

## カンボジア・アンコール遺跡の石積構造物基礎の支持力特性に関する一考察

## A Study on the Bearing Capacity Characteristics of Masonry Structure Foundation in Angkor, Cambodia

橋本涼太 Ryota HASHIMOTO (広島大学大学院工学研究科)  
 小山倫史 Tomofumi KOYAMA (関西大学社会安全学部)  
 菊本 統 Mamoru KIKUMOTO (横浜国立大学大学院都市イノベーション研究院)  
 三村 衛 Mamoru MIMURA (京都大学大学院工学研究科)

カンボジアのアンコール遺跡には盛土と石材からなる石積基壇を基礎とし、上載される構造荷重に起因する内部の土の破壊により損傷するものが多く存在する。よって、修復時には基壇の支持力評価が重要となるが、地盤の材料非線形性に加え石材間の不連続性が卓越する基礎構造の破壊メカニズムは分かっていない。本研究では筆者らが開発した地盤-石積構造物系の解析手法を用いて実施した石積基壇の支持力解析結果から、地盤のせん断破壊と石材の滑動を伴う複合的な破壊形態を生じることを示し、それに基づき極限平衡法による支持力式を導出した。また、支持力式を数値解析結果と比較し、各石材に作用する垂直力を適切に設定すれば支持力を評価できることを確認した。

キーワード：アンコール遺跡、石積構造物、基壇、支持力 (IGC : E03, E12, E13)

## 1. はじめに

世界にはユネスコ世界文化遺産に代表される多くの歴史的建造物が存在しており、中でも石材を主要材料とする石積構造物は、岩石材料のもつ耐久性・耐火性・景観性といった観点から地域・時代を問わず建造されてきた。具体的には、エジプトのピラミッドやカンボジアのアンコール遺跡<sup>1)</sup>、日本国内では古墳の石室<sup>2)</sup>や近世城郭石垣<sup>3)</sup>が挙げられ、建造当時の文化を現代に伝える重要な役割を果たしている。一方で、数百年、あるいは数千年の時を経た今、構造物の基礎地盤の変状により崩壊の危機に瀕するものも存在する。本論文ではそのような遺構の一例として、上述のアンコール遺跡を対象とした検討を行う。

アンコール遺跡<sup>1)</sup>は現在のカンボジアにかつて存在したクメール王朝(9~15世紀)の首都の跡であり、観光地として著名なアンコール・ワットをはじめ無数の石積構造物群から構成されている。同遺跡では現在、図-1のように基礎部の不同沈下により構造物全体が崩落した事例が多数見受けられ、遺構の本質的価値を守るために修復事業が進められている<sup>4)5)</sup>。アンコール遺跡の建造物の基礎構造の模式図を図-2に示した。まず、地山を掘り込んだ中に人力で土を突き固めた版築を作成し地盤改良する「掘込地業」を行い、その上に同じく版築技術で作成した盛土とその周囲を覆う石材からなる「基壇」を築造する。そして、この基壇の上に石材をモルタル等を用いない空積みで組積し上部構造を構築する<sup>6)</sup>。この構造様式では、上方から作用する重量を石材と土に分散しながら下層に伝達させ支えるため、内部の版築盛土の変形・破壊が即座に建造物全体の変状として現れる。

そのため、現在アンコール遺跡の修復においては石積基壇構造の支持力評価が重要な検討項目の一つとなっている。

一般に、浅い基礎の極限支持力は極限解析<sup>7)</sup>、もしくは円弧滑り等の破壊メカニズムを仮定し釣合条件を解く極限平衡法によって評価できることが多い<sup>8)</sup>。しかし、地盤の材料非線形性に加え、石材間の不連続性(滑り・分離)が卓越する石積基壇に関しては、その破壊形態は未解明で、合理的な支持力算定法も確立されていない。



図-1 崩落した構造物(西トップ寺院)<sup>5)</sup>

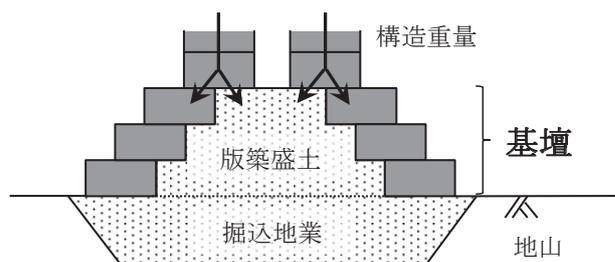


図-2 アンコール遺跡の基礎構造の模式図

この課題に対してこれまで筆者ら<sup>9)</sup>は連続体としてふるまう地盤と不連続体である石材の間の相互作用を考慮可能な数値解析法を開発し、適用例として基壇構造の支持力解析を行ってきた。本論文では、基壇の破壊形態を定量的に明らかにすることを目的として、上述の数値解析法による支持力解析結果に新たな分析を加え、石積基壇構造の力学的な特性と破壊メカニズムを考察する。そして、そのメカニズムを仮定した際の極限釣合式を導出し、そこから得られる極限支持力を数値解析結果と比較することで考察したメカニズムの妥当性を検証する。

