

浅い地下空間の設計とその問題点

SOME PROBLEMS OF UNDERGROUND OPENING DESIGN AT SHALLOW DEPTHS

江崎哲郎*・蔣 宇静**・末松史朗***・福島啓一****

Tetsuro ESAKI, Yujing JIANG, Siro SUEMATSU and Keiichi FUKUSHIMA

Development and utilization of deep underground space have attracted considerable attention in recent years. However, Utilizations of underground space at shallow depths are more profitable with considering the construction cost or connection with the surface. With reference to the detailed analysis of cave-in phenomena happened due to the shallow mining in the past, the instability of the shallow openings is examined in this study. The influence of each factor, such as overburden thickness (h), width of opening (D) and geometric shapes of opening section, and seismic coefficient etc., to the instability feature and deformational behavior of the openings is quantitatively clarified by using the large deformation finite difference method. The following conclusions can be drawn as the analysis results: (1) the shallow opening is easy to become instable in the condition of $h/D < 1$; (2) comparing with the circular opening, the rectangular one is more instable even if the overburden thickness be the same, the shallower the overburden, the more obvious this tendency and the influence of the width become. Furthermore, it is also pointed out that taking account of the whole overburden weight as the loosening load would be an over-design for opening support if the strength of ground be larger than the critical one.

Key words: underground utilization, shallow opening, cave-in, instability, support design.

1. はじめに

近年、深部の地下利用が注目を浴びている。しかし、建設コストや地表空間との連結などに有利性を持つ浅い地下利用も更に進展すると考えられる。その例として、地下鉄や地下街といった比較的大規模な地下空間から、上下水道、地下電気施設、共同溝といった生活関連の比較的小規模な施設まで、既に広く利用されている。地表に比べて、地下の有利な点の一つとして耐震性が挙げられるが、昨年の阪神・淡路大震災においては、地震に対して安全とされている地下構造物の一つである地下鉄トンネルが損壊し地表陥没を引き起こしたことから、浅部地下空間の安全が問われている。地下空間における災害は、火災が50%以上を占め、風水害、ガス爆発、酸欠など内部環境に関わる災害が多くを占める。震災は事例として0.3%にすぎないが、これは他の項目と比べて被害規模は別であることを考えておくべきであろう¹⁾。大都市を中心に着実に進められる地下利用の進展を考えると、地震時を含めた浅部地下空間の安定の問題を改めてよく検討しておく必要があると考えられる。

浅部地下空間は地表の影響を受けやすいことは、異論のないところであろう。とくに、周辺地盤の固結度が低い場合、地震力を受ける場合には、周辺地山が塑性化し地表に到達して大きな変形を生じたり地表が陥没したりする例が見受けられる。一方、浅部地下空間の設計の現状を見ると、ここに指摘した問題に対して必ずしも明快でなく、浅部地下構造物と地山との相互作用、ゆるみ荷重の設計基準、空間の安定の評価などはまだ明確化されていない。

本研究では、浅い地下空間の問題点と安定性の定量的評価について検討する。まず空間が不安定となった事例について示し、次いで解析的に浅い空間の安定について地盤条件や空洞の形状、空洞の深さ、支保工構造、地震力などの設計要素の影響を詳細に検討する。更に、現行の設計施工法について問題点を分析し、支保設計のためのゆるみ荷重などに

* 正会員 工博 九州大学教授 工学部環境システム研究センター

** 正会員 工博 九州大学助教授 工学部環境システム研究センター

*** 学生員 九州大学大学院 工学研究科土木工学専攻

**** 正会員 (株)建設技術研究所 技術開発本部

ついて検討する。

2. 浅い地下空間の不安定と特異な現象

浅い地下空間とは、例えば示方書²⁾等によれば地表下約30m程度までの地下空間とされる。そして、その場合には、土被り厚さに相当する荷重が空間に作用するので、地盤の自重の影響が大きくなる。また、空間と地表が近接すると、当然、地表沈下量は大きくなり、逆に地表の上載荷重が空間の安定にも影響を及ぼす。更に、そのような地下空間が不安定となり天盤崩落を生じると、その影響がさらに進展して地表に及び、不連続的な沈下現象である“浅所陥没”を生じることがしばしばある。これらのことは、経験的によく知られていることであるが、示方書を始めとして具体的にそのメカニズムを示したり、その設計のための諸値を定量的に示しているものは、極めて少ない³⁾。

浅い地下空間の不安定で話題となったのは、大谷石の採掘跡の陥没事故であった。しかし、このような浅い地下空間の不安定は決して珍しいことではなく、自然の現象として世界各地で数多く生じている。最も顕著なものは、石灰岩地帯のドリーネである。表土が厚い場合には、徐々に地表沈下を生じるが、薄い場合には、陥没孔を生じて急激な破壊崩落を生じる。代表的な例をPhoto1に示す。これは、米国フロリダ州中部石灰岩地帯で、この地域の湖沼95%が、この陥没によって生じたものであり、過去25年間に約1000件の陥没を生じている。大規模なものは1981年に生じた直径100mの陥没である。数時間で陥没し、数カ月後には周辺と同じ水位の湖となったり。

この浅い地下空間の特異な崩壊現象は、人為的なものとして昔から鉱山跡地においてもよく経験される。それは、地下の浅部に残存している空間の天盤が破壊崩落し、これが繰り返されて地表までに達

