

岩盤空洞の地震時ひずみの解析と耐震設計

ANALYSIS OF DYNAMIC STRAIN AROUND ROCK CAVERN
AND EARTHQUAKE RESISTANT DESIGN

浜田政則*・泉 博 允**・岩野政浩***・志波由紀夫****

By Masanori HAMADA, Hiromitsu IZUMI, Masahiro IWANO
and Yukio SHIBA

1. はじめに

著者らは、硬質な粘板岩の地山に掘削された山岳トンネル内において、地震加速度と覆工の動ひずみの観測を行い、岩盤内の地震動特性およびトンネルの変形挙動について考察し、これをすでに報告した¹⁾。観測結果から、i) 岩盤内の加速度は坑口地表部の加速度の $1/3 \sim 2/3$ 程度であること、ii) 第 4 紀層地盤における観測結果と比較し、上下方向最大加速度の水平方向最大加速度に対する割合は大きく、70% 以上になること、また、iii) トンネルの地震時の変形挙動は周辺岩盤の動ひずみに支配されること、を示した。

上記の結果のうち、i), ii) は岩盤空洞内の施設・機器類の耐震設計に有用な情報であり、iii) は岩盤空洞そのものの地震時の安定性を吟味するうえで、重要な意味をもつと考えられる。

本報告ではまず、以上の地震観測結果を理論的に補足する目的で、半無限領域内の円形空洞の動的変形挙動を弾性波動論により解析し、覆工の動ひずみと周辺地盤の動ひずみの関係について定量的な考察を行った。この結果、地震動の波長が空洞径に比較し十分に長い場合は、覆工の動ひずみと地盤のひずみの比は、地震動の周波数や波長に関係なく、ほぼ一定であることが示され、地震観測結果と定性的に一致することが明らかにされた。

次に、埋設管路、海底トンネルおよび地下タンクなどの地中構造物に関する既往の研究成果を参考に、岩盤空洞の地震時応力度の解析方法を提案した。地震観測を行った山岳トンネルについて、本方法を適用した結果、解析によって得られた覆工の動ひずみは、実測された動ひ

ずみと良好な一致を示し、解析方法の妥当性が検証された。

最後に、岩盤空洞の地震時の安定性を照査するための手順を、地山の初期応力度の推定、掘削時の応力度解析などを含めて、地下発電所用の空洞を例にとって示した。

2. 円形空洞の動的変形挙動に関する
理論的考察

(1) 解析条件と方法

無限領域内の円形空洞の地震時における変形、ひずみについては、すでに、岡本²⁾らや C.C. Mow³⁾ らが弾性波動論を用いて理論的に解析している。

半無限領域内の円形空洞については、断面直角方向に振動する SH 波に対して、鏡像理論を利用した V.W. Lee⁴⁾ らの理論的な解がある。しかし、断面内に振動する SV 波および P 波に対しては、丹羽⁵⁾らの積分方程式を用いた離散化による解が報告されているのみである。

著者らは、次の簡略化された条件のもとで、図-1 に示すように鉛直入射の S 波に対して半無限領域内に存在する円形空洞覆工のひずみを解析し、入射波の波長、空洞径および覆工と岩盤の剛性比などの各種の要因が、覆工の動ひずみに与える影響について考察した。

解析条件は、

i) 入射波は鉛直に入射する S 波で無限に連続する正弦波であるとす

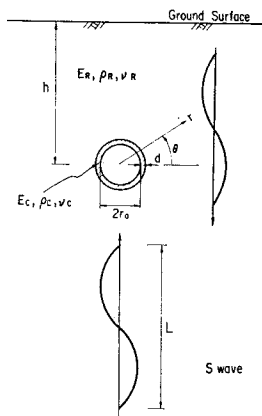


図-1 S波入射による円形空洞の動ひずみの解析

* 正会員 工博 東海大学海洋学部

** 正会員 大成建設(株)土木本部

*** 正会員 大成建設(株)土木本部

**** 正会員 工修 大成建設(株)土木本部

ii) 空洞覆工の外側表面より発生する散乱波の地表面での反射を無視する。すなわち、地表面では入射波のみの反射を考慮する。

iii) 岩盤の物性は一様であり、地表面は水平とする。

ii) の条件は、著者らが観測を行ったトンネルのように、土被りが空洞の規模に比較し十分に大きければ許容できる条件であろう。また、現在計画されている岩盤内貯油槽および地下原子力発電所空洞などにおいても、土被り厚が十分に大きくなるのが予想されているため、近似的に認め得る条件と考えられる。

鉛直上方に入射するS波と地表面における反射S波の合成波を、円筒座標系で表わせば、

$$u_R^I = a e^{i\omega t} \sum_{m=1}^{\infty} 2 \frac{m}{z} J_m(z) \cdot \{i^{m-1} + e^{-i\omega(2h/V_s)}(-i)^{m-1}\} \sin m\theta \dots (1)$$

$$V_R^I = a e^{i\omega t} \sum_{m=0}^{\infty} \frac{\epsilon_m}{2} \{J_{m-1}(z) - J_{m+1}(z)\} \cdot \{i^{m-1} + e^{-i\omega(2h/V_s)}(-i)^{m-1}\} \cos m\theta \dots (2)$$

$$\epsilon_0 = 1, \epsilon_1 = \epsilon_2 = \dots = 2, z = \frac{\omega r}{V_s}$$

となる。上式において u_R^I, V_R^I は入射波および反射波による半径方向と円周方向の変位成分、 a および ω は入射波の変位振幅と円振動数である。また、 V_s は岩盤のS波速度、 J_m は m 次のベッセル関数、 i は虚数記号である。

