

第 8 回

土木研究所研究発表会資料

昭和 45 年 4 月 24 日

建設省土木研究所

目 次

1. 軽 量 床 版	構造橋梁部長	多 田 安 夫.....	1
2. 橋 面 舗 装	舗装研究室長	松 野 三 朗.....	5
3. 舗装用アスファルトの耐久性	化学研究室長	近 藤 紀.....	9
4. 土木構造物の最適設計	技術管理室長 工学博士 ○同 建設専門官	中 村 慶 一..... 富 田 努.....	13
5. 盛土の内部応力と圧縮沈下	施工研究室長	伊勢田 哲 也.....	20
6. ロータリーフォイルサンプラーとその適用性	基礎研究室長	吉 田 巖.....	24
7. 床固めの水理機能	河川研究室長	土 屋 昭 彦.....	28
8. 土砂移動の追跡に関する流域モデル	砂防研究室長	平 尾 公 一.....	32
9. 岩盤せん断試験に対する力学的考察	ダム構造研究室長	飯 田 隆 一.....	36

軽 量 床 版

構造橋梁部長 多田 安夫

1. 概 説

この報告は土木研究所において本州四国連絡架橋調査の一環として床構造の軽量化を目標として、軽量床版を研究しているが、その研究の現在まで得られた主な成果についてのべるものである。

道路橋の設計応力に及ぼす床死荷重の影響の大きさはよく知られているところである。したがってこの軽減をすることは橋梁技術の合理化研究として重要な課題の一つであり、この最たるものが鋼床版の開発であった。一方本州四国連絡橋のように超長大橋ともなると工期短縮の利益が大きいので、工期のかゝる床構造の構造と工法に通常のものと異なった考え方を入れる必要がある。研究はこの床構造の軽量化と工期短縮を目標としたものである。対象として舗装の薄層化が可能なプレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版、コンクリート充填鋼格子床版および鋼床版である。これらはいずれも床版表面仕上げ精度が通常の現場打ちコンクリート床版よりはるかに高いので、現場打ち床版では平均5 cmは必要な舗装厚を2 cm以下にすることができ、これによつて軽量化と工期短縮および維持補修費の低減がはかれる。薄層舗装については松野室長が報告する。こゝでいう軽量床版とは支持けたの条件が等しいときに現場打ち普通鉄筋コンクリート床版より20%以上軽量のものをいう。例えばプレキャスト鉄筋コンクリート床版（プレキャストRC床版）は、施工精度の向上によりコンクリートの品質のはらつき、配筋の誤差が小さくなるので普通コンクリートを使用したときでも床版厚を20%薄くしても安全性は現場打ちと同等以上と考えてよからう。さらに施工管理が現場打ちより容易になるので軽量骨材の使用も安心して行えるから、粗骨材にのみ使用しても15%の軽量化が可能である。この形式については実橋にも適用され当面の目標は達成された。⁽¹⁾

コンクリート充填鋼格子床版はアメリカでは長大吊橋のほとんどが使用しているものであるが、国産化にともない検討した結果、疲労強度に問題があることがわかり主として設計細目を検討してきたものである。現在関門吊橋に適用する鋼格子床版の受託試験を行なっているが、ほぼ満足すべき成果をうることができた。⁽²⁾

鋼床版については国内でも多くの実施例があり問題は高強度鋼使用の場合の対疲労の設計法であるが、現在まで実用設計法をまとめ今後の疲労の研究計画をたてゝいる段階である。⁽³⁾

2. プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版⁽¹⁾

2.1 床版の最適断面形状とPC版との比較

最も軽量の断面を求めるため図2.1のような断面について検討したがスラブ厚を薄くできるa)とb)の形状が最も軽量にできて、断面性能もよいことがわかった。一方偏荷重の作用に対してもスラブ純径間が接地幅に近いこの形式の安全性は高いといえよう。図2.2に示す形状が最適断面である。ただしこれはRC版の場合であつてPC版としてはリブ底幅を28 cm、スラブ厚を8 cmの断面積3984 cm²のもので比較した。これはPC版の方がひびわれに強く疲労にも強いのでスラブ厚を薄くしてよい

22

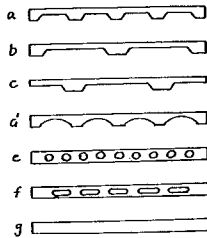


図 2.1 床版の断面形状の比較

分類	斷面形狀 (mm)	斷面積 A (cm ²)	断面係數 I (cm ⁴)	断面係數 (cm ⁴) 上緣 W ₁ 下緣 W ₂	断面係數 (cm ⁴) 上緣 W ₁ 下緣 W ₂
A		4.008	97.60	13.300	84.50 24.4
G		4.376	107.100	13.710	95.40 24.4

图 2.2 最適断面形状

一 4.0 kg/cm として設計した。支間は 2.5 m である。この結果初期たわみが $4 \sim 5 \text{ mm}$ 残留することが明らかになった。これはコンクリートのクリープとともに増大する性質のものであるので、版間の不陸が 10 mm 近くできる可能性を意味する。しだがつて薄層舗装に不適である。またこのような規模では大量生産の場合といえども PC 版の方がコスト高になるであろうと推定できるので研究対象から除外することにした。

2.2 設計法

普通の床版は幅方向無限の等方性版理論にもとづいた鋼道路橋示方書の計算法で設計するが、プレキャスト版は四辺とも有限版となるのが普通である。このような版の計算法は各種の文献⁽⁴⁾にあるが、何れも精度のわりには手数がかゝるので鋼示の式を準用できれば便利である。この場合は計算法の仮定を満たす細目を考慮しなければならない。これが問題の一つである。つきに隣接版間の継手および支持げたとの間の不整合によつて生ずるすき間の処理方法である。これらが場所打ちに比べてプレキャスト版の弱点である。ただ歩道部のような集中荷重が大きくないものでは大した問題とならないが車道用のときは輪荷重によつて局所的な応力集中や二次応力が生ずる懸念がある。

(1) 偏方向縁端部の補剛 縁端部を弾性梁で支持するときは重ね梁としての計算法を適用すればよいが一体とするとそれは版縁の補剛として扱う。こゝで求めるのは補剛断面の求め方である。今無限版の単位幅あたり $E I$ と等しい $E I$ をもつ短形ばりの支間中央に輻荷重 q がのつたときに生ずる曲げモーメント M_s' と無限版の中央部に生ずる曲げモーメント M_i との比 M_i/M_s' を荷重分配係数 k_i とし M_s とプレキャスト版の自由縁端部に生ずる曲げモーメント M_f との比を k_f とすれば、自由縁端部を補剛しなければ明らかに $k_f < k_i$ である。いま中央部と縁端部の応力がその $E I$ 比に比例するものとすれば、両者の応力を等しくするためには縁端部を荷重分配係数の差だけ補剛すればよいことになる。この考えにしたがつて検討した結果が表 2.1 である。これは Pucher⁽⁴⁾ の表を用いた。これで明らかにように最も不利なときで中央部の約 2 倍の $E I$ をもつように補剛すればよいことになる。この仮定は実物大供試体による実験によつて妥当性をたしかめている。

(2) 隣接版間の継手 これについては隣が開床式箱格子床版（グレーチング）の場合について検討したが、RC版間では未検討である。しかし上記の箱隅をすればあととせん断を伝える形式にすればよい。またこうしないと版間に高低差が生じ、鋪張のきれつを招きついで床版隅角部の破損に

進展するのでよくない。継手の方法としては接着剤系統の充填、はぞ状の現場打ちコンクリート、高力ボルト締めなどが考えられる。

(3) 支承部の不整合によるすき間の処理

工期短縮を考慮するとこの作業は乾式がのぞましい。そこで今回は 0.8～3.2mm の海鋼片を適宜たたきこむことで密着性をうることとした。なお車輛進行による振動と版のたわみ回転運動によつて次第にせり出してくるのを防ぐため目地の防水をかねた合成樹脂系の填充材を注入しておくのがよい。

	① 1方向有限・1方向無限版	② 両方向無限版	$\alpha = \frac{①}{②}$
載荷位置			※ 18mm の右車輪 ※ 29mm の左車輪
荷重工の場合	$k = 0.514$	$k = 0.250$	206
荷重(II-II)の場合	$k = 0.594$	$k = 0.360$	1.65

表 2.1 荷重分配係数 k と α 値

リブの下の方の T げた式支承のときは、継支承式にするのがよい。このときはすき間処理は不要。

(4) その他

構造細目としてリブ主鉄筋の版端配筋方法がある。普通は引張側鉄筋を曲げ上げるのであるが、リブ高と鉄筋径によつては困難となる。そこで曲げ上げずに伸ばした場合に、スターラップを強化したものと、断面中央にたんさく状鋼板を入れたもの 2 方法について実験したがいずれも所要耐力は十分あつた。版の支持げたへの固定は高力ボルトによつたが、この場合は引張力が作用するので引張接合として設計してボルトの種類をきめるのがよい。また再締付けを覚えてねじ山の余裕をとるのがよい。このボルトによる拘束の影響は床版応力には一般に問題にならない。設計曲げモーメントの決定にあつては、鋼示の式の床版厚仮定より薄くなるので輪荷重載荷面積の減小による曲げモーメント増加を考慮する必要がある。しかし一般には 5% 以下、最悪でも 10% 以内であるから、大きい問題ではない。

2.3 実橋への適用

京葉道路花輪跨道橋に公団の好意により適用の機会をもつことができた。同橋の工事の詳細は文献(5)を参照されたい。設計は図 2.2 A を基調としている。床版の製作で主要な型枠は 3.2～5mm の鋼板を使用したが生産のための溶接歪の影響でリブ幅、リブ高さ、スラブ厚さなどに ± 3 mm の誤差を生じた。鉄筋の配筋精度は有効高さで $-10 \sim +5$ mm の仕様が確保できた。通常では限度の値と考えられる。床版重量は設計時の推定に対し $+2\%$ であつた。架設精度は上述の型枠の不整もあり最終的に 10 枚の版間の高低差は最大 8mm、平均 2.5mm となつた。このため当初の舗装厚 10mm は 15mm に変更した。支承部のすき間は測点 210ヶ所最大 3.6mm 平均 0.9mm であつた。目地間隔は設計 4mm に対し 11mm～3mm 平均 5.4mm であつたので設計値を 2mm にすることは可能であらう。実大供試体による耐力試験では曲げ耐力で設計荷重の 3.1～3.6 倍、端部せん断耐力で 1.2～1.4 倍の強さがあつた。材料が仕様値から強かつたことを補正しても十分の安全性がたしかめられた。供用後、支持げたに對傾材をつけるのを省いてみたところ、けたの輪荷重によるねじり回転が生じ支承部コンクリートのはくりが生じたが、對傾材の設置によりけたは安定した。目地および支承部すき間には防水材料を注入充填した。昭和 39 年 10 月より現在まで、12 時間交通量約 14000 台うち 20% が大型車の重交通に安定して耐えている。たゞ目地のところの舗装にはきれつが入り幾分発達の様子がみえる程度

である。

3. コンクリート充填鋼格子床版⁽²⁾

現在国内で生産可能な3社のこの床版用工形鋼は少しずつ形状がことなるが、基本的にはいずれも工形鋼である。したがってことなるのは工形鋼のウェブの穴のあけ方、横方向部材の形状、現場継手の方法および支持げたへの取付方法である。一方問題となる疲労強度はこれらの部分である。U S スチールのI ビームロックは横方向部材をフラットバーと丸鋼を主体とし、現場継手はI ビームもふくめていずれも現場溶接である。しかし国内での疲労試験結果ではこの類似形式はいずれも疲労破壊を生じており我々としては不適と判断している。このためウェブの穴のあけ方を切欠きのない形状にし、横方向部材は平鋼主体より棒鋼中心に、現場継手は溶接を用いず機械的接合かコンクリートの付着応力を利用する重ね合わせ継手に変更しつつある。

鋼門吊橋はこの形式の床版を用いるので、まづ現地工事用道路橋に使用して表3.1の静的載荷試験を行ない、さらに土木研究所でJ-1, J-2, J-3, C-2, C-3について疲労試験を行なったが、結果はJ-2, C-3がすぐれている。

ただC-3はスタッド溶接部の疲労が十分たしかめられていないので、現段階では図3.1の設計細目がすいしょうできるものと考ええる。しかしC-3形式は安全ならこの方がよからう。今後合取げたに用いるときは当然この形式となるう。

この床版は構造の施工精度が信頼できることから床版全厚も支間2.5 mで15 cm 程度と軽量化できるので、一般の橋にも今後使用されることと思われる。また床版上面の仕上げ精度もよいので薄層舗装も可能である。

表3.1 構造細目の種類

- (1) 床版工形鋼の現場継手
 - 1) 工形鋼フランジ突合せ溶接 (J-1)
 - 2) 継手鉄筋を用いた鉄筋コンクリート構造としての継手 (J-2)
 - 3) 溝形鋼と高力ボルトによる溶接 (J-3)
- (2) 床版の支持げた (横げた) への取付方法
 - 1) 床版工形鋼下フランジの横げたへのすみ肉溶接 (C-1)
 - 2) 押え板と高力ボルトによる取付け (C-2)
 - 3) スタッドジベルによる取付け (C-3)

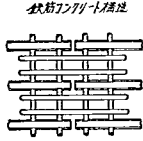
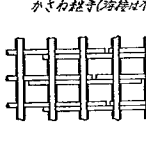
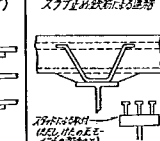
I 形鋼の継手	横部材(棒鋼)の継手	支持部材への取付け
鉄筋コンクリート構造	かさね継手(溶接は不可)	スクリューボルトによる溶接
		

図3.1 コンクリート充填鋼格子床版の構造細目

参考文献

- (1) 多田・太田：「プレキャスト軽量鉄筋コンクリート床版の研究」, 土木研究所報告, 45-3月
- (2) 国広・太田：「鋼格子床版に関する調査報告書」, 土木研究所資料第560号, 45年2月
- (3) 国広・藤原：「直交異方性版理論による鋼床版実用設計法」, 土木研究所報告137号, 44年8月
- (4) 例えば Timoshenko: "Theory of Plate and Shells"
Adolf Pucher: "Einflussfelder elastischer Platten", Springer-Verlag, 1951.
- (5) 比 留 間：「花輪道路橋工事報告」, 「道路」, 40年3月, 4月

橋 面 舗 装

舗装研究室長 松 野 三 朗

橋面舗装は橋床版の保護と橋面の平坦性の確保の目的で行なわれるもので、橋梁が直接交通に接する部分であることを考えると、比較的重要な意味をもつものである。しかし橋梁工学の上からはそれほど重要視されておらず、また舗装技術の面では特殊な部類に属するので、一般舗装におけるようには多く研究されていない。したがって現在橋面舗装に関して多くの問題点が指摘されるが、まだ十分な解決をみているものが少ない。この報告はこれらの問題点について、舗装研究室における2, 3の調査結果を交えながら述べたものである。

1. 橋面舗装の種類

以後の説明の便宜上橋面舗装を分類してみると次のようになる。

i) 橋床版による分類 a) RC床版 b) 鋼床版 (RC床版にはプレキャストコンクリート床版, I-beam-lok床版, デッキプレート床版, コンクリート充填ボックス床版などコンクリートが表面に出ているものを含める)

ii) 橋面の部分による分類 a) 車道 b) 歩道 (歩道橋を含む)

iii) 厚さによる分類 a) 厚層舗装 b) 薄層舗装

iv) 材料による分類 a) セメントコンクリート舗装 b) アスファルトコンクリート舗装 c) 特殊材料による舗装

2. 橋面舗装の一般的问题点

一般的问题点は次のとおりである。i) 面積がせまく、小規模工事に属するものが多く、設計、施工が難になり易い。ii) 床版の平坦性がよくないため、ある程度の舗装厚が必要な場合が多く、それでも十分な平坦性の確保はむづかしい。iii) 橋面舗装のみで防水性を確保することがむづかしい。iv) 目地その他の凸起物が多く、施工がやりにくい。

3. RC床版上の舗装

旧くはRC床版上にセメントコンクリート舗装を行なった時代もあったが、施工性がよくないこと、床版との付着が十分でないことなどの理由により、現在では加熱混合式のアスファルト舗装が大部分を占めている。一般に舗装厚は5cm以上とされており、8~10cmとすることが多い。8cm以上の場合は2層に舗装される。RC床版上の舗装については特に調査していないが、問題点と考えられるものを挙げると次のとおりである。

i) 床版の平坦性 普通のRC床版の表面の平坦性はセメントコンクリート舗装に比して極めて悪い。合成樹脂などで基準高に対して数センチの誤差を生ずることはやむおえないとしても、3mの直線定規で測定してもなお数センチの凹凸をみるものがある。市が国で床版の凹凸について規定しているのは日本道路公団の仕様書のみであり、これでは3m定規で測定したときの最凹部の深さが10mm以上あってはならないとしている。したがって一般の床版にこれを適用することはむづかしい。東名高速道路の矢名瀬橋では床版の仕上げに特別なフィニッシャーを用い、上記の仕様にはずれるものを

