

Lecture

「安全率を考える」第1回

Returning to the fundamentals of safety factor No. 1

1. 講座を始めるにあたって

Introduction

山田正雄 Masao YAMADA／国土防災技術(株) Japan Conservation Engineers Co.,Ltd.

地すべりは地形・地質・気象および土地利用等の特殊な条件により発生する。地すべりの安全度は地すべり移動体の地形変状や滑動状況等から判断される地すべりの運動様式によって評価が異なるが、現評価法では斜面安全率は極限平衡法に基づいて決められている。極限平衡法において、地すべりの安全率は、厳密に言えば、地すべりが動こうとしているその瞬間、すなわち変形や移動の臨界状態の1.0のみが意味をもっている。災害発生時の状況を復元することができれば、また動態観測で変形や移動の臨界状態を把握することができれば、安全率を1.0と決定することが可能である。

ところで、他の分野では安全率あるいは安全に関わる

ものをどのように定義しているのだろうか。普遍的な安全率に関する基本的な理念なり命題があって、その基本的な理念なり命題のもとに各分野で安全率を紐解いているのだろうか。そもそも各分野で安全率に対して、どの程度まで、共通認識がされているのか不明である。地すべりの安全率は地盤工学的に定義されるが、考え方においてどこまで掘り下げて安全率を決定し、適切に供用しているか、そのあたりの議論が不足しているように思われる。

「安全率に関する講座」の企画は、様々な角度から安全率を考えてみて、安全率に対する認識をもつための企画ととらえている。各分野の安全率に対する考え方、物

表－1 本講座の構成

No.	巻	号	発行月	タイトル	執筆者
1	44	3	2007年 9月	講座を始めるにあたって	山田正雄（国土防災技術）
2	44	3	2007年 9月	土木と安全率	東畑郁生（東京大）
3	44	4	2007年 11月	建築と安全率	高橋徹（千葉大）
4	44	5	2008年 1月	材料と安全率	小林英男（横浜国大）
5	44	6	2008年 3月	システムと安全率	高野研一（電力中央研）
6	45	1	2008年 5月	鉄道と安全率	岡田勝也（国土館大），杉山友康（鉄道総研）
7	45	2	2008年 7月	道路のり面と安全率	沖村孝（神戸大），吉田信之（神戸大）
8	45	3	2008年 9月	自然斜面と安全率	鵜飼恵三（群馬大）
9	45	4	2008年 11月	周辺分野の安全率の考え方の整理 並びに地すべりにおける安全率の 今後の課題	「安全率に関する講座委員会」
10	45	5	2009年 1月	地すべりにおける安全率（討論）	鵜飼恵三（群馬大），沖村孝（神戸大）， 奥園誠之（九州産業大），釜井俊孝（京都大）， 土屋智（静岡大），吉田信之（神戸大），若井明彦 群馬大，梅村順（日大）
11	45	5	2009年 1月	講座を終えるにあたって	山田正雄（国土防災技術）

※）「安全率に関する講座委員会」のメンバーは下記の方々です（敬称略，1）印は本講座担当）。

阿部真郎，新井場公徳，梅村順，沖村孝，新屋浩明，綱木亮介，山田正雄¹⁾，吉田信之，吉松弘行

※）諸般の事情により，講座のテーマ，執筆者が変更する場合があります。

やシステムの破壊等の安全率の物差し、安全率の定義方法、安全率の活用の仕方等を知ることから安全率に対する基本的な考え方を洞察することにより、我々が何気なく用いている安全率を再認識するための企画である。安全率を純粹に技術的な観点からみていくことにより、安全率に対する誤解を取り除き、将来的な安全率の活用の仕方の助けになれば、安全率に関する講座の企画が有意義なものとなるであろう。本講座では、安全率をあくまでも技術的に紐解くのがねらいであり、基本的に安全率の値が適切か否かの（行政的な）判断をするものは含まれない。

最近、時代の変遷とともに、安全率に対する考え方が変化してきている。物やシステムの破壊にとどまらない様々の角度からの安全率に対する物差しが生まれてきている。1つは、安全率を時系列的に取り扱うものである。例えば、変形や移動量、移動・風化によるすべり面の強度変化を時間軸として取り扱い、モニタリング・維持管理に繋げようとするライフサイクルコストとも関連した試みである。もう1つは、気象や地震等のシナリオを想定したリスク分析や信頼性設計・性能設計に関わるもので、費用対効果の考え方に連なるものである。一方で、

最近の調査・解析技術はめざましいものがある。リモートセンシングや計測技術、FEM等数値解析や予測技術、新しい設計技術、意志決定手法等の技術的進歩が多様で柔軟な安全率の考え方を後押ししている。

安全率は、不確定性あるいは決定論等に分けて考えることができる。安全率の不確実性についても、物性、解析、定義など様々な尺度で分類することができる。また、機能または性能の観点から安全率をとらえる考え方もある。

本講座では、読者が、安全率の発祥とみられる材料の破壊や、実用に供している各分野の安全率の考え方を学び、安全率に共通的な考え方を理解するための材料を提供できれば幸いである。そして、周辺分野の安全率を踏まえて、地すべりにおける技術的な安全率についての今後の課題、検討事項が浮き彫りになれば、将来的な地すべり技術の進歩につながると確信している。

本講座は、表-1に示すようなテーマにしたがって、7回にわたり各分野の安全率を紹介し、問題点を整理した上で、最後は地すべりにおける安全率について討論で締めくくりにしたい。

（原稿受付2007年7月27日，原稿受理2007年8月27日）

2. 土木、特に地盤工学における安全率

Safety factor in civil engineering, particularly geotechnical engineering

東畑郁生 Ikuo TOHATA / 東京大学 Tokyo University

1. はじめに

近代技術の歴史で設計体系が初めて確立されたとき、さまざまな不確定要因に対応する道具として安全率という概念が導入された。そして他の技術分野と同様に土木工学の分野でも、安全率は抵抗力÷作用荷重として定義されて来た。斜面安定問題のように抵抗モーメント÷作用モーメント、あるいは局所的な材料強度÷作用応力という定義もあるが、本質には変わらない。ただ、土木と建築の多くの分野で近年、安全率の思想を脱して限界状態設計法など高度な概念が実用化されつつあるのに対し、筆者が日常活動している地盤工学の世界では、そのような動きが多くの困難に遭遇している。

2. 土木工学における安全率

安全率は近代技術初期の成果であり、さまざまな予想外の出来事に対して安全の余裕代を設けるための概念である。予想外とは、荷重の大きいこと以外に、材料の品質のばらつき、組み立て不良、崩壊メカニズムを事前に正確に考慮できないことなどを指し、技術の初期の段階ほど不確かなことが多いため、大きな安全率が必要であった。しかし、その後荷重の確率分布に関する知識が深まり、材料の製造プロセスにおいても品質管理が進歩して、多くの技術分野では安全率を小さくしたり、信頼性設計という高い段階に進んだりすることが可能となった。

土木工学において使用される三大材料は、鋼、コンクリート、土である。そして設計の思想は鋼とコンクリートを中心に発展してきたので、ここではその考え方を簡単に紹介する。現在の設計基準では、図-1のような考え方で、安全性がチェック（照査）されている。ここで耐力、断面力と呼ばれている概念は、上述の抵抗力、作用荷重と同等のものではある。しかし、橋のような構造物では、使用する材料の性質や載荷の条件（自重、交通荷重、風など）をまず決定し、それから梁や柱のような部材ごとに耐力と断面力を構造解析し、安全性の照査を行なう。想定した材料の性質や載荷条件が不確かなだけでなく、構造解析の過程でも不確実性が生まれる。

不確実性を取り扱うために導入されたのが、安全係数と呼ばれるもので、図-1において γ という記号で表されている係数がそれである。その内容を説明すると、

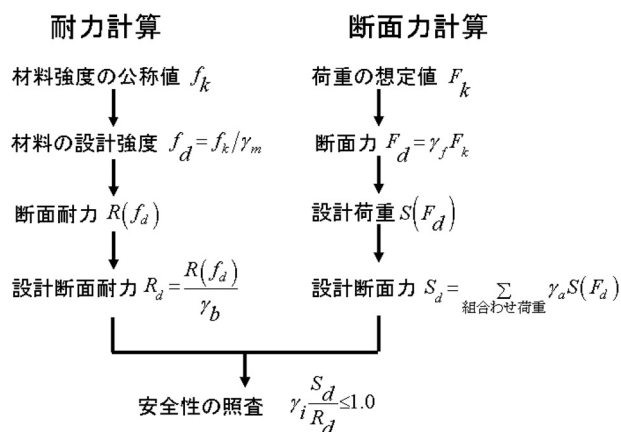


図-1 土木構造物における安全性照査の流れ

γ_m ：材料係数，材料の性質が公称値を下回る可能性を扱う。

γ_b ：部材係数，部材寸法のばらつきや部材の重要度などの変動を扱う。

γ_f ：荷重係数，発生する実荷重が想定値を上回る危険性を扱う。

γ_a ：構造解析係数，構造解析の不確実性などを扱う。

γ_i ：構造物係数，重要な構造物には一層の安全性を与える。

これらはいずれも、1より大きいか等しい値をとる。図-1の設計断面力の計算では、自重、交通荷重、風荷重など、通常同時に発生する荷重の影響を合算している。最終的に安全性を照査する式（図-1の下端）では、荷重と抵抗力の比を計算しており、原理的には安全率の考え方と同じであることが看取される。ただし、さまざまな因子のばらつき、不確実性を個別に考慮判定するために安全係数が導入されていること、安全性の照査は、終局限界状態（いわゆる破壊）だけでなく、使用限界（施設が所期の機能を果たせなくなる状況）や修復限界（損傷を修復できるぎりぎりの状態）に対しても実施されるところが、破壊しか想定しない安全率の思想との相違である。

このような進歩した設計思想が鋼やコンクリートの分野で実用されているのだが、実際のところ、いわゆる安全率に直すと、地盤工学と比べて、どの程度の水準になっているのであろうか。強引であることは承知の上で、以

下に試算を行なってみる。盛土や人工斜面のすべり安定を考えると、土質材料のせん断強度 f_k は、現場載荷試験か実験室でのせん断試験によって決定される。そしてせん断強度と作用応力とを比較して安全性を照査するものとするれば、図-1の設計耐力は、

$$R_d = \frac{f_d}{\gamma_b} = \frac{f_k}{\gamma_m \gamma_b} \dots\dots\dots(1)$$

で与えられる。次に発生する応力 F_k は、たとえば円弧すべり面のような解析で推定されるが、これに安全係数を掛け算することにより、設計せん断応力は、

$$S_d = \gamma_a S = \gamma_a \gamma_f F_k \dots\dots\dots(2)$$

となる。これを安全性の照査式に代入すると、

$$\gamma_i \frac{S_d}{R_d} \leq 1.0 \quad \text{すなわち} \quad \frac{f_k}{F_k} \geq \gamma_a \gamma_b \gamma_f \gamma_i \gamma_m \dots\dots\dots(3)$$

この右辺が、従来の安全率に相当する量である。ここで、実際によく使われる安全率係数の値 ($\gamma_a=1.0$, $\gamma_b=1.3$, $\gamma_f=1.2$, $\gamma_i=1.0$, $\gamma_m=1.3$) を代入すると、右辺の値は約2となる。これと比べると地盤の工学でよく使われる安全率は3程度であり、構造の工学より地盤の方が大きめの安全率を使用していることがわかる。これは地盤の工学では、材料が人工生産品ではないという厄介な問題があるからである。自然に形成された土は工場生産品ではないため品質管理の対象ではなく、土粒子が堆積して沖積地盤を形成する自然のプロセスには人工の手が入らないため、どこにどんな土があるのか、保障が無い。土砂ばかりでなく岩盤でも、トンネル工事で予想外の落盤、出水、断層などに悩まされることが珍しくない。

3. 地盤調査の技術と安全率

定義によれば、安全率=抵抗力÷作用荷重である。この抵抗力の大きさとして、ここでは単位断面積あたりのせん断抵抗を想定するが、その地中における分布を決めることが、地盤調査の目的である。しかし、この目的を完全に達成する調査技術は、現況では存在しない。

我が国で広く行なわれている地盤調査法が、標準貫入試験のN値である。その詳細の説明は省くが、サンプラーの先端（シュー）が磨耗していると地中へ貫入しにくくなり、見かけ上地盤が硬くなる。また機械操作が厳密でなく、打撃貫入に消費されるエネルギーが所定値より小さいと、やはりN値が過大になる。このように機器の整備不良や操作手順の違いが常にN値とせん断抵抗の過大評価につながってしまうことが、一つの問題である。筆者の経験では、N値にして2倍程度の差は、十分ありうることである。

N値から土のせん断抵抗に換算する公式も、単なる経験公式に過ぎない。例を図-2に示すが、実測データ同士の間にもかなりのばらつきがある中で、平均的な傾向を使って換算をしていること、したがって換算値と真値とのあいだには10%程度の差がありうるが、見て取

れる。また真値と呼ばれるものにしても、仮にせん断試験をして精密に測定したとしても、土の実験サンプル自体の品質が低ければ、測定値の価値は低い。サンプル採取技術の良否は、自らの手ですべてを把握して作業を行っていない限り、後からは判断しづらいであろう。

図-2のような相関は、砂や粘土など土の種類によって変化することが多い。標準貫入試験には、はなはだしく乱されているとは言え、土のサンプルが直接観察できる長所があり、使うべき換算公式の選択が可能である。これに対してコーン貫入試験には、データが深さ方向に細かく測定できる長所がある一方で、土の種類をデータから間接的に推定しなければならない、という問題がある。

地盤の三次元構造と物性の分布の推定も、未解決の課題である。以前、東京の大井の埋立地で実施されたボーリング調査の例を図-3に示す。埋立地は一連の工程で造成されるから、自然地盤にくらべて横方向の変化は小さいと思われる。しかし、図-3では特にSiteAとSite1のボーリング孔の距離が10m程度に過ぎないにもかかわらず、この程度の差が生じている（SiteBとSite1とは40mほどの距離）。さらに複雑なことは、二つのボー

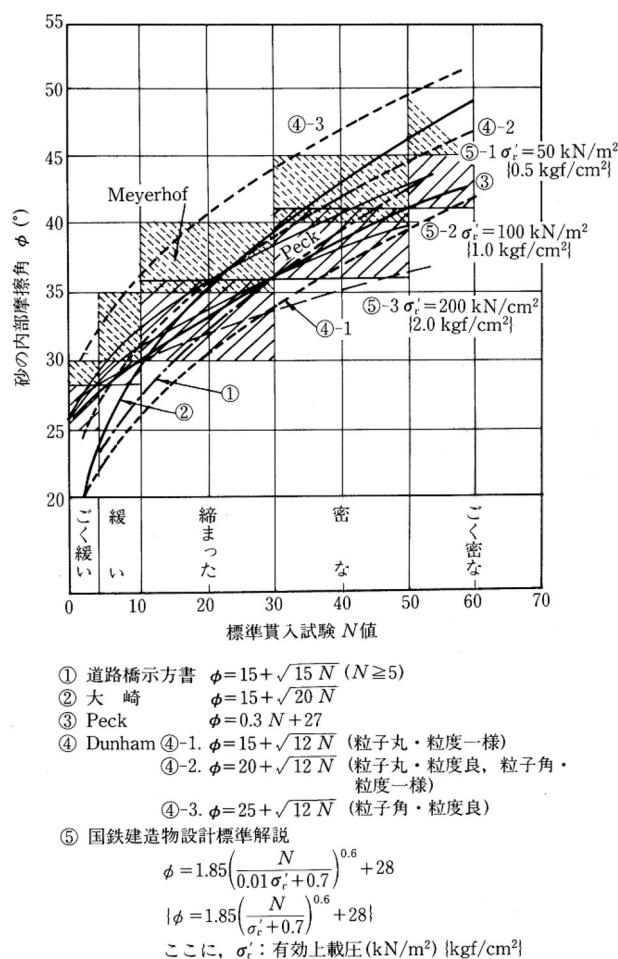
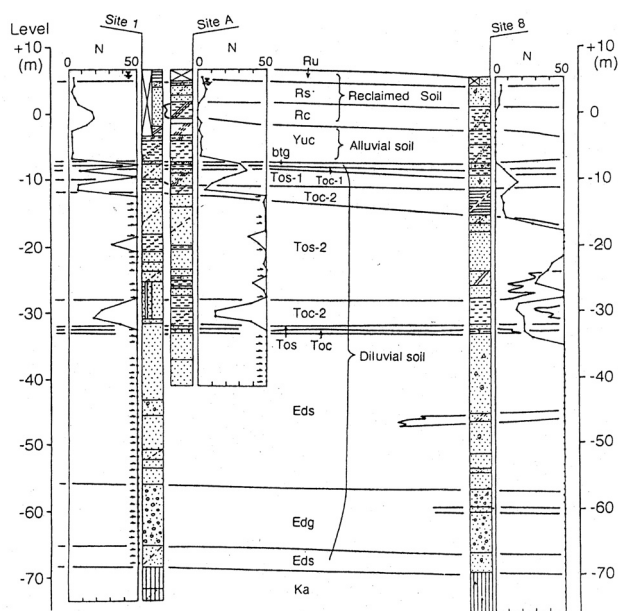


図-2 N値と砂質土の強度定数との経験的な相関（地盤工学会：「地盤調査法」，1995）



図ー 3 東京・大井の埋立地における近接二ヶ所のボーリングデータの比較

リング調査が別々の会社、別々の技術者によって実施されているので、土質の判定にも個人差が紛れ込んでいることである。同じことは地盤調査一般に起こりうることであり、それが設計の考え方にも影響することが避けられない。このような問題が、地盤調査の現状には存在する。

詳細な調査のために至るところでじゅうたん爆撃的にボーリングを行なうことは現実的でない。そこで、人体を輪切りにして内臓や脳の断面を見せてくれる医学の技術に倣い、地盤トモグラフィーという手法も研究されている。これは地表とボーリング孔中にセンサーを設置して波動や電位を測定し、それから逆算して地盤断面の画像を描こうというものである。しかし、医学と異なり、対象をぐるりとセンサーで取り囲むことができないため、解像度と信頼性に限界がある。また、得られた画像は波動伝播速度や電気比抵抗の分布に過ぎず、材料のせん断抵抗の推定には、さらに新たな換算公式を必要とする。これらの不確実性をもひとくくりにして対処しているものが、現行の地盤工学における安全率なのである。

4. 困難を乗り越えて

多くの問題ばかりを指摘してしまっただが、これらを乗り越えるためには、次のようなことが考えられる。まず、目前の地盤調査だけですべてを明らかにしようなどとはせず、地域の地盤の成り立ち、地盤の歴史を学ぶことが重要である。埋積された旧河道やため池の位置は、地質図や明治期の地形図によって認識できる。また標準貫入試験あるいはコーン貫入試験単独ですべてを明らかにしようとするのではなく、土のタイプを同定できる前者を基軸とし、中間点を迅速な後者で補間して、三次元的な

地盤構造を把握することも有益である。さらに、事前の設計計算に全ての安全性を委ねるのではなく、地盤の挙動を常時センサーで監視する情報化施工も、広く行なわれている。

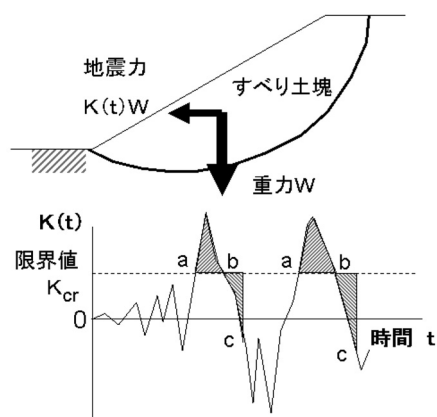
他方、良質な土のサンプルを採取して三軸せん断試験などに供すれば、安全率の世界を超えて、変形解析の信頼性を向上することもできる。そこでサンプル採取装置の改良、凍結サンプリングやポリマー塗布による拘束技術などが実用化されてきた。ただ、ここで余計な指摘をするならば、粘性土には若干のひずみ速度依存性がある。実際の地盤破壊現象の多くは、実験室での破壊プロセスよりも進行がはるかに遅いので、実験室でのせん断抵抗測定値を「経験に基づいて」割り引いて現場の抵抗を推定することがある。ここにも一つの不確定要因があるのである。

5. 耐震問題について

次に筆者の専門である地盤の耐震問題に触れておきたい。従来は、地震時にも安全率 >1 を維持する重要構造物と、耐震設計を行なわない代わりに損傷を迅速に修復する安価な構造物、の二通りがあった。ところが近年の設計地震力の強大化で、前者では安全率 >1 を達成することが困難になり、後者では想定される被害が甚大すぎるため、大きな建設費を費やすことなく何らかの耐震検討を行なわなければならない事態が現れた。

性能設計が、このような問題に対する解答である。実は地震荷重は一過性の現象であるため、安全率が1を下回ったとしても、壊滅的な崩壊に至るとは限らない。そこで、地震時の変形予測を行なうことにより、それが許容値以下に収まれば可とするというのが、地盤における耐震性能設計の基本方針である。このような概念を表す指標として、性能マトリクスが種々提案されてきた。表ー1はその例である。これによると、通常の構造物は、その供用期間中（ライフサイクル、70年程度であろう）に一度程度経験する地震に際しては、軽微な損傷を受けこそすれ、地震後短期間に機能を回復し、復旧復興に貢献しなければならない。しかし、レベル2と呼ばれるような、きわめて稀な強い地震（たとえば500年に一度程度か）に際しても、軽微な被害しか受けないほどの耐震性は、経済的に過大な設計である。そこで最悪の事態である崩壊や人命損失だけは避けるように、という設計目標が提示されている。これに対して病院や長大橋のように地震後の救援や復旧において中心的な役割を期待されている重要構造物では、数十年に一度程度の地震では機能に損傷を受けてはならない。そして、レベル2地震に際しても、短期間での機能回復が要求される。

このような耐震性能は理解しやすい概念である。しかし、その実施に当たっては、実用的な変形予測手法が必要であると同時に、許容変形値を決定するための論理を構築しなければならない。



図－４ ニューマーク法による剛体すべり解析の概念

まず変形予測のためには、ニューマークによる剛体すべり法がある。これは、図－４のすべり土塊を想定し、その運動方程式を、地震力と抵抗とで表現するものである。

$$\frac{d^2u}{dt^2} = [K(t) - K_{cr}]g \quad \dots\dots\dots(4)$$

ここで u は地震時の変位、 K は時間とともに変化する震度、 g は重力加速度である。限界値 K_{cr} とは、 K が K_{cr} に等しいときに、図－４の状況で安全率が1に等しくなるような値である。そして K_{cr} は、土塊の自重の他に、すべり面上の土のせん断抵抗によって定まる値である。 K が限界値を越えると運動方程式の右辺が正になるので、加速度が発生し、すべり運動が始まる。図－４中の点 a がそれである。そして b までは左辺が正なので加速度も正、すなわちすべり速度は増加する。そして b を過ぎると加速度が負に転じてすべり速度も減速し、 c 点で運動は停止する。このようなことが地震中に何度も繰り返されて最終的な変形に至るのである。

このような方法で性能・変位を算定すると、強い加速度が必ずしも大きな残留変位を起こすわけではないことがわかる。300ガル（300cm/sec²）を越えるような加速度でも、周波数が高ければ一サイクルの時間が短いので、積分した変位は小さい。小さなマグニチュードの地震でも断層の近傍では大きな加速度が生ずることは珍しくないが、このような地震動の周波数は高いので、被害になりにくいのである。つまり、加速度が大きいことだけを

表－１ 耐震性能マトリクスの例

	標準的な構造物	重要構造物
構造物が供用期間中に一度程度経験する強い地震（レベル１）	地震後短期間に機能を回復	損傷を受けない
きわめて稀な強い地震（レベル２）	崩壊と人命の損失を回避	地震後短期間に機能を回復

ことさらに取り上げて大騒ぎすることは間違いである。その逆が、大きなマグニチュードの地震であり、特に軟弱地盤上では振動の周波数が低いので、被害につながるような大変位が生じやすい。

ニューマークの方法で使用すべきせん断抵抗の決め方には議論がある。特に粘性土が問題で、地震のような急速载荷では、通常の排水三軸せん断実験は不適当である。しかし、非排水せん断で良いのか、あるいは地震のような繰り返しせん断をするべきなのかは、いまだ定説がない。何よりも繰り返しせん断荷重の下では、破壊よりもひずみの蓄積で大きな変形に至るので、ニューマークの想定したすべり破壊という状況とは異なるのである。さらに、液状化のように剛体とはかけ離れた状況で地盤が流動する問題については、研究途上である。

表－１の性能マトリクスにも、記述が常に定性的であり、具体的な変形許容値を決める方法は、個々の分野で開発しなければならないという問題がある。筆者の考えでは、変形の許容値を直接決めようとするよりは、許容復旧日数をまず決定し、その期間内に復旧できる限界の変位を許容値とする方が容易であろう。

6. まとめ

土木の分野における安全率の考え方を紹介し、続いて筆者に関係の深い地盤の工学を中心に、安全率の実態を通覧した。安全率が不確定な状況に備える安全余裕代を作る道具であることは、他の分野と同様である。しかし地盤では材料の物性そのものを決定することが、他の技術分野よりはるかに困難で、そのために安全率の値を大きくせざるを得ない。近年の地震問題にこの点のしわ寄せが集中して現れており、性能設計の必要性がもっとも顕著になっている。

（原稿受付2007年8月27日、原稿受理2007年9月6日）

3. 建築構造物の設計と安全率

Design of building structures and their safety factor

キーワード：水平震度、応答倍率、荷重のばらつき

Key words : horizontal seismic coefficient, amplification ratio, variability of actions

高橋 徹 Toru TAKAHASHI / 千葉大学 Chiba University

3.1 はじめに

本稿をお引き受けする際に、若干とまどったのは、私的には現在の建築物の設計、特に耐震設計においては陽な意味での安全率という概念はほとんど無くなっているのではないかと、考えていたことだった。だとすれば、何について議論をすれば読者の期待に応えられるのだろうか、ということを考えた末に、本稿では建築物の構造設計において安全率という概念がどのように取り扱われてきたのかをまず歴史的に概観し、現在の状況について簡単に解説することにした。肩すかしにあった読者諸兄には悪しからずご了承ください。本編に入る前に、建築物の構造設計で考慮している荷重の概要を図示すると図3.1のようになる。建築構造物はこれらの荷重・外力に対して安全であるように設計される必要がある。

3.2 許容応力度設計と材料安全率

日本で建築物の構造設計が行われるようになったのは江戸時代の鎖国が解けてレンガ造の建築物が建てられるようになってからである。当然のことながら規定類は整備されておらず、シカゴ市条例やベルリン市条例などの諸外国の規定が参考とされた。そこで用いられている設計法は許容応力度法であり、材料強度として鋼材強度とコンクリート強度が規定され、材料強度を許容応力度で除した材料安全率としては3程度が採用されていた。他方、建築物の構造設計においては入力となる荷重が非常にばらつくので、設計荷重というものが規定される。したがって、安全率というのはこの設計荷重に対する構造物の破壊までの安全の余裕度、ということになる(図3.2参照)。ところが、初期の構造設計においてはこの設計荷重をどのように規定するかについても模索段階だったので、諸外国の規定値がそのまま用いられることが多かった。わが国独自の規定が定められるには明治10年に開学する工部大学校の卒業生が活躍するのを待たなければならなかった。(なお、正確には明治4年に工部省工学寮が、明治6年には同寮に大学が設置され、1期生は明治6年に入学している¹⁾)

ところで、わが国最初の構造規定である市街地建築物

法施行規則において当初規定されていた荷重は自重と積載荷重のみであった。上述の諸外国における条例や事前の学会による下案などには存在したにもかかわらず、法令となる段階で削られたのは、荷重の性質が良くわからなかったからであろうといわれている。地震荷重については諸外国の規定にも存在せず、佐野利器による家屋耐震構造論は1915年に発表されているが、施行規則に取り入れられたのは関東大震災の被害を受けて改正された1924年のことである。

3.3 水平震度の導入と構造安全率

関東大震災ではレンガ造のみならず最新の鉄筋コンクリート造の建物も軒並み被害をこうむったことを受け、市街地建築物法にも耐震規定が取り入れられた。東京の下町では水平震度0.3程度の地動が起ころうと考えられ、そのようなごくまれに起きる外力に対しては安全率を設ける必要がないという判断の下、水平震度0.1に対して許容応力度設計を行うことが規定された。これには、水平震度1/15でほぼ無被害だった、内藤多仲設計の日本興業銀行本店の存在も大きかったと言われている。当

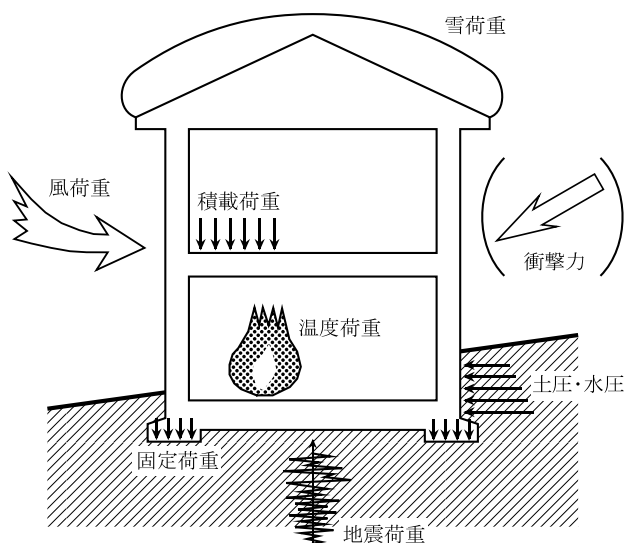


図3.1 建築物を取り巻く荷重・外力

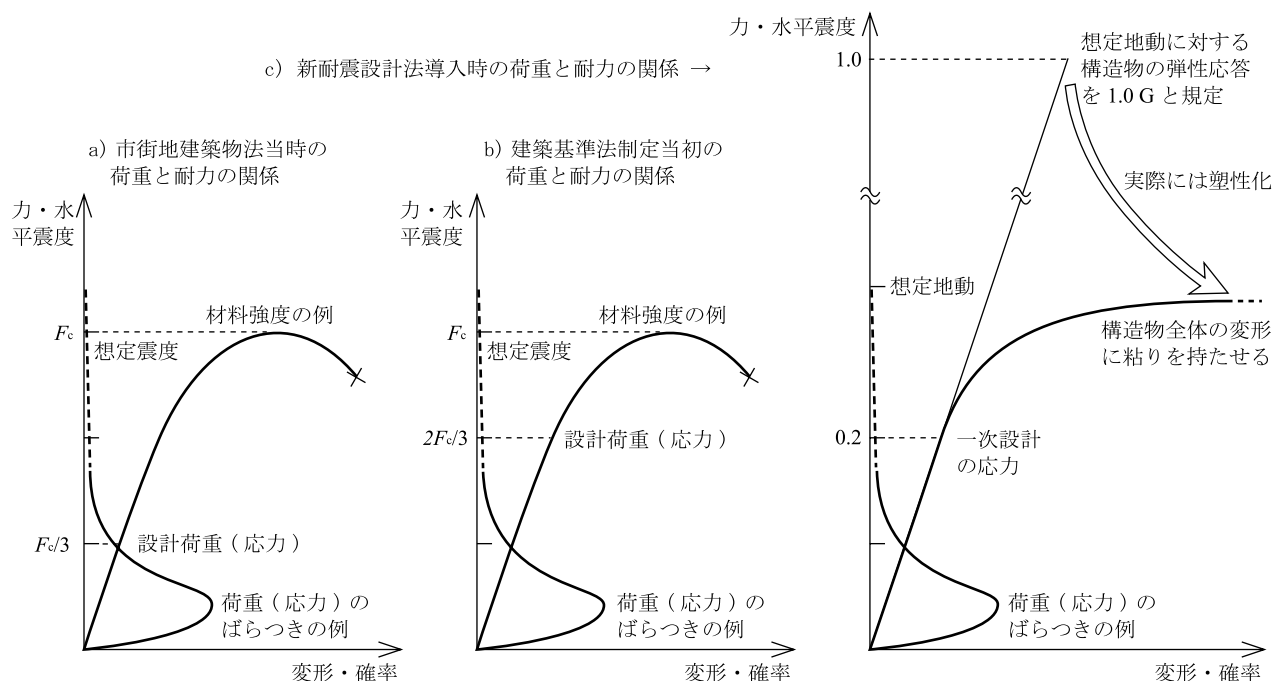


図3.2 地震力と許容応力度・建築構造物の耐力の関係（鉄筋コンクリート構造物のイメージ）

時は建物の応答という概念がなく、剛体に作用する水平外力のイメージで設計されていたと思われる。結局、東雪荷重京下町における地震外力に対する安全率は1.0ということになる。ただし、構造物全体で考えれば、どこか1箇所が降伏したからといって全体が崩壊するわけではないので、その意味での安全率は存在した。しかしながら、当時はそのような塑性状態まで考慮する技術が存在せず、ましてや想定した外力を超える地震力がどの程度の頻度で襲来するのかなんてい知ることができなかった（図3.2a）参照）。

