

大谷地区空洞陥没のメカニズム

横山幸満¹・今泉繁良²・上野勝利³・水沼孝恵⁴

¹正会員 工博 宇都宮大学教授 工学部建設学科 (〒 321 栃木県宇都宮市石井町 2753)
²正会員 工博 宇都宮大学助教授 大学院工学研究科 (〒 321 栃木県宇都宮市石井町 2753)
³正会員 工修 宇都宮大学助手 工学部建設学科 (〒 321 栃木県宇都宮市石井町 2753)
⁴正会員 栃木県 (〒 321 栃木県宇都宮市埴田 1-1-20)

平成元年から同 3 年にかけて、宇都宮市西郊の大谷石採取場で 3,300m²にも及ぶ大規模な地下空洞陥没事故が発生し、その後引続き陥没事故が発生して社会的関心を集めた。本論文ではまずはじめに大谷石の力学的性質、特に一軸圧縮強度に及ぼす乾燥-湿潤履歴とクリープ破壊の影響を調べ、その後陥没のメカニズムについて検討し、残柱の断面積と間隔について論じている。更に陥没の発生日時と地球潮汐力との相関を調べ、臨界状態にある空洞に対し地球潮汐力が陥没のトリガーの一つとなり得ることを述べている。

Key Words : geomechanics, rock mechanics, tuff, sedimentary soft rock, underground quarry, subsidence, creep failure, earth tidal force

1. まえがき

宇都宮市の北西約 7km に位置する大谷町では、建築用石材として利用される流紋岩質緑色凝灰岩、通称大谷石が採掘されている。1989 年 2 月 10 日早朝、地下採石場が深さ 30m、面積 3,300m²にわたる大規模陥没を起こして社会的関心を集めたが、引き続き 1990 年 3 月 29 日(面積 7,500m²)及び 1991 年 4 月 29 日(面積 17,500m²)と連続して地下空洞の大規模陥没が発生した。戦前の陥没の記録は定かではないが、1946 年以降前記の陥没も含めて 29 地点 33 件の陥没が記録されている。その内 1,000m²を超える大規模陥没は 15 地点 16 件(平均 5,300m²)に上り(表-1、図-1)、それ以外の小規模陥没は 14 地点 17 件(平均 240m²)である。なお、陥没・落盤・崩落を含む全ての事故件数は同期間に 71 件である。

1989 年の陥没直後、陥没の原因は 2 段掘りにあるとされたが、その後提起された民事訴訟で、監督官庁から 2 段掘りの箇所が陥没したのではないと 2 段掘り原因説が否定された。筆者らは当初から陥没孔の残柱の大きさが他の坑内の残柱に較べて著しく小さいことから、安全を無視した採掘が陥没の原因であると主張したが、その後の陥没事例からこのことが裏付けられた。すなわち全ての地下空洞が危険なわけではなく、陥没すべき空洞が陥没したに過ぎない。

地表面に達する陥没のメカニズムについては「天盤崩落説」「残柱破壊説」の 2 通りの考え方があり、「天盤崩落説」はドーム状に天盤が崩落して、これが連続的に地表に達し、幾つかの天盤崩落が陥没に繋がったもので、残柱の破壊はその過程で生じた副次的なものと

表-1 大谷地区の大規模陥没(1,000m²以上)

No.	発生日月日	地区	面積 (m ²)
1	1946 年 10 月 30 日	東丹賀	3,000
2	1954 年 2 月 27 日	丹賀	2,000
3	1955 年 6 月 5 日	立岩	1,980
4	1955 年 6 月 11 日	"	20,000
5	1958 年 7 月 6 日	弁天	4,620
6	1959 年 5 月 5 日	"	1,000
7	1959 年 7 月 6 日	弁天山	2,000
8	1960 年 5 月 10 日	立岩	3,900
9	1962 年 4 月 20 日	岩本	1,470
10	1962 年 7 月 30 日	立岩	3,306
11	1973 年 12 月 11 日	"	3,000
12	1981 年 2 月 6 日	丹賀	3,000
13	1989 年 2 月 10 日	坂本(1次)	3,300
14 [†]	1989 年 3 月 5 日	"	6,700
15	1990 年 3 月 29 日	"(2次)	7,500
16	1991 年 4 月 29 日	瓦作	17,500

[†] No. 13 の拡大陥没

考える説である。これに対し、「残柱破壊説」は細くて分担荷重の大きな残柱の破壊が周辺の残柱の逐次破壊を引き起こし、支持柱を失った大きな天盤が一挙に陥没したと考えるものである。前者は主として鉱山関係者の主張するところである。いずれのメカニズムによるかは陥没孔の埋戻し工法に影響する。また、大規模陥没は瞬間的に生じたものであるが、なぜその時に起こったのかについては未検討のままである。また、大谷

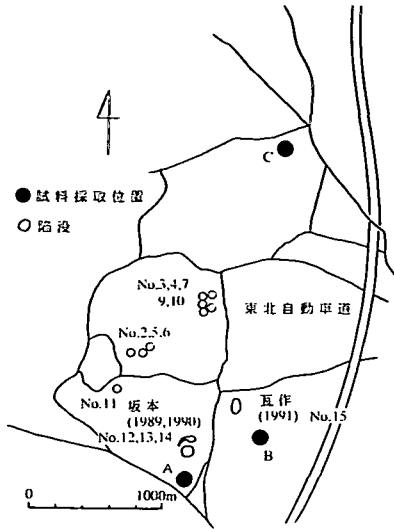


図-1 陥没の発生箇所と試料の採取位置

石の乾燥-吸水履歴による強度変化やクリープ強度についても十分検討されていない。本論文は残柱の逐次クリープ破壊が陥没の原因であり、地球潮汐力が陥没のトリガーとなり得るとの考え方のもとに、各種の現象を総合して空洞陥没のメカニズムを論じたものである。

2. 既往の研究

1971年の採石法の大改正により、採石の許認可が知事の機関委任事務になるまでは通産省の所管であり、技術的問題は工業技術院地質調査所が担当してかなり詳細な調査や指導が行われてきた。

安藤、岡¹⁾は空洞の実態調査をもとに事故の形態や岩種との関係を詳細に述べ、局所的な落盤や陥没の危険性に言及しているが、大規模陥没のメカニズムについては触れていない。

遠藤ら^{2),3),4)}、北岡ら⁵⁾は広範な現地及び室内試験を行うとともに、鉱山学的な考察や坑内の実態調査など貴重な資料を提供し、東京通産局による「大谷石採石技術指針」制定の基礎を与えた。しかし地下水位は地表面下数mにあり、原位置の残柱はほぼ飽和状態であるにもかかわらず、供試体の乾燥-吸水履歴を考慮しない強度特性を示してこれを用いており、本研究で後述するように強度を過小評価していて実態を表していない。

Yoshinaka et al⁶⁾や菊地ら⁷⁾は、吉中、西牧⁸⁾の破壊基準とGriffith基準を用いて、掘削過程を含む2次元有限要素解析と3次元有限要素解析を行った。残柱基部の安全率は一般に極めて小さくて引張り亀裂が入

りやすいが、亀裂発生により安定した状態に落ち着くとしている。しかし破壊基準に用いた湿潤状態の強度定数は上記の遠藤ら^{2),3),4)}のデータであり、過小評価されたものと考えられる。

