



土木研究所資料
第 878 号

東北地建における一日土研資料

昭和48年10月25日(木)～27日(土)

建設省土木研究所

目 次

I 河川部門	1
1. 水質に関する問題点	1
2. 河川工事・設計に関する問題点	10
3. ダム・海岸に関する問題点	21
4. その他	46
II 道路部門	51
1. 交通公害に関する問題点	51
2. 舗装に関する問題点	66
3. 一般土工に関する問題点	85
4. トンネルに関する問題点	95
5. その他	106
III 共通部門	111
1. 土木材料に関する問題点	111
2. 基礎に関する問題点	116
3. 橋梁に関する問題点	126
4. 建設機械・施工に関する問題点	131

I 河 川 部 門

1. 水質に関する問題点	1
1.1 100 m前後の深さにある岩石層の地下水検層方法	1
1.2 水中の溶存酸素量の過飽和現象の原因と分析上の注意点	2
1.3 新汚濁指標について	4
2. 河川工事, 設計に関する問題点	10
2.1 津波影響時の波圧の公式について	10
2.2 水制工の施工個所の河床低下と水理機能の変化と対策	10
2.3 河積阻害の少ない根固め, 水制について	11
2.4 環境保全を考えた理想的河川改修のあり方	11
2.5 粘土層掘削面の崩壊防止対策工法	13
2.6 堤体浸透流による堤防の破壊機構について	14
2.7 酸性河川におけるコンクリート構造物の防蝕対策	15
3. ダム・海岸に関する問題点	21
3.1 ダムコンクリートの品質管理について	21
3.2 コンクリート部 フィル部の埋設計器設置における近年の傾向について	22
3.3 初期含水比が最大乾燥密度と最適含水比にあたえる影響	24
3.4 せん断試験結果の設計値への適用について	26
3.5 軟岩基礎グラウチングの指針	28
3.6 ダム基礎岩盤のコンソリデーショングラウチングの効果測定	29
3.7 波浪高決定の際の地形が複雑な貯水池の対岸距離について	29
3.8 フィルダム余水吐水路のトンネル部断面について	32
3.9 フィルダム工事における盛立材料の締固め機械開発上の留意点について	36
3.10 ダム堤体附近地すべりの土砂流出及び吸出防止対策	36
3.11 海岸崖部の侵食対策	37
3.12 海岸砂洲における中小河川の河口閉塞対策	37
3.13 海岸護岸ブロックの摩耗防止法について	40
3.14 養浜工設計での砂の供給量及び粒径・粒度選定及び海外の例について	41
4. その他	46
4.1 ゲート放流量計算式の流出係数について	46
4.2 開発事業に伴う河川への流出量変化について	47
4.3 河川の流出解析マニュアルの作成	49

1 水質に関する問題点について

1.1 100 m 前後の深さにある岩石層の地下水検層方法

(主 旨)

旧松尾鉱山の坑内水は、鉱体付近の変質帯から補給される地下水が硫化鉄鉱の酸化によって二次的に汚染されてPH値1.0～1.6(排出量20m³/分前後)と極度に酸性化されて、北上川の汚濁の原因となっている。

その対策として、地下水が坑道に入る前に遮断するかまたは排水するかなど、換水と悪水を分離する方法が考えられる。そのために地下水が坑道内に浸透する前の坑道周辺部における地質構造、特に透水層についての調査を実施する必要がある。

調査は試錐と、その試錐孔を利用した原位試験ないしは地下水位の観測によって岩石層の地下水分布と流動状況を知る必要がある。地下水は地表から60～100mの付近にあると推定されるが、このような深い岩石層の地下水についての検層、排水量の試算などに有効な調査方法にはどのようなものがあるか知りたい。

(岩手工事)

(解 答)

地下水調査は透水層(帯水層)の空間的広がり調査と透水性の調査からなる。

1) 透水層の空間的広がり調査

地質踏査、ボーリング、物理検層、地下水検層、電気探査、弾性波探査などがあるが、本件のように、深い硬石のクリップ性岩盤の場合にはボーリングおよび物理検層しか考えられない。ボーリングは予想される透水層の範囲内にできるだけ多く行ない、コアの観察、地下水位の測定、物理検層等に用いる。

① 地下水位の分布

地下水位は動水勾配に従って傾斜しているはずなので、マクロ的な調査に適するが、地下水の流れが多層であったり透水層が凹凸していると判別し難い。この方法による場合にはボーリング孔数を多くすることと、地下水位を頻繁に測定することである(毎日掘削を開始する直前に測定する)。

② 物理検層

本件の場合には地下水が強度の電解質なので、電気検層や塩水を用いた地下水検層は不可能であり、密度検層と温度検層が考えられる。ただし、温度検層は地下水の流動がはげしい場合には困難である。また、トレーサー法は採水が困難であり、速度検層は精度的に問題がある。地下水の流動があまり大きくなければRIを用いた希釈度法もあるが、取扱いが非常に難しい。いずれにしても決定的な調査法はないので、可能性のある調査法をできるだけ多く組み合わせ、総合的に判断しなければならない。

2) 透水層の透水性の調査

透水層が深いので揚水試験は行えない。また、採水が困難なのでトレーサー法も可能であ

る。可能性ある方法として欠、ボーリング孔での注水試験とJFTである。しかし透水層の構造が複雑なことで、バッカーを十分効かせることができないことから、精度はあまり期待できない。

3) 排水量の試算

排水量は、集水区域（影響範囲）、水頭、透水係数等から集水暗きょの式を用いて概算できる。ただし、計算に用いるデータが不正確なことで、式そのものの条件が理想化されたものなので、概算値はかなり巾のあったものとなる。（地質研究室）

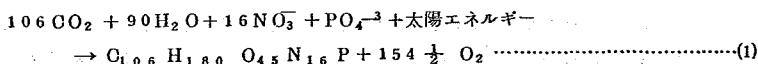
1.2 水中の溶存酸素量の過飽和現象の原因と分析上の注意点

（主 旨）

純水中の飽和溶存酸素量は温度により一定値が示されておるが、技術事務所で今年8月採水分析した河川水では、水温24.5℃でDO11.2ppmと高い値が分析され、同温の純水の飽和溶存酸素量は塩素イオンOの場合でも8.25ppmであるので、過飽和現象と考えられる。こうした現象は何故起きるのか、また、当事務所ではウインクラアジカナトリウム変法で分析しているが、分析上の問題点等があればご教授願いたい。（東北技術）

（解答）

水中の溶存酸素の過飽和現象は、その水中に藻類が存在する場合に生ずる。この藻類は細胞内に葉緑素（クロロフィル）を有するもので、クロレラ、セネデスムスなどの緑藻類とミクロシテス、オンマトリアなどの藍藻類がこれに相当する。これらの藻類は光合成作用によって炭酸ガスと窒素（主として硝酸塩）とリン（オルトリン酸塩）とによって増殖を行なう。この際に多量の酸素を放出する。この反応は次のように表わされている。



式(1)によれば、藻類の細胞の合成量2.425gr. 当り4.944gr.の酸素が放出されることになる。このように多量の酸素量は、水中における有機物（BOD）の微生物の分解によって生じた溶存酸素量の不足を補うほか、さらに水中の溶存酸素を過飽和にする。過飽和になった溶存酸素は乱れの多い水中（風による水面の乱れ、急勾配河川での水の乱れなど）では脱酸素されて飽和に近づく。しかし、湖沼、貯水池や緩勾配の河川では滞留時間も長く、しかも乱れによって脱酸素される機会も少ないので、水中の溶存酸素濃度は日中（とくに高温の晴天時）には飽和溶存酸素量の2倍以上にも達することがある。

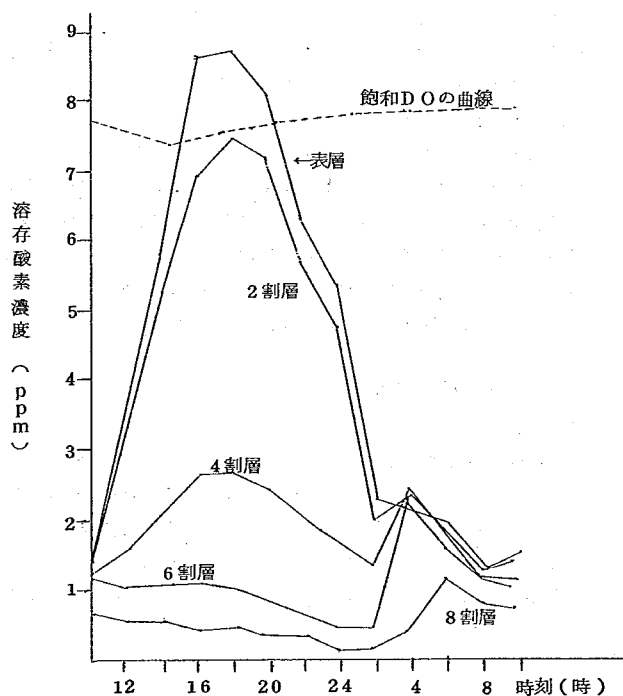
藻類の増殖には太陽エネルギーが必要なため、雨天、曇天の日中では増殖量は極めて少ないほか、夜間には増殖は全く行なわれない。日中に高温で、しかも晴天の場合には、昼間に多量に増殖された藻類が呼吸によって水中の溶存酸素を奪うことになるため、早期には水中の溶存酸素が極端に減少し、場合によっては皆無となる場合も生ずる。このため、魚貝類などの水中生物を望

息死させる場合も生ずる。

このように、日中に溶存酸素が過飽和になる河川水、湖沼水などでは、夜間（とくに早期）に溶存酸素がかなり低下することになり、一日の溶存酸素濃度の変化は極めて大きくなる。

また、日中における藻類の増殖は水の表面付近が最も行なわれやすく、水深が浅になると極端に減少する。溶存酸素の増加も藻類細胞の光合成によるものであるから、これと同様である。このため、表面付近（比較的浅い河川では水深方向にあまり変化はないかもしれないが……）で溶存酸素が過飽和となっても、深部では飽和濃度よりもかなり低下しているのが通例である。図一1は土木研究所が武雄工事事務所と共同で行なった河口堰設置による湛水区間の環境維持のための現場実験による日間の溶存酸素濃度変化の一例を示したものである。試験池の全水深は3.5mで、表層、2割層、4割層、6割層、8割層から2時間毎採水を行なった結果を図示したのが図一1である。このように、表面では日中には過飽和になるが、早朝には1 ppm まで低下している。2割層では日中は飽和に近づくが、早朝には1 ppm まで低下している。そして4割層、6割層となるにしたがって、日中における溶存酸素の増加率は低下している。8割層では日中における溶存酸素の変化は全くない。4割層、6割層、8割層では早朝に溶存酸素が増加しているが、これは対流による上下水の混合に原因があるようである。

溶存酸素が過飽和の場合、あるいは過不足の場合の溶存酸素測定のための採水はとくに注意して行なわなければならない。これは、過飽和の場合には、試料水に乱れを与えると脱酸素されて減少するためであり、また、過不足の場合には空気と接触することにより、空気中から水中に酸素が導入されることによるためである。このため、特製の溶存酸素専用の採水量を



図一1 貯水池（実験池）の溶存酸素変化の1例

溶存酸素の分析は東北技術事務所ではウィンクラアジカナトリウム変法で行なっているとのことであるが、これは現在測定に使用されているものの中では適切なものと考えられる。この方法では亜硝酸性窒素による妨害は除かれるが、第1鉄イオン1 ppm 以上、亜硫酸塩その他の酸化、還元性物質を含む場合には妨害となるので問題があるかどうか、水質のチェックをやることをおすすめしたい。普通の河川水ならば大体において本法を使用しても問題はないはずである。第2鉄塩を多量に含む場合にも妨害となるが、この場合は弗化カリウムをアルカリ性ヨウ化カリウム・ナトリウムアザイド溶液の次に加えることによって妨害をおさえることができる。弗化カリウム ($\text{KH} \cdot 2\text{H}_2\text{O}$) 40 g/l を蒸留水 10.0 ml に加した溶液 1 ml は第2鉄イオン 100 ppm ~ 200 ppm の妨害を防ぐことが可能である。

(水質空気室)

TOD（全酸素要求量）かのいずれかの選定を昭和48年度中に行ない、昭和49年度中に選定されたいずれか一方について測定上の問題点を解決し、昭和50年度に一部実施、昭和51年度に全面実施に踏み切るとのことである。この際、従来から使われてきたBODおよびCODを残すか、または廃止するかが議論になることであろう。

TOCまたはTODを採用した場合には測定は迅速になり、水質の監視も容易になるので歓迎すべきことであるが、これらの新指標を採用することによって問題がすべて解決とはなかなかないことである。

その一つは、従来の指標と新指標との間の相関性があまりないことである。水質調査では経年変化が重要である。毎年の汚濁の進行がどのようにしてきたかを十分に知っておかなければならない。新指標では過去のデータの蓄積が無いため、TOCまたはTODとしての経年変化は全くわからない。従来の指標たるBOD、CODを残すとしたら、測定項目数が増え、水質分析作業はさらに大変になる。

従来の指標と新指標との相関を求めるための調査は、土木研究所では主として今年度から始めているので、現在ではBODとTOC、CODとTOCとの相関を求めたデータしかもち合わせていない。TODについては本年度装置を購入して調査を開始している。この種の調査は東京都公害研究所が行なっており、同研究所が作成した報告書「水質汚濁常時監視法」による河川水の場合のTOC-BOD相関、COD-TOC相関、重クロム酸COD-TOD相関、TOD-BOD相関、TOD-COD相関を示すと、それぞれ図-1ないし図-5に示すとおりである。

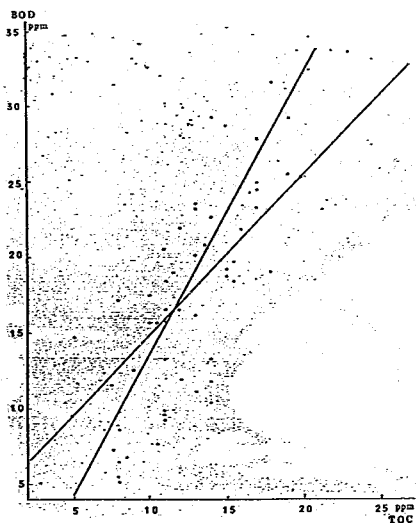


図-1 TOC-BOD相関図

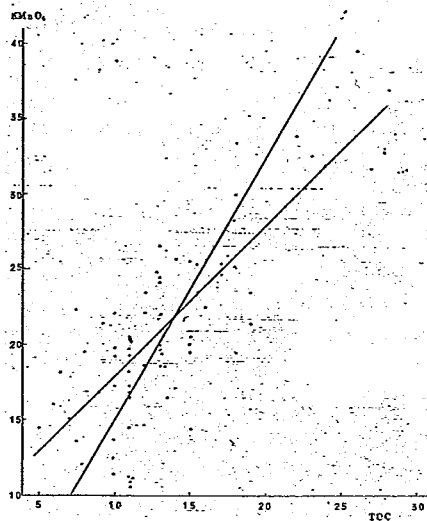


図-2 KNO_3 CODとTOC相関図(野川, 残堀川等)

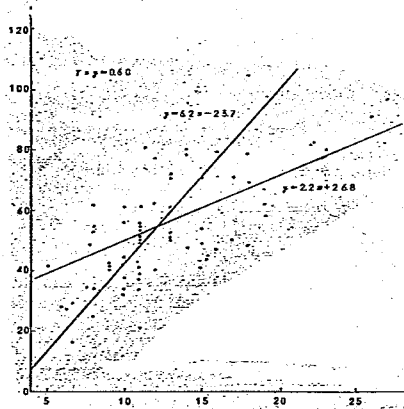


図-3 $\text{K}_2\text{Cr}_2\text{O}_7$ とTOC相関図(野川, 残堀川等)

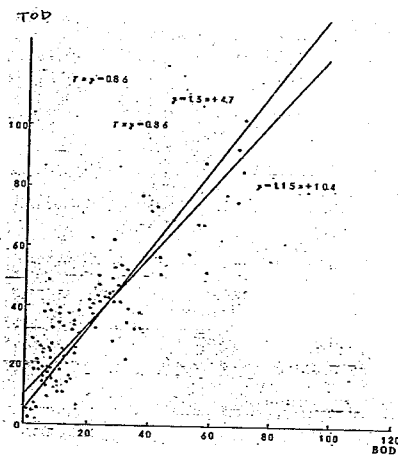


図-4 TODとBOD相関図(都内河川)

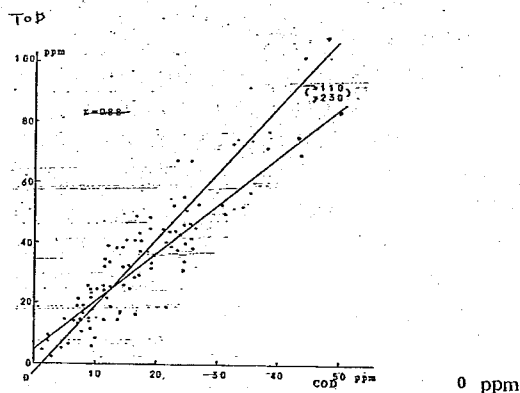


図-5 TODとCOD相関図(都内河川)

図-1に示したTOCとBODとの相関係数は0.67, BODに対するTOCの回帰直線は,

$$BOD = 1.04 TOC + 4.2 \quad \text{..... (1)}$$

で表わされる。

図-2に示したCODとTOCとの相関係数は0.72, CODに対するTOCの回帰直線は

$$COD = 1.72 TOC - 1.9 \quad \text{..... (2)}$$

で表わされる。

図-3に示した重クロム酸カリCODとTOCとの相関係数は0.60, 重クロム酸カリCODに対するTOCの回帰直線は,

$$COD_{Cr} = 6.17 TOC + 23.7 \quad \text{..... (3)}$$

で表わされる。

図-4に示したBODとTODとの相関係数は0.86, BODに対するTODの回帰直線は,

$$TOD = 1.15 BOD + 10.4 \quad \text{..... (4)}$$

で表わされる。

図-5に示したCODとTODとの相関係数は0.88, CODに対するTODの回帰直線は,

$$TOD = 1.73 COD + 3.20 \quad \text{..... (5)}$$

で表わされる。

このように、東京都公害研究所が出したデータによれば、TODの方が従来からの指標たるBOD, CODとの相関係数が高くなっている。

これはTOCが水中に含まれている有機炭素の量を表わしているのに対して、TOCでは水中に含まれている酸素消費物質による酸素要求量を表わしていたためである。従来指標たるBOD, CODもTODと同様に酸素要求量を表わしたものであり、この点からもTODの方がBOD, CODに対する相関性が高くなるのは当然である。

しかし、TOD自身も従来指標との相関係数について0.9以下である。これは次のような点に問題があるためといわれている。

TODでは白金などを触媒として、水中の酸素消費物質を燃焼させ、その時消費された酸素量を測定するが、この際、炭素化合物は炭酸ガスとなるため問題はない。しかし、硝酸イオン(NO_3^-)はNOガスに、亜硝酸イオン(NO_2^-)もNOガスになる。このため、 NO_3 、 NO_2 イオン中の酸素原子が他の酸素消費物質の酸化のために使用されることになってしまう。また、硫酸イオン(SO_4^{--})もその一部が亜硫酸ガスになってしまい、残りの酸素原子は他の酸素消費物質の酸化のために消費されることになる。また、水中に塩分が含まれる場合、その塩分は塩素酸ナトリウム($NaClO$)になってしまい、酸素消費物質でもない塩分まで酸素を消費してしまうことになる。このため、TODにより測定したものは何を示すのか明確ではなくなっている。

TODの場合にもう一つ問題なのは、試料の保存ができかねることである。このため、BODと同様に直ちに測定を行わなければならない欠点がある。この点、TOCならば硫酸、硝酸な

どにより固定して、数日間試料を保存することも可能である。

TODの利点は、すべての有機物がほとんど100%近く検出される一方、知られている妨害物質はほとんどないことである。種々の有機薬品についてそのTODを測定した場合についても、理論値とほとんど同じ値が得られている。しかし、前記のように従来からの指標たるBOD、CODとその考え方が異なるため、BOD、CODとの相関性はTODよりも悪くなっている点が問題である。ただ、考え方を変えて、河川などにおける汚濁の原因はそのほとんどが炭素化合物によるものとし、その原因物質である有機炭素を新しく測定していくとした場合には、TODは理想的な指標なわけである。この点TODは炭素化合物による酸素消費量のほかに窒素化合物、硫酸イオンあるいはリン酸塩、塩分などの影響が現われて、酸素要求量を測定した際には相関係数も0.9以下であるという結果がでており、河川の汚濁指標として理想的なものとはいえない面がある。

聞くところによると、環境庁は新指標としてTODに決めたいとの考えをもっているようであるが、このような難点を如何にして解決するか、とくに海域、感潮河川での指標としてTODは問題が多いので、この点を如何にして解決して、基準を定めるか注目されるところである。

(水質研究室)

2 河川工事・設計に関する問題点

2.1 津波影響時の波圧の公式について

(主 旨)

河川構造物が津波の影響を受ける場合、波圧を求める適当な公式があったら教示願いたい。

(青森工事)

(解 答)

津波による波圧については、実験的な検討が行なわれているが、直立壁に作用する波圧については次のものがほぼ妥当な値を与える。

$$\frac{P_m}{\rho g} = \frac{v^2}{g}$$

ここで P_m : 単位面積当りの衝撃力の最大値, ρ : 海水の密度, g : 重力の加速度, v : 津波の先端の流速, これを m , ton 単位で表わせば,

$$P = 0.1 v^2$$

となる。

$$\frac{P_m}{\rho G^2} = \frac{1}{2} \frac{G^2}{g h}$$

ここで G : 津波の波速, h : 津波の波高

$G \approx v$ であり, $v^2 \approx \sqrt{2gh}$ であれば両式は一致する。

複雑な形状をしているものについては、実験的に検討することが必要であろう。(海岸研究室)

2.2 水制工の施工個所の河床低下と水理機能の変化と対策

(主 旨)

長い間の経験によって作られた水制の付近に河床低下が生じると、当初の水理学的な働きが徐々に変化すると考えられる。このことについて2次的、3次的にみて、どういふ変化があると考えられるか。もし、当初の働きをそのまま保持させようとするれば(間隔を小さくするとか、長さを伸ばすとか etc) どのような方法があるかご教示願いたい。

(酒田工事)

(解 答)

河床低下に伴って水制工自体にも被害を生じ、水はね機能や流速減少効果の機能低下がみられる。すなわち、杭出し水制では先端部の杭が抜け出したり破壊して水制長が短くなる。石積みなどの不透水水制では、先端部での局所洗掘が増大し、積み石が先端から流失したり、水制域での土砂堆積効果が減少する。また、ブロック積みの水制では天端度が低下し、護岸付近の流速が増大する。

河床低下が軽微であれば、流失した水制先端部の補修や杭の打ち直し、ブロックの積み増しなどによってその機能が維持できるが、河床低下が甚しく護岸の基礎が浮き上がっている場合には、

水制工のみによる補強は困難となり、護岸の根継ぎや根固めブロック類の増強が必要となる。

一般に河床低下によって水路の横断形状は単断面から複断面に、複断面から複複断面へと変化し、これらの疎通能力の点からは河道の安全性が増すことになるので、新しい低水路河道の計画と考えて護岸や水制工などを検討することも必要である。

(河川研究室)

2.3 根固め水制の方法について

(主 旨)

急流河川では水制や根固めに巨大なブロックや枠が投げ込まれている。もちろん、これによって河岸は保護されているわけであるが、河積を著しく阻害していることも事実である。アーミングなどを考えて河積阻害が最小で、河岸付近の減速効果が最大となる根固め水制の方法はいかなるものがあるか。

(酒田工事)

(解 答)

急流河川では、その掃流力が極めて大きいために、護岸の根固め工などでは限界掃流力の大きい大型ブロック類を用いることはその安全性の点から止むを得ないことである。

河積を阻害しないためには、河床面に凸出部のない十字ブロックなどを用いればよいが、その場合には流速減少効果が小さいために急流河川の水衝部などでは護岸に当る流勢が強くなり危険となる。従ってそのような場合には、異形ブロックや枠類などの水制工法を併用することが必要となる。