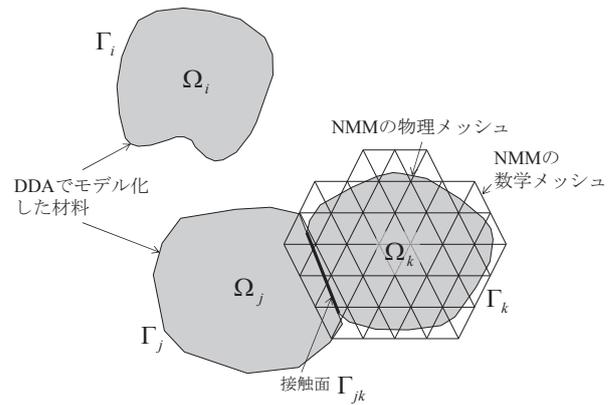


図-3 NMM-DDA の概念図 (文献9)から邦訳)

## 2. 地盤—石積構造物間の相互作用解析法

ここでは、以降で示す数値解析で使用した地盤—石積構造物間の相互作用問題の数値解析手法（弾塑性NMM-DDA）<sup>9)</sup>の概要を記す。

まず NMM-DDA<sup>10)</sup>とは、ともに不連続体の解析手法である不連続変形法（DDA: Discontinuous Deformation Analysis）<sup>11)</sup>とマニフォールド法（NMM: Numerical Manifold Method）<sup>12)</sup>の連成手法であり、図-3のように解析対象を DDA と NMM でモデル化する領域に分け、両者の運動方程式と接触部の非貫入条件および釣合条件を支配方程式として強連成解析を行う。

DDA と NMM の違いは境界値問題の弱形式の空間離散化に用いる物体内部の変位場の近似方法にある。DDA では物体内部の変位場を重心の剛体変位、回転、ひずみ（物体内部で一定と仮定）を変数として近似するため、回転をとめない崩落する石材の挙動を適切に表現できる。一方、NMM では図-3のように解析対象を覆う有限の被覆により形成される数学メッシュの節点変位を未知数とし、地盤等の連続体内部の詳細な変形に着目する問題に適する。よって、両者を統合した NMM-DDA では地盤と石積構造の相互作用問題を適切にモデル化可能である。さらに本研究では、同手法に弾塑性構成則を導入するとともに三角形定ひずみ要素を用いている NMM 部分の体積ロッキングによる解析精度の悪化を回避するため、節点ベース要素（図-4）<sup>13)</sup>を応用し改良した解析コード<sup>9)</sup>を用いる。解析理論の詳細は文献<sup>9)</sup>を参照されたい。

なお、既往の研究<sup>9)</sup>においては NMM でモデル化される地盤材料の弾塑性構成則の応力積分に陽解法を用いていたが、この場合トラクションの変化が激しい材料間（石材と地盤）の接触部の力学挙動を精度良く追跡することは難しい。本研究では破壊メカニズムの定量的評価を目的とすることから要素の応力更新にはリターン・マッピングを用いた陰的積分アルゴリズム<sup>14)</sup>を、非線形方程式の解法として、Newton-Raphson 法を新たに実装し、解析を実施した。

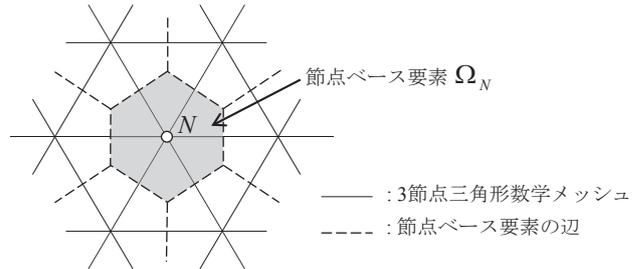


図-4 節点ベース要素の概念図 (文献9)から邦訳)

## 3. 基壇構造の支持力解析

### 3.1 解析条件

前章で述べた解析手法を用いて、図-2 に示したような石積基壇構造の支持力解析を行った。図-5 に NMM-DDA における解析モデルを示す。モデルは地盤と5段に積まれた石材から構成されており、地盤は節点ベース要素を用いた NMM で、石材は全て DDA でそれぞれ不連続なブロックとしてモデル化している。石材は全て幅 1.0m、高さ 0.4 m とし、石材を組積する際の石材どうしが重なる幅は段を問わず 0.5 m とした。境界条件として、地盤の底面は水平、鉛直両方向の変位を拘束し、側方については水平変位のみを拘束した。表-1 に各材料の物性値を示す。石材は線形弾性体とし、地盤は von Mises の破壊規準を用いた弾完全塑性体（関連流れ則）とした。これは一般に遺跡を対象とした地盤調査で得られる強度定数が、コーン貫入試験等から推定される一軸圧縮強度であることを考慮している。また、問題の単純化のため自重を無視した。材料表面（不連続面）については Coulomb の摩擦則を仮定し、強度定数として石材、地盤ともに共通して表-2 に示した値を使用した。以上の条件で最上段石材の上面中央（図-5 の点 A）に鉛直下向きに 4.0 mm の変位を 40000 ステップに分割して与え载荷した。変位は既往の解析<sup>9)</sup>と同様ペナルティ法（ペナルティ係数： $1.0 \times 10^7 \text{ kN/m}$ ）により与え、ペナルティ係数に変位の残差を乗じて算定できる载荷点の反力を支持力として評価した。なお、これらの解析条件は既往の研究<sup>9)</sup>で実施されたものと同様であるが、以下で示す結果は前述の通り、陰的応力積分アルゴリズムを導入し、改めて実施したものである。