3.4 臨時戦時規格

水平震度導入からあまり時を置かないうちに、日本は中国と、次いで欧米列強と戦争に突入し、20年もたたない1943年に市街地建築物法は停止され、臨時戦時規格が導入された。物資を節約するために許容応力度を従来の2倍まで引き上げ、それに応じて地震力を下町で0.2、山の手で0.15と定めた。山の手では実質的に地震力を低減したことになる。積載荷重の値は引き上げられなかったため、常時の荷重に対しては安全率が小さくなったことになる。

3.5 日本建築規格3001と建築基準法

戦後、市街地建築物法は停止したままだったので、1948年に日本建築学会により日本建築規格3001という構造規定が定められた。ここで初めて長期と短期という2本立ての許容応力度が提案される。これは常時の荷重に対してはより大きな安全率を確保する一方で、非常時の荷重に対してはよりぎりぎりの応力度まで材料強度を見込もうとする考え方であった。したがって、正確には荷重の長期載荷・短期載荷とは関係ない。これに伴って、

鉄骨の短期許容応力度は降伏応力度と同じレベルまで高く設定された。ここに到って（鉄骨造については）材料安全率も1.0になったことになる。

1950年に制定された建築基準法では、基本的にこの考え方が継承された。すなわち、コンクリート強度に関しては長期で3、短期で1.5、鋼材強度に関しては長期で1.5、短期で1.0（ただしこれらは破断強度ではなく降伏強度に対するもの）という材料安全率が設定された。市街地建築物法と比較してコンクリートに対する短期の許容応力度は2倍（安全率は半分）に設定されたので、対応する水平震度は2倍に設定された。これが、今日に到るまで許容応力度設計（許容応力度等計算による耐震設計の1次レベル）に用いられている（図3.2b）参照）。

3.6 地震・応答の研究と新耐震

ところが、当初下町での関東大地震レベル（水平震度0.3の地動）を想定していたはずの水平震度0.2は、その後の研究で、建物の応答というものがどういうものかが明らかになるにつれて、一般の建築物に対しては震度4の上限から震度5弱にしか相当しないことが明らかになってきた。どういうことかという、弾性応答によって地動が建築物の応力になる時に加速度が2.5倍～3倍に増幅されることがわかってきたのである。そうすると、関東大地震クラスの地動0.3Gを受けると、弾性応答だとすると水平震度にして0.7～0.9程度の応力が発生することになる。さらには、地震動の観測結果などから、下町での地動0.3Gというのはやや小さく、明らかにそれ以上の入力想定されるという認識が専門家の間で広まるにつれて、水平震度0.3の先は我関せずでは設計クライテリアとして不十分で、弾性応答で水平震度1.0程度

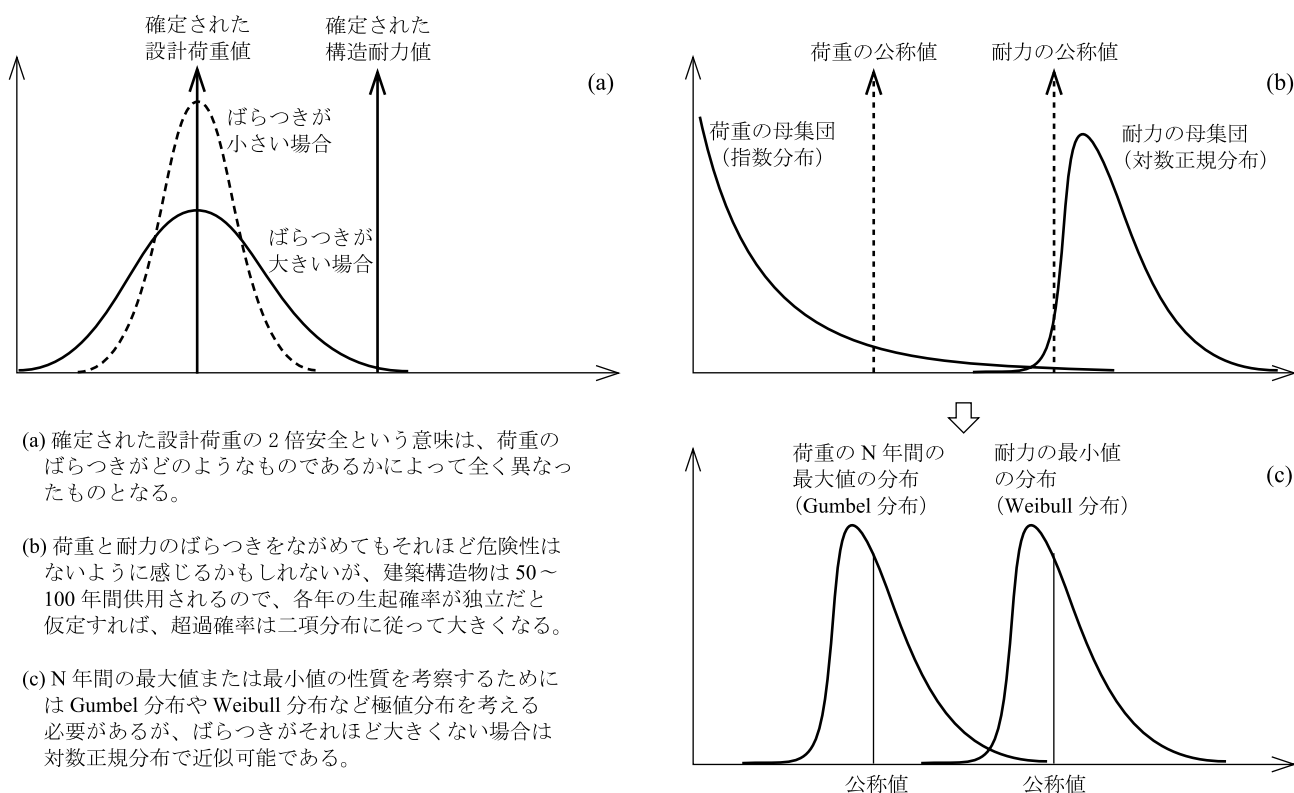


図3.3 荷重と耐力のばらつきと設計値

になるような入力（地動で0.4G程度）に対する応答を、塑性領域まで考慮して設計することの重要性が法律に盛り込まれることになった。これが1981年の建築基準法施行令の大改正（新耐震法）である。この時点で初めて、建築物が存在する期間内に発生するか否かがわからないようなごくまれに発生する地震動に対しては建築物の塑性化を許し、中にいる人の命だけは守る、という設計クライテリアが導入された（図3.2c）参照）。

市街地建築物法に水平震度法が導入された当初には材料安全率3.0を見込んで弾性設計していたのに対し、新耐震設計法では最初から塑性化することを前提に設計しているところが特徴的であり、安全率という概念がないと述べたのはこのことを指している。

3.7 限界状態設計法

ここまで述べてきた地動や材料強度・構造物の応答にはばらつきの概念は含まれていなかった。実際には材料強度にもばらつきが存在するし、応答は構造物の減衰をどの程度見込むかによって大きく異なる結果をもたらす。さらに、地動もどのような揺れになるのか起こってみなければわからない。都合よく0.3Gまたは0.4Gの揺れが起きるほうがまれであろう。となれば、建築基準法を守っていれば100%安全性が確保されると思うのは幻想に過ぎず（そもそも、建築基準法で規定しているのは公共の福祉を確保するための最低水準である）、建築物が破壊する可能性もあるのだ、ということを冷静に心得おく必要がある。技術者が対応可能なのはその確率をどの

程度に抑えるか、という命題であり、その確率をどの程度に設定すべきか、という問題については、正直なところ、日本建築学会でも意見が統一されているわけではない。参考資料としては近年の建築雑誌²⁾や、荷重運営委員会・最低基準のあり方に関するWG報告書³⁾などが挙げられるであろう。

荷重も耐力もばらついているときにその破壊確率をどのように考えればよいのかについては信頼性工学の分野で研究されており、その概略を記すだけでも本稿に許された紙幅を超過するのは明白ではあるが、誤解を恐れずにごく大雑把にまとめれば、何らかの手法によって構造物の望ましい破壊確率を設定することができれば、荷重と耐力それぞれのばらつきを考慮して、設計点を設定することは可能である。ここで規定される設計点は上述のような材料レベルで規定することも可能ではあるが通常は構造物の崩壊モードを考慮してシステムとしての破壊確率を考えるのが普通である。建築物の場合、一般のビル物では不静定次数が高いので地震動に対するロバスト性（構造安定性）は高いと言える。

3.8 建築基準法と建築関係者の現状

性能規定型設計を標榜した1998年の建築基準法改正は、外圧によるところが大きかったにせよ、構造設計者に上述のようなばらつきを考慮した設計法への道を開くことになるのではないかと期待された。ところが、内閣法制局などとの調整過程を経て2000年に施行された同施行令では、「限界耐力計算」という似たような響きの計算過

程が導入されたが、荷重に関してはある程度の地域性やばらつきが考慮されたものの、耐力のばらつきについては考慮されなかった。諸外国においてはLRFD（荷重耐力係数設計法）や部分係数設計法に代表される限界状態設計法が広く用いられるようになっている中で残念なことである。

そんな中で、2005年11月には姉齒元一級建築士による構造計算書偽装事件が明るみに出て、社会的な問題となった。前述のように建築基準法は最低基準であるのに、それに対する安全率を0.5以下にまで下げるという前代未聞の事件であったが、それに引き続いて類似の事件が何件か発覚し、建築基準法や建築士法の大改正につながっていることは周知のとおりである。

ここで、彼が節約しようとした建設コストがどの程度のものであったのか、神田ら⁴⁾による興味深い試算があるので紹介しておく（図3.4）。この試算によれば、構造種別によらず、耐力を半分にすることによって節約できる建設コストはわずか5%ほどであり、逆に言えば、耐力を2倍にしてもそれによって上昇する初期建設コストは10%程度である。たった5%を節約しようとしたがために、何人もの人々の人生設計を狂わせることになってしまったとは何とも痛ましい。もしもこのような関係が広く一般に知られていれば、このような事件は起きなかったのではないかと悔やまれる。

神田らの研究には話の続きがあり、もしも構造耐力が高ければ地震などの外乱で損傷を受ける確率は低くなる。初期建設コストの勾配が比較的なだらかなので、建物の存在期間中での総費用は現行設計水準付近ではほぼフラットになってしまう（図3.5）。長期的視点を持つことが出来れば、Pareto最適解として何処を指向すべきかは、賢明な読者には自明であろう。

3.9 まとめ

市街地建築物法に水平震度の概念が導入されて以降の耐震規定における安全率の概念とその周辺について概観し、今日の建築物の構造設計における問題点を指摘した。

実際の構造設計はもっと詳細で多岐にわたるので、例えば設計コンクリート強度と実際に打設されるコンクリート強度の違い、型枠寸法の誤差、鉄筋の位置や鉄筋の定着長さの誤差、各種設計式で見込んである安全の余裕度、設計で見込んでいない雑壁の剛性や耐力、そして何よりも、設計者が各自の判断で見込む安全の余裕度により、部分部分ごとに少しずつ安全側に評価されることが多く、設計で見込んである地震動を上回る地震動が襲ったとしても多くの建築構造物が健全な状態を保っていることは最近の兵庫県南部地震、新潟県中越地震などの被害地震の被災例をみれば明らかである。

大局的にみれば、設計の中で見込んである種々の安全率によって建築構造物の安全性が確保されている状態、ということができようが、実際の建築構造物がどの程度の安全余裕度をもっているのか、実はまだ良くわかって

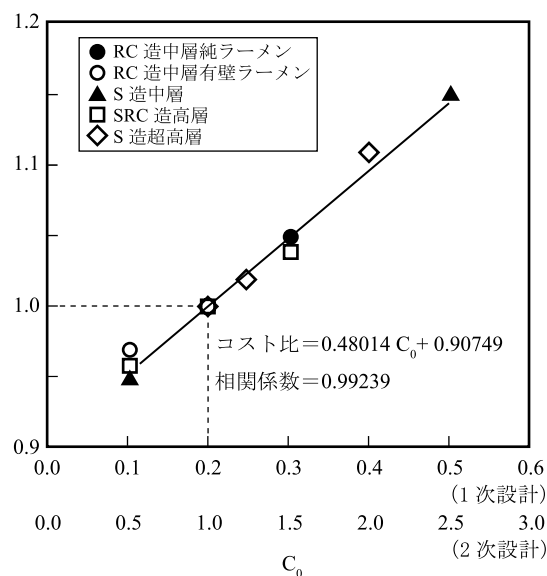


図3.4 標準せん断力係数 C_0 と建設費の関係⁴⁾

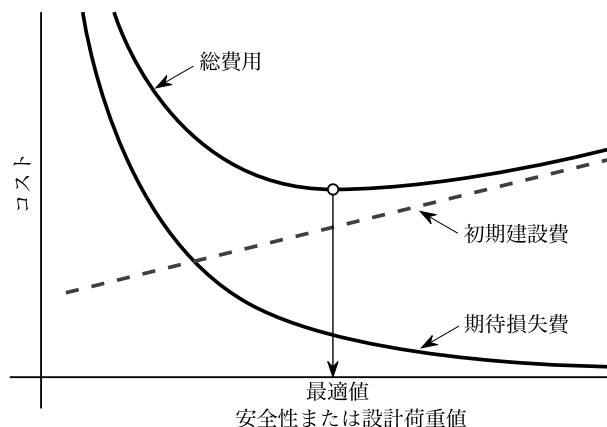


図3.5 初期建設費と期待損失・総費用の関係³⁾

いない状態とも言える。

もし、全ての部分的な安全率の意味づけが明確になり、建築基準法などで規定されたとしても、全ての建築物の耐力が最低値に集まってしまえば望ましい状態とは言えない。自然外力のばらつきを制御することは所詮不可能なので、施主や利用者の意見を取り入れながら設計者が適切な安全の余裕度を見込むこと、しかもそれは確率的にしか論じることのできない安全性なのだと理解することしか道はないのではないかと考えている。

参考文献

- 1) 大橋雄二：日本建築構造基準変遷史，日本建築センター，1993。
- 2) 日本建築学会：特集「建築基準法，最低基準の意味」建築雑誌Vol.119，No.1526，2004.12。
- 3) 日本建築学会・構造委員会・荷重運営委員会：最低基準に関するWG報告書，<http://news-sv.aij.or.jp/kouzou/s10/WG01/>
- 4) 神田 順，浅野美次，石井 修，鈴木哲夫，橋元正美：地震荷重を変動させた時の各種建物の建設費について，日本建築学会大会学術講演梗概集，B-1，15-16，1994。

（原稿受付2007年9月26日，原稿受理2007年11月9日）

4. 機械分野における安全係数

Safety Factor in Mechanical Engineering Field

キーワード：安全係数，安全率，許容応力，塑性崩壊，部分安全係数

Key words : Safety Factor, Allowable Stress, Plastic Collapse, Partial Safety Factor

小林英男 Hideo KOBAYASHI / 横浜国立大学 Yokohama National University

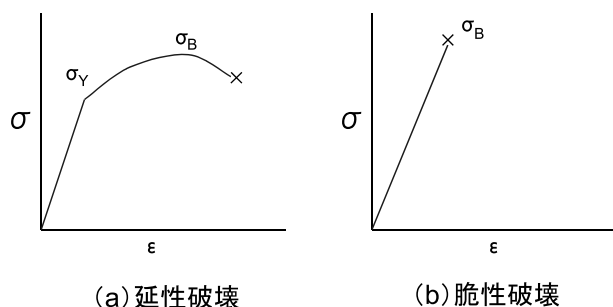
4.1 はじめに

機械分野における安全係数 (safety factor) を解説する。安全係数は安全率ともいう。安全率の方がむしろ一般的であるが, factor を率 (rate) とするのは, 明らかな誤訳である。ここで, あえて安全係数というのには理由がある。最近, アメリカ機械学会 (ASME) ボイラと压力容器規格では, 原子力発電用機器の設計規格 (Sec. III)¹⁾ の安全係数を設計係数 (design factor) に, 供用期間中検査規格 (Sec. XI)²⁾ の安全係数を構造係数 (structural factor) に名称変更した。すなわち, 安全係数は設計ばかりでなく供用期間中検査にもあり, 両者で目的と数値は異なり, これを混同してはならないのである。また, 設計率と構造率では様にならない。以下では, 設計の安全係数を対象とする。

4.2 塑性崩壊に関する安全係数

機械分野では伝統的に, 材料の基準強度に関する裕度を, 安全係数と称してきた。これを古典的な安全係数ということにする。基準強度とは, 機器の設計で想定する破壊モードに対応する強度のことで, 具体的には降伏応力, 引張強さ, 疲労強度などがある。

材料の引張試験における応力 σ -ひずみ ϵ 関係を図1に示す。図-1(a)の延性破壊の場合, σ - ϵ 関係は降伏応力 σ_Y を境として, それ以前の直線関係 (弾性変形) とそれ以後の上に凸の曲線関係 (塑性変形, ひずみ硬化) で表示できる。上に凸の曲線関係の最大応力が引張強さであり, この点から塑性変形が局所化し (延性不安定), 応

図-1 材料の応力 σ -ひずみ ϵ 線図

力が低下して破壊に至る。これを単純化するために, 材料の σ - ϵ 関係を図-2(a)に示す弾完全塑性体で近似する。弾完全塑性体では, 応力 σ が降伏応力 σ_Y に達すると延性不安定となり, これを塑性崩壊という。

機器の代表例として, 压力容器を取り上げる。压力容器の胴に生ずる応力の肉厚方向分布を図-3に示す。図-3の(a)は実際の非線形応力分布, (b)はこれを線形近似した応力分布であり, 線形応力分布は(c)のように引張応力成分と曲げ応力成分に分離できる。したがって, 压力容器の胴を梁にモデル化することで, 梁の塑性崩壊の解を压力容器の塑性崩壊の問題に適用できる。

梁は降伏応力 σ_Y の弾完全塑性体で, 矩形断面の寸法は幅 b , 高さ h とする。図-4を参照して, 塑性崩壊の軸力 (引張り) は, 次式で与えられる。

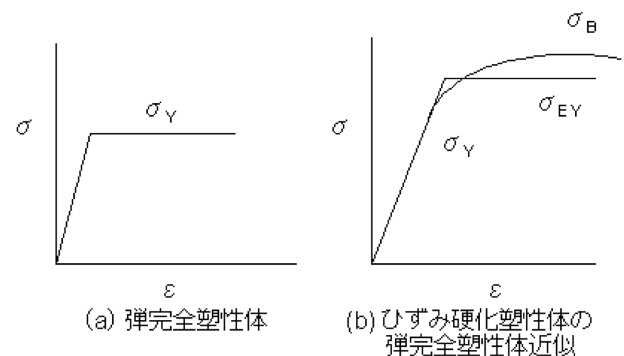


図-2 弾完全塑性体

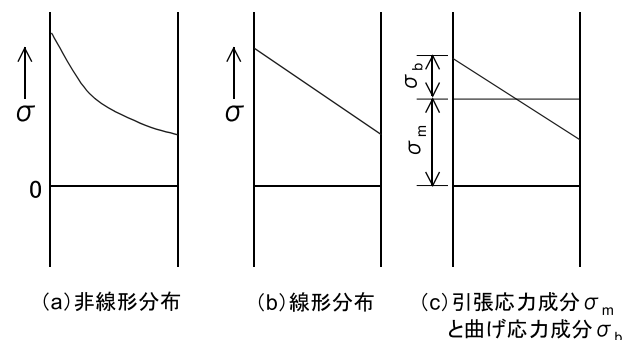


図-3 压力容器の胴に生ずる応力の肉厚方向分布

$$F_Y = \sigma_Y b h \quad \dots\dots\dots(1)$$

塑性崩壊の曲げモーメントは、次式で与えられる。

$$M_p = \frac{\sigma_Y b h^2}{4} \quad \dots\dots\dots(2)$$

軸力Fと曲げモーメントMの同時負荷による塑性崩壊条件は、次式で与えられる。

$$\left(\frac{F}{F_Y}\right)^2 + \frac{M}{M_p} = 1 \quad \dots\dots\dots(3)$$

塑性崩壊条件は弾性変形の範囲を超えているが、見掛け上、応力を弾性変形の範囲として表示する。引張応力は次式である。

$$P_m = \frac{F}{b h} \quad \dots\dots\dots(4)$$

曲げ応力は次式である。

$$P_b = \frac{6M}{b h^2} \quad \dots\dots\dots(5)$$

式(1), (2), (4), (5)を式(3)に代入すれば、次式が得られる。

$$\frac{P_b}{\sigma_Y} = \frac{3}{2} \left[1 - \left(\frac{P_m}{\sigma_Y} \right)^2 \right] \quad \dots\dots\dots(6)$$

式(6)を図示した結果を図-4に曲線ABCとして示す。曲線ABCの外側の条件では塑性崩壊し、内側の条件では塑性崩壊しない。図-4の縦軸は $P_b + P_m$ 、横軸は P_m であるから、縦軸上は P_b の値を示している。すなわち、A点は曲げモーメントのみの塑性崩壊条件であり、次式で与えられる。

$$P_b = 1.5 \sigma_Y \quad \dots\dots\dots(7)$$

一方、 $P_b = 0$ となるC点は引張応力のみの塑性崩壊条件であり、次式で与えられる。

$$P_m = \sigma_Y \quad \dots\dots\dots(8)$$

塑性崩壊に関する許容限界は図-4において原点0を中心として、曲線ABCを相似縮小することで設定できる。縮小率の逆数が安全係数となる。一方、実際の設計条件では、塑性変形を許容せず、応力を弾性変形の範囲に制限する。すなわち、許容限界の縦軸の値はA点に対

して安全係数1.5のA'となり、次式で与えられる。

$$P_m + P_b = \sigma_Y \quad \dots\dots\dots(9)$$

曲線ABCを縮小率 $1/1.5$ で相似縮小した曲線はA'点とC'点を通る。したがって、許容限界の横軸の値はD'点に対して安全係数1.5のD'点となり、次式で与えられる。

$$P_m = \frac{\sigma_Y}{1.5} \quad \dots\dots\dots(10)$$

以上の結果から、安全係数1.5の塑性崩壊に関する許容限界と弾性変形の範囲の制限の両方を満足するのは、図4に示す直線A'C'と直線C'C''で囲まれたハッチング領域であることがわかる。

以上では、材料の σ - ϵ 関係は、図-2(a)に示す降伏応力 σ_Y の弾完全塑性体で近似した。実際の σ - ϵ 関係は、図2(b)のようにひずみ硬化を示す。ひずみ硬化を考慮する場合には、有効降伏応力 σ_{EY} の弾完全塑性体で近似する。 σ_{EY} は次式で与えられる。

$$\sigma_{EY} = \frac{\sigma_Y + \sigma_B}{2} \quad \dots\dots\dots(11)$$

ここで、 σ_B は引張強さである。ひずみ硬化を最大限に考慮する場合には、 σ_{EY} を次式にすればよい。

$$\sigma_{EY} = \sigma_B \quad \dots\dots\dots(12)$$

式(11), (12)の σ_{EY} を用いる場合には、前述した式(1)~(10)の σ_Y を σ_{EY} に置き換えればよい。

4.3 許容応力と安全係数

機器の設計では、応力を想定する破壊モードに対応する基準強度以下に制限する。前章で示したように、塑性崩壊に対応する基準強度が降伏応力であり、裕度が安全係数となる。しかし、機械分野では慣習的に許容応力の概念を用い、安全係数は表舞台に現れないことが多い。

圧力容器の設計規格を例にとる。設計では、引張応力 σ_m と曲げ応力 σ_b を以下に制限する。

$$\sigma_m < \sigma_a \quad \dots\dots\dots(13)$$

$$\sigma_b < 1.5 \sigma_a \quad \dots\dots\dots(14)$$

ここで、許容応力 σ_a は次式で定義される。

$$\sigma_a = \min. \left[\frac{\sigma_Y}{1.5}, \frac{\sigma_B}{S} \right] \quad \dots\dots\dots(15)$$

σ_a は $\sigma_Y/1.5$ と σ_B/S のいずれか小さい値となる。ここで、 σ_Y は降伏応力、 σ_B は引張強さ、 S は安全係数であり、 S の数値は後述する。より正確には、設計温度が室温以上の高温であれば、室温の σ_Y 、 σ_B と高温の σ_Y 、 σ_B の4つの場合の結果を比較して、最小値が σ_a である。 σ_a の数値は設計規格の許容応力表に示されているが、4つの場合のいずれの結果であるかは明示されていない。また、室温の σ_Y 、 σ_B は材料規格に規定されている最小値を用い、高温の σ_Y 、 σ_B は必ずしも実測値ではない。

式(15)において、 $\sigma_Y/1.5$ は前章で示したように、応力を弾性変形の範囲とする制限である。 σ_B/S は式(12)を参照すれば、ひずみ硬化を最大限に考慮し、裕度を設定したことになる。

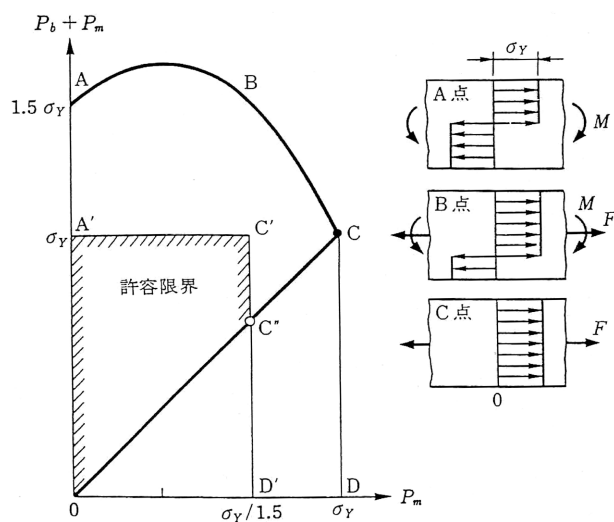


図-4 塑性崩壊と許容限界

また、材料が延性破壊ではなく、図-1(b)に示す脆性破壊をする場合には、 σ_B は破壊応力とみなせるから、脆性破壊という破壊モードに対応する基準強度となる。想定する複数の破壊モードのすべてに、対応する基準強度と安全係数を設定することは繁雑である。そこで、塑性不安定と破壊という究極の破壊モードに対応する基準強度である引張強さ σ_B を代表に選び、これに高い安全係数を設定することで、他の破壊モードを考慮しない代償とする。例えば、疲労という破壊モードに対応する基準強度は疲労限度 σ_w であり、疲労強度に関する安全係数を2とすれば、許容応力 σ_a は次式で与えられる。

$$\sigma_a = \frac{\sigma_w}{2} \quad \dots\dots\dots(16)$$

一方、鉄鋼材料の σ_w は、 σ_B と次式の関係にある。

$$\sigma_w = \frac{\sigma_B}{2} \quad \dots\dots\dots(17)$$

したがって、次式が成立する。

$$\sigma_a = \frac{\sigma_B}{4} \quad \dots\dots\dots(18)$$

すなわち、 σ_B の安全係数を4とすれば、同時に疲労破壊に関する安全係数2も確保できることになる。実際に、疲労解析を要求しない設計では σ_B の安全係数は高くとり、疲労解析を要求する設計では σ_B の安全係数を低くする。

基本的な設計の考え方は、公式による設計 (design by rule) と解析による設計 (design by analysis) に大別できる。圧力が低い場合には公式による設計を採用し、圧力が高い場合には解析による設計を採用する。公式による設計では、構造と応力の計算式が経験的に与えられている。そして、起こり得るすべての破壊モードを想定せずに、基準強度を σ_B で代表させて大きい安全係数を設定し、他の破壊モードに対する安全性を確保する。一方、解析による設計では、起こり得るすべての破壊モードを想定し、詳細応力解析を実施して、応力制限と温度制限を行う。結果として、 σ_B に関する安全係数を小さく設定できる。また、設計に自由度があり、合理性を追求できる。なお、公式による設計と解析による設計では、基本的な設計の考え方のみならず、材料、製造、検査に関する要求も異なる。

解析による設計では、さらに機器の状態分類を導入する。機器の運転状態によって、荷重の大きさと発生頻度は異なる。発生頻度が高い状態ほど、荷重が低くても安全係数は大きく設定される。複数の状態分類の結果を総合して、設計が完了する。すなわち、解析による設計では、多種多様の安全係数がある。

上述した公式による設計と解析による設計という基本的な設計の考え方は、ASMEボイラと压力容器規格の一般压力容器の設計規格 (Sec. VIIIのDiv. 1とDiv. 2)³⁾⁴⁾で体系化されてきた。我が国では、JIS压力容器設計規格のB8265⁵⁾とB8266⁶⁾がこれに対応する。

