

不均一な材料の力学的挙動に関する研究

岡山大学工学部	廣瀬壮一	岡山大学工学部	谷口健男
山口大学工学部	中川浩二	山口大学工学部	清水則一
(株)建設技術研究所	伊藤恭平	三井造船(株)	松本 巧

土木材料には、コンクリートや岩盤・地盤、合成部材などさまざまな分野にわたって多くの不均一な材料がある。また、変形前には均一であった材料も変形の増大とともに変形の局所化が進行し不均一となる場合もある。このような不均一な材料における力学的挙動は複雑で、不均一性の評価、モデル化、解析などに関して合理的な手法の開発が必要である。本研究ではコンクリート、岩、地盤、鋼構造の各分野において問題となる不均一性に着目していくつかの数値解析を行ったので報告する。

本研究は平成5年度に土木学会中国四国支部からの研究活動助成を受けて行ったものである。なお、上に記した6名は本研究の代表であって、各々の研究を行うに際して他の多くの方々のご協力を仰いだ。この方々の御名前は個々の章に記している。

1. コンクリートにおけるひびわれ進展解析

(1) はじめに

コンクリートはセメント、水、骨材が混じった複合材料でそれ自身不均一材料である。その上、載荷に伴ってひびわれが発生すると不均一性は増大する。ここでは、ひびわれ進展におけるコンクリート材料の不均一性を疑似乱数を用いた節点配置による要素分割によりモデル化し、ひびわれ進展解析を行った。

(2) 解析モデル

ここで解析したモデルは、(社)日本コンクリート工学協会破壊力学の応用研究委員会により提案された共通解析問題1”無筋コンクリートはりの曲げ破壊の解析問題¹⁾”である。図1にその幾何形状と載荷条件を示す。供試体寸法 h は100, 200, 400 (mm)の3種類を考えた。材料定数には同委員会が提案する以下の値を用いた。破壊エネルギー $G_F = 100$ (Nm/m²)、弾性係数 $E = 27.5$ (GPa)、ポアソン比 $\nu = 0.2$ である。

(3) 数値解析法

数値解析手法は変位型有限要素法である。その際、はりの中央部分の要素分割においては、まず疑似乱数によって節点を発生させ、デローニー三角分割法を用いて自動的に要素分割を行った。はり周辺部に関しては格子状に節点を配して要素分割を行っている(図4(a)参照)。なお、ひびわれ先端部にはアイソパラメトリック特異要素を導入し、それ以外には6節点アイソパラメトリック要素を用いた。また、比較のため、はり全体に格子状に節点を配置して要素分割をしたモデルについても解析を行った(図4(b)参照)。そのときひびわれ先端部には図2に示すひびわれ先端部用要素配列を導入した。

ひびわれ進展の規準に関しては線形破壊力学理論を用いた。すなわち、ひびわれ先端での応力拡大係数 K_I 値を開口変位より計算し、それによって載荷荷重と進展方向を求めている。載荷荷重 P は応力拡大係数 K_I が破壊靱性値 $K_{IC} = \sqrt{EG_F}$ に等しくなるよう決定した。例えば、単位荷重を載荷したときの応力拡大係数を K_{I0} とすると、 $P = K_{IC}/K_{I0}$ により荷重を求めることができる。進展方向 θ についてはまず、ひびわれ先端において周方向応力最大の方向になるように次式により求める。

$$\theta = \pm \cos^{-1} \frac{3K_{II}^2 + K_I \sqrt{8K_{II}^2 + K_I^2}}{K_I^2 + 9K_{II}^2} \dots\dots\dots (1)$$

疑似乱数を用いた要素モデルでは上式で求められた角度 θ に最も近い要素辺上の節点を2重節点化することによりひびわれを進展させた。格子状の要素モデルでは当然垂直真上にひびわれが進展することになる。

