

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。

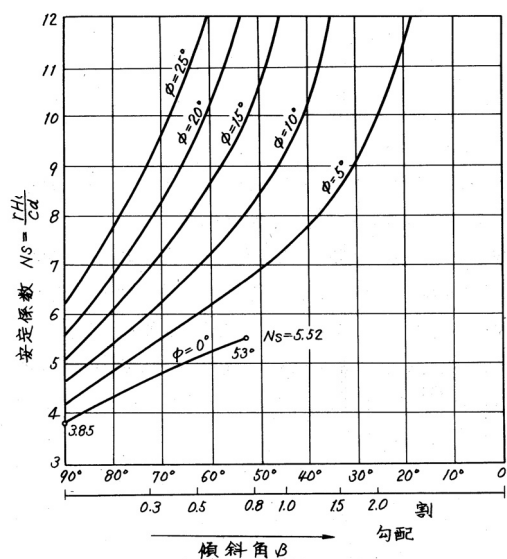


図-1 粘着力と摩擦力のある材料の斜面崩壊（ ϕ に対する β と N_s の関係）²⁾

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を超える部分は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

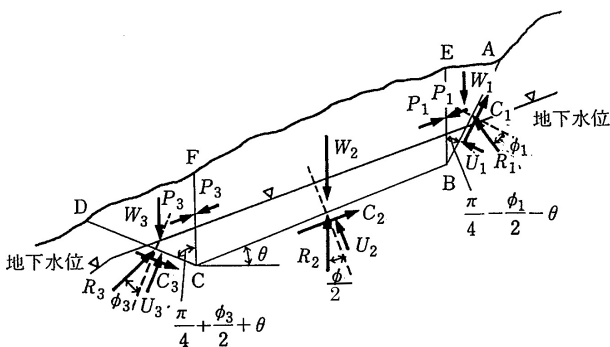


図-3 折れ線状のすべり面による安定解析²⁾

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
特殊土	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
	締まった土砂	締まった礫粒土	1.0~1.2
岩石	火 山 灰	軟 質	1.2以上
	質 粘 性 土	硬 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~

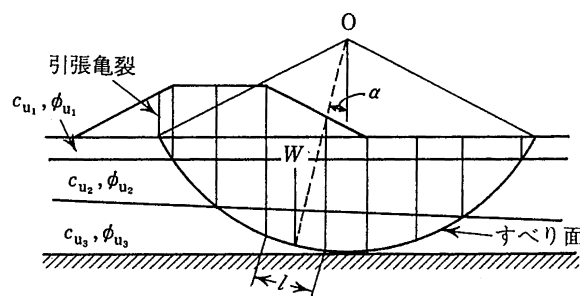


図-4 盛土と支持地盤の円弧すべりの概念図⁷⁾

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、支持地盤の液化化判定をあげ、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	○	○	○
		支持地盤の液化化の判定 ^{*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	○	○	△
	列車走行	動的変形 ^{*1,2}	永久作用＋主たる変動作用	○	△	△
		動的変位 ^{*1,2}	変動作用	○	△	－
使 用 性	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	○	○	○
	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	△	△	△
復 旧 性	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	支持地盤の液化化の判定 ^{*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：「騒音規制標準」による照査項目
 *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」

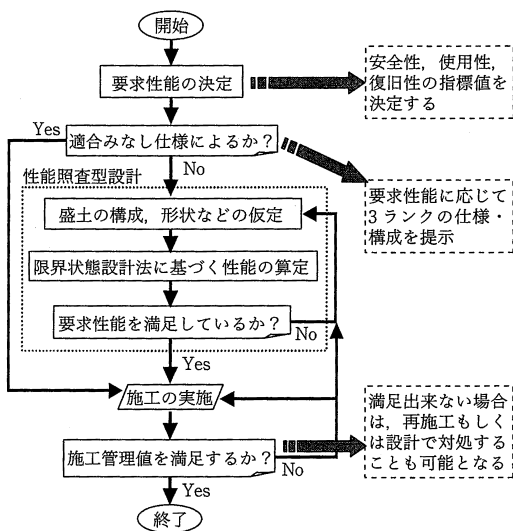
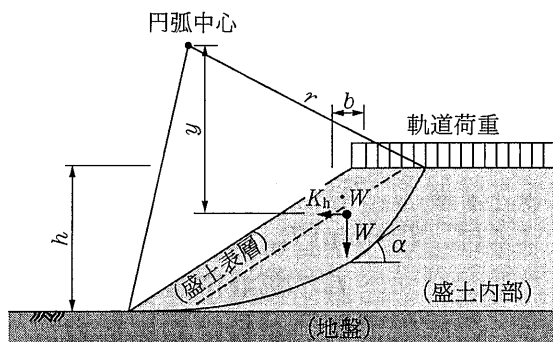


図-5 設計のフロー⁸⁾



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
安 全 性	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	△	△	△
	外 観	植生の状態、のり面の景観 ^{*3}	永久作用＋変動作用	△	△	△
復旧性	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		1：1.0～1.8 1：1.0～1.5
	山 砂		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
岩 石	脆弱岩		1：0.8～1.2 1：0.8～1.2
	軟 岩 ^{*4}		1：0.5～1.0 1：0.5～1.0
	硬 岩		1：0.3～0.8 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岩としてよい

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たと言える。

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)