覆工の外側表面より散乱する波動は、

$$u_R^II = -e^{i\omega t} \sum_{m=1}^{\infty} \left[\frac{m}{z} A_m H_m^{(2)}(z) - B_m \left\{ \frac{m}{\xi} H_m^{(2)}(\xi) - H_{m+1}^{(2)}(\xi) \right\} \right] \cdot \sin m\theta \dots (3)$$

$$V_R^II = -e^{i\omega t} \sum_{m=0}^{\infty} \left[A_m \left\{ \frac{m}{z} H_m^{(2)}(z) - H_{m+1}^{(2)}(z) \right\} + \frac{m}{\xi} B_m H_m^{(2)}(\xi) \right] \cos m\theta \dots (4)$$

$$\xi = \frac{\omega r}{V_p}$$

と表わされる。 A_m, B_m は境界条件によって決定される積分定数であり、 $H_m^{(2)}$ は m 次の第2種ハンケル関数である。また、 V_p は岩盤のP波速度を表わす。

さらに覆工内部を伝播する波動は、

$$u_L = -e^{i\omega t} \sum_{m=1}^{\infty} \left[\frac{m}{z'} C_m H_m^{(2)}(z') + \frac{m}{z'} D_m H_m^{(1)}(z') - E_m \left\{ \frac{m}{\xi'} H_m^{(2)}(\xi') - H_{m+1}^{(2)}(\xi') \right\} - F_m \left\{ \frac{m}{\xi'} H_m^{(1)}(\xi') - H_{m+1}^{(1)}(\xi') \right\} \right] \sin m\theta \dots (5)$$

$$V_L = -e^{i\omega t} \sum_{m=0}^{\infty} \left[C_m \left\{ \frac{m}{z'} H_m^{(2)}(z') - H_{m+1}^{(2)}(z') \right\} \right]$$

$$+ D_m \left\{ \frac{m}{z'} H_m^{(1)}(z') - H_{m+1}^{(1)}(z') \right\} - \frac{m}{\xi'} \{ E_m H_m^{(2)}(\xi') + F_m H_m^{(2)}(\xi') \} \cdot \cos m\theta \dots (6)$$

$$z' = \frac{\omega r}{V_s'}, \quad \xi' = \frac{\omega r}{V_p'}$$

と表わすことができる。 V_s', V_p' は覆工のS波およびP波速度、 C_m, D_m, E_m, F_m は積分定数で、 $H_m^{(1)}$ は m 次の第1種ハンケル関数である。

式(3)~(6)に含まれる積分定数 $A_m \sim F_m$ は、次の6個の境界条件により求めることができる。

覆工の応力度を $\sigma_{rr}', \tau_{r\theta}'$ とすれば、覆工内側表面において、

$$\sigma_{rr}' = \tau_{r\theta}' = 0 \dots (7)$$

となる。また、覆工外側表面におけるつり合い条件と適合条件により、

$$u_L = u_R^I + u_R^{II}, \quad V_L = V_R^I + V_R^{II} \dots (8)$$

$$\sigma_{rr}' = \sigma_{rr}, \quad \tau_{r\theta}' = \tau_{r\theta} \dots (9)$$

が成立する。ここで $\sigma_{rr}, \tau_{r\theta}$ は岩盤の応力度を表わす。さらに、境界条件により求められた積分定数を式(5)、(6)に代入すれば、覆工の変形が求まる。

(2) 解析結果

入射波のひずみ振幅 ($\epsilon_G = a\omega/V_s$) と覆工に生ずるひずみの比は、次の5個の無次元量 $\alpha_1 \sim \alpha_5$ および岩盤と覆工材料のポアソン比 ν_R, ν_c によって表わすことができる。

$$\alpha_1 = E_L/E_R : \text{覆工と岩盤のヤング率の比}$$

$$\alpha_2 = \rho_L/\rho_R : \text{覆工と岩盤の密度の比}$$

$$\alpha_3 = d/2r_0 : \text{覆工厚と内径の比}$$

$$\alpha_4 = 2r_0/L : \text{内径と入射波の波長の比}$$

$$\alpha_5 = h/L : \text{円孔の深さと入射波の波長の比}$$

図-2 は素掘の空洞の場合 ($\alpha_3 = 0$) について、波長と空洞の内径の比 ($\alpha_4 = 2r_0/L$) が、空洞のひずみに与える影響を示したものである。なお以下の解析では、数値計算に用いる級数項の項数 m を空洞部のひずみの収束状況を考慮して10としている。縦軸は、素掘空洞の内側表面に生ずる周方向の最大ひずみ (ϵ_S) の、入射波のひずみ振幅 (ϵ_G) に対する比 (α) を表わす(以下、“ひずみ伝達率”とよぶ)。

本解析では入射波を正弦波とし、岩盤物性を一様としているため、入射波と地表面からの反射波による合成波動は、図-2の付図に示すような定常振動となり、腹における変位振幅と節におけるひずみ振幅は、それぞれ入射波の2倍となる。図-2に示す点線および破線は、空洞中心が定常振動の節および腹に位置した場合のひずみ伝達率である。また実線で示す結果は、無限領域内に空