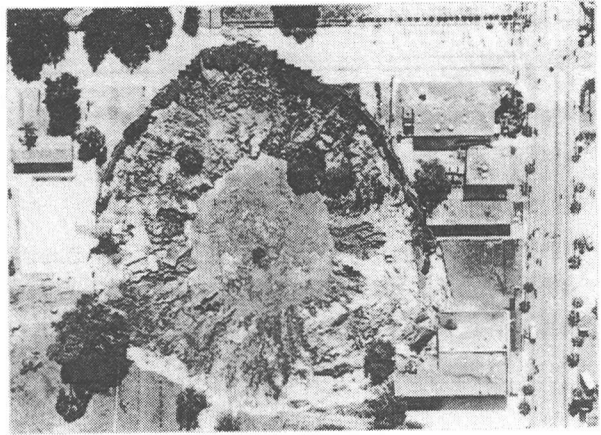


Photo 1 Aerial view of Winter Park sinkhole on May 13, 1981.

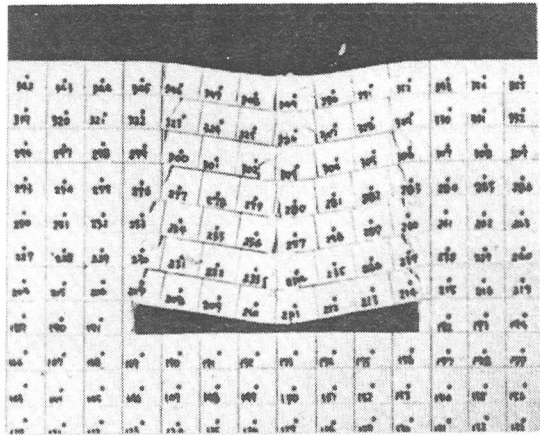


Photo 2 Typical experimental result of cave-in using the base friction.

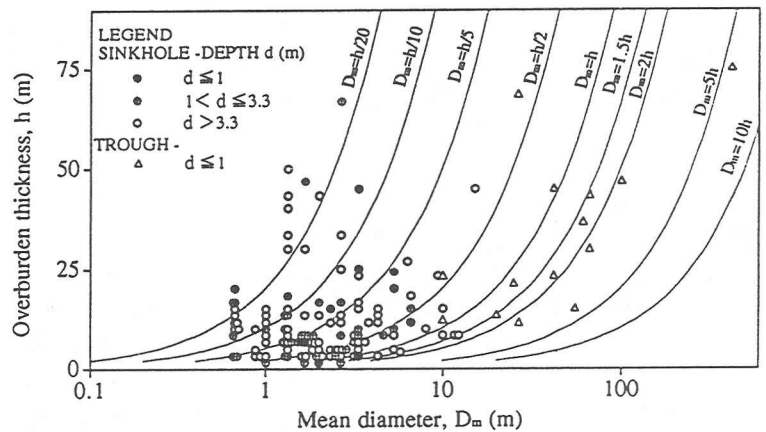


Fig. 1 Relationship of diameter and depth of subsidence feature to overburden thickness.

し、円形または楕円形の陥没孔が地表に生じる現象であり、空洞形成より長期間経過した後でも、一瞬のうちに陥落する。Photo2は、地山を二次元的に表現し、摩擦力で重力効果を表す底面摩擦模型実験によって再現された浅所陥没現象を示す⁹⁾。

こういった陥没現象の発生条件として、地盤の力学的特性と、空間の幅及び深さ、支保といった設計要素などが影響を及ぼす。また、外的要因として、地表における上載荷重や地下水の変化、地震動が挙げられる。

これらの現象の特徴について、統計例を示す⁹⁾。Fig.1にアパラチア炭田で記録された陥没(sinkhole)、盆状の不等沈下(trough)の137件について、空洞深度と陥没孔の直径の関係を示す。一般に深度が大きくなると直径も大きくなり、最頻値はFig.2にも示されるように深さ(h)約5～15m、陥没孔の直径(D)は1～5mである。30mより深くなると陥没ではなく直径の大きい盆状沈下を生じるようになる。一般に浅部石炭探掘の空洞幅は自立できる幅をもとに設計されており、相当の期間は安定を保って残存している。この幅は多くの経験的事実から、陥没孔の直径よりやや大きい程度であることを考えると、長期的に見て浅い地下空間の不安定化が問題となるのは深さ30m以内にある深さと直径の比 h/D が2～10程度の空洞が多くを占める。これは、掘削直後は安定であるが、強度の低下や外力によって不安定になりやすい深さと幅の関係にあるためであると考えられる。

Fig.3に東北地方の亜炭探掘跡の浅所陥没の年度別発生件数の統計⁷⁾を示す。亜炭は1960年代まで探掘されその後は廃止されているが、平年では合計20件程度発生しており、長期間経過した後にも継続して発生する。1978年に発生した宮城県沖地震は海洋性地震であるが現場付近での最大鉛直加速度は約100galが記録されており、他の地震に比べて鉛直方向の加速度が大きい地震である。この地震の発生した年度では、陥没は219件とそれ以前の4年間の平均のおよそ8倍程度頻発した。Photo3は、先年の阪神・淡路大震災において地下鉄トンネルの中柱が損壊し、地表陥没を引き起こした現場である⁹⁾。中柱の損壊により、地表が最大2.5m陥没している。浅い地下空間の不安定には地震の影響が大きいことが明らかである。

