

関西大学工学部 正会員 西田 一彦
 関西大学工学部 正会員 西形 達明
 箕面市 正会員 馬場 健一
 関西大学大学院 学生員 ○向井 祐輔

1. はじめに

棒状補強材による地山補強工法における現行の設計法は主働土圧を補強材の引張り力で受け持つものとしてなされている。しかし、補強材に発生する張力は斜面の変形によって生じるものであるため、その算定法は非常に複雑なものとなる。さらに、補強材には補強領域の変形を拘束し一体化させるという効果も存在する。そこで、本研究では模型実験から得られた結果より一体化現象の状況と発生条件を検討し、一体化現象発生時の引張り力の発生機構について検討を行った。

2. 実験方法

実験は、図-1 に示すような実験モデルを作成し、前面の移動壁をジャッキで後退させることで、斜面内に自重による主働破壊を生じさせた。変形過程の土圧を前面のロードセルで測定し、壁面背面の補強領域の土圧は水圧置換型土圧測定器¹⁾によって測定した。モデル実験に使用する盛土試料としては気乾状態の鉄鉱石 ($\phi=42.8^\circ$) を使用しており、モデル作成時の単位体積重量は 28.9kN/m^3 である。補強材には直径 10mm のリン青銅丸棒を用い、両面にひずみゲージを取り付けて変形過程の引張りひずみを測定し、これより張力を算出した。また、補強材本数については 4, 6, 8, 10, 14 本 (いずれも 2 列配置) の場合について実験を行った。

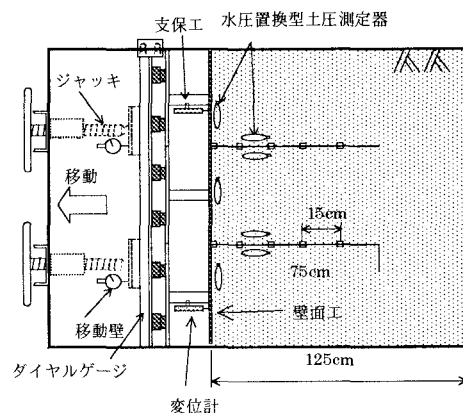


図-1 実験モデルの概要

3. 実験結果

図-2 は、模型実験において補強材 4 本、8 本の場合の引張り力分布図を示したものである。この図から補強材 4 本の場合、壁面工との連結部で非常に大きな引張り力が発生していることから、引張り力に依存した補強効果となっていることがわかる。一方、補強材の本数が増えるにしたがって引張り力は小さくなっており、4 本の場合に見られたような局所的に大きい張力の発生も見られない。これは、補強材本数が増加すると、補強領域の変形が抑制されることが第一の原因であるが、いずれにしても、補強材が多くなると、引張り力の発生状況が変化し、その補強メカニズムも引張り力のみによるものではなくなるものと考えられる。

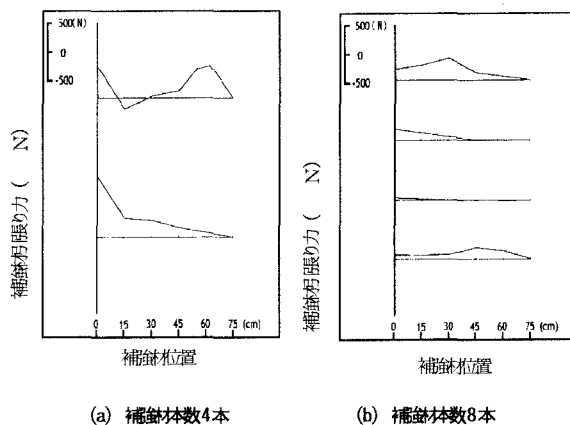


図-2 引張り力分布図

図-3 は、前面の移動壁を後退させ、最後に補強壁面が自立したときに壁面背後の水圧置換型土圧測定器で測定した全水平土圧 P 、全土圧減少量 ΔP および全引張り力 ΣT と補強材本数との関係を示したものである。ここで、全土圧減少量とは初期の全水平土圧と自立時の全水平土圧との差である。図より、補強材 4 本の場合は全水平土圧 P と全引張り力 ΣT はほぼ等しくなっており、この場合には土圧を補強材の張力として受け

持つ補強形態になっていることがわかる。しかし、補強材が6本以上になると、自立時の全引張り力 ΣT は全水平土圧 P よりかなり小さい値となっている。このことから、補強材6本以上では補強材張力と土圧とは釣り合い状態にはないことになる。言い換えれば、このような状況が一体化現象発生の特徴とすることができる。