赤井ら^{9),10)}及び足立、小川¹¹⁾は、大谷石を多孔質堆積軟岩として扱い、排水・非排水せん断試験やクリープ試験を行って、初めて土質力学的視点からその弾塑性挙動や時間依存性を明らかにした。先行履歴応力が $\sigma' = 5\text{MPa}$ 程度であり、それ以下では過圧密土と、それ以上では正規圧密土と同じ挙動をすることも指摘した。しかし著者らも指摘しているように、供試体は市販の気乾材料を飽和させたものなので、間隙水圧の挙動や強度の評価に影響を与えた可能性がある。

緒方ら¹²⁾も岩石力学の立場から力学特性を論じており、含水による急激な強度低下を指摘しているが、これも気乾材料を基準にした議論である。

阿部ら¹³⁾は3種類の直径(50,100及び300mm)の大谷石供試体の高圧三軸圧縮試験を行って、供試体の寸法効果がないことを論じている。著者らも高圧三軸圧縮試験を行っており、大内ら¹⁴⁾は顕著な強度異方性がないことを確かめた。

3. 物理的性質

本研究で用いた試料A~Cの採取位置は図-1に示す通りで、地下水位は地表面近傍にある。大谷石は「みそ」と呼ばれる粘土鉱物の含有量によって荒目石と細目石とに分類される。試料Aと試料Bは細目石、試料Cは荒目石である。いずれも試料採取後直ちに現位置から採取した地下水に浸して飽和状態を保ったまま研究室まで輸送して実験を行った。表-2に示すように粒子比重はほぼ2.40であり、一般の土や岩に比べてかなり小さい。これは構成成分のゼオライト(Zeolite)鉱物の一種であるクリノプチロライト(Crynoptillolite)が微細なパイプ状の空隙を有し、比重測定の際に水が表面張力によって空隙に侵入できないため、見掛け上の粒子比重が小さくなるものとされている。大谷石粉末の比表面積は $30\sim 150\text{m}^2/\text{g}$ であり、粒子は多数の微細な空隙を有することを示している¹⁵⁾。

間隙比は0.6~0.7の値であり、第三紀中新世の堆積岩や沖積砂と同程度である。

4. 自然放置試料の飽和度変化と吸水性

直径50mm、高さ100mmの飽和円筒試料B-3およびCを3日間の炉乾燥(110℃)、あるいは25日間の気乾(室温)後水浸し、飽和度の時間的変化を測定した。図-2にその結果をしめす。乾燥開始直後飽和度は

表-2 大谷石の物理的・力学的特性

採取位置/試料		A†	B-1	B-2	B-3	B-4	C
石種		細目	細目	細目	細目	細目	荒目
採取深度	(m)	80	90	100	110	110	110
湿潤密度	ρ_t (g/cm ³)	1.85	1.86	1.84	1.84	1.89	1.89
乾燥密度	ρ_d (g/cm ³)	1.50	1.47	1.44	1.43	1.52	1.50
含水比	w (%)	24.2	27.0	27.8	28.0	24.9	25.4
粒子比重	ρ_s (g/cm ³)	2.45	2.40	2.40	2.46	2.34	2.41
間隙比	e	0.640	0.636	0.667	0.718	0.590	0.603
飽和度	S_r (%)	92.2	100	100	96.1	100	100
一軸圧縮強度	q_u (MPa)	13.5	9.49	8.11	8.71	9.82	8.09

†引張強度 $\sigma_t = 1.08\text{MPa}$

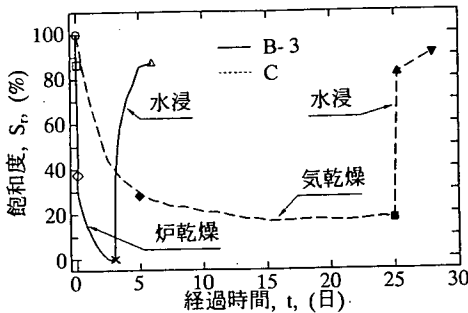


図-2 飽和試料の乾燥状況

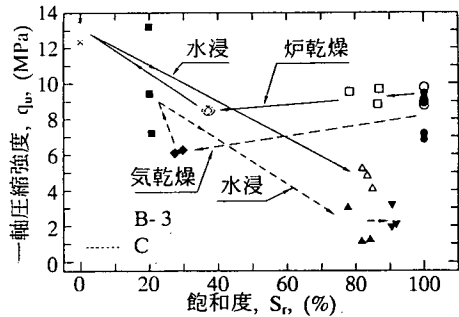


図-3 飽和度と一軸圧縮強度との関係

急激に減少し、気乾燥(試料C)では約2週間で飽和度は約20%に低下し、その後はほぼ一定の値を保つ。乾燥後供試体を3日間水浸・吸水させてもいずれの試料でも飽和度は90%程度までにしか戻らず、一度乾燥履歴を受けた試料はその後完全飽和状態とはならないことがわかる。

気乾燥時の飽和度 S_r は t を経過日数とすると、以下の指数関数で近似できる。

$$S_r(\%) = 80 \exp(-0.24t) + 20 \quad (1)$$

図-2に示す結果は遠藤ら³⁾の実験結果よりも乾燥時の飽和度の減少速度が大きい。遠藤らは用いた試料を採取位置から実験室まで水浸せず運搬したためその間に試料の乾燥が進み、再吸水後の飽和度を見掛けの飽和度100%として扱った結果であると考えられる。

5. 力学的性質

(1) 一軸圧縮強度

一般に堆積軟岩はスレーキングによる強度低下を引き起こすことが知られている。そこで飽和試料B-3及び

Cに乾燥-吸水履歴を与え、一軸圧縮試験を行った。供試体の寸法は直径50mm、高さ100mmである。新鮮な大谷石の一軸圧縮強度は表-2に示すように、採取位置、石種の違いにより若干の差はあるが、平均で約10MPaとなり、全試料で $q_u = 8\text{MPa}$ を上回っている。これは既往の研究に見られる一軸圧縮強度の約2倍の値である。

図-3は乾燥過程と吸水過程での飽和度と一軸圧縮強度との関係を表したものである。なお乾燥過程でB-3は110℃での炉乾燥、Cは室温での自然乾燥によるものである。それぞれの強度に温度が影響を及ぼしているとも考えられるが同様な経路を辿っており、いずれの場合も一度乾燥してしまうと、3日間の水浸にもかかわらず飽和度が100%にまで戻ることがないことがこの図からも分かる。乾燥過程では、両試料とも飽和時の強度に比べて $S_r = 30 \sim 40\%$ 付近での強度はわずかに減少しているものの大きな強度変化はなく、B-3の完全乾燥試料(炉乾燥後デシケータ内で自然冷却)とCの自然完全乾燥(自然放置後25日経過)で最も高い値となり、大谷石が乾燥時に強いことを示している。これに対して吸水過程では強度が飽和時の約20~50%となり、急

