

名古屋大学 正〇川村国夫 学 八木英樹

名古屋大学 学 磯 陽太 学 秋田 衛

1. はじめに; 最近の掘削工事は、掘削深さが非常に深く、しかも、周辺地盤が工學上あまり良くないところで実施されるケースが多い。したがって、掘削工事に重要となる山留め壁、腹起し、切バリなどの安全性が非常にきびしく考察されなければならないであろう。本報告は、この観点に立って、現在おもに採用されている現行の設計法に注目し、これら設計法が実測値との比較において、どれ程の解析誤差を有しているか検討したものである。すなわち、現行設計法が、大型化をたどる掘削工事に対して、設計上、どれ程有効なのかを、多くの収集された実測例をもとに比較検討された。一方、設計法のもつ信頼度は、信頼度設計を実施する上で、きわめて重要である。かりに、設計法の解析誤差の分布が、非常にばらつきのある分布をとったとすれば、最適解を求める感度が非常に悪くなり、得られた最適解が何を意味するのかわからなくなってしまう。この点からも、適用される設計法の解析誤差は把握されなければならないものであろう。

2. 現行の主な設計法とその具体的計算法; 本報でとりあげられた設計法はいずれも、現在実務の面で常用されているものばかりである。それらは、①単純バリ法、②連続バリ法、③塑性法、の3つである。以下、それぞれの解析法について簡単に説明を加える。まず、単純バリ法は、周知のようにもっとも簡単な方法でありわけだが、Fig. 1 に示した計算方法である。いま、山留めの曲げモーメントに注目してみる。まず、外力として重要となり背面側土圧 P_R 、および掘削側土圧 P_P は、Rankinの主働土圧、受働土圧で評価する。各掘削段階の曲げモーメントは、各掘削段階で架設された最下段切バリ S と支点 α 1つとして、この α より P_R 、 P_P によって発生するモーメント M_R 、 M_P を求めることにより、算定される。すなわち、 $M_R=M_P$ となり深さ ECD がつり合い深さとなり、これは、山留めの根入れ長 AC として評価されるものである。つり合い深さ ECD が求めれば、掘削側土圧 P_P の合力作用点付近に、もう1つの支点 H （これを仮想支点と呼ぶ）が想定され、スパン長 SHA 単純バリができあがる。作用する荷重は、 (P_R-P_P) の作用土圧とすれば、山留めの曲げモーメントは各段階で簡単に算定されるであろう。次に連続バリ法について説明を行う（Fig. 2参照）。山留めを、上記の仮想支点と各切バリを剛支点とする連続バリと想定すると、中間支点で連続であるので支点上断面に曲げモーメントを生ずる。この支点上の曲げモーメントを3連モーメント定理を用いて算出し、ハリを中間支点で切り離すと、各スパンは、支点曲げモーメントを受ける単純バリと考えられ、重ね合せの法則により各スパンにおける曲げモーメントが算定できる。最後に③の塑性法（Fig. 3参照）は、山留めによる近似解法であるが、山留め壁背面に主働土圧 P_R 、根入れ部の横抵抗に受働土圧 P_P を考える。切バリ設置後、同切バリ支点は不動とし、上段既設切バリの軸圧値 R は一定とする。また、根切り底以深 α 山留め壁の曲げ

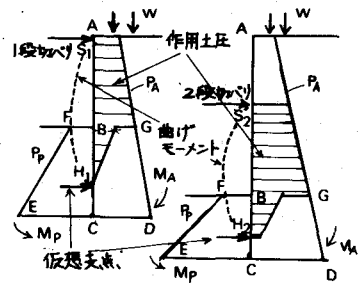


Fig. 1 単純バリ法

モーメント $M=0$ の点 (根切り底からの距離 x_m) にセンジを想定し、かつこのセンジ以下の山留めせん断力は無視する。上記仮定のもとで、根切り順序に従って、 y 方向の力のつり合い式および、 $M=0$ の点に関するモーメントのつり合い式を立て、未知数 x_m 、切バリ軸力 R_k を順次求めてゆく。したがって山留め壁の曲げモーメントが算定される。