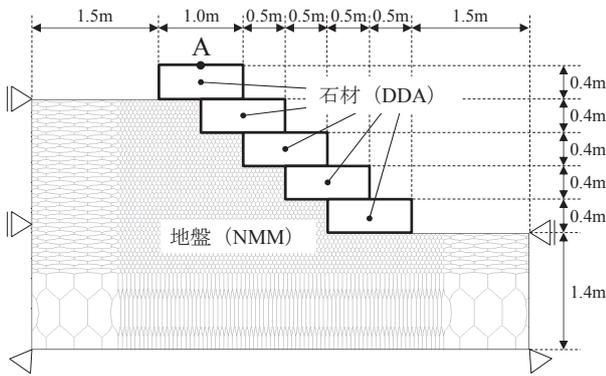


図-5 使用した解析モデル

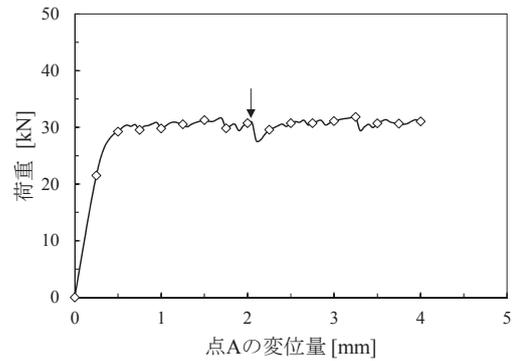


図-6 荷重-変位関係

表-1 材料パラメータ

|            | 地盤<br>(von Mises) | 石材<br>(線形弾性)      |
|------------|-------------------|-------------------|
| ヤング率 [kPa] | $1.0 \times 10^5$ | $1.0 \times 10^7$ |
| ポアソン比      | 0.30              | 0.20              |
| 粘着力 [kPa]  | 10                | N/A               |

表-2 不連続面のパラメータ

|           | 石材間 | 石材-地盤間 |
|-----------|-----|--------|
| 摩擦角 [°]   | 30  |        |
| 粘着力 [kPa] | 0.0 |        |

### 3.2 解析結果と考察

図-6 に解析の結果得られた荷重-変位関係を示す。これは図-5 の載荷点 A の鉛直方向の変位量と反力として作用している鉛直荷重から描いたものである。この荷重-変位関係から、変位量約 0.7 mm で降伏し、その後荷重がほぼ一定となり極限状態に至っていることがわかる。降伏後、荷重値は小さな増減を繰り返しており、極限支持力を一意に定めるのは難しいが、ここでは降伏が認められる変位量 0.7mm 以降の平均値とし、約 30.6 kN と求めた。荷重の増減の理由については後述する。

つづいて、極限状態における破壊形態を把握するため、最終状態（変位量 4.0mm）における偏差ひずみの分布図、および水平方向変位の分布図をそれぞれ図-7、図-8 に示す。まず、偏差ひずみ分布図からは最上段石材の左下角部から円弧状のせん断ひずみの集中帯が発生し、上から 3 段目および 4 段目の石材の左下角に至っており、地盤内部で破壊が生じていることがわかる。その一方で、図-8 の水平方向変位の分布図では、石材に着目すると上から 3 段目と 4 段目、および 4 段目と 5 段目の間に変位の不連続分布が確認される。これはすなわち、石材底面に接している地盤および石材との間のせん断力が摩擦強度に達し、滑動していることを示している。また、この変位の不連続部の位置は、図-7 にてひずみの集中帯が生じていた段と一致していることから、基壇構造は地盤内部の円弧状の滑りと石材の滑動の双方を伴う複合的な破壊形態を示すものと推察される。なお、本結果では、石材の変位量は上から 3 段目の石材で最大となり、また地盤内のひずみも上から 3 段目の石材に至る円弧

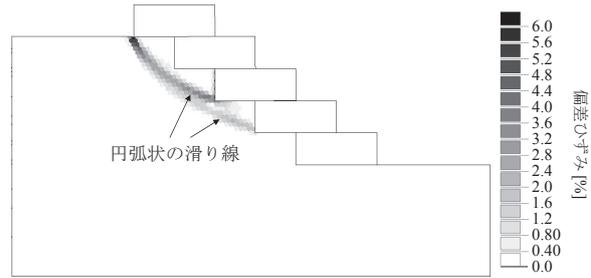


図-7 最終状態での偏差ひずみ分布図

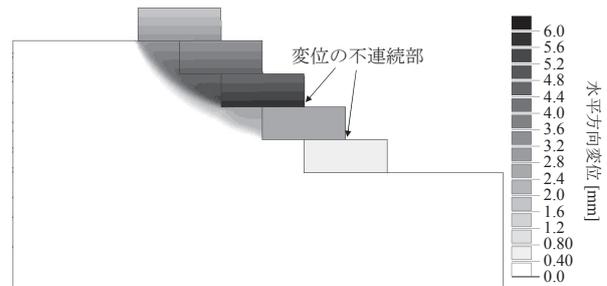


図-8 最終状態での水平方向変位分布図

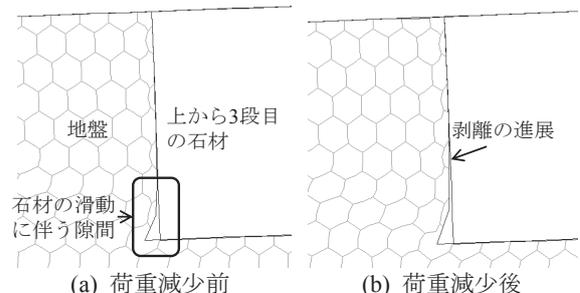


図-9 荷重低下前後の変形状態（変形量 20 倍）

の方が大きく、同石材底面を通るメカニズムが卓越したと考えられる。ここで、上記の破壊メカニズムを踏まえて図-6 の荷重の増減の理由に触れておく。図-9 に図-6 の矢印の位置の荷重減少前後の上から 3 段目の石材周辺の変形状態を示した。石材の滑動に伴い石材側面と地盤の間に隙間が生じ、荷重減少時には特に剥離が進行しており、これにより力が伝わらなくなることが荷重減少の原因と推察される。荷重が減少後再度増加するもの、地盤の変形が進むと再度接触するためである。剥離は地盤をモデル化した NMM がメッシュベースの手法で石材の変位に追従できず生じたもので解析上の課題はあるが、構造物の挙動の概況はとらえていると考える。