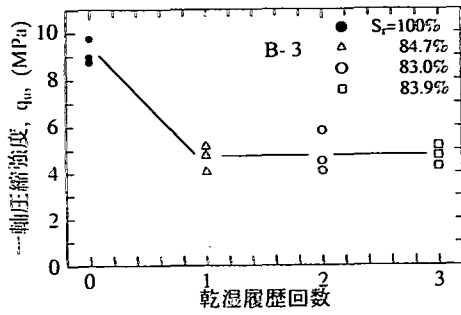


図-4 乾燥-吸水履歴を受ける試料の強度特性

激な強度低下が見られる。大谷石が火に強く、水に弱いと云われる由縁である。更に炉乾燥 72 時間-デシケータ内冷却 24 時間-吸水 72 時間を 1 サイクルとした乾燥-吸水履歴を飽和試料に与え実験を行った¹⁶⁾。図-4 に示すように 1 サイクル後に一軸圧縮強度は約 50% になり、その後はほとんど変化は見られない。ここでもやはり完全飽和状態に戻ることはなかった。以上のように地下空洞の安全性を検討するためには大谷石を飽和状態に保った強度評価をする必要がある。乾燥-吸水過程の強度低下の原因は、水はその表面張力によって微細な空隙に侵入できないが、載荷による間隙水圧の上昇によって水が微細空隙部に急激に流出することによって生じるハイドロリックフラクチャリングであると考えられる。

岩石学及び地質学関係者が含水比の増加に従って堆積軟岩の強度が低下するとしているのは、この乾燥-吸水過程を指しているもので、これをもって飽和状態にある現位置の大谷石の強度が低いとするのは妥当ではない。大谷石の一軸圧縮強度を 5MPa 程度と評価した論文は、試料運搬過程と成形後の供試体の急激な飽和度低下を考慮しない実験結果に基づくものと考えられる。乾燥-吸水履歴を受けた大谷石の強度のみに基づいて大谷地区空洞の安全性評価を議論することは妥当ではない。

(2) 引張強度

飽和試料 A について圧裂試験を行い、引張強度として $\sigma_t = 1.08 \text{ MPa}$ が得られた。これは試料 A の一軸圧縮強度 (13.5MPa) の約 1/13、細目石の一軸圧縮強度 (平均値 9.9MPa) の約 1/10 であり、コンクリートなどを含めて一般的な結果と合致している。

(3) クリープ特性

コンクリートが破壊強度の約 70% 以上の持続荷重によってクリープ破壊することはよく知られている。大谷石にも同様なクリープ現象があるものと考え、現位

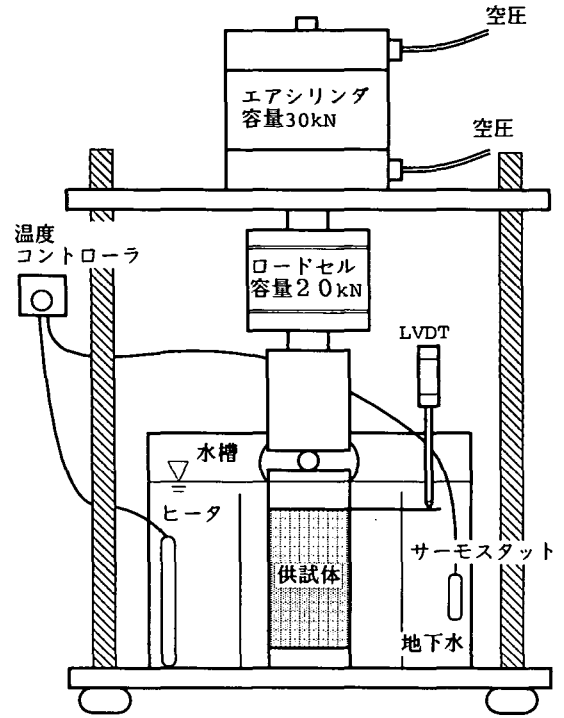


図-5 クリープ試験機

置と同様な条件でクリープ試験を行った。

試験装置は図-5 に示すようなエアシリンダーを用いた応力制御式のクリープ試験機である。エアシリンダーに供給する空気圧はコンピュータにより制御し、載荷圧が一定に保たれるようになっている。変位は LVDT を用いて計測した。原位置と同様な条件で試験を行うため、試料は現位置の地下水で満たした円筒状水槽中にセットし、ヒーターとサーモスタットにより 20℃ に保つようにした。試験は A を除く全試料で行い、応力比 ($\eta = \text{載荷応力} / \text{一軸圧縮強度}$) 0.7, 0.8, 0.9 の荷重を 1.96MPa/min の割合で連続的に載荷した。

破壊時間 t_f と最小ひずみ速度 $\dot{\epsilon}_{\min}$ との関係を図-6 に、応力比 η と破壊時間 t_f との関係を図-7 に示す。両図ともに川崎地質(株)¹⁷⁾ のクリープ試験結果も示してある。図-6 では $\epsilon_{\min} \cdot t_f = C$ の関係が成立し、 $C = 0.06$ が得られた。また川崎地質(株)の実験と著者らの実験はおおむね同様の結果を示し、破壊時間 t_f と応力比 η の間には $t_f = 2.1 \times 10^{-5} \eta^{-13.2}$ の関係がみられた。川崎地質(株)の結果では応力比 $\eta = 0.57$ の場合でもクリープ破壊することが報告されている¹⁷⁾。前述の様に大谷石は乾燥-吸水履歴を受けることにより圧縮強度が半減し 5MPa 程度となることと併せて考えると、大谷石の短期的な圧縮強度は 10MPa、長期的な圧縮強度は 5MPa 程度であると判断出来る。

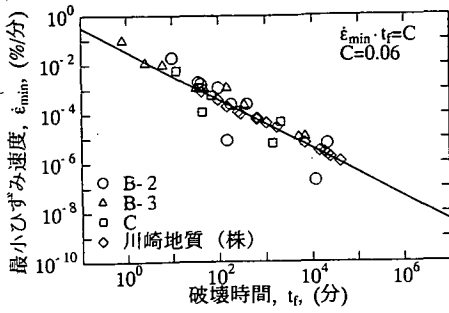


図-6 破壊時間と最小ひずみ速度との関係

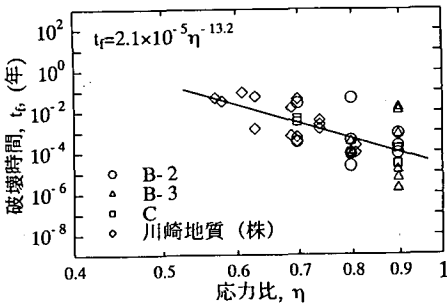


図-7 応力比と破壊時間との関係

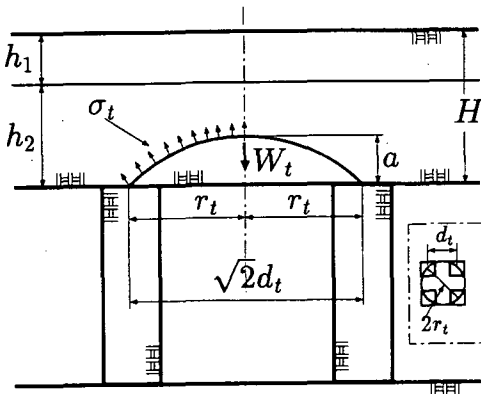


図-8 天盤の引張破壊(ドーム状崩落 $a < r_t$)

6. 陥没のメカニズム

以下、主に1989年2月10日に発生した坂本第1次陥没(表-1)の陥没メカニズムについて考察する。

(1) 天盤の崩落

天盤の崩落には次の3つの破壊メカニズムが考えられる。

1. 天盤の引張破壊(ドーム状崩落)(図-8)
2. 天盤の曲げ破壊(図-9)
3. 天盤のせん断破壊(図-10)