急流河川では、堤防や護岸などの安全性を第一として水制や根固め工を考えるべきで、河積阻害が問題となるならば、河床の掘削や引堤などの対策も検討する必要がある。

(河川研究室)

2.4 環境保全を考えた理想的な河川改修のあり方

(酒田工事)

(解 答)

むずかしい質問であるが、テーマを都市河川におきかえて(これは、将来、都市近傍を流れる河川は、都市河川になるのだということを前提にするという意味であるが)、考えを述べよう。ただし私見も多いので、あくまで今後へのヒントとして読んでいただきたい。

まず、都市河川の効用の歴史的な変遷からとき起すべきであろうが、紙数の関係もあるので割愛し、第3の機能といわれる阻水機能についてどんな河川を都市住民に提供すべきかを考えてみよう。すなわち、都市環境機能を増進するもの、公園、緑地、遊歩道、サイクリング道遊園地などの中で、都市河川はどんな特性をもって環境向上に資すべきかである。その意味で強調されなければならないことは、第1に河川は都市内に残る数少ない自然のうちの一つであること、第2に水面、水の流れというもの自然のなかでもっとも自然らしい自然であるということ(ひいては、緑地(自然)の中で最も良質な緑地(自然)といえよう)、またその水に付随した生態系の存在も大きなメリットなのであり、そして最後に都市河川の場合、手近かにそれがあるというこ

とも忘れてはなるまい。四六時中住居付近にいる主婦、小学生、子供、老人にとって、すぐ近くに自然を有する必要性、生活の中の潤いへの価値をわれわれは十分に認識しなければならないであろう。とくに将来をにう子等に、子ぶな追いつきの川を無縁にさせて、なにが先人ということにもなる。

では、話をもどして、住民に喜ばれるものを、住民の欲するものを、そして将来とも手もどりのないものを計画するにはどうあればよいか。いろいろな考え方があろうと思うが、私は、やはり地域の総合化ではないかと思う。たとえば、20万都市とそばを流れる一級河川という場を想定した場合、一級河川の中の高水敷の上だけで勝負しようとしても、なかなか正しい良いものではないのではないかとすることである。やはり20万都市市内の遊びの環境がどうなのか、市内河川がほんとうに愛される川として機能しているかを十分把握することが第一であり、あらゆる情報を整理検討しての計画立案が必要なのではないだろうか。事実、われわれの河川治水計画がともすると線の計画であったのであり、また、実際それで事は足りた。面の計画は内水程度であった。最近の流域総合水質保全計画は、いわば地域計画、面の計画なのであるが、内容的にはまだまだ数字の遊びのきらいはみられる。やはり、地域の排水計画、水質保全計画、環境計画それぞれのあるべき姿を把握し、はっきりその直轄河川の果たすべき役割を確認しての計画でなければなるまい。という言葉の上では容易にいえるのであるが、これは具体的には相当むずかしいことであろう。しかし、市内に運動施設がない、だからスポーツ広場にしよう、はいささか短絡にすぎよう。現在、その都市の中の自然の状況、市内河川の現況を知り、そして今後の都市の発展で失われていくものを見越し、また、住民にとって必要なものを十分調査して、スポーツ公園か小川のある高水敷にすべきか、ブッシュのままの高水敷とするかを定めるべきなのではあるまいか。これは当然、地域の計画につながっていく話であり、土地利用計画にも関係のある話であるが、ひとたびそれらの位置づけ、例えば高水敷の利用について自信をもて堂々と市内からそこへの接近手段（バス、道路、駐車場、自転車道等）についても意見を述べていくべきなのであり、それがわれわれの計画を実あるものにしようと思うのである。

災害避難路および帯としての河川の役割も、今後検討されねばなるまい。

どう調べていくかについては触れなかったが、これも非常にむずかしいので、十分検討して事を進めていただきたいものである。

1つだけ触れておきたいのは、アンケートによる住民の意識調査である。この方法は非常に直接的で有効な方法であり、多に利用されなければならないのであるが、問題なのは、市民や住民に正しく（ちょっと語弊があるが……）解答するだけの情報が現在十分与えられているかということである。その他いろいろを歪みも考えられるので、日頃からわれわれのもっている情報をP.R.するということを別途考えてもらいたいと痛感している。

答になっているかと心配であるが、「河川技術者は河の中から飛び出すべきだ」ということばがある。こんなことではないかと思ひながら書いた。いくらかでも参考になれば幸いである。

（追記）親水機能の評価について触れなかったが、一口にいつて、現在不可能であり、こ

れに対する答は、試みていただいて、反応を待って評価するより仕方がないと思っている。

(都市河川研究室)

2.5 粘土層掘削面の崩壊防止対策工法

(主 旨)

粘土層を掘削した場合は、時間の経過とともに粘土が吸水膨張を行い、支持力強度を失って剪断破壊を起こすといわれているが、これについての崩壊と防止対策工法の実例についてご教示願いたい。

(河川工事課)

(解 答)

粘土層の掘削による斜面および地盤の崩壊は、質問事項にも述べられているように、掘削による粘土地盤の剪断強度の低下が主な原因であると考えられるが、それをさらに詳しくのべると次のようになる。

一般に地盤を掘削すると、排水により掘削部ならびにその周辺の地下水位は低下する。地下水位だけを考えると、水位の低下は安定性の向上につながる。しかし粘土地盤のように透水性の低い地盤では、掘削時の掘削による地下水位の低下は掘削部の近傍に限られるために、掘削時には近傍の地下水位の低下により掘削部の安定性が保たれることがある。しかしながら、時間の経過とともに水圧の違いによって周辺部から水位の低下している掘削部へと土の中の水の移動が始まる。この水の移動の速度は粘土の透水性係数に関係するが、水の移動により掘削部近傍の水圧が上昇をはじめ、いままで安定であった掘削部近傍の地盤も間隙水圧の上昇によって剪断抵抗が減少し、時間とともに安定性が失われていくことがある。さらに、掘削による上載荷重の軽減も地盤の剪断抵抗を減少させる要因の1つでもある。

また、最近の外国の研究によると、粘土地盤の剪断強度は掘削中ならびに掘削後も時間の経過とともに減少し、20～30年後にはピークの剪断強度の60%に落ちた例があることなどが示されている。一般にわれわれが安定性を考える際には、土のピークの剪断強度をもって安定計算を行ない、安定性について検討を加えることが多いが、これらの研究によると粘土地盤の掘削による崩壊には進行性破壊による崩壊があることおよび崩壊時のヒズミが相当大きいことなどの理由から、長期のヒズミを大きくした剪断試験による土の残留強度をもって斜面の安定解析を行う必要があることがのべられている。現在、土質研究室においても残留強度を測定する試験機を製作しており、今度この方面の研究も進めることにしている。

対策工法としては、崩壊の原因から考えて次のものがあげられる。

- (1) 間隙水圧の上昇をおさえる。
- (2) 粘土地盤の強化をはかる。
- (3) 構造物などをおさえる。
- (4) 掘削斜面の勾配をゆるくする。

ここで(1)の方法は、地盤が粘土であることからその効果はあまり期待できないと考えられる。また(2)の粘土地盤の強化は、崩壊を防止するうえに最も効果のある対策工法であると考えられるが、

地盤を掘削するため通常のサンドドレーンなどの軟弱地盤対策工法ではその効果を十分あげることとはできないと考えられる。したがって、盛土などの荷重による圧密促進の効果による地盤強化法でなく、ケミコパイル（荒川左岸で実施）および日本ではあまり例がないが、外国で実施されたことのある電気浸透工法ならびに真空工法などが地盤強化のための工法としては好ましいと考えられる。

(3)の構造物による方法は、地下鉄や粘土地盤を掘削して構造物を作る場合には好ましい工夫として考えられるが、河川の場合のように掘削の目的のみにコストの高い構造物を作ることはあまり得策でないと考えられる。また、クイや矢板による方法も考えられるが、クイや矢板の場合、粘土地盤の強度および軟弱層の厚さなどが関係するが、一般の軟弱層の厚い地盤では、クイや矢板のすべりをおさえる効果はあまり期待できないと考えられる。

(4)の掘削斜面の勾配をゆるくする方法は、用地が確保できれば土質調査ならびに土質試験の結果から、地盤強度および地下水位を求め、安定解析から安定な斜面勾配を決定することができるので、もっとも確実に効果の期待できる工法であると考えられる。（土質研究室）

2.6 堤体浸透流による堤防の破壊機構について

（主 旨）

堤防が洪水に遭遇して、堤頂を越水することなしに破堤にいたる原因として、堤体からの浸透流を考えた場合、

表法面の破壊機構

裏法浸出面の破壊機構

浸透流の流線集束の機構

について、堤防湛水および流水実験の結果等に基づく説明をききたい。（河川工事課）

（解 答）

堤体浸透流による堤防の破壊機構は、降雨、洪水時の水位ならびに洪水継続時間などの外的条件のほか、堤体の条件、すなわち、断面形状、土質、締固め、築堤完了後の経過日数、護岸などの防護策の有無などによって異なる。

また、洪水時には一般に出水前にはかなりの豪雨があるのが普通であるから、堤体は降雨と水位上昇による両方の浸透流の影響を受けることになる。

大型模型の盛土に人工降雨を加えた実験によると、堤体への降雨の浸透は、まず表面の飽和度が上がり、次第に内部に進行していくが、堤体内部の中心部の飽和度は容易に上昇しない。降雨量が多くなると、のり尻部の飽和度が高まり、この部分にまず初めに自由水面が生じる。そして、この自由水面は次第に高くなるが、盛土中央部には上部からの水が容易に到達しないので中央が低く、のり尻が高い2つの山をもつ自由水面が生ずる。この時点に達すると、降雨の浸透によって堤体の重量も増し、すべてを起させようとする力が増加する一方、含水比の増加によって土の剪断抵抗も小さくなる。特にのり尻部では飽和度が100%に達し、浸透流の影響も加わってこの

部分に小さなすべりが生じ始める。そして、この小さなすべりが次第に上部のり面に達し、大きな崩壊を誘発する。のりすべりを生じたのり尻部を見ると、浸透流の流出によって泥寧化し、塑性流動を起こしている場合が多い。

また、湛水による堤体浸透流の実験によると、その破壊機構は川表からの浸透水が裏のりから流出すると、まず、のり尻部の一部が崩れ出し、降雨実験の場合と同様に次第に大きなすべりに進む、いわゆる進行性の破壊を呈することが多い。すべりが生じ始めると裏のり尻部の斜面の一部が破壊することによって浸透経路長が短くなり、すべりはますます助長され、大きな崩壊に至ることがある。

前に述べたことは比較的均一な堤防の破壊機構について述べたもので、堤防は必ずしも均一なものではなく、透水係数の大きい層または水みちなどが存在する場合がある。この場合、浸透水は透水係数の大きい層ならびに水みちのある箇所に集中し、その裏のりの流出面付近ならびにのり尻を洗掘し、この洗掘によってますます漏水量は多くなり、洗掘がさらに助長され、のりすべりを誘発することがある。

表のり面の崩壊は河川の水位が急降下したときの堤体内の浸透水によってひきおこされるもので、その破壊機構も裏のりの場合と同様にのり尻部がのりすべりをおこし、次第に大きなすべりに進む、いわゆる進行性の破壊を呈するものが多いといえる。(土質研究室)

2.7 酸性河川におけるコンクリート構造物の防蝕対策

(主 旨)

北上川水系赤川における酸性汚濁は旧松尾鉱山坑廃水が原因となっているが、この相当部分は上流赤川の水が伏没して鉱床に触れていることが判明している。従って、これを遮断することによって汚濁のかなりの部分が改善される。

この防止対策として、当該伏没影響区間の河川を水密構造の三面張水路に改良する保全水路計画が樹てられた。

しかし、この保全水路の設計・施工に当って、まず常流水は実測結果より P. H. 4~2 (下流部ほど低い) の強酸性であること、施工箇所は標高 1,000 m~1,400 m の高所に位置し、冬期はきびしい気象条件であること。また、水路縦断勾配は 1:10~1:40 の急勾配で、洪水時は相当の土石流が考えられ、水路面の摩耗衝撃の影響が大きいことが問題点としてあげられる。

- (1) 当面、保全水路はコンクリート構造とすることが最適と考えられるが、これらの諸条件を満たさせるためにはセメントの種類、コンクリート配合を如何に選定することが望ましいか。
- (2) 特に耐酸、耐磨耗工法としてのレジコンクリート (ポリマー、合成樹脂、モルタル、コンクリート) 適用性についての意見、適用上の問題点について。(東北技術)

(解 答)

- (1) コンクリートの耐酸性について、一般に次のように言える。(参照: 土木技術資料 Vol 14. 第 8 昭和 47 年、昭和 48 年度建設省技術研究会論文集 (自由課題))

- i) 酸の濃度によって、コンクリートの侵食速度は大きく変わる。PH4 以上では酸の影響は殆んどないといえるが、PH4 以下、特に2以下では著しく侵食される。
- ii) 酸は一般に溶出作用によりコンクリートを侵食するが、硫酸の場合のこの溶出作用のほか、反応生成物による膨張作用によりクラックが発生し、腐食を促進する。
- iii) セメントの種類によるコンクリートの耐酸性は必ずしも大きな差はないが、強いて言えば普通セメントより混合セメント（高炉、フライアッシュ）中熱波特種セメントがやや耐酸性に優れている。

実際のコンクリートの耐久性は上述の酸の作用以外に気象作用（凍結融解）あるいは水理的な物理作用（流水のほか土砂流などによる摩耗あるいは衝撃）の影響を大きく受ける。

したがって、酸性河川におけるコンクリート構造物の防食対策は、河川水の酸の種類および濃度などの腐食性環境ならびに、これらの自然条件に応じて異ってくる。

個々のケースに応じて異なるので、一概にその対策を論ずることはできないが、一般論として、およそ次のようにいえる。

- ① PH4 以上の酸性河川では酸の作用としては特に重視しなくてもよく、一般に十分に密実なコンクリートを打設すれば良いが、水理的作用による溶出作用あるいは土砂流などによる損傷の著しい所ではPH4 以上であっても酸はこれらの作用を助長するので、何らかの対策を要する。

これらの作用に対するコンクリートの耐久性と品質については後述(2)のとおりである。

何らかの積極的な対策を講ずるとすれば、③と同様に考えるべきである。

- ② PH4～3 では、何らかの対策を考慮する必要があるが、特に溶出作用、摩損作用などがおだやかで、コンクリートの品質がその他の条件により損なわれることがないところでは、混合セメントあるいは中熱セメントを用い、十分に密実なコンクリートを腐食シロを見込んで打設すれば十分であろう。しかし、その他の原因による侵食作用が著しければ③と同様に考えるべきである。
- ③ PH3 以下では防食処理による積極的な防食材料の代表例を次表に示す。

これらのうちのどの材料を用いるべきかは、それぞれの特徴に応じて個々に選択すべきであるが、これらの多くは実際の環境条件でどれ程の耐久性を有するか、実用的な性能についてはなお不明な点も多いので、個々の環境条件下で事前に十分その性能を検討し、施工上の問題点を明らかにしておく必要がある。

（化学研究室）

土砂砂礫などの混った流水によるコンクリートの水路の損傷はかなり認められるところであり、流速が 10 m/s 程度の余水吐トンネルで4ケ年に8cm程度の摩耗が認められた例もある。このような摩耗の軽減方法については海岸に関して述べたとおりで、強度の大きいコンクリートを施工することである。

また、強度の大きいコンクリートを施工することは、耐酸あるいは耐凍結融解の面からもきわめて有効である。

このほか、コンクリート面に実施する表面処理材料としては、表のようなものをあげることができる。

(2) レジンコンクリートの適用

現在、レジンコンクリートも含めて、土木分野におけるプラスチックの利用状況は表-2に示すとおりであって、まだかなり限られた範囲にあることがわかる。

プラスチックの活用は、1) 加工性 2) 軽量、高強度 3) 耐久性 4) 接着性 5) 界面活性性能 などの点で一般に優れたものがあるが、土木工事現場での施工を考えると製品を活用する場合を除いてまだ施工困難な面が多く、大気中においても耐候性が明らかでない。また、現場施工の報告も行われていない。

参考文献

コンクリートジャーナル Vol. 11 第4号 48.

プラスチックコンクリート特集号

(コンクリート研究室)

表 2 土木分野におけるプラスチックの利用形態と特徴

利 用 形 態			材 料	特 徴
大分類	中 分 類	小 分 類		
乾 式 利 用	1. 管 類	集排水管, 上下水道管, 電線管, ホース, その他	軟・硬質PVC, ポリエチレン, アクリルゴム引布, ビニル加工布, ポリプロピレン, ネオプレン, FRP, レジンコンクリート	軽量, 耐食性, 高強度, タワミ性, 成形性, 加工性
	2. 板 類	平板, 波板, 止水板, 目地板, 遮水板	軟・硬質PVC, ポリエチレン, アクリル, ネオプレン, ポリエステル	軽量, 高強度, タワミ性, 耐食性, 防水性, 加工性
	3. シート, キャンパス, ロープ	防水シート, 遮水膜, 養生シート, 路盤紙, ロープ	ポリエチレン, PVC, ポリプロピレン, 合成ゴム, ポリエステル, ナイロン	軽量, 高強度, タワミ性, 耐食性, 通水性 (織布, キャンパス) 止水性, 成形, 加工性
	4. ガスケット	伸縮目地材, チューブ	ブチルゴム, アスファルト含浸ポリウレタンフォーム, ポリエチレン, ナイロン, ネオプレン	タワミ性, 耐久性, 成形性
	5. 支承材, クッション	シュー, パッド, クッション	合成ゴム, ナイロン, テフロン	タワミ性, 高強度, 耐久性
	6. レジンコンクリート製品	セグメント, マンホール, 大口径管, バイル, 舗道板, 電柱	ポリエステル, エポキシ, フラン	高強度, 速硬性, 軽量,
	7. FRP, サンドイッチパネル, その他	軌条用品, 道路安全施設タンク類, 型枠	ポリエステル	軽量, 高強度, 耐食性, 接着性, 電気絶縁性, 成形性, 加工性
	1. 表面被覆工法	1.1 薄層舗装, カラー舗装, すべり止め舗装	カラーアスファルト, エポキシアスファルト, タールエポキシ, 合成ゴム, ポリマーセメント, エポキシ, ポリエステル, ウレタン	耐摩耗性, 耐食性, 接着性, 着色性
		1.2 防水, 気密被覆, 防食被覆 (塗料)	ポリマーセメント, 樹脂ペースト, 樹脂モルタル, ポリマーエマルジョン	防水性, 気密性, 接着性, タワミ性, 耐食性

流 式 利 用		1.3 強化被覆	レジンコンクリート	耐摩耗性, 高強度, 接着性
	2. 接着工法	2.1 打ち継ぎ	エポキシ, 水エマルジョン, ポリマーセメントモルタル	接着性, 高強度
		2.2 接着合成 (合成桁, ブロ ック工法, セグメント)	エポキシ	接着性, 高強度
		2.3 接着補強	エポキシ	接着性, 高強度
		2.4 非構造用接着	表11参照	接着性
	3. 充てん工法	3.1 シーリング, コーキング	アスファルト, ゴムアスファルト, ポリウ レタン, ポリマーセメントモルタル	接着性, クラミ性, 耐候性
		3.2 補修, 補強	エポキシ, ポリマーセメントペースト 樹脂モルタル	接着性
		3.3 合浸, 注入 (地盤改良)	MMA, PVA, 尿素, フェノール, ポリウレタン	接着性, 速硬性, 液状→硬化性
	4. 複 合 化	4.1 セメントコンクリート用 混和剤	ゴムラテックス, 樹脂エマルジョン, 歴青 質エマルジョン, 混合ディスパージョン, 水溶性樹脂	防水性, 接着性, クラミ性, 耐摩耗性
		4.2 レジンコンクリート	ポリエステル, エポキシ, フラン, ポリウ レタン	高強度, 接着性, 速硬性
		4.3 FRP	ポリエステル, PVC	接着性, 高強度, 速硬性 軽量
		4.4 凝集剤, 減水剤	メラミンホルムアルデヒド重縮合物ナトリ ウム塩	界面活性能

コンクリート面用耐酸処理材料の例

種	類	組成、施工方法など	特 徴	備 考
アスファルト系	① アスモル	ブローンアスファルト、石粉、砂など(やき)コタ仕上げ (20cm厚)	従来から床処理、耐酸処理に用いられているが、施工に手間がかかる。	
	② マット	ビノ酸のアミ入りアイコンでフレンなどでつくれる (50cm厚)	護岸工事などで用いられるが、透水性が劣る。	
	③ パネル	グリーン系A、ゴム粒、コルプ粉、タルク、砂、石綿などを固めたもの (1.3~1.5cm厚) コンクリート面脱離してプライマー塗布した上にはりつける。	タメ地、水路(処理施設などの)に用いられている。施工が容易で耐酸性が良。耐衝撃性、耐摩耗性に優点。なお、ゴムアスファルトの利用、センシ補強などによる改善が期待できるが、現状は試験的なものしかない。 ①、②、③とも高温の酸性水には不向。 (-30℃まで)	約2000/㎡
タールエポキシ樹脂系	④ 塗料、ライニング	エポキシ樹脂 タール 2液重合型 (例) 第1層 60μ (24時間~7日) 第2層 120μ (#) 第3層 120μ (#) コンクリート面脱離し、アルカリ度はPH10以下が好ましい	耐水性、耐薬品性に秀れ、各種鋼構造物の防錆用として広く用いられる。また、コンクリート構造物の耐酸処理、耐薬品処理にも用いられている。 土石流などによるばげしい摩耗条件下でどれ程の耐久性を有するかは、膜が薄いだけに疑問。 センシによる補強も考えられるが、施工に困難	約1300/㎡
エポキシ樹脂系	⑤ 塗料、ライニング	エポキシ樹脂、2液重合型 (例) 第1層 60μ (24時間~7日) 第2層 <バ> (12時間~3日) 第3層 100μ (24時間~7日) 第4層 100μ (#) コンクリート面の脱離は④と同じ。	耐水性、耐薬品性に極めて優れ、化学工場プラント、各種水槽、薬品タンクなどに広く用いられている。 耐摩耗性は優れていると思われるが、耐衝撃性の点が疑問。(特に低価は)	約3300 6600/㎡ センシ補強すると 5000 9000/㎡
	⑥ レジンモルタル	エポキシ樹脂、砂 コタ仕上げ 3.0~6.0cm厚	耐水性、耐薬品性、接着性、耐摩耗性などに優れ、最も耐久のと期待される(凍融融解にも?)施工法に難点。なお、品質上非常に巾があり、物によっては低価時の耐衝撃性に疑問。	30cm厚で 約9000/㎡
ポリエステル樹脂系	⑦ レジンモルタル	ポリエステル樹脂、砂 コタ仕上げ 3.0~6.0cm厚	同 上	30cm厚で 約8000/㎡
合成ゴム	⑧ ゴムシート	ブチルゴム加硫シート 0.75~2.0cm厚 接着剤で接着 コンクリート面が脱離であっても接着可。(コンクリートの硬化養生期間中に施工できる)	汚染品性、防水性に優れ、化学薬品用タンクライニングに用いられている。 低価時の耐衝撃性にも優れていると考えられるが、土石流などに対する耐摩耗性について疑問。	

3 ダム・海岸に関する問題点

3.1 ダムコンクリートの品質管理について

(主 旨)

高さ50m程度のグラビティダムに限定して考慮してよいが、外部コンクリートの示方配合試験を実施する際、基準強度は目安程度に一応決めるが、実際には W/C 、ウオーカブルの点から配合を決定している。

つまり基準強度は構造部としては強度的に何ら問題にならないし、今までのダム実例から参照して一応決めているのが実態であり、理由がはっきりしていない。

又施工品質管理面でも実際要求すべきものは W/C 、ウオーカブルな面であり、あえて強度を要求しなくても良いのであるが、コンクリートの持つ品質特性としての強度管理から W/C 、ウオーカブル等を間接的に見ようとしているものと考えている。