15%程度におさえることができた。舗装厚も6CMと一般のものより薄くできたことが報告されている。

ii) 舗装の流動 橋面では車輛が一定の位置を走行し易く、また床版の剛性が大きい。ためアスファルト混合物が流動して、わだち揺れを生じ易い。コンクリート舗装上にオーバーレイしたアスファルト混合物にも同様な傾向がみられる。したがってRC床版上の舗装は安定性のよい配合としなければならぬ。

iii) 防水 首都高速道路の例によれば、床版とアスファルト舗装の間に水が浸入しているものが多い。この水は路側、中央分離帯の地覆あるいはガッターとアスファルト舗装の間より侵入するようで、床版面を縦断、横断方向に流れる。この水は床版に対して有害であるばかりでなく、アスファルト舗装を破壊する原因ともなる。床版を保護するため床版面にエポキシ樹脂を塗布することも行なわれているが、水を入れないようにする何らかの処置をすることが望しい。

iv) その他、首都高速道路1号線では44年春の降雪時にタイヤチェーンによってかなり摩耗が生じた。橋面舗装の摩耗は床版に影響を与える可能性があることや、補修が面倒であることなどから、積雪地では十分に考慮しておかねばならない点である。対策としては舗装厚をある程度厚くしておくのがよい。RC床版上のアスファルト舗装には、床版にひびわれが入らない限り舗装にひびわれが入ることはない。したがってRC床版上の舗装のひびわれは床版の赤信号であるとみてよい。

4. 鋼床版上の舗装

鋼床版上の舗装はRC床版の場合に比べて欠点を生じ易く、現在のところまだ完全な解決はなされていない。RC床版と比してむづかしい点はスプライスプレートやリベットヘッドなどが凸出している。RC床版と比してむづかしい点はスプライスプレートやリベットヘッドなどが凸出している。施工が均一にできにくいこと、リブ周辺で版の剛性がかわるため、舗装に応力集中を生じ易いこと、床版と舗装の付着が十分にいきにくいことなどがある。わが国で鋼床版が採用されてすでに15年になるが、この間10回にわたって鋼床版上の舗装の供用状況を調査してきた。43年度に行なった調査の結果は次のとおりである。

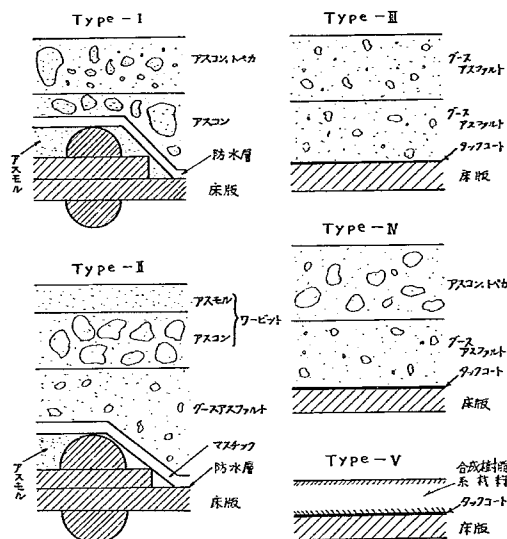


図-1 鋼床版舗装の種類

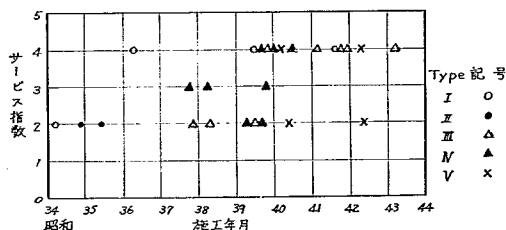


図-2 施工年月と供用成績

り調査した鋼床版上の鋪装を分類すると図-1に示す5種となる。これら5種について施工手次と供用成績を示すと図-2の如くである。Type I は他の Type より良好である。一部ひびわれを生じているものもあるが、防水層を有するので床版の腐蝕の心配はない。Type II はすべて流動により破壊しており、この Type は施工すべきではない。Type III のうち昭和40年以降に施工されたものは、Type I と同様に良好である。グースアスファルトの施工が進歩したものと考えられる。Type IV はひびわれ、流動のいずれもが生じており、供用成績もさまざまである。Type I や Type III の新しいものに比してやゝ劣るものと考えられる。Type V は比較的交通量の少ない橋梁に用いられており、重交通に対しての成績はさだかでない。

Ⅲ使用されているアスファルト混合物のうちトペカ、修正トペカおよびアスファルトコンフリートでは流動を生じているものがわずかで、ひびわれを生じやすい。これらの混合物の配合設計はアスファルト鋪装要綱に示されている方法でよいが、施工は特に入念に行なわれなければならない。グースアスファルトには流動を生じているものが多く、一般に硬固にした方がよい。また施工にあたっては良いアスファルトプラントを用い、十分な管理を行なわれなければならない。

Ⅳ防水層は床版を保護するためには有用である。防水層にはルーフィングやマステックが用いられているが、いずれも十分防水層の目的をはたしていた。

Ⅴ鋼床版と鋪装の接着のためタックコートが施工されるが、これにはタールあるいはアスファルトとゴムを混入したタールラバーラテックスやアスファルトラバーラテックスが用いられている。これらはひびわれのない部分ではよく床版に付着しているが、ひびわれ部分では接着がはがれ、床版と鋪装との間に水が入り込んでいた。

Ⅵ鋪装厚は一般に50~100mmである。Type I では70~80mm、Type III では50~60mm、Type IV では70~80mmぐらいが施工し易い。鋪装厚を横断方向に設えるのは施工がやりにくいので全面均一な厚さとするべきである。

Ⅶわが国の鋼床版はすべてオープンリブを用いておりその間隔は縦リブ250~400mm、横リブ1000~2400mmである。ひびわれが縦リブ上に生じ易く、縦リブ間隔は狭い方が望ましい。

Ⅷスプライスプレートは鋪装に流動やひびわれを生ずる原因となるので、鋼床版はできるだけ全溶接とすべきである。

Ⅸ鋪装の流動の激しい橋梁は縦断勾配の大きいものおよび車輛が信号によって橋面上で停止するものに限られている。したがってこのような条件の橋梁では混合物の安定性に特に留意しなければならない。

Ⅹ縦リブ上のひびわれとともに、混合物の施工継目に生じたひびわれが圧倒的に多い。したがって、施工継目はなるべくリブ直上から離すとともに、継目のタックコートは十分に行なわれなければならない。

Ⅺ橋梁のジョイント周辺の鋪装にひびわれを生じているものが多い。これはジョイントが動いたり、あるいはジョイントの平坦性が良くないため強い衝撃を受けるためと推定される。したがってジョイント周辺の鋼床版はリブ間隔をせまくするなど何らかの補強を行なうことが望ましい。

Ⅻ橋面鋪装の維持修繕はあまり良好には行なわれていない。一般の鋪装以上に配慮しないと極めて危険な状態になり易い。

以上鋼床版鋪装に対する調査結果を述べてきたが、その後施工された新木曽川橋では、80mm厚の Type

-IVを採用した。また最近大阪方面では厚さ60mmのTypeⅢの施工例が多い。

5. 歩道橋の舗装

歩道橋の床版は鋼床版が多い。この床版上にはアスファルトブロック舗装、アスファルトコンクリートやグーラスアスファルトによるアスファルト舗装、合成樹脂系舗装あるいは合成ゴムラテックスを混合したセメントモルタル舗装などが行なわれている。アスファルト舗装を除いて一般に高価であるが、小面積で施工がやりにくいなどの理由で特殊なものも取上げられている。歩道は車道に比して荷重は小さいが、摩耗はむしろ車道よりはずいぶん大きい。したがって通行量の多い歩道橋では耐摩耗性の大きいものが必要とされる。

6. 薄層舗装

長大橋では死荷重を軽減する目的で厚2.5cm以下の薄層舗装を行なうことが考えられている。この薄層舗装に用いる材料を調査するために昭和39年に国道6号線において試験舗装を実施し、43年まで4年間観察した。既設のコンクリート舗装版を橋床版に見立て、その上に厚さ約1cmの舗装を5種施工した。これはゴム入りアスファルト舗装、グーラスアスファルト舗装、特殊アスファルト舗装、エポキシ樹脂舗装、ポリエステル樹脂舗装およびラテックスセメント舗装などである。調査観察結果は次のとおりである。

i) たわみ性の大きいものはゴム入りアスファルト舗装である。樹脂系舗装はいずれも可撓性が小さく、いじりぬきの生じたものがあった。これらを鋼床版上に使用するには問題があらう。

ii) 樹脂系舗装や特殊アスファルト舗装は流動を生じないが、その他のアスファルト系舗装は多少の流動を生じた。しかし薄層舗装は一般の舗装に比して安定性は良好なようである。

iii) ラテックスセメント舗装、特殊アスファルト舗装は摩耗が大きい、摩耗の小さいものは樹脂系舗装である。

iv) 耐すべり性は混合物の配合にもよるので明確ではないが、骨材にシリカサンドを用いたゴム入りアスファルト舗装が良好であった。

v) コンクリート舗装版との付着性は薄層舗装の場合、一般に良好である。床版が剝離したのは、樹脂系舗装とラテックスセメント舗装であった。

vi) 試験舗装ともに室内においてたわみ性試験を行なった結果では、樹脂系舗装でもかなり可撓性に富むものが見出された。

以上の試験舗装とともに43年度に薄層舗装の実施例についても調査を行なった。鋼床版上に行なわれた樹脂系舗装の供用成績は図-2に示したとおりで、交通量の少ない小さな橋であるため他のものとの比較は困難であるが、2橋は施工が不均一なために破壊したものと考えられる。京葉道路の花輪跨道橋のプレキャスト軽量コンクリート床版上に施工されたゴム入りアスファルト舗装は平均厚1.5cmで5年後の現状も良好である。

以上より薄層舗装用材料として現在可能性の大きいものは、ゴム入りアスファルト、グーラスアスファルトおよび可撓性の大きい合成樹脂系材料である。

橋面舗装に用いられる材料には樹脂系材料のように力学的解析あるいは応力などの測定の可能性の大きいものもあるが、主体を占めると考えられるアスファルト系材料ではこのような解析、測定が困難である。したがって橋面舗装に関する問題の解決には現地調査と試験舗装によるねばならない。

この当分は試行錯誤の繰返しであろう。45年度には薄層舗装を対象とした試験舗装を実施して観測する予定である。またRC床版、鋼床版および歩道橋上の舗装についてもできるだけ現地調査を行なうて、問題を解決していきたいと考えている。橋梁関係の方々の御協力を一層お願いしたい。

舗装用アスファルトの耐久性

化学研究室長 近藤 紀

1. まえがき

アスファルトは非常に耐久性に劣る材料と考えられているが、使用する条件によっては耐久性が異なる。老化が急速に進行する場合がある。舗装用バインダーとしてアスファルトを使用する場合は、アスファルトの老化を促進する条件に属し、特に加熱混合方式においてはミキサー中においてもかなり老化が進行する。鋪設後においても老化は徐々に進行し、舗装用バインダーとしての性質を失っていく。これが舗装の破壊の原因には直接関係がないうまでも、破壊を促進する条件になっていることは事実であろう。ここでは舗装用アスファルトの耐久性とその老化現象を中心に調査した結果について述べ、アスファルト舗装に携わる人達の参考にしてほしい。

2. 加熱混合時における老化

加熱混合によってアスファルトが老化することはよく知られた事柄であるが、その実態については針入度が混合後2〜3割減少するとか、混合温度が高くと老化が進み易いとかの一般概念でしか把握されていないうのである。加熱混合によってアスファルトはその中の低沸点成分が蒸発し、高温の空氣と接触するなどの酸化され、アスファルト中の諸物質の化学構造も変化を受ける。こうした変化はアスファルトの物理的性状の変化として針入度の低下、軟化点の上昇、伸びの低下などとなって現われる。これらの合致としては硬くてもろい性質の方向へ変化して行き、老化が過度に進むと、合致は全く接着性を失ったおろおろのものとなり、合致としての役を果さなくなる。混合温度が高ければ老化が過度に進行するから、合致の性質を確保するためアスファルト舗装要綱では混合温度の上限を185℃と規定している。加熱混合時におけるアスファルトの老化の実態を把握するため、温度管理の比較助行を目的としたアスファルトグラントを粗粒度および密粒度の合致を練った時の調査結果を図-1および図-2に示す。図-1は密粒度では合致温度は平均160℃、図-2では平均156℃である。温度のバラツキも両合致にわたって同程度である。アスファルト量の多いものと少ないものとは0.5%の差が

図-1 加熱混合による老化
(密粒度アスコン)

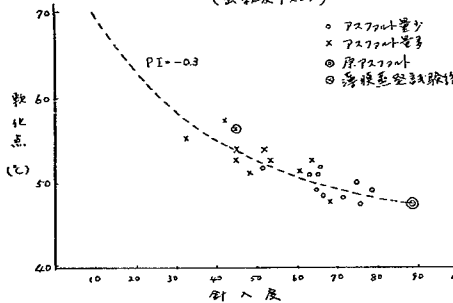
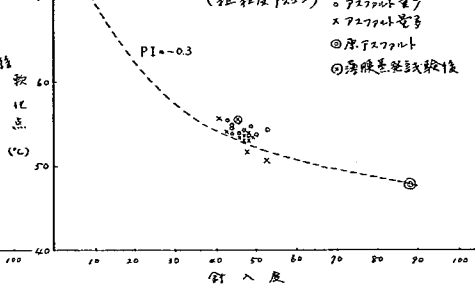


図-2 加熱混合による老化
(粗粒度アスコン)



ある。図-1で見ると密粒度アスコンでは合
成の老化のバラツキが大きい。アスファルト
量の多いものでは老化の程度はかえって大き
くなっている。図-2の粗粒度アスコンでは
、老化の程度はだいたい均一と考えられる。
図1、2ともに老化が起っている方向はおの
む原アスファルトと同一の針入度指数の線
上にある。この原アスファルトのASTM
による薄膜蒸発試験値を図上に示しているが
、密粒度では老化の程度がかなり高いものも
多くなっており、粗粒度ではだいたい同程度の
老化度を示している。このことから、加熱混
合時における老化の程度の判定にはASTM
の薄膜蒸発試験法が有効であると考えられる。

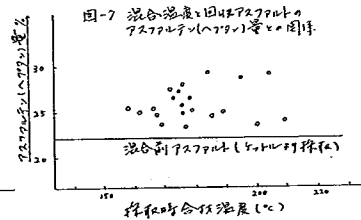
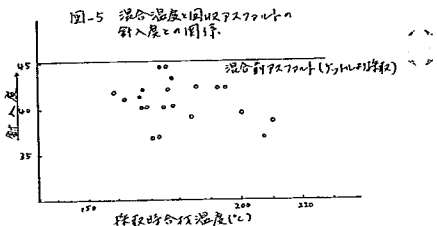
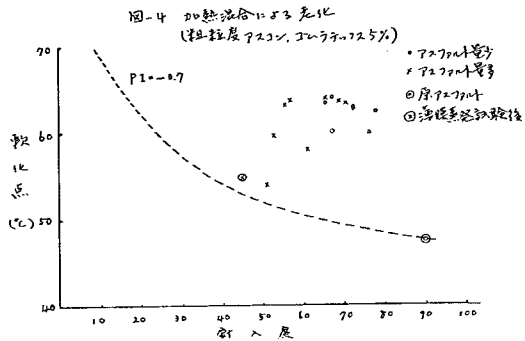
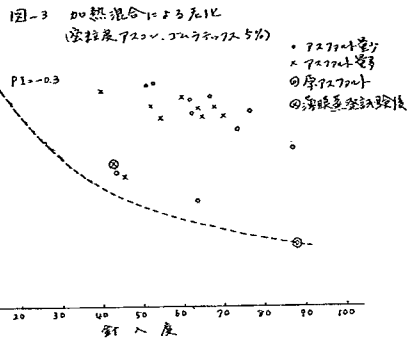
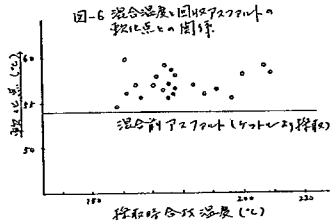
最近加熱アスファルト混合料にはゴムを混
入し、合材の性質を改善する試みがなされて
いる。図-3と4はアスファルトグラントで
スプレー方式でゴムラテックスを混合中にミ
キサー中に噴射し、降下した合材について
調査したものである。図-3と4から見える

ことは、ゴムの混入により変化が起り難くなっていること、合材の温度管理がうまく行っているに
かわらず回収アスファルトの針入度、軟化点のバラツキが大きいことである。この原因としてはゴム
ラテックスの混合の不均一に差がくものと考えられる。

混合温度が高ければ老化が進行することは当然考えられ
ることであるが、図-1で示されるように、同一混合条件
でも老化の程度にかなりバラツキがあることから、混合温
度による老化度の差は明確に定まることが予想される。

図-5、6は密粒度アスコンについて、ミキサー直下のタン
ク上で測定した合材

温度と、その合材か
ら回収したアスファ
ルトの針入度および
軟化点とを対比した
ものである。図-7
では同様にはアスファ

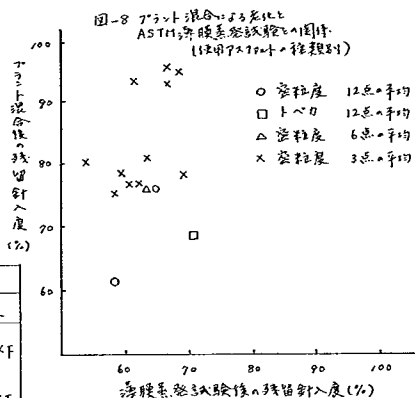


ルト中のアスファルト含有率と相関させた。混合温度は最高 210℃を越えているが、温度と相関はおよそアスファルト含有率との間には関係は認められない。以上のことから、通常のアスファルト加熱混合の温度範囲内であれば、温度が高くなるほど老化が進行しているとは一概に言えず、老化には温度以外の多くの因子が関与しているものと考えられる。

