

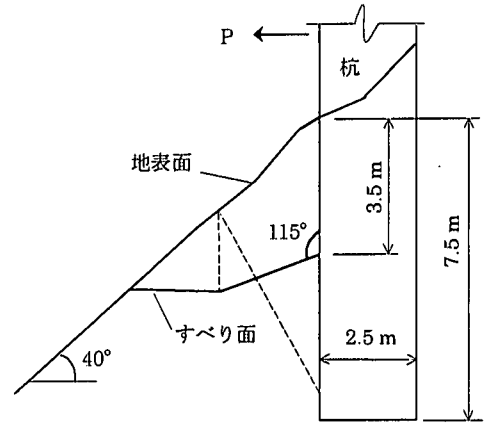


図-3-3 観察された破壊形状（高速道路調査会）³¹⁾

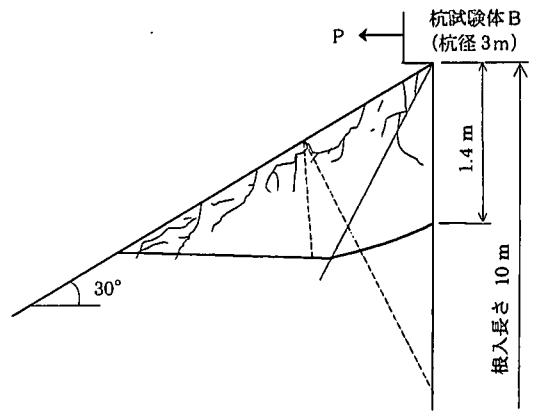


図-3-4 観察された破壊形状（東京電力）³²⁾

トレンチ掘削で調査した杭前面地盤のクラック様相から塑性平衡領域を図-3-4に示す³²⁾ように推定している。図-3-4を見ると、塑性化領域の境界は下に凸な曲線すべり線と直線すべり線から構成されている。この二つの原位置実験結果から推定された杭前面地盤の破壊状態は本実験から観察した結果とよく似ており、本解析において想定した破壊メカニズムと同様の塑性化領域が形成されると判断できる。

斜面地盤の矢板基礎の水平抵抗力に影響を及ぼす要素は、主に二つある。一つは、斜面の幾何特性（斜面勾配）である。もう一つは、地盤の力学特性である。斜面勾配が変わると、水平支持力の影響が明確に表われる。粘性土地盤中の矢板の水平抵抗力に対する地盤の力学特性の影響は、主に地盤の非排水せん断強度 c_u と地盤弾性係数 E_s の二つの力学定数で表現される。本解析においても矢板前面の受働抵抗の上界法計算は斜面の幾何特性と地盤の非排水せん断強度 c_u を適切に考慮し、矢板本体の

計算においても第一の要素として斜面傾斜角影響係数を、また、第二の要素として地盤の弾性係数 E_s を考慮した。

しかし、土の受働抵抗の計算における上界法や平面すべり面と仮定する極限釣合法では地盤を完全剛塑性材料として扱っている。二つの方法の計算用破壊モデルとも地盤の真実の破壊形状を表現することができず、計算用破壊メカニズムのすべり面は矢板近傍から上に向かっていいる。実験で観察した破壊メカニズムは第一受働領域のすべり面及び過渡領域の部分すべり面が下に向かっていいる。進行性破壊の取り扱いを含め、これらの点に関してさらなる検討が必要である。

8. まとめ

本研究は、二次元の斜面地盤の支持力問題として、重力場における室内実験を通して斜面地盤に埋め込まれた矢板支持挙動、斜面の破壊特性、受働土圧分布状態、及び斜面勾配、矢板の曲げ剛性、矢板先端の拘束条件と地盤支持力特性の影響などを考察した。また、極限解析法の上界定理に基づく上界法及び極限釣り合法を通して数値解析の適用性を検討した。この研究から、粘性土からなる傾斜地盤に設置した矢板の水平支持力について以下の事項を明らかにした。

- 1) 傾斜地盤の塑性化領域に形成される破壊メカニズムは、平面すべりと想定する破壊メカニズムと異なる。極限状態時塑性化領域の地盤は全体的に完全塑性化していない。
- 2) 斜面勾配と地盤の破壊メカニズムとの間には密接な関係がある。
- 3) 矢板前面塑性化領域の受働土圧分布状態は、三角形線形分布に近い。矢板の極限状態まで最大土圧分布状態に到達していない。
- 4) 塑性化領域の極限地盤反力を上界法により計算することができる。しかし、地盤を理想的な剛塑性材料と仮定していること及び地盤の進行性破壊特性などの原因のため、計算用破壊モデルは実験で観察した破壊メカニズムを完全には再現することができなかった。
- 5) 本文中で提案した上界法と複合地盤反力法を連立して矢板を解析する方法は解析モデルが簡単で、理解し易く、得られる計算結果は実験結果とよく整合し、工学的視点から実際問題への適用性があると考えられる。

