

一般報告

きいほど減少する結果になる。載荷試験終了後、クイ先端地盤をとり上げて観察すると、上載圧が 1.0 kg/cm^2 以上ではクイ先端に硬いコアが認められ、その部分の砂は、直後の約 1.5 倍程度の範囲で平均接地圧は 150 kg/cm^2 と思われ、粒子破碎が生じていた。これは筆者の理論的推定によるスベリ面の深さにほぼ一致するようである。さらにクイ底面と地盤の間には大きなせん断力が作用していることを明らかにしている。

122 (E-4) 開放グイのたて割れに関する一実験 (内山) この実験の目的は先端開放の PC グイの実用性を検討するために行なったものである。開端グイのクイ先における割れは、打込み時に中空内に侵入する土によって内圧がクイ体の Hoop Tension となって発生するものである。二重管の試験グイに土圧計をとりつけ打込み時の内外圧を測定した結果、半開放グイ (穴径 83 mm の部分的開端) では内圧が少なく、全開放グイ (穴径 250 mm) ではクイ体を破壊せしめる内圧が作用していることがわかった。中空グイ内部に侵入した土を土質試験した結果、前述の半開放グイではクイ先より 1.75ϕ 、全開放では 2.5ϕ の範囲の土が非常によく詰まった密度であり、中空グイ内部には土がアーチ状に侵入していることが判明した。この事実は砂地盤における鋼管グイの実験傾向とも一致している。肉厚のコンクリートグイの貫入施工の容易さと、支持力とクイ体の安全からあわせ考察するときクイ底を閉端にしないで一部を開端にすると、優れた効果が得られるといえる。

123 (E-4) 開端グイ内部に詰った乾燥砂の挙動 (原・岸田・鈴木) この報告は、開端グイ内部に詰った土が砂質土の場合のクイと砂との摩擦抵抗を圧縮性を含めて定量的に求めることを目的としている。その第一段階として内径 200 mm の鋼管内にあらかじめ砂を入れておき、剛な棒

で押し上げて、鋼管と砂との摩擦力分布を実験的に求めたものである。クイの閉塞効果に密接な関係を有すると考えられているクイの内径と根入れ長を係数として摩擦抵抗力の変化を調べてある。一方、二つ割りの鋼管内に砂を押しして閉塞効果を生じたときの管内の砂を取り出して砂の密度を調べた。発表者の 1 人がかつて報告したことから推定されるとおり、今回の実験で荷重の 75% が管の下端から管の内径に等しい距離までの摩擦支持力で支持されている事実は、クイの閉塞効果の研究に指針を与えるものといえよう。ヤンセンのサイロの理論をクイの閉塞効果に応用するには、力学的に考えた場合、ある種の仮定と限界があることを注意したい。クイ先のような高圧部では水平土圧係数は $0.85 \sim 0.95$ のように 1.0 に近いことは注目すべき点である。

124 (E-4) 地中連続壁工法に関する実験的研究 (その 5) —SSS クイの大型載荷試験 (清水・岡田・山城) SSS 工法で設置したいわゆる地中連続壁を支持壁として考える場合、その支持および沈下性状が問題になってくる。ここでは施工技術による支持性状のバラツキを調査すると共に、先端支持地盤にスライムがない状態で設置したクイとの先端支持性状を比較した試験である。その結果によるとクイ中間部で伝達荷重の差異はあるが、先端軸力と先端沈下との関係はほとんど同等であった。また地盤のゆるみの程度や形状の差異などによる沈下性状への影響はほとんど認められなかった。この試験は実物大の試験であって、SSS 工法ではクイ先のスライム除去方法の原則に基づいて実施された場合には、地中連続壁を支持壁または基礎壁として考えに入れることができると結論している。この場合に採用すべき支持力値としては、場所打コンクリートグイの慣用値を用いた結果、一応満足すべきものと述べている。