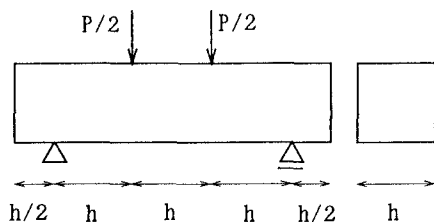


図 1 解析モデル

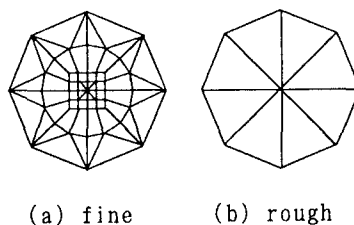
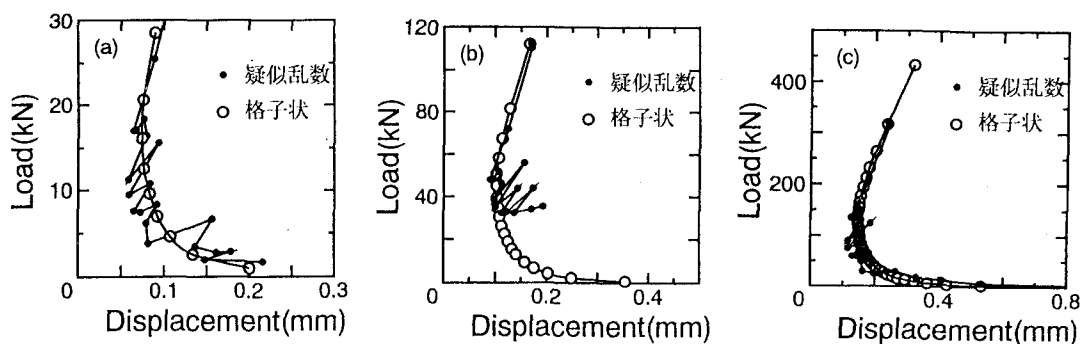
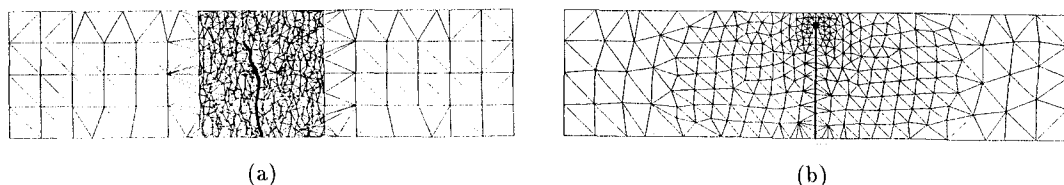


図 2 ひびわれ先端での要素配列

図 3 変位-荷重曲線. $h =$ (a) 100mm, (b) 200mm, (c) 400mm.図 4 要素分割図とひびわれ進展経路 ($h=200\text{mm}$ の場合). (a) 疑似乱数を用いた要素モデル, (b) 格子状要素モデル.

(4) 解析結果

図 3は下端中央点における垂直変位と荷重の関係を示したものである. (a), (b), (c) はそれぞれ $h = 100, 200, 400(\text{mm})$ の供試体に対応している. 図 4は $h = 200\text{mm}$ の場合の要素分割図とひびわれ進展経路を表している. これらの結果より疑似乱数を用いた要素モデルの荷重-変位曲線や進展経路はランダムな要素配置のため乱れているが, 全体的な挙動は格子状要素モデルの結果とほぼ同じ傾向を示していることがわかる. ただし, いずれの要素モデルも最大荷重値に関しては実験値¹⁾と比較してかなり高い値を示しており, 今後引張軟化曲線を導入した非線形解析の必要性を示唆している.

参考文献

- 1) 日本コンクリート工学協会, 破壊力学の応用研究委員会報告書, 1993.

(建設技術研究所 伊藤恭平, 岡山県 中桐恒明, 岡山大学大学院 松永昭吾,
岡山大学工学部 谷口健男, 廣瀬壮一)

2. 岩の破壊靱性値に及ぼす異方性の影響

(1) はじめに

ISRM(International Society for Rock Mechanics) は岩の標準破壊靱性試験法として Chevron Bend と Short Rod の2つの試験体を推奨しているが、それに従って、最近、室内実験ならびにその数値シミュレーション解析による K_{Ic} 値のキャリブレーションが数多く行われている。しかし、これらの研究の多くは岩を等方性として扱っている。花崗岩や砂岩など実際の岩は異方性を示すことがしばしばある。そして、その異方性が破壊靱性値評価における誤差の原因になっているのではないかという指摘がある。本研究は、岩の異方性が ISRM 標準破壊靱性試験の K_{Ic} 値キャリブレーションにどのような影響を及ぼすかを数値的にシミュレーションしたものである。本報告では Chevron Bend 試験体について解析を行っている。異方性の材料パラメータを変化させて開口変位ならびに応力拡大係数を求めることにより異方性が破壊靱性ならびにコンプライアンスに及ぼす影響を明らかにした。

(2) 数値シミュレーション法

解析モデルは図1に示すような Chevron Bend 円筒供試体である。モデル寸法は、 $D=100\text{mm}$, $S=333\text{mm}$, $a_0=15\text{mm}$, $2\theta=90^\circ$, $t=0$ とした。また、クラック面の進展をシミュレーションするために $a-a_0$ の値を $0.05D$, $0.15D$, $0.2D$, $0.25D$, $0.3D$ と変化させた。解法は線形破壊力学を基礎とした3次元FEMである。き裂先端での開口変位を異方弾性体における応力拡大係数～変位関係式¹⁾に代入することにより、応力拡大係数を求めた。き裂先端における開口変位を精度良く求めるためにき裂線を含む要素に対して15節点特異要素を用いた。その他の要素については20節点アイソパラメトリック立体要素を用いた。岩は横等方性とし、異方性の方向が直交座標系と一致しているとする。このとき、解析モデルは1-3平面および2-3平面に関して対称であるので、それらの対称性を考慮した1/4モデルを用いて解析を行った。