プラント混合後の混合の品質検査は、混合のうね出しにアスファルトの残留針入度および硬度を利用している例がある。この判定基準を表-1 に示すが、混合の回収したアスファルトの品質はこの基準に該当すれば、この例では諸員親のカットと、舗装の針入替えなどの措置を講じている。

表-1 混合の老化度の判定基準

使用アスファルトの針入度	軽度老化		進んだ老化	
	残留針入度	硬度	残留針入度	硬度
70 X 下	48~59	40~49	48 X 下	40 X 下
70 X 上	40~49	40~49	40 X 下	40 X 下



3. 海陸系試験

前項で述べたように ASTM による海陸系試験はアスファルトの加熱混合に際して受ける老化の程度を知り目安になり得る。通常の混合条件では、この試験による値は実際のプラント混合によって起る老化のかなり安全側の値を示している。図-8 には 15 種類のアスファルトについてプラント混合に起る老化と海陸系試験値とを相関させたものがある。この図によると 3 点程度の測定では海陸系試験値はかなり安全側の値を示しているが、12 点の測定では実際の値に近くなっている。

我国で通常舗装用として使用しているアスファルトの品質の現状を把握するため、昭和 41 年度に各都道府県においてアスファルト舗装工事に使用したア

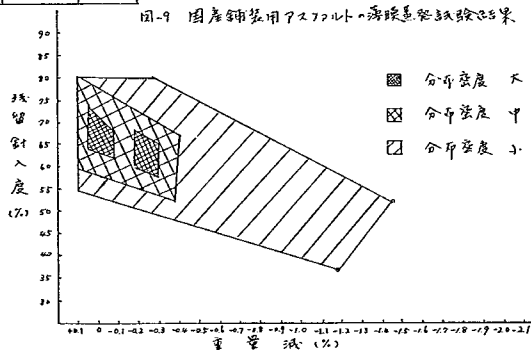
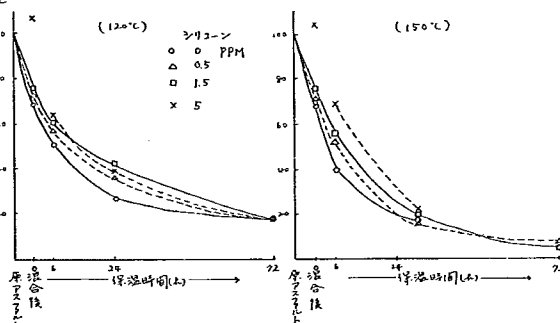


図-10 ポットスツープにおける針入度変化



スファルトの薄膜蒸発試験結果を図-9に示す。

薄膜蒸発試験はアメリカ等では加熱混合時に併行して酸化防止の目的として鋪装用アスファルトの品質規格に採用されており、AASHTOでは針入度60~70について減量0.8%以下、残留針入度54%以上、85~100について1.0%以下、50%以上と規定されている。薄膜蒸発試験は鋪装用アスファルトの品質の重要な判定要素であるから我國においても是非規格に取り入れて行きたいと考へる。

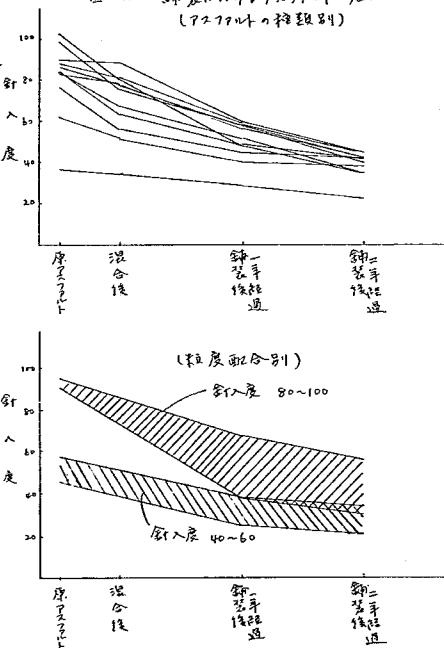
4. ホットストック

最近アスファルトプラントの合理化の目的で、加熱混合物をプラントのストックビンに貯蔵し、必要に応じて搬出する方法が取り入れられている。このホットストック方式では合材の分離等問題の他にアスファルトの老化という問題がある。ホットストックは通常、130~140℃の温度でなされるため老化の進行はかたや早い。図-10は当研究室で予備的に行った試験結果であるが、この結果からは貯蔵温度が120℃では24時間、150℃では6時間の限度であると考えられる。ホットストックによるアスファルトの老化の進行にともない合材の力学性質は好ましくない方向に向かうが今後の問題としては経済性も含めた観点から、シリコンセスキ油他酸化防止剤の利用、炭酸ガス、窒素ガスなどの不活性ガスの封入などの方法について研究を進めて行く必要がある。

5. 鋪装におけるアスファルトの老化

アスファルトは加熱混合によってさつ老化を起し、次いで鋪装後長年目にわたって徐々に老化が進行して行く。この老化現象が鋪装の使用性にどう影響するかははっきりと不明な点が多いが、いづれにせよアスファルト鋪装がその本来の目的性を失ない、力学性質が好ましくない方向に変化して行くものと考えられる。鋪装後における老化は加熱混合時と異なり、自然な露条件下における老化であるから、鋪装の空隙率などの多くの要因が影響して来る。これらの要因を明らかにし、実際の鋪装におけるアスファルトの老化現象をどうして行くために数ヶ所において試験鋪装を実施し、アスファルトの経年変化について調査を実施している。こゝではそのうち昭和42年度に実施した試験試験鋪装について現在までの調査結果を図-11に示す。試験時における合材の老化の程度にはかなりの幅があるが、個々の鋪装区間を取っても明確な解明は出来ないうが、図-11は鋪装の老化の全貌をかなり良くとらえていると云える。

図-11 鋪装におけるアスファルトの老化
(アスファルトの種類別)



土木構造物の最適設計

技術管理室長 工学博士 中村 慶 一
○同 建設専門官 富田 努

はじめに

技術管理室は昭和39年設置以来標準化を主軸とした建設技術の近代化特に標準設計の作成に全力をあげ、すでに建設省制定土木構造物標準設計として 暗渠類・擁壁類・橋台・橋脚・PC橋 などについては制定を終った。

これらの作成作業は現在行なわれている標準的な設計方法を、その手順を追って記述し、その過程で問題点を抽出した後、既存の知識によって解決し得るもの、机上実験あるいは模型実験結果によるもの、現場の実測結果をまたなければならないもの、問題点の確認に止まり、その説明は将来にもちこさなければならないものなどについて、それぞれ処理を行ない、要求される基本条件のみを与えれば自動的に設計計算ならびに作図を行なう ALGOLプログラム によって寸法等必要な条件に対する標準設計図を描かせそれをそのまま写真にとりて建設省制定土木構造物標準設計として出版することができた。

我々が得た成果は、決してプログラムそのものや描かれた設計図そのものではないのであて、これらの構造物の自動設計プログラムと取り組んでいるうちに最適設計とは何かについて真剣に考えさせられ、合目的な結果を追求する際の手順を反省しながら土木計画学的方法論を考えたり、あるいはその反省の途次を得られた誤りや探求を要する問題点の発見ならびにその処理こそが最大の成果でなければならぬと考えている。

昭和45年度より土木研究所より技術管理の名が消え、全地方建設局に技術管理課の設置をみたことは、土木研究所が次の5~6年先を目指して Industrial Engineering の研究から Systems Engineering の研究に目標を変更し、各地方建設局が過去6年間の土木研究所技術管理室の成果を踏み台にし、標準化を軸とする建設技術の近代化を計れということの意味しているものと考えられる。そのために土木研究所資料556号自動設計としてまとめ全地建の技術者に利用していただく予定であるが、ここではそのうちの二、三の主要題目についてのべたい。

土木構造物の設計では、設計条件を満足する値は、一意的に定まることなく、通常多数存在し、しかも設計計算に先立ってまづ断面等の値を仮定し、計算終了後当初仮定した値と計算値との差が許容限度外内になるまで計算を繰り返さなければならない。従ってすぐれた設計者は多年の設計経験にもとづく勘によって最適(真の最適設計ではない)に近いものを求める手法を自然に会得しており、繰り返し回数による設計時間や設計精度において未経験者との間に大きな相違が認められた。しかし電子計算組織の発達により、極めて短時間の間に繰り返し計算が可能となったので、熟練者との差異が急速にうづめられ、また初期に行われていた人力の単なる肩替りから 人間・機械系 すなわち人間と電子計算機が一休となつて互いに情報の交換を行ない、当初人間が考えていた設計よりも賢的に一

段向上した設計手法の創造が期待されるようになった。

従来の土木構造物設計では、実応力を許容応力に近づけ、材料を少なくするのがよい設計と考えられ、原材料の価格差(調達・在庫)、運賃、仮設費、労力、機械の調達、工程計画、管理面など工事におよぼす多くの重要な要素については、あまりにも因子が多過ぎるという理由で省略し、また設計に際しては計算の便宜から、構造物を任意の部分に分解し(場合によ、ては実状とかなりかけはなれた分割をしているときもある)、各部分の最適化(現在における真の最適化ではない)を試み、それら部分の集合である構造物もまた最適になると考えられていた。

しかしシステム工学の普及により、土木設計の分野にもシステム工学の手法を導入し、設計過程をシステム^{1),2)}としてとらえることにより、その最適化をはからうという試みがなされてきた。つまり設計の最適化とは、 n 次元ベクトル変数 x が、ある制限領域 R^n に属するとき、 R^n の上で定義される関数 $f(x)$ の最小値(最大値) $f(x^*)$ を求めること³⁾と定義することができよう。

具体的には、設計条件をつぎのような制約条件式として表現し、

$$g_i(x) \leq 0 \quad (i = 1, 2, \dots, m)$$

$$x \geq 0$$

$$\text{ただし } x^* = (x_1, x_2, \dots, x_n)$$

($x_1, x_2, \dots, x_n$ は設計変数)

このベクトル変数 x により定まる n 次元空間の制限領域内に、多数存在する設計値のうちから目的関数 $f(x)$ を最小(最大)とする解ベクトル x^* を求めることに帰着する。

ここでよく知られている最適化法の主なるものを表示すると表-1のように、(1)目的関数と制御変数に関する制限条件式を求め、これらを解析的に解く数理計画法、(2)システムそのもの、あるいはシステムのシミュレータまたは数学的モデルについて試行錯誤的に各制御変数を変化させ、それに対して目的関数を最大または最小にする制御変数値を求める試行法とがある。

表-1 主なる最適化手法

数 理 計 画 法	線 型 計 画 法
	非 線 型 計 画 法
試 行 法	動 的 計 画 法
	単 一 変 数 変 化 法
	山 登 り 法

土木構造物設計に於ては、2次モーメントを考慮する場合が多く、最適性を追求するのに線型として取り扱える場合がまれであり、ほとんどが非線型しかも市販品の形状寸法や施工性の関係上、変数は連続でなく、離散的(例えば鉄筋コンクリート構造物における鉄筋径は、13, 16, 19, …… mm であり、また鉄筋配置は現場における施工性を考え、10, 12.5, 15, …… cm 間隔に用いられる)、であるという特徴をもっているため、土木構造物設計の最適性を調べるのに今迄よく使われてきた試行法を中心に、従来の設計法との比較を試みる。

1. 最適化手法

1.1 単一変数変化法

単一変数変化法では、(i)制御変数 n 個からなる n 次元ベクトル $x^* = (x_1, x_2, \dots, x_n)$ のうち、いづれか一つの元 x_i のみを Δx_i だけ変え、目的関数 $f(x)$ が増加または減少すれば(以下これを‘成功’という)、さらに x_i を Δx_i だけ変えて、 $f(x)$ が減少または増加(以下‘失敗’という)

するまで続ける。もし x_i が制限範囲をこせば、その前に x_i に与えた変化 Δx_i を打消す変化 $-\Delta x_i$ を x_i にあたえた上で、以後これを一定とし、次に他の元 x_j ($i \neq j$) のみを Δx_j だけ変え、 x_j と同様の操作を続ける。(ii) どの変数 x_i を変化しても失敗が起こるようになれば、 Δx_i ($i = 1, 2, \dots, n$) さらに小さくして (i) の操作をくり返すことである。⁴⁾

1.2 最大傾斜法

最大傾斜法は制御変数ベクトル $x = (x_1, x_2, \dots, x_n)^T$ の元 x_i を速く最適値に接近させるため、目的関数 $f(x)$ の好ましい方向の変化が最大となるように x_i を変えていく方法である。

いま目的関数 $f(x)$ を最大または最小とするため試行をくり返し、第 P 番目の試行点における制御変数ベクトルを $x^P = (x_1^P, x_2^P, \dots, x_n^P)$ 、($P = 0, 1, 2, \dots$, 試行の出発点では $P = 0$) とし、 $x^{P+1} = x^P + \Delta x^P$ を Taylor 展開する。

$$\begin{aligned} f(x^{P+1}) &= f(x^P + \Delta x^P) = f(x_1^P + \Delta x_1^P, x_2^P + \Delta x_2^P, \dots, x_n^P + \Delta x_n^P) \\ &= f(x_1^P, x_2^P, \dots, x_n^P) + (\Delta x_1^P \frac{\partial}{\partial x_1^P} + \Delta x_2^P \frac{\partial}{\partial x_2^P} + \dots + \Delta x_n^P \frac{\partial}{\partial x_n^P}) f(x_1^P, x_2^P, \dots, x_n^P) + \dots \\ &\quad + \frac{1}{(R-1)!} \left(\Delta x_1^P \frac{\partial}{\partial x_1^P} + \Delta x_2^P \frac{\partial}{\partial x_2^P} + \dots + \Delta x_n^P \frac{\partial}{\partial x_n^P} \right)^{R-1} f(x_1^P, x_2^P, \dots, x_n^P) \\ &\quad + \frac{1}{R!} \left(\Delta x_1^P \frac{\partial}{\partial x_1^P} + \Delta x_2^P \frac{\partial}{\partial x_2^P} + \dots + \Delta x_n^P \frac{\partial}{\partial x_n^P} \right)^R f(x_1^P + \theta_1 \Delta x_1^P + x_2^P + \theta_2 \Delta x_2^P + \dots + x_n^P + \theta_n \Delta x_n^P) \end{aligned}$$

$$0 < \theta_1, \theta_2, \dots, \theta_n < 1$$

このうち第3項以下を省略し $f(x^{P+1})$ と $f(x^P)$ の差を求めると、

$$\Delta f^P = f(x^{P+1}) - f(x^P) \cong \left(\frac{\partial f}{\partial x_1} \right)_P \Delta x_1^P + \left(\frac{\partial f}{\partial x_2} \right)_P \Delta x_2^P + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial x_n} \right)_P \Delta x_n^P$$

となり、目的関数の変化率 $\Delta f^P / \|R\|$ は、

$$\frac{\Delta f^P}{\|R\|} = \left(\frac{\partial f}{\partial x_1} \right)_P \frac{\Delta x_1^P}{\|R\|} + \left(\frac{\partial f}{\partial x_2} \right)_P \frac{\Delta x_2^P}{\|R\|} + \dots + \left(\frac{\partial f}{\partial x_n} \right)_P \frac{\Delta x_n^P}{\|R\|}$$

である。ここで $\|R\|$ はノルムを示し、

$$\|R\| = \sqrt{(\Delta x_1^P)^2 + (\Delta x_2^P)^2 + \dots + (\Delta x_n^P)^2}$$

であたえられる。

この変化率を最大にするためには、 Δx^P の値を $\left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)_P$ に比例させればよい。

これを実際に適用するには、

(i) 目的関数 $Z = f(x)$ を x で微分して $\frac{\partial f}{\partial x}$ を求める。

(ii) $\left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)$ に適当な初期値を代入し $\left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)_0$ を求める。

(iii) $f(x^*)$ と $f(x^i) = f\{x^* + h \left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)_i\}$ を比較して、

(a) 成功ならば $f(x^*) = f\{x^* + h \left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)_0\}$, $f(x^1) = f\{x^* + h \left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)_1\}$ をくり返す。

(b) 失敗ならば (第 $i+1$ 回目), 失敗前 (第 i 回) の値にもどし、

$f(x^i)$ と $f\{x^{i+1} + h \left(\frac{\partial f}{\partial x} \right)_i\}$ を比較し失敗するまでくり返す。