土圧および斜面安定 第1日 午前の部 第4会場

東北学院大学 阿部 泰夫

125 (E-5) 埋設管に及ぼす地表面動荷重の影響について (村田) 最近問題になっているパイプラインの安全性検討の一つの足がかりとして、埋設管にかかる動的圧力を調べるため、 $100 \times 100 \times 70 \text{ cm}$ の箱の中に砂を詰め、直径 6 cm 、厚さ 4.5 mm の模型パイプを設置した。パイプは水平および若干傾斜させ、土カブリを変えている。パイプにはヒズミ計をつけ、オシログラフに連結し、砂の上には 5 kg 、 7 kg のおもりを、落下高 $20 \sim 100 \text{ cm}$ に変えて落下させた。土カブリ厚、落下高を変え、土圧の最大値、衝撃の継続状況および応力分布領域を実験的に求めてみた。結論として、パイプにかかる圧力は約 42° の方向に伝ばし、

また土カブリ圧に関係することを示しているが、荷重とパイプにかかる圧力の関係や荷重の伝ばについての各因子の影響やそれぞれの寄与の割合などにまだまだ未解決の点が多い。とくに落下高の組み合わせの変化により圧力の変化が見られる点は、砂中のエネルギーの発散に重合の法則がどう関係するか興味ある点である。これと同時に発表者が粘土のような土で同種の実験を試み、実際のパイプラインへ適用させるために相似性の理論へと研究を進められることを切望する。

126 (E-5) 盛りこぼし橋台の主働土圧についての実験的研究 (狩俣・稲葉) 盛りこぼし橋台に働く主働土圧は、その橋台が脚柱形式のためクーロン土圧と異なり土圧の作用状態も単純でないので、純理論的に求められず慣習

的にクーロンの土圧係数の2～3倍の値を採用している。発表者らは橋台の主働土圧は、土圧が発生している間に支えられている主働セン断土塊の両側面にセン断応力を与え、これにより脚柱に増加土圧が発生するものと考えて実験を行なった。乾燥砂を粗と密の2種類に分け80～1,000 galで3 Hzの振動を与えて、箱に詰めた。箱の大きさは約40×40×60 cmである。次に箱の前面に設けた脚柱の間隔を変え、同時に上・下端をヒンジにし壁を動かし、土圧の変動を土中に埋設した圧力計・変位計などで測定した。その結果、下端を回転させると、主働土圧が発生し、地表面にスベリ線が平行に表われ、上端を回転させると、砂はぬけ出し脚柱間および脚柱と砂槽間に円弧のスベリ線が発生し、次第に大きくなって、主働土圧のスベリ線に接するようになる。脚柱間にスベリ線が発生すると増加土圧が生じ、この土圧強度の鉛直分布は下端から大きくなり上方へ伝播する。増加土圧は脚柱付近で特に大きく、その値は主働土圧程度になることもあった。発表者は盛りこぼし橋台の土圧分布についてクーロンの土圧係数に掛ける係数を提案し、その値を図示し、最初に述べた2～3倍の値になること、作用点の位置は底面から1/3より上にあることを確認した。

127 (E-5) 盛りこぼし橋台の地震時主働土圧についての実験的研究(稲葉・狩俣) 盛りこぼし橋台の脚柱間の土は地震のさい抜けだし、橋台全体に大きな土圧をかけないよう考えられた構造であるが、地震時の設計主働土圧について不明な点が多く、前題126と同じような理由から増加土圧が働くものと考えられる。発表者らは40×40×60 cmの箱に砂を詰め、振動数、脚柱の数、振動加速度によって増加土圧分布がどのように変わるかを調べて、深さ方向の土圧分布を求め、物部公式と対比して小さい値になることがわかった。また、増加土圧は、最大値とみられる時点の鉛直分布を3次曲線と仮定して最小自乗法で求めた。土圧分布は中央より縁で大きく、作用点は底面から1/3より高く、脚柱部と中央部とでは前者で大きい値を示したが、他の要因の相互関係やはっきりした特性については触れられていない。実験方法に関連する誤差や変数の問題もあろうが、説明が急がれている土の動的性質説明の一助として系統的な解析が望まれる。