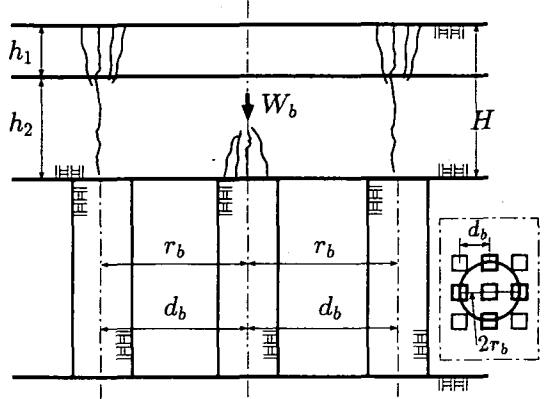


図-9 天盤の曲げ破壊

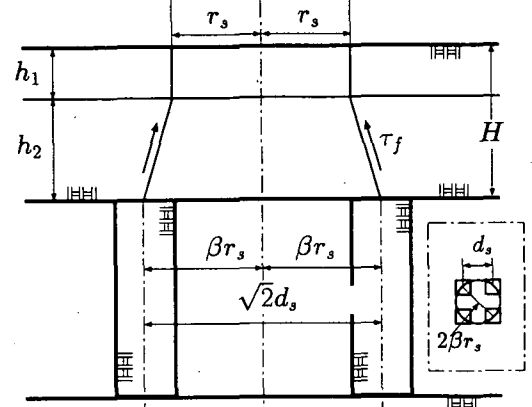


図-10 天盤のせん断破壊

上記のそれぞれの破壊メカニズムに対する安全率を導き、崩落半径を求めた。以下で用いる記号は地表面からの深さを H (m)、単位体積重量を γ_t (kN/m^3)、崩落の半径を r 、天盤より上部の強度に寄与しない層の厚さを h_1 (m)、天盤の厚さを h_2 (m)、 $H = h_1 + h_2$ 、天盤のポアソン比を ν 、天盤の圧縮強度と引張強度をそれぞれ σ_c 、 σ_t (MPa)としている。大谷石のせん断強度 τ_f は一軸圧縮強度 σ_c と引張強度 σ_t から、

$$\tau_f = \frac{\sigma_t}{2} \cdot \left(\frac{\sigma_c}{\sigma_t} \right)^{\frac{1}{2}} \quad (2)$$

とした。なお、以下では崩落半径の式を導くにあたり、基準半径 r_{ref} を $r_{ref} = \sigma_t / \gamma_t$ と定義している。

a) 引張破壊によるドーム状崩落

天盤厚 h_2 が十分大きな場合について考える。ドームの高さを a 、半径を r_t 、自重を W_t 、鉛直方向の全引張抵抗を T として図-8に示す欠球状崩落 ($a \leq r_t$) の安全率を考える。まず、破壊面の全引張抵抗 T は、

$$T = \sigma_t \pi r_t^2 \quad (3)$$

一方、落盤欠球の重量 W_t は、

$$W_t = \gamma_t \frac{\pi a}{6} (3r_t^2 + a^2) \quad (4)$$

安全率 F_s を全引張抵抗 T と重量 W_t の比として,

$$F_s = \frac{T}{W_t} \quad (\text{ただし, } a \leq r_t) \quad (5)$$

次に $r_t < a$ の場合では, 崩落土塊は半球と円柱が合わさった形状であるとし, 円柱部周囲のせん断抵抗 S_t の貢献を考慮すると,

$$S_t = 2\pi r_t (a - r_t) \tau_f \quad (6)$$

$$W_t = \gamma_t \left\{ \frac{2}{3} \pi r_t^3 + \pi r_t^2 (a - r_t) \right\} \quad (7)$$

$$F_s = \frac{T + S_t}{W_t} \quad (\text{ただし, } r_t < a) \quad (8)$$

式 (5), (8) を整理すると, 結局安全率 F_s は $r = a$ の時最小となり崩落形状は半球状となる. 崩落半径 r_t を安全率 F_s が 1 となる時の半径とすると,

$$\begin{aligned} F_s &= \frac{3}{2} \frac{\sigma_c}{\gamma_t \sigma_t} \\ \frac{r_t}{r_{ref}} &= 1.5 \\ & \quad (r_t \leq h_2) \end{aligned} \quad (9)$$

天盤厚 h_2 が崩落半径 r_t よりも小さな場合, ドームの自重 W_t は変わらず, 引張抵抗 T が減少する. $r = a$ の場合のみ考えれば良いから,

$$T = \sigma_t \pi h_2^2 \quad (10)$$

式を整理して安全率 $F_s = 1$ の時の崩落半径 r_t を導くと,

$$\frac{r_t}{r_{ref}} = \left(\frac{9}{4} \frac{h_2}{r_{ref}} \right)^{\frac{1}{3}} \quad (h_2 < r) \quad (11)$$

与えられる.

b) 曲げ破壊による崩落

半径 r_b 厚さ h_2 の円盤に $p = \gamma_t H$ の等分布鉛直荷重が作用した場合の円盤に発生する曲げモーメントを考える (図-9). 崩落前には円盤縁周上部の応力が先に引張強度に達し塑性ヒンジが形成され, 縁周単純支持の円盤となると考えると等分布荷重 p による最大曲げモーメントは中心部で生じて¹⁸⁾,

$$M_c = \frac{(3 + \nu)}{16} \gamma_t H r_b^2 \quad (12)$$

一方, 引張強度から求まる抵抗モーメント M_r は,

$$M_r = \frac{\sigma_t h_2^2}{6} \quad (13)$$

であるから $F_s = M_r / M_c$ より曲げ破壊時の崩落半径 r_b は

$$\frac{r_b}{r_{ref}} = \sqrt{\frac{8}{3(3 + \nu)} \left(\frac{h_2}{H} \right) \left(\frac{h_2}{r_{ref}} \right)} \quad (14)$$

与えられ, 崩落塊の重量 W_b は

$$W_b = \gamma_t \pi r_b^2 H \quad (15)$$

となる.

c) せん断破壊による崩落

天盤のせん断破壊を考える (図-10). 円筒と天盤の崩落部の重量 W_s と大谷石のせん断抵抗 S_s を比較し,

$$W_s = \gamma_s \left\{ \pi r_s^2 h_1 + \frac{\pi}{3} r_s^2 h_2 (1 + \beta + \beta^2) \right\} \quad (16)$$

$$S_s = \tau_f (1 + \beta) \pi r_s h_2 \quad (17)$$

式 (2) を考慮して安全率 $F_s = S_s / W_s$ を整理してせん断破壊時の崩落半径 r_s を求めると,

$$\frac{r_s}{r_{ref}} = \frac{\sqrt{\sigma_c / \sigma_t}}{2} \frac{(1 + \beta)(h_2 / H)}{1 - (h_2 / H) + (h_2 / H)(1 + \beta + \beta^2) / 3} \quad (18)$$

与えられる. なお安全率を最小とする β は式 (19) の通りである.

$$\beta = -1 + \sqrt{-2 + 3H / h_2} \quad (h_2 \leq H) \quad (19)$$

d) 崩落メカニズムと残柱の配置

式 (9), 式 (11), (14) および (18) を用いて崩落半径 r に対しパラメトリックな計算を行なった. なお, 式 (14) 中のポアソン比 ν は $\nu = 0.35$ とした.