(iv) ただし x の元が制限範囲をこえれば、こえた制限範囲は以後制限範囲の手前に固定する。を実施すればよい。⁴⁾

1.3 最適傾斜法

最大傾斜法では試行1回毎に傾斜の計算が必要であり、制御変数の多いときは計算量が非常に多くなってくるので、一つのパラメタを最適化して Δx を求める方法である。

- (i) $z = f(x)$ を x で偏微分して z の傾斜 $\frac{\partial f}{\partial x}$ を求める。
- (ii) 最大傾斜の方向関数 f の勾配ベクトル $\nabla f^0 = \left(\left(\frac{\partial f}{\partial x_1} \right)_0, \left(\frac{\partial f}{\partial x_2} \right)_0, \dots, \left(\frac{\partial f}{\partial x_n} \right)_0 \right)$ を含む断面上で y の最小値を求める。

すなわち

$$\Delta x_1 = h \left(\frac{\partial f}{\partial x_1} \right)_0$$

$$\Delta x_2 = h \left(\frac{\partial f}{\partial x_2} \right)_0$$

$$\Delta x_n = h \left(\frac{\partial f}{\partial x_n} \right)_0$$

とし $y = f(x)$ が最小となるような h を定める。

- (iii) あらためて $x^0 = x^0 + \Delta x^0$ において (i) にもどる。^{2), 4)}

1.4 共役傾斜法

最適傾斜法は繰り返し数が非常に多くなるので、2次計画法の原理、すなわち $z = f(x)$ が x の2次形式のときは1パラメタの最適化を m 回繰り返すと z の最小値が得られることを応用し、目的関数 $z = f(x)$ が2次形式で近似し得るときこの方法は収束が速くて有利である。いま $f(x)$ が2次形式と仮定すると、つぎのようにかける。

$$z = f(x) = x^t A x + b^t x + z_0$$

ただし、 $b^t = (b_1, b_2, \dots, b_n)$

$$A = (a_{ij}) \quad (i, j = 1, 2, \dots, n)$$

いま $x = x^0 + \sum_j h_j d_j$ とおくと、ただし $d_j^t = (d_{j1}, d_{j2}, \dots, d_{jn})$

$z = f(x)$ は、

$$z = (x^0 A x^0 + b^t x^0 + z_0) + \sum_i (h_i^2 d_i^t A d_i + h_i d_i^t A x^0 + h_i x^0 A d_i + h_i b^t d_i) + \sum_{i,j} h_i h_j d_i^t A d_j$$

となる。また $d_i^t A d_j = \delta_{ij}$ の仮定が成立すれば、

$$z = g(x^0) + \sum_i q_i(h_i d_i)$$

と書け、 $g(x^0)$ は前式の右辺第1項を、 $q_i(h_i d_i)$ は同じく第2項の()内の部分を表わす。この式より z は $h_i d_i$ ($i = 1, 2, \dots, n$)の関数であるから、 z の最小値を求めるには $h = (h_1, h_2, \dots, h_n)^t$ を求めることになる。

よって試行手順は、

- (i) 適当な方向を d_1 にえらぶ(通常最大傾斜の方向ベクトルを d_1 とする)。
- (ii) d_1 の方向を含む断面上で z の最小値を求める(実際には d_1 は最大傾斜の方向にとる)。
- (iii) (ii)で達した点上で、 d_1 に共役な方向 d_2 をみいだす。
- (iv) d_2 を含む断面上で(ii)の手順を行なう。

(V) 以下同様の手順を繰り返す。

このようにすれば、目的関数 $f(x)$ が2次形式で近似できるときは、ほぼ n 回 (ii), (iii) の手順を繰り返すことにより、最小値に達しうる。

つぎに (iii) の共役な方向を見出す1方法とし Partan法 (parallel tangent) がある。いま図-1のように、ある平面上で Y の等高線が同心的楕円になる場合を考える。任意の試行点 x_1 を選び、最適傾斜法によって最大傾斜方向における最小値 x_2 を求める。同様に x_2 から最大傾斜の方向に x_3 を選ぶ。ここで x_1, x_3 を結ぶならば楕円の性質からベクトル x_2 は最小点である頂点を通る。したがって、このベクトル上で最小点 x_4 を求めると、これが最小値を与える。このベクトルの方向が共役傾斜の方向である。

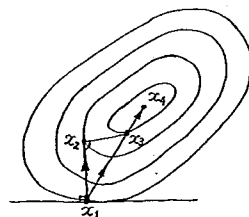


図-1 最大傾斜と共役傾斜

PARTAN 法を一般的に述べると、図-2のように任意の1点 x_1 をとり、この点を通して等高線に接線 AA' をひく。さらに任意の1点 x_2 をとり、この点を通して AA' に平行な線をひき、これを BB' とする。 BB' 上で Y を最小にする点 x_3 をとり、さらに x_1, x_3 を結ぶ線上で Y を最小にする点 x_4 をとれば、これが求める最小点である。

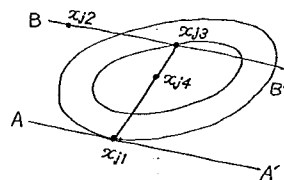


図-2 PARTAN 法

1.5 EVOP

システムがある条件で運用されていて、目的関数の式が明らかでない場合に、このシステムの制御変数を最適値にし、かつ以後この条件で最適運用を続けさせるためにはEVOP によるのがよい。

EVOP は次の順序で進められる。

- (i) システムが現在運用されている点 (現在の制御変数の組み合わせ) の付近における $f(x)$ の式を実測および計算によって決定する。
- (ii) この $f(x)$ の式を調べて、 $f(x)$ がより大きくなる制御変数の組み合わせを探し、制御変数をもこの値に変化し、この点でシステムを運用する。
- (iii) さらに (i), (ii) の手順をくり返し、 $f(x)$ が最大になるまで続ける $f(x)$ が最大になっても非制御変数の変動により最適点が動くから以上の手順をくり返し続ける。

このような手順、ちょうど生物の進化の過程に似ていることから evolutionary operation (EVOP) とよばれるようになったのである⁴⁾。

この方法を応用したものに⁵⁾があり、まず適当な初期値を定め、各因子について1ビットずつ正負方向に動かした点の応答を計算させ、この応答に1次元平面を当てはめ、ノイズを無視してよいかどうかの検定を分散分析により行ない、ノイズを無視して良ければ最急勾配の方向に前進し、極点が出たらここでまた周辺の応答を計算させ、1次元平面の当てはめを行なうが、もしノイズが無視できないくらいに大きければ、その極点および軸方向にさらにもう1ビット、外側に進んだ点の応答を計算

し、これらによって2次曲面の当てはめを試み、ノイズが無視できるくらいに小さければこの2次曲面の停留点に原点を移して各軸方向に一步步つふみ出して、どの場合も応答が小さくなればその点を停留点とする方法である。

2. 最適化手法の適用例

(1) 単一変数変化法による扶壁式鉄筋コンクリート擁壁前壁（単鉄筋コンクリート床版）の最適設計

制限条件式

$$\frac{2M}{bx(d-z/3)} - \sigma_{ca} \leq 0$$

$$\frac{M}{As(d-z/3)} - \sigma_{sa} \leq 0$$

$As \geq 4.22$ (φ13鉄筋を33.3cm間隔に用いる)

$d \geq$ (施工性よりきまる最小値)

ここで、

$$x = \frac{nAs}{b} \left[-1 + \sqrt{1 + \frac{2bd}{nAs}} \right]$$

なる拘束のもとで

目的関数

$$Z = CAs \cdot As + Cc \cdot b \cdot (d + d')$$

ここで CAs : 鉄筋単価

Cc : コンクリート工単価

d' : 鉄筋のかぶり

Z (工費) を最小にする d と As を求めることである。(型わくは前壁のため、工費の比較には無関係であり、省略した)

ただし、 d は施工性を考え、最小を20cmとし、2.5cmきざみに増し、かぶり(d')は5cm、また鉄筋量はφ13, 16, 19, 20, 25, 29, 32mm筋につき、10, 12.5, 15, 20, 25, 33.3cm市販品の間隔に配置した。入力として $\sigma_{sa} = 1600 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_{ca} = 70 \text{ kg/cm}^2$, $n = 15$, 土床係数 0.33, 扶壁中心間隔 $l = 3.6 \text{ m}$, 前壁高 $H = 8 \text{ m}$, 初期値は通常用いられる鉄筋コンクリート工学の公式

$$d = C_1 \sqrt{M/b}$$

$$C_1 = \frac{\sigma_s + n\sigma_c}{n\sigma_c} \sqrt{\frac{\sigma_n}{3\sigma_s + 2n\sigma_c}}$$

$$As = C_2 \sqrt{M \cdot b}$$

$$C_2 = \frac{\sigma_c}{2\sigma_s} \sqrt{\frac{\sigma_n}{3\sigma_s + 2n\sigma_c}}$$

より、1級さかのぼる(d は2.5cm短かく、 As は表-2より一つ前の値)程度でよい。

さらに鉄筋工 80,000円/t, コンクリート工 3000円/m³をいれて計算すると表-2のようになり、かなりの差を生ずる。

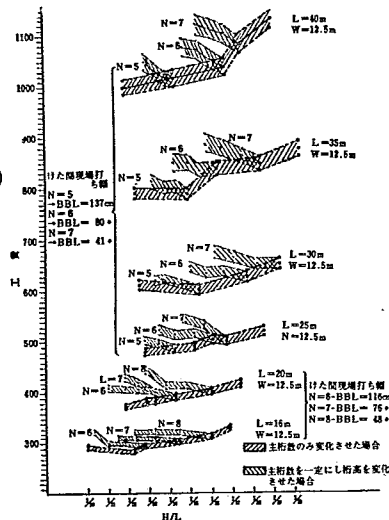


図-3 H/Lと工費の関係

表-1 工費の比較

	有効高 $d(\text{cm})$	鉄筋量 $A_s(\text{cm}^2)$	実応力 (kg/cm^2)		工費 $\text{円}/\text{m}^2$
			σ_s	σ_c	
従来の設計	22.5	19.1	1,443	68.5	2,758.76
最適設計	32.5	11.5	1,594	40.6	2,000.59

(2) 単一変数変化法による PC 橋の最適設計適用例

図-3 は PC 橋の最適主桁数と桁高をきめるために上記の手法を適用して得られた結果である。

(3) 紙面の関係上詳細は省略したが、決定すべき未知数の多いプレートガーダー設計には、極めて効果的である。すなわち同時に決定すべき未知数がフランジ(上下)とウェブプレートの厚さと幅の計6個あり、さうに主げた間隔をも含めて鋼材量を最小にしようという場合に、この手法を適用すれば設計についての熟練、非熟練に関係なく容易に最適解を求めることができる。

(4) またアスファルト舗装を設計する場合において、路床土の C.B.R と交通荷重および多くの工法と単価があたえられるとき、その中から最適な工法をえらび、その厚さを決めるときに有効である。ただしこの場合は線形となり、LP におけるシンプレックス法を用いて簡単に解き得るが、動的計画法の例題にもなり得る。

おわりに

土木構造物の設計において設計をシステムとしてとらえ、最適化手法を導入することによって、過去の経験や勘に頼る設計手法から脱皮し、より合理的な設計を行なうことができるようになった。

土木構造物の設計は既述のように非線形の場合が多く、線形空間における議論のように単純化された一般解が得られていない。またここで試みた試行法をふり返ってみても制御変数の不連続故にコンパクトな線形空間における解の一樣収束という結果を得ることができなかつた。しかし土木構造物の設計では大いに研究を進めなければならない分野であり、今後さらに追求していく必要があろう。

参考文献

- 1) 丸安, 中村, 村井, 若林 土木設計における最適化
東大生産技術研究所報告 第19巻第4号(1969)
- 2) 態谷三郎編 システムズ・エンジニアリング入門 オーム社 (1962)
- 3) 岩波講座基礎工学21 システム工学(1969)
- 4) 沖野教郎 自動設計(8),(9) 機械の研究 第21巻第12号, 第22巻第1号(1968~1970)
- 5) 中村慶一 山登りの方法による最適条件追跡プログラム
土木技術資料 第5巻第8号(1963)
- 6) 自動設計 土木研究所資料 第555号 建設省土木研究所(1970)

盛土の内部応力と圧縮沈下

施工研究室長 伊勢田 哲也

1. まえがき

細粒土を材料とするような盛土では、主として自重により比較的長期間にわたり圧縮沈下現象が認められる。

これは盛土の締固めの問題にも関連して重要な問題である。盛土の内部応力については、一般盛土を弾性体とみなして、Airy の応力関数を利用した解析や、有限要素法 (Finite Element Method) を利用した検討を行ってきたが、ここではこれらの検討結果を紹介するとともに、室内試験から得られた土の圧縮特性を用いた盛土の圧縮沈下量の推定に関する検討などについてもふれてみたい。

2. 盛土の内部応力

(1) Airy の応力関数による解析

図-1 に示すように地中の点 A における自重による応力を、水平な半無限なクサビを積み重ねてゆくような問題として、Airy の応力関数を導入して求めると次式の如くなる。

$$\sigma_x = \rho g y \cdot \frac{-1}{\left(d + \frac{1}{\beta}\right)(1+\beta^2)^2} \cdot \left\{ \beta(1+\beta^2) + \beta \cdot (1+\beta^2) + \beta^2(\eta+\beta) \ln \frac{\eta^2+1}{(\eta+\beta)^2} \right. \\ \left. - \left\{ (1+3\beta^2) + \beta\eta(1-\beta^2) \right\} \times \sin^{-1} \left(\frac{1}{1+\eta^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \text{----- (1)}$$

$$\sigma_y = \rho g y \cdot \left[-1 + \frac{1}{\left(d + \frac{1}{\beta}\right)(1+\beta^2)^2} \cdot \left\{ B(1+\beta^2) - (\eta+\beta) \cdot \ln \frac{\eta^2+1}{(\eta+\beta)^2} + \right. \right. \\ \left. \left. (1-\beta^2) - \beta\eta(3+\beta^2) \cdot \sin^{-1} \left(\frac{1}{1+\eta^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \right] \quad \text{----- (2)}$$

$$\tau_{xy} = \rho g y \cdot \frac{1}{\left(d + \frac{1}{\beta}\right)(1+\beta^2)^2} \cdot \left\{ (1+\beta^2) + \beta(\eta+\beta) \ln \frac{\eta^2+1}{(\eta+\beta)^2} + \right. \\ \left. (\beta^2-1)(\eta+\beta) \cdot \sin^{-1} \left(\frac{1}{1+\eta^2} \right)^{\frac{1}{2}} \right\} \quad \text{----- (3)}$$

ここに

σ_x : 水平応力

σ_y : 垂直応力

τ_{xy} : セン断応力

η : $\eta = \frac{x}{y}$

ρg : 土の単位体積重量

α : 斜面の勾配

β : 斜面と天端とのなす角度

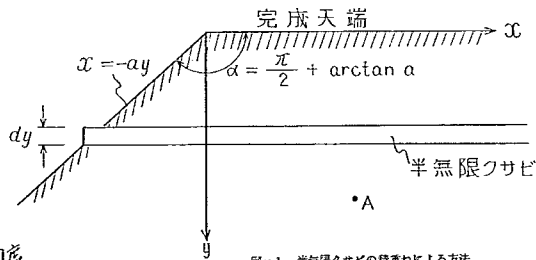


図-1 半無限クサビの積み重ねによる方法 (Airy の応力関数を利用)

これらの式を図-2に示すような断面の盛土にあてはめると図-3の破線で示されるような応力分布となる。しかしながらこれらは、境界条件、均一な弾性体など非常に制限されるものの解であり、実際の盛土での適用となると問題は多い。

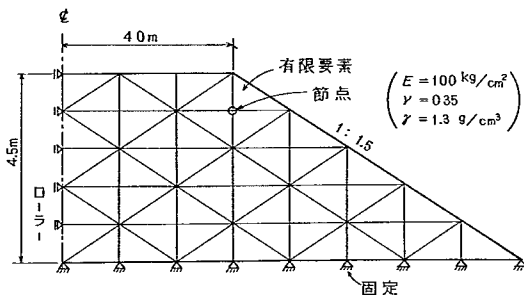


図-2 盛土体の理想化（左右対称）

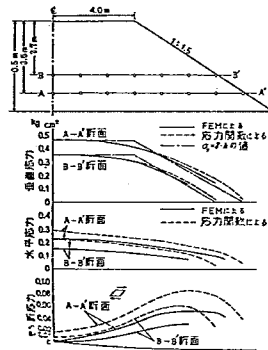


図-3 $\sigma_x, \sigma_y, \tau_{xy}$ の分布図

(2) 有限要素法による解析

盛土体を図-2に示すような三角形要素に分割して解析を行なった。この場合、盛土体の中心線に対して左右対称の条件として取扱った。

で、FACOM 270-30. を使用して行なった。

i) 均一な盛土の内部応力分布

図-3は盛土内のA-A断面、B-B断面における水平応力 σ_x 、鉛直応力 σ_y 、せん断応力 τ_{xy} を示す。

図中に A_{avg} 応力関数により求められた解を破線で示しているが、 σ_y の分布ではFEMによる解とかなり一致している。また $\sigma_y = \gamma h$ (γ :土の単位体積重量, h :土載土直高) による σ_y の分布を一点鎖線で示したが、盛土中央部では比較的一致しているが、のり肩部分からのり先にかけてはやはり相違する。図-4は主応力と地盤反力の分布を示す。

ii) のり面の締固め不足が生じている場合

盛土の中央部の締固め度に較べ、のり面部分の締固めが不足している場合を考える。この場合、締固めの程度を弾性率で表わして求めてみる。実際の計算では盛土中央部の弾性率 $E = 200, 600 \text{ kg/cm}^2$ とし、のり面にそつて部分の $E = 50 \text{ kg/cm}^2$ にとつた。その結果としてのり面にそつて盛土の内部に応力が集中し、のりの部分では応力は減少することがわかった。

iii) 締固め度が不均一な施工基面上に作りぬる盛土

前述と同様に締固め度の不均一を弾性率 ($E = 200 \text{ kg/cm}^2$, $E = 50 \text{ kg/cm}^2$) で示し、均一な基面 ($E = 200 \text{ kg/cm}^2$) 上の盛土の内部応力に及ぼす影響をしらべてみた。結果として、施工基面での応力は個所に集中し、その上に設けられた盛土にはあま