そこで、補強領域内の応力変化に着目して、一体化現象発生時の補強材力発生メカニズムを検討する。図-4は補強材を配置したとき、補強領域内における応力状態をモールの応力円で示したものである。円O（直径 ab ）は補強材打設時（静止状態）の応力状態を示し、円A（直径 ac ）は主働破壊状態時の応力円を表したものである。また、一体化現象が発生するような補強材本数を敷設した場合の変形は静止状態と主働状態の間にあるものと考えられることから、その応力状態は円R（直径 ab' ）で表すことができる。ここで図-3に示したように、変形過程の補強材張力はその水平土圧減少量に相当するものと考え、最小主応力の変化（ σ_r ）が補強材力に置換されるものとしてすることができる。すなわち、補強材に発生する引張り力は bb' で与えられることになる。したがって、すべての補強材に発生する最大張力の合計（全引張り力）は次式で表すことができる。

$$T_{\max} = \int_0^H \left\{ (1 - \sin \phi) \sigma_1 - \frac{1 - \sin \phi}{1 + \sin \phi} \sigma_1 \right\} dh = \int_0^H \left\{ \frac{\sin \phi (1 - \sin \phi)}{1 + \sin \phi} \right\} dh \quad (1)$$

ここで、 ϕ ：土の内部摩擦角、 σ_1 ：最大主応力（鉛直応力）、 H ：補強壁面高さである。

図-5は式(1)を用いて全最大引張り力を計算したものである。ここでは実験値との比較のために、 $T_{\max}$ の計算における鉛直応力 σ_1 には実験によって測定された値を用いている。同時に主働土圧（ $=K_a \gamma H$ ）の値も記されているが、引張り力の計算値は明らかにこれよりも小さい値となっている。また、実験より得られた全張力と比較すると、補強材本数が4本の場合の実験モデルが主働状態に近かったと考え、両者がほぼ等しい値となっていることも頷ける。また、それ以上の本数の場合には、計算値は実験値より大きめの値を示しているが、これは、計算値が発生する張力の最大値であることや、周辺土と補強材との間には滑りが生じることなどから、土圧減少分がすべて張力に置換されなかったことが原因と考えられる。

4. あとがき

本報告では、補強領域の一体化が発生した場合には、変形による水平土圧減少分が補強材張力にほぼ等しくなるという実験結果に基づいて、その補強材力の発生メカニズムを検討した。このような一体化現象の発生条件下では、張力を用いた設計手法（内的安定性）は不要となり、補強領域を疑似擁壁と見なした、外的安定性の検討のみで設計が可能になり、設計手法が非常に簡便になるものと考えられる。

〈参考文献〉1) 西田一彦, 西形達明, 黒川裕司: 第33回地盤工学研究発表会, pp.1675~1676, 1998.

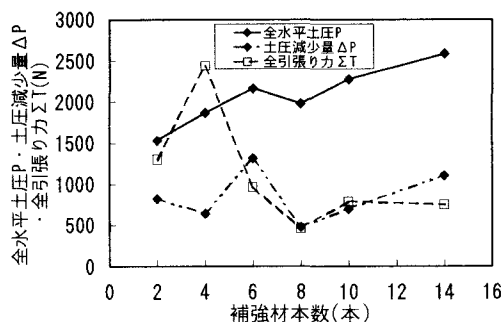


図-3 補強材本数と P , ΔP , ΣT の関係

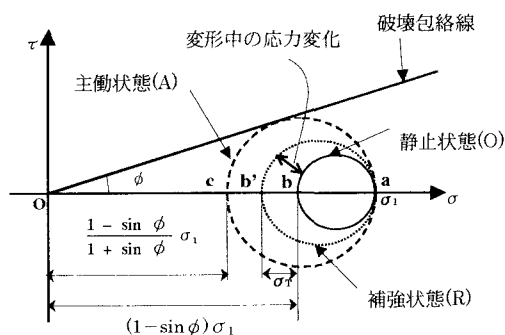


図-4 補強材力発生メカニズム

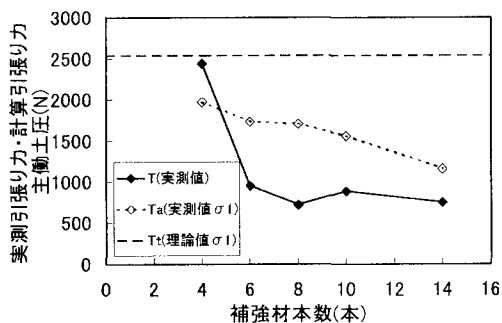


図-5 最大補強材引張り力 $T_{\max}$ と補強材密度