そこで、①示方配合試験の際の基準強度は必要か、

②施工品質管理において強度管理を行なうべきか、

③必要な場合どの点から決めるべきか、又基準強度を示す場合の問題点について教示されたい。

またセメント量について、示方書には単位セメント量を内部コンクリートでは160Kg程度、外部コンクリートでは220Kg程度と規定されているが、多すぎると思われる。

従来のダムコンクリートは、使用骨材等の問題は別として、セメント量を160Kg、220Kgを使用して来た事例が多く、やはり示方書にしばられてきた感が強い。

当ダムでは、試験の結果155Kgと200Kg($F/F+C=20\%$)の計画であるが、示方書改正の動きについて又内容的にどうなのか教示されたい。(御所ダム)

(解 答)

A) 配合強度はダムの設計基準強度および現場における品質管理の程度を考慮して定めなければならない。(示方書28条) 一般にはアーチダムおよび特定の大ダムで所要強度が大きいだけで中程度以下のダムでは基準強度をもととして決定されることはない。

B) 示方書改訂案第31条で(水セメント比)内部コンクリートの最小セメント量は140Kg程度とし、また外部コンクリートについては単位水量を所要水セメント比から決めることにして明示しないよう変更することになっている。

C) 品質管理はダムコンクリートでは打ちなおしができないので工事中の材料、機器、作業等を厳重に管理することになっているが、各現場によってまちまちになることを防ぎ、かつ構造物の信頼度を高めるため91日強度(改訂第81条)で品質検査をすることになっている。

D) 次にダムコンクリート標準示方書改定の主な議論をあげる。

○粗骨材比重が2.5以下のものの取り扱いを入れる。

○単位セメント量を減らす(内部で140Kg程度)

- 水セメント比の標準値を5%づつあげる（気象作用がはげしいとき60%、はげしくないと
き65%、水密性60%）
- レデーミクストコンクリートについてふれる。
- 振動締固めをくわしくする。
- パイプクーリングをくわしくする。
- 品質検査は91日圧縮強度で行なう。

（ダム構造研究室）

3.2 コンクリート部、フィル部の埋設計器設置における近年の傾向について

（主 旨）

御所ダムも、昭和49年度からコンクリート打設に入るため、埋設計器類について種々検討中であるが、この計器設置における近年の傾向について御教示されたい。

又、当ダムはコンクリートとフィルの複合ダムでもあり、各部に対し、それぞれ測定器を埋設するようになるが、複合ダムとしての特別な埋設計器（接合部に対して）があればご教示願いたい。

（御所ダム）

（解 答）

(1) ダムの測定対象とする現象の区分

ダムの測定を行うに当って、漏水、たわみ、ひずみなど各種の事項に対して測定が行なわれているが、ダムの挙動の管理という面から見て分類すると、

(a) 総合現象………たわみ、全漏水量、浸潤面の測定

(b) 局部現象………ひずみ、応力、間隙水圧、温度、土圧、個々の排水孔の漏水量に分けることができる。前者はダム全体の現象を捕えているので、ダムの安全性を管理する場合に、総合現象のみをみていれば、ダムが安定した正常な状態にあるか否か容易に判断し得る。しかし、異常があった場合に、その原因と対策を検討する場合に不向である。後者は個々の部分の現象を捕えているので、異常があった場合に、その原因と対策を検討するには有効であるが、全体の安全性とは無関係な計器の設置箇所の近傍の施工不良の影響を拾うなど、局部的な現象を拾うので、この測定結果から、ダムの全体の現象特性、安全性を補えることはできない。

以上は一般論であるが、総合現象の測定をダムをいくつかの部分にわけ、設置する箇所を増せば、ダムに異常があった場合の原因と対策を検討することも可能である。

(2) 測定計器から見た区分

コンクリートダムのたわみの測定はブラムライン、フィルダムのたわみの測定は視準測量、水準測量、三角測量により行われている。この他漏水量、揚圧力の測定などはいずれも測定器が故障した場合に補修可能な計器を用いている。一方、ひずみ、応力、土圧、間隙水圧など埋設計器による測定は、計器の補修は不可能である。埋設計器については、その耐久性についてかなり工夫されているが、その寿命が無限大の計器はない。このような観点から

(a) 補修可能な計器による測定……たわみ、漏水量、揚圧力、浸潤面の測定

(b) 補修不可能な計器による測定……埋設計器による測定

に分けられ、ダム安全管理は補修可能な計器による測定を主力とし、補修不可能な計器による測定は補助手段とし、少くとも設置後5年程度で測定目的が達せられ、終了し得るようにすべきである。

一方、ダムの測定のように、長期にわたり測定を行う場合にはかなりの温度変化を受けるが、計器によっては温度補正が必要となり、この補正量が大きいときには測定値が不正確となる。

この観点から分類すると、

(a) 温度補正の不必要な測定……たわみ、漏水量、揚圧力、浸潤面の測定

(b) 温度補正の必要な測定……埋設計器による測定

となるが、できるだけ温度補正の不必要な計器による測定が望ましい。

(3) 測定計画

以上から測定計画を立てるに当たっては、総合現象を中心に、補修可能で温度補正の不必要な計器による測定を主力にすべきである。すなわち、主力となる測定は

たわみ……コンクリートダムではブラムライン、フィルダムでは視準測量、水準測量、漏水量、揚圧力など、

などで、埋設計器による測定は補助手段とすべきである。

(4) 埋設計器

しかし、測定計画によっては、埋設計器を使わざるを得ない。この場合、従来はCarlson型計器が用いられていたが、切替スイッチの接触抵抗、リード線の温度変化の影響を強く受けるので測定値が不安定となる。これを改良すべく、最近ひずみゲージ型計器と、差動トランス型計器が開発され、使用されている。これらはCarlson型計器に比してかなり測定値は安定している。ひずみゲージ型計器は温度補正量も小さいので、コンクリートダムにも用いられているが、差動トランス型計器は温度補正量も大きいので、温度変化の大きいコンクリートダムにはほとんど用いられず、専らフィルダムに用いられている。

ひずみゲージ型計器……コンクリートダム

フィルダム

差動トランス型計器……フィルダム

なおこれらの計器は温度が測定できないので、別に温度計が必要である。

(5) コンクリート・フィル接合部の測定

接合部における測定項目はコンクリート・フィル堤体両者の相対的変位量(ずれ)が中心である。変位量は堤軸、上下流、鉛直の三方向で測定し、完成後の長期的な記録をとる静的なものと地震時にのみ記録する動的なものと二種設置することが望ましい。測定計器を四十四田ダム式に堤頂近くのコンクリート部に設置すれば、計器の修理は可能である。信頼できる記録がとれるかどうかは設置後の管理によることが多い。

(ダム部長)

3.3 初期含水比が最大乾燥密度と最適含水比にあたえる影響について

(主 旨)

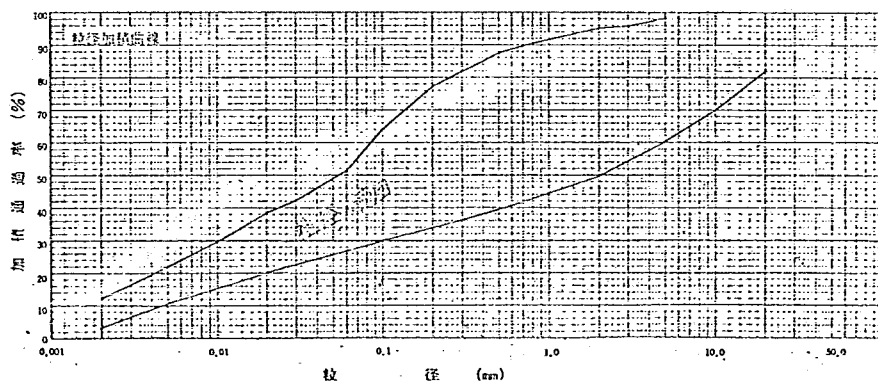
御所ダムフィル堤体の材料である、松森山コア材料の堅坑 (T-8) の試験値を例にあげ質問事項とする。

松森山のコア材料は凝灰岩が茶黄色に変化し、風化の進んだものは、シルト質粘土を含んだ風化軟岩となっている。

松森山コア材の一般的性質

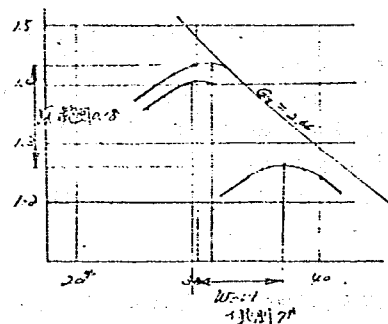
自然含水比	25 ~ 45 %	最適含水比	27 ~ 37 %
比 重	2.65 ~ 2.77	液性限界	55 ~ 65
最大乾燥密度	1.26 ~ 1.48 g/cm ³	塑性 Ⅱ	25 ~ 35

堅坑 (T-8) の試験値



2-1 粒径加減過通線 (堅坑 (T-8), 深度 2 m ~ 10 m)

番号	初期含水比 (自然)	最適含水比	最大乾燥密度
1	27.2	31.2	1.439
2	31.4	34.7	1.318
3	31.7	33.0	1.343
4	32.3	29.8	1.412
5	33.2	32.2	1.387
6	34.8	34.8	1.305
7	35.7	33.7	1.342
8	36.4	35.4	1.298
9	39.7	36.7	1.260



2-2 突固め試験 (堅坑 (T-8), 深度 2m ~ 10m)

(御所ダム)

(解 答)

突固め試験用試料を準備する場合、自然含水比の試料を用いる非乾燥法と採取した試料を空気乾燥して規定のフルイを通過させやすくなるまで乾かす乾燥法の2方法がJISに規定されている。

土質の多くは、両方法で準備した試料で得た締固め試験結果はほぼ同じであるが、日本に多くみられる特殊土である火山灰質粘性土や凝灰質細砂などについては、図-1に示すようにこれら両準備方法の相違が大幅に結果に影響することが認められている。

以上のことから、土質によっては、実験開始時の含水比が突固め試験結果に影響を与えることがあるので、コア材料について非乾燥法と乾燥法の両準備方法で得た試料について締固め試験を行ない、両結果を比較す

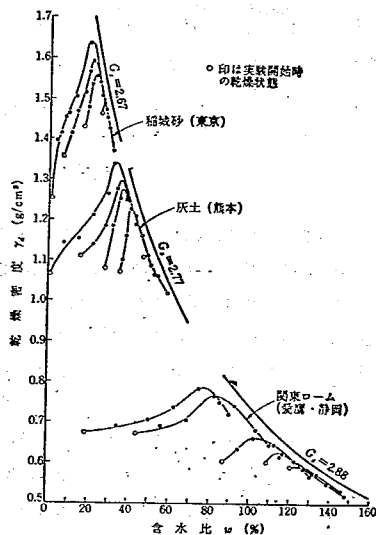


図-1 実験開始時の材料、乾燥状態が締固め結果に及ぼす影響

るのが望ましい。

両方法で得た締固め試験結果が異なる場合は、自然含水状態を基準の状態と考え、施工可能と判定される含水比を考慮して非乾燥法を採用すべきであろう。この場合、試料を繰返し使用すると、毎回新鮮な試料について所定の含水比に調整したものを使用する非繰返し法と異なった結果を与えるので実際の対比において非繰返し法を採用すべきである。

また、乾燥、非乾燥の差がほとんどないときでも、土粒子が砕けやすい土についても非繰返し法をとるべきである。

なお、試験法の詳細については「土質試験法（第1回改訂版）第4編第1章締固め試験」を参照されたい。（土質研究室）

3.4 セン断試験結果の設計値への適用について

（主 旨）

フィルダムの安定計算に用いる材料特性はあらかじめ試験によって求めることになる。また、ダム基盤の現地せん断試験及び堤体材料等の試験方法は大型化の傾向にある。この試験結果を設計値にとり入れる場合の妥当性について教示されたい。（当御所ダムの例を示した）

1. 材 料（ロック材）

項 目	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	粘 着 力 C (t/m^2)
1分/ m^2 転圧	43	2.02
設 計 値	40	0

2. ダム基盤（泥流堆積層）

項 目	内部摩擦角 ϕ ($^{\circ}$)	粘 着 力 C (t/m^2)
ブロックせん断	30	2.0
設 計 値	30	1.5

（御所ダム）

（解 答）

(1) 基礎岩盤の現地せん断試験結果を設計値として使用する方法について

一般にフィルダムの設計で基礎岩盤のせん断強度が問題になる例は殆んどないが、コンクリートダムの設計に際しては基礎岩盤のせん断強度は最も重要な値である。せん断強度を求める試験法は種々の試みがあるにもかかわらず不明点が多い。最近では60cm×60cmのコンクリートブロックの付着面でのせん断強さを測定するブロックシアテストが標準的な方法として行なわれている。

この方法で最も注意しなければならないのは、試験地点の岩級区分である。各岩級別のせん断強度を求め、それを所定の安全度をとるための設計に反映させるが、設計上はこの取扱い影響が最も大きい。求められたせん断強度が各岩級の代表値として妥当であるか否かが問題になる。一般にブロックシアテストを行なった後で岩級区分の見直しをする例が多い。

個々の試験に当っては直応力の大きさが問題になる。一般に直応力を小さくするとブロックに曲げがかりやすくなってデータのばらつきが大きくなり、直応力の大きい領域で試験すればよい結

果が得られやすいので、ダムからの応力と比較にならない程高い直応力下で試験する例が見られるが、やはり実際に起る応力値を対象として試験すべきだろう。

試験を行なうとき卓越した割れ目に沿ってすべり破壊があると弱い結果となるが、ダムの基礎・岩盤全体を見ても同様な筈で、マスとしての強度はシーム、節理、断層等の影響を強く受けると考えられる。ところがその影響の程度を数値的に取扱うことは現在の技術レベルでは至難のことで、設計専門技術者の判断に頼っているのが現状である。なお非常に明瞭な断層等ではこれを堅岩と同じ作用をするように処理してダムをのせることが行なわれる。

フィルダムの場合もダム全体の基礎のすべり破壊をHenry式で検討する場合はコンクリートダムと同じ条件となる。また基礎を含めた堤体の法面の安定を考える場合は、一般にフィルダムの基礎は堤体材料と同等以上の強度を持つまで取除くので、基礎を含んだ破壊が問題になる例は少ないが、何らかの理由でやむを得ず残す場合には、ダム設計基準の標準的な円弧すべり面法による検討の他、ウェッジ法、複合すべり面法等による検討が必要である。

以上、非常に抽象的な表現しかできなかったが、質問事項の具体例の泥流堆積層の設計値の妥当性については、試験値が泥流堆積層の代表値であるか否かが問題になる。試験地点の状況、試験点数、試験時の直応力の大きさ、破壊状況、値のばらつきの程度、試験値が平均値か安全側の値かなどにより、設計値の決め方が異なる。

(2) 堤体材料の大型せん断試験結果を設計値として使用する方法について

フィルダムの堤体材料のせん断強度を求める試験法としては大型一面せん断試験と大型三軸圧縮試験が用いられている。この他平面歪試験や単純せん断試験があり、理論的にはより合理的と思われるが、実際の試験方法に問題があり研究の域を出ない。

材料のせん断強度は摩擦抵抗とダイレタンシーにより支配され、これらに影響を与える材料の要因としては、密度（間隙比）、粒度分析、粒形、表面の粗滑、最大粒径、含水状態、硬さ等があげられ、また試験側の要因として試験方法、試験面の大きさ、試験時の状態、直応力の大きさ、せん断速度等があげられる。これらの要因がせん断強度に与える影響については、これまでの経験から安性的には明らかになっているが、定量的に要因を分析するまでには至っていない。

設計値を求める試験を行なう際に第一に問題になるのが試験方法である。現在用いられている試験法としては前述したように大型一面せん断試験と大型三軸圧縮試験があげられる。一面せん断試験にも種々方法があり、上部可動型と下部可動型、垂直応力の掛け方の違いなどがあり、統一された試験法はなく、各現場で種々に創意工夫がなされている。個々の試験法の得失はこれまで種々の文献に発表されているので省略させてもらうが、用いた試験法により得られる結果が異なっているのが現状である。従って現段階では一つの試験法により得られた結果をそのまま設計値とすることには無理がある。将来、フィルダムの破壊機構が明らかになり、合理的な解析方法が確立され、破壊機構に合った試験方法が確立された時点では試験結果を設計値とする事が可能であろうが、現状で考えられる最善は、種々の試験法によりせん断強度を求め、それらを総合的に勘案して設計値を決めることだろう。しかしながら現実には経済的にも時間的にも一個のダム

の設計を行なうために全部の試験法を試みるのは無理である。従って現実的な方法としては一つの試験法によりせん断強度を求め、その値を基に他ダムの試験値と設計値、せん断強度に影響する材料の要因を総合的に判断して設計値を決定する事であろう。

この他にも試験結果から設計値を求める際に考慮しなければならない問題として材料の耐久性がある。岩種によっては、特に風化の早い岩あるいは凍結融解を受けやすい岩があり、この種の岩を材料とする場合は盛立て位置によっては設計値を決める際に割引いて考えるか、あるいはその他の方法により配慮しなければならない。

質問事項の具体例の御所ダムロック材の試験値と設計値については、試験法はコンクリートブロック荷重による上部可動型の大型一面せん断試験機を用いており、得られる結果はばらつきが大きく、やや低めに出る傾向があり、設計値としてはこれまでの実績の設計値と比べ平均値がやや低めにあると思われる。せん断強度に影響する材料要因を考えるとやや安全側の値かとも思われるが、比重が軽いこと、凍結融解に弱いことを考慮すると、LWL以上のリップラップ材を厚くすることを条件としては妥当な値と思われる。

(ダム構造研究室)

(フィルダム研究室)

3.5 軟岩基礎グラウチングの指針

(主 旨)

現段階では軟岩(軟弱地盤を含む)グラウトの調査施工計画のための資料は少なく、従って問題も多いはずと思われる。当事務所においてもフィル堤体基盤であるmf層の透水及びグラウト問題は大きな課題である。現在mf層を主体とした透水試験を実施中であるが、計画にあたっては土研の助言をうけながら策定したが、注意しなければならない諸点として、例えば

1. ボーリング時の送水量と圧力
2. パッカーセットの方法和種類
3. ビットの種類
4. 浮上り測定の方法 等いろいろある。

今後グラウト試験を計画実施する予定であるが、更には他のダムにおいても、同じ道程を踏むことが想像できる。

以上のことを考えるとき、計画の指針となるものが、早期に作成されることが望まれる。

作成の行動があるとすれば、早期に利用したいので、中間的な(案)としてでも可及的早期にお願いしたい。

(御所ダム)

(解 答)

最近いわれる軟岩の上にダムを築造しようという要求が強くなってきている。

この軟岩の止水の問題については、現場の混乱が多いので、この種の基礎をもつダムについて調査した結果により指針として軟岩のグラウチング(土木研究所資料第828号昭和48年3月)

がまとめられたばかりである。まだ現場数も少ない上に基礎岩盤の地質条件が、著しく異なるので細部についてはふれられていないが、これまでに議論された問題点の大部分は不完全ながら網羅されていると考えられるので参照の新しい事実があれば御教示願いたい。

(ダム構造研究室)

3.6 ダム基礎岩盤のコンソリデーショングラウチングの効果測定

(主 旨)

1. コンソリデーショングラウチングの効果は一般に透水テスト及び注入量によって判定しているようだが、透水テストによる効果の判定は浸透流の減状態を把握できても、岩盤の変形性の改良、強度の増大といった岩盤の耐荷力についてのデータを与えてはくれないのではないか。
2. 効果の判定には他に、岩盤の耐荷力について、静弾性係数の測定、弾性波の伝播速度の測定によった例があるようだが、効果判定法について教示されたい。(御所ダム)

(解 答)

ダム着岩面付近はもともと地表に近いので風化を受けているが、さらに掘削の影響を最も強く受けてゆるんでいることが多い。しかし、この部分は貯水池の水が漏洩するのに最も近い経路にあたるため止水は十分に行なわなければならない。その方法としてはグラウチングが一般的であるが岩盤のかぶり小さいため注入に対して最も効果のある高圧力下の注入ができないので、多数の短い孔でこまかいピッチに注入するコンソリデーショングラウチングが行なわれる。このようなことが行なわれても上記と同様の理由でルジオンテストがしにくいので、その効果を判定することはむずかしい。このことはグラウチング施工指針(土木学会)にもあげてあるが現状では過大な注入圧力を用いないという条件を厳守して施工したときのセメント注入量で専門技術者が判定するのが実用的でかつ最も優れている。

(ダム構造研究室)

3.7 波浪高決定の際の地形が複雑な貯水池の対岸距離について

(主 旨)

貯水池における波浪高は、地形、風速等より決められるものであるが、地形が複雑な場合波浪の要因となる貯水池上の風の吹送距離の採用のしかたが問題となる。当ダムでは次のように有効湖面等価変換により有効対岸距離を求めているが、今後新しいダムを設計する場合にこの方法を採用してよろしいか教示されたい。

貯水池の地形から、湖面上で最大の直線距離を与えるのは、A-A'線であるが、この線はダムに接しない。しかし、A-A'方向に発生した風波がB-B'方向に屈折することにより、前記有効対岸距離1,300mの距離で発生する風波と同じまで減水するかどうか、また風向についても谷ぞいにA-B'方向に流れるものと予想される。したがって、最大対岸距離をA-B'線にする方が適当であろう。A-B方向の曲線とした場合には、Savillの方法はそのまま適用できないから、貯水池の有効部を等価的短形に変換すると、

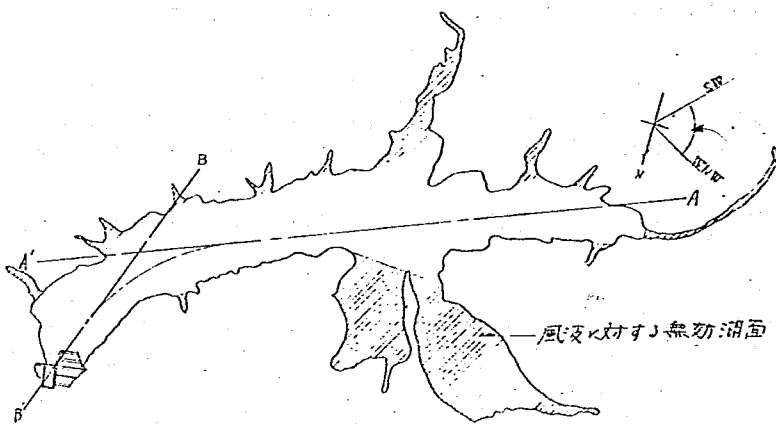


図-1 御所ダム有効対岸距離計算

$$B = \frac{A}{L}$$

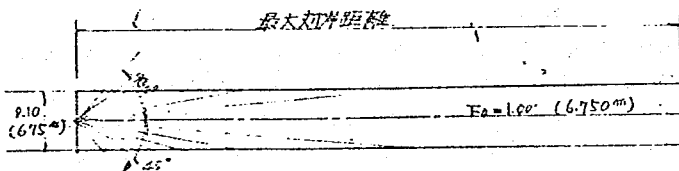
ここに

B : 貯水池の変換幅

A : 有効貯水池面積 4,543,000 m²

L : 最大対岸距離 A-B' 6,750 m

$$B = \frac{4,543,000}{6,750} = 673 \div 675 \text{ m}$$



$$\Sigma(\cos \alpha) = 16.902$$

$$\Sigma(x_1 \cos \alpha) = 4.104$$

$$\frac{\Sigma(x_1 \cos \alpha)}{\Sigma(\cos \alpha)} = \frac{4.104}{16.902} = 0.255$$

有効対岸距離は、 $F = 6.750 \times 0.255 = 1.721 = 1.800 \text{ m}$

したがって当ダムの有効対岸距離は 1.800 m とする。

以上、貯水池の地形からみて、ダムの位置が少しずれることにより最大対岸距離が大きく増加するような場合の有効湖面等価変換法に、Saville の法を適用させ有効対岸距離を求めたものである。
(御所ダム)

(解 答)

ここで述べられているのは、波の発生する水面が屈曲している場合の推算法、特に吹送距離のとり方であるが、屈曲していても、波は各方向のエネルギーを持っているために、影になっている部分にも進む。したがって屈曲の割合が小さければここで示したように直線とみなしてよいであらう。
(海岸研究室)