压力容器設計規格における式(14)の σ_B に関する安全係数Sの変遷を表1に示す。ASME規格Div. 1のSが4から3.5に、ASME規格Div. 1のSが3から2.4に引き下げられた。Sの数値にかかわらず σ_B/S の値は $\sigma_Y/1.5$ の値よりも小さく、 σ_a は事実上 σ_B で定まる。Sの引き下げは、脆性破壊という破壊モードに対処するために、材料の靱性が確保されたことによる。ただし、欧州連合格規EN13445火なし压力容器⁷⁾における式(15)の σ_B は、室温の値のみが対象である。ASME規格Div. 2も、これに整合を図っている。しかも、ASME規格Div. 2とEN13445は、従来の公式による設計と解析による設計という区分、言い換えれば压力容器区分を超えて適用が可能となった。我が国でも、JIS B 8265とB8266に変えてASME規格Div. 1をB 8267として、ASME規格Div. 2をB8268として導入する検討が進められている⁸⁾。

ASME規格の許容応力は引張強さ基準で、材料規格も引張強さ基準であった。一方、欧州連合格規の許容応力は降伏応力基準で、材料規格も降伏応力基準であった。現在、ASMEと欧州連合の国際規格をめぐる綱引きが続いている。

4.4 信頼性設計における安全係数

(1)信頼性設計における安全係数

機械分野では、古典的安全係数とは別に、信頼性設計における安全係数が用いられることがある。信頼性設計では、信頼度 (または破壊確率) を指標として、安全係数を設定する。

信頼性設計では、応力 σ を確率変数 x として取り扱う。確率密度関数を $f(x)$ とすれば、次式が成立する。

$$\int_0^\infty f(x)dx = 1 \quad \dots\dots\dots(19)$$

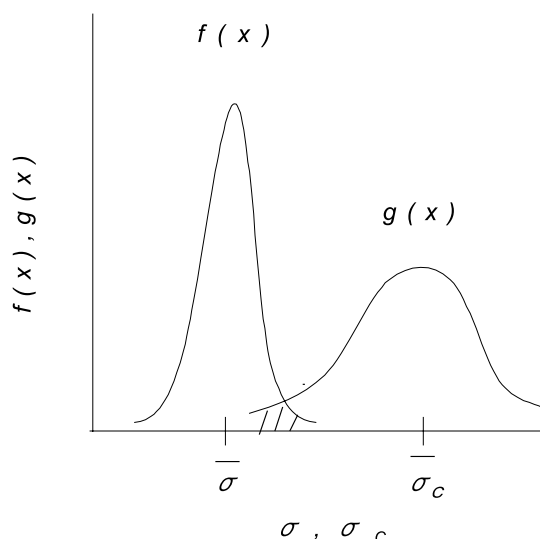
確率分布関数 $F(x)$ は、次式となる。

$$F(x) = \int_0^x f(x)dx \quad \dots\dots\dots(20)$$

同様に、基準強度 σ_c を確率変数 x として取り扱う。確率密度関数を $g(x)$ とすれば、次が成立する。

表1 压力容器設計規格における式(14)に関する安全係数Sの変遷

規格名称	安全係数	
	公式による設計	解析による設計
JIS B 8265 (旧 ASME 規格 Div. 1)	4	
JIS B 8266 (旧 ASME 規格 Div. 2)		3
ASME 規格 Div. 1 (JIS B 8267)	3.5	
ASME 規格 Div.2	2.4	
EN 13445	2.4	



図－5 応力と基準強度の頻度分布

$$\int_0^{\infty} g(x)dx = 1 \quad \dots\dots\dots(21)$$

確率分布関数G(x)は、次式となる。

$$G(x) = \int_0^x g(x)dx \quad \dots\dots\dots(22)$$

応力 σ の確率密度関数 $f(x)$ と基準強度 σ_c の確率密度関数 $g(x)$ を比較して図－5に示す。応力分布の中央値 $\bar{\sigma}$ は、基準強度分布の中央値 $\bar{\sigma}_c$ よりも小であるが、両方の分布の裾野において、必ず $\sigma > \sigma_c$ となるハッチングで示す領域が存在する。すなわち、応力と基準強度の確率分布が与えられれば、破壊確率は一義的に定まる。破壊確率Fは、次式で与えられる。

$$F = \int_0^{\infty} G(x)f(x)dx \quad \dots\dots\dots(23)$$

$$G(x) = 1 - \int_x^{\infty} g(x)dx = \int_0^x g(x)dx \quad \dots\dots\dots(24)$$

そして、破壊確率を指定すれば、基準強度分布の中央値 $\bar{\sigma}$ と応力分布の中央値 $\bar{\sigma}$ の比として、安全係数Sが一義的に定まる。

$$S = \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}} \quad \dots\dots\dots(25)$$

当然、破壊確率を低く指定すれば、安全係数は大きく設定されることになる。しかし、応力と基準強度の確率分布は不明確である場合が多く、実際の適用例は少ない。

(2)部分安全係数

信頼性設計では、上記の安全係数をさらに発展させ、システム全体の目標信頼性を設定し、この目標を達成するために、それぞれの設計変数の安全係数を決定できる。この安全係数を部分安全係数（partial safety factor）という。数学的展開の詳細は省略する。

部分安全係数は、従来の安全係数（古典的安全係数と信頼性設計における安全係数）を応力、基準強度、社会に分離し、合理的な設定を可能としたもので、特に指標として信頼性に代わるリスク（破壊確率×影響度）の導入が容易である。すなわち、式(25)を次式のように書き直す。

$$S = S_1 S_2 S_3 \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}} \quad \dots\dots\dots(26)$$

上式は、次式の方がわかりやすい。

$$S_1 \bar{\sigma} = \frac{1}{S_2 S_3} \frac{\bar{\sigma}_c}{\bar{\sigma}} \quad \dots\dots\dots(27)$$

ここで、 S_1 は応力の安全係数（割増し係数）、 S_2 は基準強度の安全係数（割引き係数）、 S_3 は社会的影響の安全係数（割引き係数）である。

部分安全係数は土木・建築分野での適用が進んでいる。機械分野でも積極的な導入が図られつつある⁹⁾。

参考文献

- 1) ASME Boiler & Pressure Vessel Code, Sec. III, Construction of Nuclear Power Plant Components, (2001).
- 2) ASME Boiler & Pressure Vessel Code, Sec. XI, Rules for In-service Inspection of Nuclear Power Plant Components, (2001).
- 3) ASME Boiler & Pressure Vessel Code, Sec. VIII, Construction of Pressure Vessel, Div. 1, (2001)
- 4) ASME Boiler & Pressure Vessel Code, Sec. VIII, Construction of Pressure Vessel, Div. 2, (2007)
- 5) JIS B 8265, 圧力容器の構造－一般事項, (2003), 日本規格協会。
- 6) JIS B 8266, 圧力容器の構造－特定規定, (2003), 日本規格協会。
- 7) EN13445, Fireless Pressure Vessel, (2004)
- 8) JIS B 8267, 圧力容器の設計, (2008), 日本規格協会。
- 9) 酒井信介, 小林英男, 日本機械学会誌, 106-1020(2003), 853-856。

(原稿受付2007年12月25日, 原稿受理2007年12月28日)

Lecture

「安全率を考える」第5回

Returning to the fundamentals of safety factor No.5

5. 大規模システムと安全率

Large scale complicate system and its safety factors

キーワード：大規模システム，確率的安全評価，組織要因，ヒューマンファクター

Key words : large scale system, probabilistic safety assessment, organizational factor, human factor

高野研一Ken-ichi TAKANO／慶応義塾大学Keio University

5.1 はじめに

近年発生した大規模プラントおよび大規模システムの事故を俯瞰すると、システムそれ自身が持つ安全裕度に関係のあった事例もあるが、それを取り巻く社会環境、組織（運用）環境、人的過誤が間接的に関わった事例が圧倒的に多い。原子力業界で最大の事故であるチェルノブイリ原子力発電所事故は、当時のソビエト連邦の社会的疲弊、組織風土が引き起こしたことが広く認識され、国際原子力機関はその報告書の中で組織における安全文化の重要性を説いている¹⁾。このように、設備システム（ハード）の健全性を維持するためには、運用主体である組織および従業員の健全性が確保されて始めて可能となることから、設備システムと運用システムの双方を合わせて全体をシステムとして捉え、その安全性を考える必要がある。

図-1には原子力発電所等での過去の大事故をその発生時刻に着目して整理したものである。この一例でも分かるとおり、事故の発生時刻が夜半の作業者の覚醒水準がもっとも下がる時期（眠気の強い時期）と一致するなど運用する人・組織の問題が大きく関与していることを示唆する証拠は多い²⁾。

また、表-1に、組織の運用環境や人的過誤が関与したと思われる事故について、その問題点を列挙した³⁾。インタフェースの不整合、規則違反、安全意識の低さなどが指摘されている。同じように、我が国で1999年から多発した大規模な事故についても、顕在的には人間のミ

スや違反（不安全行為）が引き金となつてはいるが、この行為を引き起こした背景を探っていくと組織要因の問題に突き当たる。すなわち、経営層、管理層が進めた安全体制の緩慢な後退、工程管理・手順管理の形骸化、教育の欠如、工程優先の職場風土など組織の安全文化に係

表-1 最近の大規模システムヒューマンファクターが関与した事故の要因

西暦	おもな事件や事故	おもなヒューマンファクター上の問題点
1979	・米国、スリーマイル島（TMI）原子力発電事故	・制御室の設計不良、運転員の判断ミス、メンテナンス不良
1980	・川治温泉ホテル火災	・防災管理体制の不備
1982	・赤坂ホテルニュージャパン火災	・防災管理体制の不備、防災意識の低さ
1982	・羽田沖日本航空機墜落事故	・乗員の健康管理体制
1983	・サハリン、大韓航空機墜落事故	・自動操縦装置（オートパイロット）の過信
1984	・インド、ボパール化学工場有毒ガス漏洩事故	・作業者の知識と技能の不足、勤務態度の怠慢
1985	・御巣鷹山日航ジャンボ機墜落事故	・メンテナンス不良、品質管理体制の不十分さ
1986	・スペースシャトル、チャレンジャー爆発事故	・設計ミス、マンマシンシステムの問題、組織内報告体制の硬直化
1986	・ソ連、チェルノブイリ原子力発電事故	・安全規則違反（安全文化の欠如）
1987	・ベルギー、大型フェリー転覆事故	・車両出入口のドアの閉め忘れ
1988	・潜水艦「なだしお」、釣り船「第一富士丸」衝突事故	・海上交通ルール違反、回避判断の遅れ
1989	・アラスカ、タンカー「バルディーズ号」座礁原油流出事故	・操船者が無資格、船長が飲酒
1990		
1991	・広島新交通システム建設工事橋げた落下事故	・ジャッキの誤操作、事故防止策の怠慢、安全確保の軽視（工事区間の交通可能を優先）の風土
1991	・信楽高原鉄道衝突事故	・安全装置の欠陥、異常時対応の規則違反、安全投資の削減
1992	・島原鉄道衝突事故	・信号の見落とし、運転手の若年化と経験不足
1993	・大阪新交通システム暴走事故	・無人運転システムのあり方、新技術や高度技術の導入法
1994	・名古屋中華航空墜落事故	・人間と機械（自動操縦装置）との不整合
1997	・大月列車衝突事故	・ATSの取り外し（規則違反）、信号見落とし

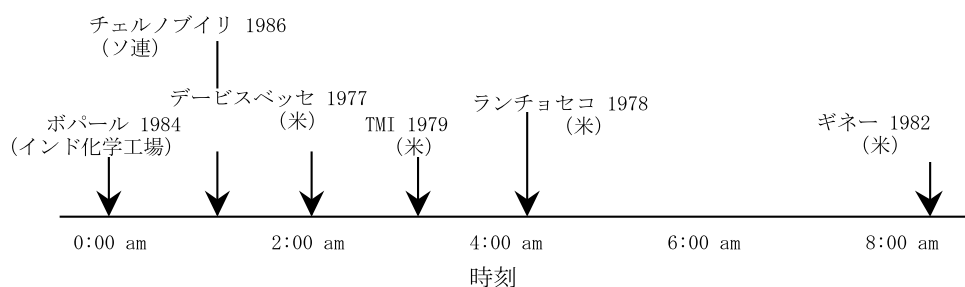


図-1 原子力等の大規模システムにおける事故の発生時刻

わる問題点があったとされている。いくつかの具体的な事故例を紹介する。

(1) スリーマイル島事故 (1979)

原子炉スクラム後の加圧器逃し弁の開固着（開いたままになること。ただし、表示ランプは閉を示していた。）に気付かず（排気管温度の読み違い）、また、加圧器の水位高の警報により、満水になることを恐れ（事実は水位が極端に低下していた。また、水位計はタグに隠れていた。）、自動的に起動した非常用高压注入系を停止してしまった。また、炉心冷却のための一次冷却材ポンプも停止してしまったため、炉内にダメージが発生した。運転員の過誤の背景には、以前から指摘されていた加圧器逃し弁の不調が早期に是正されなかったこと、運転クルー全員が同じ精神状態（不安から恐怖）に陥ってしまったこと、同時多発した警報（クリスマスツリー状態）などインタフェースの不備など、が指摘されている。

(2) 羽田沖日航機墜落 (1982)

パイロットの精神管理の不備により、着陸直前に逆噴射により海中に墜落したものである。健康診断での精神状態のチェックが重要なことが示唆された。

(3) 大韓航空機撃墜 (1983)

フライト前の慣性航法装置への入力ミスが直接のきっかけとなったが、その後、航路の逸脱に気付かず、また、ソ連戦闘機による示威行為へまったくレスポンスしなかった。また、戦闘機側もスパイ機と民間航空の識別不十分（同形の航空機があった）なまま、撃墜してしまった。航路逸脱に気付かなかった原因として、コックピット内でのトランプ遊びに興じ、航路のチェックがおろそかになっていたとの推測も捨てきれない（過去に同様の事例があった）。

(4) スペースシャトルチャレンジャー (1986)

打ち上げ日程が決められていたことから、それによるタイトなスケジュールによる超過勤務、組織内部の異常確認報告の取扱い、設計ミスなどの要因が重なって、燃料シール用のOリング（前から問題が指摘されていた）のリークが発生した。発射当日の現地の気温がその耐寒温度以下に下がっているという事実を見逃してしまったためである。その結果、水素ガスが漏れ、発射直後の爆発に至ってしまった。

(5) 中華航空機名古屋空港墜落事故 (1994)

副操縦士が再着陸モード（ゴーイングアラウンドモード）の解除方法を知らなかったため、自動操縦装置と手動コントロールがコンフリクトを起こし、墜落に至ってしまった。パイロットの訓練と自動操縦装置の設計コンセプトが問われた。

このような過去の事故を見てくると、そこには何らかの組織要因が絡んでいることが分かる。スリーマイル島では故障修理がうやむやになっていたこと、羽田沖では従業員の精神面での健康管理、大韓航空では規則違反と

見做される悪い慣行の横行、スペースシャトルでは打ち上げ予定日に間に合わせるための過密なスケジュールと職員の超過勤務、中華航空では自動操縦装置についての訓練などであるが、これらは、単純なヒューマンエラーとは片づけられない面を含んでいる。これらを俯瞰すると、設備システムの安全率ばかりでなく、人・組織の安全率も同時に考慮することの重要性が理解できるであろう。

5.2 大規模システムにおける安全率の考え方

大事故とそうでない事故の違いは、その影響の大小のみである。影響の大小はその設備、システムが持つ潜在的危険性の大小によって決定されるため、人・組織サイドから見れば、その発生プロセスに大きな違いはない。ただし、安全防护のためのバリアが全部崩壊してしまったケースと何枚かあるいは最後の一枚が残ったケースでは、不適切な事象の連鎖の度合いは異なる。このように、不適切な事象の連鎖は確率的なものであり、偶然が支配する領域であることから、両者に本質的な違いはない。米国原子力運転協会（INPO）では、これまでの原子力発電所の顕在事象とニアミス事象の原因要素および状況要素を比較した結果について述べ、両者に統計的に有意な違いがないことを示している⁴⁾。

しかしながら、大事故は一端発生すると甚大な被害を与える可能性があるため、特に原子力分野ではその防止に万全を期している。いわゆるラスムッセン報告に始まる一連の確率論的安全評価では、炉心溶融（炉内構造物が溶ける状態となり甚大な被害が想定される。映画「チャイナシンドローム」で想定された）に至る確率をヒューマンエラー率を考慮して計算している。これは、炉心溶融に至るケースをフォールトツリーで洗い出し、そのイベントへの人的過誤率の寄与をTHERPと呼ばれる手法で評価することにより、その発生確率を求める手法である⁵⁾。

この手法の経緯を簡単に紹介すると以下の通りである。炉心溶融確率は、原子力プラントの個々の機器の故障率などに基づき膨大な計算により炉心溶融確率を算出したラスムッセン報告⁵⁾の公表を契機としている。しかしながら、この確率論的安全評価（PRA：Probabilistic Safety Assessment）による炉心溶融確率が低すぎるのではないかとする反論がルイス報告⁶⁾によってなされた。その根拠は、異常時オペレータ過誤率が低すぎることで、共通要因故障（同じ要因により複数の機器が故障すること）が考慮されていないこと、などであったが、特に、人間信頼性の評価があいまいであることが強く認識された。これにより、人間信頼性評価の再検討の機運が高まり、SNLのSwain⁷⁾が中心となって、人間信頼性の評価を重点的に実施し、NUREG/CR-1278として発表した。この報告では人間の過誤率がオペレータの精神作業負荷（Mental workload）などのPSF（人間行動形成要因：Performance Shaping Factors）に依存して変化すること、

人間信頼性の評価のベースとしてTHERP（系統的人間信頼性評価：Technique for Human Reliability Analysis）と呼ばれる手法を開発したこと、人間の指標的過誤率（PSFを考慮しないベースとなる過誤率）を膨大な実データや実験データを整理してデータベース化したことなどにより、高い評価を得ている。現在、人間信頼性を評価する手法として、De-BDA（詳細ブロック解析図：Detailed block diagram analysis）^{8,9)}、SLIM-MAUDE（成功尤度指標法：Success Likelihood Index Methodology）¹⁰⁾、SHERPA（系統的的人的過誤低減予測手法：Systematic Human Error Reduction and Prediction Approach）¹¹⁾など多くの手法が用いられているが、依然としてダイナミックな運転操作中の人的過誤率および人間信頼性の算定には問題を残している。一方、最新のPSAの実施手順書としてNUREG/CR-2300¹²⁾が、また過誤率データベースとしてNUREG/CR-4010¹³⁾が用意されるに至り、実在の原子力発電所の炉心溶融確率が算定され、その値はおよそ1炉年あたり 10^{-4} ～ 10^{-6} の間に分布している¹⁴⁾（図-2参照）。我が国の安全審査では、 10^{-5} 以下を目安とするガイドラインが制定されつつあり、ここに大規模システムの安全率の考え方の基本がある。

しかしながら、最近の事故を俯瞰すると、このPSAの想定範囲では不十分なことが次第に認識されつつある。すなわち、想定した工学的安全設備は組織によって健全に運営され、人的過誤も違反や規則無視などのケースは簡単に考慮できないため、いわば性善説にのっとった運用を前提としている。1999年以降に発生した我が国の事故はこのような性善説だけでは解決できない多くの問題を抱えることとなった。作業者の単純なエラーや作業特有の要因ばかりでなく、それを取り巻く組織要因や意図的過誤を考慮して始めて確率論的安全評価が意味を持つものとの捉え方が定着してきた。このように、表面的なエラーや故障だけではなく、組織要因が関与して発生する事故を、英国のリーズンは組織事故と呼び、その発生過程を図-3のようにモデル化した。すなわち、社会情

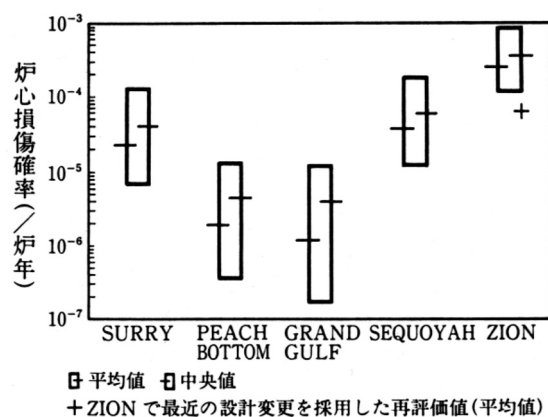


図-2 確率論的安全評価（PSA）による米国発電所の炉心溶融確率の評価値

勢などの影響を受けやすい組織要因が、長い年月に渡り、潜在条件の抜け道を通して、幾重もの防護層が弱体化した状態を作り出し、ある不安全行動が引き金となって事故が発生するという図式である¹⁵⁾。このような傾向は様々な製造装置やプラントなどの技術システムが複雑かつ大規模化したばかりでなく、社会情勢の変化により、それらを運用する社会システムや管理システムも遅まきながら変貌を遂げつつあることと無縁ではないであろう。つまり、システムが複雑化・大規模化すれば、その信頼性・安全性を維持するために前述の深層防護（多重防護）の考え方を導入せざるを得なくなる。これらの複数の防護層に偶然あるいは意図的な欠陥が生じると、その防護層の数が多く、相互作用も複雑になりやすいため、十分な検査や監視が行き届かなくなる。また、防護層の弱体化、無力化が意図的に組織のコンセンサスが得られる形で実行されれば、ますます押し止めることは難しくなる。

5.3 人・組織を考慮した安全率の考え方の導入

組織要因が大きくクローズアップされたのは、旧ソビエト連邦で1986年に発生したチェルノブイリ事故である。この事故は、当時書記長であったゴルバチョフ大統領にグラスノスチ（情報伝達と公開）を決断させ、情報の公開と情報共有の重大さを示すとともに、組織としての意思決定や管理など組織要因の与える影響の大きさを全世界に警告した出来事であった。当時、事故の主席調査官であるバレリ・レガソフ（Valeri Legasov）は、1986年9月、ウィーンのIAEAで開催された国際会議の席上で、事故の原因は運転員のエラーと規則違反であるといきった。しかし、2年後の1988年4月、彼はアパートのバルコニーで自殺したが、「チェルノブイリ事故について、私は明確な結論を下した。それは、何年もの間、打ち続いた我が国経済政策の貧困がこの事故を引き起こしたということである。」と自らの思いをテープレコーダーに託した¹⁵⁾。

この事故の教訓を図-4のように整理すると、人と組

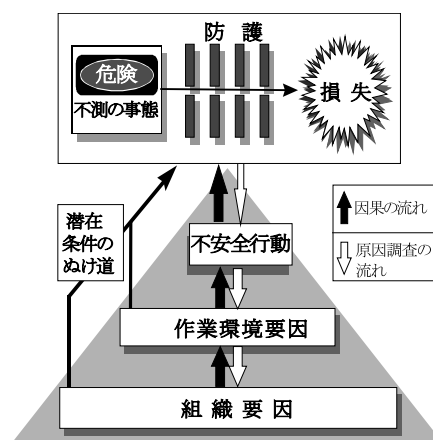


図-3 組織事故の発生過程

長年の安全性軽視や工程優先などの組織要因が「潜在条件の抜け道」を通じて徐々に無力化し、不安全行為が引き金となって防護が崩壊し、大惨事を引き起こす⁴⁾

組織、人と社会、組織と社会の領域に多くの教訓が残されたと考えられる。また、前述した通り、JCO臨界事故を振り返るとき、この教訓が今日においても尚、残された課題を提起していることに気づく。IAEAは、これを解決するためのパラダイムとして安全文化の重要性を提唱し、次のように定義した¹⁾。「...安全に係わる諸問題に対して最優先で臨み、その重要性に応じた注意や気配りを払うという組織や関係者個人の態度や特性の集合体」。また、英国HSEは1993年、さらに具体的アクションに踏み込み、「組織の安全文化とは、組織の健全性・安全性プログラムへの参画、および形式と効率を決定する個人

とによって特徴づけられる。」と定義している¹⁵⁾。

ここに示した重大事故および無事故企業の共通点から分かることは、組織としての安全に対する取組み姿勢が日常管理、従業員の安全意識、さらには、行動にどの程度浸透しているかが明暗を分けるということである。また、組織事故をくい止めるには、組織としての安全に対する取組み姿勢とその浸透具合を定期的に監視し、問題が見つければ是正するシステムが必要となる。

そのような組織の健全性を定期的にチェックし、是正するシステムの一例として電力中央研究所が開発した安全診断システムを紹介する。

5.4 組織の安全診断システム

この安全診断システムは図-5に示すように診断対象とする事業所の従業員(サンプリングあるいは全数調査)に診断用のアンケート(質問紙)に回答してもらい、その結果を集約・分析することにより診断結果を提供する形式である。診断は、別途、当所が実施した様々な産業界における診断結果の業界ごとのリファレンス(標準値:業界平均、標準偏差)と比較することによりなされる。現在までに、当所がこのリファレンスを有する産業界は、建設、化学、繊維、製造(自動車・機械)、食品、および電力(発電・電力輸送・配電)の各業界である。また、診断結果により、後に示す重要な安全要因から構成される安全プロフィール上の弱点が指摘される形式になるため、それを補う安全性向上の戦略および具体化した安全プログラムを提示できる。さらに、安全活動を強化した結果として、事業所全体の安全レベルが向上したか否かを知るためには、もう一度この安全診断システムにより判定することができる。以下に安全診断システムの内容と機能について説明する。

5.4.1 安全診断アンケートの内容

安全診断システムでは、従業員に回答してもらうアンケート様式が中心となる。このアンケート様式の質問項目には、その項目が全体をカバーしているか(網羅性)、それぞれの項目が個々の要因を的確に表現しているか(代表性)を確保する必要がある。ここでは、組織の構造について、谷口ら⁶⁾、および渡辺ら⁷⁾が示した安全パフォーマンスを頂点とした組織の階層構造を土台として、

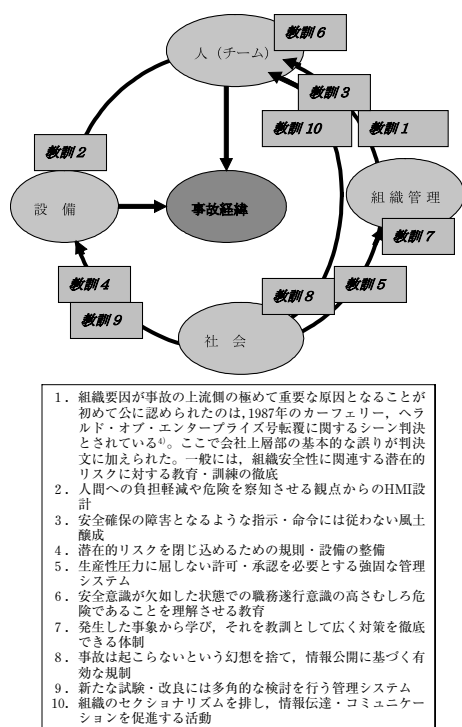


図-4 チェルノブイリ事故の4つの側面(設備・人・組織管理・社会)から見た10の教訓の位置付け

とグループの価値観、態度、能力、行動パターンから生まれるものである。ポジティブな安全文化を持つ組織は、相互信頼に基づいたコミュニケーション、安全の重要性に関する共通した認識、予防対策の有効性を確信するこ

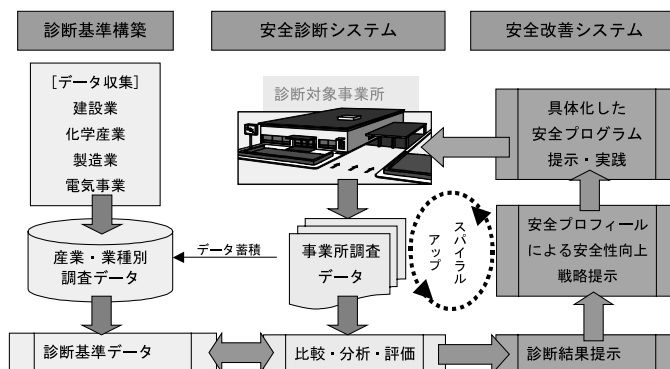


図-5 安全診断システムの全体構成と診断方式

作成したものであり、組織の健全性と安全文化の浸透度を測定するための122の質問から構成されている。

5.4.2 分析方法

(1) 業界平均との比較・有意差分析による評価

本診断システムでは、多くの産業界のリファレンスデータ（業界平均）をすでに取得していることから、新規の診断対象事業所で得られたデータはこのリファレンスデータと比較することにより評価できる。評価は、リファレンスデータとの有意差分析を行い、対象事業所のアンケート結果の各質問項目ごとに業界平均と比べた優劣を評価できる。

(2) 安全プロフィールによる評価

本システムの質問項目は、122項目であるが、これを安全上同じジャンルに入る項目20群にグループ分けした（図-6参照）。これにより診断対象とした事業所では安全上の弱点がどこにあるかを把握することができる。

(3) 総合的安全指標による評価

アンケート全体の傾向を把握し、安全を目に見えるものとするためには、事業所の安全レベルをできるだけ一つの数値で定量化することが望ましいと考え、得られた全質問項目の結果を主成分分析した。その結果、いわゆるアベレージング軸と呼ばれる安全上主要な要因が第一主成分に集中することがわかり、これを総合的安全指標と名付けた。図-7に示すように、自事業所がリファレンスとした同じ業界の各事業所群のどこに位置しているかを把握することができる。

5.4.3 安全診断アンケートの妥当性

安全診断として、アンケート調査が測るべき対象をどの程度正確に測っているかを示す指標が妥当性である。妥当性の概念には様々なものがあるが、ここでは基準関連妥当性を取り上げる。基準関連妥当性とは、外的な行動基準と呼ばれ、一般的にテスト得点（主成分得点などの合成得点を含む）と客観的に定められた基準との相関係数で表される。大学入学センター試験などで評価したいのは、入学後の成績との相関である。運転者適性試験で知りたいのは、実際の運転技術、すなわち免許取得後

の事故率などとの相関である。このように、アンケートにより、評価したい外的な基準が明確に定義されているのであれば、この値とアンケートによる得点との相関を取り、この相関係数を妥当性係数とする。実際のアンケート調査やテストで妥当性係数は0.8を上回ることはないようである（理論的には妥当性係数は0.75を越えない）。しかしながら、0.3以下では疑問が残るとされている。したがって、0.4-0.7の間であればおおむね妥当性係数とされる¹⁶⁾。

本診断システムの目的は安全診断であり、客観的に定められた基準として、ある産業界の複数の事業所における設備災害（故障、トラブル等）、労働災害（怪我、中毒等）の発生率（件/年）の3年間の平均値を取り上げた。これらの事業所の設備・労働災害発生率を調べ、アンケート調査結果から得られる代表的指標である第一因子の主成分得点（総合的安全指標）との相関を分析した結果、表-2の通り、多くの産業界で有意な相関関係が認められた。以上から本診断システムの妥当性は実際のデータにより確認されている^{17), 18), 19)}。