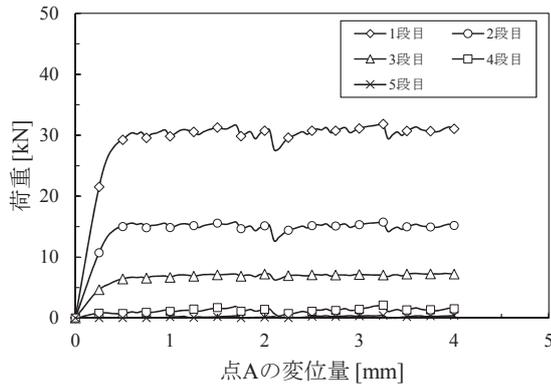
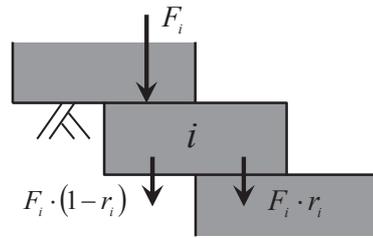


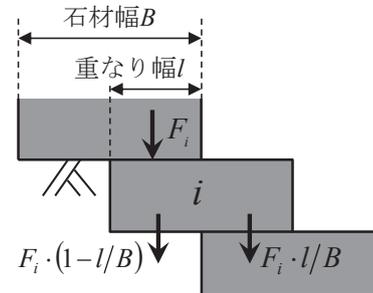
図-10 作用する鉛直荷重の推移

以上の結果から、石積基壇構造の支持力には地盤のせん断抵抗と石材底面に作用する摩擦力が寄与することがわかった。ここで、摩擦強度を支配するファクターとして、各石材に作用する鉛直方向の荷重の挙動について確認しておく。図-10に、載荷に伴い各石材に作用した鉛直荷重の推移を示した。上から1段目の石材に関しては、図-6に示したものと同様である。この図からは、いずれの段でも降伏後はほぼ一定値に収束していること、そして、下段の石材になるほど作用する荷重が小さくなっていることがわかる。この現象は、石積基壇が上段から作用した荷重を下段の地盤と石材に分配しながら伝達させる構造であるがゆえのものであるが、これはすなわち、下段ほど石材底面での摩擦強度が小さくなることを意味している。一方で、地盤内部のせん断抵抗は、滑り線の長さが長くなるにつれ大きくなるから、下段を通るほど大きくなる。以上を踏まえると、石積基壇はこの地盤内部のせん断抵抗と摩擦強度による合力が最小となる段で破壊するものと推察される。

最後に、基壇が以上で述べたメカニズムで破壊すると仮定した場合に支持力に大きく寄与すると考えられる上段から下段への石材間の鉛直荷重の伝達条件について検討しておく。図-11(a)に示すように、上から*i*段目の石材に関して上段から作用した作用した荷重 $F_i$ の内、下段の石材に伝達される割合を「荷重分配率 $r_i$ 」として定義し、1段目から4段目の石材について、その推移を図-12に示した。破壊が卓越した3段目より上(1段目→2段目、2段目→3段目)では概ね近い値を示しているのに対して、3段目→4段目および4段目→5段目では荷重分配率が比較的小さく、かつ不規則に変動している。図-13に示した最終状態での変形図(変形量を10倍にして表示、各石材の鉛直荷重も記入)を見ると、上から3段目の石材が回転し浮き上がりが生じている。4段目もごく微小ながら同様に浮き上がりが確認され、これが荷重分配率の低下の理由となったと考えられる。一方、1~3段目の石材の間には特に浮き上がり等は生じず、図-8からもわかるように一体となって変位している。ここでもう一度図-12を見返してみると、1段目→2段目と2段目→3段目での荷重分配率は0.45~0.5程度で、



(a) 荷重分配率の定義



(b) 接触面積の比率による表現

図-11 荷重分配率

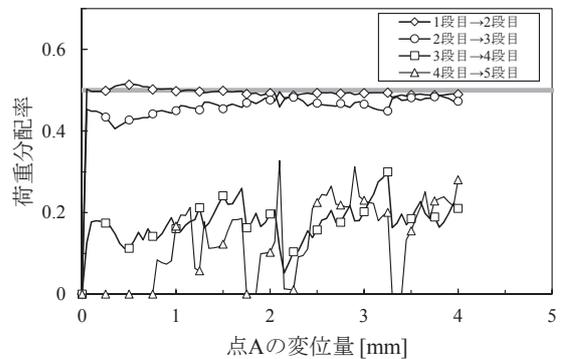


図-12 各段の荷重分配率の推移

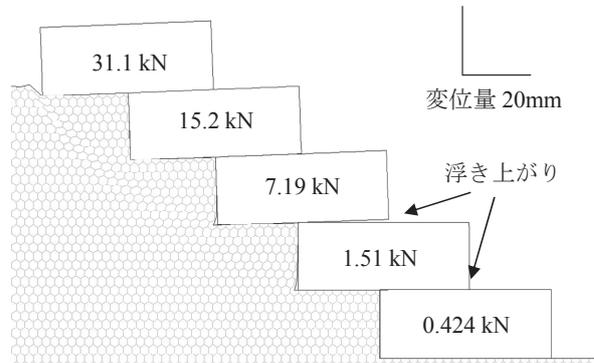


図-13 最終状態の変形図(変形量10倍)