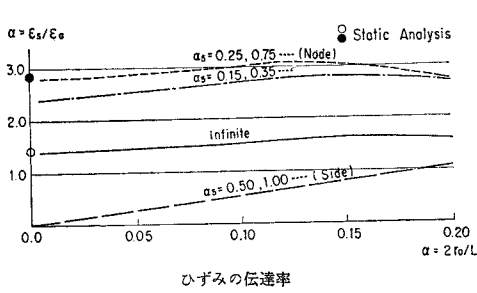


図-2 素掘空洞内側表面におけるひずみの伝達率

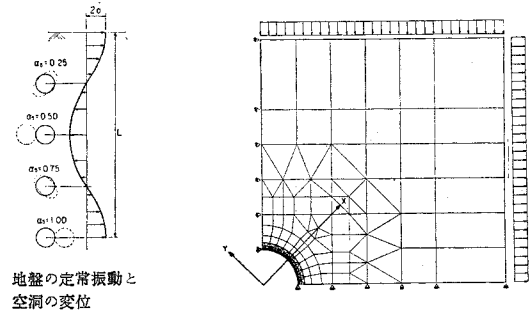


図-5 F.E.M. による周方向ひずみの解析

洞が存在する場合で、地表面での波動の反射を考慮していない。

図-2の縦軸上に白丸で示した値は、単位のせん断ひずみを図-3に示すように、円形空洞を含む領域に静的に作用させた場合のひずみ伝達率を表わし、弾性理論より最大値 1.40 と求まる。

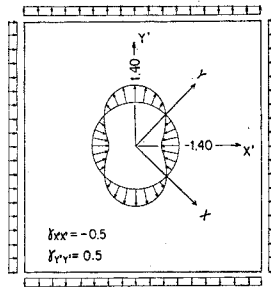


図-3 弾性理論による素掘円形空洞の解析

同様に黒丸で示した値は入射波の2倍のひずみを静的に作用させた場合のひずみ伝達率である。

図-2に示した解析結果から、波長がひずみの伝達率に与える影響について次の結論が得られる。波長が空洞の直径の10倍以上の領域、すなわち横軸(α₁)が0.1以下の領域で、かつ空洞中心が定常振動の腹に位置するような特定の場合(図中破線)を除けば、波長の影響は一般に小さい。またこの領域では、動的に求めたひずみ伝達率は、静的に地盤ひずみを載荷した場合のひずみ伝達率とほぼ一致する。すなわち、空洞が無限領域内に存在する場合は、入射波のひずみ振幅を、また空洞が定常振動の節に位置する場合は、入射波の2倍のひずみ振幅を静的に作用させた結果とほぼ等しい。

図-4は、無限領域内に存在する空洞覆工内側表面の周方向ひずみの伝達率を示す。図中一点鎖線で示した値は、図-5に示すF.E.M.モデルを用い、静的に入射波

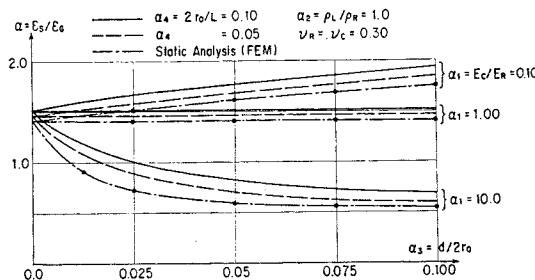


図-4 覆工内側表面におけるひずみの伝達率(無限領域)

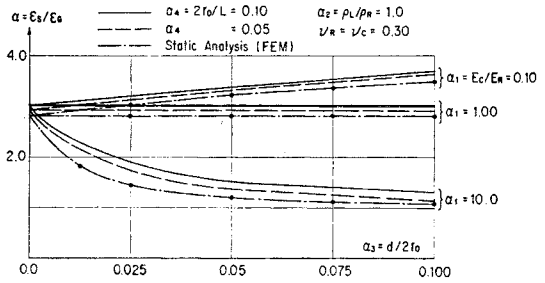


図-6 覆工内側表面におけるひずみの伝達率(半無限領域 αₛ = 0.25, 0.75, ...)

のひずみ振幅を載荷して得られたひずみ伝達率を示す。これは、岩盤の単位のせん断ひずみに見合う変位をモデル境界において強制変位として入力する方法であり、波長を無限大すなわち α₁ = 0 とした場合に相当する。この結果から、ひずみ伝達率は周辺岩盤と覆工材料のヤング率との比(α₁)、および覆工厚と内径との比(αₛ)に強く支配され、内径と波長の比(α₁)の影響が小さいことがわかる。また、この場合も波長を無限大とした場合、すなわち静的にひずみを作用させた結果とほぼ同じ値を示すことが理解される。

図-6は半無限領域において、空洞の中心が地盤の定常振動の節に位置した場合の、覆工内側表面でのひずみ伝達率を示す。同様に、一点鎖線で示した値は、図-5のモデルを用い、入射波のひずみ振幅の2倍を載荷した場合のひずみ伝達率を表わす。この場合も内径の波長に対する比(α₁)の影響がきわめて小さいことがわかる。また、動的解析によって得られたひずみ伝達率は、図-4に示した無限領域内での値のほぼ2倍である。これは、空洞中心付近での地盤のひずみ振幅が入射波のひずみ振幅の2倍になっているためである。

以上述べたように、地震波の波長が、空洞の直径に比較し10倍以上と十分に大きい場合は、地盤から空洞へのひずみの伝達率は、波長や周波数の影響をほとんど受けず、地盤のひずみを静的に作用させた場合の結果とほぼ一致することが示された。

3. 岩盤空洞の地震時ひずみの解析法

(1) 既往の研究からの知見

本節では、埋設管、海底トンネル、地下タンクなどに関する既往の研究成果から、地中構造物の地震時ひずみの特性について検討し、すでに報告した山岳トンネルにおける観測¹⁾、および前節の解析結果とあわせて、岩盤空洞の地震時ひずみを算定するための合理的な解析モデルについて考察する。