3.8 ファイルダム余水吐水路のトンネル部断面について

図-1 余水吐縦断面図

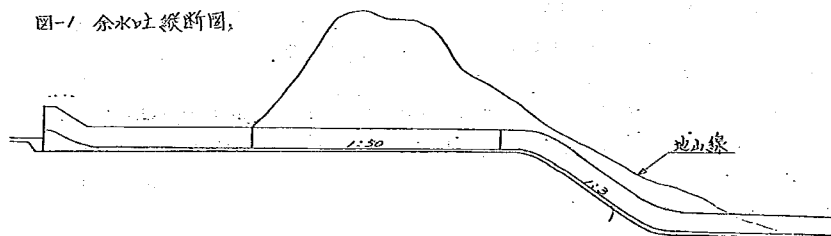
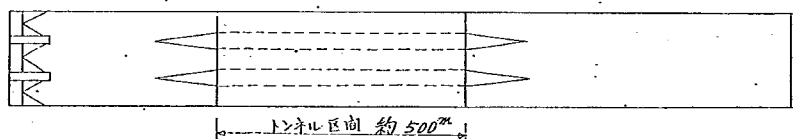


図-2 余水吐平面図



(異常洪水流量 $Q = 2520 \text{ m}^3/\text{sec}$
 トンネル1本当り流下流量 $Q = 1260 \text{ m}^3/\text{sec}$ (水深 $0.5D$ の場合)
 トンネル2本の合計流量 $Q = 2520 \text{ m}^3/\text{sec}$ (トンネル1本余裕)

図-3 トンネル断面

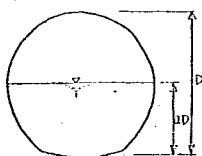


図-1,2に示す通り、余水吐水路部分の一部がトンネルの場合、余水吐の設計流量が大(異常洪水流量 $Q = 2520 \text{ m}^3/\text{sec}$)であり、水路断面が $\frac{1}{2}$ 程度であることから、トンネル断面については、図-3に示す H の値を $\frac{1}{2}$ 程度にすべきが、又、フルダムの余水吐であること、トンネルとなること、条件からトンネルの予備は必要とするがどうか。

(解 答)

流入部が流量制御断面となる余水吐の導流部をトンネル式とする場合には、トンネル内の流れが常に「自由水面を有する流れ」となるように設計される。

この場合、「自由水面を有する流れ」の概念は、水理計算において自由水面の存在を意味するものであって、実際の流れが常に自由水面をもって流下することを意味するものではない。これは、トンネル内の流れが空気混入流となるため、流水中の空気量の濃度は連続的に変化し、水面の位置はもはや明確ではなく、トンネル内には空気と水の混合した流れが満管流状態で流下するからである。

空気混入流が満管流状態を呈して流下する場合、流水中に占める空気量の割合が少ないと、流れはあたかも真の満管流であるかのような性状を示し設計条件に一致しなくなる。

したがって実際のトンネル内の流れが常に自由水面を有する流れの概念に適合した流れとして安定するためには、空気混入流の空気量の割合を常にある限度以上に保つことが必要であり、トンネル断面積は、水流だけではなく、空気混入流に対しても十分なものであることが必要になる。

しかしながら、現在の水理学の知識では空気混入流の特性をシミュレートする適切な方法がまだ開発されておらず、設計計算で流れを空気混入流として直接取扱うことができない。このために、現行の設計法では、トンネル内の流れは水流のみであると仮定して水面形を求め、トンネル断面はこの結果に対してある割合以上に空間が残るように選定される。

この選定基準として、一般に最大流量流下時の水流の流積 A_w はトンネルの断面積 A_0 の $3/4$ 程度以下にすべきであるとされている。

そこで、具体例として米国開拓局 (U.S.B.R.) の水理模型実験資料を中心に既設の直入 (正面) 越流型トンネル余水吐の設計諸元をまとめてみると、別表に示すとおりである。

これら設計諸元より、トンネル断面の設定基準を比較するために、設計流量 Q 、トンネルの内径 D 、緩勾配余水吐トンネル始端までの総落差 $(H+W)$ を用いて、無次元量 $Q/D^2\sqrt{g(H+W)}$ を求めてみると別表のようである。

なお、この無次元量は、落差 $(H+W)$ の位置での流速を、流速係数 C_v を用いて

$V = C_v\sqrt{2g(H+W)}$ と表わすものとすれば、

$$\frac{Q}{D^2\sqrt{g(H+W)}} = \frac{A_w C_v \sqrt{2g(H+W)}}{\frac{4}{\pi} A_0 \sqrt{g(H+W)}} = \frac{\sqrt{2}}{4} \pi C_v \frac{A_w}{A_0}$$

と変形でき、 $C_v \approx 0.9$ の場合には、 $\frac{\sqrt{2}}{4} \pi C_v \approx 1.0$ となるから、

$$\frac{Q}{D^2\sqrt{g(H+W)}} \approx \frac{A_w}{A_0}$$

と考えてよい。

この結果は、同表に示すようにすべて $0.60 \sim 0.79$ の範囲にある。

したがって、トンネル余水吐の計画段階ではこの範囲を一つの目安として、トンネル内径を概算しておけば十分であろうと思われる。

つぎに余水吐導流部がトンネル式となる場合の余裕については、次の2点を考えておく必要がある。

1つは、トンネルが強度的に安定した構造物であるとしても、トンネル内面は流水によって摩耗あるいは洗掘され、将来必ず補修が必要になることである。したがって、補修のためにトンネルの使用が不可能になった時点でもダムが安全が確保できるように配慮しておくことが必要である。

第2は、トンネルの洪水通水能力には限界があって、これを越える流量を導流できない点である。したがって、トンネルの能力が余水吐全体の洪水処理能力の低下の要因とならないよう配慮しなければならない。

以上の2点について十分な配慮をすれば、トンネル余水吐の難点は解消しうるものと考えてよく、他の形式の導流部と同様な取扱いが可能になる。

参 考 資 料

- 1) 安芸：フィルタイプダムの余水吐，ダム日本 4316 昭和46年2月
- 2) 日本大ダム会議：ダムの計画と設計（米国内務省開拓局）
- 3) Davis & Sorensen; Handbook of Applied Hydraulics (第3版)
McGraw-Hill 1969 (篠崎試験所)

付 表 直入越流型トンネル余水吐の実例

項 目 タ ム	設計流量 m^3/s (CFS)	最大越流 水深 m (Ft)	径間, m (Ft) × 門数	ゲート型 式高 m (Ft)	上流 勾配 度	下流勾配 1 : n n	曲管半径 m (Ft)	下流ト ンネル 長 m	下流トン ネル径, m (Ft)	総落差 m	無次元量 (1), (2), (3)		備 考
Flaming Gorge	816 (28800)	11.58 (38.0)	5.11×2 (16.75)	ローラー 10.36 (34)	55	0.01	61.0 (200)	66	5.49 (18)	133.1	1 0.749 2 2.18 3 1.20		総落差は水面から 曲管終端までの値
Yanhee	3.000	17.10	11.0×2	テンター 17.40	50	0.0025	1060	200	11.30	122.0	1 0.679 2 1.15 3 1.77		無次元量 (1) $\frac{Q}{D^2 \sqrt{g(H+W)}}$
Palisades	1.371 (48400)	15.54 (51.0)	6.10×2 (20.0)	テンター 15.24 (50)	48.2	0.0191	42.0 (138)	553	853 (28)	69.8	1 0.720 2 1.66 3 6.48		(2) $\frac{H+W}{R}$
Blue Mesa	946 (33400)	9.60 (31.5)	7.62×2 (25.0)	テンター 10.21 (33.5)	55	0.0339	51.2 (168)	307	6.40 (21)	101.3	1 0.733 2 1.98 3 1.58		(3) $\frac{L}{D}$
Yellowtail	2.605 (92000)	20.42 (67.0)	7.62×2 (25.0)	テンター 19.63 (64.4)	55	0.04	88.4 (290)	313	9.75 (32)	147.8	1 0.720 2 1.67 3 3.21		Q: 設計流量 D: 下流トンネル 径 g: 重力加速度
Wu-shen	1.869 (66000)	15.24 (50.0)	8.08×2 (26.5)	テンター 15.24 (50)	45	0.01	76.2 (250)	106	8.23 (27)	125.5	1 0.787 2 1.65 3 1.29		H+W: 総落差 R: 曲管半径
Glen Canyon	3.908 (138000)	19.20 (63.0)	12.19×2 (40.0)	テンター 16.00 (52.5)	55	0.0035	106.7 (350)	330	12.50 (41)	174.8	1 0.604 2 1.64 3 2.64		L: 下流トンネル 長
奈 川 渡	1.500	12.50	8.5×2	ローラー 12.80	50	0.0051	47.2	210	8.00	141.0	1 0.630 2 2.99 3 2.63		

3.9 ライルダム工事における盛立材料の締固め機械開発上の留意点について

(主 旨)

- ① 堤体を構成する盛立材料は、各地域によって種類、粒度分布等現場条件が異なり、締固め機械については、省力化、施工スピードアップ等を考えた機械の開発が望まれているが、種々問題点が多いと考えられる。
- ② フィルタイプダムの盛立、特にロック(ランダム)部での締固め機械としては、ある程度広範囲な作業性を望みたいところであるが、現状では専用のものがなく、汎用機械に頼っている実情でもある。今後の傾向としてどのような機種、機構のものが開発されるべきであるか、建設機械開発調査の一課題として調査計画しているところであり、これらについて土研としての見解、ご意見をご教示願いたい。(機械課)

(解 答)

ロックは土に比べると均一な粒径の材料といえ、締固めによって密度を上げることは困難なものである。以下は私の推定であるが、現在、現場に搬入されたロックはブルドーザによって所定の位置に押し込まれている。この過程でロックは適当な孔の中に落ち込み、そのため移動に対する抵抗が増え、ブルドーザの押す力に抵抗してその場所に落ち着き安定な状態になる。この機構を意識して利用することにより締固め作業が有効になってくると思う。

ロックを強制的に下の方に押し込んで締固めるには、振動や衝撃力を使うしかないと思うが、これとてエネルギーを岩中に伝えるためにそれなりの工夫がいるが、発振源自体が相当の重量を持つことは本質的な要求であり、必然的に巨大な機械となる。これでは、製作、移動上難しいことが起るのではないか。

コアは道路盛土の締固め規模の範囲で簡単に締固めができていようであるから、ランダムの締固めの最適機械はコアの締固めには必ずしも好ましいものとはならないのではないかと。普通ロックの施工スピードはコアの間隙水圧の発生等を考えた施工スピードに支配されるなどの問題があるから、それらを締固め機械の施工能力の決定条件にしなければならないはずである。

(施工研究室)

3.10 ダム堤体付近地すべりの土砂流出及び吸出し防止対策

(主 旨)

ダム堤体付近地すべり箇所施工した既設コンクリート法覆工沈下の原因と思われる部分の土砂流出及び吸出し防止対策に対する効果的且経済的工法を御指示願いたい。(鳴子ダム管理)

(解 答)

質問の法覆工は丁度地すべり斜面の末端部に位置し、地すべり自身は幅約100m、奥行約100mに及ぶ広大なもので、地下水排除工、抑止杭工等を行なっているが、未だ完全に安定化したとはいえない状況にあるのではないかと推量される。この為、本法覆工の部分の斜面は地すべり力によって圧縮、隆起し、斜面自体に変状が生ずる為、法覆工と地山の間にスキ間を生じ、

このスキ間を地表水が流下する為に土砂が流出するものと推定される。又、此の法覆工の浮上り現象は、法覆工と地盤との間の摩擦抵抗力の減少ともなり、従って局部的に大きな応力がかかり法覆工自身がすべる事も考えられる。

この対象としては、法覆工が法枠工ならば各ブロックに、鋼杭（古レール等でも良い）を地表面下2～3mまで打込んで、これとブロックを連結して、各ブロック毎の安定をはかると共に、法面に密に小段を設け（2～3ブロックに1段ずつ位）、小段排水によって、地山を流下する地表水の量をコントロールする事が考えられる。

本法覆工は、湛水面附近の崩壊を防止して、地すべり斜面の現在の安定度を保つべく計画されたものであるから、湛水面付近では十分その効果を発揮しているものと判断されるので、法覆工を除去して、地山を露出させることはよろしくない。

尚、現場写真等により、その変状の模様をお知らせ頂ければ、更に適切な御指導も可能であろうと思う。

又、湛水面付近の水面上下運動による土砂吹出しについては、水面降下時への付近での湧出水の流速を弱める為、蛇籠、フトン籠等で覆う事が考えられないであろうか。

（地すべり研究室）

3.11 海岸崖部の侵蝕対策について

（主 旨）

福島県の海岸は崖と崖の間に砂浜があるという地形が一般的なパターンとして成り立っている。砂浜部についてはコンクリート護岸等で侵蝕防止を図っているが、崖部については年間2～3mが侵蝕されているにもかかわらず、何らその対策がなされていない。崖部が侵蝕されれば地形的に突堤的な役割を果たしているものが侵蝕を受ければ連鎖的に砂浜部も侵蝕を受ける結果となると思われるので、これが対策上浜は如何にすべきか、又事例があるか。

（福島工事）

（解 答）

泥岩などの軟かい岩質の場合には、崖の基部が波にたたかれて、侵蝕され、上部にまでその影響のおよぶ場合がある。このような例としては千葉県の屏風ヶ浦、大東岬、兵庫県の東播海岸、秋田県の海岸などがあり、いずれも護岸またはブロックによって侵蝕を防いでおり、その効果はかなりあがっている。屏風ヶ浦ではブロックによって、年間平均1mの侵蝕を0.3mに減らしている。また、東播海岸では護岸によって侵蝕を防いでいる。波による基部の侵蝕ばかりでなく、雨蝕についても対策を考える必要があろう。

（海岸研究室）

3.12 海岸砂洲における中小河川の河口閉塞対策について

（主 旨）

中小河川の河口が海岸砂洲にある場合、海岸の砂の堆積によりしばしば河口閉塞を起こし、河川のはんらんを招いていることがあるのでこれの対策について。

（福島工事）

(解 答)

1. はじめに

近年の著しい環境変化によって、河口閉塞に伴う水理問題は、質において多岐、量においてはななはだしい増加をみせている。とくに、中小の河口において深刻の度合いが大きいようである。現実にブルドーザー等による河口砂州中の人工誘導水路を設けることによって、出水時の砂州崩壊を助け、あるいは平水時の水位上昇をふせぎ、かろうじて重大災害をまぬかれている河口は、中小河川においてはもとより、大河川においても少なくない。このような処理対策は、とくに定量的判断を経験に頼ることが多く、また人工要素が強いのて、当面の有力な処理対策ではあっても、本来の姿とは考えられていない。数多い基礎研究や応用研究にも拘わらず、いまだ河口問題は体系づけが十分とは考えられず、現地河口計画、その処理対策に対する基本的な考え方が固まっているようには見えない。ここでは実際上の立場から現地資料を通覧して得られた問題点をとりまとめ、基礎的な実験および二・三の模型実験により河口現象の考察を行なって、中小河口の処理設計指針に対する第一的な基本的事項について二・三の検討を試みる。

2 閉塞河口の分類と河口現象の尺度

処理工を検討する場合に、それに都合のよい閉塞河口の分類が必要である。一般に、河口地形により、偏流型、直流型および遮蔽型、あるいは水理量により、河川流型、波動流型および潮流型などの分類がある。この2つの分類には相互の関連が認められる。実際の処理工はこのような分類に伴う河口現象をふまえたうえ、処理目的と問題点、河川の規模および投資効率などを考慮して決められる。

漂砂海岸における河口現象は、一般に河と海の現象に大別され、それらは非線型現象として把握される。川としての現象は河川のスケール、たとえば流量とか川幅などが代表尺度であり、それによる相似仮定が承認される。一方、海側の現象は漂砂に代表され、たとえば海底勾配と来襲波、あるいは沿岸砂州が発達している場合には、汀線から沿岸砂州(卓越破波点付近)までの距離などがこの場合の重要尺度となる。沿岸砂州は一般に変化が激しく、漂砂の運動、離岸流および向岸流との関係も考えられる。このような海側の現象と河川現象との相関も否定できないが、一般に相似の関係は成り立たない。したがって、前述の河口分類とは別に、河口現象には海側の代表スケールを考慮した量による分類も必要であると考えられる。たとえば、同じような漂砂海岸における河口で、河川スケールによって相似的な処理工を設けても同様な河口現象は期待できない。

河口現象には以上のような尺度のほか、時間的尺度も重要である。河口現象には、分、時間、日、週、月、季節、年、およびさらに長期の現象が認められる。砂州崩壊は分～時間単位、波による砂州変動は日～週単位、潮位変動に基づく現象は時間、日および月単位、および出水や荒天に基づく現象は季節単位などとなることができるであろう。いったん大きな侵蝕を受けるとなかなか元の状態に戻りにくいものであり、この場合には数年のオーダーで現象を考えなければならない。一般に河口部に入射する波は地形の影響をかなり受け、履歴現象が問題となるが、利根川

のように平常時の入退潮量が $1,000 \text{ t/s}$ もある河口では出水や荒天時の影響は比較的短期間に消える。処理工の目的・問題点および河口の状況に応じていろいろな時間尺度が必要となる。

3. 河口処理工の現状における問題点

平常時の河口閉塞による弊害に対しては、十分な問題意識があるが、出水時の問題に関しては場所によっては不十分である。河口砂州の発達している河川で計画の河口水位が砂州規模を考慮して決められている場合が非常に少ないことはその一端を物語るものといえる。また、河口部における計画河床口も処理工との関連において検討されなければならない。中小の河口で平均海面から -1 m の平均河床高（出水中水位ピーク時—計画河床高）を維持することは予想されるほど容易なことではない。処理工に関する情報交換は十分とはいえず、試験導流堤の思想で模様なめを行ないつつ施工している例が多い。十分長い導流堤の実施例は少なく、長いものでも沿岸砂州の活発に変動しているあたりまで延長されたものは散見される。一般に、現地調査、影響要素の分析、および二次の影響などに関する調査が十分でない河口が多いが、現地における河口調査はそう簡単なものではなく、現象も複雑であるから、一般に現地資料の少ない中小河口を対象として極く初歩的な設計上の基本的事項を検討しておくことも必要であろう。

4. 最近の河口処理工に関する検討

(2)
河口二次元砂州の平衡形状に関する実験結果は、久慈川における砂州発達現地試験の結果とは連続の傾向にあり（未発表）、基礎的な実験に対する一つの判断材料が得られた。河口部の移動床模型実験では、現地と相似になる海床勾配を得ることは容易でないが、破波点を一致させることを第一の目標に実施している。河口部の両端付近は特に密度流効果があって、通常の純水の試験では流れの相似は得られず、波による砂州の伸延状況は完全には相似にならない。しかし、波の入射状況は河口前面の複雑な海床の状態に応じて見事な対応を示し（摩擦の効果は無理）、河口付近の砂の動きを知るうえに、模型実験はその威力を発揮している。この結果河口部の両端付近の現象、河水の流れ方、波の入射状況など、かなり局所的な三次元性の強い現象に注目すべきことがわかった。

5. 河口処理工設計上の基本的な問題点

十分な検討を行なった結果ではないが、ある程度現地の処理工設計上に問題とされてよいことを次に列挙する。

- (1) 十分な調査研究を実施したものは別であるが、一般にこらないう単純なものが望ましく、将来の手おしの容易なものとするべきである。
- (2) 河口幅が汀線から破波点までの距離のスケールに比して小さい場合に、汀線まで延長された越波と飛砂を許さない不透透性の強い堤状構造物は、ほとんどすべての河口である程度の成功を収めている。それにより、河口開口位置の変動範囲を限定し、河口砂州高を周辺の砂州高より低くする効果は大きい。汀線方向に漂砂の移動のあまりない安定した遠浅の海岸では入射波は汀線にほとんど直角である。出水時の河川からの排出土砂は河道延長上の両側一帯、および沖合い前面にたい積することが多い。このような場合に、入射波は沖合いの浅瀬により減衰し、

さらに両側のたい砂の離岸堤効果により、河口開口部が維持される面もあると考えられる。
(これについては現在実験中である。)

- (3) 比較的大きい河川で、沿岸砂州付近まで両側の導流堤が計画されることがあるが、これは中途半端なことが多い。砕波点付近は海床変化の激しいところであり、両岸延長は河道延長を意味し、川からの排出土砂の沈積や海岸変化をも懸念しておかなければならない。もしも漂砂の移動に卓越方向があれば、その方向の導流堤を短かくしておくことにより、洪水流をわん曲させて、河川からの排出土砂を漂砂の補給源とすることも一法であろう。
- (4) 将来の改修の余地を残しておく点からは、導流堤問題は広く、かつ折り曲げるべきではないが、流量の小さい場合に波の入射があれば河口砂州は発達するものと考えなければならない。⁽²⁾
このような観点から波の入射を遮蔽するために導流堤の先端部をゆるく曲げることは得策といえる。出水時のための根固は必要である。
- (5) 流導堤水路側において波の当たる場所には消波工が必要である。
- (6) 河道は必ずしも汀線と直角にする必要はない。一方が岩のような場合には導流堤は一方のみでよい。河道内の交互砂州に留意して流れの蛇行特性を積極的に活用すべきである。⁽³⁾⁽⁴⁾
- (7) 河道をある程度以上に掘削すると回復速度は遅くなる。
- (8) 低水路導流堤には問題が多い。
- (9) 波の入射を完全にとめると河川からの土砂が沈降しやすい。ブロックを破壊する程度のわずかな波の入射は望ましい。
- (10) 導流堤を汀線と斜めに長く出すには十分な理由が必要である。
- (11) 二次的悪影響に留意する。

6. お わ り に

以上、途中の段階を省略して結論のみ列挙したが、河口現象には影響要素が多く、あまり断定的なことがいえる段階にはない。異常現象や思わぬ履歴作用も考えられる。十分な調査と場合によっては実験が必要である。河口処理工は大きな構造物であり、高価なものであるから、一層十分な研究と現地試験のうえその基準は作成されなければならない。しかし、不明な点は多くても時の要請にはその時の水準で答えるしかない。今後もさらに全国的な規模で調査検討し、基礎的な解析と合わせて、より合理的な基準の作成につとめるつもりである。

(参考文献)

- (1) 須賀：水工シリーズ1972 (2) 須賀・松村・末吉：年講1972 (3) 須賀・高橋：年講1972 (4) 須賀：土木技術資料1972

3.13 海岸護岸ブロックの摩耗防止法について

(主 旨)

砂利の多い海岸の消波ブロックは数年で摩耗し、その機能を果さなくなるので、粗石、コンク

リートのようなブロックとした場合等摩耗防止の方法について

(福島工事)

(解答)

コンクリートの摩耗防止の観点から述べるとつぎのとおりとなる。

コンクリートの摩耗は、コンクリート表面に平行に作用するすりみがきの要素と直角に作用する突き砂きの要素からなり、使用される構造物の種類あるいは環境によって両者の割合は異なってくる。

摩耗は、一般に表面に近いモルタル部分に急激におこり、その後の進行は前述のようにかなり異なるが、砂礫を含んだ波が打寄せる海岸では、やがて粗骨材が露出した状態となり、ついで粗骨材が脱落することになる。したがって、弱点となるモルタル部分を強化することが最も有効な手段であって、コンクリートの水セメント比を小さくすること (W/C : 55%以下、できれば45%以下)と養生を十分に行なうことが大切である。水セメント比とすりへり減量との関係をしめすと図のとおりである。

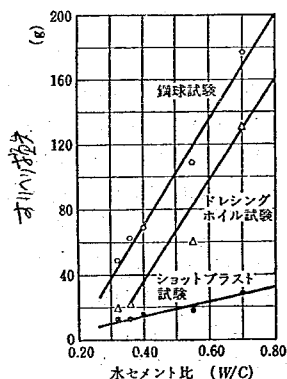


図 すりへり損失と水セメント比

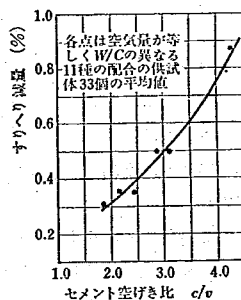


図 すりへり減量とセメント空けき比
註 $c/v=2.5$ は通常用いられているコンクリートでは W/C は 60~70% である。

また、新しい構想として、ガラスせいで補強したレンジモルタルを捨て型枠として用いた例(黒部海岸)もある。

(コンクリート研究室)