基準半径 $r_{ref} = \sigma_t / \gamma_t$ で正規化した崩落半径 r を図-11に, 引張破壊を実線で曲げ破壊を破線で, 図-12に同じく引張破壊の場合を実線で, せん断破壊の場合を破線で示している. せん断破壊と曲げ破壊では支配パラメータが異なるため 2 枚の図とした. また, 崩落半径 r が大きくなるほど安全率 F_s は小さくなるので, それぞれのメカニズムから決定される r_t, r_s, r_b のうち, 最小の値が崩落半径 r となる. したがってこれらの図のうち正規化崩落半径 $\gamma_t r / \sigma_t$ が小さな方を選択すればよい. これらの図からわかるように, 崩落半径 r は基準半径 $r_{ref} = \sigma_t / \gamma_t$ に比例し, h_2 / H が大きい程大きくなる. さらに曲げ破壊の場合には正規化天盤厚 $\gamma_t h_2 / \sigma_t$ に, せん断破壊の場合には強度比 σ_c / σ_t に対して単調増加する.

図-13は正規化天盤厚 $\gamma_t h_2 / \sigma_t$, 強度比 σ_c / σ_t ならびに h_2 / H と破壊メカニズムの関係を示している. 図中の実線よりも右下では引張破壊となり, h_2 / H の値に対応する破線と実線の間はせん断破壊, その破線の左上では曲げ破壊となる. この図からわかるように正規化天盤厚 $\gamma_t h_2 / \sigma_t$ が十分大きな場合には引張破壊が生じる. 正規化天盤厚 $\gamma_t h_2 / \sigma_t$ が小さな場合では, 強度比 σ_c / σ_t が大きい程曲げ破壊が生じ易く, 正規化天盤厚が大きい程せん断破壊を生じ易くなることわかる. また, h_2 / H が大きい程曲げ破壊になりやすい. なお, 式 (11) で扱った崩落半径 r より天盤厚 h_2 が小さい場合の引張破壊は, それ以前に曲げ破壊あるいはせん断破壊を生じてしまい支配的ではないことがわかる.

図-11~13には坂本第 1 次陥没に対応する $H = 67\text{m}$, $h_2 = 30\text{m}$, $\sigma_c / \sigma_t = 10$, $\gamma_t = 17.6\text{kN/m}^3$ のケースを白丸で示している. 破壊メカニズムは曲げ破壊となり, 崩落半径 r は $0.434 \times r_{ref} = 24.7\text{m}$ である. この値は実際の陥没半径 $\sqrt{3,300/\pi} = 32.4\text{m}$ の 76% に相当する. 計算で強度を期待していない層の貢献によって, 実際の陥没半径がやや大きくなったものと考えられる.

表-1に示した 16 件の大規模陥没以外に過去には 17 件の小規模陥没 (平均面積 240m^2) が発生した. これら

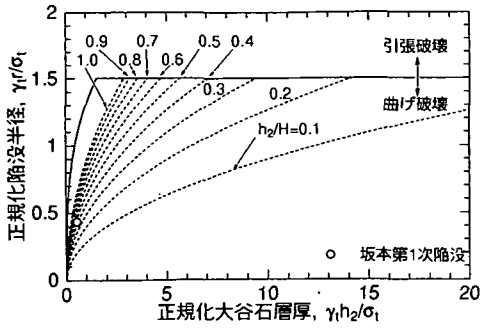


図-11 引張破壊あるいは曲げ破壊の時の正規化崩落半径

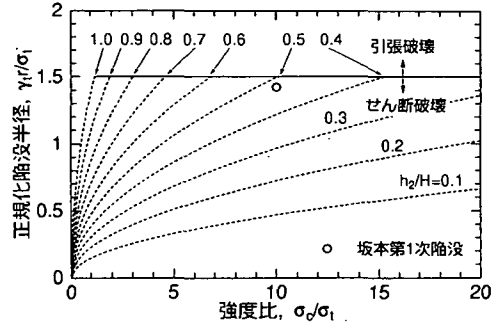


図-12 引張破壊あるいはせん断破壊の時の正規化崩落半径

の小規模陥没の採石場は、全体として大谷地区の中央から北西部丘陵地帯の比較的浅い空洞であり、天盤となる大谷石層は乾燥履歴を受けやすく強度低下が著しいことが予想される。すなわち $h_2/H = 0.5$ 、天盤厚 $H = 13\text{m}$ 、 $h_2 = 6.5\text{m}$ 、一軸圧縮強度 $\sigma_c = 5\text{MPa}$ とし、その他のパラメータは坂本第1次陥没の場合に等しいとすると、天盤は曲げ破壊によって破壊し、崩落半径 $r = 8.6\text{m}$ 面積 232m^2 となり、小規模陥没と同程度の規模の陥没が生じる。

陥没を防ぐためには十分に大きな断面積を持った残柱を、崩落メカニズム上許容し得る間隔で配置しなければならない(図-8-10)。残柱の間隔が広ければ天盤が崩落する。一方残柱の断面積が小さければ残柱が破壊し、その後支持を失った天盤が崩落する。同一の断面積を持った残柱を格子状に規則的に配置し、一本の残柱が残柱間隔 d の自乗の範囲の天盤重量を支持するものとする、残柱の中心間隔と断面積は表-3のように整理される。従って空洞が深く天盤の厚さ h_2 が厚い場合には太い残柱が必要になり、逆に空洞が浅く天盤の厚さ h_2 が薄い場合には間隔を狭くする必要がある。

坂本第1次陥没の場合を想定して大谷石の応力比を $\sigma_c/\sigma_t = 10$ 、単位体積重量 $\gamma_t = 17.6\text{kN/m}^3$ 、 $H = 67\text{m}$ 、 $h_2 = 30\text{m}$ とすると、圧縮強度 $\sigma_c = 10\text{MPa}$ に対しては $d = 24.7\text{m}$ 、 $A = 71.6\text{m}^2$ 、 $\sigma_c = 5\text{MPa}$ に対しては $d = 17.3\text{m}$ 、 $A = 71.6\text{m}^2$ となる。実際の陥没半径は 32.4m と $\sigma_c = 10\text{MPa}$ に対する崩落半径の計算 24.7m にくらべやや大きいことから、天盤の強度が大谷石の長期強度近くまで低下したとは考えられない。したがって坂本第1次陥没では天盤よりも先に残柱がクリーブ破壊等によって強度を失って、その後支持を失った天盤が曲げ破壊したものと考えられる。

(2) 残柱の逐次破壊のシミュレーション

実際の空洞では残柱は不規則に配置されている。そこで図-14に示すようにある残柱と隣接する他の残柱との中間点を結んで出来る多角形上の天盤重量と残柱の中

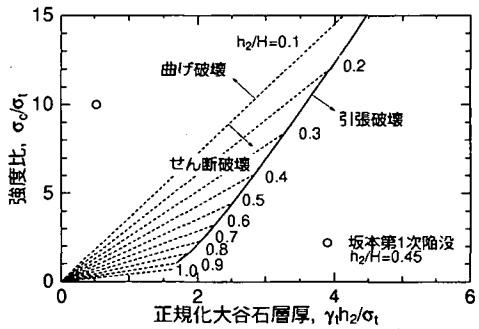


図-13 破壊メカニズムと $\gamma_1 h_2 / \sigma_1$ 、 σ_c / σ_1 および h_2 / H の関係

心高さまでの自重が、その残柱によって分担されると仮定し、坂本第1次陥没の地下空洞とそれに隣接する南側の非陥没空洞内の、各々の残柱が分担する軸応力の算出を行なった。なお、計算では天盤の厚さを $H = 67\text{m}$ 、残柱高さを 30m 、単位体積重量を 17.6kN/m^3 、一軸圧縮強度を $\sigma_c = 10\text{MPa}$ とした。この条件では例えば、現行の採石技術指針で規定されている残柱断面 $10\text{m} \times 10\text{m}$ 、残柱間隔 10m とした場合、格子状に規則的に配列した残柱の分担応力は 4.7MPa 、分担応力の圧縮強度に対する応力比は 0.47 となる。以下では上記の算出方法を直上荷重モデルと呼ぶ。