地中構造物の地震時挙動については、すでに地震観測、模型実験、あるいは数値解析による多くの研究がなされている。これらの研究によって明らかにされた地中構造物の地震時動特性を要約すれば次の2点になると思われる。

i) 地中構造物が、それ自体の慣性力によって自己振動を起こすことはなく、周辺地盤とほぼ同様に振動する。

ii) 地中構造物の地震時の変形とひずみは、周辺地盤の相対変位すなわちひずみに支配される。

これらの結果を得た初期の代表的な研究として、桜井²⁾および田村³⁾らによる研究が挙げられる。桜井らは、松代群発地震を利用した埋設管での観測から、管の固有振動は発生せず、周辺地盤と同様に振動すること、また、管軸に沿った地震波動の位相差が埋設管の応力度を支配するという結果を示し、以後に続く地中構造物に関する一連の研究の糸口をひらいた。

同じく、田村らは、海底トンネルの地震時挙動に関する模型振動実験、地震観測および数値解析による総合的な研究から、トンネル軸に沿った地盤の不均一性に起因する相対変位が、トンネルの地震時応力度を支配することを明らかにし、「地盤変位による地中構造物の地震時応力度算定」の基本概念を提起した。

著者らは、埋立地盤に建設されたRCの円筒形地下タンクにおいて、側壁の地震時ひずみを主とした観測を行い、地下タンクの地震時変形が波動の位相差による地盤の相対変位によって支配されていること、さらには、側壁の地震時ひずみの波形が地盤のそれとほぼ相似形であり、両者が静的な比例関係にあることを示した⁹⁾。

さらに著者らは、2つの海底トンネルでの地震観測から、トンネルの軸方向の伸縮変形によるひずみの波形は、地盤の同方向のひずみの波形に相似であること、また、トンネルの水平面内の曲げ変形によるひずみは、トンネル軸に沿った地盤の変形の曲率に比例していることを示した¹⁰⁾。

山岳トンネルの覆工コンクリートで観測されたひずみ

波形が、周辺岩盤のひずみ波形ときわめて類似し、やはり静的な比例関係にあることはすでに報告したとおりである¹⁾。

以上述べた既往の研究成果および著者らの地震観測での結果から、地中構造物の地震時ひずみは、次のように表わすことが可能であろう。

$$\epsilon_S = \alpha \cdot \epsilon_G \dots \dots \dots (10)$$

上式において、 ϵ_G は、空洞あるいは構造物の影響のない地盤でのひずみを表わす。埋設管のような地中線状構造物では、地盤のひずみとして一般に管軸方向の垂直ひずみ成分のみが重要となるが、地下タンクのように三次元的な拡がりを持つ構造物では複数のひずみ成分を考慮することが必要となる。 ϵ_S は構造物のひずみを表わし、 α はすでに述べたように、地盤から構造物へのひずみの伝達率を表わす係数である。ひずみ伝達率 α は、構造物の剛性と形状および周辺地盤の硬軟によって静的に求まる係数であり、地震動の周波数や波長に依存しないと考えることができる。

たとえば、埋設管のように構造系としての剛性が小さい場合、 α は増大し、逆に、埋設地盤に建設されたRCタンクのように剛性が大きい場合は α は減少する。

著者らが行った円筒形地下タンクでの観測⁹⁾の結果によれば、タンクのひずみと地盤のひずみの比は、たかだか5%程度であることが明らかにされている。また2つの海底トンネルでの地震観測¹⁰⁾によれば、トンネルのひずみは継手の硬軟に大きく影響されるが、地盤ひずみの20~80%になることが示されている。

(2) 解析法の提案と実測値による検証

著者らが地震観測を行った山岳トンネル¹⁾について、図-7 および 図-12 に示す解析モデルを用い、覆工コンクリートの動ひずみの算定を行う。解析によって得られた動ひずみと、覆工コンクリートで実測されたひずみを比較することにより、解析モデルの有効性を検証する。

a) 軸方向ひずみの解析

図-7 に示す弾性床上的棒による解析モデルを用い、トンネルの軸方向のひずみを算定する。このモデルは、埋設管や海底トンネルなどの解析に用いられているものと同様で、岩盤のひずみに見合う強制変位を岩盤の剛性を表わすばねを介して作用させ、トンネルの変形を求めるものである。なお、本トンネルの軸方向には12m間隔でコンクリートの打継目が設けられているが、覆工の

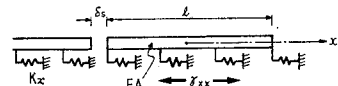


図-7 軸方向ひずみの解析

ひずみは打継目で零であると仮定している。

図に示す解析モデルを用いて、トンネル覆工の軸方向ひずみ (ϵ_x) と岩盤のひずみ (r_{xx}) の比 (α)、および打継目における相対変位量 (δ_s) は次のように求まる。

$$\left. \begin{aligned} \alpha &= \frac{\epsilon_x}{r_{xx}} = 1 - \frac{\cosh \beta x}{\cosh \frac{\beta l}{2}} \\ \frac{\delta_s/l}{r_{xx}} &= \frac{2}{\beta l} \tanh \frac{\beta l}{2}, \quad \beta = \sqrt{\frac{K_X}{EA}} \end{aligned} \right\} \dots\dots(11)$$

上式において、

- E, A : トンネル覆工のヤング率および断面積
- K_X : トンネル軸方向の単位長さ当たりの地盤ばね定数
- l : コンクリートの打継目間隔で地震観測を行ったトンネルでは 12.0 m