3.14 養浜工設計での砂の供給量及粒径、粒度選定及び海外の例について

(主旨)

昭和49~53年の新海岸5ヶ年計画において、新たに養浜工が認められるようになった。そこで我が県は、いわき市四倉地内にある波立海岸において、初めての養浜工を計画した。

波立海岸はいわき七浜の一つであり、昔から海水浴ばかりでなく、景勝地としても、年中観光客がたえない。

しかし、ここ数年海岸の侵食がひどく、海浜巾が以前は50m程であったが、現在ではわずかに砂地があるという程度であり、全く海浜はなくなる一方である。

それらの対策として、離岸堤によるトンボロ効果による海浜回復も計画はしているが、地区により必ずしも、きれいな砂ばかりとはいえないところもある。

そこで、このような景勝地の海岸には、やはり「白砂青松」というように、きれいな砂を海岸一面にわたり、うわのせの形で敷きつめれば、この上ない環境整備と海岸保全の一石二鳥である。

このような構想で養浜工を計画したわけであるが、地形的に砂が余っている所がなかったり、運搬経費がばく大であったり、砂質の山がなかったりする所では、人工的に作成できないものであろうかと考えた。

すでに海外では、人工砂による養浜により、砂礫の海岸を美しい海岸にした例もあるようなので、それらを参考に我国でも、例があるかどうか、効果はどうであったか等を、ご教示願いたい。

(福島県)

(解 答)

1. ま え が き

養浜工計画の際の砂の供給量などは、海岸の保全や利用の基本的な計画がどのようなものであるかによって異なってくる。また当然、養浜工が適したものであるという検討も必要となってくる。したがって基本的には、海岸のあるべき姿を考えに入れながら設計を行わなければならない。以下には基本的な考え方と、福島県の海岸に適用する場合の問題点について、簡単に述べる。

2. 目的の明確化

養浜工を設計する場合においては、まずどのような目的で養浜を行なうかを明確にしておかなければならない。一般には、海岸侵食や高浜を防止したり、また海浜を海水浴場として利用する場合などに養浜が行なわれる。目的に合うように構造物の諸元を決定する。すなわち、高波の防止であれば、養浜を行なっていくらの砂浜の幅を維持すれば、越波やうちあげを防止できるかということを検討しておく。また、海水浴場などに利用する場合には、その海水浴場を利用する利用人数に対応して必要とする海水浴場の大きさを決定しておく。海岸侵食対策であれば、侵食量がどの程度であるか、またそれをどの程度養浜によって補うかなどの検討が必要である。これらの計画は、費用とも関連しているために一応の設計を行ない、工費を積算し、その結果変更しななければならない場合も当然生ずると考えられる。

3. 自然条件

設計の際の外力条件となるのは、波高、周期の年間の頻度分布、波向の頻度分布である。波高については、設計波高を決定しておかなければならない。波向についても主方向がどちらであり、また季節的な変化があるかなどの検討を必要とする。福島県の海岸では、夏期は台風によって発生する南からの波が、また冬期は低気圧によって発生する北からの波が支配的であろう。これらの値は漂砂、すなわち養浜の安定性を大きく支配している。

次に地形を調べなければならない。平面地形とともに、海底の勾配、汀線付近の勾配がいくら

かなどの資料を必要とする。また海岸を構成している砂の粒径や粒度分布を汀線や砕波帯、その沖側などで調べる必要がある。これは養浜砂の粒径の選定に対して必要となってくる。海底の全部が砂でない場合には、どの部分で岩が出ているかということは、構造物の配置計画において考慮する必要がある。また海岸に流入している河川があればその状況、流出土砂量の大小などが計画に際して必要となる。

4. 侵食原因の解明（漂砂現象の解明）

養浜を計画する場合には、その海岸における漂砂の状況を明確にしておく。一般には定性的な結果しか得られない場合もあるが、定量的な資料があれば、設計に際しての信頼性は向上する。まずどのような漂砂が支配的かを明らかにする。すなわち、沿岸方向に動いているのか、または海岸線に直角に動いているかを知る必要がある。これは深浅測量の結果、航空写真、過去の被災状況などを調べることによって明らかにする。また対象とする海岸に供給される砂の量と、出ていく砂の量はいくらず、その差はどの程度かということは、養浜の補給砂量を定めるために必要になる。またこれについては、現状ばかりでなく将来の予測も必要である。

5. 対策工法の検討

海岸侵食は漂砂のつり合いがくずれるために生ずる現象である。したがってその対策としても、ある程度伸食させて安定化する方法、侵食量に対応する量だけ補給する方法、何らかの構造物によって砂の移動を止める方法などが考えられる。養浜はこのうちの補給して安定化するものに対応している。各方法を背後地の重要性や海浜の利用状況に対応して組合せて、対策を検討する。工法の選定の概略の基準としては、沿岸方向に漂砂量に変化するために侵食が生じている場合には、突堤または離岸堤を、海岸に直角方向に砂が動く場合には、離岸堤や潜堤を設けることによって漂砂を安定化させることができる。また侵食される量だけ砂を補給する方法をとれば、毎年不足量だけ補給することが必要となる。一時的に補給することであれば、その砂は波によって移動するために、他の工法と組合せた対策がとられなければ安定にはならない。各工法の選択は効果と費用によって決定される。

6. 養 浜 工

単に砂を海岸に補給するのみでは、砂は動いてしまうために、毎年継続的に補給するか、何らかの構造物によって安定化する必要がある。アメリカで行なわれているのは、サンドポンプなどによる継続的な砂の補給が養浜の中心になっている。

福島県の海岸においても、単に砂を一時的補給するだけでは侵食対策としても不十分であり、他の工法と組合せることが必要になる。

補給量は、継続的に供給するのであれば、侵食される砂の量に見合う量でよい。他の構造物と組合せて、海浜の安定を図るには、初期の必要とする海浜形状を形成するのに必要な量と、もし損失を生ずるようであれば、その量を補給する。

程度については、一般的には粒径が小さければ、波によって平衡に達する海底の勾配は緩く、粒径が大きければ勾配はきつくなる。したがって大きな粒径のものを使用するのが有利である。

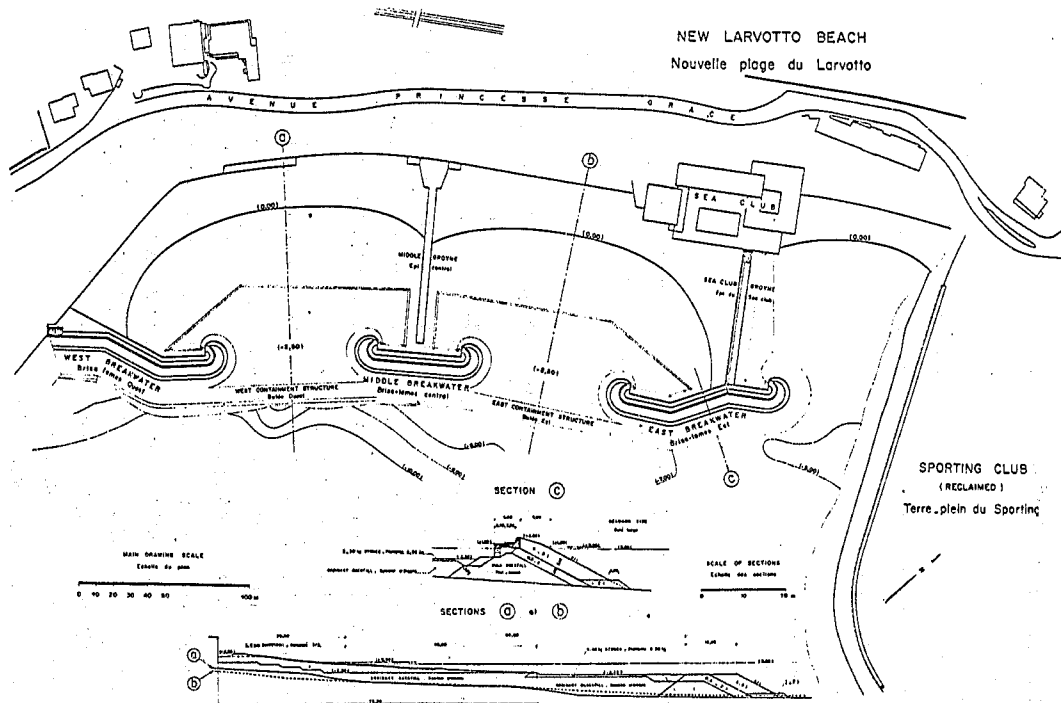
海岸線付近に砂を補給すれば、海底勾配がきつくなければ、以前の地形にはすりつかない。勾配と粒径の関係は、対象とする海岸の付近の粒径と地形を調べることによって知ることができる。したがって利用可能な粒径について、それが安定した場合にどのような形状になるかを予測すると、必要な補給量が求まる。

砂の種類については、人工砂でも、自然砂でも差異はない。ただし海浜を海水浴場に利用する場合では、砂の色がきれいで白色のものがよく、黒色のものは適さない。また碎石を利用するとかどがあるために、はだしてふんだ時に痛く感じる場合には、波によってかどを丸くすることが岩質によってはできる。施工を冬期に行なって、波を作用させ、夏期に利用するなどの対策が必要になる。

養浜と組合せて使用する構造物としては、突堤、離岸堤、潜堤がある。どのような構造物と組合わせるかは、地形や海浜利用などによって異なる。波立海岸で計画するのなら、沖合にある岩を利用して、離岸堤または突堤をつくり、安定化すればよいであろう。粒径の大きいものを投入して動きづらくすることもできるが、現地の平均粒径が大きいために、あまり大きなものを入れると海水浴場としての利用価値が失われる恐れがある。

海岸における人工砂を利用した例としては、モノコのものがあるが、これは養浜ばかりでなく図に示すように離岸堤と突堤、および人工海浜ののり止めのための護岸を組合せた構造になっており、単に人工砂を利用しているためによい結果が得られたのではなく、総合的な検討の結果と考えられる。また日本でも網代海岸で人工砂を利用したものがあるが、利用した砂が火山岩によるもので色が黒く、きたない感じを与えている。また離岸堤などによって砂の移動をおさえると、当然海岸に捨てられたゴミなどもたまりやすくなるために、これらについての対策も考えておく必要がある。

(海岸研究室)



4.1 ゲート放流量計算式の流出係数について

(主 旨)

放流量計算式

$$Q = c, b \left\{ H^{3/2} - (H - P)^{3/2} \right\} \dots\dots\dots (1)$$

$$Q' = c, b H^{3/2} \dots\dots\dots (2)$$

Q : ゲート放流量

Q' : 溢 流

c : 流出係数

b : ゲート中

H : ダム水位

P : ゲート開度

当所において(1)式(2)式とも流出係数は2の値で計算しているが、(2)式の場合の流出係数は2の値より小さくなると思うが如何でしょうか。またその値をどのくらいにすればよいか教示願いたい。

(石淵ダム管理)

(解 答)

オリフィスあるいは越流頂の放流量計算式としては、一般に次の2式が用いられる。

$$\text{自由越流状態} \quad Q = C_0 b H^{3/2} \dots\dots\dots (1)$$

$$\text{ゲート半開放流状態} \quad Q = C b \left\{ H^{3/2} - (H - P)^{3/2} \right\} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、Q : 放流量 (m³/s), C : 流量係数, b : 径間幅 (m), H : 堤頂を基準面とする貯水池の水深 (m), P : ゲート開き (m) であり、Pは堤頂とゲート下端との標高差と考えてよい。

この(1)および(2)式の流量係数の推定法については、従来より数多くの実験的あるいは理論的研究がなされており、推定式もいろいろと提案されている。

石淵ダム洪水吐の越流面曲線は、堤頂を原点として水平下流方向にx軸を鉛直下向き方向にy軸をとるものとして、常用洪水吐については $x^2 = 80y$ 、非常用余水吐については $x^2 = 25.6y$ と設定されており、自由越流時の流量係数は放物線越流頂に対する推定法を用いねばならない。

放物線越流頂の流量係数の推定法としては、かつては岩崎の方法が唯一の実用的方法として利用されてきたが、土研はさらに一般的な流量係数推定公式を導き、放物線越流頂を有する14ダムの余水吐実験資料に適用して良好な結果を得ているので、ここではこの土研の方法を紹介する。

土研で開発された放物線越流頂の流量係数推定式は、次の3式で表わされる。

$$C_0 = 1.704 (1 + 1.296 KH)^{1/2} \dots\dots\dots (3)$$

$$C = C_0 \left\{ 1 - 2.828 Mr (KH)^{1.5} \right\} \dots\dots\dots (4)$$

$$Mr = 0.0490 \left\{ 1 / (Kb) \right\}^{0.50} \quad (n=1, \text{あるいは} n \geq 2 \text{ かつ } b'/S' \geq 0.80 \text{ に対して})$$

$$= 0.049 \left\{ 1/(Kb) \right\}^{0.50} \left\{ \frac{1}{n} + 1.465 \frac{n-1}{n} \left(\frac{b'}{s'} \right)^{1.7} \right\} \quad (5)$$

($n \geq 2$ かつ $b'/s' < 0.80$ に対して)

ここに、 C_0 : 2次元放物線越流頂の流量係数、 K : 放物線越流頂、 $y = Kx^2$ の K 値、 O : 橋脚の幅 (m)、 S' : 放物線の原点から橋脚先端までの水平距離 (m)、 n : 径間数である。

また、 b および H はいずれも (1) および (2) 式と同様な値である。

越流頂の形状より b' 、 S' および K を求め、 n とともに (5) 式に代入して M_r を求めれば、(3) および (4) 式を用いて任意の水深に対する流量係数を推定できる。

常用洪水吐については、 $x^2 = 8.0 y$ すなわち $K = 1/8.0$ であるから

$$C_0 = 1.704 (1 + 0.0162H)^{1/2}$$

となり、 $H = 1.0 m$ で $C_0 = 1.84$ 、 $H = 1.3 m$ で $C_0 = 1.87$ であって、実際の流量係数は (4) 式により橋脚、橋台の影響を受けてさらに減少するから、 $C = 2.0$ よりはるかに小さくなることが予想される。

非常用余水吐については、 $x^2 = 25.6 y$ すなわち $K = 1/25.6$ であり、

$$C_0 = 1.704 (1 + 0.0506H)^{1/2}$$

となるから、 $H = 6 m$ で $C_0 = 1.95$ となり、非常用洪水吐の場合と同様に流量係数は $C = 2.0$ より小さくなる。

なお、常用洪水吐については、越流頂が扁平であるための流量係数の減少のほか、越流頂と下流水路との落差が少ないことの影響も考慮する必要があるが、この影響は前者に比して十分小さく無視できる。

ゲート半開時の放流量は (2) 式を用いて計算され、この流量係数の特性についても数多くの検討がなされているが、結論として、自由越流時の流量係数のような大幅な変化は示さず、自由越流からゲート半開放流に移行する遷移状態を除き $C = 2.0$ としても十分な推定精度が期待できる。

参 考 資 料

- 1) 藤本 : 越流型余水吐の水理機能に関する研究 (3) — 非標準型越流頂の流量係数について —
土木研究所報告第 132 号、昭和 43 年 5 月
- 2) 藤本 : 越流頂の流量係数、土木技術資料第 10 巻第 2 号、昭和 43 年 2 月
- 3) 水理公式集 (昭和 46 年度改訂版) 土木学会 (篠崎試験所)

4.2 開発事業に伴う河川への流出量変化について

(主 旨)

ゴルフ場、宅地造成、開拓パイロット事業等のため主として山林の伐採、表土剥ぎ、切土、盛土等を実施する場合、各施工段階における (土砂の混入も考慮して) 河川への流出量を検討するため細分化した流出係数を御教示願いたい。

(福島県)

(解 答)

現象的には、流域の都市化に伴う流出特性の変化の説明をもってかえよう。まず降雨損失機

構については、排水施設に継続された屋根、道路等の不透透域からは、降雨のほとんど100%が流出する。浸透域については、開発前の林間の表層の腐植土をふくめた土壌と、開発後人間等がふみかためた土地とでは浸透能を大きく異にする。都市域では平均して、 $1 \sim 2 \text{ mm} / 10 \text{ 分}$ (10分間雨量強度)以上の降雨分は流出するというDataがある。それ故洪水を対象とした有効降雨に相当の差が生ずる。⁽¹⁾

次に排水施設(とくに下水道)が完備されると、流入時間、流下時間すなわち洪水到達時間が減少する。これはまず同じ降雨をとってもピーク流量は大きくなり、また計画降雨強度の増大につながる。

最後に、流域内の動的貯留量(一時的な貯留)も、粗度、凹凸の減少により、減少して、わずかな貯流量で大きな流出量が発生するようになる。例えばこれは、平滑な斜面と同勾配の草の繁茂して凹凸のある斜面で下流端で同じ流量を生むような状態を想像していただければわかる。後者の水深が1cm多ければ、流域相当10mmのダムのようなものに相当する。またこれは総合貯留関数 $S = 4.0 q^{0.5}$ をみてわかる。 $q = 25 \text{ mm/hr}$ の流出がおこるために200mmの貯留が必要なのである。

以上、開発により流出への影響は、有効雨量の増大、流下時間の減少、流域貯留量の減少として理解されよう。さて、量的にこれらを評価するには、まだまだ今後の研究をまつところが多いが、簡便法としては、いわゆる合理式のピーク流出係数($=f$)を開発前0.6、開発後0.9、計画降雨強度算出に非要な到達時間については、開発前 $20 \sim 30 \text{ 分}$ の流入時間+Kraven またはルチハの式(流下時間)、開発後 $5 \sim 15 \text{ 分} + \Sigma$ (最遠径路の各下水管長/各下水管満管時流速)の式による方法がある。

これによって下流部河川の改修計画立案は一応可能となるが、一般には必ずしも下流部が $f = 0.6$ でも改修済ということとは少なく、 $f = 0.1$ さえも流過しえないことがままある。もちろんこれらは国または地方公共団体の責務であるが、その年次計画は財政難を反映して必ずしも早急に達成されるものではない。そこで、それらの事情を勘案して案出されたものに開発地区下流部にダムを作って、開発による流出増を一時的に貯留する洪水調節池方式がある。これには、現在、暫定調節池(開発者負担)と恒久調節池(一部国庫負担)の二者があり、前者は下流改修をまって撤去されるもの、後者は河川管理施設となる。これらについては日本河川協会が住宅公団の依頼を受けて、有識経験者による技術基準案を作成し、前者は発行済、後者は現在校正中で秋には報告が出るはずであるので、詳しくはこれらを参照されたい。ここでは簡単に概要に触れると、前者は、超過確率3年洪水(開発後)を現在下流疎通能力に、また30年洪水(開発前)にそれぞれおとす機能をもつ調節池であることを規定しており、当然タイプも穴あき貯水池となる。後者は50年能力を現在疎通能力におとすことを規定している。また対象洪水についても多少の程度の差をつけている(省略)。また調節池であるので当然ハイドログラフが必要となるが、これに対する簡便法としては、総流出率がピーク流出係数に一到するとする方法を規定している。また後者に対しては、市街地での流出解析法(修正RRL法)もハイドロ計算法として採用されて

いる。

以上は大規模宅地開発を念頭においたものであるが、ゴルフ場、別荘地等については、その排水施設の整備計画とにらみあわせて決定すべきであろう。なお芝地の損失、貯留機構については、今秋、土研で屋外実験による検討が計画されている。

(都市河川研究室)

4.3 河川の流出解析マニュアルの作成

(主 旨)

河川により、地形、地質、河状および気象条件等が異なるという問題はあるが、最近直轄河川だけをみても、全国で数多くの河川が流量解析を終えている筈であり、これらを整理し、土研の意見等を付してまとめてほしい。

(青森工事)

(解 答)

現在行なわれている流量解析は種々の手法の開発によってかなり合理的になってきているが、まだモデル作成の段階、計画降雨設定の段階、流量配分の段階等で完全に定式化されていない部分もあり、流域の状況等も考慮した経験的な判断が含まれているのが実情である。これらの問題点については技術研究会等で検討が進められているが、決定的な方式を定めるまでには至っておらず、ご要望の「流出解析マニュアル」を作ることには無理がある。しかし現在改訂作業が行なわれている「河川砂防技術基準」は日常の業務処理の実態を中心にしてできるだけ具体的に記述する方針と聞いているので、ある程度ご要望に沿えるかもしれない。

(水文研究室)

Ⅱ 道 路 部 門

1. 交通公害に関する問題点	51
1.1 交通事故と道路構造との関連	51
1.2 交通公害に関する問題点(交通騒音, 振動, 大気汚染)	63
1.3 道路交通騒音防止対策について	65
2. 舗装に関する問題点	66
2.1 最適アスファルト量検討のための締固め回数	66
2.2 舗装面の破損防止工法と破損箇所の処理方法	68
2.3 橋面舗装の方法	71
2.4 コンクリート舗装のオーバーレイの施工法	71
2.5 舗装の打換に関する調査方法及び工法の採択基準	73
2.6 アスファルト抽出試験の評価について	74
2.7 舗装補修のあり方について	75
2.8 ゴム入りアスファルトのゴム量確認方法	80
3. 一般土工に関する問題点	85
3.1 切取法面の処理について	85
3.2 積雪寒冷地における切土法面について	86
3.3 おぼれ谷部における耐震構造の設計	90
4. トンネルに関する問題点	95
4.1 トンネル周辺の発破による影響	95
4.2 トンネル掘削に伴う間隙填充の必要性	95
4.3 トンネル覆工コンクリートの脱型強度について	96
4.4 トンネルの明り巻(開削トンネル)について	96
4.5 トンネルの機械換気開始の時期決定の判断基準	96
4.6 トンネル換気装置から発生する騒音防止対策	102
4.7 トンネル掘削の機械化の現況と方向について	103
4.8 トンネル施工でインバートを必要とする設定基準の明確化	104
5. その他	106
5.1 モルタル吹付工の耐用年数について	106
5.2 豪雪地帯の除雪工法	109
5.3 ロードヒーティングについて	109

1 交通公害に関する問題点

1.1 交通事故と道路構造との関連

(主 旨)

現在、交通事故の発生と交通騒音等、道路公害について大きな社会問題となっているが、運転手のモラルの向上、自動車の構造改良とともに、道路構造の見なおしの必要に迫られている。

交通事故の現況と道路構造の関連について高速国道等での研究が進んでいると聞いているが、(1)曲線半径、(2)縦断勾配、(3)舗装構造、(4)交差点処理等について交通事故との因果関係について明確にし対策を実施する必要がある。ついては、現在までの研究の紹介と現地における統計処理の手法と現地診断のポイント等についてお聞きしたい。(酒田 工事)

(解 答)

道路交通事故の要因は、(図-1)のとおり大別すれば、運転車等道路利用者に係わるもの、自動車の車両構造に係わるもの、および道路構造、交通環境に係わるものの3種類に分類される。

そして、交通事故は、一般にこれらの要因が組合さり、ある時点(箇所)で何らかが刺激「引き金」となって事故の発生を見ている。

とくに道路要素が関連すると思われる事故は、ほとんどの場合他の要因との組合せにより事故に至っている。

これは事故多発地点においても、現実には大多数の自動車が無事走行している中で、ごく少数の車のみが事故を起していることから明らかであろう。

しかし、現存道路の一定区間を見た場合、事故発生箇所の分布が一応せず、特定地点に集中している傾向がある場合には、道路の構造等の道路要素がどのように当該交通事故との係わり合いを有するかを十分検討することが事故防止又は事故被害の軽減上からも重要なことである。

道路および環境要素として考えられる道路構造のうち、ここではとくに、道路の線形および路面のすべり易さと交通事故との関係についての最近の調査研究状況の紹介を中心に説明する。