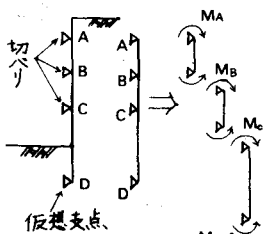


Fig. 2 連続バリ法

3. 結果の考察; 2. で述べた各設計法を適用して、山留め曲げモーメントに対する解析誤差分布 θ_e を求めたが、Fig. 4 (a)(b)(c) である。

ここで山留めの曲げモーメントに注目したのは、以下の理由による。掘削現場の安全性は、山留め、腹起し、切バリの各材料に関する安全性に依存する。しかし、設計理念としては、切バリ、腹起しの安全性が山留めの安全性に比してはるかに大きくとられ傾向をもつ。したがって、掘削現場の安全性は、山留めに関する十分な検討が必要とされるわけである。現実には、掘削現場の破壊例、および危険と察知されたデータを考察してみると、主に山留めのわん曲、変形によるものが多い。Fig. 4 は横軸に (計算値 - 実測値) / 実測値 = e が、縦軸に度数 n がそれぞれとられている。Fig. 4 (a)(b) から単純バリ法と連続バリ法の θ_e にあまり変化の無いことがわかる。すな

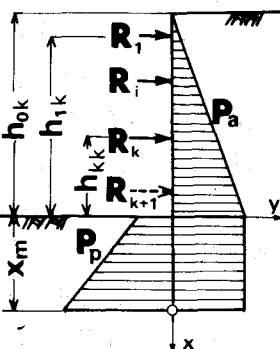


Fig. 3 塑性法

わち、両設計法の θ_e は対数正規分布で近似できるであろう。一方、Fig. 4 (c) より、塑性法の θ_e はあまり明確な分布形をとらず、むしろ一様分布に近い。さて、実測値が計算値を下まわることは設計上安全側であり、仮に適用された設計法の θ_e がすべて設計上安全側に分布すれば、それなりに適用された設計法は価値のあるものであろう。しかし、Fig. 4 から今回適用された設計法は、むしろ設計上危険側に分布する傾向をもつ。したがって、いま、設計上安全側とされる領域、すなわち、実測値が計算値を下まわる領域は無視して、設計上危険側に位置する分布だけを検討してみよう。Fig. 4 中の点線で表わした分布形がそれらを示している。単純バリ法、連続バリ法の設計上危険側領域内だけの θ_e は、はっきりとした正規分布で近似化される。そして、そのばらつき程度は、連続バリ法の変動係数 V が -0.23 となり、単純バリ法のそれ -0.43 より小さくなっていることがわかる。同様に塑性法の設計上危険側領域の θ_e は、 e が 0 から -0.7 までのほぼ一様分布として近似され、 V が -0.52 である。その結果、今回適用された設計法の θ_e は、平均値、変動係数ともあまり大きな差異がみられなかった。さらに、今回適用された設計法にもとづく山留めのわん曲の解析誤差も同様に検討された。その結果は、当日発表するつもりである。

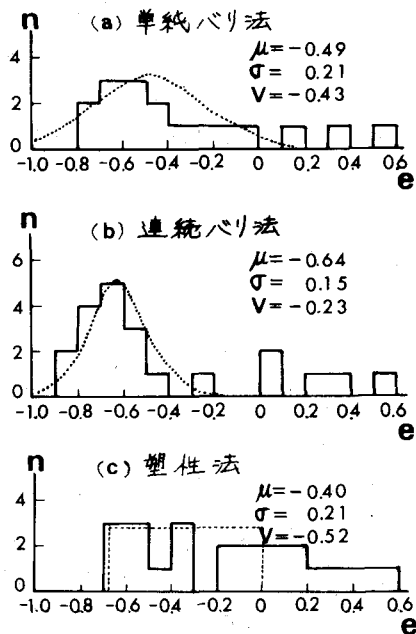


Fig. 4 解析誤差の分布 θ_e