5.5 おわりに

以上の通り、設備システムおよび人・組織システムの双方を全体システムとして捕らえた場合の個々の安全性を評価する方法について述べた。設備の信頼度では、確率論的安全評価について解説し、組織の信頼度では、安全診断システムを紹介した。このように、全体システムの健全性をチェックする手法が今後の事故防止には不可欠であり、安全率についてもこの2つの側面からの評価が求められることになるであろう。また、安全率は安全のマージンとも考えられるが、組織の安全性にはこの考え方は適用しにくいのも事実である。相対的に同種企業の上位何%に入ることを目標とするなど組織の自律的な取り組みの中で目標を定めることになる。すなわち、人・組織の健全性には閾値を設定することができないため、ここまでは安全であるという線引きが難しいことも影響している。また、大規模システムのハード側についても確率的事象であるため、安全率というよりも、安全目標

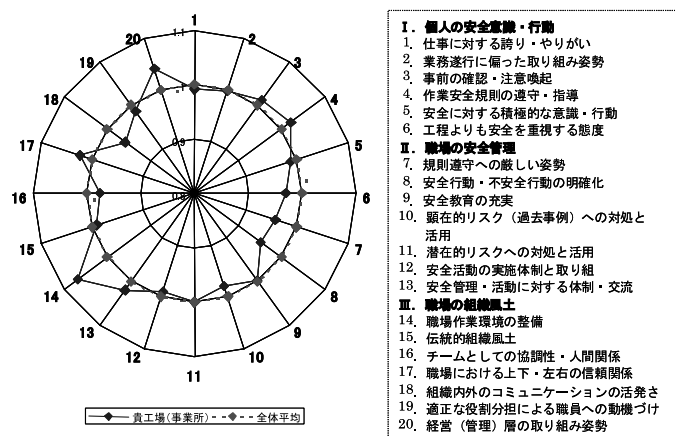


図-6 安全プロフィール（20群）による診断対象事業所の診断結果

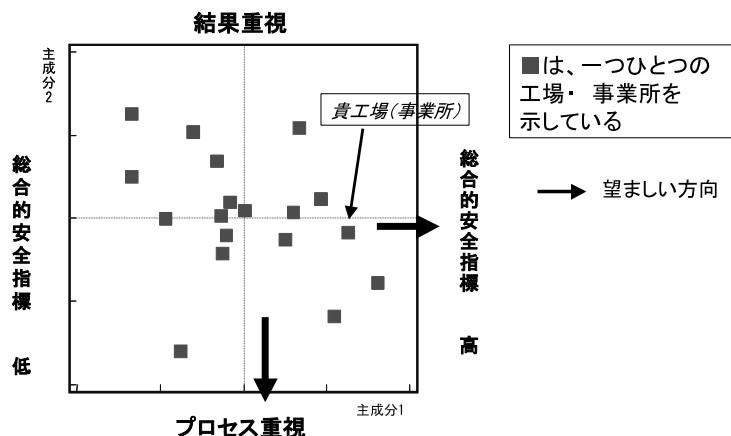


図-7 総合的安全指標による診断対象事業所の安全レベル評価

表-2 各種産業界における総合的安全指標と災害発生率の相関分析
(相関性により総合的安全指標が高ければ災害発生が少ないことが示される)

業種	設備災害発生率	労働災害発生率
食品	N.A.	-0.33*
化学	N.A.	-0.51*
機械器具	N.A.	-0.73**
電力原子力部門	-0.60*	-0.58*
電力火力部門	-0.71**	N.A.
工事請負会社	N.A.	-0.78**
電力送配電部門	N.A.	-0.77**

注) NA: 該当データなし, * : 5%で有意, ** : 1%で有意

という考え方を取り入れざるを得ないのが現状である。

参考文献

- 1) IAEA. Summary Report on the Post Accident Review Meeting on the Chelnobyl Accident, Safety Series No. 75-INSAG-1, IAEA, Vienna Sept. 1986
- 2) Light Science, Inc. *Lighted visor explanation materials*. 593 Massachusetts Avenue, Boxborough, MA 01719, 1992
- 3) 電力中央研究所編. 人間と技術の調和に向けて. 電中研レビュー, No. 32, 1995
- 4) INPO. *An analysis of root cause in 1983 significant event reports*. INPO-84-027. Atlanta, Ga., 1985.
- 5) U. S. Nuclear Regulatory Commission. *Reactor safety study - An assessment of accident risks in U. S. commercial nuclear power plant*. NRC, WASH-1400, NUREG-75/014, 1975
- 6) Luwis, HW, et al. Risk assessment review group report to the Nuclear Regulatory Commission NRC, NUREG/CR-0400, 1978
- 7) Swain, AD. *Handbook of human reliability analysis with emphasis on nuclear power plant applications*. NUREG/CR-1278, 1983
- 8) 林 喜男. 人間信頼性工学-人間エラーの防止技術. 海文堂出版, 東京, 1984
- 9) 行待武生, 飛岡利明. 人間-機械系の定量的信頼性解析の一技法-Detailed block diagramの事例研究. 人間工学, 19, 197-204, 1983
- 10) Embrey, DE, et al. SLIM-MAUD: An approach to assessing human error probabilities using structured expert judgment. NUREG/CR-3518, NRC, 1984
- 11) Embrey, DE. SHERPA: A systematic human error reduction and prediction approach. Proc. Int. Mtg. on Advances in human factors in nuclear power systems, 184-193, 1988
- 12) US. NRC. PRA-procedure guide: a guide to the perform-

ance of probabilistic risk assessment for nuclear power plants final report. NRC, NUREG/CR-2300, 1983

- 13) Comer, MK. and Donovan, MD. Specification of a human reliability data bank for conducting HRA segment of PRA for nuclear power plants, NUREG/CR-4010, NRC, 1985
- 14) Liparulo, N. J., Burns, N. L., Hitcher, M. J. and Mink, F. J. Enhancing design and operation, PRA. Nuclear Engineering International, 1988
- 15) Reason, J. *Managing the risk of organizational accidents*. Ashgate, Aldershot, 1997 (邦訳: 組織事故, 塩見監修, 高野・佐相訳 日科技連出版社, 1999)
- 16) 辻 新六, 有馬昌宏. アンケート調査の方法. 朝倉書店 (東京), 1994
- 17) IAEA. INSAG-7, The Chelnobyl Accident: Updating on INSAG-1, Safety Series No. 75-INSAG-7, IAEA, Vov. 1992
- 18) 高野研一, 津下忠史, 長谷川尚子, 廣瀬文子, 佐相邦英. 意識面組織面からみた安全診断システムの構築. 診断に必要な機能および診断結果の妥当性の検討-, 電力中央研究所 研究報告 S01002, 2001
- 19) 廣瀬文子, 長谷川尚子, 津下忠史, 佐相邦英, 高野研一. 意識面組織面からみた安全診断システムの構築. 安全診断手法の妥当性検討のためのケースステディー-, 電力中央研究所 研究報告 S01003, 2001
- 20) 佐相邦英, 長谷川尚子, 廣瀬文子, 津下忠史, 早瀬賢一, 高野研一. 意識面組織面からみた安全診断システムの構築. 技術系企業への適用上のknow-howについて-, 電力中央研究所 研究報告 S02001, 2002
- 21) 長谷川尚子, 廣瀬文子, 早瀬賢一, 佐相邦英, 高野研一. 意識面組織面からみた安全診断システムの構築. 電力産業以外の産業への適用性の検討-, 電力中央研究所 研究報告 S03002, 2003

(原稿受付2008年2月20日, 原稿受理2008年2月20日)

6. 鉄道と安全率

Safty factor in railway engineering

キーワード：鉄道，安全率，盛土，切土

Key words：Railroad, Safety Factor, Embankment, Cutting slope

岡田勝也 Katsuya OKADA／国士舘大学 Kokushikan University

杉山友康 Tomoyasu SUGIYAMA／(財)鉄道総合技術研究所 Railway Technical Research Institute

6.1 まえがき

日本の鉄道は、既に130余年の歴史を持ち、その間列車（開業当初は機関車）のみならず、鉄道の建設技術も飛躍的な発展をとげてきた。特に鉄道線路の建設技術に関しては、欧米の技術の輸入に頼るところから出発したが、次第に我が国独自の安全性の考え方を組み込み、近年の安全・安定した高速輸送体系を確保すると同時に様々な線区グレードに見合った構造物の建設が可能となるような設計体系が作られるようになってきた。

本稿では、鉄道構造物の建設における安全性の考え方について、土構造物を中心とした歴史的変遷を示し、安全率の考え方を概観する。

6.2 鉄道構造物における近代的な設計施工規準への道のり

1872年（明治5年）に新橋・横浜間に初めて鉄道が建設されて以来、各地に鉄道建設が急速に進んだ。

多くの鉄道構造物の設計・施工の技術を海外に学ばねばならなかった当時、鋼鉄道橋は、その性質上他の構造物に先駆けて設計仕様書が固められた。草創期の鋼鉄道橋の設計には、イギリスのベンジャミン・ペーカーの仕様書を準用したと言われているが、我国最初の設計仕様書として制定されたのは、1912年（明治45年）の「鋼鉄道橋設計仕方書（達111号）」であった。

一方、鉄筋コンクリートに対する設計仕様書の制定は、鋼鉄道橋よりも遅く、1914年（大正3年）の「鉄筋コンクリート橋梁設計心得（達684号）」であった。

このように、鋼橋や鉄筋コンクリート橋などの橋梁上部工や、橋脚や橋台などの無筋コンクリートならびに鉄筋コンクリート造の下部構造物に対しては、比較的早い時期から設計体系が組み立てられてきたが、基礎構造物や土構造物は、土質調査法や地盤工学的な設計法などの未発達なことも相まって、設計の体系化は遅れた。

基礎構造物に関する条項が設計基準として現れてくるのは、1955年（昭和30年）に制定された「土木構造物設計基準（案）無筋コンクリートおよび鉄筋コンクリート」

においてであり、ここでは、直接基礎やケーソン基礎の記述はあったが、まだ杭基礎について言及されていなかった¹⁾。

6.3 近代的な設計基準の始まりとそこに見る安全度の概念

東海道新幹線の建設が進む中、鉄道における安全かつ経済的な土構造物の調査、設計、施工を行うための基準を作成する目的で、「土構造物の標準仕方書の作成に関する研究委員会」が1962年（昭和37年）に発足した。その成果として、1968年（昭和43年）に「土構造物の設計施工指針（案）（日本国有鉄道建設局編）」²⁾が制定された。これは4編にわかれ、それぞれ、第1編は通則および土質調査、第2編は線路土工（路盤、盛土、切取、排水工、切取のり面防護、特殊処理）、第3編は構造物基礎（基礎の設計一般、杭基礎の設計、ピア基礎の設計、掘り・フーチングの施工、排水工法、杭基礎の施工、ピア基礎（井筒およびニューマチックケーソン）の施工、基礎地盤の特殊処理）、第4編は抗土圧構造物（通則、土留壁、よう壁、橋台、埋設管）についてまとめられた。

さらに、鉄道構造物の設計の基本となる、いわゆる建造物設計基準として、鉄筋コンクリート及び無筋コンクリートについては1970年（昭和45年）に³⁾、鋼とコンクリートの合成鉄道橋については1973年（昭和48年）に⁴⁾、基礎構造物及び抗土圧構造物については1974年（昭和49年）に⁵⁾制定され、近代的な設計基準の礎が作られた。

6.3.1 盛土の安定

(1) 盛土堤体の安定

盛土における法面勾配は、土構造物の設計施工指針（案）²⁾の第2編、第2章に規定がある。従来、法面勾配は1割5分を基準としてきたが、機械化土工の施工性の関係で高さ8m以下の盛土では法面勾配1割8分を基準とした。

しかし、盛土高さが大きくなると、勾配を下方ほど緩くしないと安定に対する安全率を一様に保つことができないので、高さ8m以上の高盛土では法面を2、3段に分

け、低位ほど法勾配を緩めても良いことにした。

このように、盛土堤体そのものの安定に対する安全率については特に言及していない。それは、盛土材料の選択、盛土の施工計画（施工機械の選択を含む）、盛土地盤の処理、盛土締め固め施工、盛土の締め固め程度、盛土法面工の施工、法面防護などを規定することによって、法勾配1割8分の標準盛土が十分な強度を発揮できることにより、盛土の安定度を十分担保できるものとしたからである。すなわち、規定された工法に基づく盛土であれば鉄道輸送に対する安定した盛土が構築できるとした工法規定の考え方であった。

(2) 軟弱地盤上の盛土の安定

盛土堤体に対しては、安定の確保を工法規定によったが、一方で高速走行を目指した新幹線の建設ではルート選定上やむなく軟弱地盤の上に盛土を構築しなければならない場合が多く存在した。そのような場合、盛土を支持する地盤に対して盛土の沈下と安定の検討は必須の事項であった。

これに対して土構造物の設計施工指針（案）²⁾の第2編、第6章、第一部には軟弱地盤の規定が設けられた。それによれば、精密調査（軟弱地盤調査）に基づく結果、最終沈下量が0.5m以上あるいは基底破壊に対する初期粘着力の安全率が1.2未満となる場合には、沈下と基底破壊に対する再検討を実施し、必要により軟弱地盤対策を行わなければならない、と示している。

軟弱地盤上に建設する盛土の基底破壊の計算式は、安定係数 N_s を用いることを基本とし、この方法が直接適用できない場合、あるいは検算の必要がある場合には $\phi = 0$ 法（すべり面法）によることにした。

これらの検討における安全率 F_0 の判定は、(1) $F_0 \geq 1.2$ ：安定、(2) $1.2 \geq F_0 > 1.0$ ：安定に疑問がある、(3) $F_0 \leq 1.0$ ：不安定、と規定した。(1)の判定が出た場合、盛土の最終沈下量が0.5m以下ならば問題がないが、0.5m以上の場合、圧密沈下に伴う有効粘着力の増加を考慮した沈下の再計算と盛土施工に伴うすべり対策の検討が必要とした。

さらに、開業時における盛土の基底破壊に対する安全率は、列車の一時停止とか地震時における不安定性をカバーする含みを持たせ、工事中の安全率1.2を上回る1.4に限界を置き、この確保が困難な場合には何らかの軟弱地盤処理工法を併用することを示した。

6.3.2 切取（切土）の安定

切取（国鉄当時は、切土を切取と称していた）の法面勾配についても土構造物の設計施工指針（案）²⁾に規定があり、その第2編第3章には、土質、地質の種類と法高さ、風化の程度、きれつ、成層状況、降雨・融雪量などを考慮した経験的な考え方をもとに、法面勾配の標準を表-1のように定めた。

ただし、法面を構成する土質が均質で、形が単純な場合には、良く知られている安定図表を用いて、安定に必要な粘着力 C_d を求め、法面の安定度を検討することが

表-1 標準的な切取法面勾配（昭和40年代）²⁾

土質・地質	法面勾配
崩れやすい砂質土	1割5分～1割8分
軟らかい粘性土	1割5分～1割8分
普通土	1割～1割5分
軟岩	8分～1割2分
中硬岩	8分～1割
硬岩	3分～8分

できると解説している。斜面の高さ H と傾斜角 β が既知ならば、安定図表の横軸上で β を求め、深さ係数 n_d に対する安定係数 $N_s (= \gamma H / C_d)$ を縦軸上で求め、安定に必要な粘着力 C_d を得、それによって、安全率 F_c を求める手法である。

$$F_c = C / C_d \dots\dots\dots(1)$$

ここに、 C は土の粘着力（一軸圧縮強さの1/2）

一方、砂質土の法面に対しては、図-1のような安定図表を示し、 h 、 β 、 C と内部摩擦角 ϕ の関係から、式(1)と同様の安全率 F_c を求めることにしている。ただし、 C は急速圧密せん断試験から求めた粘着力である。

これらによって得られた安全率 F_c は、粘土地盤と砂質土地盤のいずれにおいても、1.3以上あるのが望ましいと解説している。

しかし、法高さが10m以上の切取で、(1)砂礫層および崖錐で地下水位が高い場合、あるいは(2)軟弱な粘土層およびこれを挟んでいる場合、には標準貫入試験を伴うボーリングを追加して行い、ボーリング孔を利用する地下水位の測定、乱さない試料について土のせん断試験を行って安定度を検討し、対策工を検討しなければならないと、規定した。

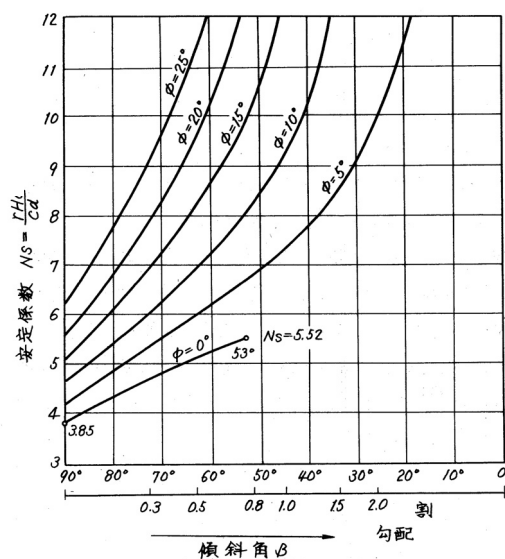


図-1 粘着力と摩擦力のある材料の斜面崩壊（ ϕ に対する β と N_s の関係）²⁾

その場合に用いる安全率 F_s は、極限平衡法による円弧すべり解析によって求めることを解説で示している。すなわち、極限平衡法によって求められた安全率が $F < 1.3$ の場合は不安定とすると、解説されている。

このように、切取の場合も安全率によってその安定を規定するのは、限られた場合のみであり、多くは盛土堤体と同様に工法規定によって安定度を保証するものであった。

6.3.3 地すべりの安定

地すべりの調査とその対策については、土構造物の設計施工指針（案）²⁾の第2編、第6章、第3節に規定を設けた。すなわち、盛土や切土のような工法規定による安定の保証ではなく、地すべり防止工の設計には安定解析を行って安定度を検討するものとした。

そのときの安定解析には切取と同様に円弧すべり解析を用いることを基本としたが、主すべり面が長く、平面的に広がっている場合には、主すべり面とその上下に接続する平面との組み合わせにおきかえ、図-3のような折れ線状のすべり面を仮定した。図-3において、主すべり面BCとそれに続く上下のすべり面をABとCDとし、すべり面上部は主働領域、すべり面下部は受働領域であるので、ABとBCのなす角度は $\pi/4 + \phi/2$ 、DCとBCのなす角度は $\pi/4 - \phi/2$ とし、すべり土塊についての内部摩擦角に対する安定に必要な粘着力 C_2 を、式(2)のように解析的に求めた。すなわち、

$$C_2 = \frac{W_2 \sin(\theta - \phi_2) - (P_3 - P_1) \cos \phi_2 \sin \phi_2}{\cos \phi_2} \dots\dots\dots(2)$$

をもとに主すべり面に対する安全率 F_c 対を求めるものである。

円弧すべり解析、折れ線状すべり解析のいずれにおいても、安全率は1.3以上必要であるとした。

6.4 土構造物に関する最初の設計標準の制定

盛土、切取などの土構造物は、材料の入手、施工の容易性、補修の有利性等の観点から、その設計・施工は上述の「土構造物の設計施工指針（案）」²⁾によってきたが、盛土の沈下や法面崩壊、路盤の噴泥現象など、保守を要するのみならず、耐震性の面などでも考慮すべき点が多

い構造物であることは言うまでもない。

しかし、鉄道構造物は、本来、連続するそれぞれの構造物が同程度の安全性、安定性を有しなければならないことから、時代の趨勢を受けて、土構造物も他の鉄道構造物と同様の機能を有するような設計施工が求められた。すなわち、良質の材料を用い、適切な設計に基づいて、行き届いた施工管理のもとで土構造物を建設することになり、1978年（昭和53年）建造物設計標準（土構造物）が制定された⁶⁾。この標準は、前述の土構造物の設計施工指針（案）と同様に工法規定による安定の保証を主体とするものであったが、それまでの施工実績に基づいて詳細な規定となった。

6.4.1 盛土の法勾配

盛土は列車荷重の影響が大きいと考えられる盛土上部3mを上部盛土とし、ここには良質の材料を用いて十分締め固めることにし、盛土の圧縮沈下を抑え、列車荷重による弾性変形を小さくし、盛土上部から3m以深の下部盛土への荷重分散を良くすることにした。

さらに、後述のように盛土材料の制限を明確にし、かつ法面付近に層厚管理材を敷設することなどを考慮して、法勾配を定めた。法勾配は、新幹線においては、施工基面から法高さ9mまでは1:1.8、9~15mまでは1:2、15mを越える部分は1:2.3とした。また、在来線では、施工基面から法高さ3mの上部盛土では1:1.5とし、それより下部の盛土法面勾配は新幹線と基本的には同じとした。

6.4.2 盛土の支持地盤の安定と沈下

軟弱地盤と呼ばれて盛土の建設時や使用開始後に問題になったのは大部分が、沖積細粒土地盤であった。

東海道新幹線の盛土実態調査によれば、基底破壊に対する盛土の安定は、 N 値が4以上であれば、概ね確保できること、 N 値がそれ以下であっても、軟弱層の厚さが薄ければ安定が保たれる。また沈下の問題については、 N 値が2未満では2m以下、 N 値が2~4では3m以下の層厚までは、また N 値が5以上であれば、問題となる沈下を生じていない。

これらを考慮して、沖積細粒土層の盛土の支持地盤条件としては、(1) N 値 > 4 （無条件）、(2) $4 \geq N$ 値 ≥ 2 かつ厚さ4m以下、(3) $2 > N$ 値、厚さ2m以下の場合には、計算によって安定を確認すること、前述の式(1)と式(2)に対しては、安定と沈下に関する計算を省略した。

6.4.3 盛土材料と施工管理の条件

盛土本体については、上部盛土と下部盛土のそれぞれに盛土に使用可能な盛土材料（表-2）を示し、かつ、盛土材料別の盛土制限高さを設けた。すなわち、[A群]、[B群]と安定処理した[C群]の盛土材料の制限盛土高さは $H \leq 20$ m、また[C群]と安定処理した[V群]の盛土材料のそれは $H \leq 10$ mとした。これらの盛土に対して、上部盛土と下部盛土について盛土高さ別に法面勾配を定め、層厚管理材の使用、盛土の締め固め程度を規定

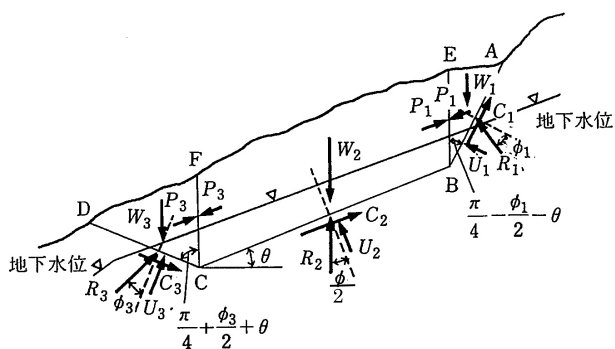


図-3 折れ線状のすべり面による安定解析²⁾

した。路盤や法面についても細かく規定した。

このように盛土の材料、幾何学的形状と施工管理を規定することによって、従来よりも高度な安全性と安定性を有する盛土構造が誕生することになった。

6.4.4 切取の法面勾配

切取法面の勾配については、表-1で示した土質・岩質別の標準勾配をさらに細分化したものが示された。すなわち、土質・岩質を一般土・特殊土・岩石に区分し、それらを更に細分化したものであった(表-3)。

6.5 JR移行後の設計標準の改訂

国鉄からJRへの移行に伴って、土構造物に関する設計標準も改訂⁷⁾が行われた。設計思想としては国鉄時代の設計標準⁶⁾を踏襲したが、ジオテキスタイルを用いた補強土工法や各種地盤改良工法などの新技術が開発され、それらの実績を取り入れとともに、既往の設計・施工法の見直し(強化路盤、法面工など)が行われた。なお、

表-2 盛土材料の群分類⁶⁾

群 記 号	土 質 お よ び 岩 質
[A 群]	(GW)(GP)(G-M)(G-C)(G-V) (GM)(SW)(S-M)(S-C) 硬岩ずり(剝離性の著しいものを除く)
[B 群]	(G-O)(GC)(S-V)(S-O)(SP) (SM)(SC) 硬岩ずり(剝離性の著しいもの)、軟岩ずり、脆弱岩ずり (〔D群〕)を含むものを除く)
[C 群]	(GO)(GV)(SV)(ML)(CL)
[D 群]	(SO)(MH)(CH)(OL)(OH)(OV)(Pt)(Mk) 脆弱岩(粘土化しているもの、施工後風化が進行し、あるいは転圧により泥土化するもの)
[V 群]	(VH ₁)(VH ₂)

(注) 岩ずりおよび岩石質材料の最大粒径は300mmとする。

表-3 土質・地質を細分化した切取のり面勾配⁶⁾

	土 質 ・ 岩 質	のり面勾配	摘 要
一般土	軟 質 土	やわらかい細粒土	1.5以上
	崩れやすい土砂	ゆるい砂粒土	1.5~1.8
		ゆるい礫粒土	1.5~1.8
	中 硬 質 土	中位のかたさの細粒土	1.2~1.5
	やや締まった土砂	中位に締まった砂粒土	1.2~1.5
		中位に締まった礫粒土	1.2~1.5
	硬 質 土	かたい細粒土	1.0~1.2
	締まった土砂	締まった砂粒土	1.0~1.2
		締まった礫粒土	1.0~1.2
特殊土	火山灰	軟 質 質	1.2以上
	質粘性土	硬 質 質	1.0~1.5
		灰 土	1.0以上
	真 砂		1.0~1.5
	山 砂		1.5~2.0
	し ら す	風 化 し ら す	1.0~1.4
岩石		普 通 し ら す	0.7~1.0
		硬 し ら す	0.5~0.7
	脆 弱 岩		0.8~1.2
岩石	軟 岩		0.5~1.0
	硬 岩		0.3~0.8

注) 表中ののり面勾配の欄で1.5以上、1.2以上及び1.0以上とは1:1.5、1:1.2、及び1:1.0より緩勾配を表わし、適用する場合はそれぞれ安全率が確保できるのり面勾配を決定しなければならない。
表中の*印は労働安全衛生規則第356条、357条の定めによる。

切取については、国鉄時代の設計の考え方がほぼ踏襲され、大幅な改訂はみられなかった。

6.5.1 盛土の法勾配

盛土に関する条項の多くは、従来の設計思想を引き継ぎつつも、若干の修正が加えられた。盛土の法勾配についてもそれに漏れず、表-4のように変更された。

盛土材料の選択と十分な締め固めを行った場合、その盛土が供用中に受ける外力(降雨、地震など)に対しては、標準的には表-4のように規定しておけば、従来の経験に照らせば安定した盛土が構築できると判断され、特に必要な場合以外は安定度の検討を行わなくてよいとされた。

6.5.2 安定の検討

盛土の支持地盤のすべり破壊に対する安定性の検討は、粘性土地盤で施工中および開業後の安定について検討し地震時の安定の検討は一般的には行わなくても良いことにした。

粘性土地盤における安定解析には、極限平衡法による全応力法、単一円弧すべり法による式を用いることにした。その概念図を図-4に示すが、盛土内には引張亀裂を用いて安全率を求める。

安全率は施工中と開業後に分けて考えることを示した。

(1)施工中:荷重(盛土、地盤および軌道重量)と粘性土のせん断強度(圧密による強度増加を考慮しない値)に対して、安全率 F_s が1.2以上の場合には問題が無いことにした。 $F_s < 1.2$ の場合には観測施工の可能性を検討し、 $1.2 > F_s \geq 1.0$ の場合には十分な計測管理の元で行うこと、 $1.0 > F_s$ の場合には軟弱地盤対策工法を行うことを示した。

(2)開業後:荷重(盛土、地盤、軌道重量および車両重量)と粘性土のせん断強度(圧密による強度増加を考慮した値)に対して、安全率 F_s が1.4以上の場合には問題が無いことにし、 $F_s < 1.4$ の場合には軟弱地盤対策工法を行

表-4 盛土の法勾配の標準⁷⁾

施工基面からののり高(m)	のり面勾配
9m未満	1:1.5~1:1.8
9m以上15m未満	1:1.8~1:2.0
15m以上	1:2.0~

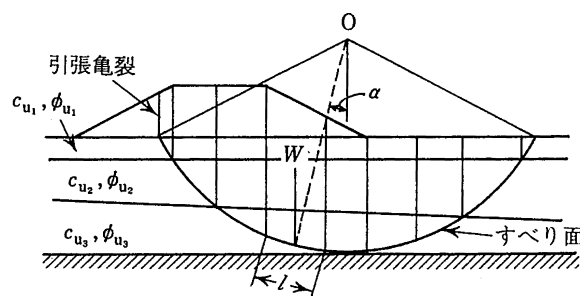


図-4 盛土と支持地盤の円弧すべりの概念図⁷⁾

うことを示した。

これらは、計算の考え方に一部修正が加えられたものの、安全率については従来の考え方が踏襲された。

6.6 性能照査型設計法による設計標準

これまでの土構造物の設計標準は、法面勾配や盛土の施工法、締め固め管理などに重点が置かれ、土構造物の性能を意識した設計ではなかったものの、順次高架橋と同等レベルの信頼性の高い土構造物の構築を可能にしてきた。一方で、新幹線のような高速走行を必要とする構造物から重要度が低い構造物まで、一律な基準であったことから、過度な信頼性を追求する結果となり、土構造物がもともと優位とされてきた簡便で容易な構造物という特徴が失われつつあった。さらに、時代の進展にともない鋼構造物などの他の設計標準では限界状態設計法を基本とした性能照査型設計法を採用してきた背景もあり、土構造物においても設計標準の大幅な改訂⁸⁾が行われ、現在に至っている。

改訂された標準に示される基本的な設計フローは、図-5に示す通りである。すなわち、最初に重要度、復旧の難易度、補修性などから要求性能を定めることとした。要求性能としては施工中および設計耐用期間内において要求される性能として、安全性、使用性と復旧性に対する要求性能を設定し、それぞれの要求性能を表-5に示すように、性能ランクをⅠ～Ⅲの3つに区分して、それらを選択するものとしている。

盛土の安全性に関する要求性能の要求項目として、盛土体の安定、支持地盤の安定と列車走行に区分し、それらの照査指標を示した。

安全性（要求性能）における盛土体の安定（性能項目）の照査指標としては、常時円弧すべり危険度、列車載荷時円弧すべり危険度、L1地震時円弧すべり危険度、降雨時円弧すべり危険度（設計耐用期間中にしばしば起こる降雨：作用Ⅰ、設計耐用期間中に希に起こる降雨：作

表-5 要求性能と性能ランク⁸⁾

	性能ランクⅠ	性能ランクⅡ	性能ランクⅢ
要求性能の水準	常時においては極めて小さな変形であり、L2地震動や極めて稀な豪雨に対しても過大な変形が生じない性能を有する土構造物。	常時においては通常の保守に対応できる程度の変形が生じるが、L2地震動や極めて稀な豪雨に対しても壊滅的な破壊に至らない性能を有する土構造物。	常時においては変形は許容するが、L1地震動や年に数度程度の降雨に対して破壊しない程度の性能を有する土構造物。
適用の例	例えば、省力化軌道を支える土構造物。	例えば、重要度の高い線区の有道床軌道を支える土構造物。	例えば、一般的な線区の有道床軌道を支える土構造物。