図-15には直上荷重モデルによって得られた分担応力 σ と残柱の断面積 A の関係を示す。図から陥没空洞には分担応力 σ が 8MPa 近い残柱が3本あることが分かる。陥没空洞と非陥没空洞は残柱断面 100m^2 を境にして明確に分離されており、前項で述べた必要な残柱断面積 A の値からも現行の採石技術指針で規定されている残柱断面 ($10\text{m} \times 10\text{m}$) が坂本第1次陥没地に対しては妥当であることがわかる。

大谷地区には戦前に採掘された健全な空洞が残っており、中には手掘りの跡から $50 \sim 80$ 年経過したと判断されるものもある。それらの空洞の残柱について、同様に直上荷重モデルによる分担応力の算出を行なったところ、 $6.8 \sim 7.7\text{MPa}$ の応力を分担している残柱が見つ

表-3 残柱の配置

破壊形態	残柱の中心間隔 d	必要残柱断面積 A
引張破壊	$2.12\sigma_t/\gamma_t$	$\frac{4.50\sigma_t^2 H}{\sigma_c \gamma_t}$
曲げ破壊	$\sqrt{\frac{8}{3(3+\nu)} \frac{h_2^2 \sigma_t}{H \gamma_t}}$	$\frac{8\pi h_2^2 \sigma_t}{3(3+\nu) \sigma_c}$
せん断破壊	$0.707 \frac{\sqrt{\sigma_c \sigma_t}}{\gamma_t} \frac{(1+\beta)(h_2/H)}{1-(h_2/H)+(h_2/H)(1+\beta+\beta^2)/3}$	$\frac{\sigma_t h_2^2}{2\gamma_t H} \left\{ \frac{(1+\beta)}{1-(h_2/H)+(h_2/H)(1+\beta+\beta^2)/3} \right\}^2$

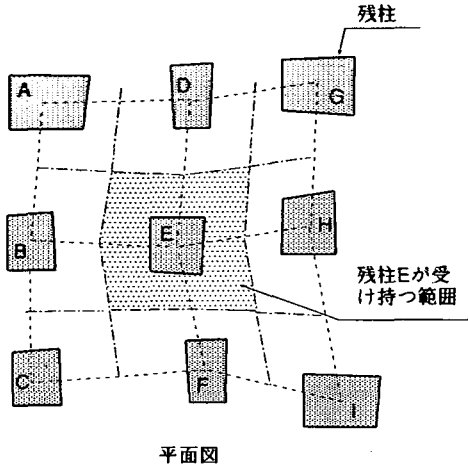


図-14 直上荷重モデル

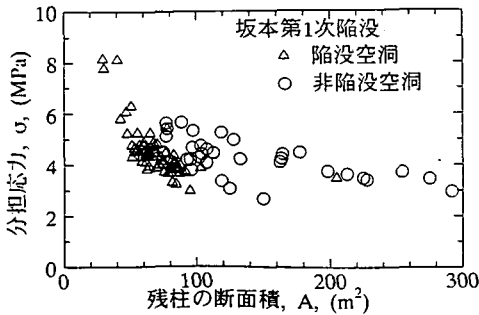


図-15 残柱断面積と直上荷重モデルによる分担応力

かった。そこで直上荷重モデルによる分担応力が7MPaを越える残柱はクリーブ破壊するものとみなし、クリーブ破壊した残柱が分担していた荷重は全て隣接する残柱に再配分されるものと仮定し、直上荷重モデルによる繰り返し計算を行なった。

坂本第1次陥没の地下空洞の結果を図-16¹⁹⁾に示す。図中の白抜ききの多角形は健全な残柱、中実の多角形はクリーブ破壊した残柱、網かけの部分は実際に陥没した範囲を示す。最初に分担応力が8MPaを越える3本

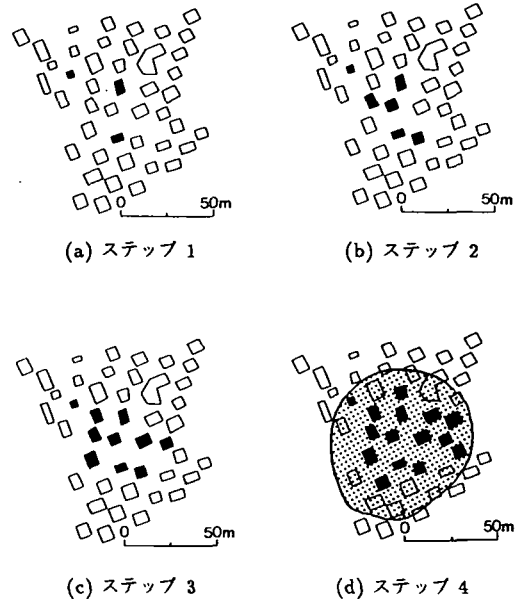


図-16 残柱破壊のシミュレーション

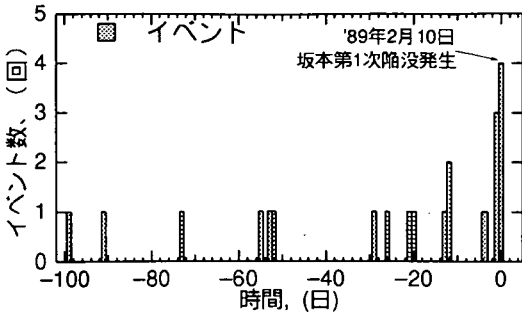
の残柱が破壊することにより、それらの残柱が分担する荷重が周辺の残柱に移行して次々にクリーブ破壊を引き起こし、同程度の断面積の残柱群であれば逐次クリーブ破壊が進行する。そしてついに天盤のみで大空間を保持する状態に至る様子が図-16からうかがえる。

7. 陥没前及び陥没時の現象

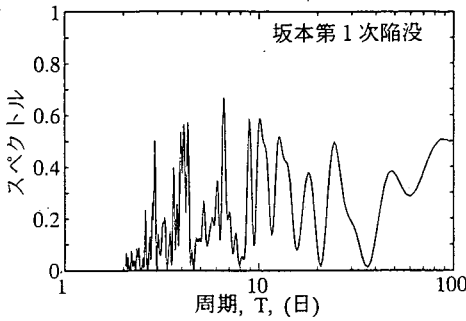
陥没時には幾つかの事前事象が観察され、その事象の起こる卓越周期と陥没の日時や発生年にも特異な現象が認められた。これらの現象は陥没の直接的原因ではないが、陥没予知のためには重要であると考えられる。

(1) 陥没前の地盤振動

野崎ら²⁰⁾が立坑型空洞の地震時挙動の研究を目的として設置していた地表面から深さ70mまでの9個の加



(a) 地盤振動イベント²⁰⁾



(b) Fourier 解析結果

図-17 坂本第1次陥没前の地盤振動

速度計が、坂本第1次陥没の3カ月前(1988年11月)から通常地震波の他に、極端に継続時間の短い地盤振動をキャッチしていた。2月10日の坂本第1次陥没までに21件、3月5日の拡大陥没を挟んで3月7日に測定中止されるまでに25件の振動波形が得られている。なおこの間の通常地震は5回であった。