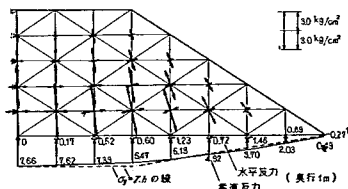


図-4 主応力と均整反力（剛性基礎）

り影響は生じないようである。

iv) 水平各層の締固め度が異なる場合

盛土を水平に5層に分割し各層の弾性率 $E = 200, 150, 100, 80, 50$ 及び $500, 200, 100, 50, 20$ とし均一なもの内部応力の差を検討した。結果、 σ_z については均一なものほとんど変化が認められないが、 σ_y について上層が固い場合には、均一な盛土に比してのり面近くの σ_y が多少減少する傾向がある。

v) 基礎地盤が不等沈下した場合

基礎地盤が拋物線状に沈下し、盛土体もその弾性変形の範囲内で追従して沈下し、それによって生ずる盛土体内部の応力の増減を検討した。結果、沈下の大きい箇所での σ_z は減少する。 σ_y は上層で増加し、 σ_x はこうのり面部分での増加の傾向が生じる。なお局部沈下では引張力が沈下部分周囲に生じる。

3. 盛土の圧縮沈下。(特に室内試験からの圧縮沈下量の推定について)

試験盛土の圧縮沈下を実測するとともに、同じ材料を用いて圧縮試験を行ない盛土の圧縮沈下の普遍化を試みた。試験は静的に (0.5%, 1.0, 2.0, 4.0) 圧縮成形し、大型圧縮試験機 ($\phi = 30$ cm, 高さ 375 cm) で周辺拘束の条件で載荷 (0.5%, 1.0, 2.0, 4.0, 8.0) し、短期 (1 時間), 長期 (30 ~ 45 日間) の沈下の測定を行なった。この試験から次のごとき結果が得られた。

i) 載荷々重 (σ) が成形荷重 (σ_c) より小さい条件では供試体は粘弾性的変形を示し、大きい条件では塑性的な変形を示す。(図-5, 図-6 参照)

すなわち

$\sigma \leq \sigma_c$ 粘弾性 ----- (4)

$\sigma > \sigma_c$ 塑性 ----- (5)

ii) 不飽和の範囲では、ヒズミ量 (ϵ) は時間の対数 ($\log t$) と直線的関係にある。

すなわち

$$\epsilon = a + b \log t \text{ ----- (6)}$$

(a, b : 応力により定まる定数)

なお、ヒズミ速度の対数と時間の対数、並びにヒズミ速度の対数とヒズミの対数においても直線的関係が得られるが、これは (6) 式を t で微分することでも説明できる。

以上の結果をもとに図-7に $\sigma - \epsilon - t$ の関係を得た。(a) 図と (b) 図の① ~ ④は時間の経過に伴うヒズミの進行を表わしている。さらに図-7の図で時間 t から始まるグリーン量 ϵ_0 について $\sigma - \epsilon_0 - t$ の関係を図-8に示す。盛土の応力状態がわかれば、これらの関係を用いて施工中の沈下量や、竣工後求めたい時間後の沈下量を推定することができる。図-8からわかることでもあるが (6) 式における定数 a, b は応力の関数となっており、実験から得られ水素では弾性領域では σ の n 次 ($n = 0.6 \sim 0.8$)、塑性領域でもほぼこれに近い値となっている。

盛土における応力の状態がわかれば、これらの関係を用いて施工中の沈下量や、竣工後求めたい期間

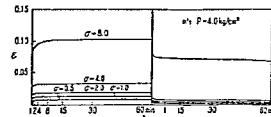


図-5 $\epsilon - t$ の関係

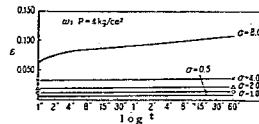


図-6 $\epsilon - t$ の関係

までの沈下量を推算することができ、また図-8は竣工後の沈下について、盛土の平均垂直応力に対して1時間から11.4年間の圧縮沈下率を表わしている。(但しこの場合静的4%の締固め)これよりこの室内試験供試体に近い締固めのあるB盛土の圧縮沈下を計算しほぼ一致した値を与えている。

また上記の平均値でなく、FEMで計算した応力に応じた沈下変形をこの $\varepsilon_c - \sigma$ の関係を用いて計算し(この場合非線形の計算となる。)さらに精密な計算値もえられ。

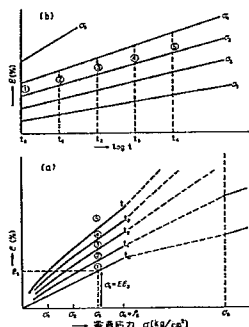


図-7 $\rho - \varepsilon - s$ の説明図

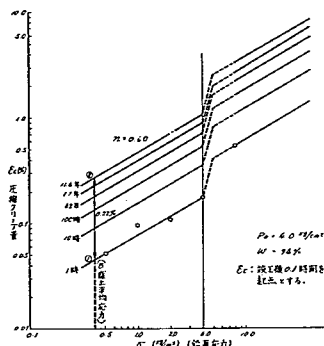


図-8 $\varepsilon_c \sim \sigma \sim t$ の関係

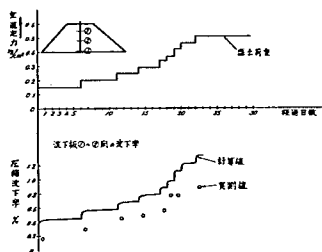


図-9 施工中の圧縮沈下率

4 あとがき

盛土の内部応力並びに沈下について、主として有限要素法による弾性解を紹介したが、非線形解析も可能であり今後盛土の締固めのあり方とあわせてさらに研究を重ねて行きたい。なお本文では余白の関係で紹介したい表や図を割愛したが、発表会ではスライドで紹介したい。

参考文献

- 1) 伊勢田・島津「盛土の内部応力および圧縮沈下」土木技術資料 11・12
- 2) 伊勢田・島津「盛土の内部応力および圧縮沈下」第4回土質工学研究発表会
- 3) 伊勢田・島津「不飽和粘性土の圧縮特性試験について」第4回土質工学研究発表会
- 4) L.E. Goodman & C.B. Brown "Dead Load Stresses and The Instability of Slopes" proc. of A.S.C.E. SM3, May 1963

ロータリーフォイルサンプラーとその適用性

基礎研究室長 吉田 巖

まえがき

土木、建築構造物の設計、施工に先立って行われる地盤調査のうち室内試験用のサンプル入手のために従来種々のサンプリングが行われてきた。それらは主として土を対象にしたものであり、一方岩盤のボーリングを目的としてダム、トンネル、探鉱などの方面で開発研究が行われてきた。しかしこれらのサンプリング機械やボーリング機械では土より硬く、しかし岩盤よりも軟かい地盤に対しては満足した不攪乱試料採取ができなかった。

そこでこの土と岩との中間領域の地盤に対するサンプラーの開発が急がれ、昭和41年度に基礎研究室では中固領域の地盤を対象としたロータリーフォイルサンプラーの開発製作を行った。その後全国8地質、延長800mのサンプリングを行い、その適用性を調べてきた。本報告はロータリーフォイルサンプラーの概要と地盤による適用性について取りまとめたものの結果である。

1. ロータリーフォイルサンプラーの基本構造

従来軟弱粘土のサンプラーとして使用されてきたフォイルサンプラーはフォイルテープの巻き込みによってサンプラー内壁と試料とのマサツがなく、カッティングエッジを使った静的押込である。最大連続試料採取長が15～20mと長いなどの理由で不攪乱試料採取に偉力を発揮してきた。しかし試料径67mmに比べ、サンプラー径114mmと大きく、押込力のみによってサンプリングを行ってきたがその適用地盤は砂、やゝ硬い粘土になると押込力が非常に大きくなり、事実上不可能で軟弱粘土に限られてきた。そこでこのサンプラーの外側に掘進用のドリリングロッドを取りつければ、押込時の抵抗を取り除くことができその適用範囲は広がり、砂や硬質粘土も採取可能になると考えた。

ロータリーフォイルサンプラーはこのような考えのもとに作製されたもので、基本構造は試料採取はフォイルサンプラーを用い、その外側に掘進用のドリリング装置をつけ、その構造は内管が外管より突出したextension型とする。さらに現場内小運搬を容易にするために台車に載せ、泥水ポンプのほかサンプリングに必要な設備を積載する。動力は機械上の簡略性とその取扱いの簡易さからAC200Vの電動とした。

ロータリーフォイルサンプラーの主要諸元は次のとおりである。

試料直径	62～68mm	ビット	3段式メタルクラウン
採取可能深度	80m(当初50m)	最大試料長	15m
サンプラー押込力	2000kg	押込速度	0～0.3m/min
回転トルク	75kg-m	回転数	最大200R.P.M
引揚力	10,000kg	ビット直径	約170mm
台車	全長51m、全中2.2m	高さ	7.6m(輸送時2.3m)
全重量	5.3ton、内管および外管	2.5m、2.5m	重量10.8ton、33.8kg

ロータリーフォイルサンプラーは従来の土や岩のリンプラーに比べて、試料とリンプラー内壁との摩擦はフォイルテープを使用しているために極めて小さい。またビット掘進の採用により押込時に大きな力が不要で、フォイルサンプラーに比べて極めて高能率であり、ビット回転数はボーリング機械に比べて小さいために軟かい地盤にも適用できる。カッティングエッジとビットの固体はエッジが突出している extension 型であるため、試料の乱れは殆んどなく、またエッジの長さを選定することによって突出量をかえ、種々の地盤に適用できる。しかし試料径 64mm に比べ、ボーリング孔径 170mm と大きく、従ってサンプラーは大きく重くなり、また孔径が大きいため崩壊防止に十分な泥水の管理が必要である。

2 地盤への適用例

サンプラー製作後、地盤への適用性を調べるため、土木研究所千葉支所構内、千葉県富津岬、大阪市本津川河口、船橋市日の出町、新潟市加治川下流、坂田市香ノ洲、東京都小松川、および宮城県北上川下流の 8 地点において統計約 800m のサンプリングを行ない、その結果極めて軟弱な地盤から洪積粘土層とか風化軟岩などの硬い地盤まで適切な使用条件によりサンプリングできることがわかった。このサンプリングに当り、サンプラーに種々の問題が生じたがその程度問題を解決していた。以下はその概要である。

1) 粘土地盤への適用例

粘性土を主とした適用例は大阪市本津川河口および東京都小松川である。両サンプリング共に採取深度は 50m で、地盤は上層に沖積粘性土が厚く堆積し、下層に洪積層が分布する。本津川河口においてすぐ近傍で行なった N 値の測定結果で 6~8 を示す沖積層のサンプリングではカッティングエッジ内径 (Di) 64mm、長さ (L) 70mm を使用して採取率 27% と悪く、さらに試料は泥水に洗われたため細くなっていた。ついで実施した東京小松川の N 値 5 以下の粘土質シルト層のサンプリングでは本津川でのサンプリングの結果から Di 62, 67mm、L 110mm を使用した。Di 67mm を使用した時採取率は 95% 以上と良好であったが Di 62mm では若干採取率は悪く、また試料は圧縮変形をうけていた。

本津川における洪積層では沖積層と同一エッジを使用して採取率が 95% と完全に近いサンプリングができ、小松川では Di 62, 65~66mm、L 90mm を使用し、送泥量 48 l/min、回転数 27~40 r.p.m. にすると 100% に近いサンプリングができた。しかし Di 62mm では若干の圧縮変形が生じた。本津川、小松川の両サンプリング共に洪積粘性土層においてヘアクラックが観察された。しかしクラックのタイプは本津川ではモザイク状に入っているのに対し、小松川では縦クラックであり、その成因は全く違ったものと考えられ、特に本津川のヘアクラックは洪積層が堆積後剪断作用を受けたために生じたものとも考えられる。図-2 に本サンプラーと附近で実施した固定ピストンシリンダーリンプラーによる

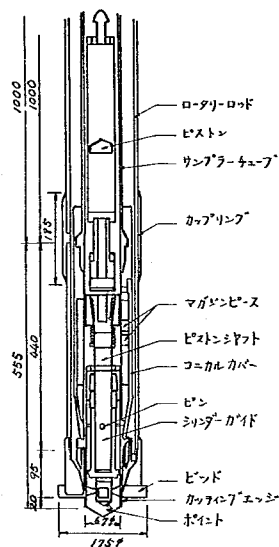


図-1 ロータリー サンプラーヘッド

る試料の一軸圧縮強度の分布を示している。

2) 砂地盤への適用例

砂地盤への適用は土木研究所千葉所構内、富津岬、及び新潟加治川において実施した。土研構内、富津岬におけるサンプリングでは成田層を対象として、加治川においては砂丘砂を対象として行った。土研及び富津岬の土質は表層より約6mが関東ローマ又は砂であり、以深が洪積層に属する砂層でN値は10~50である。土研でのサンプリングは製作後初めてのサンプリングであったため、技術的な問題もあり採取率は悪かった。特にリンブラーチューブ内径に比べ、エッジ内径が小さいこと、また泥水により洗掘をうけ易いこと、強靱な泥水壁を作るような良質の泥水を用いないと孔壁崩壊を起すなどのことが解った。またリンブラーについても回転トルクが不足し、その後改造を行い、回転数を落として回転トルクを1.5倍にした。

富津においては土研構内の経験から、 $\phi 64\text{mm}$ 、 $L 70\text{mm}$ のエッジを用いてほぼ100%の採取率を得た。但し、サンブラーを一旦引上げ、再びサンプリングを行う時にはエッジを十分に地盤にくだして貰わないと泥水の洗掘により、地盤が弛められ、サンプリングができない例が出た。

加治川のサンプリング地質は典型的な海岸砂丘に位置し、砂は60%径 $0.15\sim 0.3\text{mm}$ 、均等係数2~3を示していた。サンプリングは最初 $\phi 64\text{mm}$ 、 $L 70\text{mm}$ のエッジを使用した。N値が高い層を除いては採取率はほぼ40%以下であった。採取率が悪かった原因としては泥水圧が高かったこと、エッジ径が小さかったこと、カッティングエッジの地盤へのくだり量が不足していることなどが考えられ、 $\phi 2$ 孔のサンプリングでは $\phi 66\sim 67\text{mm}$ 、 $L 125\sim 200\text{mm}$ のエッジを使用し90%以上の採取率を得た。

3) 互層地盤への適用

互層地盤では船橋市日の出町、坂出市蒼ノ洲、および宮城県北上川下流にて行なった。三地質共に沖積層、洪積層より成る。互層地盤のサンプリングで問題となるのは性質の違う層が交互に出てくるために、サンプリング条件をどのように変化させるかということである。互層地盤は一般に砂層と泥層との互層が多い。三地質共に砂層、泥層の互層であるが、船橋、坂出地質では洪積層の、北上川においては沖積層の互層地盤であった。船橋、坂出再地質共に沖積層の採取率は高く、洪積層の互層地盤はほぼ完全に近い。沖積地盤のサンプリングの採取率が悪いのはカッティングエッジが短く、突出量が少なかったために、泥水による洗掘の影響を受けたと考えられる。

一方洪積層の採取率が高いのは良く締っていて、強度が高いために、沖積層と同じカッティングエッジを使用しても洗掘の影響を殆んど受けなかったと見て考えられる。試みに坂出において $\phi 66\text{mm}$ 、 $L 70\text{mm}$ のエッジでは掘進速度 $40\sim 60\text{m/min}$ であったが、 $\phi 66\text{mm}$ 、 $L 70\text{mm}$ のエッジを使用すると掘進速度は $20\sim 40\text{m/min}$ に向上した。掘進速度はカッティングエッジ以外に、ビット回転数、泥水圧、給進速度に大きく影響される。

宮城県北上川のサンプリング地質での沖積互層地盤はN値10以下を示しているが、 $\phi 64\sim 66\text{mm}$ 、

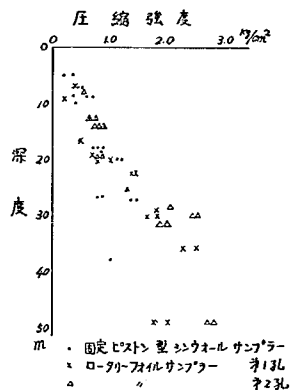


図 - 2

60~150 mmのカッティングエッジを使用して採取率は40~100%とばらつきが大きい。この種の地盤においては若干カッティングエッジの長さが短く、そのため洗掘の影響が考えられ、またサンプラーつぎたしの際にエッジの先端部分への切込が不足したと考えられる。