(3) 異方性パラメータの選定

前述したように横等方性を仮定したとしても、独立な材料定数は6個存在する。ここでは、実験から得られた岩の材料定数をもとに、次のような仮定を置き、独立な3個の定数を選定した。いま、等方性を示す面を1-2平面とすると、1) ヤング率に関しては $E_1 = E_2 = \gamma^{-1} E_3$ ($\gamma < 1$) なる関係があるとする。すなわち、異方性を示す第3軸方向のヤング率は、常にそれと直交するヤング率よりも小さく、弱面を形成しているとする。2) ポアソン比に関しては、 $\nu_{23} = \nu_{13} = \gamma^{-2} \nu_{12}$ とする。3) せん断剛性に関しては、等方性を示す面内に関するせん断剛性は等方性の場合と同様に $1/G_{12} = 2(1+\nu_{12})/E_1$ とし、他の2つは近似的に $1/G_{23} = 1/E_2 + 1/E_3 + 2\nu_{23}/E_2$ ならびに $1/G_{31} = 1/E_3 + 1/E_1 + 2\nu_{31}/E_3$ によって与えられるものとする。以上のことより、独立な材料定数は、いずれか1個のヤング率、 γ 、いずれか1個のポアソン比の3個となる。横等方性（異方性）の軸が直交座標系と一致する場合、軸の取りかたによって a) 1-2平面等方 ($E_1 = E_2 = \gamma^{-1} E_3$, $\gamma < 1$)、b) 2-3平面等方 ($E_2 = E_3 = \gamma E_1$, $\gamma > 1$)、c) 3-1平面等方 ($E_3 = E_1 = \lambda^{-1} E_2$, $\lambda < 1$) の3通りが考えられる。

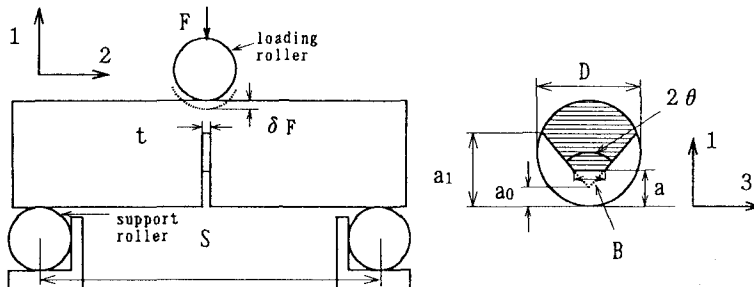
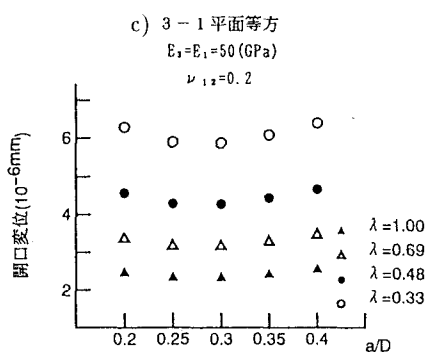
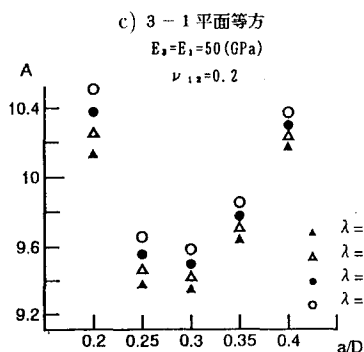
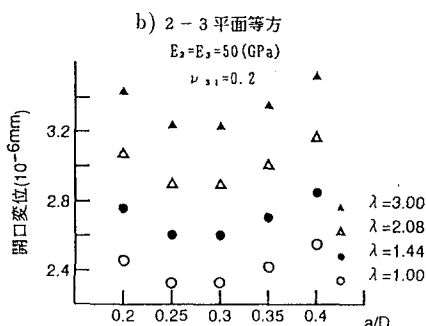
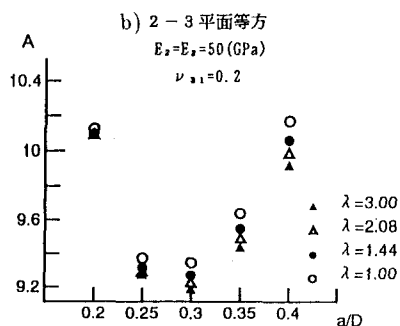
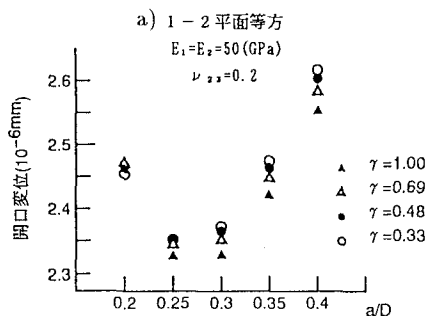
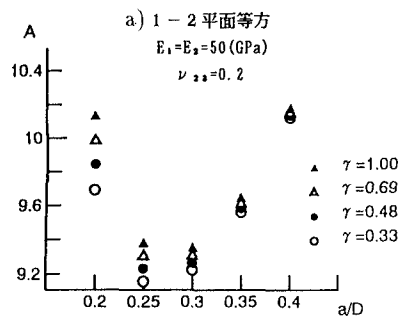


