

1. まえがき

最近の掘削工事の特徴は、構造物の大型化にともない、掘削規模が増大し、しかも、工学的上好ましくない粘性土地盤中に実施されることである。したがって、従来どおりの設計-施工法の適用に関しては再検討の必要性が生じている。この状況下において、実際の施工を合理的に実施するためには、以下、二つの観点に注目して検討しなければならない。その一つは、適用した設計法の解析誤差（設計法による解と実測値との乖離）の究明であり、他の一つは施工中に動態観測を導入して、その観測結果を主としながら施工を進める方法の確立である。本報告は、後者に注目し、その方法で最も重要な部分となる各種観測結果の動向を定性的に把握しようとしたものである。すなわち、過去に粘性土地盤中に実施された掘削工事における施工中の観測結果を収集し、大規模掘削の安全施工に役立たせるため、結果の特徴、他の観測結果との関連などを整理したものである。

2. 背面側土圧

周知のように掘削型土圧は、地盤の性状、掘削深、山留め壁の剛性、根入小長、切バリなどに関連するため、かなり複雑な様相を示すが、実際の設計にはその分布に多くの単純化した提案式が適用している。一方、土圧合力に関しては、その分布型に依存することとさることながら、背面土の変形に関係することが予想される。そこで、背面側土圧分布がほぼ三角形で近似できる観測結果を収集し、土圧合力と壁変位の関係を示したのが Fig. 1 である。ここに p_i , p_n は、掘削施工開始前の土圧合力、および各次掘削段階の土圧合力である。また、 S_{en} , S_{ef} は、各次掘削段階で発生した壁変位を長さに沿って積分した値、およびその最終値である。いずれも実測値であり、しかも粘性土地盤である。Fig. 1 によれば、土圧合力は S_{en}/S_{ef} の増加に従って単調に減少し、 $S_{en}/S_{ef} = 0.5 \sim 0.8$ ぐらいでほぼ一定値をとっている（図中一点鎖線）。しかもその値は、山留め壁の剛性に依存し、剛性が高い程、 p_n/p_i を一定にする S_{en}/S_{ef} の値は大きい。このことは、背面土の変位特性が壁の剛性に大きく左右されたことを反映している。ちなみに、Fig. 1 中に Peck が提唱した安全数 N_s の等値線を描いてみると、山留め壁の剛性が高い現場では、大きな N_s をとる掘削段階で土圧合力が一定値になることがわかる。結局、壁の剛性によって背面土の変位が拘束され、かなり深い掘削段階でやっと背面土が塑性状態を呈したわけである。一方、鋼天板のように剛性の低い現場では、壁の剛性による拘束が小さいため、低い N_s 値をもつ掘削段階で背面土が塑性状態に至らしめる変位が発生することになる。

3. 背面土の側方変位

山留め壁の安全性を検討したり、上記の土圧特性を考慮する際には、掘削側への背面土の変位が重要となる。Fig. 2 は山留め壁に沿って生ずる変位の積分値 S_e と、根切り面付近に生ずる最大変位 δ_{max} との関係である。Fig. 2 より、 $S_e \sim \delta_{max}$ は各現場および、各山留め壁形式ともほぼ linear 関

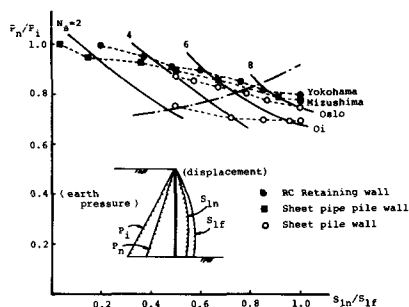
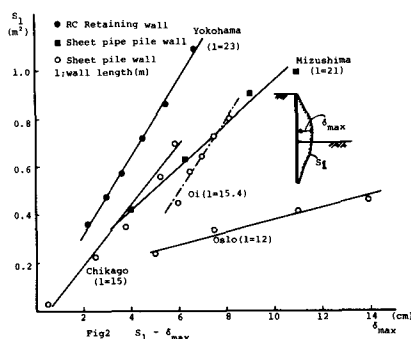
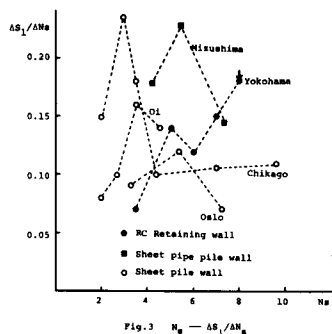
Fig. 1 $S_{en}/S_{ef} - p_n/p_i$ 