128 (E-6) 掘削泥壁面の安定因子について(浅川・吉田・山本) 非粘性土中のトレンチ掘削面がベントナイト泥水を使用して保持されるという安定因子のうち、次の因子について検討した。(i) 非粘性土中への泥水浸透によるセン断抵抗の増加。(ii) 壁面に存在する泥水膜の応力拘束効果。(iii) 泥水の受働抵抗。実験ではコンクリート用標準砂で作った供試体を、ベントナイト溶液中に浸したもののについて三軸圧縮試験を行なった。また泥水壁面の安定への寄与の程度を調べるため、汚水の溝幅を変化させたものについて載荷による受働抵抗や壁面の変形量を求めた。結果として、砂のCU強度は粘着力で0.18 t/m²、

内部摩擦角で2.5°の増加を示し、これは泥水膜の影響と考えられた。泥水膜の応力拘束はVederの値よりはるかに小さい。上載荷重による沈下は、側壁部で中央部より小さく、破壊に近づくにつれて上部のヒズミは大きくなり、アーチ作用により土圧が軽減され、また溝幅が泥壁の安定に影響をもつことがわかった。結論として泥水の砂中への浸透による安定効果は少なく、膜の応力拘束効果は0.15～0.2 t/m²程度で、泥水のセン断抵抗による受働抵抗も考慮の価値があり、土圧算定には砂のアーチ作用も検討すべきだ、といえる。ボーリングや山止め関係も泥水が使われているが、施工の合理化という面からも現在明らかでない泥水の果たす役割や合理的な使用法の確立という面からも意味のある研究と思われる。

129 (E-6) ジャ(蛇)紋岩の地スベリについて(山田) ジャ紋岩は超塩基性岩の主要構成鉱物であるカンラン岩、輝石のジャ紋岩化物質により生成されたもので、変成帯地帯に分布している。この地スベリの特徴は慢性継続的で移動量が少なく、降雨量や地下水位との相関性はほとんど見られず、急激なスベリは末端の斜面応力を急激に変化したときにのみ生じる。スベリ面の厚さは薄く、ヒズミ面が非常に鋭敏に現われる。したがって防止対策としては通常の排水工は効果がなく、わく工、クイそう入工、排土工が適当だと思われる。千葉県や大糸線などで発生したこの種の地スベリの調査と対策について述べている。地スベリの対策はまず第1に排水工法というのが定説となっている中で、ジャ紋岩の特異な地スベリの発見は防止対策検討という意味で意義あるものといえよう。

130 (E-6) 複合地盤における円弧スベリ計算法—従来の分割法電算プログラムを用いて—(荒川・上山・大丸) 軟弱粘土中にサンドコンパクションパイルを打設して載荷する場合には、必ずスベリの検討が必要になる。この種の複合地盤では、上載荷重に対して砂グイの受けもつ応力が粘性土の受けもつ応力の数倍になって応力分担することになるので、従来用いられている分割法による円弧スベリのプログラムを用いることはできないことになっている。発表者らは従来より用いられている分割法によるプログラムを利用して計算する方法を考えた。複合地盤に荷重がかかったとき、粘土とクイが分担する応力比、また地盤とクイの断面積比を用いて複合土の全体的な粘着力と内部摩擦角を求めた。これらの値を用いて従来の円弧スベリの電算プログラムに入れることにより、安全率が容易に求められた。本発表では計算した結果について全く触れておらず、計算法の精度について不明である。また、他の研究者が得た結果との対比もなされていない。別なタイプの円弧スベリ公式を使用した場合のプログラムの適用性や複合地盤内で実際に起こりそうなスベリの形に対する計算法の開発などについても広く研究して後日述べてもらいたい。