図1 Chevron Bend 供試体。

図2 a/D と A 値の関係図3 a/D と開口変位の関係

(4) 解析例

図2は上述のa)~c)の場合に対応して様々なヤング率比 $\lambda(\gamma)$ に対して a/D を変化させたときの A 値を示したものである。ここに、 A とはき裂線上(図1のBの部分)で求められた各点の応力拡大係数を $A \equiv K_I/(F/D^{1.5})$ によって無次元化し、二乗平均したものである。これらの図より異方性の影響はいずれの場合も等方性の値の数パーセント内にあり、あまり大きくない。また、いずれの場合も $a/D = 0.3$ 付近で A が最小値をとることから $a/D = 0.3$ においてき裂は安定成長から不安定成長に変わるといえる。

図3は図2に対応して開口変位をプロットしたものである。a) 1-2 平面等方の場合を除いて、異方性のパラメータ λ によってかなり値が変化していることがわかる。このことより、荷重-変位曲線のようなコンプライアンスの関する量は異方性の影響を大きく受けることが明らかとなった。

参考文献

- 1) V. E. Saouma and E. S. Sikiotis, Eng. Fract. Mech. Vol.25, pp.115-121, 1986.

(岡山大学工学部 谷口健男, 廣瀬壮一, 岡山大学大学院 塩尻恭士, 山口大学工学部 中川浩二)

3. クラック群の動的進展に関する解析

(1) はじめに

クラックの動的進展は発破制御, AE, 地震発生メカニズムなどの動的破壊を解明する際の重要なテーマである。本研究はスタークラックと呼ばれる円孔から放射状に出たクラック群の動的挙動を境界要素法を用いて解析したものである。特に様々なクラック形状を解析し、幾何学的不均一性がクラックの進展に及ぼす影響について考察する。

(2) 解析モデル

図 1 に示すような 2 次元平面ひずみ状態にある 3 つのモデルを考える。(i) は無限弾性体中の半径 a の円孔 S から放射状に伸びる n 本のクラック群で、 $R = 1.5a$ と $2a$ (R : 円孔中心からクラック先端までの距離) の 2 種類のクラックが交互に配置されているものである。(ii) は (i) と同様、円孔から伸びる 8 本のクラックモデルで、1 本のクラックだけが $R = \lambda a$ であり、その他は $R = 1.5a$ のものである。(iii) は円孔の中心から l の距離に自由境界がある半無限弾性体中のスタークラックモデルである。円孔から伸びるクラックの本数は 8 本でクラック先端は $R = 1.5a$ にあるものとする。いずれの場合にも円孔内壁に $P(t) = p \sin^4(c_T t \pi / 8a)$ for $0 < c_T t / a < 8$, $= 0$ for $8 < c_T t / a$ なる圧力が垂直に作用するものとした。また、クラック面は常に表面力が 0 であると仮定している。

(3) 解析結果

ここでは、(i), (ii), (iii) のモデルそれぞれについてクラックの本数、長さ、自由表面がクラックの進展にどのような影響を及ぼすかについて考察する。

(i) クラックの本数の影響 モデル (i) についてクラックの本数 n を 6, 8 とし A と B のクラック先端での応力拡大係数 K_I の経時変化を求めた (図 2 参照)。その結果、長いクラック B での K_I のピーク値が短いクラック A のそれより大きくなり、クラック本数が増えるに従い、その差が大きくなっている。このことよりクラックの本数が多いほど長いクラックの破壊が進展しやすいといえる。

(ii) クラックの長さの影響 モデル (ii) においてクラック先端 A の位置を $R = 2a, 3a$ と変化させてクラックの長さが K_I 値にどのような影響を及ぼすかを検討する。図 3 より点 A での K_I 値は他の点での K_I 値よりも大きい。また、点 A に隣接する点 B の K_I 値は点 A の影響を受けて他のクラックよりかなり小さくなる。

(iii) 自由表面の影響 円孔の中心から自由境界までの距離 l を $3a, 4a$ と変化させて自由境界が K_I 値に及ぼす影響を調べた。図 4 より、点 A から D の内、点 B での K_I 値が最も大きくなった。これは自由表面に対して斜め方向への破壊が最も進みやすいことを示している。点 B, C, D, E については、 K_I の値がまず正のピークを示してから減少していくが、クラック A については、ほとんど正の値を示すことなく負