用Ⅱ)にわけて照査することにした。

同様に、安全性（要求性能）における支持地盤の安定（性能項目）の照査指標としては、支持地盤円弧すべり危険度、支持地盤圧密沈下量、支持地盤の液状化判定をあげ、さらに列車走行（性能項目）の照査指標としては動の変形を挙げた。そして、それぞれの性能指標毎に性能ランクを位置付けた。

しかし、全ての土構造物に対して性能を照査することは煩雑になるため、煩雑な計算によらずに仕様や構成を決定する方が合理的な場合もある。そこで、各性能ランクに適合することをあらかじめ検証した標準的な仕様（「適合みなし仕様」と称する）も示された。

6.6.1 盛土の設計

盛土の設計にあたっては、表-5に示す要求性能と性能ランクを設定後、照査指標と限界値を適切に設定し、各照査指標に対する応答値が限界値に達しないことを照査することとしている。表-6は一般的な場合の照査項目、照査指標、作用の組み合わせを性能ランク別に示すものであり、各照査に用いる安全係数、作用種別毎の作用係数、が別に示されている。ここでは一例として盛土体の安定度に対する常時円弧すべり危険度の照査について示す。

図-6には円弧すべりの概念図を示すが、基本的には従来のフェルニウス法による極限平衡法に従うものであるが、地震力は震度法 ($K_h \cdot W$) によって取り扱う。構造物係数 γ_1 、円弧すべり抵抗係数 f_{ts} を用いた次式、すなわち、

表-6 性能ランクと照査指標の選定例（盛土）⁸⁾

要求性能	性能項目	照査指標	作用	性能ランク			
				Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ	
安 全 性	盛土体の安定	常時円弧すべり危険度	永久作用	○	△	△	
		列車載荷時円弧すべり危険度	永久作用+変動作用 永久作用+主たる変動作用+従たる変動作用	○	○	○	
		L1地震時円弧すべり危険度	永久作用+変動作用 永久作用+主たる変動作用+従たる変動作用	○	○	△	
		降雨時円弧すべり危険度 (設計耐用期間中にしばしば 起こる降雨：作用Ⅰ)	永久作用+変動作用 永久作用+主たる変動作用+従たる変動作用	○	△	△	
		降雨時円弧すべり危険度 (設計耐用期間中に稀に起こ る降雨：作用Ⅱ)	永久作用+偶発作用 永久作用+偶発作用+従たる変動作用	○	△	—	
		支持地盤円弧すべり危険度	永久作用	○	○	○	
	支持地盤の安定	支持地盤圧密沈下量	永久作用	○	○	○	
		支持地盤の液状化の判定 ^{*4,5}	永久作用+変動作用 永久作用+主たる変動作用+従たる変動作用	○	○	△	
	使用性	列車走行	動的変形 ^{*1,2}	永久作用+主たる変動作用	○	△	△
		乗り心地	動的変位 ^{*1,2}	変動作用	○	△	—
軌道保守の作業性		累積変形量、動的変位 ^{*3}	永久作用+変動作用	○	△	—	
		支持地盤の圧密沈下速度	永久作用+変動作用	○	○	○	
復旧性	振動・騒音	振動レベル、騒音レベル	変動作用	△	△	△	
	外 観	植生の状態、のり面の景観 ^{*6}	永久作用+変動作用	△	△	△	
		盛土体の変形	L2地震時残留変形量	永久作用+偶発作用 永久作用+偶発作用+従たる変動作用	○	○	—
		支持地盤の安定	支持地盤の液状化の判定 ^{*4,5} (PLによる沈下量の推定)	永久作用+偶発作用 永久作用+偶発作用+従たる変動作用	○	△	—

(凡例) ○：必ず必要 △：できれば必要 △：必要に応じて考慮 —：一般的には不要
^{*1}：「変位制限標準」により照査する項目 ^{*2}：「耐震設計標準」による照査項目 ^{*3}：降震工としての照査項目
^{*4}：のり面工としての照査項目 ^{*5}：L1地震時の照査項目 ^{*6}：L2地震時の照査項目

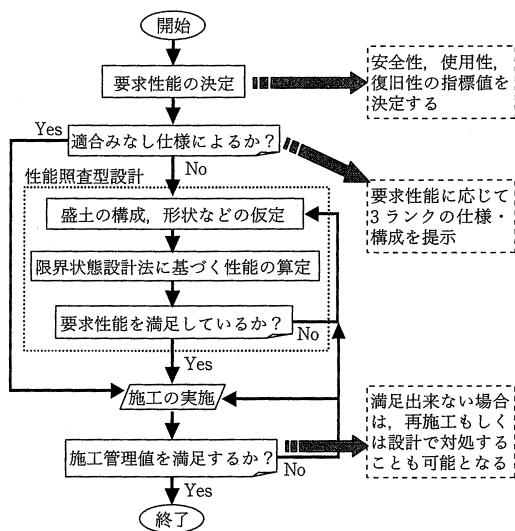
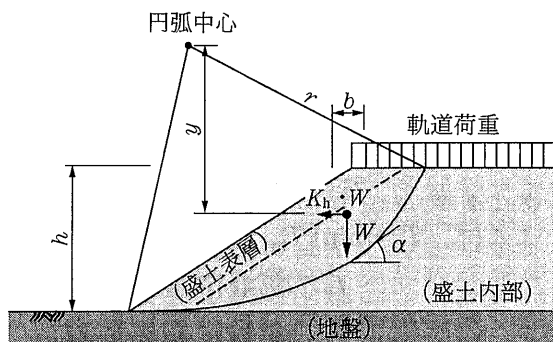


図-5 設計のフロー⁸⁾



図－6 盛土体の円弧すべりの概念図⁸⁾

$$\gamma \frac{M_{Rd}}{M_{Ld}} = \gamma_1 \frac{\sum (W \sin \alpha + (y/r) K_h W)}{f_{rs} \sum [(W - bu) \cos \alpha - K_h W \sin \alpha] \tan \phi + cL + T_r} < 1.0 \quad \dots\dots\dots (3)$$

に基づいて照査する。式(3)において、 M_{Rd} ：設計応答モーメント、 M_{Ld} ：設計抵抗モーメント、 W ：スライス重量、 K_h ：水平震度、 α ：スライス底面の角度、 ϕ ：内部摩擦角、 c ：粘着力、 L ：スライス底面の長さ、 T_r ：対策工による抵抗力、 r ：円弧の半径、 b ：スライス長、 y ：スライス重心と円弧中心間の鉛直距離、 u ：間隙水圧、である。またこの式において、構造物係数 γ_1 は一般には1.0としてよく、また、円弧すべり抵抗係数 f_{rs} は、表－7に示すように、要求性能の照査指標に従って性能ランク別に定めている。

6.6.2 切土の設計

切土についても盛土と同様に要求性能と性能ランクを設定後、表－8に示す照査を行うこととしている。

なお、切土法面の勾配については、地形、地質、土質、岩質などを考慮した上で決定されるが、標準的な勾配として性能ランク別に表－9が示された。

6.7 おわりに

鉄道の土構造物を主とした安定度の考え方について概説した。土構造物の安全率は、規定された法面勾配と大きく関係するものであり、その計算法によっても大きく変動する。施工方法や材料の規定によって均質で良質な土構造物が構築できるようになってきているものの、土の物性は一般的に均質なものとして評価できるまでに至っているとは言い難い。今後、単に安全率という単一

表－7 性能ランク別の円弧すべり抵抗係数⁸⁾

要求性能	円弧すべり抵抗係数 f_{rs}		
	性能ランクⅠ	性能ランクⅡ	性能ランクⅢ
自重、施工時	0.83	0.83	0.91
自重＋列車荷重	0.71	0.76	0.76
降雨時(作用Ⅰ)、L1地震時	0.83	0.91	1.00
降雨時(作用Ⅱ)	0.91	1.00	1.00

表－8 性能ランクと照査指標の選定例(切土)⁸⁾

要求性能	性能項目	照査指標	作用	性能ランク		
				Ⅰ	Ⅱ	Ⅲ
安全性	切土の安定	常時円弧すべり危険度	永久作用	◎	◎	◎
		L1地震時円弧すべり危険度	永久作用＋変動作用 永久作用＋主たる変動作用＋従たる変動作用	◎	○	△
		降雨時円弧すべり危険度 (設計耐用期間中にしばしば起こる降雨：作用Ⅰ)	永久作用＋変動作用 永久作用＋主たる変動作用＋従たる変動作用	△	—	—
		降雨時円弧すべり危険度 (設計耐用期間中に稀に起こる降雨：作用Ⅱ)	永久作用＋偶発作用 永久作用＋偶発作用＋従たる変動作用	△	—	—
		列車走行	動的変形 ^{*1,*2}	○	△	△
使用性	乗り心地	動的変形 ^{*1,*2}	変動作用	○	△	—
	軌道保守の作業性	累積変形量、動的変位 ^{*2}	永久作用＋変動作用	○	△	—
	振動・騒音	振動レベル、騒音レベル	変動作用	△	△	△
復旧性	外観	植生の状態、のり面の景観 ^{*3}	永久作用＋変動作用	△	△	△
	切土の変形	L2地震時残留変形量	永久作用＋偶発作用 永久作用＋偶発作用＋従たる変動作用	○	△	—

(凡例) ◎：必ず必要、○：できれば必要、△：必要に応じて考慮、—：一般的には不要
*1：変位制限標準により照査する項目、*2：路盤工としての照査項目、*3：のり面工としての照査項目

表－9 性能ランク別の切土法面勾配⁸⁾

地質・土質・岩質		性能ランクⅠ*	性能ランクⅡ、Ⅲ
一般土 ^{*2}	軟質土 崩れやすい土砂	軟らかい細粒土 緩い砂粒土 緩い礫粒土	1：1.8以上 1：1.5～2.0 1：1.5～1.8
	中硬質土 やや締まった土砂	中くらいの硬さの細粒土 中くらいに締まった砂粒土 中くらいに締まった礫粒土	1：1.2～1.8 1：1.2～1.5
	硬質土 締まった土砂	硬い細粒土 締まった砂粒土 締まった礫粒土	1：1.0～1.2 1：1.0～1.2
	火山灰質粘性土	軟・質 硬・質 ^{*3} 灰土	1：1.5以上 1：1.0～1.8 1：1.2以上 1：1.0～1.5 1：1.0～1.5 1：1.0～1.5
特殊土	まさ土	山砂	1：1.0～1.8 1：1.5～2.0 1：1.5～2.0
	しらす	軟質しらす 中硬質しらす 硬質しらす	1：1.0～1.5 1：0.7～1.0 1：0.5～0.7 1：1.0～1.4 1：0.7～1.0 1：0.5～0.7
	脆弱岩	軟岩 ^{*4}	1：0.8～1.2 1：0.5～1.0 1：0.3～0.8 1：0.8～1.2 1：0.5～1.0 1：0.3～0.8
岩石	軟岩 ^{*4}	硬岩	1：0.5～1.0 1：0.3～0.8

*1：ただし、地山の強度が弱い場合には、地山補強材等による補強を行う必要がある。
*2：SPは特殊土の山砂に準ずる、*3：関東ローム、岩手ローム等、*4：固結度の良好な凝灰岩類等は硬質としてよい

指標のみならず、不均質な物性値や破壊形態に関して不確実性を有するものとして捉え、確率論的な評価をすることによって破壊現象を評価することが必要な時機となってきていると言える。

参考文献

- 仁杉巖ほか：鉄道施設技術発達史，日本鉄道施設協会，p.954，1994.
- 日本国有鉄道建設局編：土構造物の設計施工指針（案），日本国有鉄道，1968.
- 施設局・建設局・新幹線建設局：建造物設計標準解説，鉄筋コンクリート及び無筋コンクリート，日本国有鉄道，1970.
- 施設局・建設局・新幹線建設局：建造物設計標準解説，鋼とコンクリートとの合成鉄道橋，日本国有鉄道，1973.
- 施設局・建設局・新幹線建設局：建造物設計標準解説，基礎構造物及び抗土圧構造物，日本国有鉄道，1974.
- 日本国有鉄道：建造物設計標準解説，土構造物，鉄道施設協会，1978.
- 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，土構造物，丸善，1992.
- 鉄道総合技術研究所：鉄道構造物等設計標準・同解説，土構造物，丸善，2007.

(原稿受付2008年3月10日，原稿受理2008年4月17日)

Lecture

「安全率を考える」第7回

Returning to the fundamentals of safety factor No.7

7. 道路のり面と安全率

Road slope and its safety factor

キーワード：安全率，道路のり面，限界状態，性能指標，時間

Key words : Safety factor, Road slope, Limit states, Performance index, Time

沖村 孝 Takasi OKIMURA / 神戸大学 Kobe University

吉田信之 Nobuyuki YOSHIDA / 神戸大学 Kobe University

7.1 はじめに

道路を車で走行していると少なからず人工的に構築された斜面（のり面）を通る。高さ数メートルのものもあれば数十メートルの壮大なりの面もある。郊外を通る自動車専用道路ではあたかも道路線形が自然環境と融和した美しい風景に、また十数メートル高の盛土区間を運転しながら眼下の美しい景色に見とれることも少なくない。

さて、唐突ではあるが、今皆さんはドライブ中でちょうどりの面にさしかかったとしよう。皆さんは、そのときのりの面が崩れて災害に出会すのではないかとビクビクしながら運転しているだろうか。あるいは、盛土区間を走行中なら、のり面が崩れて車もろとも崩落するのではないかと心配しているだろうか。多分答えは否である。のり面が崩れてくるだろうといった心配など利用者の心に微塵もない。

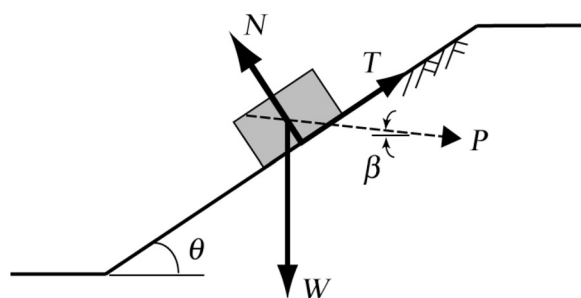
道路に課せられた機能の一つは、安全にかつ安心して通行できることである。したがって、道路空間を構成するのり面にとっては安定で崩れないことが絶対条件であり、これはのり面に対して最優先に要求されるべき性能である。

のり面（広義に斜面）で“安全”“安定”といえば、直ぐに頭に浮かぶのは安定解析と安全率である。高専や大学の講義では比較的簡単なものから複雑なものまで様々な斜面の安定解析法を勉強する。しかし、実際の斜面や対策工の設計との関連については、うん？と首をかしげた学生も少なくないのではないだろうか。社会基盤のライフサイクルコストやアセットマネジメントの重要性が叫ばれる昨今、使い慣れた安全率に見切りをつけず新たな利用法を模索することも必要である。

7.2 道路のり面の安全率

斜面における安全率 F_s の定義は、抵抗モーメントと滑動モーメントの比あるいは抵抗力と滑動力の比で表す場合が多い。後者は、せん断抵抗力とせん断滑動力の比でもある。

さて、斜面の安定解析は、既設斜面が崩壊した場合の



図－1 斜面の安定解析（極限平衡法の考え方）

原因究明，対策工の設計や新設の土工斜面の設計を行なう場合に行われる。通常，極限平衡法を用いるのが一般的である。原理は単純明快である。ここで，図－1のような斜度 θ の斜面上に自重 W の剛体ブロックが静止している状況を考えよう。現実問題に照らし合わせると，剛体ブロックはのり面を含む地山であり剛体ブロックと斜面との境界線は潜在すべり面ということになる。さて，この斜度 θ を少しずつ大きくするか，剛体ブロックを上方から下方向へ少しずつ押ししていくと，あるとき突然剛体ブロックが動き始めることになる。これを防ぐために対策法として，例えばグラウンドアンカー工（水平面から角度 β で施工）を検討した場合，図中の力 P が導入されることになる。この場合，安全率 F_s を表す式は次のように誘導できる。剛体ブロックに作用する力のつり合いから，

$$N - W \cos \theta - P \sin(\theta + \beta) = 0 \quad \dots\dots\dots(1)$$

$$T - W \sin \theta + P \cos(\theta + \beta) = 0 \quad \dots\dots\dots(2)$$

である。剛体ブロックと斜面の接触面の長さを L とし，接触面でクーロン則（粘着力 c ，内部摩擦角 ϕ ）を適用すると，せん断抵抗力 S は次式となる。

$$S = cL + N \tan \phi \quad \dots\dots\dots(3)$$

したがって，安全率 F_s が次のように求まる。

$$F_s = \frac{S}{T} = \frac{cL + \{W \cos \theta + P \sin(\theta + \beta)\} \tan \phi}{W \sin \theta - P \cos(\theta + \beta)} \dots\dots(4)$$

安全率 F_s が1.0ということは、剛体ブロックに作用している外力が釣り合っており、剛体ブロックがまさに滑り出そうとする極限状態にあるということである。言い換えれば、これより小さくなると剛体ブロックがすべり始めるという限界状態でもある。

ところで、我が国の実践では、式(4)中の分子第二項の $P \sin(\theta + \beta) \tan \phi$ を剛体ブロックを斜面に向かって押さえつける効果（締め付け効果）として見なし、また分母第二項の $P \cos(\theta + \beta)$ をブロックを斜面上方に押し上げる効果（引き止め効果）と見なす場合が多い。地すべり関連事業における対策工法の設計を行う場合は式(4)と同じであるが、砂防事業や道路事業では補強材の抑止効果（引き止め効果）を抵抗力に加えた次式を用いることが多い。

$$F_s = \frac{S}{T} = \frac{cL + \{W \cos \theta + P \sin(\theta + \beta)\} \tan \phi}{W \sin \theta + P \cos(\theta + \beta)} \dots\dots(5)$$

また、鉄筋挿入工の場合は、積極的な引張り荷重を与えないが、すべり面に変形が生じることによって、補強材に引張り力が作用するとしてアンカー工と同様な抑止効果が検討される¹⁾。

さて、話を安全率に戻そう。式(4)をじっくり見ると安全率に影響を及ぼす主な因子は、剛体ブロック（地山）の単位体積重量 γ 、のり面の傾斜角 θ 、地山のせん断強度定数 c 、 ϕ およびグラウンドアンカー工による導入力 P である。せん断強度定数の減少、導入力の減少、傾斜角の増加によって安全率も小さくなるということである。安全率の値については、道路土工ののり面工・斜面安定工指針²⁾では、せん断強度定数を逆計算するとき用いる安全率（現況安全率）として地すべり活動中の斜面については0.95～1.0を、不滑動の場合は1.05～1.15を明示しており、また対策工を施す場合の目安になる計画安全率として1.05～1.2を示している。また、NEXCO（旧：日本道路公団）でも現況安全率を活動中の場合に0.95～1.0、不滑動中では1.00～1.05を、また計画安全率として道路土工と同じ値を明示している。急傾斜地については計画安全率を1.20以上とする基準もある。いずれにしても、安全率の値については各関係機関が斜面の重要度などを加味して設定しているようである³⁾。

安全率は、斜面の安定を考える上で私たちにとって最も身近な指標であることに疑いの余地は無いであろう。それでは、課題は？

7.3 安全率の限界と期待

道路空間を形成するのり面に対して最優先で要求される性能は、7.1でも触れたようにのり面が安定していて

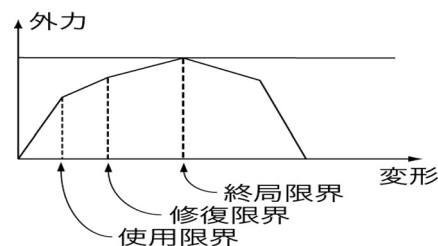


図-2 3つの限界状態

崩れないことであり、安全率はその性能指標である。

安全率は、7.2のはじめのところでも述べたが、抵抗項と滑動項の比として計算されるが、両項に潜在する様々な不確定要素に対してえいやと一つの値で表した余裕である。したがって、必ずしも合理的な安定性評価指標になっているとは言えない。各項に含まれる不確定要因の同定とそれらの重み付け（寄与率の決定）が出来てはじめて合理的な評価へとつながる。限界状態設計法はまさしくこの方向を目指している（例えば、4) 5) 6)）。

さて、地盤調査により地山条件が把握できる場合、前節で述べたように特定ののり面に対して安全率を算出することは可能である。また、崩れて初めて安全率は1.0以下になったと確認される。崩壊後の対策工の設計では、現況安全率から計画安全率まで上げるように工法を取捨選択する。

一方、維持管理の現場では、日常や定期的になされる点検で変状の有無、その許容の可否にもとづいて対策工が施されている。ここには安全率が介在することは全くない。極限平衡法で安定解析を行い安全率云々だけでは、すなわち図-1の剛体ブロックの移動量（変形量）が分からなければ維持管理に対して無力である。変形（変位）に関する何らかの指標が必要ということである。言い換えれば、のり面の設計から維持管理までを見据えて斜面の安全性を評価するためには、安全率という強度に関する性能指標と変形（変位）に関する性能指標（例えば、のり肩、のり尻における変位量やはらみだし量、あるいは対策工のクラック開口幅、等々）の両方が必要ということである。

ところで、限界状態設計法では、いくつかの限界状態が定義されている。ISO2394⁷⁾やEurocode 7⁵⁾では終局限界と使用限界の2つの状態を、また日本⁸⁾では図-2に示すような終局限界、修復限界、使用限界という3つの限界状態を定義している。のり面あるいは対策工の変形について言えば、現在、各限界状態に対応する具体的な値が基準として設定されているわけではない。将来的には現地調査、変形解析によるパラメトリックスタディとケーススタディを繰り返して何らかの典型的な値が典型的な地山条件、のり面構造、対策工毎に設定される可能性はあろう。ちなみに、宅地ではあるが擁壁の老朽化判定マニュアル案⁹⁾では、変状の程度によって小さい方から使用限界、損傷限界、終局限界状態に分類している。

目安値として、例えば鉄筋コンクリート擁壁のコーナ部の目地の開きについては、5mm未満の小さな開きの場合を使用限界、5mm～20mm未満の開きが拡大している場合を損傷限界、20mm以上の開きがさらに拡大し擁壁にずれが生じている場合を終局限界としている。とにもかくにも、変形量と限界状態との関係が明らかになれば、のり面を合理的に維持管理することができるであろう。

しかしながら、現在の実務では、のり面が大規模あるいは崩壊時の影響が社会的経済的に甚大である等の場合を除いて、のり面の変形解析を実施することはほとんどない。のり面の大小に関わらず常に行うのは、極限平衡法による安定解析である。したがって、初期安全率や終局限界状態安全率は設定可能であることを考えると、使用限界および修復限界状態に対応するような安全率が何らかの形で設定できれば、安全率の利用に新たな展開が期待できるのではないだろうか。

7.4 安全率と時間

新設であろうと既設であろうとのり面を合理的に維持管理していくためには、のり面を放置して手遅れにならないよう適切な時期に適切な箇所に適切な補修や補強を施していくことが大事である。ライフサイクルコストやアセットマネジメントの基本である。

ところで、万物は劣化していく。ここで劣化を原因に係わらず強度や剛性の低下と漠然と定義しておく。道路空間を構築するのり面も然りである。のり面の主役である地山は風化によって徐々に劣化し、切土や盛土といった応力変化や地震等のイベントによって劣化が促進されるであろう。わき役の対策工は、吹付工のようなコンクリート製では中性化や塩害、アルカリ骨材反応などにより劣化するであろうし、主な構造部材が鋼材であるロックボルト工では補強材の腐食による劣化が起こるであろう¹⁾。なお、のり面の主役にしてもわき役にしても対象毎に劣化の速度や程度は千差万別である。いずれにしても、これら劣化は地山のせん断強度定数や対策工による導入力の減少につながり、したがって7.2で言及したように安全率の低下となる。また、地震や豪雨のような突発的なイベントによっても安全率の低下が大なり小なり生ずると考えられる。ここで新たに登場する変数は「時間」である。前出の宅地擁壁老朽化判定マニュアル(案)でも明示はないが、擁壁の変状の程度の小から大への移

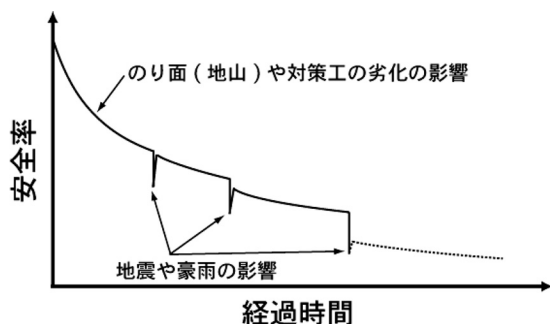


図-3 安全率の経時変化（模式図）

表-1 安定解析の初期条件

W (kN)	L (m)	θ (deg.)	c (kN/m ²)	φ (deg.)
20	1	60	100	40

行には時間の重要性が暗示されている。

以上のこと踏まえてのり面の安全率の経時変化を模式的に表すと図-3のようになる¹⁾。

そこで、のり面の安全性の性能指標として安全率を縦軸に取り、時間を横軸にして、それらの関係を具体的に図-1を例に考えてみよう。剛体ブロックの自重W、剛体ブロック長L、のり面勾配θ、地山のせん断強度定数c、φは、それぞれ表-1に示す通りと仮定する。また、万が一の場合は対策工として水平面から下方へ角度βでグラントアンカー工（導入力P (kN)）を施工するものとする。さて、この場合の安全率を式(4)を用いて計算すると1.64となり、のり面は安定な状態にあると言える。

今、地山が風化によって劣化し、例えばせん断強度定数cのみが次式のような逆双曲線に従って減少すると仮定してみよう。

$$c_t = c_0 \left(1 - \frac{t}{a + bt} \right) \dots\dots\dots (6)$$

ここで、 c_t は経過時間tにおけるせん断強度定数c、 c_0 は初期値である。また、a、bは劣化パラメータで、aは初期の劣化速度に、bは劣化の程度に強く影響する。 c_0 を表-1に示す100kN/m²とし、aとbを共に1とすると、図-4のようなせん断強度定数と時間の関係が得られる。これらを式(4)に代入して安全率を計算すると、図-5の実線が得られる。安全率は時間とともに低下し、約60年で限界状態（1.0）に至ることがわかる。そこで、安全率が1.05になるとき（50年経過時）にグラントアンカー工を計画安全率1.2になるように導入することにする。このとき必要な導入力は約12kNである。アンカー施工後も施工前と同じように地山劣化が進行していくと図-

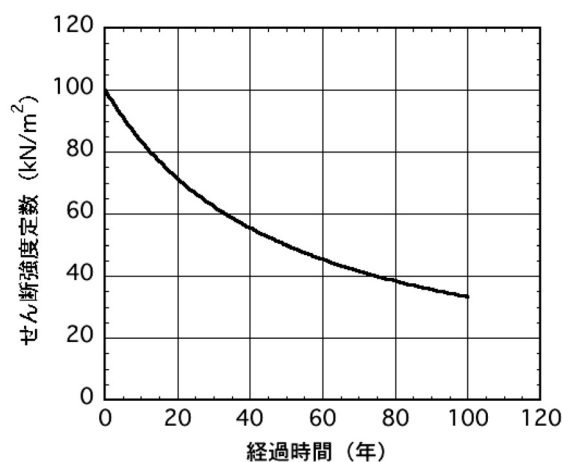


図-4 せん断強度定数cと時間の関係

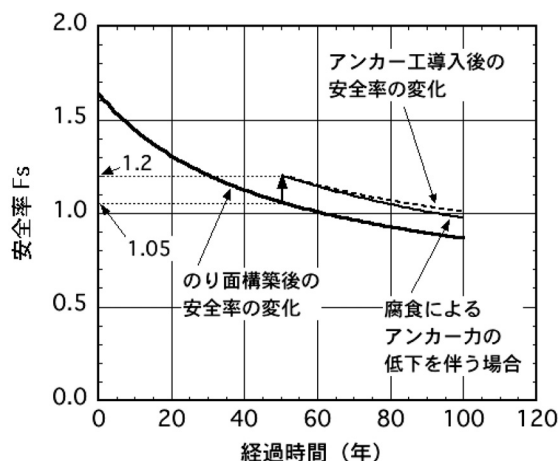


図-5 安全率と時間の関係

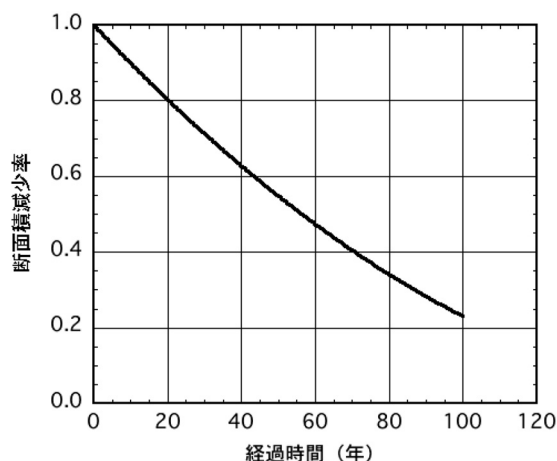


図-6 アンカー線断面積減少率の経時変化

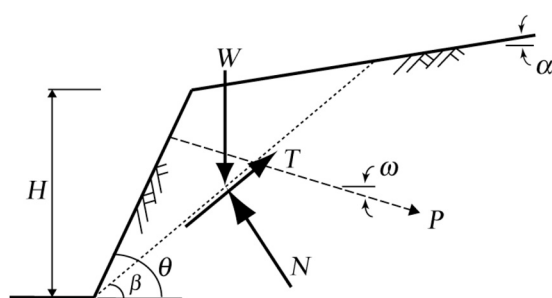


図-7 より現実的な安定解析の例

5中の破線が得られる。図から、この対策工を施すことによって、無対策の場合には60年程度でのり面崩壊が生ずるのを約100年まで延命できることがわかる。

ところで、導入したアンカー力が地山の風化や防食不十分によって緩和するとどうなるであろう。すなわち、対策工も劣化した場合である。ここでは、図-6に示すようにアンカー腐食が速度0.02mm/年で進行する場合のアンカーの断面積減少率に比例してアンカー力が低下していくと仮定して計算してみる¹⁾。得られた安全率の経時変化を図-5中に実線で示している。腐食しない場合と比べて安全率の減少がわずかなではあるが速くなっており、のり面の寿命が約10年短くなることがわかる。この場合、先と同様に、安全率が1.05になるときにアンカーを再緊張するか増し打ちして計画安全率1.2まで上げることができれば、再び延命することができると推測できる。ここでは示さなかったが、図-7に示すようなもう少し現実的な場合でも全く同じように検討でき、さらにフック・ブラウン式のような非線形型破壊基準を用いても計算できる¹⁾。

以上、ここでは非常に簡単な例ではあったが、安全率を性能指標として捉え、その時間変化を何がしかの方法で予測できれば安全率の新たな展開が期待できるのでは

ないだろうか。

7.5 おわりに

本章では、安全率の限界と新たな展開について、道路のり面を例にその復習も兼ねて検討してみた。紙数の制約上詳述できなかったが安全率に新たな展開を期待するためには、解明すべき難問が少なからず残されている。まず、設定主体は別として、各限界状態を規定する性能指標の明確化と定量化である。次に、解析に必要なパラメタ値の誘導である。現状ではのり面（地山）や対策工に関するデータが不足しており、大胆な仮定を設けざるをえない。今後機会があるごとに長期にわたる地道な地質調査や地盤調査が必要であることは言うまでもない。いかに省エネ（労力、費用）で必要な情報を得るか、現状を見据えながら一考しておく必要がある。

参考文献

- 1) 斜面防災研究委員会：第2編時間項を評価した新たな解析手法の提案，斜面防災研究委員会報告書，建設コンサルタンツ協会近畿支部，pp.47-95，2006.
- 2) 日本道路協会：道路土工-のり面工・斜面安定工指針，日本道路協会，pp.348-353，1999.
- 3) 澤孝平，渡辺康二，沖村孝，青木一男，佐野博昭：地盤工学，森北出版，pp.217-218，1999.
- 4) Canadian Geotechnical Society：Canadian Foundation Engineering Manual，pp.132-142，2006.
- 5) Orr, T. L. L. and Farrel, E. R.: Geotechnical Design to Eurocode 7, Springer-Verlag, 1999.
- 6) 神田 順：限界状態設計法のすすめ，建築技術，1993.
- 7) ISO: General Principles on Reliability for Structures, ISO 2394:1998, 1998.
- 8) 国土交通省：土木・建築にかかる設計の基本，pp.3-9，2002.
- 9) 国土交通省：宅地擁壁老朽化判定マニュアル(案)，http://www.mlit.go.jp/crd/city/plan/kaihatu_kyoka/takuchi_gaiyo/index.htm#01_5 (2008.04現在).