石材幅1.0mに対する石材組積時の上段の石材と下段の石材の重なり幅0.5mの比に近い値を示している。もし浮き上がりが生じていないときに荷重分配率が石材幅に対する下段石材との接触率で表せるとすれば、

$$r_i \doteq \frac{[\text{石材間の重なり幅}]}{[\text{石材幅}]} = \frac{l}{B} \quad (1)$$

とし(図-11(b)), 上から*i*段目の石材に作用する荷重 $F_i$ は、最上段に作用する荷重( $P$ とする)を用いて、

$$F_i = P \cdot \prod_{j=1}^{i-1} r_j \quad (2)$$

と表すことで、各石材底面における摩擦強度を評価できる可能性がある。ただし、石材底面の荷重分布には地盤と石材の剛性の違いも影響すると考えられるため、別途地盤の剛性や石材間の重なり幅を変えた解析ケースを追加し、データを蓄積する必要がある。

### 3.3 支持力解析のまとめ

本章で示した解析結果から得られた主な知見をまとめると以下ようになる。

- (1) 石積基壇は地盤内部の円弧状の滑りと石材の滑動を伴う複合的な破壊メカニズムを示す。
- (2) 石材間の摩擦強度を規定する鉛直荷重は、次第に地盤内に分散され下段ほど小さくなる。
- (3) 破壊位置は地盤内部のせん断抵抗と石材底面における摩擦強度の合力が最小の段で生じると予想される。

次章では、以上の知見に基づき極限平衡法による支持力評価を行い、数値解析結果と比較し妥当性を検証する。

## 4. 極限平衡法による支持力評価

### 4.1 対象とする構造と破壊メカニズムの仮定

基壇構造を対象とした極限釣合式を導出するに先立って、仮定する構造条件と破壊メカニズムについて述べておく。まず構造・地盤条件として以下の5つの項目を仮定しておく。

- (1) 全ての石材は同一寸法（幅  $B$ 、厚さ  $h$ ）であり、剛体である。
- (2) 石材を積み上げる際、上下段の石材間の重なり幅  $l$  は全段について一定である。
- (3) 基壇内部の地盤の初期応力は等方状態、せん断応力ゼロである。
- (4) 地盤は von Mises の破壊規準にしたがう剛塑性材料（粘着力  $c$  を有する）である。
- (5) 石材どうし、あるいは石材と地盤間の不連続面での摩擦強度は Coulomb の摩擦則にしたがう。

また、破壊メカニズムは前章の数値解析結果より、

- (6) 基壇構造は地盤内部の円弧滑りと石材間の滑動によって破壊する。

とする。そして、(1)~(4)、(6)の仮定に基づけば、図-14に示すような破壊メカニズムが得られる。なお、ここでは石材の全段数を  $n$  段とし、上から  $i$  段目の石材底部を通るメカニズムで破壊した場合を表している。すなわち、最上段石材の左下角の点  $A$  を原点  $(0, 0)$  としたとき、そこを起点として  $i$  段目の石材の左下角の点  $B$   $((i-1) \cdot (B-l), -(i-1) \cdot h)$  に延びる円弧滑りと、 $i$  段目の石材底面に沿った不連続面での滑りが考慮されている。

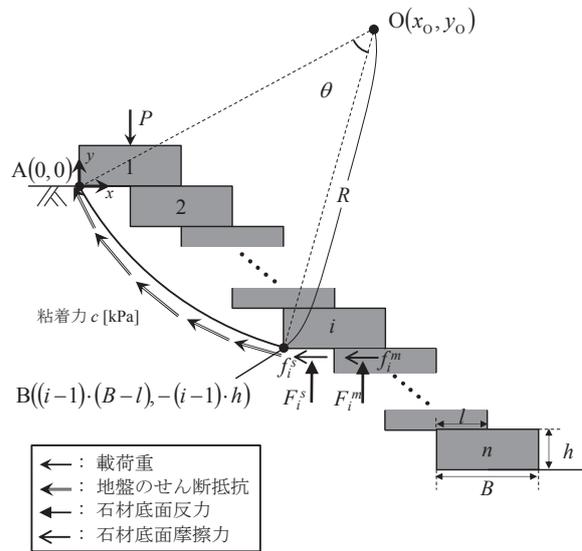


図-14 仮定する構造と破壊メカニズム

### 4.2 極限支持力式の導出

図-14にて滑りを生じている上から  $i$  段目の石材の底面より上側に位置する土塊および石材を一つの剛体として考えたとき、これに作用している力は、最上段における載荷重  $P$ 、地盤内の滑り円に沿って生じるせん断抵抗力、上から  $i$  番目の石材の底面に地盤側から作用する垂直抗力  $F_i^s$  と摩擦力  $f_i^s$ 、そして下段の石材側から作用する垂直抗力  $F_i^m$  と摩擦力  $f_i^m$  である。極限状態においてはこれらの力によるモーメントの間に釣合条件が成り立つはずであるから、地盤内の滑り円の中心点  $O(x_0, y_0)$  のまわりの回転モーメント  $M_o$  の釣合を考え、次式が導かれる。

$$M_o = P \cdot \left( x_0 - \frac{B}{2} \right) - cR^2\theta - F_i^s \cdot \left[ x_0 - \left\{ (i-1) \cdot (B-l) + \frac{B-l}{2} \right\} \right] - f_i^s \cdot \{ y_0 + (i-1)h \} - F_i^m \cdot \left[ x_0 - \left\{ i \cdot (B-l) + \frac{l}{2} \right\} \right] - f_i^m \cdot \{ y_0 + (i-1)h \} = 0 \quad (3)$$