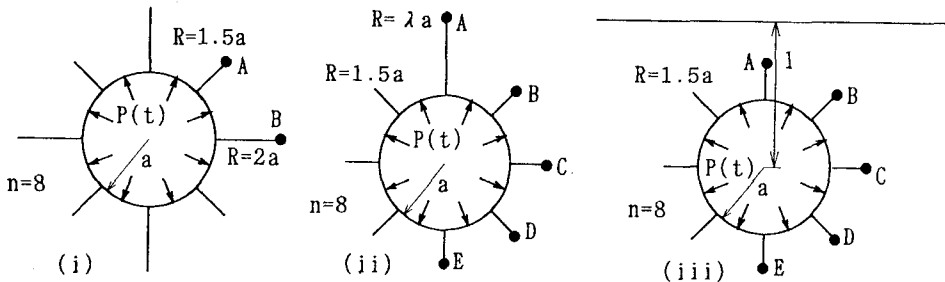


図 1 解析モデル

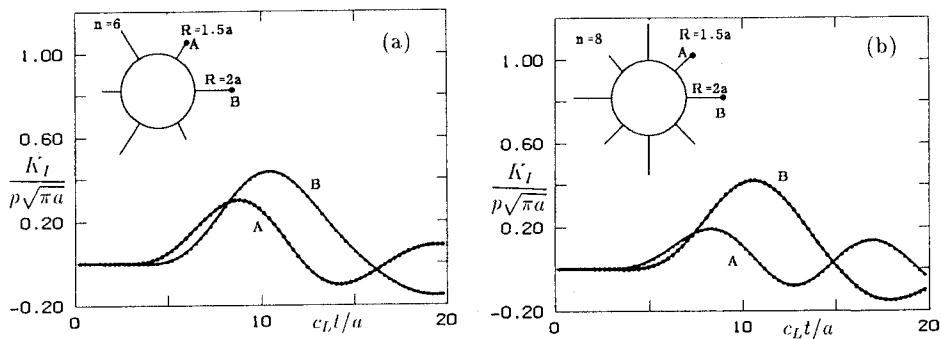


図 2 応力拡大係数の経時変化. モデル (i); $n =$ (a) 6, (b) 8.

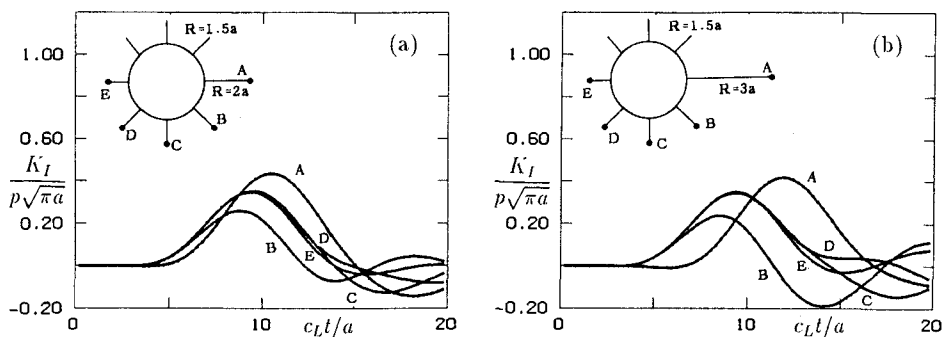


図 3 応力拡大係数の経時変化. モデル (ii); $R =$ (a) $2a$, (b) $3a$.

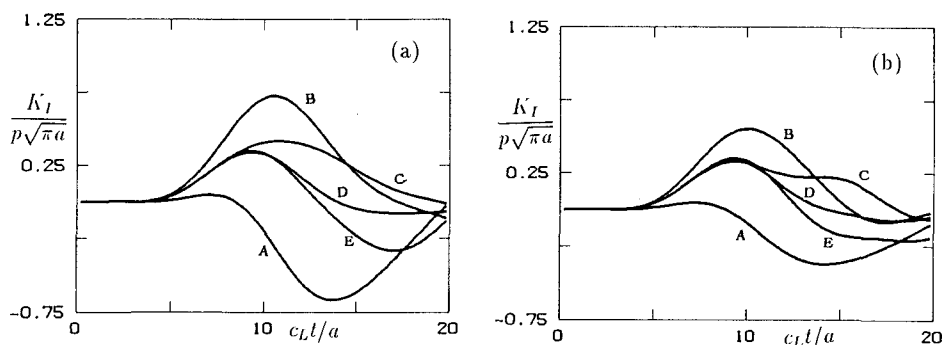


図 4 応力拡大係数の経時変化. モデル (iii); $l =$ (a) $3a$, (b) $4a$.