3. 浅い地下空間の不安定機構の基礎的検討

地下空間やトンネルの解析を行う場合、一般には十

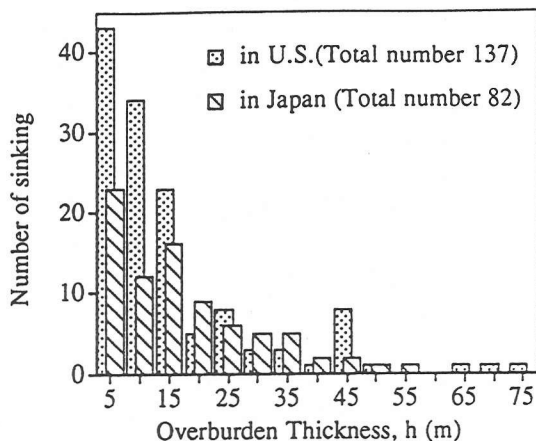


Fig. 2 Frequency in sinking according to overburden thickness.

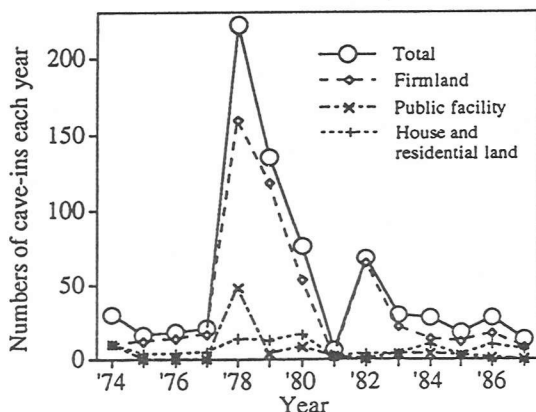


Fig. 3 Frequency distribution of cave-ins.



Photo 3 Cave-ins due to the Great Hanshin-Awaji earthquake in January, 1995.

分に地下深部にあると仮定して無限体地盤中の空洞のモデルが用いられる。しかし、地表に近い地下空間に対して、地山の自重を考慮した無限体地盤モデルの理論解をそのまま適用すると、地表面境界に引張り垂直応力やせん断応力が生じるという非現実的な結果となる。土被りの小さな地下空間の挙動を解析的に評価するためには、地表面の影響を取扱うことのできる半無限体モデルを用いる必要がある⁹⁾。地表面を考慮した弾性解析には、Mindlin解を用いて厳密に半無限体を扱うもの¹⁰⁾や鏡像原理に基づく方法¹¹⁾などがある。ここでは、まず浅い地下空間と地表面の相互影響について、鏡像原理に基づく方法によって得られる地表面の沈下量によって考察する。次に、地下空間の天盤に発生した塑性領域が地上に達し、大きな変形を伴う場合については、大変形差分解析法を用いて、浅い地下空間の周辺地山の安定性を解明する。

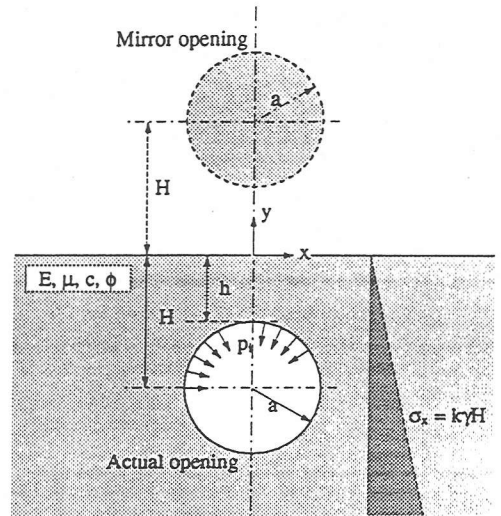


Fig. 4 Analytical model for shallow opening.

3.1 弾性解析による影響要因の評価

Mindlinによれば、Jefferyは、Fig.4のように地表面から深さ H のところに円形空洞がある2次元状態を考えて、その内空面に、掘削により p_i なる引張り力が発生するとすれば、地表面より逆に H だけ上に鏡像としての空洞が存在し、そこでは現実の空洞とは逆に p_i なる圧力を発生すると考えている¹⁰⁾。弾性問題では加法定理が成り立つため、この二つの空洞が同じ無限体に存在することで、地表境界面に相当する $y=0$ 面においてのせん断応力と垂直応力がゼロとなり、浅い地下空洞まわりの応力と変形の弾性解⁹⁾が得られる。空洞の掘削が地表面に及ぼす影響と、空洞上方の地山の安定は、空洞の直上方の地表面に生じる沈下量 $U_{y_{max}}$ によってある程度評価できると考えて、以下の検討を行った。円形空洞の直上方の最大地表沈下量 $U_{y_{max}}$ は、次式によって表される。

$$U_{y_{max}} = \frac{2a^2(1+\mu)}{H} \left\{ p_i + \gamma H \left[1 - 2\mu + 2k\mu + (1-k)\left(\frac{a}{H}\right)^2 \right] - \frac{\gamma a}{8} (1-k) \frac{a}{H} \left[5 - 4\mu - 2\left(\frac{a}{H}\right)^2 \right] \right\} \quad (1)$$

ここで、 E と μ は地山の变形係数とポアソン比、 γ は単位体積重量、 k は側圧係数を表す。他のパラメータの定義はFig.4に示した。この式より、地表面の沈下量は主として a , H , k に支配されることが分かる。