図-8 は、式 (11) に $x=l/4$ を代入した場合のひずみ伝達率と無次元化した打継目の相対変位を、横軸 βl に対して示したものである。 βl が小さい場合、すなわちトンネルの剛性が大きく、岩盤のばね定数が小さい場合は、ひずみ伝達率は減少し、打継目での相対変位は増大する。逆に、 βl が大きい場合は、ひずみ伝達率は増大し、相対変位は減少する。

図-9 に実線で示す波形は、山岳トンネルにおける観測波形の一例で、それぞれ覆工コンクリートの軸方向ひ

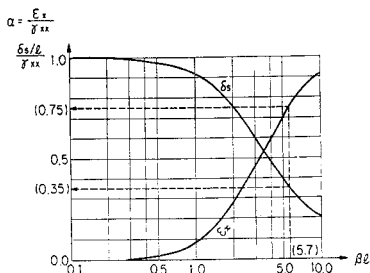


図-8 軸方向ひずみの伝達率とジョイントの相対変位

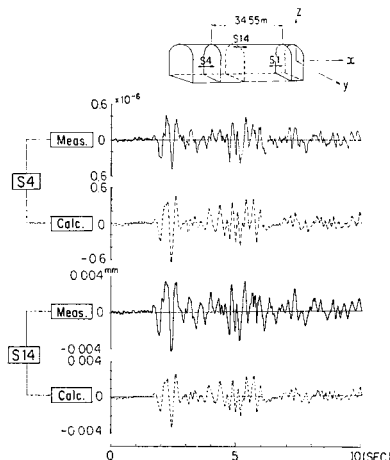


図-9 実測ひずみ波形と解析ひずみ波形の比較

ずみ (S4) と打継目における相対変位 (S14) を示す。また 図-10 は、岩盤内の加速度記録より算定されたトンネル軸方向の岩盤のひずみを示す。観測した地震は 1978 年宮城県沖地震の余震の一つで、マグニチュード、震源深さ、および震央距離はそれぞれ 5.8, 50 km, 110 km である。

軸ひずみ (S4) の測定点が、打継目より $l/4$ の位置にあることから $x=l/4$ とし、さらに βl を 5.7 と仮定して、ひずみの伝達率および無次元化された打継目での相対変位を求めれば、それぞれ 0.75, 0.35 と求まる。これらの値を 図-10 に示した岩盤のひずみ (r_{xx}) に乗じることにより、解析上の覆工の軸ひずみ、および打継目での相対変位量を求めることができる。

解析によって得られた覆工のひずみと相対変位をそれぞれ、実測された波形と対比して 図-9 に破線で示す。両者はよい一致を示しており、図-7 に示したような簡略化されたモデルによっても、実測された覆工のひずみを定量的に説明し得ることがわかる。なお、解析において $\beta l=5.7$ と仮定したことは、コンクリートのヤング率を $3.0 \times 10^5 \text{ kg/cm}^2$ (29 400 MPa)、設計上の側壁厚を 0.3 m、および l を 12.0 m とした条件のもとで、トンネル覆工に作用する岩盤の単位面積当たりのばね定数を、 200 kg/cm^2 (1 960 MPa/m) としたことと等価である。

b) 横断面内の周方向ひずみ
トンネルの横断面の変形に、大きい影響を及ぼすと考えられる岩盤のひずみ成分としては、図-11 に示すように、横断面 YZ 平面の 3 つのひずみ ($r_{YY}, r_{ZZ},$

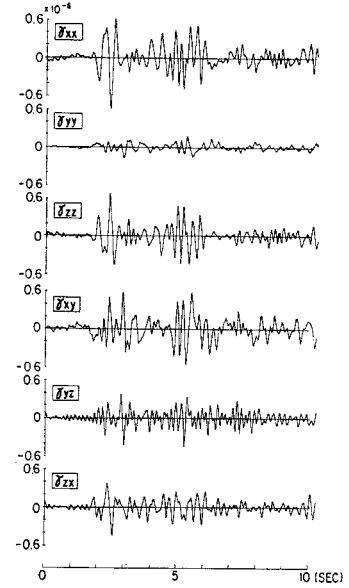


図-10 加速度記録より推定された岩盤のひずみ

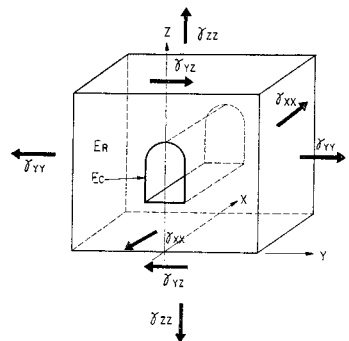


図-11 横断面周方向ひずみの解析

(r_{YZ})とポアソン比の関係から、軸方向の垂直ひずみ(r_{XX})が考えられる注1)。

横断面の3つのひずみ(r_{YY} , r_{ZZ} , r_{YZ})によるトンネル覆工内側表面のひずみを、図-12に示すモデルにより算定した。このモデルは、平面ひずみ条件下の有限要素モデルで十分な広さの岩盤領域を含み、モデル境界において岩盤のひずみに見合う強制変位を与えることにより覆工のひずみを算定するものである。

単位の岩盤ひずみに対する覆工のひずみ、すなわちひずみ伝達率を図-13(a), (b), (c)に示す。なお、本解析では、覆工と岩盤のヤング率を同一とし、ポアソン比は覆工、岩盤とも0.3と仮定している。