の値に転じる。これは、クラック A 近傍の固体部分が全体的に自由表面の方へ押し出されてクラック A が閉口するためと考えられる。また、自由表面までの距離 l が大きくなると、各クラック先端での K_I 値のばらつきが小さくなる。これは l が大きくなるにつれて無限弾性体中のスタークラックの場合に近づいていくからである。

(岡山大学工学部 廣瀬壮一, 岡山大学大学院 鍋野博章)

4. 地盤工学における不均一な力学的挙動

— トンネル・切り取り斜面の施工時における地山のせん断ひずみ分布 —

(1)はじめに

土被りの浅いトンネルや切り取り斜面の施工時において、地山が脆弱な場合、掘削によって部分的に大きな変位を示す領域が地山に生じることがある。その場合、大きな変位を生じた領域と、掘削の影響をあまり受けていない領域の境界付近に、せん断ひずみが集中することが予測される。このような現象はひずみの局所化と呼ばれており、さらに、ひずみが集中している帯状の領域をせん断帯と呼ばれることがある。工事中において顕著なひずみの局所化が生じ、地山にせん断帯が形成されると、トンネルの崩落あるいは斜面のすべり破壊につながる可能性がある。したがって、地山の安定性を評価する上で、ひずみの局所化現象の予測やメカニズムの解明は重要な課題である。本章では、トンネルや切り取り斜面におけるひずみの局所化現象を、現場計測とその逆解析から推定した例を紹介する。

(2)土被りの浅いトンネル

土被りの浅いトンネルの特徴的な挙動として、トンネル直上付近に集中する地表面沈下の形状や、トンネル天端直上の地表面沈下と天端沈下とがほぼ同じ大きさになる「とも下がり」現象が知られている。図1は、土被りの浅いトンネルにおいて実測結果の良い近似を与える地表面沈下の近似曲線¹⁾、 $w=w_{max} \cdot \exp(-x^2/2i^2)$ 、と一般に良く用いられる弾性解(Limanovの解)とを比較したものである。実際の地表面沈下は弾性解に比べて、トンネルの地表面沈下の勾配が急となっていることが分かる。また、図2はトンネル天端直上の地表面沈下と天端沈下の実測値の比を取ったものである²⁾。その比は概ね1.0付近にあり、とも下がりが生じている。なお、同図に実線で示されている弾性解では天端沈下の方が圧倒的に大きく、図1に示した実測に比べて傾斜の緩やかな地表面沈下の弾性解とともに、土被りの浅いトンネルにおける等方等質の弾性解析の限界が明瞭に表れている。

上述のような変形挙動は、地山のトンネル直上付近の領域が、その外側の領域に比べてトンネル内空へ大きく変位していることに起因していると考えられる。図3は、Hansmireら³⁾がワシントンD.C.の地下鉄トンネル施工時において計測した地中変位から、変位～ひずみ関係式を用いて求めた最大せん断ひずみの分布を示したものである。同図において、トンネル上半の肩部から地表面に向けてせん断ひずみが集中している様子が分かる。一方、図4は桜井⁴⁾が現場計測変位の逆解析結果に基づき、最大せん断ひずみ分布を計算したものである。そこで用いられた逆解析は、計測変位を十分に再現するような力学モデルとその力学定数を求めるもので、掘削によって生じた地山の不均質性を考慮している。現場計測変位と逆解析による変位を十分適合させるためには、トンネルのSL付近から地表にかけてせん断剛性の低下する領域を仮定する必要がある。図3と同様な最大せん断ひずみの集中する領域が見られた。以上の結果は施工現場においても、ひずみの局所化現象が生じている可能性のあることを示している。

(3)切り取り斜面

図5は、ある長大切り取り斜面の現場変位計測結果である⁵⁾。この斜面では掘削中に、観測点7～9に大きな変位が観測され、斜面の安定性が懸念された。そこで、a-a'断面において計測変位の逆解析を行った^{6), 7)}。ここで用いた逆解析は、前節において述べた土被りの浅いトンネルに対する解析法と同様のものである。図6に逆解析の結果から推定した最大せん断ひずみ分布を示す。斜面中腹から上部にかけてせん断ひずみの集中している領域が見られる。このとき、最大せん断ひずみの集中する領域に沿ってすべり面を仮定し、安全率を計算すると1.1であり、斜面勾配の変更や排土によって安定性の確保を図った。ひずみの局所化現象が斜面の安定性評価に関係深いものと考えられる。

(4)むすび

本章では、土被りの浅いトンネルと切り取り斜面の施工現場における、地山のひずみの局所化現象について、現場計測とその逆解析によって推定した例を示した。ひずみの局所化現象を解析する手法は、現在さかんに研究されており、著者らも有限変形弾塑性モデルの有効性を数値シミュレーションによって示している^{8), 9)}。