Fig.5には、空洞半径(a)を5mとし、側圧係数(k)を0.1, 0.5, 1.0としたときの $U_{y_{max}}$ と h の関係を示す。Fig.6には、 k を0.5とし、 a を3m, 5m, 8mとしたときの $U_{y_{max}}$ と h の関係を示し、また、 h に対応する h/D (D は空洞直径、 $D=2a$)を等高線の形で併せて示す。これらの図から、次のことが言える。

- (1) $h/D < 1$ では h の減少に伴って $U_{y_{max}}$ が急増する。また、空洞と地表面が近接しているほど、増加の割合が大きく、空洞と地表面の相互影響が顕著になる。それに対して、 $h/D > 1$ となると、 $U_{y_{max}}$ は一定値に近づく。
- (2) 同じ土被り(h)では、空洞が大きいほど $U_{y_{max}}$ は大き

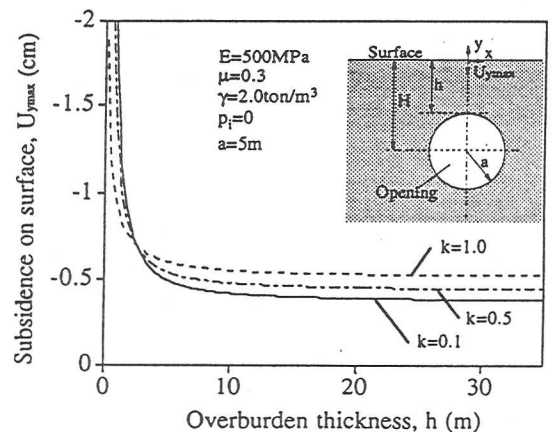


Fig. 5 Relationship between $U_{y_{max}}$ and h according to lateral pressure ratio, k .

くなる。特に土被りが10 m以下の場合に顕著である。たとえば土被り $h=3\text{m}$ では空洞直径 $D=6\text{m}$ のときの沈下量に対して $D=16\text{m}$ の場合において生じた地表沈下量が約10倍となり、浅所では空洞直径に敏感である。

- (3) 側圧係数による影響は、 $h>10\text{m}$ の場合において、沈下は一樣であるが、 $h<3\text{m}$ と非常に浅い場合では、 U_{ymax} が急激に増加する。また、そのときは k が小さいほど急増する。すなわち、土被りが薄い場合では、側圧係数による影響が顕著となる。一方、 $h>3\text{m}$ では U_{ymax} の変化が逆転し、 k が大きければ U_{ymax} も幾分増加するが、その増加率は h によって変化しない。
- (4) 空洞が深部に位置するほど地表面付近に空洞の及ぼす影響が小さくなり、 U_{ymax} が一定値に収束する。

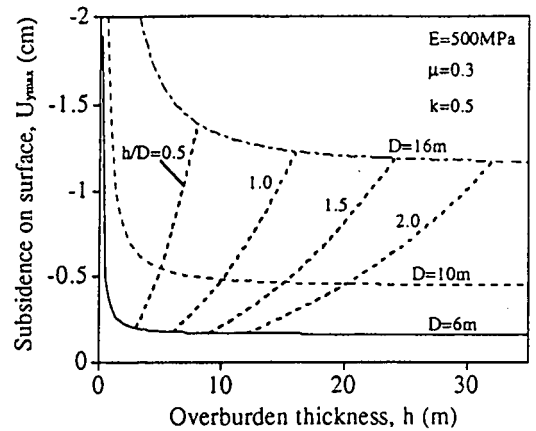


Fig. 6 Relationship between U_{ymax} and h according to opening diameter, D .

3.2 浅い地下空間の大変形差分解析

浅所陥没の事例分析や弾性解析から分かるように、地下空間が地表に近接するほど、空間上方の地山が不安定になりやすく、支保の無い状態では地山の破壊が地表までに発達すると、陥没といった不連続な沈下を生じる。このような場合については、従来の微小変形理論に基づく解析には限界があるため、以下では浅い地下空間が不安定になる機構を大変形差分解析法を用いて解明する。

(1) 大変形解析法の概要

大変形解析コードFLACは有限差分コードであり、「次の時点」における解の値を「現在の値」から方程式系を解かず求められるいわゆる陽解法に基づく時間進行逐次解析である¹¹⁾。その定式化には、対象としている問題に対して動的な運動方程式（慣性項）を支配方程式としており、不安定な問題、破壊する問題に対して材料のpost-failure挙動を追跡しながら安定的に解が得られるという特徴を持つ。連続体に対して、運動方程式は次のように一般化されている。

$$\rho \frac{\partial u_i}{\partial t} = \frac{\partial \sigma_{ij}}{\partial x_j} + \rho g_i \quad (2)$$

ここで、 ρ は密度、 t は時間、 x_i は座標ベクトルの成分、 g_i は重力加速度（物体力）の成分、 u は変位成分、 σ_{ij} は応力テンソルの成分である。また、上に点を付いている u が変位速度を示す。

1 差分サイクル当たりの計算はすべての要素に対して、既知の節点速度からひずみ増分、また材料構成則を用いて新しい応力が導かれる。また、すべての節点に対して、節点を取り囲んでいる既知の要素応力から節点力、運動方程式を用いて節点力から新しい節点座標が導かれる。各要素に大変形を許容しながら全体の大変形を表現し、塑性流動に至るまでのシミュレーションが可能である。