図示した結果によれば、水平方向の垂直ひずみ(r_{YY})による覆工のひずみはアーチ天端で最も大きく、ひずみの伝達率は約2.7程度である。また、上下方向の垂直ひずみ(r_{ZZ})によっては側壁でひずみが大きく、ひずみの伝達率は2.0前後である。さらに、せん断ひずみ(r_{YZ})に対してはアーチ部45度の位置でひずみが最も大きく、伝達率は約1.2となっている。

トンネル軸方向の岩盤ひずみ(r_{XX})による横断面の周方向のひずみは、図-12に示した二次元の有限要素モデルを、トンネル軸方向に単位幅を有する三次元モデルに拡張することにより算定した。すなわち、三次元有限要素モデルのx軸方向の両境界面において、岩盤のひずみ(r_{XX})に見合う強制変位を入力することにより覆工のひずみを求めた。この場合のひずみ伝達率は、岩盤のポアソン比によって左右されるが、岩盤、覆工とも0.3としている。また、岩盤と覆工のヤング率は等しいものと仮定した。

図-13(d)に示した結果によれば、ひずみ伝達率は横断面の3ひずみによる値よりも小さく、アーチ天端で約0.8、側壁上端部で0.3程度である。

図-14に実線で示した波形は、前述した山岳トンネ

注1) 厳密には、他の2つのひずみ成分 r_{XY} と r_{ZX} も何らかの影響をもつことが予想されるが、観測波形の視察より、他のひずみ成分に比較して影響が小さいと思われるので、本解析では無視した。

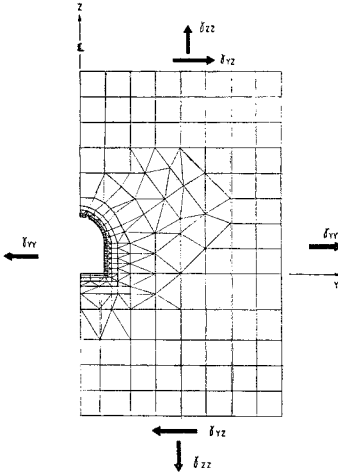
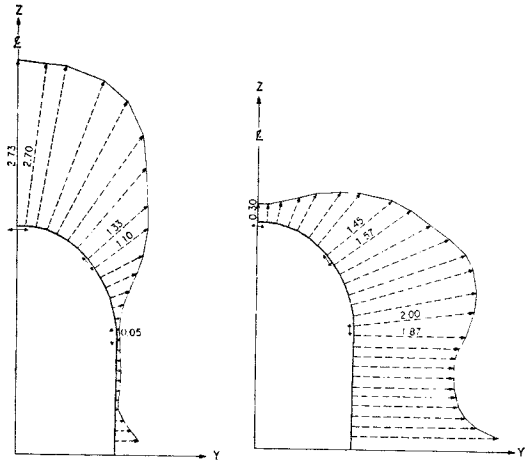
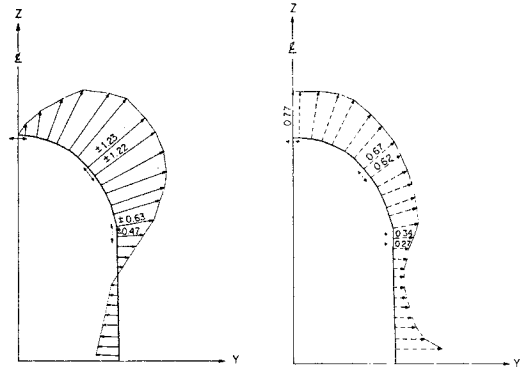


図-12 F.E.M.による周方向ひずみ解析



(a) r_{YY} (b) r_{ZZ}



(c) r_{YZ} (d) r_{XX}

図-13 横断面におけるひずみの伝達率

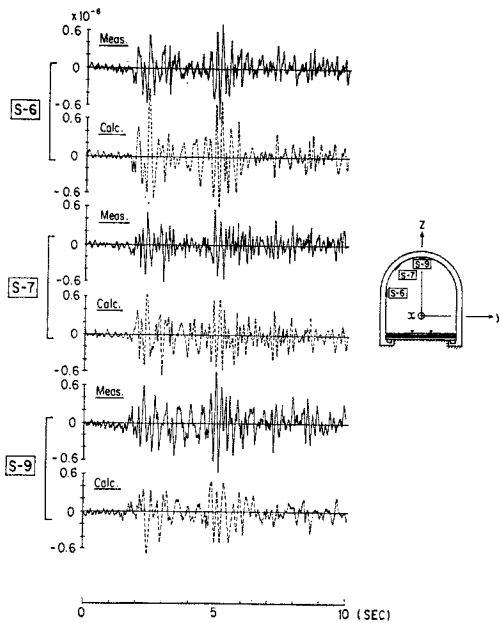
表-1 解析によるひずみ伝達率

Strain	r_{XX}	r_{YY}	r_{ZZ}	r_{YZ}
O.P.				
S 6	0.30	0.05	1.92	0.55
S 7	0.65	1.25	1.51	1.23
S 9	0.77	2.73	0.30	0.00

ルにおける観測波形の一例で、それぞれアーチ天端(S 9)、アーチ部45度(S 7)、側壁上端(S 6)での周方向のひずみを示す。

図-13に示した結果から、それぞれのひずみの測点位置に対するひずみ伝達率を求め、これを表-1に示す。図-10に示した岩盤ひずみを、表-1の伝達率を用いて重ね合わせ、覆工の解析上のひずみを求めた。これを実測値と比較して破線で示す。