参考文献

- 1) Rowe, P. W.: Sheet Pile Walls in Clay, *Proc. Inst. Civ. Engrs.*, Vol. 7, Part 1, pp. 629-654, 1957.
- 2) 山肩邦男, 吉田洋次, 秋野矩之: 掘削工事における切バリ土留め機構の理論的考察, 土と基礎, Vol. 17, No. 9, pp. 33-45, 1969.
- 3) 楠本千賀志: 鋼矢板土留壁の変形と土圧, 土と基礎, Vol. 21, No. 11, pp. 35-40, 1973.
- 4) Schroeder, W. L. and Roumillac, P.: Anchored bulkhead with sloping dredge lines, *Journal of Geotechnical Engineering, ASCE*, Vol. 109, No. 6, pp. 845-851, 1983.
- 5) 岡部三朗: 望ましい矢板岸壁の安定計算法, 港湾, Vol. 28, No. 3, pp. 10-17, 1951.
- 6) Rowe, P. W.: A Theoretical and Experimental Analysis of Sheet Pile Walls, *Proc. Inst. Civ. Engrs.*, Vol. 4, Part 1, pp. 32-69, 1955.
- 7) 港湾技術研究所, 八幡製鉄株式会社: Hパイルの水平抵抗に関する研究, pp. 345-352, 1963.
- 8) 安保良一, 大志万和也, 佐藤幸男: 斜面地盤上の杭の水平抵抗に関する実験—その2, 第19回土質工学研究発表会, pp. 1055-1056, 1984.
- 9) 寺師昌明, 北詰昌樹: 斜面近傍の杭頭自由の長杭の横抵抗, 港湾技術研究所報告, 第30巻2号, pp. 327-348, 1991.
- 10) 西山高士, 茶谷文雄: 有限平面地盤における杭の水平抵抗について(その2. 模型実験結果), 第28回土質工学研究発表会, pp. 1801-1804, 1993.
- 11) 茶谷文雄, 西山高士: 有限平面地盤における杭の水平抵抗について(その3. 模型実験結果の解析), 第28回土質工学研究発表会, pp. 1805-1808, 1993.
- 12) Uto, K. and Takeuchi, M.: Horizontal behavior of pier foundation in a shearing type ground model, the 5th *ICONMIG*, pp. 781-788, 1985.
- 13) 竹内健志, 富永晃司, 山本春行: 斜面地盤中模型杭の水平加力実験(その1, 実験の概要及びその結果と考察), 日本建築学会大会学術梗概集, pp. 691-692, 1996.
- 14) 山本春行, 富永晃司, 竹内健志: 斜面地盤中模型杭の水平加力実験(その2, 理論の検討), 日本建築学会大会学術梗概集, pp. 693-694, 1996.
- 15) 日本港湾協会: 「港湾の施設の技術上の基準・同解説」, pp. 142-148, 1988.
- 16) 日本道路公団: 「設計要領第二集」, pp. 6-90~6-107, 1990.
- 17) 木村 孟, 日下部治: 「土の強さと地盤の破壊入門」第4章, pp. 273-331, 土質工学会, 1978.
- 18) 土質工学会: 「杭基礎の設計法とその解説」, 第6章, pp. 435-439, 1985.
- 19) Johnson, W. and Mellor, P. B.: 「Engineering Plasticity」, Chapter 13, pp. 418-419, Library of Congress Catalog Card No 72-186765, 1973.

- 20) 横山幸満：「くい構造物の計算法と計算例」, pp. 6-10, 山海堂, 1977.
- 21) Raes, P. E.: Theory of Lateral Bearing Capacity of Pile, *Proc. 1st ICSMFE*, pp. 166-169, 1936.
- 22) Rowe, P. W.: The Single Pile Subject to Horizontal Force, *Géotechnique*, Vol. VI, pp. 70-85, 1956.
- 23) 久保浩一：杭の横抵抗の新しい計算法, 港湾技術研究所報告, Vol. 2, No. 3, pp. 1-37, 1964.
- 24) Hetényi, M.: *Beams on Elastic Foundation*, The Univ. of Michigan Press, 1946.
- 25) Cummings, A. E.: Discussion on "Lateral Pile-Loading Tests" by L. B. Feagin, *Trans. ASCE*, Vol. 102, pp. 255-264, 1937.
- 26) Palmer, L. A. and Thompson, J. B.: Horizontal Pressures on Pile Foundation, *Proc. 2nd ICSMFE*, Vol. 5, pp. 156-161, 1948.
- 27) 竹下 淳：横荷重を受ける杭に関する二、三の考察, 土木学会北海道支部技術資料, Vol. 18, 1962.
- 28) Chang, Y. L.: Discussion on "Lateral Pile Loading Test" by Feagin, *Trans. ASCE*, Vol. 102, pp. 272-278, 1937.
- 29) Terashi, M. and Kitazume, M.: Lateral resistance of a long pile in near the slope. *Centrifuge 91. Ko(ed.)*, pp. 245-252, 1991. Balkema. Rotterdam. ISBN. 90 6191 1931.
- 30) 大志万和也, 佐藤幸男, 安保良一：傾斜面上の深礎杭の設計. 土と基礎. Vol. 33, No. 2, pp. 13-18, 1985.
- 31) (財)日本高速道路調査会：基礎構造に関する調査研究, 昭和48年度・報告書, pp. 23-25, 1974.
- 32) 東京電力(株)：深礎基礎の合理的設計法検討委員会報告書, pp. 101-119, 1984.

(1998. 9. 7 受付)

A STUDY ON LATERAL BEARING CAPACITY OF SHEET PILE IN CLAY SLOPE

Zhenglin WU, Yasushi SASAKI and Osamu KUSAKABE

To study the lateral bearing capacity of piles and sheet piles in clay slope, laboratory tests were carried out to investigate the influence of slopes on the lateral resistance of sheet piles as well as failure mechanism of the slopes. On the basis of the experimental results, the passive resistance of slope was calculated by using the upper bound theorem. In addition, the deformation of the sheet pile was calculated considering the elastic and plastic sabgrade reaction of the deforming ground. From the comparison of calculations and experimental results, it can be concluded that the present analysis method is useful in predicting the lateral bearing capacity of the sheet piles in the sloped clay ground.