船橋、坂出、北上川の三地点共に薄いレキ層を挟んでいたが、レキ層部でのサンプリングではカッティングの損傷が極めて激しかった。

製作後、以上の各地点においてサンプリングを行なったが、その過程において機械に若干の問題が生じたので、その都度逐次改良を加え、問題点の解決をかけた。

製作後、土研構内における最初のサンプリングで、回転トルクの不足が判明した。そのために回転数を最大回転数300回転から3分の2の200回転に落とし、回転トルクを50 kg-mの3分の2の75 kg-mに向上した。次にサンプリング中内管の振れのためにカッティングエッジをビットのメタルチップで損傷することがあったので内管と外管との間にスラストベアリングを挿入し、内管と外管の間の間隔を一定にしてエッジの損傷を防いだ。しかしその後このベアリング部にスライムが溜り、泥水の循環が悪くなったのでヘッド部を若干改良した。

また、15mの連続採取を行うためには途中でサンプラー、ロータリーチューブの継ぎ足しを行う必要があり、作業能率向上のためにタワーの引き伸しを図った。さらに高深度のサンプリングを行なうために機械能力限界の80mまで延長し、また内管の振れを少なくするために振れ止めカップリングを作成した。カッティングエッジについては適用例のところで述べたように種々の改良を行った。

3 結 語

ロータリーフォイルサンプラー開発後、8地点からなる種々の地盤においてその適用性を調べ、その途中において若干の改良を行なった。その結果、高いサンプリング性能を奏するためには地盤の性状に応じた泥水、押込圧、ビット回転数、カッティングエッジの寸法などの使用条件が必要であり、適切な使用条件を用いると一軸圧縮強度0.1 kg/cm²の軟弱粘土層から、3 kg/cm²の硬い洪積粘土層又は軟岩までの連続した不攪乱試料が採取され、更に今まで採取不可能に近かった飽和したゆるい砂や、浮石のシーム層などもほぼ完全に採取できることが解った。本サンプラーで採取された試料は固定ピストンシンワールサンプラーなどによって採取された試料に比べると、図-3に示すように一軸圧縮試験の破壊歪では本サンプラーの破壊歪が小さく、試料の乱れは少ないものと判断される。

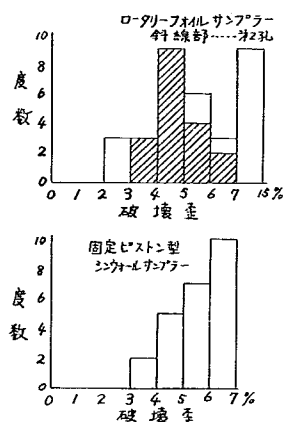


図-3

参 考 文 献

土木研究所基礎研究室：特殊型フォイルサンプラー、土木技術資料 9巻6号

吉田巖、吉中竜之進、高水尚英：特殊型フォイルサンプラーの開発とその適用性、土木研究所報告(近刊)

床固めの水理機能

河川研究室長 土 屋 昭 彦

1. 未だびき

探洞の水理機能としては、河床低下の防止、河床こう配の緩和、乱流や泥水の集中を防止箇所洗掘の防止、筒水数々維持などといふことが出来る。一般に探洞の工は、維持しようとする河床高と同等程度の高さに設けておいて、上流からの供給した砂量がその河道の流砂能力に對して十分でなく、河床低下の傾向にある河川では、探洞の工としての機能が十分でなく、その上下流における河床低下を止むべきでない例が多い。因一は新信濃川の河床横断形であるが、五年后探洞の水深5つの探洞について、その上下流の河床は著ろしく低下しており、その結果が殆んどないふうに見える。新信濃川は旧川の横断こう配に對して約6倍の急こう配となったため、新水路の流砂能力はその上流部と比べて著ろしく大きい。

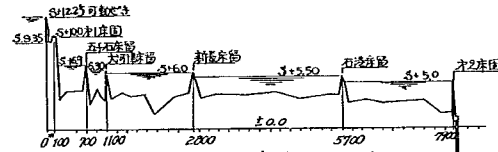


图-1 新信濃川放水路

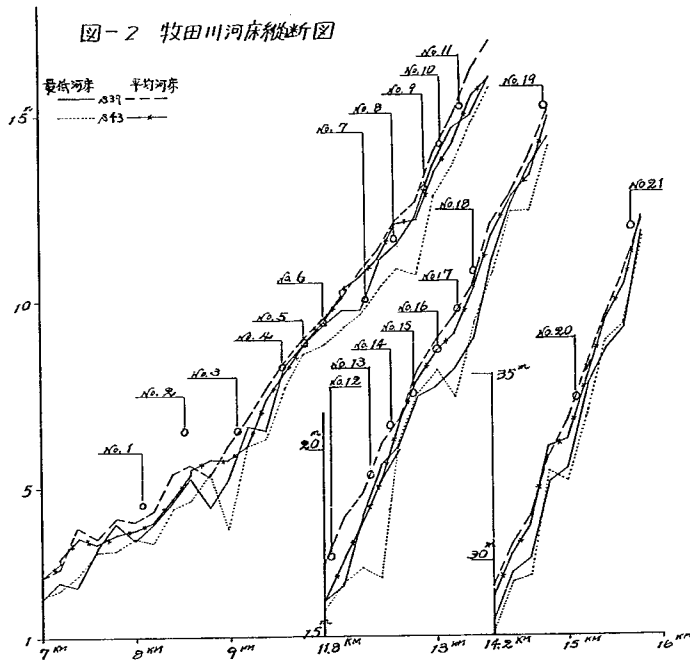
図-2は牧田川に設けられている

床固片群と連続的に

けにものゝけあり、河
 谷の水深は平均
 河床より幾分高
 くなつてゐるが、新
 潟・濃川ほどではない。
 秋田川上流では砂
 防工事を行つており、
 最近河床が低下す
 る傾向にある。二り
 ように河川の水理
 機能は、河川のこう
 配や、流砂量によつ
 て異なり、水理学的に
 みた合理的な設計が
 必要となる。

2. 床固りの水産機能

上流からの供給液
砂量が減少しており、
排水路やショート口



ットなように新しく水路を設けた場合には、河床の变化する過程は、河床変動計算によって、河床の全長場合も算定するこゝに必要である。しかし、このような構造物を設計する場合には、その水理機能と概略的にしか簡単に判定できるこゝに便利である。このように意味を、流量、流砂量を与えられた場合の河床の平均水理機能について考察する。流量、流砂量、河床材料、粗度係数、河床と与えて河床横断形状を求めるには河道の平衡理論が適用できる。

2.1 動的平衡の場合

河床の形状を設計しようとする区間では、流砂の連続条件が満足されずに河床が低下する傾向にある。従って安定な河床形状を有する場合には、上流から供給される流砂量をその区間の設計条件としなければならぬ。流砂量式として、塩藤・吉川・芦田の式を用い、抵抗係数に Manning 式を用いれば、平衡エネルギーと平衡水深 h_0 は次のように表わされる。

$$I_0 = \frac{1}{(Qn)^{4/3}} \left[\frac{Q_0(\gamma-1)}{g^2 F} \right]^{3/2} \quad (1)$$

$$h_0 = \left[\frac{Q^3 n^3 g^2 \gamma F}{B^2 Q_0 (\gamma-1)} \right]^{1/3} \quad (2)$$

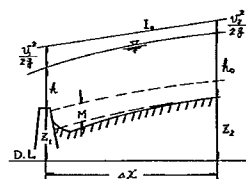


図-3

これに対して河床の上の水深は、河床の天端高と下流の水理条件によって決定され、その最大値は h_0 とあり最小値は限界水深 h_c である。

すなわち、河床の上の水深を h とすれば ($h_0 \geq h \geq h_c$)、 h に対応する上流の河床形状を考へる。(2)式の関係より、同一流量に対して h が減少すれば Q_0 が増大するが、河床の上は固定であるから河床は変動せず、非平衡の状態を続ける。しかしこの影響をうけてその上流では河床が低下し、 h_0 の水深に近づこうとする。河床の局部的な影響が無視できる Δx 上流地点と考へると、その水深は h_0 である。 Δx 区間のエネルギーこう配は、近似的に I_0 と等しいとして、その地点の河床高 z_2 を求める次の如くになる。

1) 河床が一変の場合

比エネルギーの関係から、 z_2 は次式で表わされる。

$$z_2 = z_1 - (h_0 - h) + \frac{Q^3}{2gB^2} \left(\frac{1}{h^3} - \frac{1}{h_0^3} \right) + I_0 \Delta x \quad (3)$$

河床の上流部の平衡河床を延長した河床線より突出する河床の高さを M とすれば ($M = I_0 \Delta x + z_1 - z_2$)、

$$h = \beta h_0 \quad (0 \leq \beta \leq 1) \quad (4)$$

と置いて β の値によって河床の突出高 M の値の変化を調べてみる。(3)、(4)式より $Q^3/gB^2h_0^3 = Fr^3$ として、

$$\frac{M}{h_0} = (1-\beta) - \frac{Fr^3}{2} \left(\frac{1}{\beta^3} - 1 \right) \quad (5)$$

を得る。(5)式の関係と同様とすると図-4の如くである。 β のとり得る範囲は $h \geq h_c$ とあり、限界水深の定義から

$$h_c = Fr_c^{3/2} h_0 \quad (6)$$

となり、従って β の値は $\beta \geq Fr_c^{3/2}$ の範囲でなければならぬ。図-4において β のとり得る範囲は果

線より右側の部分である。流量、流速、下流
河床条件、河床材料、粗粒係数等と之を比較し(2)
式より求め、図-4より M を求めることと
なる。

ii) 河床の越流中とせしめる場合

上流の河床 B_1 に対して河床の越流中 B_2 とせ
しめると、突出高 M は減少とせしめらる。
いま、 $B_1 = \sigma B_2$ ($\sigma \leq 1$) とし、上流の河床
高と求めると、

$$B_2 = B_1 - h_0(1-\beta) + \frac{Q^2}{2g h_0^2 B_1^2} \left(\frac{1}{\beta^2 \sigma^2} - 1 \right) + I_0 \Delta x \quad (7)$$

となり、亦と同様に河床の突出高 M は

$$\frac{M}{h_0} = (1-\beta) - \frac{Fr^2}{2} \left(\frac{1}{\beta^2 \sigma^2} - 1 \right) \quad (8)$$

となる。こゝで β のとり得る範囲は、河床の上側の水
深が限界水深以上であることと考慮して、

$$h_c = \left(\frac{Q^2}{g B_1^3} \right)^{\frac{1}{3}} = Fr^{\frac{2}{3}} h_0 \frac{1}{\beta^{\frac{2}{3}}}$$

$$\therefore \beta \geq \frac{h_c}{h_0} = \left(\frac{Fr}{\sigma} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (9)$$

となる。(8)式の関係と(9)の影響とをみるために、 $Fr=0.7$ の場合と図示したのが図-5であり、 σ が小
さくなるにつれて M の減少がとせしめられる。なお β の適用範囲は図中の葉線より右側の部分である。

iii) 河床の越流中とせしめる場合

高水敷上に水がのらない場合にはii)と扱えばよい。高水敷
上に水がのる場合には、 M の値としてはii)とiii)の中間値とな
る。河床 B_1 、河床の越流中 B_2 、高水敷 b と b とせしめ
水深と高水敷高の差を Δz とする。亦と同様に、

$$h_c = \beta h_0, \quad B_1 = \sigma B_2$$

において、 Δz と上流の河床高 B_1 は突出高 M は次式とあらわされる。

$$B_2 = B_1 - h_0(1-\beta) + \frac{Q^2}{2g(\beta B_1 h_0 - b \Delta z)^2} - \frac{Q^2}{2g B_2^2 h_0} + I_0 \Delta x \quad (10)$$

$$\frac{M}{h_0} = (1-\beta) - \frac{Fr^2}{2} \left[\frac{1}{(\beta \sigma - \frac{b \Delta z}{B_2 h_0})^2} - 1 \right] \quad (11)$$

この場合にも、 β のとり得る範囲は $\beta \geq h_c$ に与えらる。

2.2 静的平衡の場合

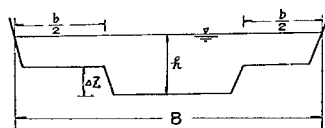
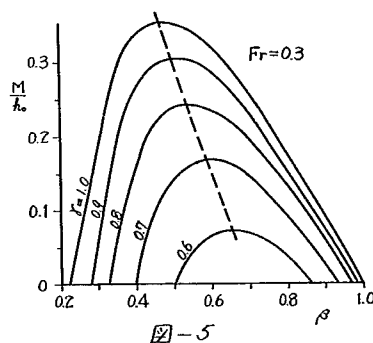
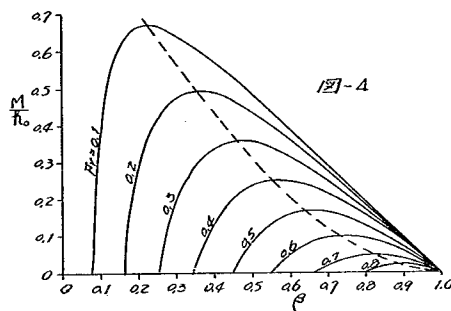


図-6

上流からの供給流砂量がない場合には、(11)、(12)式より静的な平衡こう流 I_0' と平衡水深 h_0' と
して次式を用いなければならない。

$$I_0' = \left(\frac{B U_{cc}^{\frac{4}{3}}}{g^{\frac{2}{3}} Q x} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (12)$$

$$h_0' = \left(\frac{Q x n^2 g}{B^2 U_{cc}} \right)^{\frac{2}{3}} \quad (13)$$

ここに、 U_{cc} は与えられた粒径の限界掃流力である。河床粒径の比較的一様な場合には問題がないが、
混合粒径の場合には、掃流力に合った粒径の砂礫が河床面上を露うことにより平衡状態に達する
から、河床材料の粒度分布と混合粒径の限界掃流力とを考慮して河床の高さを決定する必要がある。

3. 実験

表-1

上に述べた理論の適合性を調べるために河床一定の場合
について実験を行った。実験は水路巾40cm、高さ12mの
ガラス張り水路で、水路末端に高さ30cmの床固りを設置し
た。用いた砂は比較の粒径の揃った $d_m = 0.43\text{mm}$ 、 1.95mm
の2種類で、水路上流端に設けた自動給砂装置により給砂
する。実験は、水路の側壁に目盛を施して一定時刻毎に河
床高を読み取り、平均河床高が安定したと思われる時点で
河床高を測定した。

実験ケースは、表-1に示す如くであり、1例としてケ
ース14の河床厚は水面の時間的変化を示すと同-7の如く
である。河床には、砂運や砂堆が發生し、平均河床高の測
定は精度が悪い。床固り直上流部の河床形状は、床固りま

Case	Qs	Q	d_m	下流条件	h_0
1	2181/5	50 l/s	0.43 mm	完全越流	0.267
2	"	"	"	"	"
3	"	"	"	せき上げ18cm	"
4	"	"	"	"	"
5	"	"	"	" 21cm	"
6	"	"	"	"	"
7	"	"	"	"	"
8	52	"	"	完全越流	0.199
9	35	"	"	"	0.222
10	52	"	"	せき上げ16cm	0.199
11	75	"	1.95	完全越流	0.163
12	"	"	"	"	"
13	"	"	"	せき上げ16cm	"
14	111	60	"	完全越流	0.160
15	89	"	"	"	0.170
16	"	"	"	せき上げ16cm	"
17	"	"	"	"	"

端に滑らかに接続する

場合と、渦が發生

して局所沈堆を主す

る場合の両者がみら

れる。右ケースにつ

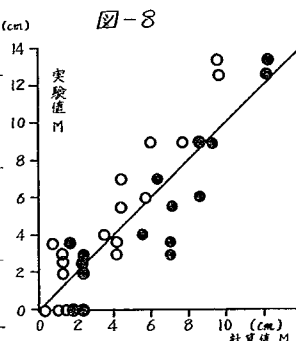
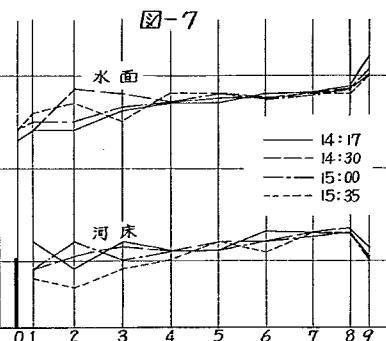
いて、(12)式を用いて

h_0 を求め、図-4より

求めたMと、実験

値と比較したのが図

-8の如くであり、



実験値の方が等分大きい結果と与えている。これは流砂量公式として近藤・若川・芦田公式を用いた
のであるが、実験範囲での流砂量公式の精度に問題がある。その通として、0.627 の値りに5割増の
0.95 を用いて求めたのが図-8中の黒点であり、適合性がよくなる。

この方法を用いた床固りの配置計画については、又別の機会に述べることにしたい。

土砂移動の追跡に関する流域モデル

砂防研究室長 平尾 公一

1 ま え ぶ き

従来の流出土砂量に関する調査、研究は流域を一つのブラック・ボックスとして取り扱ったものと、流域内部で発生する個々の現象を取り扱ったものが多い。一方流域の内部で、土砂の生産移動の個々の現象一例へば山崩、土石流等一が、たゞかに、どの様に関係しているか？ についての調査、研究は非常に少なく、不明の点が多いのが現状であります。流域の内部に工事を実施して、流出土砂量を人工的に変化させようとする場合、流域の内部に土砂の生産移動の特性に応じて分割し、それぞれを目的に応じて流域の内部構造を明らかにする必要がある。ここでは砂防計画検討に必要な、流域の基本的な要素と土砂流出に関する基本的な流域モデルについて述べる。