岩盤の動ひずみを算定するための多くの仮定¹⁾や、岩盤およびコンクリートの物性値の評価、さらにはトンネ



図一14 実測ひずみ波形と解析ひずみ波形の比較

掘削時に予想される周辺岩盤の緩みの影響など、いくつかの検討の余地を残すが、解析によって得られたひずみは、実測されたひずみとおおむね一致しており、図一12に示す静的な解析モデルによっても実用上十分な精度で岩盤空洞の地震時ひずみを評価することができることを示している。

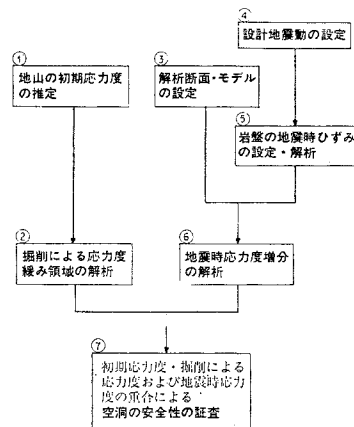
4. 岩盤空洞の耐震設計に関する一考察

(1) 耐震設計の基本的考え方

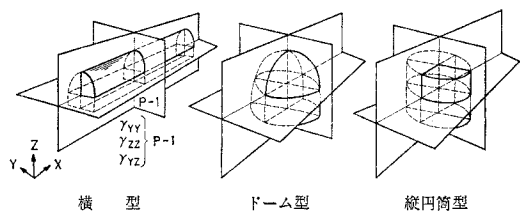
前節で述べた解析方法を用い、岩盤空洞の地震時の安定性を照査する方法について考察する。岩盤空洞の耐震設計においては、地震時における空洞の変形、周辺岩盤のひずみおよび覆工コンクリート、ロックボルト、吹付コンクリートなどの支保部材の応力度を、地山の初期応力度や掘削による応力度変化などを十分に考慮して確認する必要がある。耐震設計の手順の一例を 図一15 に示す。

①,②：掘削によって解放される地山の初期応力度は、地震時の応力度の増分をはるかに上回る場合が多く、地震時の岩盤空洞の安定性を総合的に検討するうえで、きわめて重要な要因と考えられる。したがって、十分な調査、解析により、これを正確に把握する必要がある。

③：岩盤空洞の形状としては、図一16に示すような横型、ドーム型あるいは縦円筒型などが考えられる。いずれも三次元的な拡がりをもつ構造系であるが、これらに対し二次元解析をする場合は、それぞれ検討対象とす



図一15 岩盤空洞の耐震設計



図一16 空洞の形状

る断面を選定し、解析に必要な岩盤ひずみの成分を決定する必要がある。たとえば、図示した横型式の場合では断面 P-1 が主要な解析対象断面になるであろうし、この断面変形と応力度に比較的大きい影響をもつのは断面内の3つのひずみ (r_{yy} , r_{zz} , r_{yz}) であろう。

④,⑤：一般の地上構造物の耐震設計では、地震の影響を構造物あるいは基礎地盤の加速度の大きさで表現することが多い。岩盤空洞の耐震設計では地震外力として周辺地盤の地震時ひずみを設定する必要がある。現在のところ、設計上想定した地震動に対して岩盤のひずみの大きさを推定する確たる方法はないが、いずれにしても、従来から指針や基準により規定されている岩盤の加速度に見合うひずみを設定する必要がある。

⑥,⑦：③によって選定された解析モデルに、④,⑤で設定された耐震設計用の岩盤ひずみを静的に入力し、空洞の変形、覆工コンクリート、ロックボルトあるいは吹付コンクリートの地震時応力度の増分を算定する。この地震時応力度増分と初期応力度および掘削による応力度増分を重ね合わせるにより、地震時の応力度を算定し、空洞の安定性の照査を行う。

(2) 岩盤空洞の地震時応力度の解析例

図一17に示す横型岩盤空洞の横断面を対象として、地震時の支保工部材の応力度を解析する。空洞は高さ50 m、底辺の幅25 mの卵形断面を有し、土被り厚は100 mである。地山は均一とし岩盤の物性値は図示した

とおりである。

初期応力度は、鉛直方向には土被り自重、および水平方向は静止土圧係数 K_0 値を 0.5 と仮定して求めた。地震時応力度の解析に先立って、掘削時の応力度解析が行われ、この結果、長さ $l=10$ m および 5 m のロックボルトを空洞表面に 0.16 本/m² および吹付コンクリート厚 300

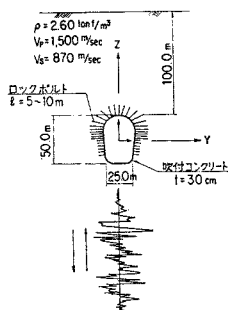


図-17 卵形断面を有する岩盤空洞

mm による支保によって、掘削時および常時の空洞の安定が保証されることが示された。

解析上考慮する岩盤のひずみは、横断面内の 3 成分 (γ_{YZ} , r_{ZZ} , r_{YZ}) で、それぞれのひずみは空洞が存在しないと仮定した地盤での、空洞中心位置でのひずみであるが、具体的には次のように求めた。せん断ひずみ (r_{YZ}) は、El Centro NS (1940 年) 成分を地表面下 300 m より入力し、地表面での水平最大加速度が 150 cm/s² になるようにスケーリングして算定した。また、同様に上下方向の垂直ひずみ (r_{ZZ}) は、El Centro UD 成分を入力し、地表面での上下方向最大加速度が 75 cm/s² になるようにスケーリングすることにより求めた。