ここに、 $R$  は滑り円の半径、 $\theta$  [rad] は中心角である。また、前節で示した仮定(4)に基づき極限状態における摩擦力  $f_i^s$ 、 $f_i^m$  をそれぞれ、Coulomb の摩擦則で

$$f_i^s = F_i^s \cdot \tan \phi_{ms} \quad (4)$$

$$f_i^m = F_i^m \cdot \tan \phi_{mm} \quad (5)$$

と表すと、式(3)は

$$P \cdot \left( x_0 - \frac{B}{2} \right) - cR^2\theta - F_i^s \cdot \left[ x_0 - \left( i - \frac{1}{2} \right) \cdot (B-l) + \{ y_0 + (i-1)h \} \cdot \tan \phi_{ms} \right] - F_i^m \cdot \left[ x_0 - \left\{ i \cdot (B-l) + \frac{l}{2} \right\} + \{ y_0 + (i-1)h \} \cdot \tan \phi_{mm} \right] = 0 \quad (6)$$

と書き換えられる。ここに、 $\phi_{ms}$  と  $\phi_{mm}$  はそれぞれ石材と地盤および石材どうしの接触面の摩擦角である。

式(6)中の  $F_i^s$  と  $F_i^m$  は、式(2)を用いてさらに書き換えることができる。しかし、荷重分配率  $r_i$  を表す式(1)の妥当性がまだ検証されていないため、本研究では  $F_i^s$  と  $F_i^m$  については数値解析から得られた値を使用する。このとき、極限支持力  $P$  は次式で求まる。

$$P = \frac{M_0^s + M_0^m}{x_0 - B/2} \quad (7)$$

$$M_0^s = cR^2\theta \quad (8)$$

$$M_0^m = F_i^s \cdot \left[ x_0 - \left( i - \frac{1}{2} \right) \cdot (B-l) + \{ y_0 + (i-1)h \} \cdot \tan\phi_{ms} \right] + F_i^m \cdot \left[ x_0 - \left\{ i \cdot (B-l) + \frac{l}{2} \right\} + \{ y_0 + (i-1)h \} \cdot \tan\phi_{mm} \right] \quad (9)$$

ここに、 $M_0^s$  と  $M_0^m$  はそれぞれ、地盤内のせん断抵抗および石材底面に作用する力によるモーメントである。

### 4.3 極限支持力の計算

前節で導いた式(7)を用いて実際に極限支持力を計算し、3.2 で示した数値解析より得られた値と比較する。したがって、構造条件は  $B = 1.0 \text{ m}$ 、 $h = 0.4 \text{ m}$ 、 $l = 0.5 \text{ m}$  とし、地盤の粘着力  $c = 10 \text{ kPa}$ 、石材底面の摩擦角は地盤側  $\phi_{ms}$  と石材側  $\phi_{mm}$  はどちらも  $30^\circ$  とする。以上のパラメータの他に入力すべき情報として、破壊が生じる段  $i$ 、滑り円の中心座標  $(x_0, y_0)$ 、半径  $R$  [m]、中心角  $\theta$  [rad]、そして、 $i$  段目の石材底面に作用する垂直抗力  $F_i^s$  (地盤側) と  $F_i^m$  (石材側) がある。滑り円の位置は本来、極限荷重が最小となる条件を探索して決定されるべきであるが、本研究では、図-14 のメカニズムが数値解析結果に合致するかを検証することに重点を置いているため、上記のパラメータは前章の数値解析結果を参照して設定する。

まず、破壊が生じた位置  $i$  は数値解析時に最も変形が卓越した上から3段目に設定する。 $(x_0, y_0)$ 、 $R$ 、 $\theta$  については、解析最終状態での偏差ひずみ分布 (図-7) を CAD ソフト上に取り込んで合致する円弧を探し (図-15)、 $x_0 = 1.42$ 、 $y_0 = 0.765$ 、 $R = 1.62 \text{ m}$ 、 $\theta = 0.820 \text{ rad}$  と決定した。なお、円弧がひずみ分布のせん断帯から外れない範囲で、その中心位置を上記の値から微小量変動させた感度分析を行い、以降の結果にほぼ影響がないことを確認している。 $F_i^s$  と  $F_i^m$  については、図-9 にて各段の石材の荷重が降伏後概ね一定値を取っていること、また、十分に破壊が進行していると考えられることから最終状態での値 (図-13) を用いた。3 段目の石材に作用している鉛直荷重  $F_i = 7.19 \text{ kN}$  の内、4 段目の石材に作用している鉛直荷重  $1.51 \text{ kN}$  が  $F_i^m$ 、残りが  $F_i^s$  に相当するので、 $F_i^s = 5.68 \text{ kN}$  と  $F_i^m = 1.51 \text{ kN}$  と設定した。