(原稿受付2008年4月30日，原稿受理2008年6月12日)

Lecture

「安全率を考える」第8回

Returning to the fundamentals of safety factor No.8

8. 自然斜面と安全率

Natural slopes and their safety factors

キーワード：斜面对策工，計画安全率，設計基準，安全率の定義，公共事業費の縮減

Key words : protection measure for slope, planned safety factor, design standard, definition of slope safety factor, decrease of public works budget

鵜飼恵三 Keizo UGAI / 群馬大学大学院工学研究科 Graduate School of Engineering, Gunma University

8.1 まえがき

地すべり学会に所属する会員が研究または業務で対象とする斜面は，通常自然斜面であろう。そして自然斜面の安定性を評価するのに，安全率が通常用いられている。“自然斜面の安全率”と言うと一見難しそうに聞こえるが，実は地すべり学や地すべり工学において普通に用いられていることをまず指摘しておきたい。

“自然斜面の安全率”という言葉が難しそうに聞こえる理由の1つは，自然斜面である地すべり土塊のせん断強度が全くわからないためであろう。にもかかわらず地すべりの安全率を実際に計算できるのは，地すべり安全率の計算では，地すべり土塊のせん断強度ではなく，すべり面を想定してその面上でのせん断強度だけを検討対象とするからである。すべり面上の土のせん断強度については，多くの経験や研究の蓄積がある¹⁾。

安全率の式で最も簡単なものは，式(1)に示されるFellenius法（簡便分割法）の式である。記号は，図-1を参照されたい。

$$F = \frac{\sum \{c' \Delta l + (\Delta W \cos \alpha - u \Delta l) \tan \phi'\}}{\sum \Delta W \sin \alpha} \quad \dots\dots\dots(1)$$

上式では簡単のために地震力は考慮していない。通常，計算の対象にするのは，不安定な斜面かすでに崩壊した斜面である。そのような斜面では，現状安全率としてFの値を1.0前後に想定することが多いので，すべり面上のせん断抵抗力（式(1)の右辺の分子）の大きさが次のように定められる。

$$\sum \{c' \Delta l + (\Delta W \cos \alpha - u \Delta l) \tan \phi'\} = F \sum \Delta W \sin \alpha \quad (F \approx 1.0) \quad \dots\dots\dots(2)$$

従って，地すべりを安定化させるのに必要な計画安全率をFpと定めれば，地すべり対策工が担うべきせん断抵抗力を，すべり土塊重量の正弦（sin）成分に基づいて式(3)のように簡単に見積もることができる。これにより地すべり対策工の必要量の算定が可能になる。

$$(F_p - F) \sum \Delta W \sin \alpha \quad \dots\dots\dots(3)$$

対策工として杭，アンカー，地下水排除工の量を具体的

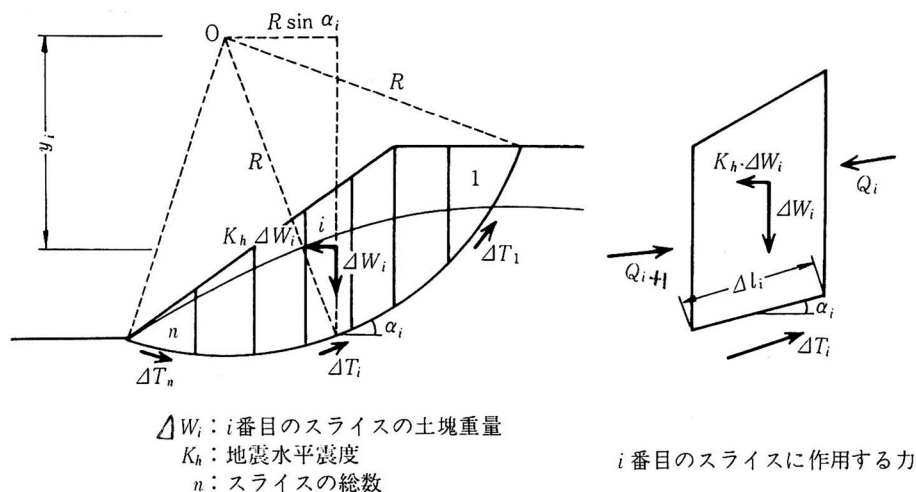


図-1 円弧すべりとスライスに作用する力

に見積もる段階になると、すべり面上の土のせん断強度定数 c' と $\tan \phi'$ を定める必要がある。それらの決定方法は多くの基準書や解説書に書かれているので、ここでは省略する。

8.2 斜面の安全率の定義に関する再確認

これまで斜面安定解析において用いられてきた安全率の定義は、以下の2点に要約される。

- ① 安全率とは、ある任意のすべり面に沿って斜面が極限平衡状態になるように、せん断強度定数を減少させる因数である³⁾。
- ② 土のせん断強度は、モール・クーロンの式で表示する。

モール・クーロンの式は次のように表示される。

$$\tau_f = c' + \tan \phi' \cdots \cdots \cdots (4)$$

τ_f は土のせん断強度である。これを F で割ってせん断強度を低減させると

$$\tau_{fF} = c'/F + \tan \phi'/F \cdots \cdots \cdots (5)$$

となる。式(5)で F を大きくすると、せん断強度 τ_{fF} が小さくなり、斜面は破壊に近づく。さらに F の値を大きくして、斜面がちょうど破壊に至ったときの F の値を斜面の安全率と定義するわけである。この定義はせん断強度低減法と呼ばれ、斜面安定問題に特有なもので、地盤工学における支持力安全率などの定義とは異なることに注意する必要がある。このような考えのもとに導出された安全率式の例をすでに式(1)に示した。

ところで対策工で補強されていない斜面の安定解析法に関する研究は、これまで非常に多くなされており、多種多様な安定解析法と安全率計算式が提案されている。一方、杭やアンカーなど対策工により補強された斜面の安定解析法について考えてみると、無補強斜面の安定解析法との統一性を考慮して合理的に考察した研究は、山

上らの一連の研究^{3), 4)}を除けば、非常に少ない。また、現在使用されている設計基準においては、杭やアンカーで補強された斜面の安全率式に関して、同一の基準内においてさえ統一が取れていないケースも見られる。このような現状は好ましくないと考えている。

以下において、補強された斜面の安全率式に関して現状の問題点を指摘するとともに、無補強斜面と補強された斜面の安全率に関して首尾一貫した議論を行い、論理的で整合性のある補強斜面の安全率式を提案する。なお、対策工として集水ボーリング工などの排水工がよく用いられるが、これらの効果は無補強斜面の安全率式に含まれる間隙水圧の値の低下量で表現されるため前述の首尾一貫性については問題ないので、本講座の検討対象から除外した。また考察を簡単にするため以下においては水圧の影響を無視する。

8.3 杭もしくはアンカーで補強された斜面の安全率式の誘導

斜面に杭やアンカーのような対策工が設置された場合の安全率も2章の①、②と同じように定義する。対策工が設置された斜面の模式図を図-2に示す。すでに述べたように、斜面が破壊した後の対策工の設計では、斜面が破壊状態にあるときの安全率 F を1.0前後に設定した上で、すべり面上の土の強度定数を逆算する。その後、計画安全率 F_p を設定し、逆算された強度定数を用いて、必要な対策工の量を算出する。たとえば、すべり面上の粘着力 c' の値を仮定して摩擦角 ϕ' を逆算する式は、簡便分割法の場合、式(1)より、水圧の影響を無視すると次のようになる。

$$\tan \phi' = (-\sum c' \Delta l + F \sum \Delta W \sin \alpha) / \sum W \cos \alpha \cdots (6)$$

以上のような前提のもとで、対策工がある場合の安全率の定義について考えよう。

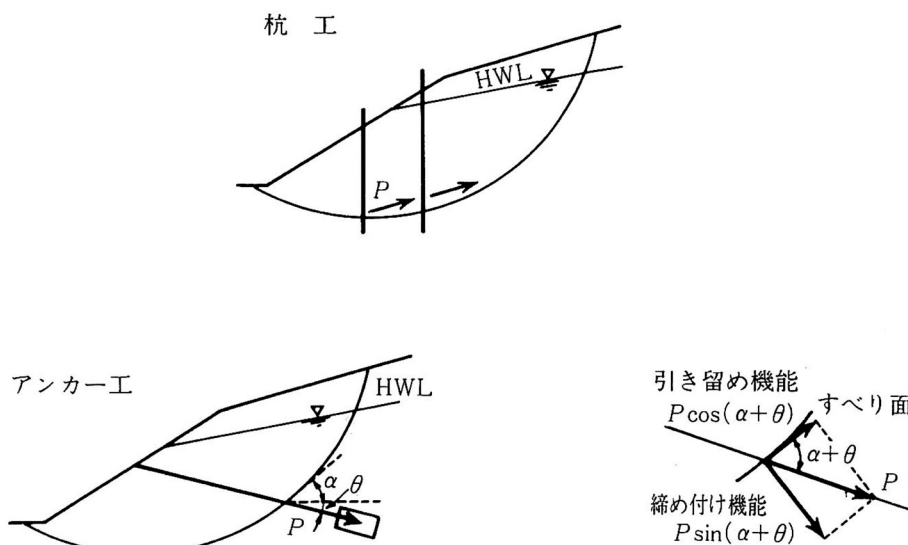


図-2 杭工とアンカー工の模式図

8.3.1 杭工の場合

まず対策工として杭工を取り上げ、抑止力を P とする。せん断強度を計画安全率 Fp で割って低減したとき、杭で補強された斜面がちょうど破壊時のつり合い状態になると考えると、次式が得られる。

$$P + \sum (c' \Delta l + \Delta W \cos \alpha \tan \phi') / Fp = \sum \Delta W \sin \alpha \cdots (7)$$

式(7)より次式が得られる。

$$P = \sum \Delta W \sin \alpha - \sum (c' \Delta l + \Delta W \cos \alpha \tan \phi') / Fp \cdots (8)$$

もしくは、

$$Fp = \frac{\sum (c' \Delta l + \Delta W \cos \alpha \tan \phi')}{\sum \Delta W \sin \alpha - P} \cdots (9)$$

となる。式(8)に式(6)を代入すると、次式が得られる。

$$P = (1 - F/Fp) \sum \Delta W \sin \alpha \cdots (10)$$

式(10)は、“地すべり鋼管杭設計要領⁵⁾”で採用されている。

道路土工－のり面工・斜面安定工指針⁶⁾では、これとは異なり次式が採用されている。

$$Fp = \frac{P + \sum (c' \Delta l + \Delta W \cos \alpha \tan \phi')}{\sum \Delta W \sin \alpha} \cdots (11)$$

もしくは、

$$P = (Fp - F) \sum \Delta W \sin \alpha \cdots (12)$$

式(11)では抑止力 P が右辺の分子にきており、式(9)と異なる。式(11)は、極限状態での杭と土の抵抗力を滑動力で割ったものであり、安全率の一つの考え方である。しかし、式(9)を導く際に想定した斜面安全率の定義とは考え方が異なっており、無補強斜面の安全率の考え方と整合しない。また、式(11)の右辺の分子では、杭の抑止力 P と土の最大せん断抵抗力 $\sum (c' \Delta l + \Delta W \cos \alpha \tan \phi')$ が同時に発揮されると仮定していることになるが、このような場合は少ないと考えられるので、合理性にも欠けると言えよう。

通常 Fp は1より大きな値に設定されるので、式(12)から計算される P のほうが式(10)から計算される P より大きくなる。なお、式(7)～(11)に含まれる強度定数 c' と ϕ' は、無補強斜面の破壊時のものであり、式(6)を満たすことに注意されたい。

8.3.2 アンカー工の場合

アンカー工の場合にも、同様な議論ができる。土の強度定数 c' と $\tan \phi'$ を Fp で割って低減した状態で斜面が破壊し、同時にアンカーも破壊（たとえばアンカー体の引き抜け、アンカー棒の破断もしくはアンカープレートの支持力破壊、など）すると考える。このときのアンカー抑止力を P とすれば、すべり土塊のモーメントのつり合い式より

$$\sum \Delta l (c' / Fp) + \sum \{ \Delta W \cos \alpha + P \sin (\alpha + \theta) \} \cdot (\tan \phi' / Fp) = \sum \{ \Delta l \sin \alpha - P \cos (\alpha + \theta) \} \cdots (13)$$

ただし、 $P \sin (\alpha + \theta)$ と $P \cos (\alpha + \theta)$ には、アンカーの本数分を加える。なお、式(13)では締め付け力による摩擦抵抗力を $P \sin (\alpha + \theta) (\tan \phi' / Fp)$ と仮定しているが、これは正確でないことに注意されたい。この力を正確に評価するには、FEMのような精度が高い解析法の助けを借りる必要がある。式(13)より、計画安全率 Fp は次式で表される。

$$Fp = \frac{\sum c' \Delta l + \sum \{ \Delta W \cos \alpha + P \sin (\alpha + \theta) \} \tan \phi'}{\sum \{ \Delta l \sin \alpha - P \cos (\alpha + \theta) \}} \cdots (14)$$

上記の導出過程からわかるように、式(14)は無補強斜面の安全率の定義と整合性を持つ。道路土工－のり面工・斜面安定工指針には、式(14)に加えて、式(14)の分母の $P \cos (\alpha + \theta)$ を分子に置き換えた式も提示されているが、これは本論文で示した斜面安全率の定義と整合性をもたないことは明らかである。ところで、あるアンカーモデルを対象として弾塑性FEMとフェレニウス法から計算される安全率の比較計算が行なわれ、フェレニウス法による安全率は弾塑性FEMによる安全率より約5%小さくなることがわかっている⁷⁾。また式(14)から計算される安全率値が1以上である場合、この値は式(14)の分母の $P \cos (\alpha + \theta)$ を分子に置いた安全率式から計算される値より大きくなることがわかっている。すなわち後者の安全率式を用いると、安全率の値がFEMから得られる精度の高い値よりさらに小さくなることになり、好ましくない。この点からも式(14)を使うことが推奨される。

以上では、簡便分割法を例にして杭工とアンカー工のような対策工がある場合の安全率の考え方を説明し、せん断強度低減法の考え方のもとで安全率式を導出したが、簡易ビショップ法など他の解析法についても同様な考察により、無補強斜面の安全率式と整合性を持つ補強斜面の安全率式を導くことができる。

8.4 地すべり対策事業費の低減に対する対応

最近公共事業費は低減される傾向にある。これに伴い地すべり対策事業費も低減しつつある。事業費の低減は、対策工の設計または計画安全率の低減として直接跳ね返る。すなわち、これまでならアンカー工や杭工を用いていたのに、経費の面からこれが使えなくなり、地下水排除工のみで地すべり対策を済ませるケースが見られるようになった。このような場合には、たとえば100年に一回と言った豪雨の場合には、対策工の効果が限定されるため、地すべりの再活動を生じる可能性が高くなる。従って、地すべりが再活動することを前提とした対応策が求められることになる。また事業費を初期コストのみで評価するのではなく、事業完了後の効果や維持管理までを考慮に入れた試みも始まっている。

8.4.1 群馬県生須地すべりの例^{8), 9)}

群馬県生須地すべりは、本体ブロックが幅800m、長さ600m、最大厚さ80mの大規模岩盤地すべりである。群馬県土木部のもとで、平成元年より平成15年までに本体ブロックの地すべり対策工として、排水トンネル工と集水井工（9基）を組み合わせた立体地下水排除工が施工された。しかしながら、地すべり活動を完全に終息させるには至らず、対策工の追加が要請されていた。一方、対策事業費の削減が要請されたため、ハード対策を当初案から縮小し、ソフト対策とチェック機能の追加により、住民の安全性を確保する新たな事業方針を立案した。すなわち、

①新規対策工は地下水排除工（集水井工）とし、大規模な抑止工（深礎杭工）は性急に実施しない。地下水排除工計画は、非定常の3DFEM浸透流解析を用いた予測解析を行い、将来的にも安定性が確保できる計画とする。具体的には、“それまでの観測期間中の最大降雨（1/30年確率に相当）に対して計画安全率1.05を確保する。また1/50年確率の降雨に対して計画安全率1.00を確保する”というものである。このような条件を満足する集水井の最適な組み合わせを、3DFEM浸透流解析と安定計算により検討し、当面の施工集水井は8基（原案は22基）、対策工費は7億円（原案は18億円）に抑えることができた（図-3、図-4）。

②深礎対策工などのハード対策を実施する代わりに、ソフト対策として自動計測機器による監視体制の強化、情報公開、地域住民と連携した避難体制の整備を行う。すなわち、1/50年確率の降雨に対して計画安全率を1.00としているので、それより大きな降雨が起こった場合には地すべりが再活動する可能性が高い。それに備えて、地表面の変位計測などモニタリング手法の整備と、降雨量やモニタリング結果などを参考にして住民へ警戒や避難を呼びかけるシステムを整備する。

③事業のチェック機能として、PLAN（計画）、DO（施工）、CHECK（検証）の流れを取り入れる。すなわち、

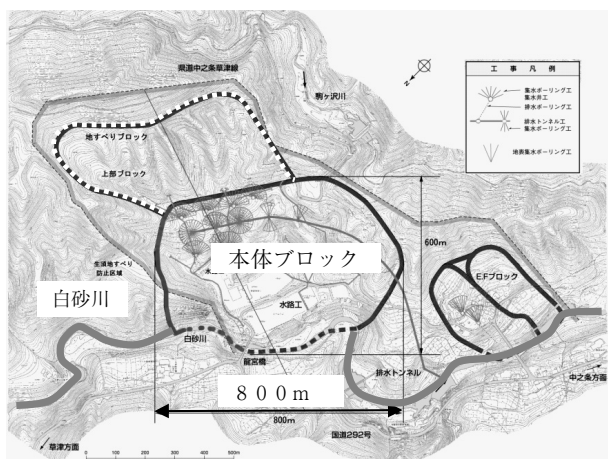


図-3 生須地すべり平面図（文献9）の図-1より引用）

集水井工の施工中や施工後において降雨、地下水位、地表面変位などを常時計測し、その過程において仮定や想定のみや誤りを定期的に検証し、解析モデルを見直すことにより、より精度の高い予測を行い、事業の合理的な推進とコスト縮減を目指す。

8.4.2 維持管理段階での安全率の評価方法¹⁰⁾

地すべり対策工としてのアンカー工は永久アンカー工と位置づけられている。豪雨などの異常気象や地震等が発生した場合には、アンカーされた構造物の変位、変形およびクラックが発生したり、周辺地盤に緩みが発生したり、アンカー頭部の変位、変形、腐食が発生することにより、アンカーが本来の機能を十分に発揮できないことがある。また、供用期間が長い場合は、地盤や地下水などの周辺環境の影響を受けやすい。そのため、必要に応じて点検を実施し、アンカーの補修、再緊張、アンカーの増し打ちあるいは緊張力緩和等の対策がとられる。アンカーの機能復旧対策がとられない場合はもちろんのこと、機能復旧対策がとられた場合でも、当初設計アンカー力が期待できない場合も多く、供用期間に応じて安全率の低減を見込む必要もあろう。今後の課題として、アン

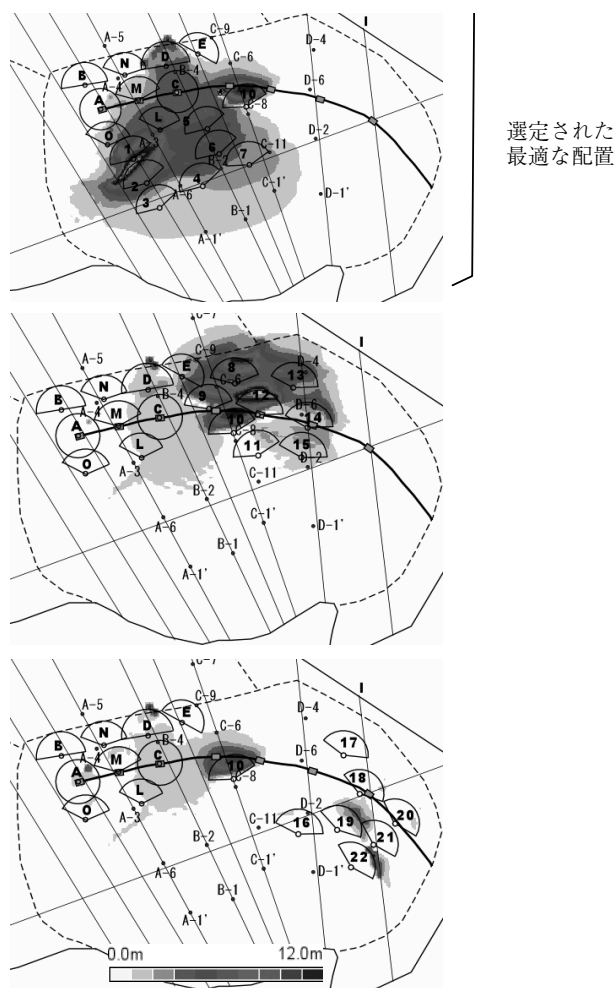


図-4 異なる集水井配置における水位低下の例（文献9）の図-10より引用）

カー工をライフサイクルの面から考えた場合、安全率の低減の評価手法についても研究しておく必要があると考えられる。

集排水ボーリングは、供用期間が長い場合、ストレーナーの目詰まりや不純物の孔壁付着等で集排水機能が低下することが多い。そのため融雪期や降雨時における地すべり滑動の抑制に支障を生じている事例も多い。集排水ボーリング洗浄工は、先端にノズルを装着した高圧ホースをボーリング保孔管に挿入し、ノズルから高圧水を噴射して、ストレーナーの目詰まりや孔壁付着物を除去するものである。最近では、ノズルの改良や高圧水の使用で洗浄効果が著しく高まっているとはいえ、地下水位や集排水量の時系列変化を観測することにより、それらの量が融雪水や降雨量に対して妥当なものかどうか、集排水機能が低下していないかどうかをチェックしておく必要がある。地下水排除工においても、施工後であっても、間隙水圧の時系列変化をもとに安全率の時系列変化を求め、長期にわたって地すべり活動状況を監視しておく必要があると考えられる。

公共事業費の縮減が行われても、住民の安全や生活は最大限に守られる必要がある。高度な解析技術、最新のモニタリング技術や維持管理技術、警戒・避難のための先進的なソフト対策技術などの発展がさらに求められている。

8.5 おわりに

地すべり安全率の話から始まり、最後は地すべり事業費縮減の対応策へと進んだ。このような厳しい現実の下

で事業を推進することはきわめて大変であるが、一方でより高度な技術を開発し取り入れるチャンスでもある。どのような厳しい環境下でもチャレンジ精神を失わないことが肝要である。

参考文献

- 1) 地すべり学会東北支部 (2001): 地すべり安定解析用強度決定法。
- 2) 地すべり: その解析と防止工 (下巻)(1985), (社)地すべり対策技術協会 (LANDSLIDE: Analysis and Control, Special Report 176の訳)。
- 3) 山上拓男・鶴飼恵三 (2001): 斜面の安定と変形解析総説—LEMとFEMの応用, 地すべり, 第38巻, 第3号, pp.9-19。
- 4) 山上拓男 (2004): 講座“豪雨時における斜面崩壊のメカニズムと危険度予測, 6. 斜面崩壊対策工 (その3)”, 土と基礎, Vol. 52, No. 3, p. 71-76。
- 5) 道路土工のり面工・斜面安定工指針 (1999), 日本道路協会。
- 6) 新版・地すべり鋼管杭設計要領 (2003), 地すべり対策技術協会。
- 7) 蔡飛・鶴飼恵三 (2003): アンカー工による斜面の補強効果—極限平衡法と弾塑性FEMとの比較, 地すべり学会誌, Vol. 40, No. 4, pp. 8-14。
- 8) 藤原民章・新屋浩明・岩間倫秀・牧野孝久・倉岡千郎 (2004): 大規模地すべりの事業計画見直しとコスト縮減への取り組み, 第43回日本地すべり学会研究発表会, pp. 375-378。
- 9) 角田信吉・鶴飼恵三・若井明彦・蔡飛・倉岡千郎・牧野孝久・藤原民章・新屋浩明: 4. FEMの地すべり解析への利用, 4.1FEM浸透流解析による集水井の最適配置の検討, 日本地すべり学会誌, Vol. 41, No. 4, 103-107, 2004。
- 10) 斜面防災対策技術協会 (2007): 地すべり対策技術設計実施要項。

(原稿受付2008年8月15日, 原稿受理2008年8月30日)

9. 周辺分野の安全率の考え方と地すべりにおける今後の課題

Beliefs of safety factor in surrounding fields and future issues in landslide field

安全率に関する講座委員会メンバー* The members of lecture committee in safety factor

9.1 周辺分野の安全率の考え方

第2回から第8回まで地すべりの周辺分野の専門家に周辺分野の安全率の考え方についてLectureしていただいた。ここでは、次回の地すべり分野の討論への話題づくりを提供すべく、各分野の安全率の考え方について全体を通して整理する。

講座で紹介された各分野の安全率の定義等、安全率に関する論点、論点のキーワードを表-1に示した。

第2回の「地盤工学における安全率」では、最初に鋼やコンクリートの材料・構造の安全率の考え方が紹介されている。次に、地盤の安全率の考え方において、安全率にかかわる種々の不確定要素について述べ、耐震問題を例にとり性能設計に言及している。不確定要素を克服するための技術のあり方や性能設計における実用的な変形予測の必要性などが今後の課題であるとしている。

第3回の「建築構造物の設計と安全率」では、建築物の構造設計に関わる安全率について、とくに水平震度の概念の導入等について歴史的に概観し、今日の建築構造物の問題点を指摘している。安全余裕度の不明確性を踏まえ、塑性領域まで考慮した設計の必要性和不確定要素を考慮する必要があるとしている。システムとしての破壊確率を考え、安全性を確率論で論じる必要性を強調している。

第4回の「機械分野における安定係数」では、材料の塑性崩壊と破壊モード、設計の考え方について説明し、信頼性設計における安定係数に言及している。信頼性設計では、破壊確率と安定係数の関係、部分安定係数をベースにしたシステムの目標信頼性の考え方を紹介している。

第5回の大規模システムと安全率では、事故例を取り上げ、大規模システムにおいては、人間信頼性の評価の重要性に触れている。システム、環境、人的なものの全体の信頼性設計について述べ、組織の安全性診断システムを紹介している。

第6回の「鉄道と安全率」では、盛土、切土、地すべりにおける設計基準の歴史的変遷について述べている。性能照査型設計法に言及している不均質な物性値や破壊形態に関する確率論的な評価の必要性を強調している。

第7回の「道路のり面と安全率」では、まず安全率と

は何かについて述べ、性能指標としての設計を見据えた安全率の考え方について説明している。安全率が時間的に変化するものとして、その対応として適切な時期、場所で補修や補強をしていくライフサイクルコストやアセットマネジメントの考え方を紹介している。今後の課題として、性能指標の明確化と定量化を挙げている。

第8回の「自然斜面と安全率」では、地すべり分野で培ってきた技術、手法と同じであると断った上で、杭工やアンカー工の対策工を導入した際の安全率の取り扱いについて述べ、地すべり対策事業費の低減や維持管理段階での安全率の評価方法について言及している。社会環境の変化に伴い安全率の考え方も柔軟性が求められるとしている。

9.2 安全率を考える際の論点

各分野における安全率の定義、変形や破壊モードを考慮した安全率の考え方、安全率に関わる不確実性要素についての説明、設計手法との関係からの安全率の歴史的変遷、安全率を部材、構造、システム、環境・組織としての様々な角度からの物差しの採用、不確実性を確率論的に評価する手法の検討、安全率に関わる不確定要素の変化に伴い時間軸を導入し安全率を性能指標として考える方法、性能設計・信頼設計への移行等重要な事項が盛り込まれている。

また、各分野の安全率の考え方や論点のとり上げ方に多少の違いがあるものの、論点のキーワードとしては共通項も多い。

各分野における安全率で述べられている事項について整理してみると、以下のテーマがみえてくる。

(1)安全率とは何か

安全率とは、対象物（例えば材料、構造、斜面など）に作用する荷重に対する対象物の抵抗力の比で示されるもの、といっていよい。力学的には、力であったり、モーメントであったりする。ここで問題となるのは、対象物の抵抗力を示すための基準強度の取り方であると考えられる。

※)「安全率に関する講座委員会」のメンバーは下記の方々です。
阿部真郎, 新井場公徳, 梅村順, 沖村孝, 新屋浩明, 綱木亮介, 山田正雄, 吉田信之, 吉松弘行