(2) 解析モデルの設定と検討条件

ここでは、浅い空洞のまわりの地山の挙動について、直径 D が10mの円形空洞と、阪神・淡路大震災で大きな被害を受けた、地下鉄大開駅の駅部(幅 B は17m、高さ h は7.17m)と駅付近の線路部(幅 B は9m、高さ h は6.36m)の矩形空洞の形状を用いてケーススタディによって解析的考察を行う。地山は、Mohr-Coulombの破壊規準に従う弾塑性体で、その物性値は、ヤング率 E は $1.0 \times 10^4 \text{MPa}$ 、ポアソン比 μ は0.3、内部摩擦角 ϕ は 30° 、単位体積重量 γ は 25kN/m^3 と仮定する。また、引張強度は圧縮強度の1/10とする。

空間上方の地山が不安定となり、緩い荷重を生じる条件を評価するために、空洞上方の塑性領域が地表に到達するときの粘着力を限界粘着力(C_L)と定義し、土被り(h)、空洞直径(D)などとの関係を求める。限界粘着力が大きいののは、地山の安定性が相対的に低いことを意味し、また、地山の粘着力が C_L より小さければ、空洞上方の地山が地表ま

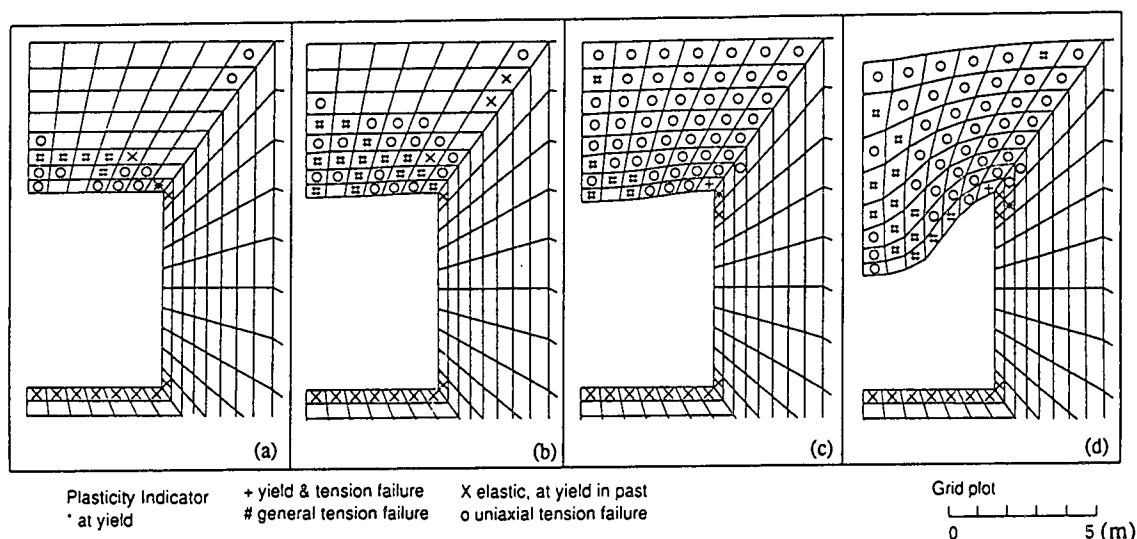


Fig. 7 Developing process of failure above a rectangular opening.

で破壊し、全体が不安定になることを示す。

(3) 解析結果と考察

Fig.7は、矩形断面空洞のまわりに生じる破壊領域の進展プロセスと変形挙動を再現した一例を示す。(a) 空洞を掘削した直後に、天盤中央に引張破壊が発生する。(b) 重力の作用によって天盤部の沈下が加速され、その結果、より上方の地山までに破壊領域が進展し、(c) 地表面に達する。(d) 空洞に支保工が打設されていないため、天盤部の沈下が大きくなるとともに、地表の沈下もますます大きくなり、空洞上方の地山全体が不安定となる。一方、破壊領域が最終的に地表に達しなかった場合には、空洞の天盤部が崩落する可能性があるが、この場合でも崩落部が地表面まで到達して空洞が地上とつながることはない。

Fig.8には、土被りと限界粘着力の関係を示す。なお、同図には地震力を考慮した場合の結果(鉛直震度 $k_v=0.4$)も示してあるが、これについては後で考察する。円形空洞の場合は、土被りが大きくなるにつれ、限界粘着力は大きくなり、 $h=10\text{m}$ でピークとなり、その後は土被りとともに限界粘着力は低下する。つまり、浅い円形空洞では地山の強度に対して、空洞上方の地山が破壊を生じ、最も不安定となる土被り厚が存在することが分かる。

一方、矩形空洞の場合、 $h<10\text{m}$ では土被りの増加に伴って限界粘着力は急激に減少するが、 $h>10\text{m}$ となるとその変化率が緩やかになる。また、同じ土被りでは、円形空洞の場合よりも限界粘着力が大きく、すなわち矩形空洞の場合は比較的、地山が不安定になりやすいことを意味する。この傾向は土被りが 10m 以下の場合とはくに顕著である。

Fig.9は、直径 D (円形空洞の場合)もしくは幅 B (矩形空洞

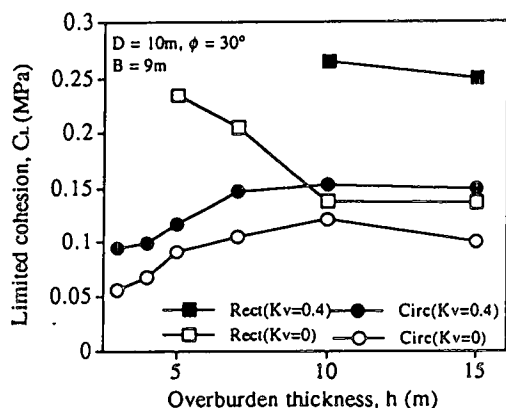


Fig. 8 Relationship between overburden thickness and limited cohesion.