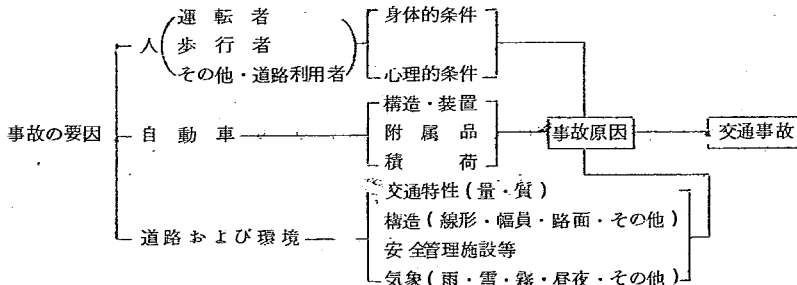


図-1 交通事故の要因

1. 一般道路の場合

(1) 一般単路部

昭和44年の広島県内国道2号での交通事故のデータシートによるミクロな解析の結果は次のとおり。

a) 車道幅員と事故率

車対車、車単独の交通事故は（交差点を含む）は、（図-2）に示すとおり、道路幅員7.5m～9mを2車線として運用した場合に事故率に一つの山が見られる。

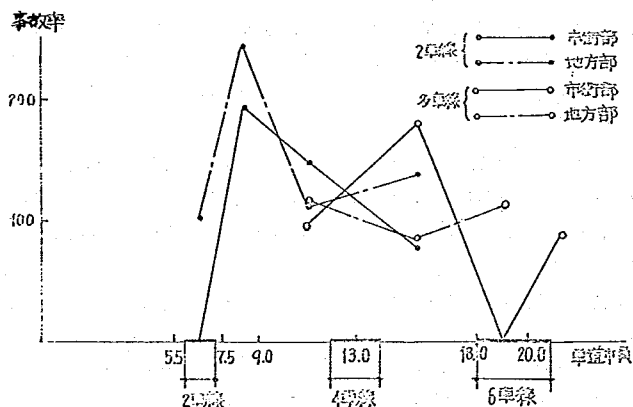


図-2 車道幅員別事故発生状況(1)

また、交差点は近を除くと（図-3）のとおりである。

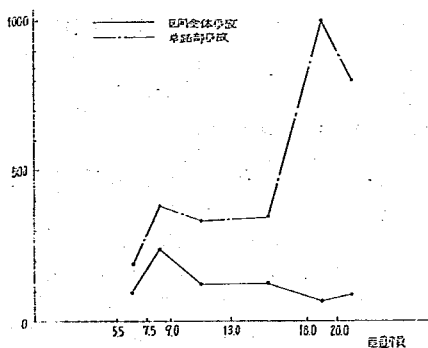


図-3 車道幅員別事故発生状況(2)

b) 曲率半径と事故率

車両事故と曲率半径との関係は、(図-4)および(図-5)で、曲率半径が小さいほど事故率が高くなり、250m以下では安全対策に配慮がとくに必要となると考えられる。

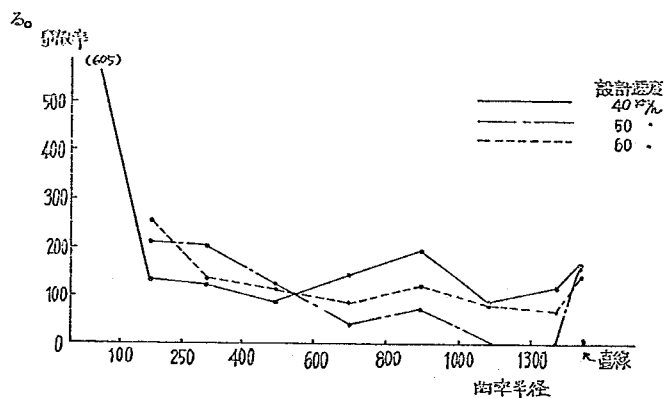


図-4 曲率半径別事故発生状況(1)

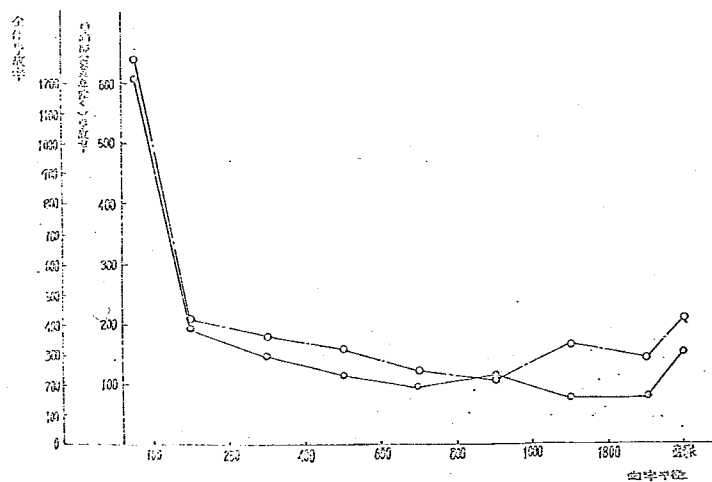


図-5 曲率半径別事故発生状況(2)

c) 縦断勾配と事故率

縦断勾配と事故率との関係は、第1当事者の進行位置の縦断勾配により分類すると(図-6)となり、これを市街部と地方部に分ければ、(図-7)である。

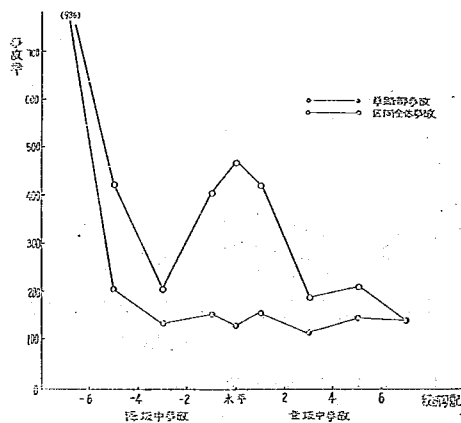


図-6 縦断勾配別事故発生状況(1)

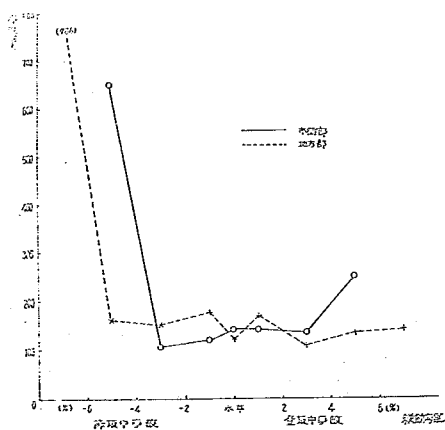


図-7 縦断勾配別事故発生状況(2)

これによると、降坂中の方が事故が発生しやすいことが明らかとなるが、道路構造令の縦断勾配に関する規定で車両の登坂能力のみから決められているのは、若干の問題を残すように考えられる。また、市街部では4%を越える勾配では、地方部に比して事故率が著しく高くなっている。

d) 中央分離帯および歩道の設置と事故率

(表-1)および(表-2)は、それぞれ中央分離帯および歩道の有無で事故率がどのように異なるかを対比したものである。

表-1 中央分離帯の有無別事故発生状況

		有		無		
		件 数	事故率	件 数	事故率	
市 街 部	区 間 延 長 (Km)	1 3.1		30.0		
	走行台キロ (億台キロ)	2.35 5		2.86 8		
	車 対 車	交差点等	1 158	492	1 137	396
		単 路 等	208	88	228	79
		全 体	1.366	580	1.36 5	475
	車 単 独	51	22	68	24	
	計	1 417	602	1.433	499	
地 方 部	区 間 延 長 (Km)	3.3		10.11		
	走行台キロ (億台キロ)	0.4467		7.1043		
	車 対 車	交差点等	64	143	1392	196
		単 路 等	12	27	548	77
		全 体	76	170	1940	273
	車 単 独	6	13	26	26	
	計	82	183	2126	299	

表-2 歩道の有無別事故発生状況

		有		無	
		件数	事故率	件数	事故率
市街部	区間延長 (Km)	24.2		18.9	
	人台キロ(千人台キロ)	2222.5		1239.4	
	単路等	35	16	44	36
	交差点等	177	80	70	56
	全体	212	96	114	92
地方部	区間延長 (km)	13.2		91.2	
	人台キロ(千人台キロ)	377.5		539.0	
	単路等	14	37	58	108
	交差点等	17	45	58	108
	全体	31	82	116	216

(注) 人・台キロ = Σ (歩行者交通量×車両交通量×区間延長)

中央分離帯については、地方部では事故率の減少が認められるが、市街部では逆の傾向にある。また歩道の設置は単路部においてその効果が認められる。しかしこれらは車線数、道路幅員等さらにきめの細かい検討が必要である。

(2) 交差点

交差点は交通流が互いに横断し、交差し、方向を転じて分合流する複雑な運動を行なう場合であり、従って、交通事故の発生する機会も多いので、一般には単路部と切りはなしで事故分析を行なうことが望ましい。

交差点の交通事故に関する総合的な調査として、昭和44年中の全国約1000箇所の交差点について行なった交通工学会の研究があるが、そのうち、主な結果を示す。

a) 交差点の大きささと事故率

交差点の大きさ(規模)は全体的には交通事故の発生件数に正の相関性があるが、事故率(全流入交通量40万台/日当り)で表わせば相関性は認められない。

出合頭事故のみは事故率と交差点の大きさの間に負の相関がある。

b) 追突事故と停止線間距離

4枝平面交差において停止線間距離の和と事故件数および平均事故率との関係は(図-8)のとおりで、追突事故は流入路別に解析すると交差点の長さが大きい程 事故率も高くなる傾向にある。また、信号の有無にかかわらず、停止線間距離が10~15mの場合が最も事故率が低い。

次に、交通工学会が昭和45~47年度に東京都の代表的な交差点11箇所について流入部のすべり止舗装を中心とする事故対策効果についての調査は次のとおり。

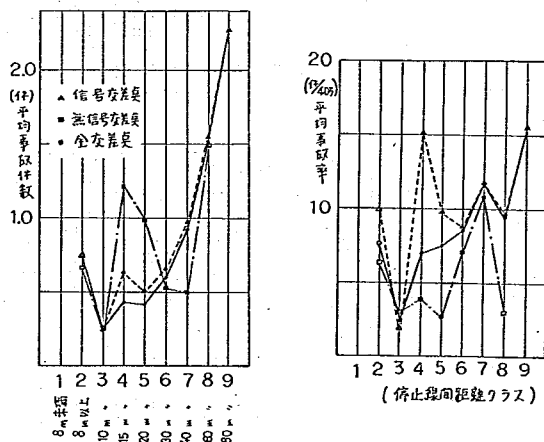


図-8 追突事故と停止線間距離

この対策の前後各1年の事故は(表-3)で、事故の事故件数は事前のそれに比し48%に減っている。また、路面湿潤時の事故件数は対策前の16%となりすべり止め効果の大きいことがわかる。

表-3 調査対象交差点(11カ所)における事故発生総括

	改良前1年間(454~463)				改良後1年間(464~473)			
	①路面乾燥時	②路面湿潤時	①+②計	②/①+②湿潤時事故率	路面乾燥時	路面湿潤時	計	湿潤時事故率
交差点流入部	232	145	377	0.39	158	23	181	0.13
交差点内	158	40	198	0.20	137	33	170	0.20
計	390	185	575	0.32	295	56	351	0.16

c) 湿潤事故率とすべり摩擦係数

交差点流入部における湿潤事故率とすべり摩擦係数との関係は(図-9)で、すべり止め舗装を行なって湿潤事故率が下がったのは全体の交差点の62%である。

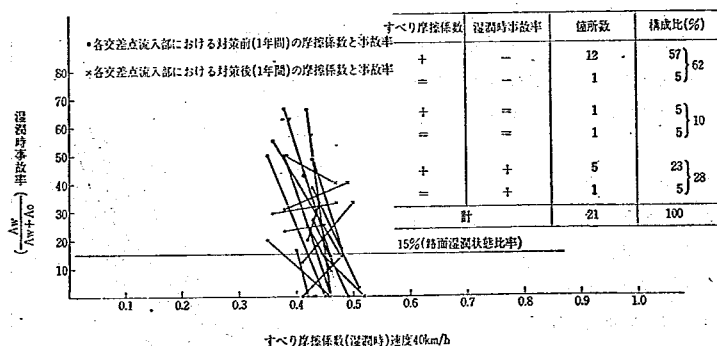


図-9 調査対象交差点(11カ所)における湿潤時事故率とすべり摩擦係数(湿潤時)との関係

このうち、1年間20件以上の事故が発生した交差点について示すと(図-10)で、すべり止め舗装を行なったことにより、約90%の交差点流入部で湿潤事故率が低下している。

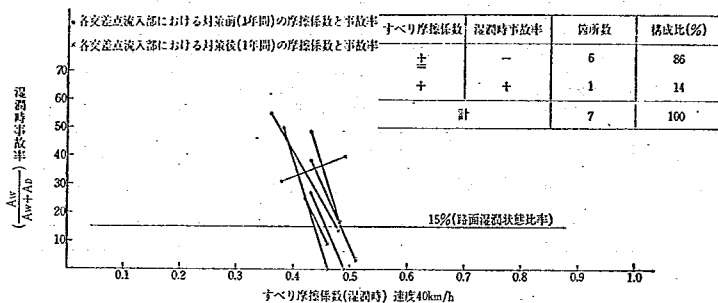


図-10 年間20件以上の人身事故が発生していた交差点における湿潤時事故率とすべり摩擦係数(潤湿時)との関係

これは、路面のすべりやすさが事故の大きな要因となっていた事故が対策をほどこしたことにより減少したことを示している。また、すべり摩擦係数が高いほど湿潤事故率が小さいことも実証している。

なお、(図-11)は西ドイツの幹線道路における湿潤事故率とすべり摩擦係数との関係を示している。

2. 高速道路の場合

高名・名神高速道路について道路公団が行なった調査は次のとおりである。

(1) 道路線形と交通事故

a) 曲率半径と事故率

円曲線の半径と交通事故率との関係を示せば(図-12)のようで、半径1000m以下の曲線部では半径が小さい程、事故率は高くなっており、500m以下ではその傾向がとくに著しい。

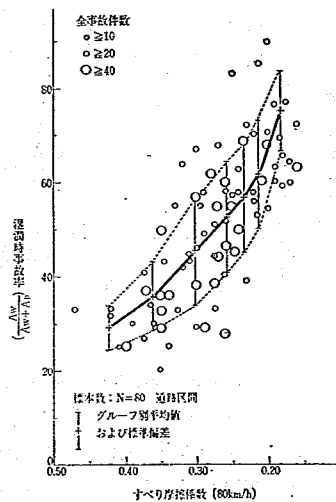


図-11 ドイツの幹線道路における湿潤時事故率とすべり摩擦係数との関係

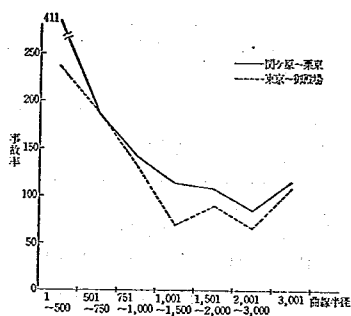


図-12 円曲線の半径と事故率

また、クロソイドのパラメーターと事故率との関係を示したものが(図-13)である。

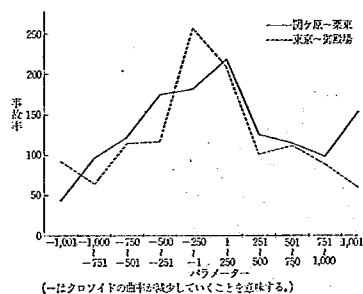


図-13 クロソイドパラメーターと事故率

パラメーターが250 m以下の区間で事故が著しく高い。また750 m以上では定性的な傾向は読みとれない。

b) 縦断勾配と事故率

縦断勾配と事故率との関係は(図-14)で、事故の発生は急な下り勾配で極端に高く、とくに下り4%以上の区間では急増している。

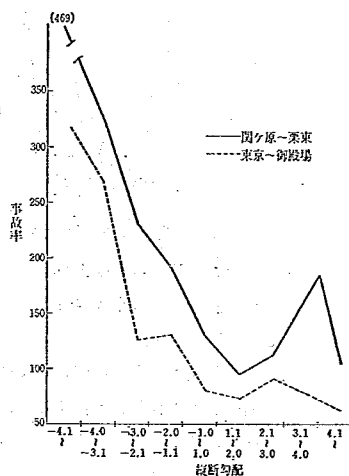


図-14 縦断勾配と事故率

図-14 縦断勾配と事故率

c) 平面線形と縦断線形の組合せ

(表-4)は線形条件別の事故発生数を示したものであるが、左カーブより右カーブの区間の事故の方が多く、特に右カーブの下り勾配の事故が多い傾向である。

表-4 東名高速線形別単位距離当り事故発生件数

平	面	右カーブ		左カーブ		直線		
縦	断	上り 勾配	下り 勾配	上り 勾配	下り 勾配	上り 勾配	下り 勾配	全線
事故件数(件/年)		456	654	419	522	61	87	2,199
距離		119.9	116.3	116.3	119.9	14.8	14.8	502.0
件 / km / 年		3.80	5.62	3.60	4.35	4.12	5.88	4.38

(2) 気象と交通事故

全天候時と降雨時の単位時間当りの時間帯別事故の発生状況を示したのが(図-15)である。

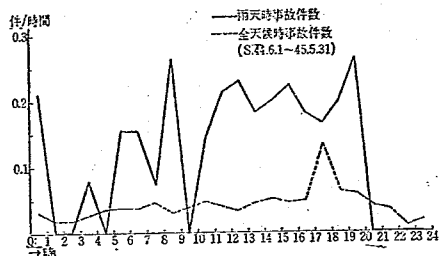


図-15 大井松田～御殿場間降雨時間帯別事故件数

全天候時にはほぼ0.04件/時程度と一定しているが、雨天時の事故は時間により変動が激しく、昼間は全天候時の同時刻のそれに比し4~5倍程度となっている。

(3) 交通量と交通事故

時間交通量とその時の事故件数との関係を示したのが(図-16)で、交通量延べ時間曲線と事故曲線を比較すると、交通量の比較的小さい1000台/時ぐらいまでは、ほぼ交通量に比例して事故の発生件数が増加し、1750台/時以上では交通量の増加割合より事故発生割合の方が大きい。

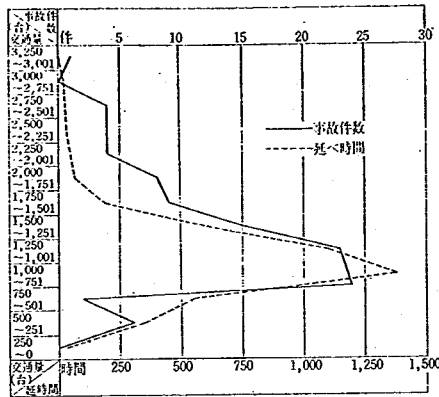


図-16 京都南I.C～茨木I.C間交通量延べ時間曲線と事故曲線

3. 交通事故解析手法について

交通事故は前述のとおり、極めて複雑・多様な要因を有しているため、その資料の収集、解析についても現在のところ、まだこれといった決定的な方法が確立されていない。多くは、前記したように、その中から少数の要因を取り出し、その相関を検討している段階である。しかし、多くの要因多重相関を同時に試みても、その結果具体的な対策に結びつきにくいきらいがある。

しかし、一般には、それらの要因の特性を十分検討するにはデータ量、質の不足している場合が多いことが、この種の研究の悩みである。それだけに、体系づけて収集されたデータをより多く収集することが、是非必要である。

そして、とくに一般道録の事故解析に当ってはデータ収集当初から次の事項に留意する必要がある。

- (1) 地点的に発生する事故と区間的に発生する事故を分類して解析する。
- (2) 交差点と単路部を分類して解析する。
- (3) 人対車両・車両相互・車両単独の事故原因が異質である場合が多いので、これを分類して解析を試みる。
- (4) 道路構造の組合せに応じた分類を行なう。

なお、統計解析手法の開発に待つところが大きいことは言をまたない。

4. 現地診断のポイント

- (1) 事故の発生状況について十分把握する。

(事故類型、発生時刻、天候、被害状況、過去の当該地点付近の発生状況)

(2) 事故付近の道路要素、交通条件、沿道状況等について把握する。

(道路幅員構成、線形、視距、舗装種類、施工時期路面乾湿状態、交通量、沿道利用状態、道路等の被害状況)

(3) 上記の記録を整理保存する。

(4) 対策は出来れば総合的なものとし、事後その効果を確認すること。

5. 参考資料

交通安全事業実務必携 P. 158 ~ P. 244

全国加除法令出版

交差点交通事故分析

片倉正彦

平面交差点の計画設計

交通工学研究所

交通安全施設効果調査(その6)

交通工学研究所

交通事故と道路要因との関係について

48年度 建設省技術研究会

道路要素を原因とする交通事故の解析

高速道路と自動車 1973. 8

都市間高速道路の事故と問題点

高速道路と自動車 1973. 8

なお、交差点の改良例集を近く土木研究所資料としてまとめる予定である。

(交通安全研究室)

1.2 交通公害に関する問題点（交通騒音、振動、大気汚染）

（主 旨）

1) 交通騒音、振動について

1. 新設される道路の計画については、車輛の交通容量が設計の基本となっているが、これは環境基準を考慮していない交通容量であり、環境基準に対しての設計基準交通容量は、輸送能力の限界をかなり下廻ると考えられる。

しかも、開発が進行している現時点では、道路の計画に対する地域住民の公害意識も強く、交通規制や沿線設備の改善に充分適応する計画が、必要であるが、今後の環境基準に適合する設計交通容量の限界指針を設ける事が必要と考えられるが如何か。

（以上騒音に対する質問）

2. 交通振動については、明確な規制基準がない現状ではあるが、一方では、その身体的不快感覚、物的損傷（建造物が主体）に対する判断が国内的にも統一されようとしている。したがって交通振動の評価に対し、騒音規制および環境基準なみにある公的な基準、規制の値を試案されるよう希望する。

（東北技術）

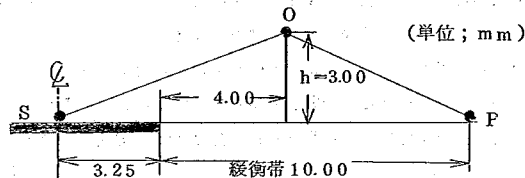
（解 答）

1)

1. 騒音に対して環境基準に適合する設計交通容量の限界指針を設けることが必要と考えられるというご意見であるが、このような考え方の限界指針を設けることは、非常に困難であると思う。

例を第3種第2級の道路について検討すると、以下のとおりである。

- 道路の区分：第3種第2級
- 地域の地形：平地部
- 車 線 数：2車線
- 設計交通容量：1,110 台/時/2車線
- 設計速度：60 Km/h
- 大型車混入率：15%
- 幅員構成



今、塀のない場合、10mの緩衝帯の端の点Pの騒音レベルの中央値を L_M とすると、

$$L_M = PwL - 33 + 10 \log_{10} \frac{N}{60} - 10 \log_{10} l$$

$$\begin{aligned} PwL &= 0.2V + 84 + 10 \log_{10} (a_1 + 2a_2 + 10a_3) \\ &= 0.2 \times 60 + 84 + 10 \log_{10} (0.85 + 10 \times 0.15) \\ &= 100 \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} L_M &= 100 - 33 + 10 \log_{10} \frac{1.110}{60} - 10 \log_{10} (13.25) \\ &= 100 - 33 + 13 - 11 = 69 \text{ ホン(A)} \end{aligned}$$

この結果、「騒音に係る環境基準」の「A地域のうち2車線を有する道路に面する地域」の昼間の基準値55ホン(A)よりも14ホン(A)超過している。

したがって、提案されているように55ホン(A)に適合する設計交通容量を求める、つまり、14ホン(A)下げるためには他の道路および交通条件が変わらないとすれば、Nを1/2.5としなければならない。このように、環境基準に適合する設計交通容量の限界を定めることは、道路計画上、全く考えられないことと思われる。