表-1 安全率の考え方の要点

回	巻	号	タイトル	執筆者	安全率の定義、取り上げ方	安全率に関する論点	論点のキーワード
2	44	3	土木、とくに地盤工学における安全率	東畑郁生(東京大)	・安全率=抵抗力/作用荷重 ・不確実性の概念→安全係数 ・地盤工学の分野の安全率3.0>構造の分野≒2.0 ・不確実性(N値測定方法・換算公式、判定の個人差等)	・3次元地盤構造の把握、情報化施工、サンプリング技術・拘束技術 ・耐震問題における性能設計 ・変形予測手法の必要性 対象によるせん断抵抗の決定法が重要 変形復旧日数の導入	・不確実性 ・変形予測(ニューマークによる剛体すべり法) ・性能設計
3	44	4	建築構造物の設計と安全率	高橋徹(千葉大)	・建築物の構造設計における安全率(歴史的に概観) ・設計荷重の規定、水平震度法、長期・短期 ・個々の安全率の積み上げ方式	・塑性領域まで考慮した設計の必要性(安全率の概念がない) ・耐震設計における地動、材料強度・構造物の応答のバラツキ ・構造物のシステムとしての破壊確率の設定	・安全余裕度の不明確性 ・塑性領域まで考慮 ・システムとしての安全率 ・安全性を確率論で論じる
4	44	5	材料分野における安全率	小林英男(横浜国大)	・安全係数: 材料の基準強度に関する裕度(設計、供用期間中検査)	・延性破壊では、 1) 塑性崩壊に対応する基準強度→降伏応力、 2) 裕度→安全係数 ・脆性破壊では、基準強度として引張り強さとし、安全係数を設定 ・公式設計と解析設計	・塑性崩壊 ・破壊モードと安定係数 ・信頼性設計→システムの信頼性設計と部分安全係数
5	44	6	大規模システムと安全率	高野研一(慶応義塾大)	・システム、社会環境、組織環境、人的過誤	・炉心溶融確率における確率論的安全評価 ・系統的人間信頼性の評価(組織要因、意図的過誤を考慮) ・安全診断システム(アンケート様式、総合的安全指標による評価)	・情報伝達と公開 ・全体システムの健全性のチェック
6	45	1	鉄道と安全率	岡田勝也(国士舘大)、杉山友康(鉄道総研)	・設計基準 1) 土構造物の設計施工指針 2) 建造物設計基準(RC・NRC、合成鉄道橋等)	・盛土勾配(条件による) →盛土材料、幾何学的形状、施工管理を規定 ・軟弱地盤の盛土の沈下と安定 ・切り取りのり面勾配 →土質・岩質別に細分化 ・地すべりの安定(円弧、折れ線状すべり), $F_s=1.3$ →粘性土地盤での施工中、開業後 ・ジオテキスタイル、地盤改良工法に対応 ・盛土の安全性(盛土の安定、支持地盤の安定、列車走行)、それぞれ照査指標を設定	・性能照査型設計法に推移(重要度、復旧の難易度、補修性等にもとづく) →要求性能と性能ランク(切土も盛土と同様) ・不均質な物性値や不確実性を有するものとして確率論的評価が必要
7	45	2	道路のり面と安全率	沖村孝(神戸大)、吉田信之(神戸大)	・安全率=抵抗力/滑動力 ・斜面の重要度を加味して設定	・限界状態設計法 不確定要因の同定と重み付け →合理的な安定性評価 ・維持管理 →安全率と変形の両指標が必要 →使用、修復、終局限界に分類 ・劣化の概念(風化・腐食、せん断強度低下、応力変化、地震等)	・安全率の時間的变化 ・性能指標の明確化と定量化
8	45	3	自然斜面と安全率	鶴飼恵三(群馬大)	・対策工設計における安全率 ・公共事業費の縮減と安全度の確保	・すべり面のせん断強度の低減 ・補強斜面と非補強斜面の安定解析 ・杭工、アンカー工で補強された斜面の安全率 ・アンカー工、地下水排除工の維持管理	・補強斜面の安全率の算定 ・公共事業費縮減のなかにおける設計安全率の設定方法 ・対策工の維持管理

(2)安全率を定義する上での基準強度

安全率を定義する上で、まず、何を基準強度とするかを定める必要がある。基準強度は、対象物が変形したり、破壊したりする、そのメカニズムによって異なってくる。変形・破壊のメカニズムの取り扱いによっては、①極限状態を考える、②限界条件として性能指標を考える、などの手法がある。また斜面のすべりを考える場合、すべり面のピーク強度、残留強度の概念があり、残留強度はすべりの変位量とも関連する。

次に安全とは何か。それには様々な不確定要素・不確実性が伴う。不確定要素・不確実性とは、材料そのもの、材料の組合せ(建築、システムなど)、材料の劣化、境界条件、水位条件などが考えられる。いままでは、それらを包括した「余裕」として安全率が用いられてきた。とくに相手が自然現象であれば再現性がなく、安全率を大きめに判断しているのが実情である。

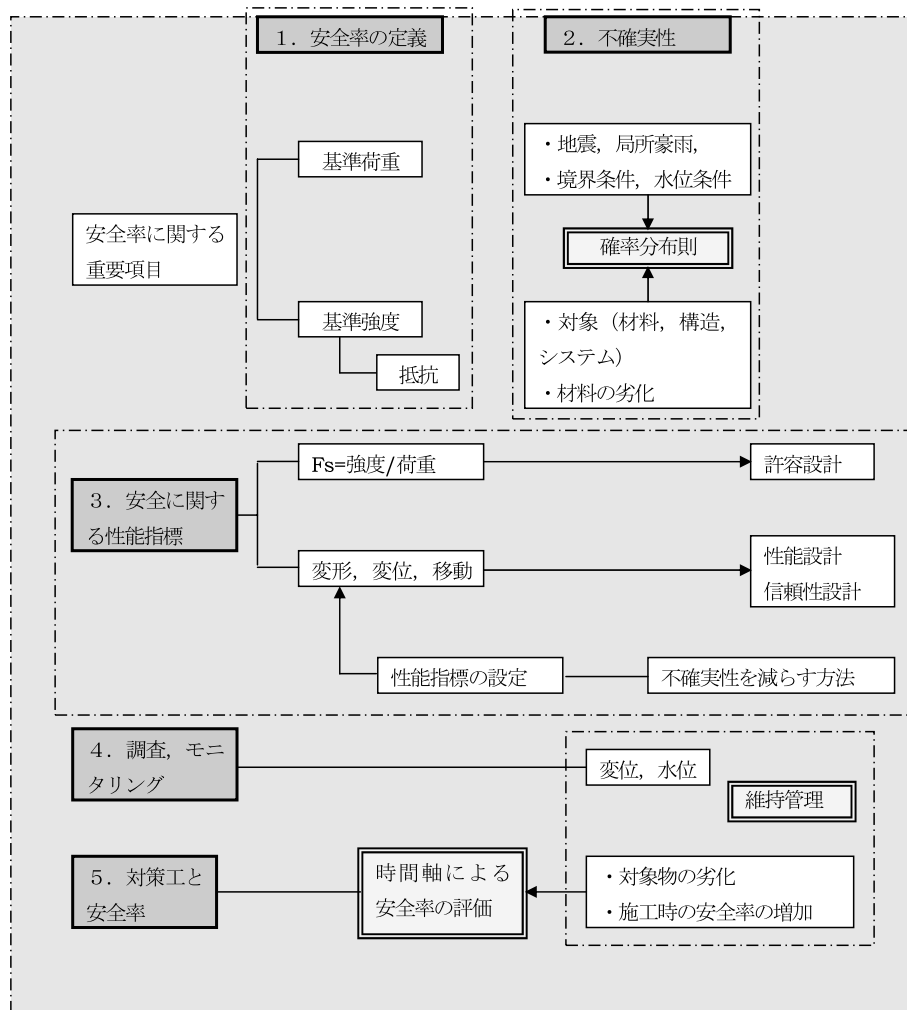
不確定要素・不確実性をどのように捉えるかは、歴史

的に概観してみても各分野で工夫してきたところであり、まだ未解明な部分も多く、今後科学技術の進歩によっても変化する代物である。不確実性を不確実なものとして確率分布で表現する手法が、いままでも行われてきており、この方向は一般的な手法として、今後有効な手法の一つであろう。

(3)設計法における性能指標

近年、中山間地における地震や時間雨量がきわめて大きい局所豪雨など、今までの想定以外の現象が起き、甚大な被害をもたらしている。こうした現象を考慮する上でも、リスクマネジメント手法を設計に取り入れる性能設計や信頼性設計が各分野でなされつつある。性能設計では、従来のように破壊や降伏の基準強度ではなく、塑性変位、移動量などを性能指標とする試みも行われている。

性能指標を設定する際、例えば従来法よりも基準強度の不確実性を減らす方法などを今後研究する必要がある



図ー1 「安全率を考える」キーワード関連図

う。

(4)安全率に関わる調査とモニタリング

斜面災害においては、多くの不確実性を有している。例えば、降雨などによる水位変化である。水位は斜面の安全率と密接に関わっている。また、斜面のすべり面強度等劣化により、いつも同じ状態にあるわけではない。安全率に関わる調査方法の選定は重要であり、変位や水位などの状況を監視するモニタリングが必要となってくる。

(5)対策工と安全率の関わり

災害を防止するため、対策工が実施されるが、対策工施工時には、安全率が大きくなる。しかし、例えば、集排水ボーリングの目詰りによる集排水機能の低下やアンカー頭部の変位、変形、腐食によるアンカー材の強度低下など、対策工が常に有効に機能しているとは限らない面もある。対策工の維持管理を行い、時間の経過と共に対策工の安全率の変化を注視しておく必要がある。

9.3 地すべりにおける安全率の今後の課題

以上述べたことを地すべり分野では安全率をどのように考えたらいだろうか。現在決まった答えはまだない

といった方が真実に近いだろう。

次回では地すべり分野における安全率について討論が予定されており、ここでは、議論の方向性を提示するにとどめる。

- 1) 地すべりにおける安全率の定義の方法としてどのようなものが考えられるか。
- 2) 安全率を考える上で不確定性要素とは何か。またどのように取り扱ったらよいか。
- 3) 不確定性要素の一つである気象（地震や豪雨）の今日的課題とは。
- 4) 地すべりの安全率を評価する上での有効な性能指標とは。
- 5) 設計法における性能設計、信頼性設計の考え方とは。
- 6) 様々な不確実を減らす方法としての地すべり技術とは。
- 7) 地すべりの安全率における対策工の定量的評価手法について。
- 8) 維持管理を含めた安全率の時間的変化の考え方とは。などなどである。

(原稿受付2008年9月30日、原稿受理2008年10月1日)

Lecture

「安全率を考える」第10回

Returning to the fundamentals of safety factor No. 10

10. 地すべり分野における安全率に関する座談会

Round talk discussion on safety factor in the landslide

安全率に関する講座委員会* The members of lecture committee in safety factor

出席者（敬称略・50音順）

鵜飼 恵三（群馬大学 大学院工学研究科 教授）

奥園 誠之（高速道路技術センター）

釜井 俊孝（京都大学 防災研究所 教授）

土屋 智（静岡大学 農学部 教授）

司会：若井明彦（群馬大学 大学院工学研究科 准教授）

10.1 はじめに

このたび、安全率講座の一企画として「地すべり分野における安全率」と題して座談会を開催した。地すべり学会誌第1回から第8回までの周辺分野における安全率を参考にして、第9回に掲げたテーマに沿って、今日の社会環境の変化に伴い地すべりにおける安全率をどのように捉えていったらよいかを、地すべり分野に携わってきた経験豊富な学識経験者に、思うところを自由に発言していただいた。読者の皆さんに地すべり技術における安全率をどのように位置づけたらよいか、その方向性が少しでもみえれば幸いである。

若井：それでは始めさせていただきます。忌憚のないご意見を頂戴したいと思います。お集りの先生方はいずれもこの話題にご造詣の深い方ばかりですが、今日は「地すべりの安全率」を中心にした議論をさせて頂きたいと思います。

10.2 安全率とは何か

若井：まず「安全率」とは何だろうというところから始めましょう。通常、地すべり斜面の安全率は極限平衡法で計算するということが多いわけですが、これまでの講座においても、例えば、神戸大学の沖村孝名誉教授は、“現実には、斜面が変形してもそれが即座に崩壊に至るわけではなく、安全率1.0というのはどんな意味があるのだろうか。”と指摘しておられます。また、他の著者の方も限界状態設計法、信頼性設計法など、ある程度「変形を許容する設計法」についても言及しておられるようです。鵜飼先生あたりから話題の口火を切って頂ければと思いますが、地すべり斜面の安全率というのはどんなふうに定義されるのが一般的なのでしょうか。

鵜飼：私は大学で教えているので、教科書に書いてあることが安全率の出発点になってしまいます。安全率は、いわゆる理論的なもしくは教科書的な安全率と、現場の実際の安全率とに分けて考える必要があると思っています。教科書的な安全率というと、極限平衡法において破壊するときは安全率1.0という強度安全率が基本になると思います。それから現実問題となってくると、地すべりと崖崩れではそれぞれ意味合いが違ってきます。理論的な面でも、ピーク強度とか、残留強度とかいう問題も入る。そうすると、また難しくなる。いずれにせよ一番の基本は、安全率というのは教科書的なものが基本であり、破壊時の c 、 ϕ 、 γ 、 u により強度安全率を定義することであると考えます。

若井：そうしますと、1.0というのはまさにその崩壊しようとする土塊と受け止めている抵抗力とがつりあった、力学的な平衡状態ということですね。

10.3 すべり面と安全率

釜井：大事なのは、すべり面の存在だと思います。安全率を定義する場合、すべり面上の強度を考えて、それを基にせん断抵抗力とせん断力を計算するわけです。したがって、安定計算はすべり面の概念とはほぼセットで発展して来た話であって、安全率の議論はどうしてもすべり面の存在と、なかなか切り離していくことはできないと思います。

若井：そうですね。釜井先生が「すべり面」というキーワードをおっしゃいましたが、斜面にはすべり面を想定

※「安全率に関する講座委員会」のメンバーは下記の方々です。
阿部真郎、新井場公徳、梅村順、沖村孝、新屋浩明、
綱木亮介、山田正雄、吉田信之、吉松弘行

できるものと、できないものがあるように思います。すべり面が想定できる場合には、すべり面で発揮される抵抗力と土塊のバランスを考えることになると思いますが、地すべりの場合は再滑動のものが多く、既存のすべり面上の安定性を議論することでよいのかもしれませんが。奥園先生、そのあたりについて、実務的にはどんな考え方があるのでしょうか。

奥園：今、お話がありましたように、すべり面があるかないかはよくわからない場合もあるでしょうけれども、すべり面というものをモデル化して作らないと解析に持っていけない、ということがまず一つあります。それからそれで動いているすべりだったら、すべり面は意外にわかりやすいのですが、動いていない地すべりらしいところのすべり面をどうやって見つけ出すか、これが一番難しいんです。これによって深さが変わってきます。深さが変わってくると、だいたい土圧は二乗で効いてきますからね。ですから、深さを決める、つまりすべり面を設定するというのは非常に大事なことだと思っています。それから、広さですね、たとえば道路を作るときに、山のてっぺんまで面倒見るかという話ですね、たくさんの地すべりの小ブロックが続いているときに、どこまでを対象にするかという広さ。これで設計は決まってきます。それからスタート時点の、原地形の安全率をどうするかということも重要です。さきほどの定義で行くと、滑ろうとする力と抵抗する力とのバランスで安全率が決まる。そうすると、その滑ろうとする力がわかって、それに対する抵抗力は、これはせん断強さから求めずに地すべり独特のやり方がございまして、逆算から持ってくるというやり方でやるものですから、この現状の安全率がわからなければ、その滑ろうとする力がわかって抵抗する力がどこまであるかということ判定するのが非常に難しい。動いているとすれば1.0を切って0.95であるのか、止まっていれば1.05なのか。これを決めないと、目標安全率が決まっている場合にそこまでに上げるときの必要な抑止力が全く変わってくるんですね。1.0から1.2に上げるのと、0.95から1.2に上げるのとでは、必要抑止力が25%も違います。つまりスタート時点での判断が非常に大事だということだと思っています。

若井：奥園先生にいくつかの問題点を指摘して頂いたと思いますが、一つには、地すべりの斜面安定計算を行う場合、強度定数を決めるのに「逆算法」が使われているということですね。設計あるいは運用上の問題になりますが、先生のご指摘では、安全率の許容値を具体的にいくつに設定すべきか、またその基本となる現状の安全率がいくつであるかを見なすべきか、ということが重要であるということですね。安全率の実態が逆算法であるということになりますと、安全率そのものの物理的意味を議論するのがやや難しくなる感じもいたします。土屋先生、このあたりについて、実際の斜面の破壊メカニズムと関連してどんなことがいえるのでしょうか。

土屋：すべり面があらかじめ決まっているような場合と、そうでない場合があるので、両者分けておかないといけないと思います。すべり面がよくわからない状態を想定すると、抵抗する力も求まらないことになってしまいます。亀裂はあるけどすべり末端はわからない場合も多々あるので、その状態を考えるとすべり面らしきものはあるが実際には末端部が特定できないような場合です。この場合、あらかじめすべり面を決めることはできなく、むしろその時々で決まることがあるのではないかと考えられます。鶴飼先生が指摘されたように、せん断強度低減法といった概念を使わないと、このような場合では将来予測は難しいことを感じています。つまり、上から下ですべり面を特定できる場合と、何回もすべりを繰り返してその状態での強度発現にある場合とを分けておくが必要だと思います。その上で、安全率が「滑らそうとする力」に対して「抵抗する力」の比により決まるということになると思います。

釜井：重要なお指摘だと思いますが、一つ感じたのは、その全層にわたってすべり面ができていて最初から思っていない場合は、従来型の地盤工学のマジョリティからすると特殊というか異端ということになってしまうと思います。つまり、地盤の破壊問題をモデル化する際に、最初にすべり面があるということを前提にしているわけです。しかし、地すべりという現実には直面しているわれわれにとっては、結局破壊というものが局所的に発生してそれが全体に及ぶという現象こそがデフォルトであって、そういうことを日々経験しているものだから、思わず前提としてそういうことを考えていくということが感じられて非常に面白いと思いますね。

若井：釜井先生と土屋先生がおっしゃった点ですが、すべり面が既にあるのか、これから形成されるのかという視点、それからすべり面を特定できるのか、できないのかと言う視点、これらは互いに密接に関連する問題だと思います。すべり面というのは一種のひずみ軟化してしまった、あるいは破壊してしまった土の領域の連なりです。釜井先生が指摘しておられましたが、すべり面のせん断強度を軟化した後の強度としてとらえるのか、ピーク強度としてとらえるのかは、進行性破壊の話題とともに、安全率を考える上で重要な意味を持ちますね。

10.4 実務における安全率

鶴飼：安全率というのは非常に現実的な用語だと思います。実際に破壊が起こったもしくは危ないというときに、すべり面を現実的な範囲で仮定し、逆算法で決めてしまうのが一般的ではないでしょうか。斜面の設計段階で使う例は限られます。長大法面なんかの場合にはある程度やられるんですか。

奥園：やってもわからないことが多いですね。地山を代表するせん断強さがわからないんですね。

釜井：でもその対策工事の規模を決めるには計算する

のが一般的では。

奥園：そういうやり方もあります。そうではなくて標準設計がありましてですね、それでとりあえずスタートし、計測段階に入って、計測等による情報化施工ですね。何かあったら設計を軌道修正していこうという、そういうやり方と、両方ありますよね。

釜井：出発点として何かがないと一歩前に進めないケースもあると思いますが、そうした場合はどうされていますか。

奥園：これはですね、自然地山のたとえば切り取り法面は、ほとんど臨界円弧ではやりませんですね。やはり何か不連続面があったら、それをすべり面にして、一応安定計算をやることがあります。

釜井：そのとりあえずやって見て間違っていたらちょっと修正しようとかそういう場合ですが、例えば今まで経験上、スタート時点の標準設計で間違ってたことって何割くらいありますか。

奥園：かなり間違ってると思いますよねえ。だいたい安全側に間違っていますよ。

土屋：ただ現場からは基本的に「弱面を探せ」ということからスタートすることが多い。弱面があればそれを連続してすべり面とする。その結果、安全率が求められ対策に進む運びになってしまう。その過程では強度云々はさほど考慮していないかもしれない。したがって特定の弱面が存在しないような一般自然斜面ではすべり面の位置を特定することは難しい。しかし現状では、想定される弱面を探索しそこで滑動することを念頭に経験で進めてきているので、否定することも出来ません。

若井：少し整理しておきたいのは、最初にも触れましたが、安全率に力学的解釈を試みたりすることがある反面、実は運用上そうせざるを得ないからそれを使っているという、かなり実務的な色彩が濃いという点ですね。安全率は本当に運用のための便法なのか、ある程度の物理的意味を持ったものなのか、このあたりの視点が次の話題—すなわち「性能設計」ということに関連しそうですね。安全率というのは性能設計の指標となり得るのかどうか、あるいはそれ以外に適当な指標はあるのだろうか、といった議論になるかと思います。最初、鶴飼先生が指摘されたように、“安全率1.0のとき崩壊する”という力学的な前提に戻るべきでしょうか。

鶴飼：“安全率1.0のとき崩壊する”というのは現実ではないでしょうか。

若井：そうしますと、安全率の大きさと実際の斜面の状態との関係について、何か具体的なイメージを私たちは持っているのでしょうか。安全率1.2というのは、実はこのくらいの安全性を持っている、という意識の問題なのですが・・・そういうことが先ほど議論のありました許容値の問題と関係するのではないかと思います。

奥園：東北道のある現場で地すべりを起こしたんですね。低速で少しずつ動いているような現場ですね。そこ



奥園 誠之 氏

の現場はすべり面がだいたいわかっているし、滑動力もわかるわけですね。滑り始めた段階での安全率を0.95と仮定します。そして頭をはねていくと、滑動力が減っていきますね。そうすると、その安全率が上がって行くわけです。これは計算できます。このとき1.0を超えると、だいたい沈静化してくるんですね。それから1.05を超えると、だいたい止まるんですよ。だから10%かさ上げすると、だいたい止まるんですね。そうでないところももちろんございまして。それから、過去に起こった地すべりをいっぱい引っ張り出してきて、自分なりに同じ手法で安定解析やり直しまして、それで復旧してしまっている地すべりの安全率が今本当はいくらあるのかを全部計算したんです。そして、同時にその現場で、その後の変形を追跡調査したんですね。そうすると、だいたい1.0スタートで、1.1前後で実際は復旧しているものが結構多く、その中で1.1以下のものは、その後亀裂が入ったりなんかしているんですね。道路に直接の被害を及ぼしてなくても。それから1.2を超えたものは、さすがにしっかりしているんですね。だから、誰が決めたか知らないけども、道路土工指針が1.2というのは、まあいい線かなあとと思っているんですよ。やっぱり1.1を下回ってちょっと厳しい設計で終わったものは、何らかの変状がある、感覚としてはそんな感じがいたします。

10.5 安全率における不確実性

若井：過去の経験が安全率の値の妥当性をフォローしているというのは興味深いことですね。その“1.2あたりを目安にするとうまく行く”ということをもう少し掘り下げますと、斜面の中の不確定要因を反映して、1.2程度の余裕度を見ているというふうにも考えられますね。一方で、斜面自体の条件以外にも、例えば将来の作用外力についての不確定要因も大きいですよ。豪雨や地震といった将来の様々な不確実な外力に対して、どの程度の安全性を担保しておけばよいのかということも含めてご意見を頂けないでしょうか。

奥園：それは相手次第なんですよ。ですから、道路ではそのくらいで通りますが、大規模な地すべり地帯の地すべりってというのは1.2なんてとても確保できないでしょ。だから、現実的なところでやっているんですね。それから価値の高い住宅密集地とか、それから原子力発



釜井 俊孝 氏

電所、保全対象によって随分違って来るような気がいたしますねえ。

若井：保全対象の重要度というのもありますし、より広い言い方をすれば「社会の要請」という暗黙の要求性能が時代を反映して設計に影響を与えているのでしょうか。

釜井：もう一つ先ほど奥園先生が言われたことで非常に面白いと思ったのは、安全率が10%上がるとほぼ止まったという点だと思います。これが、工学的な意味での安全率の本質ではないかと思っています。

奥園：これは結構多いですね。

若井：おもしろいですね。10%と定量的におっしゃれるのでとても説得力があるのですが、例えば、逆にこのようにも考えられるのでしょうか。その10%くらいの不確実性を残すことを許しさえすれば、斜面の安全性を論ずること、そのくらいの誤差の範囲内での斜面の安全度予測はできていると理解することもできるわけですね。

土屋：その臨界状態が正しければ、おそらく10%、20%とすれば大丈夫でしょう。臨界状態ではないとするとなり立ちません。

奥園：あの一、適切な例えではないかもしれませんが、エレベーターに乗っていて、最後の一人が乗ったらブザーが鳴って一人降りた。しかしブザーが止まらない、というのがないですか。それで二人降りたらやっと止まったとかですね。そんな感覚ですね。その最後に悪いことしたら、地すべりを起こしたら、その悪いことした分を除去しただけでは足りなくて。もうちょっと、もうちょっと（笑）。

土屋：過去の研究成果を示す文献等によれば、一般の円弧すべり式に最高水位の値を入れると、ほぼ1.0に近い値を示している。せん断試験結果も誤差を有する値と思いますが、得られた定数を入れてやると1.0近くを示している。崩壊実験結果によれば、ほぼ臨界状態に近いところが発現されるので「滑らそうとする力」に対して「すべり抵抗力」で安全率を定義すると明快ですね。臨界状態を捉えることが出来れば、10%の増分は仮定的で、20%では余裕が大きいことになりそうですが、その意味では1.2というのは経験的にリーズナブルだと思います。

若井：どのくらいの強度が発揮できるかという点について多少の不確実性はあったとしても、すべる場所を想定できており、すべった時の外力の条件を知っていれば、

すべり面上の強度は大まかには推定できるということですね。であるとすると、すべり面が想定できない、あるいは将来すべり面ができる斜面の場合には、それがやや難しくなってくる、ということですね。

鶴飼：安全率は、対策工の規模を定量化するのにすごく便利な指標だということですね。

10.6 対策工における要求性能

若井：そうですね。対策工の量を決めるのに、安全率を介すると議論しやすいという現実があり、設計で使われているということですね。もう少し議論を進めていきたいのは、安全率を介した対策工の設計が、私たちが目指している斜面の要求性能をちゃんと押えたものになっているか、という点です。運用上とられている手法の絶対的評価ということになるかと思いますが、安全率を介した対策工の効果の定量的評価についてご意見はありますでしょうか。

釜井：さきほど土屋先生おっしゃった通り、安定計算が臨界状態を捕まえさえすれば、定量的評価は可能だと思います。

若井：対策工というのはあくまでも何か避けたい事象を未然に防ぐために必要かつ十分な量を対策するというものだと思うので、もしかすると奥園先生が先ほど仰せのように、安全率を介してやってきた対策工の設計が、うまくその辺を間接的に反映していたことになるのかもしれない。このあたりはいかがでしょうか。斜面の安全性に関する要求性能について、対策工との関係から何かご意見はないでしょうか。

釜井：そもそも要求性能が入ってきたのが最近のことなので、将来は厳密な話になるにしても、現在やっている1.0に対して10%から20%上げるということも、結果的には広い意味で対策の性能を考えていると思います。

若井：これまでの講座においても、例えば、神戸大学の吉田信之准教授は、「性能設計に関する国際的な動向をふまえ、地すべり斜面の限界状態を定義しながら不確実性を考慮した予測を丁寧にあげれば、安全率を介した設計にまつわる曖昧さをより分かりやすくできるのではないかと指摘していますが、私がここで申し上げたい要求性能というのはそこまで厳密なものではなく、もっと感覚的なものです。社会の要請として“この地すべりを止めてほしい、なんとか村で安全に暮らせるようにしてほしい”といったシンプルなもの。恐らく従来からそのような暗黙の要求性能を意識して対策工の設計をしているのではないかと思います。ただ、それが例えば“周辺道路の機能を維持できる変形量に抑えられるかどうか”といった具体量を意識したものになるのであれば、釜井先生がご指摘のように、今後の議論が必要なのではないでしょうか。従来暗黙のうちに意識してきたと思われる要求性能の話に戻しますが、“安全率1.2にしておくと、地すべりの動きが完全に止まるのだ”というようなこと

を目安に対策をやってきたという認識でよろしいですかね。それとも、豪雨の時には少しなら動いてもいいというような認識は含まれていたのでしょうか。

土屋：おそらくそれはないと思う。動きがないように全部止める概念で進めてきていると思います。しかし現実には被害が出なければ少々動いても問題にはならず、許容される部分があっても良いかも知れません。対策工が実施されると、その状態がわからなくなることがあると思います。かといって、地すべりを放置したら流動化して保全対象域まで到達するのかの判断も極めて困難です。

若井：“予測ができないだろう”というご指摘ですね。要するに、何かが起こり始めることはわかったとしても、その程度が予測しづらいということでしょうか。

土屋：例えば、数m移動して停止するのか、あるいは数cmかの判断は極めて難しいのが現状です。これが定量化されれば、性能設計を取り入れることはできますが、予測はすごく難しいですね。

若井：そういうことですな。

奥園：実際設計するときにですね、たとえば地下水位を下げる工法で安全率がなにかしかに上がるということが考えられますね。じゃあ何m下げるから安全率がななば上がりますよって、それで1.2で設計したとしますね。それが、豪雨だとか雪融け、そのとき水位が上がってきますよね。いくら水抜対策をやっても、そのときは1.2無いんですよ。それでよしとするのかどうかっていうことなんですよ。まあ1.0を切ると動き出しますから、それはもちろんだめですけども。たとえば、だから常時は1.2ありますよと。しかし豪雨時は、非常時なので、1.2確保する必要があるんじゃないかと。1.0は確実に上がっていないといけなから、たとえば1.05ぐらいは、確保するべきでしょう。われわれが現場に呼ばれて行くとそう言っているんですよ。

10.7 不確実性と性能設計

若井：この座談会の後半の趣旨が性能設計あるいは性能指標ということですので、もう少しこの話を続けていきたいと思います。地すべり対策の技術者としては“この程度でまあいいだろう”と、どこかで必要最低量を考えて対策工を設計していることになるのだと思いますが、今のお話ですと、社会が暗黙のうちに要請しているレベルの豪雨に対して安全率1.2ぐらいを確保する対策をやっておけば、動き出すことは今まであまり無かった、という意味に理解してよろしいのでしょうか。

奥園：そうでしょうねえ。そのときは1.2無くても、常時1.2も確保していれば、非常時でもなんとか持ちこたえるんじゃないかと。それが20%の保険なんじゃないのでしょうか。20%っていうのはまさに、材料、強度の不確実性も含んでいるし、将来の災害リスクも含んで、諸々うまい具合に1.2ということに。



鵜飼 恵三氏

土屋：そのことは少々厳しいかなと思います。たとえば設計の時点で50年先の降雨に対してOKといった規模の設計をしています、本当に50年の設計規模の降雨に対しても大丈夫か？と真剣に考えるとやや不安があります。100年の降雨で設計しても同じことが言えます。これは、設計には反映されない別の要因があって、地下水経路が変化する、あるいは風化が進み強度低下があるといったことは考慮していない。現実には、時間経過にともなう要因の変化を考えると、100年であっても個人的には20～30年程度かも知れないと考えています。つまり100年規模の降雨に対応しているから100年間大丈夫だよというのはイコールではない。