以上の条件を式(7)に代入し極限支持力を算定すると  $P = 30.9 \text{ kN}$  となった。図-16 は得られた極限支持力と数値解析における荷重-変位曲線の比較であるが、よい一致を示していることがわかる。また、このとき、式(7)

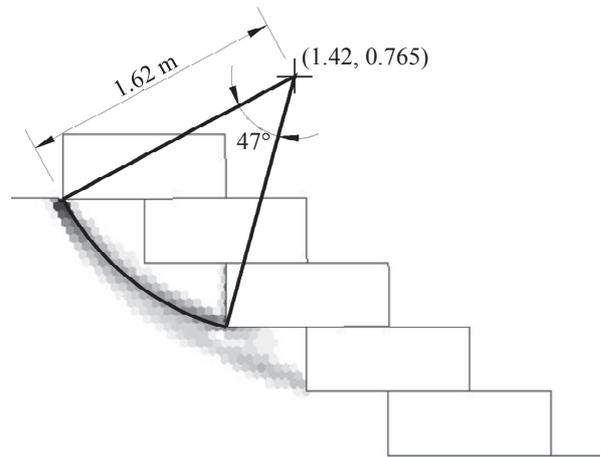


図-15 設定した滑り円

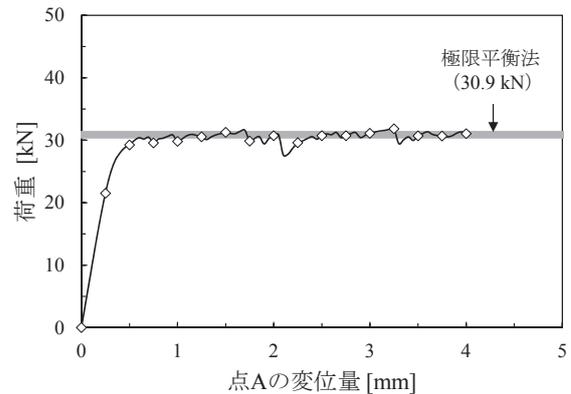


図-16 極限平衡法と数値解析結果の比較

に含まれる地盤内のせん断抵抗によるモーメント  $M_0^s$  と石材底面に作用する力によるモーメント  $M_0^m$  の値はそれぞれ約  $21.5 \text{ kN} \cdot \text{m}$  と約  $6.99 \text{ kN} \cdot \text{m}$  であり、極限支持力のうち約 24.5 % は石材間の摩擦強度によって動員されていることになり、その寄与度は大きい。以上の結果を踏まえ、数値解析結果から考察された地盤の材料非線形性と石材の不連続性による複合的な破壊メカニズムの妥当性が検証された。

### 4.4 破壊位置の決定メカニズムに関する考察

つづいて、基壇構造の載荷時に破壊が生じる段が決定されるメカニズムについて考察する。3.3 では数値解析結果に基づいて「(3) 破壊位置は地盤内部のせん断抵抗と石材底面における摩擦強度の合力が最小の段で生じると予想される。」と述べたが、ここでは式(7)を用いて定量的に確認する。

まず、最上段を除く 2~5 段目それぞれで破壊した場合の極限支持力を計算する。 $B$ 、 $h$ 、 $l$ 、 $c$ 、 $\phi_{ms}$ 、 $\phi_{mm}$  の値、および各段の  $F_i^s$  と  $F_i^m$  の決定方法は前節と同様とした。滑り円については偏差ひずみ分布 (図-7) において3段目と4段目を通る滑り線が最上段石材左下角でほぼ接していることから、各段に相似な円弧が生じると仮定し、表-3 のように設定した。

表-3 各段に対応する滑り円

| $i$       | $x_0$ | $y_0$ | $R$ [m] | $\theta$ [rad] |
|-----------|-------|-------|---------|----------------|
| 2         | 0.712 | 0.383 | 0.81    | 0.820          |
| 3<br>(基準) | 1.42  | 0.765 | 1.62    | 0.820          |
| 4         | 2.13  | 1.15  | 2.43    | 0.820          |
| 5         | 2.85  | 1.53  | 3.24    | 0.820          |

表-4 各段での極限支持力

| $i$ | $M_0^s/(x_0-B/2)$ [kN] | $M_0^m/(x_0-B/2)$ [kN] | $P$ [kN] |
|-----|------------------------|------------------------|----------|
| 2   | 25.4                   | 12.7                   | 38.2     |
| 3   | 23.3                   | 7.57                   | 30.9     |
| 4   | 29.6                   | 1.48                   | 31.1     |
| 5   | 36.7                   | 0.389                  | 37.1     |

以上の条件で式(7)より各段に関して得られた  $M_0^s/(x_0-B/2)$ ,  $M_0^m/(x_0-B/2)$  および  $P$  を表-4 に示す。ここで、地盤のせん断抵抗に起因する成分  $M_0^s/(x_0-B/2)$  は、 $i=3$  で一旦減少するものの全体としては下段ほど大きくなる傾向を示し、逆に石材底面の反力と摩擦力に起因する成分  $M_0^m/(x_0-B/2)$  は下段ほど減少している。そして、両者の合計である  $P$  は  $i=3$  において最小値を取っており、上から3段目で破壊が卓越した数値解析と整合する結果が得られた。また、 $i=4$  と仮定した場合の極限支持力 31.1 kN は最小値ではないものの  $i=3$  の 30.9 kN に近く、支持力解析時に上から4段目の石材についても地盤内のせん断ひずみが生じたことにも整合している。