131 (E-6) 統計による切取りノリ面の安定解析(南

一般報告

部・浅野 道路の切取りノリ面の災害防止と、ノリ面崩壊の予測を目的として、現在あるノリ面の調査資料を数量化Ⅱ類を用いて計算した。崩壊したものと安定側にあるものとのデータを全国から集め、土質、ノリコウ配、自然斜面の状態、湧水状況、災害歴、水処理、経過年数、防護工、ノリ高の9アイテムに分けた。上記のアイテムをさらに35カテゴリーに細分して相関関係を求めた。結論として各アイテムの中で安全および危険になる要因を統計的に求めている。現場のデータの選び方によって統計量が変化するのは当然のことであるが、とりわけ崩壊した例が少ないのは気にかかる。しかし、切取り斜面の安全管理基準作成の足がかりとして本研究の果たす役割は大きい。

川崎地質(株) 山田 剛二

132 (E-6) 浸透水の影響による崩壊およびその実験 (山下・白石) 地下湧水によって斜面のある部分のつり合いが破れる場合について実験を行なった。湧水装置として10 cm 間隔に取り付けた噴出ノズルを用い湧水条件として上部湧水、下部湧水の二つを行ない、そのときの水頭差はそれぞれ1.5 m および1.7 m とした。地下湧水によってある部分のセン断抵抗が減少したとき斜面のつり合いは、(1)底面スベリ、(2)受動破壊、(3)パイピング現象に分けられる。(2)の受動破壊について解析的に取扱っている。実験の考察から斜面上端からの湧水では水は表面に流れ出し、全面破壊の危険は少ない。中間部での湧水では斜面の滑動抵抗の減少につながり、斜面構成により受動破壊、底面スベリ破壊となることが観察された。

実験では流入水流、斜面の変位、底面での湧水による影響長さを時間の経過とともに記録しているが、間ゲキ水圧の増加についてはふれていない。

133 (E-6) 軟弱地盤上の盛土のスベリ破壊について (鈴木・松崎・伊藤・阿部・新田) 埋没谷をうずめた軟弱地盤上に盛土を施工して破壊スベリを起こさせ、そのときのスベリ破壊の動態および計算円弧スベリと実際のスベリ面との比較を行なった。地層の状態を明らかにするため乱さない試料を採取し、スベリ面の状態とスベリによる移動量を測定するためパイプヒズミ計(ノリ尻付近とその前方)および伸縮計を設置した試験は2日間にわたって幅約20 m、高さ約4.5 m に急速に盛土し、盛土高と地中の挙動との時間的関係を明らかにするとともにスベリ面を求めたものである。盛土高が3 m までは伸縮計、ヒズミ計ともほとんど変化はないが3 m を越すとヒズミ計、伸縮計ともに移動し約一昼夜続きその後は落ちついた。ノリ尻前方ではスベリ面がはっきり現われない。この種の試験では発表者らがいうように多数の変位グイと間ゲキ水圧の測定をあわせ行なう必要があろう。

134 (E-6) 砂質土斜面の表層スベリと土の強度につ

いて (小橋・草野) 砂質土斜面で表層近くに不透水層があるという条件でその表層土の崩壊現象を実験的に検討した。破壊には2種類あり、一つは水圧上昇に伴うパイピング現象であり、もう一つの型は地下水位上昇による円弧スベリ形での流動である。流動スベリが生ずるにはある限界密度がある。この場合、土の強度をセン断試験で求めるのは精度上問題があるのでフォールコーン貫入試験を行なった。試料を各種の密度に作り一定水位で飽和し、貫入試験を行なった。コーン貫入量はある密度で不連続に傾向が変化し、その不連続になる密度と流動スベリの発生密度とほぼ一致することが判明した。密度別に飽和度と貫入抵抗値をみると密度が高くなると共にコウ配は急となる。 q_c - γ_a との関係では飽和度が高くなると不連続点がみられ、その γ_a は1.38であり、これが流動スベリの発生の限界とみられる。貫入抵抗と飽和度の関係、それに及ぼす密度の影響をみた。発表者のいうとおりコーンの貫入抵抗値を土のセン断定数に読みかえることに問題があり、小さい応力条件下での土のセン断抵抗の解明が必要となろう。