2 砂 防 計 画 の 考 え

砂防工事とは、1)山腹工事により山腹斜面における土砂の生産、移動および山腹から河道への土砂の供給を抑制制し、2)砂防堰堤、床固を河道に築造することにより、又護岸、水制等を河道と山腹斜面との接点に設置することによって、河道での土砂の再生産、側方より河道への土砂供給を減少させ、流砂の形態(土石流、掃流)を改善することにより、3)土砂の流出による被害を減少させる工事である。砂防計画は降雨以外の自然条件に、人工即ち砂防工事を加えることにより、斜面、河道の各地点で土砂の生産、移動条件を変化させ、その結果、ある地点での流出土砂の量、および流砂形態を被害を減少する様に改善する計画である。土砂流出と被害との関係を取扱う場合、その検討対象の性質によって、次のような分類にしたがって検討するのが適当であろう。

- 1) 土砂の生産移動に関する自然現象
- 2) 被害を受ける対象、社会経済現象
- 3) 砂防工事による自然現象の変化
- 4) 1)の自然現象の発生頻度とその規模

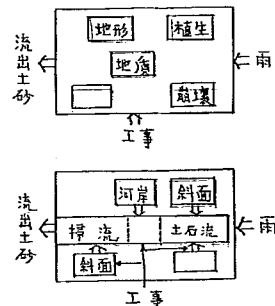
砂防計画の検討はこの四項目の関係を比較試算することを中心たる内容でなければならぬ。このために、流域の内部に土砂の生産移動機構の特徴にしたがって分割し、それぞれの性質の組み合わせ、現象のつながり順序を考慮した流域のモデル化が必要になる。

3 土 砂 生 産 移 動 の 特 徴

土砂の生産、移動、流出に関する流域モデルを作成する際、特に洪水時の雨水流出を取り扱う場合と異なる次の特徴に充分注意しなければならない。

- i) 土砂の生産移動に関して、限界降水量、限界流量のような限界値が存在する。
- ii) 流域内部でi)で述べた限界値を場所により著しく異なる。
- iii) 砂粒子の移動速度は洪水の移動速度より遅い。
- iv) 上述の三つの特徴によって、場所毎に異なった、特徴ある土砂の河道滞留の様相を示し、又その滞留は一洪水期間中に、

図1 流域分割概念図



洪水の貯留の故に完結しないで、前期の洪水の影響を受け、次の洪水時の流砂に影響をあたえる。

v) 流水の供給源としては降雨だけを見れば良い。しかし流出土砂の供給源としては、斜面からの供給土砂のほかに、河道自身からの供給を取扱う必要がある。量的には右着の影響の方が大きい場合が多い。

vi) 河道での土砂の移動形態には二種類の異った流れがある。一つは土石流と呼ばれる流水と流砂量との間に、一定の関係が認められ水ない流れであり、今一つは掃流形式の流砂で、流水と流砂との間に流砂量公立のような一定の関係が認められる流れである。

4 流出土砂に関する基本量

土砂の移動量を取り扱う場合、その移動形態と、土砂の粒径について特に留意しなければならぬ。

i) 流水の形態：土砂の移動形態を大きく a) 土石流。 b) 掃流。 c) 浮流。 の三種に分けて取扱うこととする。これは、各々の土砂の運動法則が著しく異なることと、災害対策の面から見れば、被害の形が非常に異なるからである。たとえば、土石流災害といわれているものは、たとへば流出土砂量が同じであったとしても、土石流を流水の形態を変えて掃流、浮流にすれば、災害の様子も全く変化し、著しく被害が減少すること知られてくる。また一般の砂防工事では土石流と掃流を対象とすれば良いが、貯水池の堆砂を問題とする場合は浮流も含めて検討しなければならぬ。

ii) 土砂の粒径：土砂の粒度組成は流れの形態、流砂量と密接な関係がある。また 20cm 以上の直径を持つ大礫はその限界掃流力が大きいことから、流砂の形態、河床変動の様相、流砂量 に大きな影響をあたえる。

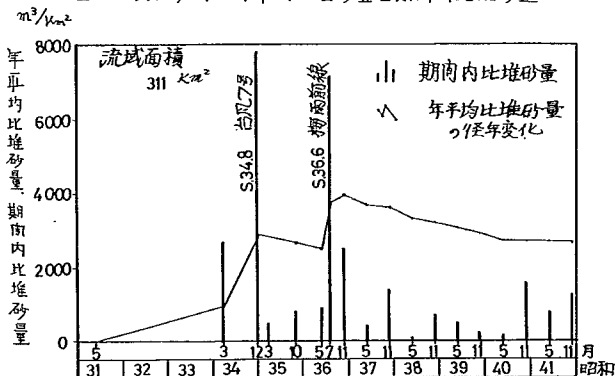
iii) 洪水流出土砂量：一洪水で或る断面を通過した土砂量である。現状では流出土砂量の中で最も基本的な量である。従来は掃流によるものと浮流によるものととの区別が明確でなかったが、今後はこれを介して取り扱う必要がある。砂防計画の対象としては通常浮流砂は除いて取り扱って良いであろう。(m³/flood)

iv) 平均年間流出土砂量：数年間の流出土砂量累計を、その累計年数で除して得られる。

流出土砂量の算定を示す一例

として図2に美和ダムの実測値を示した。これによれば、流出土砂量は大洪水のあった時と、ない時で著しい差がある。平均年間流出土砂量は計算期間の取り方、および計算期間内に、どの程度、大規模な洪水が含まれるかによって、著しく平均値が変化する事が明かである。又大洪水時の堆砂量が観堆砂量の中に占める割合が非常に大き

図2 美和ダムの年平均比堆砂量と期間内比堆砂量



い事もよく示している。このことは砂防計画の上で、年内年間流出土砂量を減少させるには、大洪水時の流出土砂量を低下させることが非常に大切であることを示している。さらに進砂の形態および堆積について見れば、大洪水時には比較的粗粒の掃流形式で運搬される砂礫が Top-set の形で堆砂し、平常時は細粒の浮流形式で運搬される土砂が Bottom-set の形で堆砂する傾向が認められる。

5 土砂の生産移動に関する自然現象

土砂の生産、流出の問題を取り扱う場合、その自然現象の性質、調査手法、計算手法の特徴によって、上流の生産源をも順次下流へ、分類、^既判別すれば、次の様になる。

- i) 斜面上での土砂の生産。 ii) 斜面より河道への土砂の供給
- iii) 河道での土砂の移動、堆積。 iv) 土砂の移動、堆積と被害との関係。

この区分にしたがって、モデル化のオーダで取り上げるべき検討事項について概観してみよう。

i) 斜面上での土砂の生産：山崩れ、地入り、落石、*sheet-erosion*、*gully erosion* 等の現象はこの代表的なものである。モデル上では、その生産量、生産頻度および、~~発生場所~~発生場所と河道への土砂供給位置との関係を明らかにする必要がある。崩壊等は土砂の一次生産源として重要な要素で、非常に長期間の平均流出土砂量、および洪水時の細粒物質の供給に特に関係が深い。

ii) 斜面より河道への土砂の供給：斜面で生産された土砂量は、その一次生産された時点で全量河道に供給されるとは限らない。これが、何時、どれだけの量、どのような粒度組成のものか、どの様に、河道に供給されるかを明らかにしなければならぬ。この項は河道での土砂の移動、河床変動の枠を大きく支配する。天然ダムを作る様な崩壊や河道への供給様式の特徴な例である。従来の崩壊調査の崩壊残土量調査はこの項の調査例であるが、詳細な調査例は少ない。また岸欠壊と呼ばれているものの様な、側方供給土砂も極めて影響の大きいものがある。

iii) 河道での土砂の移動：河道での土砂の移動形態は、大きく土石流と掃流とに分ける事とする。この両者は流れの性質が非常に異なるので、モデルでは区別して取り扱う必要である。河道の中で、土石流による土砂移動が主たる区域を土石流区域、掃流による土砂移動が主たる区域を掃流区域とする。又土石流と掃流による移動が交互に生じ、~~その~~移動量も不明確に区別し難い区域を移行区域とする。土石流区域と掃流区域の区分法には堆積構造による法、掃流力と限界掃流力との比較による法等がある。実際に河川のモデル化を行なう場合、山間部河道での土砂移動形態は常に土石流であるとは限らず、掃流による土砂移動の期間、区間が不なり多い事に注意しなければならぬ。

土砂の移動の特徴として河道での土砂貯留が著るしく、又特徴的な形で現われる。これに影響の大きい、川巾、河床勾配、河床材料粒度の変化点に留意して上述の河道の三大部分を更に細区分してモデル化する。

災害直后、崩壊はすぐ目につきやすいことから、災害の主因を崩壊だけに帰してしまいがちであるが、最近の災害調査研究の結果、流出土砂の最も主要な部分^は河床に堆積している土砂であることが明らかとなった。

iv) 土砂の移動堆積と被害との関係：流出土砂による被害の主要なものは土砂の堆積によるものである。すなわち河床変動の大きさ、特に堆積高とその頻度が問題点である。この点から河道を河巾、河床勾配、河床材料粒度、~~河床~~河床岸高、根拠対象の変化点毎に細区分するのが適当である。

6 土砂移動に關する流域の基本モデル

流域土砂の生産移動形態の特徴によつて分類しモデル化する場合は、最も基本的な組み合わせは世模式的に示すと図3のようである。実際の河川で、この基本的な区分の組み合わせは世やどの様になっているか、その組み合わせは世の構造の特徴が、その河川の土砂流出の特徴を支配していると考へられる。

図3で△で示した土砂の移動、停止、移動量制御スイッチの作動レベルが3等の1)で述べた限界値に当たるものである。

このモデルでは土砂移動を生じさせる外力を降雨だけとする。洪水等は降雨による二次的現象として取扱うわけである。

次に簡単な水系の基本的な組み合わせをモデルを図4に示す。

この様なモデルを實際に作成する際には、まず水系図を作成し、本流最下流の基準地点を原点とし、上流へ向かつて水路延長を座標として整理する。支川は本川との合流点を原点として整理すれば良い。

河道の三次区分を更に細分化する区分点としては、次の項目の变化点が主要なものである。この項目は土砂移動解析の目標、精度、入手可能な調査資料の範囲により適宜追加されたい。流域面積、流域平面形状、河巾、河床勾配、河床材料、河床堆積深、流砂形態、河床横断工作物、連続斜面の性質(崩壊、地盤、斜面勾配、斜面長、斜面形 etc.)

図5に土石流区域、掃流区域の計算フローチャートの概要を示す。

図4 水系モデル概念図

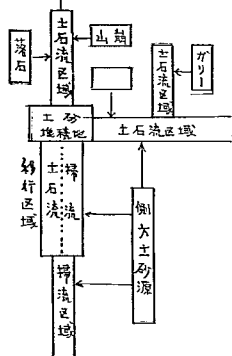
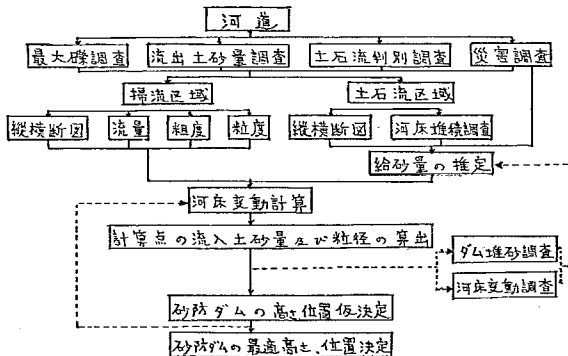


図5 土石流、掃流区域計算フローチャート



7 あとがき

紙面の制約のため、この論文では土砂流出モデルの基本的な考へ方を紹介するにとどめた。実際の河川に適用する場合の具体的な取り扱い方については別の研究会に発表する予定である。

土砂流出に關する現象の研究分野は極めて多方面にわたっている。この様なモデルを考察することによって、異った各分野の研究成果を有機的に充分活用出来るように、更に検討をすすめたいと考えている。

岩盤せん断試験に対する力学的考察

ダム構造研究室長 飯田 隆 一

1 まえがき

岩盤には節理やキレツが存在しているために、その力学的挙動は弾性体とかなり異なっていることは周知の事実である。岩盤のこれらの力学的特性を解明するための一試みとして、まず不連続面におけるすべりの力学についての理論的解釈を行なってみた。そして岩盤にはゆるんでいる状態と締固まっている状態があり、まず初めはルーズな状態にあって荷重が増加してゆくに従い締固まった状態に移行してゆく、しかし荷重がさらに増大してゆくと再びルーズな状態に移行してゆき最後に破壊に至ると考えた。これらの考えに基づき岩盤の新しい解析方法を提案し、その解析結果と現地せん断試験による結果との対比を行なってみた。

2 基礎理論

一般に連続体においては平衡方程式として次の(1)式、境界条件として(2)式が与えられる。

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial \sigma_x}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial z} + \rho X &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xy}}{\partial x} + \frac{\partial \sigma_y}{\partial y} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial z} + \rho Y &= 0 \\ \frac{\partial \tau_{xz}}{\partial x} + \frac{\partial \tau_{yz}}{\partial y} + \frac{\partial \sigma_z}{\partial z} + \rho Z &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (1)$$

$$\left. \begin{aligned} p_{nx} &= \sigma_x \cos(n, x) + \tau_{xy} \cos(n, y) + \tau_{xz} \cos(n, z) \\ p_{ny} &= \tau_{xy} \cos(n, x) + \sigma_y \cos(n, y) + \tau_{yz} \cos(n, z) \\ p_{nz} &= \tau_{xz} \cos(n, x) + \tau_{yz} \cos(n, y) + \sigma_z \cos(n, z) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

非線形問題を取り扱う場合にはその他に次の(3)式に示されるような降伏条件が与えられる。

$$f_\nu(a_{ij}) = k_\nu \quad \nu = 1, 2, \dots, n \quad (3)$$

さて $\sigma_x + \partial \sigma_x, \sigma_y + \partial \sigma_y, \dots, \tau_{xy} + \partial \tau_{xy}$ も(1)~(3)式を満足しているとする

$$\left. \begin{aligned} \frac{\partial}{\partial x} \partial \sigma_x + \frac{\partial}{\partial y} \partial \tau_{xy} + \frac{\partial}{\partial z} \partial \tau_{xz} &= 0 \\ \frac{\partial}{\partial x} \partial \tau_{xy} + \frac{\partial}{\partial y} \partial \sigma_y + \frac{\partial}{\partial z} \partial \tau_{yz} &= 0 \\ \frac{\partial}{\partial x} \partial \tau_{xz} + \frac{\partial}{\partial y} \partial \tau_{yz} + \frac{\partial}{\partial z} \partial \sigma_z &= 0 \end{aligned} \right\} \quad (4)$$

$$\left. \begin{aligned} 0 &= \partial \sigma_x \cos(n, x) + \partial \tau_{xy} \cos(n, y) + \partial \tau_{xz} \cos(n, z) \\ 0 &= \partial \tau_{xy} \cos(n, x) + \partial \sigma_y \cos(n, y) + \partial \tau_{yz} \cos(n, z) \\ 0 &= \partial \tau_{xz} \cos(n, x) + \partial \tau_{yz} \cos(n, y) + \partial \sigma_z \cos(n, z) \end{aligned} \right\} \quad (5)$$

$$\frac{\partial f_\nu}{\partial \sigma_x} \partial \sigma_x + \frac{\partial f_\nu}{\partial \sigma_y} \partial \sigma_y + \frac{\partial f_\nu}{\partial \sigma_z} \partial \sigma_z + \frac{\partial f_\nu}{\partial \tau_{yz}} \partial \tau_{yz} + \frac{\partial f_\nu}{\partial \tau_{zx}} \partial \tau_{zx} + \frac{\partial f_\nu}{\partial \tau_{xy}} \partial \tau_{xy} = 0$$

($\nu = 1, 2, \dots, n$) (6)

$n < 6$ の時、 n は変分変数の数より少いので $\delta\sigma_x, \delta\sigma_y, \dots$ は自由度を持つことになる。

一方、仮想仕事の原理より

$$\iiint \left\{ \left(\frac{\partial}{\partial x} \delta\sigma_x + \frac{\partial}{\partial y} \delta\tau_{xy} + \frac{\partial}{\partial z} \delta\tau_{xz} \right) du^p + \left(\frac{\partial}{\partial x} \delta\tau_{xy} + \frac{\partial}{\partial y} \delta\sigma_y + \frac{\partial}{\partial z} \delta\tau_{yz} \right) dv^p \right. \\ \left. + \left(\frac{\partial}{\partial x} \delta\tau_{xz} + \frac{\partial}{\partial y} \delta\tau_{yz} + \frac{\partial}{\partial z} \delta\sigma_z \right) dw^p \right\} dx dy dz = 0 \quad (7)$$

この式から最小仕事の原理

$$\iiint (d\epsilon_x^p \delta\sigma_x + d\epsilon_y^p \delta\sigma_y + d\epsilon_z^p \delta\sigma_z + d\tau_{yz}^p \delta\tau_{yz} + d\tau_{zx}^p \delta\tau_{zx} + d\tau_{xy}^p \delta\tau_{xy}) \quad (8) \\ dx dy dz = 0$$