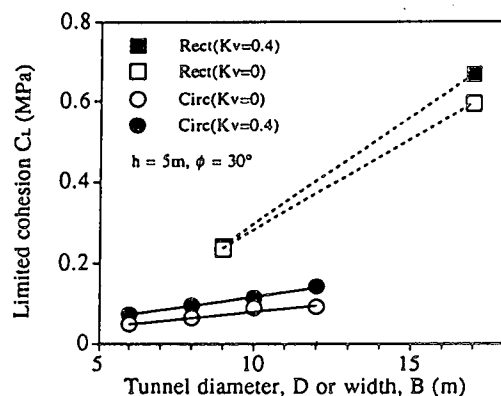


Fig. 9 Relationship between diameter of circular opening or width of rectangular one and limited cohesion.

の場合)と限界粘着力 C_L との関係を示す。空洞の断面が大きいほど、また、同じ土被りでは円形空洞よりも矩形空洞の方が、その上方の地山が不安定になりやすく、また、断面が大きくなるほどその差が大きくなることが分かる。

3.3 ゆるみ荷重の設計について

トンネル設計の示方書⁹⁾等によれば、土被りが約30m程度以内の浅い空間の場合には、土被り厚さに相当する荷重を加えるとしている。しかし、地山の限界粘着力の概念や解析結果に基づくと、地山の粘着力 C が限界粘着力 C_L より小さい場合には空洞上方の塑性領域が地表までに進展して、全体が不安定となるため、支保の設計としては、空間上方の土被り荷重のすべてをゆるみ荷重として考えるべきであるが、 C が C_L よりも大きければ、無支保であっても塑性破壊が地表までに到達せず、空洞の天盤近くのみが崩落するため、支保設計に用いるゆるみ荷重として土被りの荷重のすべてを考える必要はなく、実際に不安定となる高さの範囲で計算すればよいと考えられる。

4. 鉛直地震力を受ける浅い地下空間の挙動

浅い地下空間の安定に及ぼす地震動の影響について、鉛直地震力の影響について地下空間とそのまわりの挙動を考察する。解析モデルと地盤の物性値は、前章と同じものを用いる。地震力の入力は震度法を用い、水平震度 $k_h=0$ 、鉛直震度 $k_v=0.4$ とし、それを下向きに加える。水平震度を無視して鉛直震度のみを加えたのは、浅い地下空間では、塑性領域が空間の天盤から地表に向かって進展して地山が不安定になりやすく、水平方向よりも鉛直方向の地震力の成分に影響されると思われるためである。地山の安定性に対する地震力の影響を評価するために、同様に限界粘着力の概念を用いるが、ここでは地震力を考慮した場合の限界粘着力と考慮していない場合の限界粘着力との

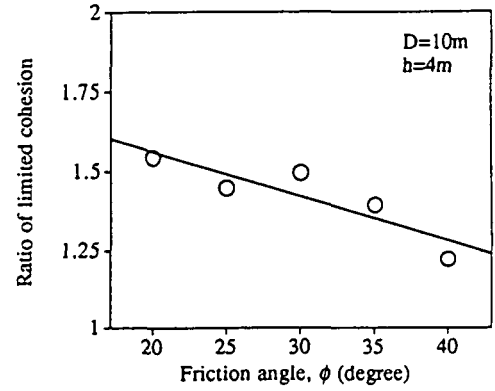


Fig. 10 Relationship between friction angle and limited cohesion for a circle section opening.