そのうち坂本第1次陥没までの地盤振動を図-17(a)に示す。陥没発生日時が近づくにつれイベントが頻発したことがわかる。野崎ら²⁰⁾の観測した21件の地盤振動が、天盤の崩落によるものなのか、または残柱の破壊によるものなのか判断しきれないが、振動波形と継続時間から11件は残柱の倒壊によるものであり、9件は天盤の崩落によるものであると考えられる。当該空洞は安藤ら¹⁾が調査した時点で既に残柱の損壊が確認されていたから、長期にわたるクリープ破壊が残柱に生じていたものと思われる。拡大前の第1回目の陥没面積(3,300m²)が十数本の残柱の破壊による天盤の曲げ破壊の面積に対応することから、上記11件の地盤振動は残柱の破壊によるものと考えられる。

栃木県工業課は坂本第1次陥没直後から約100ヶ所に地震計を設置する事業を始め、1989年9月から集中制御方式による地震振動観測を開始した。坂本第2次(1990年3月29日)、瓦作(1991年4月29日)の両陥

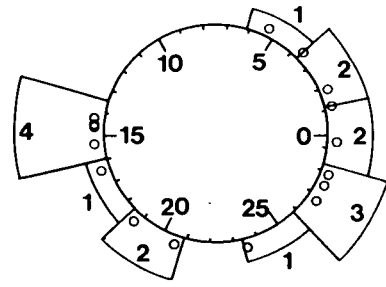


図-18 大規模陥没の発生日と月齢との関係

没では、前日に近隣住民に避難勧告が出され、このシステムの有効性が実証された。

図-17(a)のデータをFourier解析した結果、図-17(b)のような卓越周期が認められた。また図示はしないが坂本第2次陥没発生日付近の1990年2月1日から3月24日までの52日間、及び瓦作陥没発生日付近の1991年3月9日から1991年4月29日までの53日間にも振動が生じた日と回数を上記の場合と同様にFourier解析するとそれぞれ約13日、約13日と26日の卓越周期が認められた¹⁹⁾。

(2) 陥没等が生じた日時

a) 月齢との関連

戦後大谷地区で起きた陥没事故のうち、1000m²を超える16ケースの大規模陥没について、発生日の月齢と頻度を求めると、図-18のようになる。新月前後の月齢27~2日と、満月前後の月齢14~17日の間に約7割の11ケースの陥没が生じていること、及び6~13日と25日前後には陥没が生じていないことが注目される。この陥没日と月齢との定量的な相関関係をさらに明確にするため、Schusterの検定²¹⁾を以下のケースについて行った。

データ1. 1,000m²以上の大規模陥没16件

データ2. 戦後全ての落盤・陥没71件

データ3. 坂本地区の25件の地盤振動データ²⁰⁾

各イベントの月齢の位相 $\phi_i (i = 1, 2, \dots, n)$ を求め、確率 p を帰無仮説「イベント発生日は月齢によらない」を棄却する危険率とすると、 p は

$$p = \exp\left(\frac{-R^2}{N}\right) \quad (20)$$

ここに、 N は件数、 R は以下の式で与えられる。

$$R = \sqrt{\left(\sum \cos \phi_i\right)^2 + \left(\sum \sin \phi_i\right)^2} \quad (21)$$

危険率が低いほど相関が高く、 $p = 1$ の時は無相関である。3ケースの危険率は表-4のようになる。ここに、ワンピークは朔(新月)または望(満月)のいずれかで、ツーピークは朔・望の2つの位相でイベントが起き易

表-4 月齢との相関

データ	1(N=16)	2(N=71)	3(N=25)
p(ワンピーク)	0.716	0.301	0.514
p(ツーピーク)	0.0518	0.644	0.660

表-5 潮汐応力(体積応力成分)との相関

データ	2'(N=24)	3(N=25)	3'(N=21)
p(ワンピーク)	0.463	3.50×10^{-5}	7.04×10^{-5}

いという検定である。この結果、月齢との相関は得られなかったが(ワンピーク)、データ1のケース(大規模陥没)は朔・望の2つの位相で事象が起き易いという検定(ツーピーク)を行うと危険率が約5%と小さい。

b) 地球潮汐応力との関連

上記のデータ2(N=71件)、3(N=25件)のうち生起時分がほぼ同一の陥没を除いたN=24件ならびにN=21件の振動を対象としたデータ2'、3'とデータ3の3ケースについて、生起した時刻が時分まで明確なイベントのみを対象にして、地球潮汐による応力成分の位相選択性を統計的に解析した。天体の位置は長沢²²⁾の方法により、大谷地区の経度を東経140°として計算した。

地球潮汐応力による体積応力成分($\sigma_{xx} + \sigma_{yy} + \sigma_{zz}$)の応力変化のピークからピークを1周期(360°)として、各位相(30°毎)に発生したイベントの比率をヒストグラムにして図-19に示す。Schusterの検定による帰無仮説「イベント発生は地球潮汐応力によらない」を棄却する危険率pは表-5のようになる。この結果はデータ2',3,3'がともに地球潮汐応力の体積応力成分が圧縮のときに起きており、pも非常に小さいことを示している。特に、データ3は坂本第1次陥没の事前振動であり、(1)で述べた卓越周期が太陰の朔望の周期に近いことから考えると、坑内の崩落や陥没に地球潮汐応力の変化がトリガーとなり得ることを示唆している。

8. 結論

わが国の代表的な堆積軟岩の一種である大谷石の物理的及び力学的特性を調べた。そして大谷地区で発生した空洞陥没のメカニズムを解明した。得られた結論は以下の通りである。

1. 現位置の地下水位は地表面下数メートルにあるから、陥没の対象となる残柱や天盤の飽和度はほぼ100%であるが、これを地上で自然状態に放置すると、飽和度は急激に減少し約2週間で20%となる。また、これを再び吸水させても飽和度は90%程度にしか戻らない。

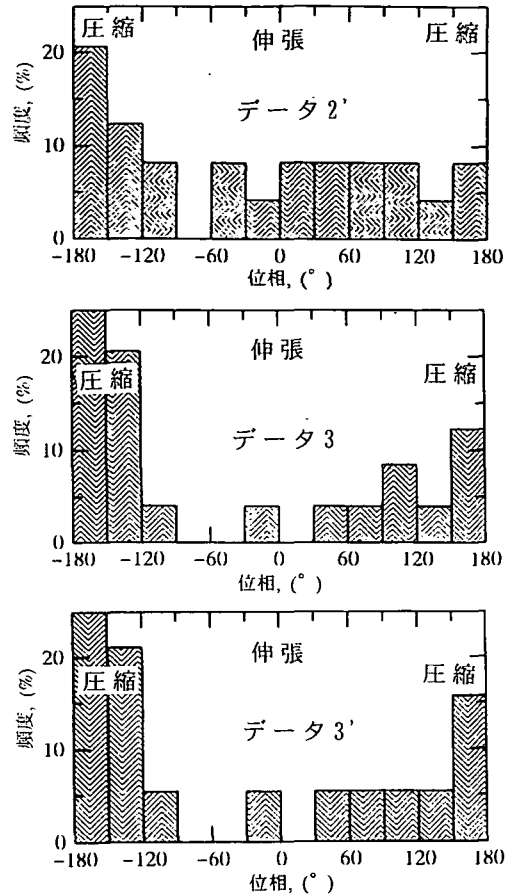


図-19 地球潮汐応力の各位相別のイベント発生比率(大竹、鶴岡による)