そこで、図のように、緩衝帯の中に高さ3mの遮音塀を建てると、その減音効果は約15ホン(A)となり、P点の騒音レベルの中央値は環境基準を満たすことになる。

ただし、この場合、塀の減音効果は塀の外側から回り込む音はないものという前提で求めている。

2. 交通振動に対する基準、規制の値については、現在、中央公害対策審議会で検討中である。
(交通環境研究室)

(主 旨)

Ⅱ) 大気汚染について

1. 大気汚染調査は現状は実態の把握が目的であるが、更に一歩進んで道路管理上から、その規制値等がオーバーしたとき、具体的にどのような対策を考えるべきか(例えば、交通規制等)その基本的な考えについて御教示願いたい。
(東北技術)

(解 答)

- Ⅱ) 大気汚染について、現在、環境基準が設定されているのは、二酸化いおう、一酸化炭素、浮遊粒子状物質、二酸化窒素、光化学オキシダントである。

また、大気汚染防止法施行令第11条で定められているのは、いおう酸化物、浮遊粒子状物質、一酸化炭素、二酸化窒素、オキシダントである。

大気汚染防止法第23条では、都道府県知事は都道府県公安委員会に対し、道路交通法の規定による措置をとるべきことを要請するものとする。と規定されている、騒音規制法第17条にある、都道府県知事は道路管理者に意見を述べるができるという規定に該当するものはないようである。
(交通環境研究室)

1.3 道路交通騒音防止対策について

(主 旨)

道路交通騒音の防止対策については、総合的に解決していかなければならないと思いますが、当面病院、学校等を対象として騒音防止施設を設置する必要があると思いますので、対策の一方である遮音壁について其の構造設計について具体的にご教示願いたい。

出来れば、構造設計基準の作成をお願いしたい。

又、その他の対策法についても御教示願いたい。

(岩手工専・酒田工事)

(解 答)

1. 遮音壁の防音効果については、塀が無限に長い場合、

$$\Delta L_r = 10 \log_{10} \left(0.2 + \frac{2\delta}{\lambda} \right) + 9 \quad \text{ホン(A)}$$

で求めることができる。

ここで

δ = 音の行路差 (m)

λ = 波長 (m)

2. 遮音壁の構造設計基準については、現在、現場実験を終えて、その資料を整理中であり、近く基準(案)の検討に着手する予定である。
3. その他の対策法については、

- (1) 道路の構造を盛土、切土、高架、掘割等にすること。
- (2) 緩衝地帯をとること。

などがある。

1については

土木研究所資料第707号：遮音壁に関する基礎的研究、昭和46年12月

道路1972年9月号：遮音壁の防音効果

3については

土木学会誌1973年8月号：道路交通騒音の防止技術等を参考とされたい。

(交通環境研究室)

2 舗装に関する問題点

2.1 最適アスファスト量検討のための締固め回数

(主 旨)

マーシャル試験はアスファルト量 6.0～8.0%の範囲を 0.5%間隔で 5 点行った結果を下図に示したが、本工事のマーシャル性状の規格、施工性および混合性等を考慮して基準アスファルト量を 7.5% (50 回) とした。しかし、有効空隙から検討すると、マーシャル供試体の突固め回数が 50 回×2 の場合、有効空隙は普通のアスファルトコンクリートで最低 1.5% は必要であり、2～4% を考えるのが一般的であると言っている。

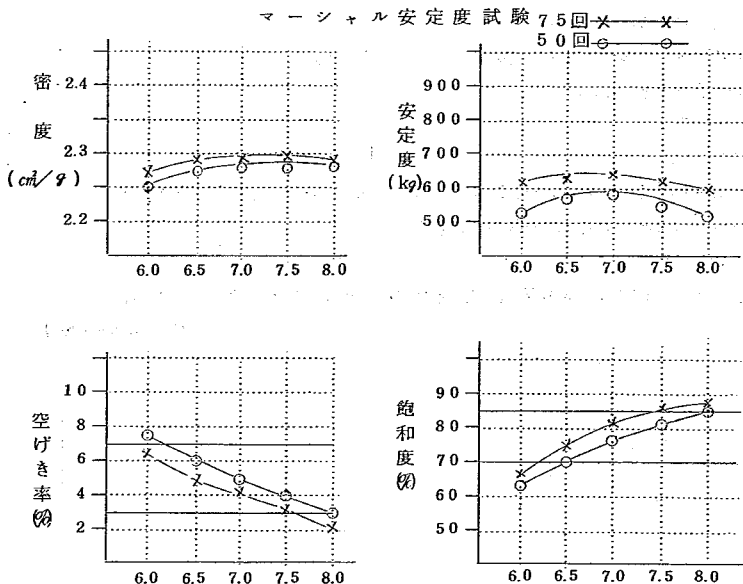
(Sanderegger 氏)

今回の試験結果から、(図) 中央アスファルト量 7.5% として有効空隙を計算すれば 1.8% となって満足するが 2～4% には満たない。

75 回の場合は 7.0～7.2% として有効空隙は 2.1% となる。

現在、オーバーレイする場合、転圧終了後 1 時間程度で交通開放する (施工時の気象条件にもよるが) 場合は 75 回で試験をし、アスファルト量を検討した方がよいと考える。

(仙台工事)





昭和42年にアスファルト混合物の材料と配合を検討する目的で行なわれた幕張試験舗装の調査結果の一部を図-1に示す。きわめて常観的な結論であるが、表層のわだち掘れは、混合物中の粗骨材量、0.6 mm フリ通過量、アスファルト量、アスファルトの針入度などの影響が顕著で、アスファルト量を平均0.5%減らす効果は、アスファルトの針入度40~60のものを用いた場合にはほぼ相当することがわかる。



塑性流動を防止するためにはアスファルト量を減らすことがひとつの方法であるが、75回を採用すれば、アスファルト量は0.3%前後減ずるので、アスファルト量を減らす妥当な手段として検討すべきである。

なお、幕張試験舗装での施工直後のコア密度とマーシャル密度を図-2、表-1で比較した。この場合についていえば、75回を採用する方がより合理的であろうと考える。

(舗装研究室)

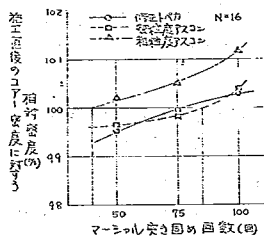


図-2 コア密度とマーシャル密度との関係

表-1 施工直後および供用2ケ年のコアの密度と等しいマーシャル突き固め回数

混合物の種類	施工直後のコア密度と等しい回数	供用2ケ年のコア密度と等しい回数
密粒度アスコン	85	150以上
修正トベカ	75	150以上
粗粒度アスコン	40	150以上
平均	67	150以上

(幕張試験舗装関連資料)

2.2 舗装面の破損防止工法と破損箇所の処理方法

(主旨)

重車両と交通量の増大等により、舗装面に轍、流動の現象が多く発生しているが、これらを防止する舗装タイプ及び発生した箇所の処理方法を御教示願いたい。

(酒田工事・湯沢工事・郡山国道)

(解答)

幕張試験舗装の観測結果からもわかるように、塑性流動を起しにくい混合物とは次のようなものである。

1. 粗骨材量が多い。(2.5mmフルイ通過量が少ない。)

2. アスファルト量が少ない。
3. アスファルトの針入度が低い。(アスファルトがかたい。)
4. 0.6 mmフルイ、0.074 フルイ各通過量があまり多くない。

最近、ゴムや合成樹脂類あるいは、石綿(アスベスト)などを少量添加して流動抵抗を高めようとする試みがある。実際路面でのそれらの効果は十分わかっていないが、室内ホイールトラッキング試験で比較した1例(表-1)では、粗骨材量を増す効果は特殊な材料を用いる効果以上に期待できることがうかがわれる。

なお、ホイールトラッキング試験によって実際路面での流動性のある程度予測しうる事が認められており、動的安定度(D.S)が2000~3000日/mm以上であれば、重交通道路でも高い流動抵抗を示すことが予想される。

しかし、混合物としては流動抵抗の高い粗粒度アスコンも施工直後の締固め度が低く、初期(累積大型車交通量100,000~200,000台)のわだち掘れ量を大きくする原因になっている。初期わだち掘れ量の含体に占める割合は大きく、これを低くするためには、十分な締固めを行なうことが肝要である。OECDの塑性流動に関する研究集会での結論のひとつに、施工時の締固めを十分にすべきであるとする意見が取り上げられるようとしていることを見ても締固めの重要性がうなづけよう。

当面の方策としては次のことが考えられる。

1. 密粒度または粗粒度の混合物で、比較的粗骨材量が多く、0.6 mm, 0.074 mmフルイ各通過量のあまり大きくないものを採用する。
2. アスファルトは40~60または60~80を用いる。
3. マーシャル試験で75回の締固めをとる。
4. 施工時の締固め度を100%とする。

流動を生じた個所には上述のような流動抵抗の高い混合物でオーバーレイを施す。流動の徴候が見えて、ただちに開粒アスコンを3 cm厚程度に舗設して予防的な効果があったといわれる。薄層のオーバーレイによって応力条件、温度条件がかなり緩和されることによるものと思われる。隆起の甚しい場合には適当なカタ類で不陸をあらかじめ整正しておくのが望ましいであろう。

タイヤチェーンによる摩耗が予測される箇所では、混合物の選定は別途考慮しなければならない。(舗装研究室)

表 1 各種添加剤などの効果

因 子	割 合	混合物	効果の程 度	因 子	割 合	混合物	効果の程 度
2.5mmPass 58%に対して	43%	密粒度	○	チップインク量 5号碎石	6.1kg/m ²	修 正 トベカ	○
"	28%	粗粒度	*	"	9.1 kg/m ²	"	△
0.6mmPass 28%に対して	18%	密粒度	○	"	12.2 kg/m ²	"	△
0.074mmPass 8%に対して	4%	密粒度	○	"	6.1 kg/m ²	密粒度	*
クイラー中に占める セメント、消石灰量	25%	密粒度	△	"	9.1 kg/m ²	"	**
"	50%	"	△	"	12.2 kg/m ²	"	**
"	70%	"	△	チップインク量 6号碎石	4.8 kg/m ²	修 正 トベカ	△
アスファルト量 OACに対して	-0.3%	密粒度	*	"	7.1 kg/m ²	"	□
"	-0.6%	"	**	"	9.4 kg/m ²	"	□
"	-0.3%	粗粒度	*	"	4.8 kg/m ²	密粒度	△
"	-0.6%	"	**	"	7.1 kg/m ²	"	□
ローデックス量 ストレートに対して	25%	密粒度	□	"	9.4 kg/m ²	"	□
"	33%	"	*	バインダーの針 入度 80~100 に対して	40~60	密粒度	*
ガムファルト量 ストレートに対して	33%	密粒度	○	効果の程度 D. S ○ 0 ~ 200 △ 200 ~ 500 □ 500 ~ 1000 * 1000 以上 ** さらに増すもの			
樹脂量, ストレートに対して	20%	密粒度	*				
"	33%	"	**				
骨材の温度 160℃に対して	190℃	密粒度	△				
"	220℃	"	□				

- 注) 1. 各種混合物の粒度はアスファルト舗装要綱粒度範囲の中央である。
 2. OAC (最適アスファルト量) はマーシャル試験によって求めたもの。
 3. バインダーの針入度は80~100に対してである。

2.3 橋面舗装の方法

(主 旨)

橋面舗装をAS舗装で計画する場合、通常トベカ厚5cmで計画されているものが多く、施工の段階で転圧作業に難点があること、又、下が鋼性体のため繰返荷重により殆んど橋面舗装がコルゲーションをおこなっている。橋面舗装の方法を教示願いたい。

(湯沢工事)

(解 答)

橋面舗装については、アスファルト舗装要綱に簡単な記述があって、コンクリート庄版の不陸の影響を考慮して厚さは5~8cmが望ましいとしている。通常80mmを超えることは少なく、2層仕上げとすれば不陸整正の基層40mm、表層35mmの合計75mmの設計例がある。鋼庄版の場合には基層40mmにグースアスファルトを用いるのが通常のものである。コンクリート庄版の場合には表面仕上げが平坦に行なわれてさえあれば、密粒度、修正トベカなどによる一層仕上げも不可能ではない。

トベカのような細粒の混合物はできるだけ薄層の方が転圧も容易で、後の流動のおそれもない。やむを得ず耐摩耗トベカを用いようとする場合は、必要があれば不陸整正層として粗粒度の4cmを予め舗装し、トベカを厚3cm程度に舗設する構成が考えられる。(舗装研究室)

2.4 コンクリート舗装のオーバーレイの施工法

(主 旨)

一般国道13号栗子国道で温水ロードヒーティングを施工した場合上記工法を実施したが、クラックが多く発生した原因は施工時期、材料、配合、施工方法等考えられるが、下記の点について質問したい。

1. 舗装目地の構造及び仕置について

2. 新設舗装を打設する際、在来、コンクリート舗装面の処理(打継ぎ目)をどうするか。

(タックコート処理(密着すべきか、又は縁を切るか))

3. 鉄網の挿入位置について

(福島工事)

(解 答)

高速道路調査会：コンクリート舗装の施工に関する検討報告書昭和46年2月より抜粋したものを下記に示す。

コンクリートによるコンクリート舗装のオーバーレイは意外に多い。今回の海外視察で最初に走ったアウトバーン、ハンブルク〜ハノーバ間で厚さ18cm、鉄筋量0.7%の連続鉄筋コンクリート舗装によるオーバーレイ(施工済み)を見た。

この場合旧コンクリート版に段違いが生じたところにモルタルをつめた以外は何もしていないとのことである。

連続鉄筋コンクリート舗装によるオーバーレイとは随分ぜいたくな気がするが、それでも既

存コンクリート版をこわして下からつくり直す方法に比べれば工費もやすく、工期もかえって短かいくらいであるから、高さに制限がある場合にはこの方法も十分考慮の対象になろう。

コンクリートによるオーバーレイの一般的な方法をCEMBUREAU（ヨーロッパセメント協会）のレポート（1969）から抜き書きすると次のようである。

アメリカの30年の経験、ベルギーの10年の経験、スイスの3ヶ所の経験などによる成功例を要約すると次の3つの何れかがよい。

- a) 旧コンクリート版の上に絶縁層をおいて、目地間隔10～12mの鉄筋コンクリート版を打つ。
- b) 旧コンクリート版の上に絶縁層をおいて、目地間隔6mの無筋コンクリート版を打つ。
- c) 旧コンクリート版の上に接着剤を塗って目地間隔6m以下の鉄筋コンクリート版を打つ。

打ち換えの場合の工費を100とするとa, b, c各工法の工費は通常78, 71および61くらいの割合である。

接着剤を使う場合、新しいコンクリート版の厚さは15cm以上とし、次式で求める。

$$hr = \sqrt{h \cdot 1.87 - ch^2}$$

hr: オーバーレイ厚さ (cm)

h: 新設の場合の必要厚さ (cm)

h': 現在の版厚 (cm)

c: 係数 1 現在非常に良好

0.75 隅が欠けたり一部にヒビワレがある場合

0.35 亀甲状ヒビワレがはいつている場合

目地間隔は旧コンクリートを考えてきめる。たとえば旧10mを新5mとする。新しい目地はスリッバーを使う。旧の膨張目地をめぐら目地にしてもよい。縦目地はタイバーを使う。施工は旧コンクリートを清掃し、必要に応じてアンダーシールしたのち、できるだけ固練りのコンクリート（普通の舗装用に同じ）を十分に締固めてから十分に養生する。

絶縁層をおく場合、コンクリート版の厚さは最小15cmとし、

$$hr = \sqrt{h^2 - ch^2}$$

絶縁層は常温施工式サンドアスファルトか2～8mmのタールマカダムとする（結合材は4.5～5.5%）

旧コンクリート版は必要に応じてアンダーシールするだけでよい。

なお、このレポートによると部分的な沈下、スパイクタイヤによるわだち掘れ、薬剤による損傷などに対しては、つまり1cm以上5～6cm以下のオーバーレイに対しては接着剤を使ったオーバーレイがよいとしている。

必要に応じてアンダーシール、目地の手直し、

旧コンクリート版表面の清掃、

よい接着剤（2cm以下のときセメントペースト、2cm以上のときモルタル）

$$\text{よい配合} \left(\begin{array}{l} \text{例1} \quad 2\text{ mm以下の砂 } 1500 \text{ kg/m}^3 \quad \text{セメント } 400 \text{ kg/m}^3 \\ \quad \quad \quad w/c = 0.35 \sim 0.40 \\ \text{例2} \quad 8 \sim 4 \text{ mm} \quad 1150 \text{ kg/m}^3, \quad 4 \sim 2 \text{ mm} \quad 525 \text{ kg/m}^3, \\ \quad \quad \quad \text{セメント } 500 \text{ kg/m}^3, \quad w/c = 0.35 \sim 0.40 \end{array} \right)$$

コンクリート温度 $10 \sim 20^\circ\text{C}$

供用開始 72 時間後

このCEMBUREAUのオーバーレイ厚計算式はアメリカ航空宇宙局の提案を修正したもの
のようである。

なお、スイスではプレストレストコンクリート（ポストテンショニング）でオーバーレイし
た区間が5ヶ所あるとのことである。ドイツの連続舗装より徹底しており、場合によっては案
外有利かもしれない。

2.5 舗装の打換に関する調査方法及び工法の採択基準

（主 旨）

軟弱地盤の低盛土道路（市街地も含む）に於て、オーバーレイ修繕工事等の場合、舗装版
のクラックの状況、或いは交通荷重の振動状況から打換が必要と思われる場合、局部打換に
すべきか、一定区間打換にすべきか、判断に迷うことがある。これに対する調査方法及び工
法の採択基準等について御教示願いたい。（磐城国道）

（解 答）

コンクリート舗装の修繕に関する一般論は次のとおりである。

1. コンクリート版のヒビワレ度と凹凸量によってオーバーレイか、または打換えかのおよ
よその判断ができる。
2. 詳細調査が可能な場合は表-1にもとづいて修繕工法の採択ができる。
3. 在来舗装の構成、材料などについての資料が入手できない場合はオーガボーリング（50
～100 m間隔）などによって新たに調査し、確認しなければならない。

質問の箇所ではタワミ量測定が行なわれているので、その延長方向の分布図から、ボーリ
ングの位置や打換え区間の延長のおよよその見当がつけられる。

打換えを採択した場合、地下水面は原則的に路床面以下になければならないので、水位の低
下が困難な場合は路面のかさ上げまたは、良質材料による路床の置換えが必要となろう。いず
れにしても設計CBRは1.0以下であるから路床面以下約1 mの置換えは必要である。

置換えのための掘削が困難な場合は、総厚をできるだけ減ずるために路盤のセメント安定処
理層を厚くし、主としてその締固めのためのワーキングテーブルとして据てコンクリート層を
打設するなどの構成が考えられるが、それらの厚さ決定のための明確な手法はない。

（舗装研究室）

表-1 詳細調査にもとづく処置方法の適用範囲(コンクリート舗装)

(日本道路協会)

状 況	タンク別	A	B	C
	処 置	日常の維持修繕	オーバーレイ	オーバーレイ 又は打換
設 計 条 件 (長さ)		充 分	不 充 分	不 充 分
ヒビワレ度 (cm/m^2)		5 未 満	5 ~ 20	20 以上
クラックの進行状況 (mm)		非 進 行	進 行	進 行
クラック口の開きの大きさ (mm)		1.0 未 満	1.0 ~ 5.0	5.0 以上
沈 下 量 (mm)		0.5 未 満	0.5 ~ 0.9	0.9 以上
摩 耗 量 (mm)		5 未 満	5 ~ 15	15 以上
段 差 (mm)		5.5 未 満	5.0 ~ 10.0	10.0 以上

2.6 アスファルト抽出試験の評価について

(主 旨)

東北地建では、アスファルトの抽出試験は、ソックスレー法に規定して、管理、監督、検査を行っているが、現在かなり精度の良い遠心分離器があることから、一連の比較試験を行った。此の結果から判断すると、ソックスレー法に比較して、十分な抽出精度と考えており、今後抽出方法として、ソックスレー法と併せて、此の機種による遠心分離法を採用する方向で進めているが、本遠心分離と成果に対する評価並びに御意見を伺いたい。又全国的な傾向としてアスファルト抽出試験についても承りたい。

またこれらの方法以外に適当な方法があれば御教示願いたい。(東北技術・郡山国道)

(解 答)

アスファルト抽出試験法の精度の比較を行なった結果では同一混合物(ファイラー3.4%, アスファルト4.8%)の10個のサンプルについて求めたアスファルト量の標準偏差は、遠心分離法0.5, 振とう法0.2, 加熱法(ソックスレーに同じ)0.2, 焼却法0.3であった。ただし、遠心分離法に加圧濾過を併用するときは0.3に改善される。

どの試験法を取るかは単に精度だけの問題ではなく、装置のコストや試験に要する時間なども考慮に入れなければならない。品質管理試験として利用して短時間に結果を出したいときは、ソックスレーよりも遠心分離を採るのが一般であり、検査のためには少々時間はかかっても比較的簡便なソックスレーが適当であろう。

遠心分離、ソックスレーにもいくつかの問題点はある。遠心分離ではフィルターリングと蓋との接触面から流出するファイラー系によって誤差が生じ、そこで全濾液を加圧する方法を併用しているが、操作が面倒であり、溶剤との接触時間もながい。ソックスレーでは時間がかか

ることと同簡薄紙の品質にバラツキが大きいことであろう。

これらのほかにいくつかの試みはあるが、代るべきものは今のところない。わが国では一般的ではないが、イギリスをはじめとするヨーロッパ諸国で利用している振とう法は装置は高価になっても簡便で試験時間も短く、そのまま導入しても利用価値があるように思われる。

(舗装研究室)

文献：松野三朗 アスファルト混合物の抽出試験法 土木技術資料 Vol 2. No. 5

昭 3 5 - 5

2.7 舗装補修のあり方について

(主 旨)

舗装新設後、耐用年数までの各年度における破損率と補修金額についての実験データか、調査データがあれば資料をいただきたい。

(青 森 県)

(解 答)

過去に行なわれたアスファルト舗装の供用性の調査は昭和40年前後に建設省技術研究会で行なったものと地方道課を中心に簡易舗装に関して行なったものがある。舗装の破換状況は主として路面のひびわれ率で表わし、ひびわれ率に及ぼす様々な要因の影響を検討した。その結果、供用年数と交通量をこみにした累積交通量、路面たわみ量、表層や路盤の工種などの影響が認められた。路面たわみ量の水準ごとと累積交通量とひびわれ率との関係を示したものが図-1である。

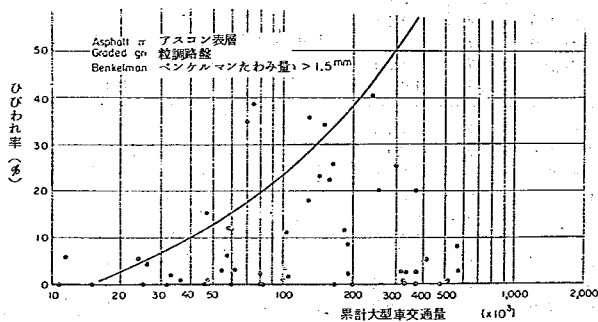


図-1 国道および簡易舗装道路におけるひびわれの発生状況

図中の曲線はおおよそ90%の点を包絡するものであるが、もし、10~20%きざみにこのような曲線がえられれば、補修計画を樹てるうえで参考となろう。国道に関しては、供用年数ごとのひびわれ率区分とその割合は表-1のようである。また、ひびわれ率と修繕工法との対応は図-2とするのが現在の一般的な考え方である。