以上より、数値解析結果から得られた、地盤のせん断抵抗と石材底面の摩擦強度の合力（モーメント）が最小となる段で破壊が生じたという考察の妥当性が確認され、同時に石材底面の反力等を適切に設定できれば極限平衡法でも基壇構造の極限支持力を決定できる可能性が示唆された。今回、数値解析結果より設定した滑り円の位置、および各石材に作用する鉛直荷重の合理的な設定方法を提案することが、今後実用に供し得る支持力算定法を確立する上で重要である。

## 5. 結論

本論文では、カンボジア・アンコール遺跡の石積構造物を対象としてその基礎である基壇構造の支持力特性について数値解析、および極限平衡法により検討した。まず、弾塑性 NMM-DDA による支持力解析を通じた検討結果を以下に記す。

- (1) 地盤内部の円弧状の滑りと石材間の滑動を伴う破壊形態を示した。
- (2) 基壇上方から作用した荷重は地盤内部にその一部を分散しながら下段の石材へと伝達される。

- (3) 上段から下段の石材への荷重伝達状況を評価する指標として荷重分配率を定義した。
- (4) 荷重分配率は、石材間の剥離が生じない限り石材組積時の重なり幅に依存する可能性がある。

そして、極限平衡法による検討結果は以下の通りである。

- (5) 数値解析から得られた破壊メカニズムを基に極限支持力式を導出した。
- (6) 支持力式を用いて算定された極限支持力は、同じ構造・地盤条件下での数値解析結果とよく一致し、仮定した破壊メカニズムが基壇構造の安定性を評価する上で妥当であることが示された。
- (7) 支持力式に基づき基壇の各段に対応した極限荷重を算定した結果、数値解析で破壊が卓越した段と同じ箇所でも最小値を取った。
- (8) したがって、導出した支持力式を用いて極限支持力が最小となる段を探索することで、破壊が生じる段を決定できると考えられる。

今後は、模型実験や弾塑性 NMM-DDA を用いた多様な地盤・構造条件の石積基壇を対象とした支持力解析を実施して、破壊位置の変化や石材間の荷重分配率の性質に関する検討を進め、本論文で示した極限支持力式に反映させることで、合理的かつ簡易な支持力算定法の構築を目指す。

## 謝辞

本研究は、第1著者に対する JSPS 科研費特別研究員奨励費（課題番号 14J00077）の支援を受けた。ここに記して謝意を表する。

## 参考文献

- 1) 盛合禧夫 編著: アンコール遺跡の地質学, 連合出版, 2004.
- 2) 西形達郎, 西田一彦, 玉野富雄: 古墳石室構造の歴史の変遷についての技術的考察, 土木史研究, Vol. 22, 2002.
- 3) 西田一彦, 大嶋和則, 金岡正信, 北園和憲: 高松城天守台解体時の石垣背面地盤変状調査, 土木学会第65回年次学術講演会講演概要集, 2009.
- 4) Japanese Government Team for Safeguarding Angkor: Report on the conservation and restoration work of the Prasat Suor Prat Tower, OGAWAINSATSU Co., Ltd., 2005.
- 5) Nara National Research Institute for Cultural Properties: Annual Report on the Research and Restoration Work of the Western Prasat Top Dismantling Process of the Southern Sanctuary II, 2015.

- 6) 赤澤泰, 中川武, 溝口明則: ブラサート・スーブラ塔の基礎・基壇の構成と技法 アンコール遺跡“ブラサート・スーブラ塔”の建築技法に関する研究 (1), 日本建築学会計画系論文集, Vol. 613, pp. 189-196, 2007.
- 7) 柴田徹, 関口秀雄: 地盤の支持力, 鹿島出版会, 1995.
- 8) Tsuchida, T. and Athapaththu, A.M.R.G.: Practical slip circle method of slices for calculation of bearing capacity factors, *Soils and Foundations.*, Vol. 54, No. 6, pp. 1127-1144, 2014.
- 9) Hashimoto, R., Kikumoto, M., Koyama, T. and Mimura, M.: Method of deformation analysis for composite structures of soils and masonry stones, *Computers and Geotechnics.*, Vol. 82, pp. 67-84, 2017.
- 10) Miki, S., Sasaki, T., Koyama, T., Nishiyama, S. and Ohishi, Y.: Development of coupled discontinuous deformation analysis and numerical manifold method (NMM-DDA), *International Journal of Computational Methods*, Vol. 7, No. 1, pp. 1-20, 2010.
- 11) Shi, G.H. and Goodman, R.E.: Discontinuous deformation analysis—a new method for computing stress, strain and sliding of block systems, *Key Questions in Rock Mechanics*, Cundall et al. eds., Balkema, pp. 381-393, 1988.
- 12) Shi, G.H.: Manifold method of material analysis, *Trans. of the 9th Army Conference on Applied Mathematics and Computing*, U.S. Army Research Office, Report No. 92-1, 1991.
- 13) Dohrmann, C.R., Heinstein, M.W., Jung, J., Key, S.W. and Witkowski, W.R.: Node-based uniform strain elements for three-node triangular and four-node tetrahedral meshes, *International Journal for Numerical Methods in Engineering*, Vol. 47, pp. 1549-1568, 2000.
- 14) Simo, J.C. and Taylor R.L.: Consistent tangent operators for rate-independent elastoplasticity, *Computer Methods in Applied Mechanics and Engineering*, Vol. 48, pp. 101-118.

(2017年6月19日 受付)