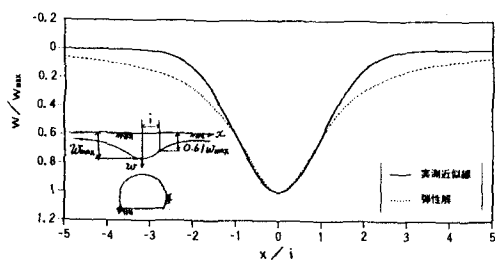
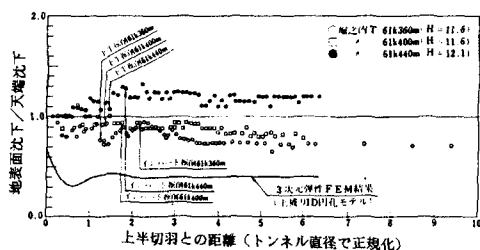
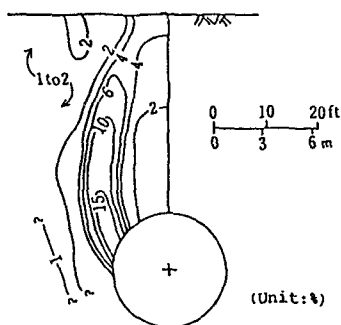
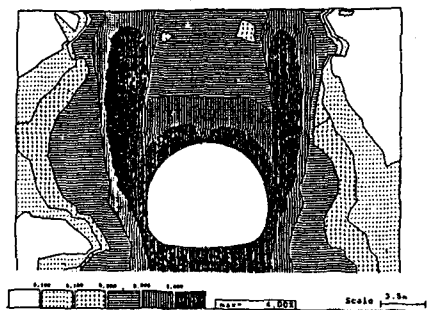
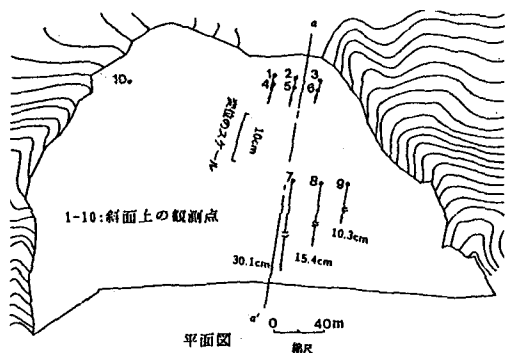
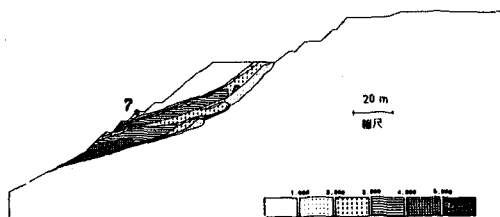


図1 地表面沈下の実測近似線と弾性解

図2 地表面沈下と天端沈下の比²⁾図3 土被りの浅いトンネル周辺の最大せん断ひずみ分布(現場計測による)³⁾図4 土被りの浅いトンネル周辺の最大せん断ひずみ分布(現場計測結果の逆解析による)⁴⁾図5 長大斜面の変位計測結果⁵⁾図6 逆解析結果に基づく斜面の最大せん断ひずみ分布^{6), 7)}

参考文献

- 1) Peck, R.B.: Deep excavations and tunneling in soft ground, Proc. the 7th Int. Cong. SMFE, State of the Art Volume, Mexico, pp.225-290, 1969.
- 2) 横山 幸・高瀬昭雄: 土被りの浅い未固欠地山におけるトンネル掘削時の地山挙動, 土木学会論文集, 352/III-2, pp.79-88, 1984.
- 3) Hansmire, W.H. and E.J. Cording: Soil tunnel test section: case history summary, J. Geotech., ASCE, 111(11), pp.1301-1320, 1985.
- 4) Sakurai, S.: Numerical interpretation of field measurements in geomechanics, Numerical Methods and Constitutive Modeling in Geomechanics (eds. C. S. Desai and G. Gioda), pp.351-407, Springer-Verlag, 1990.
- 5) 桜井春輔, 清水則一, 古谷茂也, 田海章雄: GPSによる切取り斜面の変位測定, 土木学会論文集, No.475/III-24:137-142, 1993.9.
- 6) Sakurai, S. and M. Shimizu: Back analysis of measured displacements in cut slopes, Proc. ISRM Sympo. on Rock Characterization, EUROCK'92, pp.378-383, City of Chester, 1992.
- 7) 桜井春輔・清水則一: GPSによる切取り斜面の変位測定と計測結果の逆解析に基づく安定性の評価, 地盤と建設, 土質工学会中国支部論文報告集, 11(1), pp.129-138, 1993.
- 8) 矢富聖祥, 中川浩二, 清水則一, 岸田晋, 八木田茂生: 土被りの浅いトンネルの変形挙動解析へのせん断帯形成理論の適用, 第25回岩盤力学に関するシンポジウム講演論文集, pp.101-105, 1993.2.
- 9) 矢富聖祥, 清水則一, 岸田晋, 中川浩二: 有限変形非共輪弾塑性モデルを用いた土被りの浅いトンネルの解析, 土木学会第48回年次学術講演会講演概要集III, pp.38-39, 1993.9.