が得られる。さらに(8)式-(6)式によつて

$$\iiint \left\{ (d\epsilon_x^p - \sum_{\nu} \frac{\partial t_{\nu}}{\partial \sigma_x} d\lambda_{\nu}) \delta\sigma_x + (d\epsilon_y^p - \sum_{\nu} \frac{\partial t_{\nu}}{\partial \sigma_y} d\lambda_{\nu}) \delta\sigma_y \right. \\ + (d\epsilon_z^p - \sum_{\nu} \frac{\partial t_{\nu}}{\partial \sigma_z} d\lambda_{\nu}) \delta\sigma_z + (d\tau_{yz}^p - \sum_{\nu} \frac{\partial t_{\nu}}{\partial \tau_{yz}} d\lambda_{\nu}) \delta\tau_{yz} \\ \left. + (d\tau_{zx}^p - \sum_{\nu} \frac{\partial t_{\nu}}{\partial \tau_{zx}} d\lambda_{\nu}) \delta\tau_{zx} + (d\tau_{xy}^p - \sum_{\nu} \frac{\partial t_{\nu}}{\partial \tau_{xy}} d\lambda_{\nu}) \delta\tau_{xy} \right\} dx dy dz = 0$$

が得られる。さて、 $n < 6$ であれば $\delta\sigma_x, \delta\sigma_y, \dots$ には自由度があるから数学的には次の(9)式の関係を満足する $d\lambda_{\nu}$ が存在することになる。

$$\left. \begin{aligned} d\epsilon_x^p &= \sum_{\nu} \frac{\partial t_{\nu}}{\partial \sigma_x} d\lambda_{\nu} & d\tau_{yz}^p &= \sum_{\nu} \frac{\partial t_{\nu}}{\partial \tau_{yz}} d\lambda_{\nu} \\ d\epsilon_y^p &= \sum_{\nu} \frac{\partial t_{\nu}}{\partial \sigma_y} d\lambda_{\nu} & d\tau_{zx}^p &= \sum_{\nu} \frac{\partial t_{\nu}}{\partial \tau_{zx}} d\lambda_{\nu} \\ d\epsilon_z^p &= \sum_{\nu} \frac{\partial t_{\nu}}{\partial \sigma_z} d\lambda_{\nu} & d\tau_{xy}^p &= \sum_{\nu} \frac{\partial t_{\nu}}{\partial \tau_{xy}} d\lambda_{\nu} \end{aligned} \right\} \quad (9)$$

3 不連続面でのすべりの特徴

図1に示すような平行な不連続面が存在する場合についての、不連続面に沿うすべりの特色を考察しよう。まずこれらの不連続面に沿つて、 y 方向にのみずべる場合について検討してみよう。

この場合には(8)式において

$$du^p = dv^p = 0, \quad \frac{\partial}{\partial y} du^p = \frac{\partial}{\partial z} dv^p = 0, \quad d\frac{\partial}{\partial x} dv^p \neq 0$$

となるから、(8)式より

$$\iiint \delta\tau_{xy} \frac{\partial}{\partial x} (dv^p) dx dy dz = 0 \quad \therefore \delta\tau_{xy} = 0$$

即ち降伏条件としては次の(10)式が得られる。

$$f = \tau_{xy}^2 - k^2 = 0 \quad (10)$$

次に降伏条件がCoulomb の内部摩擦説に従う場合について検討してみよう。この場合の降伏条件式は次の(11)式の形で与えられる。

$$f(\sigma_{ij}) = |\tau_{xy}| - (C + \sigma_x \tan \phi) \quad (11)$$

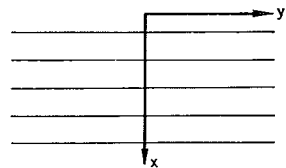


図-1

(9)式によつて塑性ひずみの増分を求めると

$$de_x^p = \frac{\partial f}{\partial \sigma_x} d\lambda = -\tan \phi d\lambda$$

$$dr_{xy}^p = \frac{\partial f}{\partial \tau_{xy}} d\lambda = \pm d\lambda$$

$$\frac{de_x^p}{dr_{xy}^p} = \mp \tan \phi$$

(12)

これらの不連続面に着目して、不連続面上では一様な性質を持つていと仮定すると

$$\frac{\partial}{\partial y} (du^p) = 0$$

$$dr_{xy}^p = \frac{\partial}{\partial x} (du^p) = \frac{d(du^p)}{dx}$$

$$\frac{de_x^p}{dr_{xy}^p} = \frac{d(du^p)/dx}{d(du^p)/dx} = \frac{d(du^p)}{d(du^p)}$$

$$\text{従つて } \frac{d(du^p)}{d(du^p)} = \mp \tan \phi$$

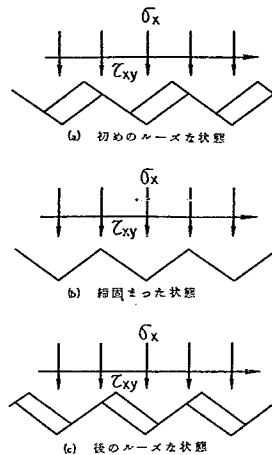


図-2 不連続面のモデル

以上の2つの例から明らかなように、平滑な平面ですべりが生

ずる場合には、現在の力学体系に従う限り、Trescaのせん断応力説に従わなければならない、もしCoulombの内部摩擦説に従う場合には、不連続面に ϕ だけ傾いた方向に移動が生ずることになる。

このことは不連続面でのすべりが、Coulomb説に従う場合には、その面に凹凸があるからであり凹凸のすべり面に対する傾が ϕ であると解釈し得ることになる。このように解釈すると降伏条件、すなわち、すべりが生ずる際の応力に対する制約条件における内部摩擦角 ϕ は不連続面の幾何学的性質に強く支配され、破壊条件における ϕ とは異つた物理的意味を持つことになる。

土、砂等の内部摩擦説に従う材料においては塑性領域で膨張が生ずることはDrucker⁽¹⁾により示されている。土、砂等では比較的低い応力から膨張を生ずるから、Druckerの塑性理論を適用しても比較的問題は少いが、岩盤では膨張を生ずる前にかなり広い領域で逆に収縮を生じており、しかもこの領域ではつきりした非弾性的な挙動を示していることが過去に行われた現地試験の多くでデータとして得られている。従つてDruckerの塑性理論は適用出来ず、また弾性体として取扱うことも勿論不適當である。

そこでこの領域での特徴を加味するために、ルーズな状態と締固まつた状態とを考えることにする。

岩盤内の不連続面の状況を理想化して、

図-2に示すような状況を考えよう。図から明らかなように、初めのルーズな状態では直応力はすべりを促進する方向にあり、後のルーズな状態では直応力はすべりを阻止する方向にある。

以上の考察から、岩盤は表-1に示す様

状 態	物理的性質	降 伏 条 件	膨 脹 収 縮	硬 化 軟 化
I 初めのルーズな状態	弾 性 体			
II	弾塑性体	$ \tau_{xy} = C - \sigma_x \tan \phi$	収 縮	硬 化
III 締固まつた状態	弾 性 体			
IV 後のルーズな状態	弾塑性体	$ \tau_{xy} = C + \sigma_x \tan \phi$	膨 脹	劣 化
V 破 壊				

表 - 1

な状態の移行過程を経て変化し、各状態での弾性又は弾塑性の性質、降伏条件、収縮又は膨張も、表中に示されたように変わると考えることができる。

3 岩盤の解析方法

筆者のうちの一人は他の論文⁽²⁾で岩盤を各種のモデルに分け、直交異方性弾塑性理論を適用して解くことを試みたが、前節で述べた考察に

基づき、さらに新しい解析方法を試みた、すなわち不連続面における凹凸の斜面は平滑であると考え、表-2に示すような降伏条件とひずみ硬化を行い、各状態への移行過程は図-3に示されるように進むような有限要素法による応力計算プログラムを作成し、荷重漸増法によつて最終荷重迄の計算を行なうという方法である。

4 計 算 例

計算は岩盤のブロックせん断試験の2次元断面を例として表-3に示すような5ケースの物理性質と降伏条件の異なるものについて行なつてみた。つまりケース1は初めから締固まつた状態から、ケース2はゆるみの著しい状態から、ケース3は少しゆるんだ状態からそれぞれ載荷が行われた場合であり、ケース4はケース3のすべりの方向が水平より30°傾いた場合、ケース5は、すべりが水平鉛直の両方に可能な場合である。なお、要素分割は59節点88要素、載荷ステップは10ステップで行なつた。計算結果得られたブロックの鉛直、水平方向変位を図4~図8に示す。その他、塑性領域の変化状況、等については紙面の都合で省略するが、弾性解と比較した主応力図の一部を図9、図-10に示す。図-4で示す

締固まつた岩盤は初め弾性的に挙動するが、やがて水平変位はその増加度合が増大する一方、載荷側の鉛直変位は浮上となる。なおこの時にはN段階の弾性領域がブロックベースの中央附近まで達している。さらに非載荷側にも浮上が生ずる時点では、ブロック底面全体が弾塑性領域になつている事がわかつた。一方、ゆるみの著しい岩盤ケース2

(図-5)では初めはわずかに

過程	状 態	降 伏 条 件 式
(I)	x = Const な面で y 方向へずれる場合	$ \tau_{xy} + \sigma_x \tan \phi_x = \pm H$ $\pm H = \pm C_{yx} - C_{yx} \sec \phi_x f/dL$
	y = Const な面で x 方向へずれる場合	$ \tau_{xy} + \sigma_y \tan \phi_y = \pm H$ $\pm H = \pm C_{yx} - C_{yx} \sec \phi_y f/dL$
(II)	x = Const な面での y 方向へのすべりと y = Const な面での x 方向へのすべりとが同時に生じている場合	$ \tau_{xy} + \sigma_x \tan \phi_x = \pm H$ $\pm H = \pm C_{yx} - C_{yx} \sec \phi_x f/dL$ $ \tau_{xy} - \sigma_y \tan \phi_y = \pm H$ $\pm H = \pm C_{yx} - C_{yx} \sec \phi_y f/dL$
(III)	x = Const な面で y 方向へずれる場合	$ \tau_{xy} - \sigma_x \tan \phi_x = \pm H$ $\pm H = \pm C_{yx} - C_{yx} \sec \phi_x f/dL$
	y = Const な面で x 方向へずれる場合	$ \tau_{xy} - \sigma_y \tan \phi_y = \pm H$ $\pm H = \pm C_{yx} - C_{yx} \sec \phi_y f/dL$
(IV)	x = Const な面での y 方向のすべりと y = Const な面での x 方向のすべりとが同時に生じている場合	$ \tau_{xy} - \sigma_x \tan \phi_x = \pm H$ $\pm H = \pm C_{yx} - C_{yx} \sec \phi_x f/dL$ $ \tau_{xy} - \sigma_y \tan \phi_y = \pm H$ $\pm H = \pm C_{yx} - C_{yx} \sec \phi_y f/dL$

表 - 2

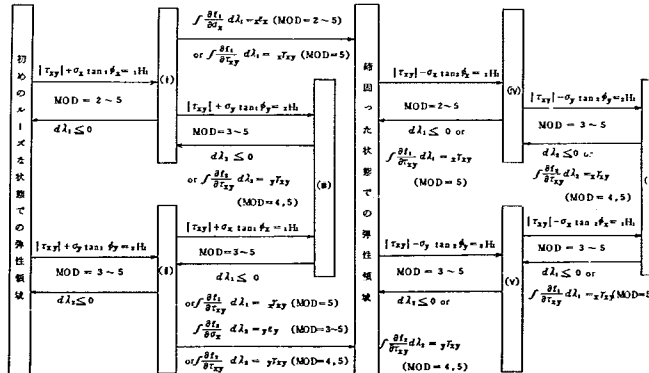


図 - 3

弾性的変位を示すが、すぐに非線形な変位となる。そして鉛直変位は沈下量が増大するような非線形変位を示す。またブロックベースにNの弾塑性領域が生じても浮上量は非常に少ない。これは初めの状態がルーズであつたためにIIの領域にある要素の沈下がN

		Case 1	Case 2	Case 3	Case 4	Case 5
I	E	200,000 kg/cm ²	200,000 kg/cm ²	200,000 kg/cm ²	200,000 kg/cm ²	200,000 kg/cm ²
II	Z ₀	—	5.0 kg/cm ²	5.0 kg/cm ²	5.0 kg/cm ²	5.0 kg/cm ²
	tan φ	—	0.3	0.5	0.5	0.5
III	x̄ε _x	—	0.12 × 10 ⁻³	0.2 × 10 ⁻⁴	0.2 × 10 ⁻⁴	0.2 × 10 ⁻⁴
	x̄ε _{xy}	—	0.4 × 10 ⁻³	0.4 × 10 ⁻⁴	0.4 × 10 ⁻⁴	0.4 × 10 ⁻⁴
IV	Z ₀	10.0 kg/cm ²	10.0 kg/cm ²	10.0 kg/cm ²	10.0 kg/cm ²	10.0 kg/cm ²
	tan δ	1.0	0.3	0.5	0.5	0.5

ひずみ硬化なし

表-3 計算に用いた力学的性質

の領域にある要素の浮上よりも大きいからであると考えられる。ゆるみの少ない岩盤、ケース3（図6）では最初非線形変位で鉛直方向には沈下するのはケース2と同じであるが、間もなく浮上へ転じ、その量もケース2に比べて著しく大きくなる。この時点でのN段階の弾塑性領域はブロックベースの中央附近迄達している。なお図11～12にはルーズな岩盤と比較的ゆるみの少ない岩盤の地点とで行われた現地ブロック剪断試験のデータをそのままプロットしたものであるが、図4～8と比べてみて定性的に極めてよく類似していることがわかる。

したがって本論で述べた解析方法が岩盤の非弾性的性質を解析するのに極めて有効な手段となり得ることを示している。

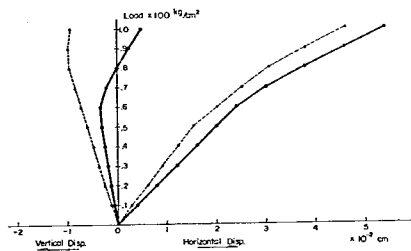


図-4 Case 1

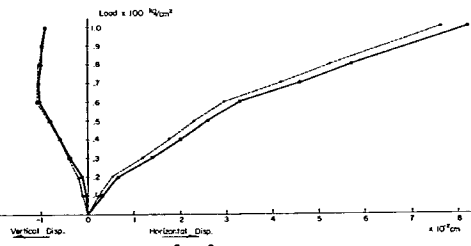


図-5 Case 2

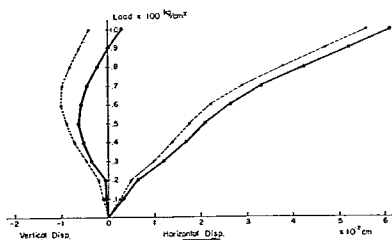


図-6 Case 3

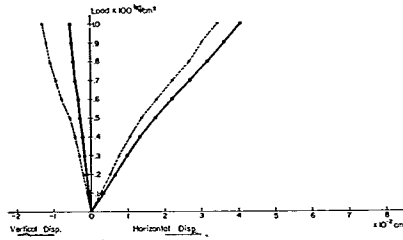


図-7 Case 4

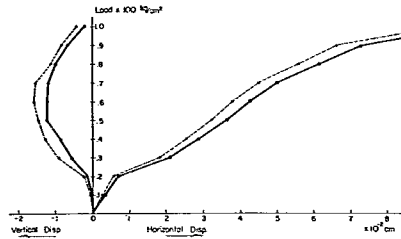


図-8 Case 5

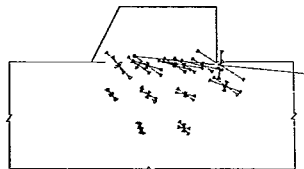


図-9 Case 2 主応力図

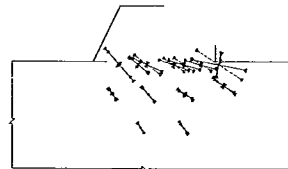


図-10 Case 3 主応力図

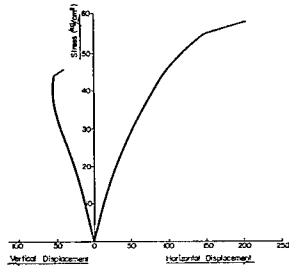


図-11 むろみの多い岩盤 (現地試験)

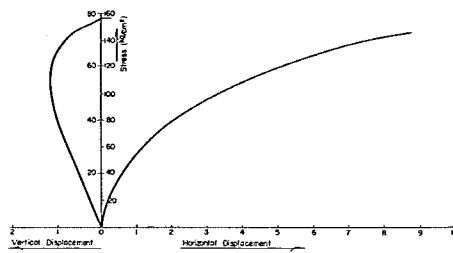


図-12 むろみの少ない岩盤 (現地試験)

- 参考文献
1. D.C. Drucker and W. Prager "Soilmecanics and Plastic analysis on limit design" "Quart. Appl. Math. 10.
 2. 飯田 隆一 "Theory of orthotropic elast-plasticity with volume change and its applications" 建設省土木研究所英文所報 Vol 135 No1