Fig. 2

係にあることから、 S_d で背面土の挙動を評価する際には δ_{max} に置き換えて評価してもかまわないことを示している。すなわち、背面土の変形は、当然掘削深に依存し、この絶対量および速度が山留め壁の安全性に大きく影響する。 S_d が掘削の進行につれてどのような挙動を呈するかを表わしたのが、Fig. 3である。すなわち、縦軸には、掘削の進行にともなう N_s の変化 ΔN_s に対して変形量の増分 ΔS_d を比 $\Delta S_d/\Delta N_s$ が、横軸には N_s がとられている。なお、 Δ は掘削段階間隔が採用されている。Fig. 3より以下 α とかがわかるであろう。すなわち、各現場、および各山留め壁形式とも、 $N_s < 4$ では背面土の変形増分がそれほど大きくないが、 $N_s = 4 \sim 6$ のあたりで変形が急激に増加する傾向をもつことである。そして、それ以後、切バリが効果をもった現場では、 $\Delta S_d/\Delta N_s$ が減少し、安全対策を裏づけている。しかし、注目すべきことは、Fig. 3中のYokohama現場では、掘削が進行するにつれて、 $\Delta S_d/\Delta N_s$ が同程度、もしくは増加する傾向をもっている。この現場は、RC地中壁工法で施工した例であるが、最終掘削深付近で、鉄筋応力の実測値が降伏応力以上になったため、一旦施工を中止している（図中（↓）印付近）。

このことから、 N_s の増加に対して、なお背面土の変形増分が増大することは、現場の安全性に支障をきたす1つの動向として考えることができるであろう。



4. 周辺地盤の沈下

掘削施工の安全性は、現場自体の安全性に加えて、周辺付近の構造物に及ぼす機能障害にも留意する必要がある。とくに、周辺地盤の沈下は重要な要因になる。Fig. 4, 5は掘削現場周辺の沈下量の予測に注目して整理した図である。すなわち、Fig. 4は周辺地盤の全沈下量 S_s と前述の S_d との関係を示した図である。この図より、若干の差異はあるものの、ほぼ $S_s \approx S_d$ の関係にあることがわかる。すなわち、周辺地盤の沈下量は、地盤が掘削側へ押し出される挙動とよわめて強い相関をもつことである。しかも、Fig. 3より S_d が $N_s > 4$ 以上で急増することが示した点より、沈下量 S_s も $N_s > 4$ で急激に増加することが予想される。一方、Fig. 5は、全沈下量 S_s と現場周辺で測定された全沈下量 S_s と現場周辺で測定された最大沈下量 d_{max} （いずれの現場も、最大沈下量は現場より17m以内の範囲で測定されている）との関係である。周辺地盤付近で局部的に d_{max} が大きく生ずる現場もあるが、大筋において $d_{max} \sim S_s$ はlinearな関係にあることがわかる。このことは、現場付近で測定された d_{max} により、全沈下量 S_s が予想できることを示しているに他ならない。結局、背面土の挙動が S_d 、 S_s によって表現できることから、周辺地盤、および山留め壁の安全性は、 δ_{max} 、 d_{max} により、とも評価できることになる。また、Fig. 5中には、沈下の影響範囲 A および現場の最終掘削深 H_f が同時に記されているが、今回の現場資料からは、 $A/H_f \geq 2$ の値が得られたことは興味深い。