(山口大学工学部 清水則一, 中川浩二 神戸大学工学部 桜井春輔)

5. 鋼構造

(1) まえがき

鋼は他の材料、たとえばコンクリート、岩と比較すると、本質的に均一材料である。しかし、鋼（板）を溶接により構造物として構成した場合、溶接部は（2）で述べられている理由により、ある意味で不均一な部分であると言える。溶接は鋼構造物を製作する上で欠かせない接合法であり、現在、鋼構造物を製作するさまざまな面で広く用いられているため、鋼構造であっても、不均一な部分を含んでいると言えよう。

土木の分野で溶接を用いた代表的な構造物の一つが橋梁である。近年、鉄道橋、道路橋の鋼桁に疲労損傷が発生し、き裂発生メカニズムの解明^[1]、補修・補強方法の提案^[2]が行われているところである。

鋼桁に発生したき裂損傷は溶接部分に多く発生しており、その大部分はすみ肉溶接部であると言われている。すみ肉溶接は通常、高い応力を伝達する継手部分には使用されない。さらにき裂損傷の発生箇所の多くは、設計時にき裂発生の原因となるような力の発生を考慮していなかったと言える。これは橋の3次元的な挙動による、設計活荷重とは違った2次的な変形、挙動が原因である。

よって、橋の3次元的な挙動により、継手に発生する応力を求めることが、き裂発生メカニズムの解明、補修・補強方法の提案に必要なとなっている。

(2) 溶接

溶接によって溶接部の付近は温度上昇によって膨張し、続いて起こる冷却によって収縮が生じる。溶接による温度変化の過程で継手の付近に複雑な拘束による応力変化が生じ、冷却後に応力が残留し、また収縮や曲りなどの変形を生じる。溶接によって冷却後に残留する応力が溶接残留応力であり、これは、構造物あるいは構造要素の疲労強度、座屈強度、振動特性などに大きな影響を及ぼす重要な要因である。^[3]

一方、すみ肉溶接では、構造上、ルート部に溶着金属が十分に溶けていない部分が存在し、荷重の作用状態によっては、応力集中を引き起こす場合も考えられる。また、ルート部には、割れなどの欠陥が入ることもあり、これらが疲労き裂の発生の原因となりうる。このように見ると、すみ肉溶接は疲労強度から見た場合、本質的に構造に問題を持っていると言える。^[4]

(3) 解析

疲労き裂発生位置でのき裂発生の原因となった応力は、主に通過車両による発生応力と溶接による残留応力との和である。残留応力については、一般的に溶接部近傍では降伏応力にも達する引張応力が発生していると考えてもよいが、特にすみ肉溶接ビード内部に発生している残留応力を求めるには溶接による入熱条件を考慮に入れた弾塑性解析を行う必要がある。溶接される板の拘束の度合いにより、残留応力の大きさの分布は異なると考えられる。一方、通過車両による、き裂が発生した溶接継手部に発生する応力を解析で求めるには、多段階のステップが必要である。この解析ステップを図-5.1に示す。この際問題になるのは次の事項である。

- ①第1ステップで、対象橋梁全体を3次元有限要素解析モデル化する際、対傾構、横構の取り付け部のモデル化に注意する必要がある。
- ②中間ステップでは、着目部近傍を全体モデルから取り出す作業が必要になってくる。前ステップで得られた節点変位を新ステップの荷重として載荷する作業と合わせ、自動で行えるようなプログラム化が必要である。
- ③第3ステップでは、溶接ビードを対象とした領域の要素分割が必要となる。

第1ステップ

- 対象橋梁全体を有限要素解析モデルで分割する。
- 車両による荷重をモデル化する。

↓

第2ステップ (中間ステップ)

- 着目部近傍を全体モデルから取り出す。
- 前ステップで得られた節点変位を新たに荷重として載荷する。

↓

第3ステップ

- 溶接ビードを含んだモデル化を行う。
- 前ステップで得られた節点変位を新たに荷重として載荷する。

図-5.1 解析ステップ

参考文献

-
- [1] 三木千寿, 坂野昌弘, 館石和雄, 福岡良典: 鋼橋の疲労損傷事例のデータベースの構築とその分析, 土木学会論文集, 第392号, PP. 403~410, 1988. 4
 - [2] 北沢正彦, 大西俊之, 川北司郎, 林 秀侃: 鋼 I 桁主桁と横桁あるいは対傾構との取合部の疲労損傷とその対策, 阪神高速道路公団技報, 第6号, PP. 122~134, 1987. 3
 - [3] 佐藤邦彦, 向井喜彦, 豊田政男: 溶接工学, PP. 59~97, 1979. 5, 理工学社
 - [4] 三木千寿, 范 恒達, 田中雅人: すみ肉溶接部の疲労強度とルート部の欠陥について, 構造工学論文集 Vol. 36A, PP. 959~966, 1990. 3

(三井造船株式会社 松本 巧)