奥園：100年確率の降雨量が明日降るかもしれないしね。

土屋：しかし安全を享受する側は、一般に100年間大丈夫と捉えているかも知れません。

若井：しかし、これはやはり確率的にしか議論のしようがないことです。そう考えてきますと、どんな程度の外力を想定して設計しているかを、従来の設計で“敢えて説明しないようにしてきた”というより、“説明できなかった”というべきなのかも知れません。降雨の場合はある程度確率的な考えができますが、地震の方がさらに厄介だと思います。地震で確率年というのは技術的に困難です。しかし、これからますます地すべり防災に対する社会の要請が高まってきた時、“この斜面はどのくらいの地震まで大丈夫なのでしょう”と住民に聞かれたりすることがあったなら、やはり何らかの答えを用意する必要はあるのだと思います。つまり、ある程度は定量的に安全度の説明をする方法を考えておくべきなのではないのでしょうか。

鵜飼：大地震が本当に来たら、多くの斜面は崩壊してしまうのではないのでしょうか。しかし、地震というのはそんなにしょっちゅう来るわけじゃない。内陸部では1000年に1回とか2000年に1回とかでしょう。それだつてよくわかっていない。でも一度起こるともう大変なことです。山古志の例をみればわかるように。

若井：そのような説明で済むのかどうかという問題なのですよ。では何もしなくていいのか、という声も出てくるように思います。

土屋：いや何か対策があれば崩れない箇所も多い。例



土屋 智氏

えば、アンカー工が施工された斜面は崩壊を免れたケースも少なくない。このように対策工は効果的なのですが、定量的な評価が難しい。つまり、大地震のときには多くの斜面で崩れるが、20～30%は減少できる、あるいは半分に減少したという予測が難しい。

釜井：われわれは、どうしてすべったかを問題にして、すべったところは割と詳しく調査しますが、実際にはすべっていない斜面も中にはあるわけで、その情報がまだちょっと欠けていると思います。だから定量的な評価がむずかしくなっている側面が大きいと思います。

若井：地震などの規模が不確実なだけではなく、私たちが見かけ上だいたい均質だと思っている地層がかなり不均質で、一見同じような斜面に見えても同じ力をかけても壊れるものと壊れないものがある、非常に不確実な対象であるということですね。

釜井：結局、すべていないところについて、すべていっているところと同じくらいの精度で調査が進めば、何か将来、定量的にものを言える可能性があると思います。

若井：これは将来的には重要な視点かもしれませんが、ところで、先ほど土屋先生もご指摘されていましたが、既存の対策工が地震時にもある程度は効くはずであるという視点が大切だと思います。では、どのくらい効くのかという議論をするためにお聞きしたいと思いますが、例えば雨の場合に先ほど“50年あるいは30年だろう”などと具体的な数字が出ていましたが、例えば“このくらいのレベルの豪雨に耐えうる対策工が、どのくらいの地震レベルにまで同様にカバーできる”とか、そういった視点での議論は目標としてありうるのではないかと思います。ですが、それは行きすぎでしょうかね。

土屋：おそらくその外力評価が難しいことに起因しているのではないかと思います。

若井：雨と地震では、力の作用の仕方がかなり違うということもありますね。

土屋：地下水の変動は観測値があるので、“降雨時にこの程度上昇します”ということがあって、“それに対応した対策をします”となりますが、地震時にはどうするのでしょうか。

若井：例えば、“震度いくつまでは耐えられるようにする”とか、そういう方向性はあり得ないのでしょうか。

釜井：方向性としてはあり得ると思います。しかした

だ問題は、じゃあ地震のときに、その斜面の上が一体どのくらい揺れるかということすら、分かっていない。何となく大きな地震がきて大きな被害が出ているのですが、知らないことが多すぎて、定量的な評価ができません。少なくとも、斜面の上の振動をちゃんと測るということが必要だと思います。

土屋：現実斜面を対象に10km×10km範囲のところで、想定地震動を入れて、“完全に近いシミュレーションは可能か？”と質問されると、“今のところ難しいのでは”といった答えになるのではありませんか。その辺から攻めないと難しいと考えています。

釜井：結局、初生的な地すべりの上と、再活動型で活発に動いていたすべり面の上とでは、同じ地震でも揺れ方が全然違うという観測結果もあります。そういうことからちゃんと出発しないとイケない。

若井：現状でいろいろな課題はあるにせよ、問題意識としては、もしそういうことをやりたいというふうな社会が要請した場合、豪雨と同じように、地震に対しても適切な目標を意識して、定量的に安全度を確認するという方向性は考えていくべきなのかもしれませんね。

一同：そうですね。

10.8 対策工の定量的評価は可能か

若井：これまでの議論をさらに進めたいと思います。対策工を行うための設計手法として安全率を用いているわけですが、将来もし豪雨や地震に対してさらに具体的な要求があり、住民に対して自分たちがこのレベルまでは安全保障をしているのだということを言わなくてはならない時代が来た場合に、安全率というものが持っている物理的意味かあるいは安全率の数値と斜面の状態を連動させて議論させる視点がやはり必要になるのではないかと思います。そういうことを想定した時、今議論している安全率の意味を再確認する必要が出てまいります。そのあたりの今後の展望についてご意見はありませんでしょうか。

土屋：地すべり対策工の設計に必要な安全率について、今後その精度を向上させる必要がありますが、現状の1.2を1.15でOKということにはならないでしょう。安全率の精度の向上だけに頼ることも無理で、まして時間経過にともなう要因の変化などを考えると難しいでしょう。調査技術は進歩してきているが、1.2が1.15でいいとかいう話にはなかなか結びつかない。

鵜飼：今までの議論の中で、安全率という値が、安定性指標として、連続的にこれくらいだったら少し不安があるとか、これだったらもう逃げようとか、そういった指標にはどうもなんかなりにくい。さきほど奥園先生が言われたように、10%だったらまだ大丈夫かっていう、ある意味ではそれくらい。そうすると、その間を埋めるような概念というのがどうも出てこない感じがします。

奥園：ただ少し乱暴な考えですが、極端に言えば安全

率で勝負しなくても、滑動力さえわかればそれに何%上乗せするかということですよ。滑動力が何kNだったら、それに0.1掛けするか0.2掛けするかで必要抑止力が決まってくるんですよ。つまり、安全率で評価しなくても今の現状に何%上乗せするだけでも設計できないこともないのです。

若井：つまり問題は、設計で何を説明するのかということですね。地すべり対策と状況は異なりますが、一部の構造物や盛土などでは「変形」を入れた性能設計への取り組みが始まっています。この背景には二つくらいポイントがあって、一つは社会の要請として“許容できる被害レベルを規定すべき”という声もありますが、もう一つは“ある程度の変位を許してあげない限り、想定の外力に耐えうる設計をすることが、コストの面から見てかなり困難になってきている”という現状があるのだと思います。限られた予算で地すべり対策を遂行するためには、この二つ目の視点が重要なのではないかと思います。安全率とは別に、変位あるいは他の物理量を指標として斜面の実際の現象に目を向けながら、“ここまでの変状は許していい、ここからは許せない”というような議論が、地すべり対策のための設計として今後あり得るのかどうか、ということに強く関心があります。大地震の際に、一気に斜面全体が崩壊して河道を閉塞するようなことがなければ、多少の亀裂や段差が出るくらいはいい、という意識は皆さんがお持ちと思いますが、そういった動機が変形の概念を取り入れた設計の必要性をもたらすのかも知れませんね。あるいは、地下水排除工を施した場合、完全に地すべり運動が停止しなくても、年間このくらいの移動量に留まっていれば、後は維持管理、警戒避難システム等のソフト対応でやっていく、という方向性があるとしたら、それも変形に着目した性能設計の一つなのではないかと思います。そのあたり何かご意見はございませんでしょうか。

土屋：たとえば集水井を施工したときに、上下でスライドしても破壊しないような構造にできるかということを考えると、多少動いてもスライドして追従するようなパーツで構成するとする。この構造は、少々動いても機能を失わない状態にしておけば集水され排水される。ただそういう概念は今までありませんから。

奥園：低位ひずみっていうか、同じ状態で二次クリープですかねえ。その直線状にゆっくりすべっている状態の場合で、それでも道路が開通している、結果的に許容している例はいくらでもありますね。氷河の上に道路を作っているようなものですね、ですから、上流側に余裕幅を持たせておいて、例えば1年に10cm移動する場合、10年で1m道路を上流側に移設すればいいじゃないかっていう、そういう考えはあるんですが、それでO.K.かと言われると、よくわかりませんね。ただ、現場ではそうせざるを得ないから運用でやっている。

土屋：橋梁では下盤と上盤のずれを想定し、下盤支え



若井 明彦 氏

る面積を大きくし、最大許され許容変位は何cmといった議論しているわけですからね。

若井：維持管理の段階に入った後、現実として動いてしまうようなケースが出てきた場合、それでお手上げということではなく、許容できる程度を見ながら対応を練るということですね。地すべり対策についても、これまでは変形の予測などできなかった、では仮に予測できるようになれば、設計段階でそういうことを積極的に取り入れていくという可能性はあるのでしょうか。従来は安全率でしか議論してこなかったわけですが、例えば対策工にしても、ある一定の変位まで許すことを前提に設計するということはあり得るのでしょうか。

釜井：予測法だけじゃなくて、やっぱり維持管理が重要だと思います。高速道路とかで許容変位を議論できるのは、道路を常に点検改修するからできるのだと思います。ところが実際の山の斜面でそれができるかはちょっとわからない。

土屋：それと保全対象の重要性に関わると思います。保全対象の重要性が低ければ、1mの移動でも許容される範囲かもしれません。しかし現状は同じく一律で、この許容範囲を示す指標がないので、今後は合理的に目安を作る必要があると思います。

奥園：一般には土構造は、橋梁とか構造物と違って、そういう許容範囲が広いですよ。

10.9 設計法としての性能設計

若井：仮に、変位をある程度許容する設計をするという場合、方法論としては、いわゆる高度な予測手法を介した設計、例えば、高度な土質試験技術によって得た情報をもとに、有限要素法などにより数値解析で現象予測していく、といったことが考えられます。予測できないからやらないという立場ではなく、変形の予測精度をさらに高めていくには、今後やはり実際の設計などで何度も変形予測を試みていくことが必要でしょう。ただ、このこととは別の観点から、今まで安全率を介した設計を運用してきていることを踏まえて、現実的に対応の容易な、しかし合理性の高い、第三の方法のような可能性はないのでしょうか。

鵜飼：変形を予測するとなると、構成式の問題になるので、話が難しくなりますね。ただ地すべりの浸透流解

析で有限要素法を使用した例があります。たとえば、群馬県の生須地すべり地で浸透流解析やりましたが、50年確率だったかな、三次元安全率を考えて、危険性を評価しながら観測を進めています。雨が降り水位が上がって、安全率が下がり、たとえば1.02ぐらいになったら警報を出そうとかそういうものも考えられる。だから、そういうテストケースする場所を作っていけば、だんだん安全率と変位量の関係がわかってきます。

土屋：そのためにデータの蓄積が必要でしょう。

奥園：水の話になりましたけれども、地すべりの設計での水平ボーリング打つだけの場合、それから井戸を掘る場合、それからトンネル掘る場合、良く分からんけれども、ボーリングだったら2mくらい下がるだろうとか、井戸だったら3m～5m下がるだろうとか、トンネルだったら5m～8mとか下がるだろうと。そういうことで機械的に設計しているんですね。あまりにもそれがおおざっぱすぎるので、その浸透流解析であれ有限要素法できちっと解析し、推定しまして、でそれで設計して、それだけではいけないので、今度は実際に施工したらやっぱり水位を計測して、実際にその通りになっているかどうかをチェックすると。そこで、計算どおりになっていなければまた掘り増しするとか、あるいは別の工法を考えとか。

鵜飼：あとモデルを変えたりとかですね。

奥園：そうです。やっぱりそれで軌道修正していくというやり方だと思うんですね。

若井：そうですね。予測といっても最初の状態から将来を純粹に予測するというのは現状ではかなり困難を伴うだろうという指摘もありましたが、一方で変位や水位の動態観測を踏まえた地すべり全体の現象解釈の道具として、数値解析手法を生かす方向性は十分にあるということですね。感じましたが、「予測」という言葉を注意して使わなくてはダメですね。必ずしも純粹な予測ということではなく、機構を説明するために多くの情報をつなぎ合わせて解釈する道具としてのシミュレーション、という割り切った使い方があるということですね。

鵜飼：性能設計というのは本来、支持力問題のように建物を地盤の上に建てたとき安全率や沈下量がどれくらいだったらいいかというような概念から出発しているように思います。それを無理矢理、自然斜面とかそういうものに当てはめようとしているっていう感じがしています。そういう風に一般論から入っていくんじゃなくて、斜面というものの実態からあげていって、それから性能設計とつじつまを合わせるっていう発想を持たないといけないような気がします。

若井：そうですね。ただ、私達が従来やってきたことが「性能を考えない設計」だったということは、決していないと思います。変位などを介さず、間接的に暗黙の性能を意識した設計をやっているのですね。だから、それを急に変位や水位といった直接的な指標を使って説

明しようとする、従来の考え方との間でいろいろな歪みが生じてくるのだと思います。今の鵜飼先生のご指摘のように、やはり地すべりというものの特徴を十分に配慮した上で、性能設計概念に向かい合う必要があると思います。性能設計が指摘している大事な点は非常にシンプルで、設計がいったい何を目標しているかを分かりやすく説明するということです。もちろん、これを必ずしも変位で説明すべき理由はなく、安全性能を説明できる適当な参照指標を使って説明すればいいわけですね。例えば、手始めに安全率でも類似したことはできるのではないかと、思うわけです。安全率に基づく設計において、ある許容値が設定されているときに、これがどんな意味を持っており、経験上どんなことが言えるのか、が定量的に押えられていればよいのではないかと思います。本日の話題のさらに先に「信頼性設計」といった話題もあります。現実の設計体系はすぐ変わるものではありませんが、他分野の防災対策の設計思想が徐々に性能設計、信頼性設計といった考え方へ、いずれ大きく舵を切ることになりますと、地すべり対策に対する社会の要請もそのような方向を意識したものに変わることが予想されます。私たちの持つ問題意識として、このあたりのことを今からしっかりと見据えて行かないといけないように思われます。信頼性設計もその言葉だけが一人歩きしている感がありますが、実はすでに私たちもその手法を暗黙のうちに許容しているわけです。将来起こるであろう極めて大きな豪雨に対してある一定の安全性能を有するように地すべり対策を行う、すなわち、未来長期間に渡るリスクの確実な低減を社会へ保障することこそ、まさに信頼性設計の考え方そのものであると思います。

10.10 安全率と調査の精度向上

編集部：一度、話題にもあがりましたが、安全率で2割くらいの余裕度を取れば、過去の地すべりが大体おさまるといった点については、私たちもそれを実感しているのですが、それでは、その安定計算法自体について考えるべき点はないのかどうかについてお聞きしたいと思います。強度定数 c 、 ϕ についての不確実性をなくすため、もう少し調査を増やした方がいいのではないかと、という議論は必要ないのでしょうか。

奥園：抑止工をやる場合には、必要抑止力が決まればだいたい設計できるんですよ。ところが排土工とか、水抜きをやるとかですね、いわゆる抑制工ですね、これに c と ϕ が絡んでくるんです。逆算法でスタートしても、 c の取り分と ϕ の取り分で安全率が変わってくるんですよ。これはやっぱりちょっと土質試験をやらないといけないんじゃないかと思っているんですね。

若井：土質の不確実性を絞って、 c 、 ϕ の精度を高めると、安全率を介して議論する時に、具体的にはどんなことが起こるのでしょうか。

奥園： ϕ がリッチなすべり面だったらですね、水抜き

はものすごく効くんですよ。

若井：そうですね。つまり予測精度を高めるということは、設計をしたことがより正しくなるという、そういうことですよ。先ほど話題にあがっていた“許容値をより絞り込める”という話とはまた別の話でしょうか。

土屋：間違いが少なくなり、より適切な工法を選択できる可能性があります。現在の調査方法は必ずしも完全ではないところがあるでしょう。ご指摘の通りです。

若井：先ほど、安全率の許容値を1.2としているのは、現象の不確実性が原因の一つになっているのではないかというお話がありましたが、もし精度が向上するのであれば、外力の不確実性は残るにしても、考え方としては1.2の値をさらに絞り込んでいく動機付けになり得るのでしょうか。ただ、実際の斜面の複雑さはあの通りですから、確実に安定性評価の精度が向上したと言い切れるほど斜面内部の特性を調べ上げるのは、途方もない労力が想像されます。いくらか調査数、試験数を増やしたくらいで格段に精度が向上するとは言にくい、そのような認識でよろしいでしょうか。

土屋：多分すべり面の位置に関しては、地すべり学の進歩に裏付けされて以前より精度が向上していると思います。ただ、最後に残ったのは c 、 ϕ であり、これまでも多くの土質試験を実施してきたと思いますが、現実には“どの程度反映されてきたか”ということでしょう。基本的には経験則と $1/10c$ で進めてきた経緯があります。

奥園：これはなんとかしましょうね。 $c=1/10h$ はね、これからお互いに。

土屋：それが原因で大きな失敗を生じたということも聞いてはおりません。

奥園：だから不思議ですね、先人はやっぱり偉かったのでしょうか。

釜井： $c=1/10h$ から出発しても少しずつ問題があるのを修正していつているんじゃないですか。それはやっぱり地すべりの特徴ですよ。非常に長い間観測して、それをうまく持ち帰って。

若井：前半の話に戻りますが、過去に滑ったことがある通常の地すべり斜面に対策を行うのであれば逆算もしやすいですけれども、これから滑るかもしれないものをどうやって考えるかという問題ですね。その場合、やはり純粋な予測になっていかざるを得ないのですよね。であるとすると、予測の精度が重要になるのではないかと思います。そうでないと、対策工を決めることが難しくなってしまいますね。

鵜飼：変形を予測するためにいろいろやるより、強度で安全率を確かめるために、強度の精度を上げるという方向であると思います。そのために調査の数を増やすことや試験の精度を上げることも必要になるでしょう。

若井：そうですね。鵜飼先生が“強度の議論をするのがよい”と仰っているのは、壊滅的な被害だけをまずは何とか避けよう、という要求性能が意識の中にあるから

ですね。多少の変形云々ではなく、やはり壊滅的なものを抑えるのが最優先であると。

鵜飼：安全率が高ければ変位も抑えられるから。

釜井：もう一つ。すべり面の形がやっぱり問題だと思います。地すべりの場合、どっかに力がかかっていて、そこが壊れると一気に行ってしまおうってよくありますよね。結局それはある種の三次元形があって、そこに特に力がかかりやすいとか、力が抜けるという事があるわけですね。したがって、我々がいかに精度を出すかっていう問題では、ある程度そういうことを調べていくことが不確実性を減らす方法かなと思います。三次元解析にもって行くには、調査にものすごくお金がかかってしまうという側面もありますが、現象の正しい理解のためには二次元で考えるよりは三次元で考えた方が簡単だということがあるわけですね。三次元解析しようと思ったら、ボーリングが増えるので、逆に不確実性が減っていくんではないかという、そういう副次的な効果もあるんですけど。本来はそういうことだろうと思います。

10.11 耐震設計と安全率

鵜飼：地震の話をしてください。ある地域を対象に液状化被害や家屋被害などの地震ハザードマップを作ることがよくあります。しかしそのハザードマップが前提としている地震は斜面にも必ず作用するはずでしょう。だけど斜面には設計はいりませんよね。それはなぜだろうかというのを考えてみる必要があります。たとえば、斜面は雨でもしょっちゅうすごい外力を受けているから、安定化していると。だから少しの地震なら安全だろうと。でも家屋は、屋根があるから雨に対して安全に設計されているけど、地震の横揺れに対しては元々何もしていないければ壊れちゃうから、それに対して耐震設計していると。そういう風に考えればいいのか。

若井：先生のおっしゃっている斜面というのは、具体的にどんな斜面のことでしょうか。

鵜飼：切土でも盛土でも自然斜面でも、いいんです。ただ残念ながら現在の方向性としてはよほど特殊な斜面でない限り耐震設計を考えるという方向ではないですよ。例えば地すべりでもそれが動くことによって道路が壊されるとか、人家に大きな被害が出るとかそういう可能性が大きいところに対しては多分考えていくだろうと思われます。でも、それだけでよいのかという不安が残ります。

釜井：その地域で地震係数を入れて何とかありませんか。切土斜面ではどうしているのですか。

奥園：切土では、あまり入れていませんね。理科大の龍岡先生も良く言われるんですが、“構造物であれだけやっていて、土構造物で耐震設計してないのか”と。

若井：修復するときの費用対効果の問題もあると思います。道路の場合には簡単に修復できますので、崩壊してしまうという状況さえ何とか回避できればという判断

はあると思います。家屋ですと、土構造物に比べて明らかに人命に直結するので別の判断になるのでしょうか。

奥園：どういうわけか切土は地震に強いんですね。ただ切土の上の自然斜面は弱いんですね。

土屋：つまりはどこに対策を施すかが分からなかったことが大きい。一般斜面の対策といっても場所の特定ができない。砂防分野では、計画は流域で考えることになり、対象流域の出口で堰堤を設計するという概念になります。ある程度発現場所が特定されれば、土石流対策もより効果的に構ずることが出来るような気がします。どこが危険となるかの判断が難しい現状では、地震対策も進まない気がします。

若井：斜面はあまりにも対象が多く、管理可能性が小さいということですね。家屋の場合は所有者、被害者が誰であるのかも明確です。ただし、家屋の近くに斜面地形があったときにはどう考えるべきでしょうか。

土屋：崩壊すると分かれば対策は出来るのですが。

若井：“総延長のどこがどのくらい崩れるのか”が予測しにくいですね。崩れない箇所が全体のほとんどであるという場合に、どういう風にお金を使って対策を考えるべきか、確かに非常に難しいですね。

鵜飼：最近は耐震の基準が厳しくなっていますから新しい家屋は大地震が起きても簡単には壊れなくなっていると思います。おそらく切土や盛土の耐震性も、家屋など他の構造物と相対的に耐震の必要性を考えなきゃいけないと思います。家屋の耐震規準は厳しいのに、切土や盛土の耐震設計はしなくても良いというわけにはいかないでしょう。

釜井：特殊な例かも知れませんが、原発の周りの斜面のではかなり厳重に耐震設計をやっています。

若井：あれはかなり要求性能を意識しているというか、被害のレベルを認識してやっていますね。他には何かご意見はございますでしょうか。

奥園：ちょっと安全率に戻りますが、安全率というのは、すべりに対する安全率であって、そこに入ってくる対策工の安全率ではないんですね。対策工の安全率はですね、アンカーなんか1.5~2.5倍の安全率が入っているんですね。それから杭だって3倍ですか、これをどう考えるべきかっていうのは良く分からないんですね。適切な例えではないかもしれませんが、車でエンジンが駄目になったのにタイヤだけが新品だったとかですね。

若井：そういうバランスは結構難しい問題ですね。先ほど話題になりました家屋の場合もそうですが、家自体はどんどん強くなっていくのですが、宅地や擁壁の耐震性などと並べて考えた場合、バランスをどう考えるべきなのだろうかと思います。いずれにせよ、各対象に対して許容すべき安全率の大きさは、それぞれ過去の経験が反映しているということなのでしょうね。

土屋：現在は、削孔能力も上がって孔壁崩壊も少なく、

また粘土の付着を許した状態でセメントミルクを流入することはないかと思います。そのことを考えると、安全率を低めに設定しても大丈夫かと思います。

奥園：ただし品質管理は大事ですね。

10.12 劣化と維持管理

若井：維持管理という観点からですが、斜面は劣化が進行するから安全率が時間的に変化するだろう、だから維持管理を考えるとときに劣化に伴って生じる変形量みたいなものを把握しておけば、破壊に至る前に対策工の検討も可能となるし、ライフサイクルコスト的な考え方が導入されるのではないかという考えもあるようです。

奥園：特に切土のり面ですね。

鵜飼：道路沿いの切土斜面の調査で規制降雨量以下で壊れている斜面や雨が降ってもいないのに壊れている斜面があるということに気づいたことがあります。それは吹付け斜面と風化した岩盤斜面に多い。そういうのはいつ壊れるか分からない。しかしおそらくちゃんと見ていれば崩壊前に小さな変形や亀裂が入ったりしているだろうと思います。理屈の上では斜面をしっかり維持管理し、観察していれば崩壊も事前に察知できるのではないかと考えています。

奥園：そうだと思いますね。徐々に老朽化していくものはですね、自覚症状がどんどんでくるんですね。集中豪雨とか地震という強烈な引き金で壊れるものとはちょっと違うんですね。ですから事前に何か症状がでくるような気がしますね。

鵜飼：維持管理を本当に徹底すれば、本来ある程度見れるものなんでしょうね。

奥園：ただ急激に落ちることがありますから、ちょっと油断するとタイミングを外してジャッジしきれないうちに落ちてくる場合があります。

土屋：中国四川都江堰市に近代的なアースダムがあります。先の四川地震で堤体に多少の変形を生じたダムですが、主軸左岸サイドに多くのアンカーが設置されています。あの規模の地震で未崩壊ですから、アンカーの効果は多大であるとの印象を受けました。しかし、二回目に見学した時、詳細にアンカーを見たらヘッドが腐植していました。つまり、そのまま放置しても問題ないのが気になりました。このような現実を見ると中国では管理が十分にされていない可能性があります。

奥園：日本の管理技術売り込む余地はありますね。

土屋：アンカーヘッドを鉄製カバーが腐食して中が見える状態なので、時間経過とともにアンカーそのものが効かなくなる可能性があります。

奥園：今は防食のキャップとかですね、こういうキャップとかあるんですが。昔は皆埋め殺しでしたからね、コンクリートでね。

土屋：本論から外れますが、かつての日本もそのような状態ではなかったのでしょうか。どこかで事故が起きて

徐々に管理を徹底する、あるいは十分な防錆処理をするといったことになったのではないかと考えられます。

奥園：かなり防食には気を遣うようになりましたけどね。

土屋：この意味で長年にわたって維持しようとするとは十分な管理が求められると思います。

10.13 地震後の斜面の安全性

編集部：最後になりますが、これから大きな地震がやって来ることを想定した場合、地震後の地盤のゆるみと斜面の安全性の関係について、今後どのように考えていけばよいのでしょうか。

土屋：地震の後の山の緩みを評価したことはありませんね。兵庫県南部地震後に六甲砂防事務所では六甲山の管轄域を中心に亀裂の有無と分布を調べていますが、強度としてどのくらい落ちたかという評価はしておりませんでしたね。台湾地震のその後について山地の崩壊地分布を5～6年くらい衛星で追跡すると、実は崩壊地のサイズはあまり変わらないことが示されています。何度も降雨の洗礼を受けてはいるのですが。しかし地震域の中

小河川の出口には土砂が運搬されて橋梁が流失したりする被害が生じている。それでは河川に流出する土砂の起源はどこかという点、その河川の近傍斜面や沢に流出した土砂が流れてきている。上流側の山地帯での変化は少ない気がします。

鵜飼：その出てきた土砂も、地震のとき緩んだものが土砂として流れてきたとか。

土屋：実際には洪水時に多量に運搬され、河幅一杯に流れ、従前は河川敷内に草地が見られたのですが、これが消滅している実態があります。それは土砂が相当程度に流下していることも意味しています。しかし上流側の斜面崩壊は地震によって緩んだ地盤性状に変わっていると想定されてもそれほど拡大していない。

鵜飼：実際すごいですよね。やっぱりそんなに大した雨でなくてもね、土石流が起こったりしますからね。あれは地震の本当の影響ですよね。

若井：おおよそ話題は出つくしたと思われますので、これで本日の座談会を終了させていただきたいと思います。長時間どうもありがとうございました。

(原稿受付2009年2月27日、原稿受理2009年3月4日)

Lecture

「安全率を考える」第11回

Returning to the fundamentals of safety factor No. 11

11. 講座を終えるにあたって

山田正雄 Masao YAMADA／国土防災技術(株) Japan Conservation Engineers Co.,Ltd.

本講座は、各分野の安全率に対する考え方、物やシステムの破壊等の安全率の物差し、安全率の定義方法、安全率の活用の仕方等を知ることから安全率に対する基本的な考え方を洞察することにより、我々が何気なく用いている安全率を再認識するために企画した。しかしながら、同時に、近年の社会環境の変化に伴い安全率に対する考え方にも柔軟性が求められていることを読者に感じ取ってもらえるために、講座をどういった側面から企画したらよいか、当初非常にとまどったのを覚えている。そんな中であって、神戸大学の沖村孝名誉教授、吉田信之准教授、(株)アイエスティの吉松弘行氏、(財)砂防地すべり技術センターの綱木亮介氏に相談したところ講座準備会への参加をご快諾頂き、学会編集委員からの面々とともに、「安全率に関する講座委員会」として立ち上げることができた。1年間の準備期間をとり、講座委員会の熱い討論を経て安全率講座の企画がまとまり、ようやく学会誌に掲載することが可能となった。また、執筆者の

方々には、貴重な時間を割いて執筆いただいたことに心から感謝いたします。

学会誌に掲載された周辺分野の安全率の考え方を踏まえて、最後に、「地すべりにおける安全率に関する座談会」で締めくくる企画とした。地すべりに携わってこられた学識経験者の方々の学識と経験談に裏打ちされた大変興味深い内容となり、講座委員会の面々にとっても感慨深いものがあると思う。

本講座で示された内容から、地すべりにおける技術的な安全率についての今後の課題、検討事項が浮き彫りになり、将来的な地すべり技術の進歩につながれば幸いである。

何とか無事に本講座を最後まで終えることができたのは、関係各位の協力があつたからこそで、ここにお世話になった皆様に深く感謝致します。

(原稿受付2009年2月27日、原稿受理2009年3月4日)

表-1 講座のテーマと執筆者

回	章、タイトル	執筆者(敬称略)	掲載号
1	1. 講座を始めるにあたって	山田正雄(国土防災技術)	44-3
1	2. 土木、特に地盤工学における安全率	東畑郁生(東京大学)	44-3
2	3. 建築構造物の設計と安全率	高橋徹(千葉大学)	44-4
3	4. 機械分野における安全係数	小林英男(横浜国立大学)	44-5
4	5. 大規模システムと安全率	高野研一(慶應義塾大学)	44-6
5	6. 鉄道と安全率	岡田勝也(国土館大学), 杉山友康(鉄道総合技術研究所)	45-1
6	7. 道路のり面と安全率	沖村孝(神戸大学), 吉田信之(神戸大学)	45-2
7	8. 自然斜面と安全率	鵜飼恵三(群馬大学)	45-3
8	9. 周辺分野の安全率の考え方と地すべりにおける今後の課題	「安全率に関する講座委員会」	45-4
9	10. 地すべり分野における安全率に関する座談会	鵜飼恵三(群馬大学), 沖村孝(神戸大学), 奥園誠之(高速道路技術センター), 釜井俊孝(京都大学), 土屋智(静岡大学), 若井明彦(群馬大学, 司会)	45-6
9	11. 講座を終えるにあたって	山田正雄(国土防災技術)	45-6

※) 「安全率に関する講座委員会」のメンバーは下記の方々です(敬称略, 1)印は本講座担当)。

阿部真郎, 新井場公德, 梅村順, 沖村孝, 新屋浩明, 綱木亮介, 山田正雄¹⁾, 吉田信之, 吉松弘行