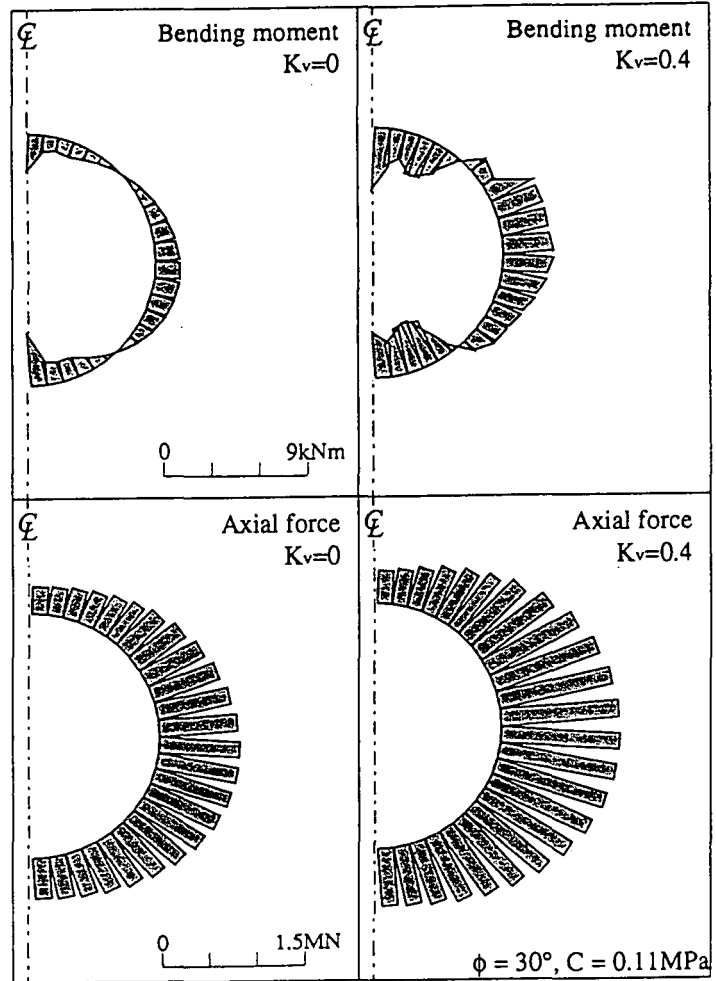


Fig. 11 Influence of vertical seismic coefficient on distribution of axial force and bending moment for a circular opening ($D=10\text{m}$, $h=10\text{m}$).

比を限界粘着力比と定義する。限界粘着力比が大きいくほど、地震力の影響を受けて地下空洞が更に不安定になる。

地震力を考慮した場合の限界粘着力 C_L と土被り h 、空間の大きさ (D, B) との関係を示す Fig.8～9。限界粘着力 C_L と土被り h の関係 (Fig.8) について、円形空洞の場合では、地震力の無い時と同様の曲線の形状となっているが、曲線全体が上方へ移動し、限界粘着力比は土被りが小さいときやや大きいがほぼ地震力に比例して大きくなる。一方、矩形空洞では、同じ土被り条件において円形空洞の場合よりも限界粘着力比は2.0と大きくなり、また、 C_L の値も大きいことから、矩形空洞の方が地震の影響を受けやすいと言える。

空洞断面の大きさと限界粘着力の関係 (Fig.9) を見ると、空洞の断面が大きくなるにつれて C_L が線形的に増加している。また、円形空洞の場合は限界粘着力比がほぼ地震力に比例しているが、矩形空洞では、土被りが小さいとき地震力による影響はほとんど変わらないが、空洞の幅が広がると顕著になる。

Fig.10は、円形空洞の場合 ($D=10m, h=4m$) での内部摩擦角 ϕ と限界粘着力比との関係を示す。 ϕ が大きくなるにつれ、限界粘着力比は線形的に減少し、 $\phi=40^\circ$ のとき約1.3であるのに対し、 $\phi=20^\circ$ では1.55となっている。すなわち、同じ土被りでしかも同じ地震力を受けるとすれば、内部摩擦角の小さい地山の方が地震力の影響を受けやすく、空洞上方の地山全体が塑性破壊を生じ、より不安定になることが明らかになる。

次いで、地震力が働く場合の空洞支保の内力 (軸力と曲げモーメント) の変化について考察する。ここに考えた支保工はコンクリート覆工とし、その特性値は圧縮強度20MPa、ヤング率 $2.5 \times 10^4 \text{MPa}$ 、ポアソン比0.167で、厚さは円形空洞の場合0.4m、矩形空洞の場合は側壁部と中央に設置した中柱も0.4mとした。

Fig.11には、円形空洞内の支保に発生した曲げモーメントおよび軸力分布を示す。曲げモーメント分布では、地震力を加えない場合に比べて、天盤部と側壁部ではほぼ地震力に比例したモーメントの集中が生じ、また、軸力は側壁面の方では大きな値となっている。

Fig.12には、矩形空洞の支保の受けた曲げモーメントおよび軸力分布を示す。この図からは円形空洞の場合よりも曲げモーメントと軸力の値が大きくなっていることが分かる。また、地震力の影響を受けて隅角部と断面中央にある中柱の上下取付部でのモーメントの集中は顕著になる。一方、Fig.12に示した軸力から支保工内の軸応力分布を求めるが、実際の中柱は断面内および奥行き方向の厚さはそれぞれ40cmと60cm