135 (E-6) 地スベリ面付近の排水が安定に及ぼす影響について (第2報) (玉田・加藤・谷崎・津田) 地層中のスベリ面に沿って薄い擦過粘土が生成している。この粘土は滑動した結果生成したもので地スベリの原因でないとしている。擦過粘土の含水比とそのすぐ下位にある強風化層の含水比の差は0.1~22%である。擦過粘土は土カブリ応力によって圧密された場合は正規圧密粘土であり、セン断特性は $\tau=\phi_d$ である。これに対して滑動開始時は吸水膨張して擦過粘土となり、セン断特性は $\tau=c_s$ である。したがって排水工事によって地下水位を低下させることは有効であるが、これは圧密促進形式による排水工法によるものとしている。発表者は擦過粘土に対して土質工学のセン断特性をあてはめようとしているが実証的裏付けをいかにするかが今後の問題となろう。

136 (E-6) 簡易間ゲキ水圧計 (鉄研1型) によるノリ面の監視 (上沢・安田・毛受) 盛土ノリ面は内部がかたくノリ面表層部がゆるいためこの部分に間ゲキ水圧が発生してノリ崩壊を生ずる。ノリ面の締り具合、間ゲキ水圧の発生、崩壊の際の傾斜を測定してノリ面の異常を監視する簡易器具を開発した。

構造は先端に有孔部のある34φのガス管でこの中に水位測定コップが入っている。降雨後に内管を引き上げて満水になったコップの高さから最高の間ゲキ水圧を測定する方式である。模型盛土と現場実験によりその有効性を確かめた。本器を盛土ノリ面に数多く設置すればノリ面の仕上り状態および異常監視を効果的に行なうことができる。

137 (E-6) 地スベリ防止グイに作用する外力の算定について (伊藤・松井) 地スベリ防止グイの設計は外力の発生機構が複雑なため種々の仮定を設けて算定している。これらの式はWhite式、Hennes式、土研式などがある

が、いずれも一般性が少ない。発表者は地スベリのタイプを大別して地スベリ層のクイ周辺部分が塑性変形状態と塑性流動の二つに分け、クイに作用する外力を算定している。塑性変形理論では地盤の強度は c, ϕ で示され、地盤は深さ方向に平面状態として地盤の変形によるスベリ面の形を仮定して外力の式を導いている。塑性流動理論では地盤は定常流動状態にありビンガム体として降伏応力 τ_y および粘性係数 η_p で示され、流動方向は常に求心的であり、半径方向の微小部分の両端に生ずる応力は土圧によるものと粘性力の合力であるとして外力を導いている。典型的な第三紀層のクリープ性の地スベリに対して行なわれたクイの実測値に対して比較検討した結果、両理論とも従来の理論より近似度が高いことを示した。理論式を適用する場合の土の強度の取り方、 τ_y, η_p の測定の方法が問題となろう。

138 (E-6) クイによるがけ崩れのノリ面保護について(福岡・吉田・南部) 千葉県北部の高さ約 30 m, 斜度 $40^\circ \sim 45^\circ$ の斜面は豪雨の際数多くのがけ崩れを生じた。斜面の安定を Taylor 図表を用いて地下水のない場合と地下水のある場合について述べ、斜面のスベリ止めに使うクイに加わる力を推定した。また実際の斜面に直径 25 cm, 肉厚 5 cm, 長さ 4 m の遠心力 RC クイをオーガーで削孔してたて込み、横荷重をかけてクイの横抵抗試験を行なった。試験は表層土と基層土の両方に対して行なったが、両者とも極限抵抗力は約 6 t であった。崩壊斜面の中で表土層が多少移動しているような斜面にはクイ打ちによる対応工法を提案している。