2. 一軸圧縮強度は完全乾燥時に最大となり、完全飽和時(8.1~13.5MPa)の1.3倍程度である。一方、一度乾燥-吸水履歴をうけた供試体の強度は完全飽和時の強度の1/2以下になる。従って空洞の安定を議論するためには大谷石の飽和状態を保った強度評価が必要である。
3. 多孔質材料である大谷石は、コンクリートと同様にクリープ挙動を示し、一軸圧縮強度の約57%以上の応力のもとでクリープ破壊する。
4. 天盤の破壊メカニズムを検討し、残柱の許容間隔と必要断面積について議論した。その結果、坂本第1次陥没に代表される深い空洞の陥没は、まず断面積が小さく分担する応力の大きな残柱から逐次的に残柱がクリープ破壊し、その後支持を失った天盤の曲げ破壊により生じたと判断される。一方比較的浅い空洞の小規模陥没は、乾燥-吸水履歴による天盤の強度低下によって生じた天盤の曲げ破壊によるものと考えられる。

5. 記録にある陥没・落盤事故の時系列解析の結果、これらのイベントは地球潮汐応力の体積応力成分が圧縮の時に起き易いことが分かった。限界状態にある空洞に対して地球潮汐応力が陥没のトリガーの1つになったと考えられる。

謝辞：地球潮汐応力について御教示を賜った東北大学大学院理学研究科固体地球物理学研究室の大竹政和教授と、博士後期課程の鶴岡弘氏に深甚な謝意を表す。本研究は文部省科学研究費補助金(平成4,5年度一般研究(B))、課題番号:No. 04452223, 研究代表者:横山幸満)の補助を受けたものであることを付記する。

参考文献

- 1) 安藤 武, 岡重文: 大谷石の地質と採掘に関連する破壊状況, 地質調査所月報, Vol. 18, No. 1, pp. 1-37, 1967.
- 2) 遠藤源助, 田中清治, 塩谷 護: 大谷石の採掘基準設定のための基礎的研究—大谷石の材質試験—, 早稲田大学理工学研究所受託研究報告書第1号, pp. 1-30, 1972.
- 3) 遠藤源助, 田中清治, 楠 健一郎: 大谷石の採掘基準設定のための基礎的研究—大谷石の現地材質試験—, 早稲田大学理工学研究所受託研究報告書第2号, pp. 1-44, 1973.
- 4) 遠藤源助, 田中清治, 楠 健一郎, 北岡宗洋: 大谷石の採掘基準設定のための基礎的研究—大谷石の鉱物組成および力学的資料と理論考察—, 早稲田大学理工学研究所受託研究報告書第3号, pp. 1-118, 1975.
- 5) 北岡宗洋, 藤源助, 星野一男: 軟岩の力学特性に及ぼす水分の影響—特に破壊強度について—, 第5回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp. 31-36, 1977.
- 6) Yoshinaka, R., Kikuchi, K., Fujieda, M., Ono, U., Ohnishi, M., & Ohashi, S.: Stability investigation of underground rectangular excavation in softrock, *ISRM Symposium on Design and Performance of Underground Excavation*, pp. 97-104, 1984.
- 7) 菊池宏吉, 清水 肇, 小野勇司, 大西 勝, 若林成樹, 道家太郎: 軟岩内地下空洞の安定に関する基礎研究, 第6回岩の力学国内シンポジウム講演論文集, pp. 275-280, 1984.
- 8) 吉中龍之進, 西牧 均: 軟岩の支持力に関するモデル実験と数値解析, 土木学会論文報告集, No. 304, pp. 113-128, 1980.

- 9) 赤井浩一, 足立紀尚, 西 好一: 堆積軟岩(多孔質凝灰岩)の弾・塑性挙動, 土木学会論文報告集, No. 271, pp. 83-95, 1978.
- 10) 赤井浩一, 足立紀尚, 西 好一: 堆積軟岩(多孔質凝灰岩)の時間依存特性と構成式, 土木学会論文報告集, No. 282, pp. 75-87, 1979.
- 11) 足立紀尚, 小川豊和: 堆積軟岩の力学特性と破壊基準, 土木学会論文報告集, No. 295, pp. 51-63, 1980.
- 12) 緒方義弘, 松永 烈, 山口梅太郎, 平松良雄: 軟質凝灰岩の力学的特性に関する研究, 採掘と保安, vol. 29, No. 12, pp. 11-22, 1983.
- 13) 阿部 透, 傳田 篤, 渡辺浩平: 多孔質凝灰岩の強度特性に対する寸法効果について, 土木学会第42回年次学術講演会講演概要集, III-152, pp. 330-331, 1987.
- 14) 大内英二, 横山幸満, 日下部治: 大谷石の力学的特性, 土木学会第44回年次学術講演会講演概要集, III-288, pp. 650-651, 1989.
- 15) 藤郷 森: 液相吸着法による吸着性能の評価に関する研究—特に大谷石と火山灰土壌について—, 早稲田大学大学院理工学研究所学位請求論文, pp. 19-26, 1989.
- 16) Yokoyama, Y., Ueno, K., Mizunuma, T.: Subsidence of underground quarries in Oya district, Japan, *Proc. of the Fifth International Symposium on Land Subsidence*, pp. 225-236, 1995.
- 17) 栃木県商工労働観光部工業課, 川崎地質株式会社: 大谷石採取空洞陥没メカニズム調査業務クリーブ破壊試験中間報告, p. 6, 1994.
- 18) Roark, J., Young, C.: *Formulas for Stress and Strain*, McGraw-Hill Kougakusha, p. 363, 1975.
- 19) 横山幸満, 上野勝利, 鈴木将之, 石井 紘: 堆積軟岩(大谷石)地下空間の陥没メカニズムの研究, 平成4-5年度科学研究費補助金(一般研究(B))研究成果報告書, pp. 39-40, 1994.
- 20) 野崎隆司, 駒田広也, 日比野 敬: 地下空洞における地震観測—立坑型岩石空洞における地震時挙動—, 電力中央研究所報告, 研究報告 U90074, pp. 36-44, 1991.
- 21) 安芸恭一: 統計地震学の現象, 地震 2, 8, pp. 205-228, 1956.
- 22) 長沢 工: 天体の位置計算(増補版), 地人書館.

(1995. 11. 21 受付)

STUDY ON THE MECHANISM OF SUBSIDENCE INTO THE UNDERGROUND CAVITY IN OHYA QUARRIES

Yukimitsu YOKOYAMA, Shigeyoshi IMAIZUMI, Katsutoshi UENO and Takae MIZUNUMA

A collapse of an underground quarry in Ohya district, located 7km west of the center of Utsunomiya city, caused a large scale subsidence about 3,300m² wide. Unfortunately, subsequent large scale subsidence has occurred in this district. In order to explain the reason why such large scale subsidence occurred, the authors investigated strength deterioration and creep characteristics, and discussed the mechanism of the collapse. A collapse control with the cross section area and spacing of pillars was also discussed in this paper. According to a correlation between the earth tidal force and the occurrence of subsidence and rock-fall, earth tidal action may trigger collapses of underground quarries under critical states.