Y 方向の垂直ひずみの算定については擬似表面波の取り扱いをすることにし、El Centro NS 成分を地下 300 m より入力した場合の空洞中心位置での速度応答値を岩盤の P 波速度で除することにより求めた。以上の方法によって求めたひずみの 3 成分の最大値はそれぞれ、 132×10^{-6} 、 16×10^{-6} 、 89×10^{-6} である。

最大ひずみと等価な変位を 図-18 に示すようにモデル境界において、強制変位として入力することにより、空洞部の応力と変形を求める。地盤のひずみの最大値はそれぞれ異なった時刻で発生するが、以下の解析ではすべて同時に発生するものとして重ね合わせている。また、それぞれのひずみの正負は、ロックボルトと吹付コンクリートの応力度が常に増大するようにとることとした。すなわち、ロックボルトについては、掘削時に引張力が生じているので、引張力が増大する方向に、また、

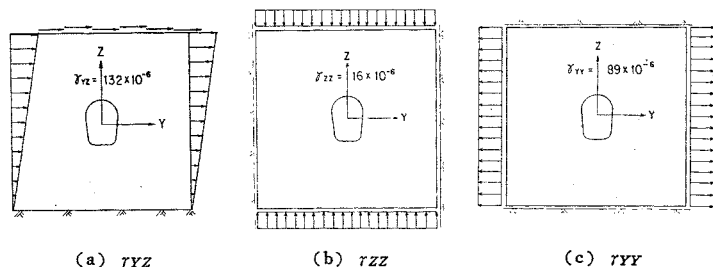


図-18 強制変位の入力

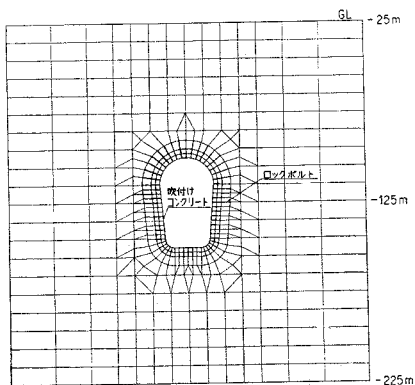


図-19 F.E.M. モデル

吹付コンクリートについては圧縮力が増大する方向にひずみを載荷している。

図-19 に、解析モデルを示す。吹付コンクリートおよびロックボルトは梁部材として解析している。

図-20 に、地震時におけるロックボルトの軸引張力および吹付コンクリートの圧縮応力度を、掘削完了時における値と比較して示す。ロックボルトの軸力は地震時にほとんど変化しないが、吹付コンクリートの圧縮応力度は大幅に増大することがわかる。特に、アーチ天端においては、掘削時の応力度にほぼ等しい地震時応力度が発生している。

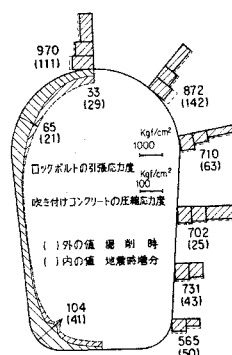


図-20 ロックボルトおよび吹付コンクリートの地震時応力度

5. あとがき

将来建設が予想される地下原子力発電所および放射性廃棄物処分用の岩盤空洞は、従来の岩盤空洞に比較し、より高い耐震性を要求されることが予想される。

著者らは、これらの岩盤空洞の合理的な耐震設計法を確立するため、山岳トンネル内において地震観測を行い、岩盤空洞の動的変形挙動について、いくつかの基本的な知見を得、これをすでに前論文¹⁾で報告している。

本論文では、山岳トンネルにおける地震観測結果、および弾性波動論による解析結果をもとに、岩盤空洞の地震時ひずみの解析方法を提案した。この方法は、空洞形状や覆工の

剛性および岩盤の硬軟によって決まるひずみ伝達率を岩盤ひずみに乗じることにより、空洞の地震時ひずみを求めるものである。本手法によって求められた山岳トンネルの覆工のひずみは、実測結果と良好な一致を示し、その有用性が確認された。

参 考 文 献

- 1) 浜田政則ほか：岩盤空洞の地震時挙動観測と考察，土木学会論文報告集，第341号，pp. 187~196，1984.
- 2) 岡本舜三・加藤勝行・伯野元彦：地中構造物に働く地震力に関する研究，土木学会論文報告集，第92号，pp. 37~51，1963.
- 3) Mow, C.C. : Dynamic Stress in An Elastic Cylinder, Proceedings of A.S.C.E., EM 3, pp. 21~41, 1963.
- 4) Lee, V.W. : Response of Tunnel to Incident SH-waves, Proceedings of A.S.C.E., EM 4, pp. 643~659, 1979.
- 5) 丹羽義次ほか：半無限弾性体中の空洞群周辺の動的応答解析，第36回土木学会年次学術講演会講演集，I部，pp. 531~532，1981.
- 6) 橋本 武：トンネル力学，共立出版社，pp. 104~112，1977.
- 7) 桜井彰雄ほか：松代地震を利用した超高压地中電線路埋設管の耐震研究，電力中央研究所技術研究所報告，No. 67058，1967.
- 8) Tamura, C. et al. : Dynamic Behavior of A Submerged Tunnel during Earthquakes, 東京大学生産技術研究所報告，第24巻，第5号，1975.
- 9) 浜田政則：大型地下タンクの地震時挙動の観測と解析，土木学会論文報告集，第273号，pp. 1~14，1978.
- 10) Hamada, M. et al. : Earthquake Observation on Two Submerged Tunnels at Tokyo Port, Proceeding of International Conference on Soil Dynamics and Earthquake Engineering, Southampton, England, Jul. 1982. (1983.6.17・受付)