クイにかかる外力については未解決の部分が多く、現場実験によって解明しなければならないだろう。

締固め、盛土およびフィルダム 第1日 午後の部 第1会場

建設省 山村和也

93 (D-9) 関東ロームの乾燥過程における締固め特性について(神谷・今野・羽田) 関東ロームの乾燥過程における土の締固め特性を調べるために、大きさの異なる 3 種類のモールドを用意し、実施した実験結果の報告である。実験では締固めエネルギーを段階的に変化させたが、いずれのモールドでの実験でも上に凸の締固め曲線が得られた。しかし、締固めエネルギーが大きくなると、明りょうなピークが現われず、乾燥過程の始めにでてくるピーク値が最大乾燥密度とならないことが知られた。またモールドの大きさ、ランマーの重さ、突固め層厚などによって締固め曲線の形が異なることが明らかにされた。そうして、ある条件のもとでは、乾燥過程の締固め曲線が締固め効果の判定に利用しようと述べている。ここで、締固め特性を乾燥過程について検討したのは実際の土工を対象に考えているためと思われるが、具体的にどのような締固めエネルギーを用いた締固め曲線を、土工の品質管理に用いるのが合理的かなどの、実用面からの考察が加えられればさらに実用上参考になると思われる。また、実験結果の諸現象についても、今後の詳しい検討が期待される。

94 (D-9) 関東ロームの圧縮成形について(久野・阿部) 関東ロームを静的に締固めたときの、土の性質を調べた一連の研究から、最近の成果を取りまとめたものである。すなわち、自然含水状態の関東ロームを定ヒズミ方式によって種々の圧縮速度および最終圧縮荷重で締固め、供試体を作り、土の性質を検討した。本研究では強度特性を一軸圧縮強さで表わし、この値の大きさを含有水分の性状すなわち自由水分の量に関係付けて調べることを試みて

いる。実験の結果から、供試体作成時の圧縮速度が遅いほど、また最終圧縮荷重が大きくなるほど、強度が増大することを土の中の自由水分の減少と関連を付けてうまく説明した。また圧縮速度の大小が締固め過程において、土の構造を乱すことに関係することと同様に自由水分の量の変化から説明している。関東ロームなど火山灰質粘性土はこね返しや乾燥などにより性質が複雑に変化していくが、この現象を土中の自由水分に着目して検討を行っており、従来時に不明確な点の多かったこの種の土の強度特性を明らかにしていくうえ貴重な手がかりを与える研究として評価される。

95 (D-9) 砂質土(稲城砂)の室内突固め試験に関する一実験的研究(吉岡・鈴木・田中・阿部) 土の締固めの研究の対象に砂質土(稲城砂)を取り上げ、数多くの室内突固め実験結果から、突固めた土の乾燥密度に対する突固め層数、突固め回数、モールド体積、ランマー重量、含水比などの要因の影響を調べた研究である。研究の結果、示されたものは、プロクターの突固めエネルギーと最大乾燥密度および最適含水比の関係式、任意の突固め条件によって突固められた土の乾燥密度を推定するための直交多項式、および室内突固めに関与する諸要素の影響の度合などである。これらの中で乾燥密度の値に影響を及ぼす要因をそれぞれ寄与率によって表示した結果によると、突固め層数、突固め回数の影響が大きくモールド体積、ランマー重量、含水比などの影響は小さくなっている。本論文は土に加えられる締固めエネルギーの合理的表示法およびエネルギーが、土中に蓄積されていく過程を明らかにしようという意図のもとに行なわれた研究であり、さらに詳細な考察が行なわれ、現場締固め作業との関連が明らかになるような方向へ発展することが望まれる。