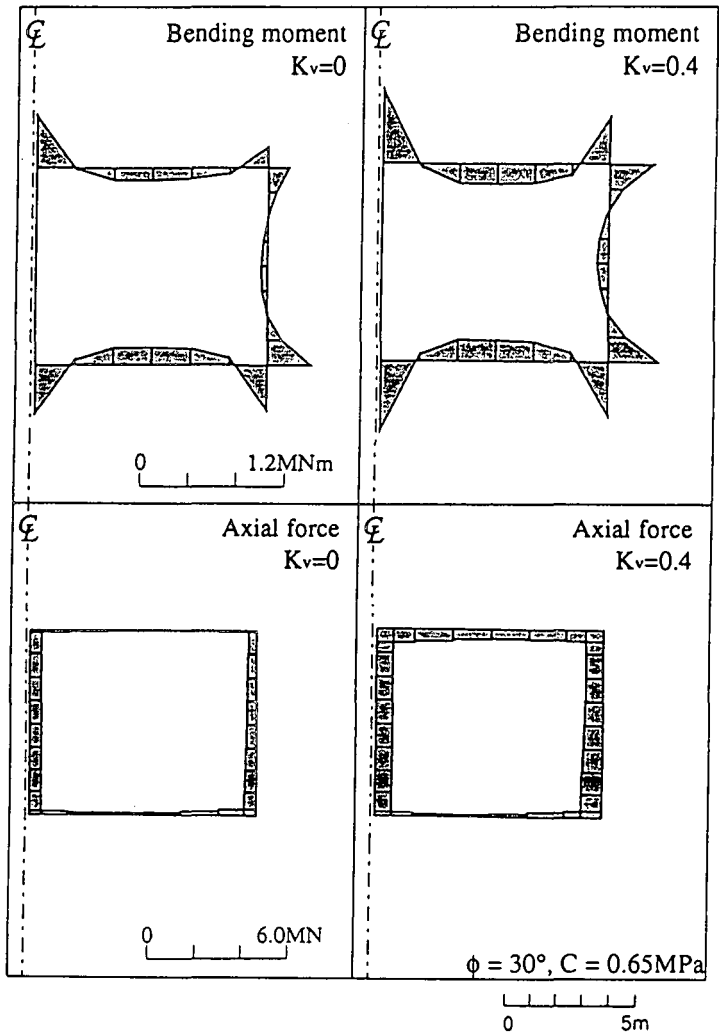


Fig. 12 Influence of vertical seismic coefficient on distribution of axial force and bending moment for a rectangular opening ($B=17m, h=10m$).

で、奥行き方向に2.5mの間隔で設置されているとし、平面ひずみモデルでの軸力を、中柱の実際に受け持つ面積を考慮して軸応力を求めた。Fig.13は、空洞の中柱および側壁にかかる最大軸応力を示す。側壁部よりも中柱には大きな軸応力が発生し、地震力を受けることで圧縮に対する安全率が大きく低下することが分かる。

以上のように、浅い地下空間の支保については、円形空洞の場合よりも矩形空洞では、隅角部への曲げモーメントと中柱での軸応力の集中がますます顕著になり、支保工の支持力を超えると不安定になるため、地震に対する安全設計では、こういった特徴を考慮する必要があると考えられる。

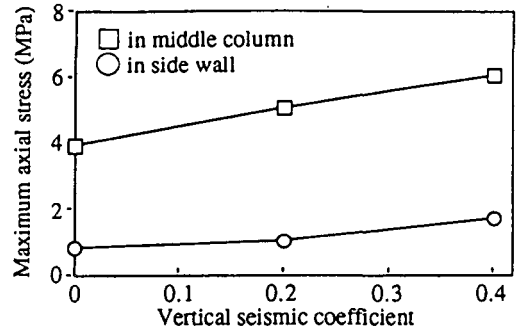


Fig. 13 Relationship between vertical seismic coefficient and maximum axial stress in middle column and in side wall of rectangular opening.

5. 結論

本研究をまとめると、次のようになる。

- (1)浅い地下空間の場合に生じた過去の陥没事例の分析によれば、陥没現象は、土被りが約5～15m、空間の直径が1～5m(h/D が2～10程度)に集中している。 h/D が1以下になると空間上方の地山全体が不安定になりやすい。
- (2)同じ土被りに対する限界粘着力を比較すると、円形空間の場合よりも矩形空間上方の地山が不安定になりやすく、土被りが小さいほど顕著になる。また、地下空間が浅いほど、空間の不安定におよぼす空洞幅の影響が大きくなる。
- (3)地震の影響を考える場合、空間支保の内力が、地震力に比例して増大する。しかし、円形空間と比較して、矩形空間は、隅角部や断面中央の中柱の取り付け部でのモーメントおよび中柱の軸応力の増加量が大きいため、安全率がより低下する。
- (4)地山の粘着力が限界粘着力よりも小さい場合には、空間上方の地山全体が不安定になるのに対して、大きい場合は、無支保状態であっても地山の塑性領域が地表には到達しない。この場合、支保設計を行う際に土被り荷重のすべてをゆるみ荷重として考えると過大な設計となるおそれがある。

参考文献

- 1) (財)エンジニアリング振興協会：地下空間利用ガイドブック，pp. 293，清文社，1994。
- 2) 土木学会：トンネル標準示方書(開削編)・同解説，土木学会，1986。
- 3) 福島啓一：わかりやすいトンネルの力学(6)，トンネルと地下，Vol. 23-1，pp. 73～85，1992. 1。
- 4) Rahn, Perry H. : Engineering Geology, chapter 9, Elsevier, New York, 1986。
- 5) 江崎哲郎他：地下空洞による地表陥没現象について，環境システム研究，Vol.17，pp. 180～185，1989。
- 6) Chugh, Y. P. : State of the Art of Ground Control in Longwall, SME of AIMM, New York, 1982。
- 7) 江崎哲郎ら：地下利用と外部環境，地下空間利用シンポジウム論文集1992，pp. 169～178，1992。
- 8) 鹿島技術研究所：平成7年兵庫県南部地震被害報告書(第一報)，pp. 130～131，1995。
- 9) T. Esaki, etc. : Application of a new influence function method to predict shaft behavior due to extraction, Proc. 31st US Sympo. on Rock Mech., pp. 545～552, 1990。
- 10) Mindlin, R.D.: Stress distribution around a tunnel, Proc. ASCE, Vol.65, No.4, 1939。
- 11) Cundall, P. & Board, M.: A microcomputer program for modeling large-strain plasticity problem, Proc. 6th Int. Conf. on Numerical Methods Geomechanics, Innsbruck, Austria, 1988。