表-1 供用年数とひびわれ率の関係

供用年数	ひびわれ率(%)	個数	割合(%)	ひびわれ率(%)	個数	割合(%)
0~2	0~5	71	94.6	10未満	73	87.3
	5~10	2	2.7	10以上	2	2.7
	10~20	2	2.7			
	20以上	0				
	計	75	100.	計	75	100
2~3	0~5	36	73.5	10未満	44	89.8
	5~10	8	16.3	10以上	5	10.2
	10~20	3	6.1			
	20以上	2	4.1			
	計	49	100	計	49	100
3~4	0~5	16	50.0	10未満	22	68.7
	5~10	6	18.7	10以上	10	31.3
	10~20	6	18.7			
	20以上	4	12.6			
	計	32	100	計	32	100
4~5	0~5	40	63.5	10未満	47	74.6
	5~10	7	11.1	10以上	16	25.4
	10~20	10	15.9			
	20以上	6	9.5			
	計	63	100	計	63	100
5~6	0~5	21	51.2	10未満	27	65.8
	5~10	6	14.6	10以上	14	34.2
	10~20	7	17.1			
	20以上	7	17.1			
	計	41	100	計	41	100
6~7	0~5	3	11.5	10未満	11	42.3
	5~10	8	30.8	10以上	15	57.7
	10~20	9	34.6			
	20以上	6	23.1			
	計	26	100	計	26	100
7以上	0~5	0		10未満	2	40
	5~10	2	40.0	10以上	3	60
	10~20	2	40.0			
	20以上	1	20.0			
	計	5	100	計	5	100

道路局地方道課では、この種の問題点に関連した資料の収集を行なっているが、愛媛県の例では地方的な条件を考慮して調査の結果、図-3に示す曲線を得ており、これより今後の簡易舗装維持修繕の方向を考察した結果、施工後4年経過後に現場条件によって3~5cm厚のオーバーレイを全面に施工し、高級舗装と同等以上の耐用年数を期待しようとしている。

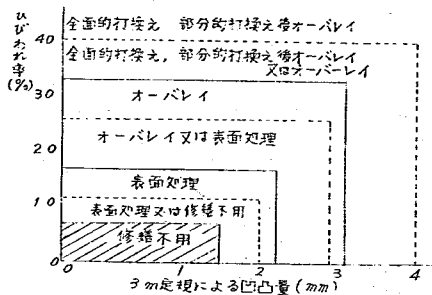
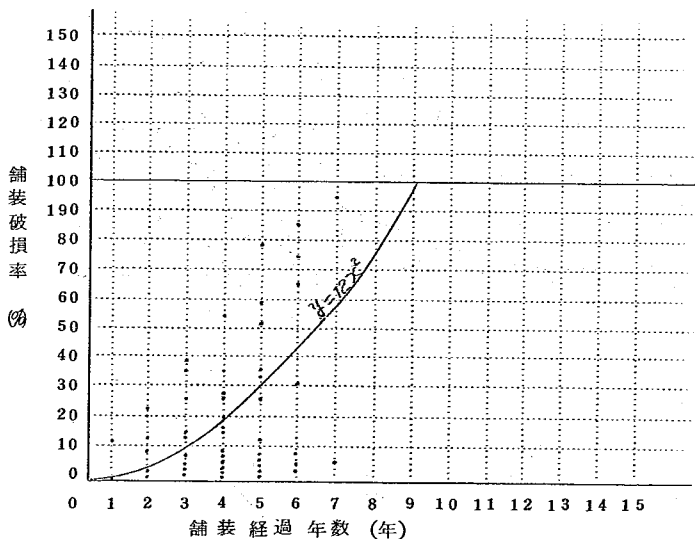


図-2 アスファルト舗装の修繕工法選択基準

(日本道路協会：道路の維持修繕に関する技術基準(案) 昭45年3月)

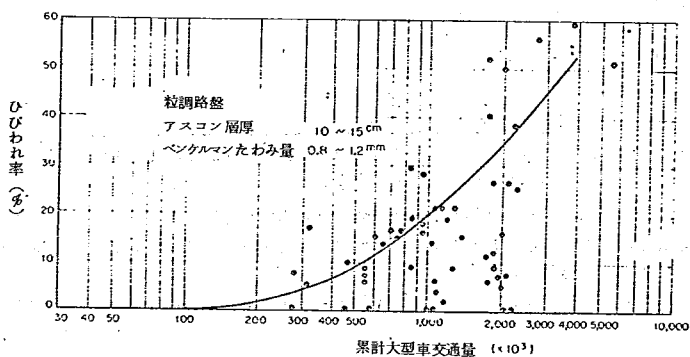
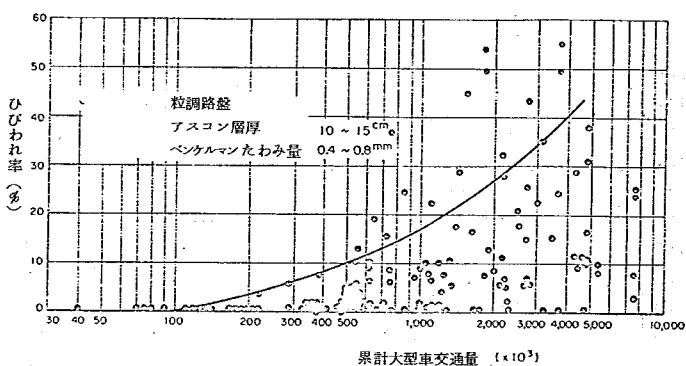
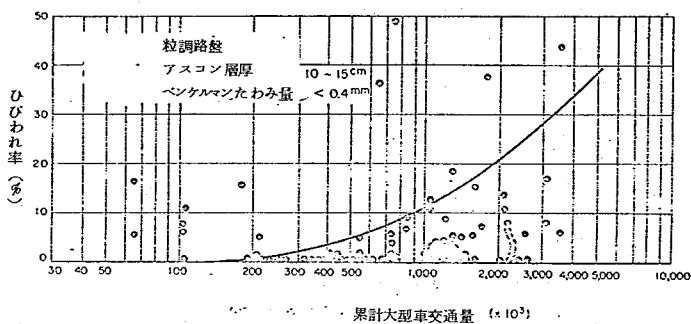


備考1. 本調査資料は、昭和39年度より施工された特殊改良回連事業のアスファルト簡易舗装より、各年度ごとに1工事当りの調査対象延長300mを選定し、施工翌年度より毎年調査したものである。

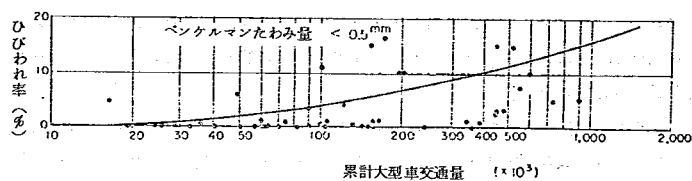
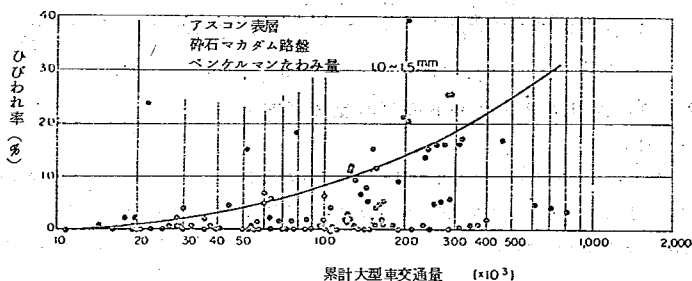
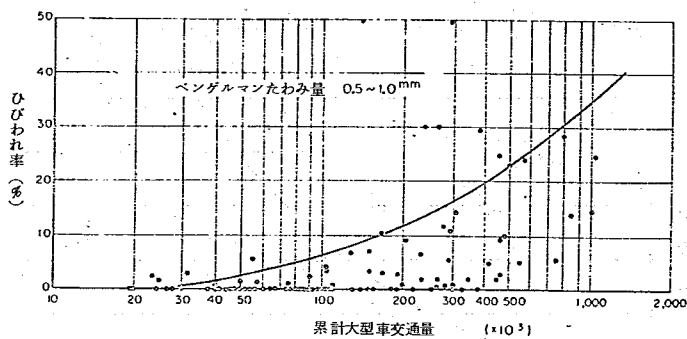
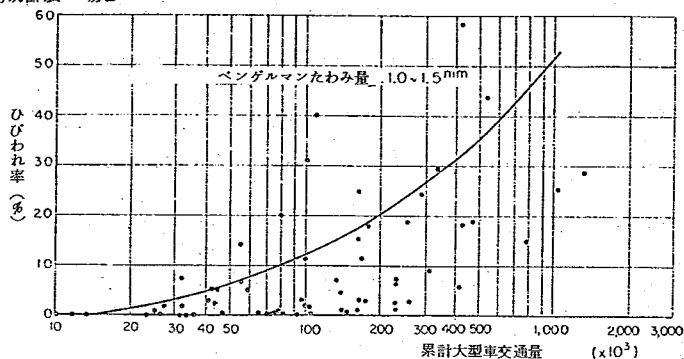
2. 本調査箇所は、施工経過年数5年で1箇所当り平均2回のシールコードによる補修を行なっている。(愛媛県)

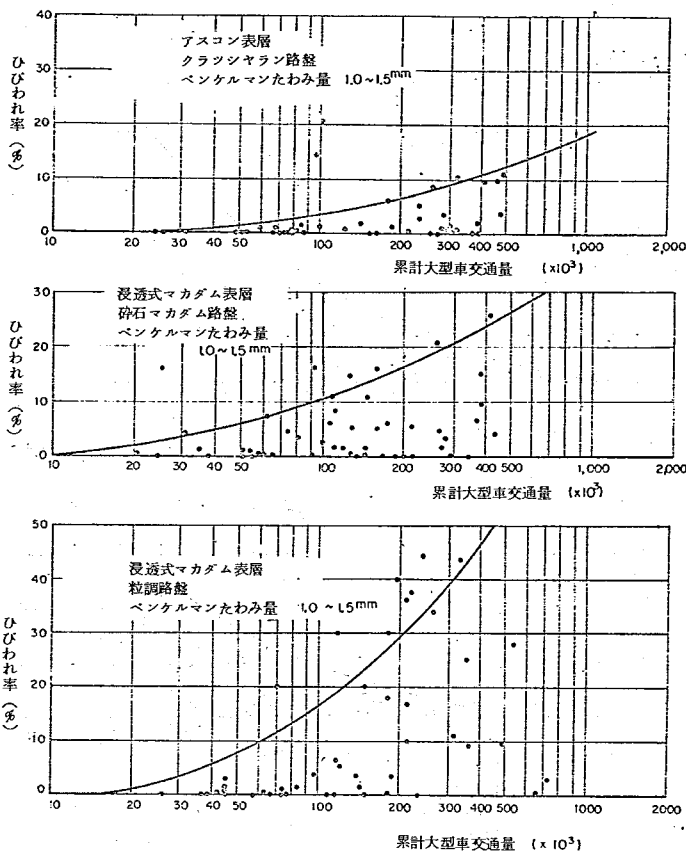
図-3 舗装破損曲線

(1) 国道の場合



(2) 簡易舗装の場合





2.8 ゴム入りアスファルトのゴム量確認方法

(主 旨)

アスファルト舗装のすべり止め等の目的でゴム入りアスファルト或いはゴム添加アスファルトを採用した場合、ゴムの混入量を確認する方法について、化学的試験等適当な方法があれば、お教え願いたい。

(企 画 部)

(解 答)

ゴム入りアスファルトには通常3~5%のゴムが混合溶解されている。アスファルト中のゴム分の量は、その後のアスファルトの物性に大きな影響を与えたので、使用に先だってその量的な把握が必要となる。

ゴム分の定量試験としては、ゴム入りアスファルトのレオロジー (Rheology) 的变化を測定して定量する物理的手法のものと、アスファルトに混合溶解されたゴム分が分子中にもつ

不飽和結合が塩化イ素 (I₂) とか、いおう (S) と定量的に反応する性質を利用して定量する化学的手法との大別して2通りの試験法が提案されている。

物理的手法として利用されている試験法にはベンソン (Benson) が提案したタフネス (toughness), テナシティ (tenacity) 試験があるが、定量試験として利用するためには、ゴムをブレンドするストレートアスファルトの品質別、ゴムの種類別に検定しておく必要がある。一方化学的手法としては、2, 3のものがあるが、分析化学の要素が入り簡単に試験を行ないにくい面がある。従って簡単に正確にゴム分の定量を行なう方法はまだ決っていないのが現状である。

(舗装研究室)

(参 考)

その1. タフネスとテナシティの試験

アスファルトにゴム分を混合溶解した場合に期待される効果のおもなものは、凝集力および付着力の改善、弾性および衝撃抵抗の改善などである。

このような粘弾的な物性の改善効果をはかる方法として、ベンソン (Benson) が提案しているタフネス (toughness), テナシティ (tenacity) 試験がある。これは、一定大きさの金属半球面を下にして、規定容器の中のアスファルト試料中に押め、一定の温度および速度で引き抜きぬくとき半球にかかる荷重を縦軸に、変位を横軸に記録する試験方法である。

この試験方法によれば、最初金属半球が試料から引き抜かれる時の荷重が高い山の形 (大きい力) で現われ、次にアスファルトが細く伸ばされるにつれて力は急激に減少する。この力の減少速さの差、および曲線のすその引き方は試料の性質によって種々異なっている。

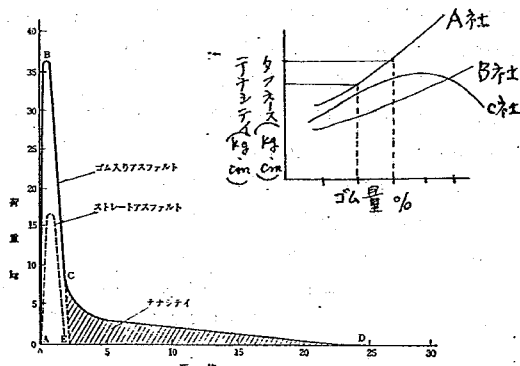


図2.4.5. ゴム入りアスファルトの荷重—変位曲線 (タフネスとテナシティの測定)

注1. タフネスは曲線ABCDでかこまれた部分の面積で表わされる。

注2. CE線はBC線の切線と、横軸との交点で求める。

高い山の部分の面積は、アスファルトが半球をは握しているための抵抗性に対応するもので、これをは握力（タフネス）と呼び、すその部分の面積は大きな変形に対するアスファルト試料の抵抗性、すなわち粘結性に対応するもので、これを粘結力（テナシティ）と呼んでいる。いずれの力も $\text{kg} \cdot \text{cm}$ の単位で表わされる。ゴム入りアスファルトおよびストレートアスファルトにおける試験結果の相違を図 2.4.5. に示す。

試験に使用するテンションヘッド（tension head）および容器はそれぞれ図 2.4.6. に示す寸法のものであること。

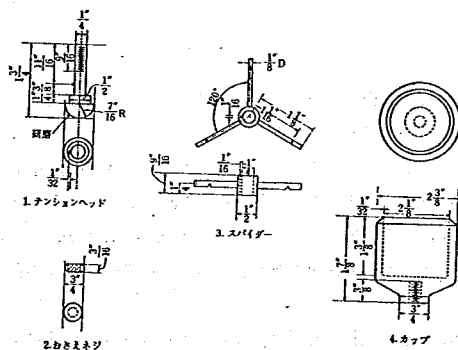


図 2.4.6. タフネス・テナシティ試験器

- (a) 試料を約 82.2°C (180°F) 程度に加熱する。軟化点より少し高い温度になったら、注意深く試料をかくはんし、気泡を、不溶融アスファルトをのぞく。
- (b) 約 50 g の溶融した試料をカップにそそぎこむ。
次にこれにテンションヘッドを正確に 0.95 cm ($3/8$ インチ) までおしこむ。なお、この際、気泡などは絶対に入らないようにすること。
- (c) (b) の試験体を固定した状態で 60 ～ 90 分間空冷する。
- (d) 空冷後、 25°C の水槽中に 60 分 ～ 90 分間放置する。
- (e) その後ただちに試験機にセットして試験を実施する。

試験機は、引張り速度が 50 cm/min の能力をもつもので、かつこの時の荷重—変位曲線を記録できるものであること。試験時の室温は $25^\circ\text{C} \pm 1^\circ\text{deg}$ であることが好ましい。

注 Roads and Streets April 1955 によれば、試料容器は針入度測定用容器を用い、これに 35 g の試料を秤取して、あらかじめ別途に針入度測定を実施し、針入度 (25°C) が 75 以下のアスファルトについては引張り速度は 30 cm/min とする提案がある。

その2. よう素価測定法

ゴム分子はアセトンにほとんど溶解しないこと、およびゴムの不飽和結合がよう素(I)と定量的に反応することを利用した定量試験である。

- (a) ゴム入りアスファルトを10g秤り取りこれを試料とする。試料を容量500mlのビーカーに移し、これに70mlのベンゾールを加えて完全に溶解させる。
- (b) (a)で得たゴム入りアスファルトのベンゾール液に120mlのアセトンをゆっくりかくはんしながら加え、さらにこの溶液を15分程度かくはんする。
- (c) アスファルト分が溶解している溶液を傾斜法によって分離する。
- (d) アセトン不溶遊離分は再度塩化メチレンに溶解させる。
- (e) (d)の溶液は蒸留によって溶媒を除き、100℃で乾燥する。この時の乾燥は2時間以内で完了させること。
- (f) 約0.3g(重量は正確に秤量すること)のアセトン不溶遊離試料を60mlの二硫化炭素(CS_2)と20mlの四塩化炭素(CCl_4)の混液に溶解させる。次に20mlのウィイス液(Wijs)(約1/5Nのよう素溶液)を加える。
- (g) 混合液は20℃の暗室に20分間放置する。
- (h) (g)の操作完了後、よう化カリ(KI)の5%溶液50mlを加えて十分振とうする。その後過剰のよう素を1/10Nのチオ硫酸ナトリウム溶液($\text{Na}_2\text{S}_2\text{O}_3$)で逆滴定を行なう。

よう素価の値は次の式でもとめる。

$$\text{よう素価} = \frac{\text{チオ硫酸ナトリウム液の滴定量 (ml)} \times 0.0127(g)}{\text{アセトン不溶遊離試料(g)}}$$

アセトン不溶ゴム分(もとの試料中のゴム分)は次の式でもとめる。

$$\text{ゴム分量} = \frac{\text{よう素価} - E}{374 - E} \times 100(\%)$$

ここに E: 試料のアセトン不溶分をのぞいた部分のよう素価

(正確な測定がされない場合は一般に42の値を用いる)

k: アセトン不溶解分の全量(g)

注 よう素の定量については、JIS K 3341-1957脂肪酸5.2 よう素価が参考になる。

その3. 固有粘度測定による方法

- (a) アセトン不溶解分にベンゼンを加えて5%溶液とする。
- (b) (a)の溶液の粘度をオストワルド粘度計で測定する。測定温度は25℃とする。固有粘度 ζ SPは次の式でもとめる。

$$\zeta SP = \left(\frac{\text{溶液の粘度}}{\text{溶媒の粘度}} - 1 \right)$$

(c) ゴム分の量は次の式でもとめる。

$$\text{ゴム量} = (\zeta \text{SP} - C) dk$$

ここに C : アスファルト系材料では一定の値 $C = 0.35$

d : ゴムでは一定の値 $d = 3.25$

k : アセトン不溶解分の量 (g)

文 献

- (1) 日本規格協会 : JIS Z 8803-1965・粘度測定方法解説
- (2) 松野三朗, 南雲貞夫, 三浦裕二, 山之口浩 : アスファルト舗装に関する試験法, 建設図書
- (3) 日本規格協会 : JIS K 2426-1970 舗装タール試験方法
- (4) 同 上 舗装タール試験方法. 解説
- (5) 大北熊一, 井上幸彦 : ゴム・接着剤, 日刊工業新聞社
- (6) New Concepts for Rubberized Asphalts Roads and Streets April (1955)
- (7) Estimation of Rubber in Asphalt, Anal. Chem. 26 (1954)
- (8) RRL Specification for Manufacture and Use of Rubberized Bituminous Road Materials and Binders Road Note 36

3 一般土工に関する問題点

3.1 切取法面の処理について

(主 旨)

当事務所管内の112号・月山道路は地質が悪く切取法面の崩落が多く、法面保護工を必要とするが、当地区は国立公園内であるため自然保護の関係上、極力コンクリート構造物は排し、緑化をはからねばならないのでこのような場合の対策工法について御指導願いたい。又集中豪雨による法面崩壊に対する法枠等の処理工法の研究の実状について、おたずねしたい。

(酒田工事)

(解 答)

のり面工を施工する主な目的は、風化、浸食の防止ならびに凍上崩落の抑制であり、コンクリート張工、現場打コンクリートわく工、のり面アンカーのようなり表層部の崩落防止に使われるのり面工を除くと、他ののり面工はすべりや土圧に対してほとんど抵抗できない。したがって土質、地質の悪いのり面の崩落を防ぐにはのり面の安定性について十分検討する必要がある。そのためには、十分な土質調査ならびに地質調査を行ない安定計算の可能なものについて有効応力法に基づく円弧すべりの計算を行なって安定について検討を加えたり、また安定計算が困難な場合には過去の実例(例えば同一条件地域における施工例、崩壊事例)について十分検討する必要がある。その結果にもとづいてのり面配ならびにのり面工を決定する。特に、同一条件の地域で崩壊した例のある場合には、崩壊時の勾配より思い切ってゆるくすることが望ましい。

このようにしてのり面を安定に保つための勾配が決定されたならば、のり面工は山岳道路でしかも国立公園内であることから質問事項にものべられているような植生工が最も適当であると考えられる。山岳道路で、しかも土質も悪いところが多いことから、のり面内の排水には特に留意する必要がある。排水施設が不備であったために崩壊した例も多いので、排水工の設計、施工は入念に行なう必要がある。寒冷地の植生工については、「積雪寒冷地における切土法面について」(日本道路公団)のところでべたので省略する。

わき水のある切土のり面、長大のり面あるいは植生を行なっても表面が崩落するおそれのあるのり面には、コンクリートわく工が一般に用いられる。こののり枠を含めた集中豪雨によるのり面崩壊に対する処理工法の研究は建設省技術研究会で実施したのり面工の実態調査以外は現在のところ実施していない。

実態調査の結果によると、コンクリート枠工などのり面工の安定性は比較的にのり面の安定性の高いところに使われる植生工およびモルタル吹付工に比べて悪くなっている。これはコンクリート枠工が湧水のある箇所や土質、地質の悪い箇所に使用されることが多いためで、これらのことを考え合えると、コンクリート枠工などによる工法もそれなりに効果があがっているといえる。しかし、コンクリート枠工の覆われた箇所をみるとコンクリート枠工の場合、法面の状態に応じて枠内を植生、石詰め、コンクリートにしたりするが、その選定が悪かったり、また枠がしっかりしていなかったためにくずれたと思われる例がいくつかある。したがって、土質、地質条件の悪い箇所にコンクリート枠を施工する際には、限場打ちのしっかりしたコンクリート枠工にすべきであると考えられる。

なお今後、降雨実験などにより集中豪雨による、法面崩壊に対する処理工法の研究を進めたいと考えている。
(土質研究室)

3.2 積積寒冷地における切土法面について

(主 旨)

東北縦貫道、盛岡～青森間に沿って既設切土法面を調査した結果、下記の問題点が判明したので、これに関連した一般的な動向を御教示願いたい。

- (1) 凍結融解による法面後退量が多い。これは土質にもよるが、一冬で数cmを越えるものもある。
- (2) 植生による法面保護だけでは、数年以上の長期にわたる法面安定に疑問が残る。
- (3) モルタルの吹付け、コンクリート吹付け、ロックネット、落石防止柵、張コンクリートなどはその適用について問題がある。なかでも、モルタル吹付け、ロックネットについては適用及び評価を明確にすべきである。
- (4) 法面保護は草本と木本との混播をベースにすることが必要であると思われ、その手法を開発する必要がある。
- (5) 凍上に弱い土質に法枠工を適用すると、工費が多額になるので、法勾配を緩くすることで、これを解消できるかどうか検討する必要がある。

(日本道路公団、技術第三課)

(解 答)

日本道路協会より「のり面工と斜面安定工指針」として 切土のり面に関する指針が昭和47年9月に発行され、のり面工の選定、設計、施工の面で多に役立っている。指針には寒冷地におけるのり面は凍結、融解の影響を受けやすいので現地の条件に合ったのり面の選択ならび設計施工を行なう必要があることはのべられているが、質問事項にのべられているような積雪寒冷地ののり面のみを対象とした適正のり勾配と土質の関係については示されていない。

そこで積雪寒冷地における地山の土質と適正のり勾配の関係およびのり面工の選定方法についての1例を示したものが、参考資料-1である。これは建設省技術研究会で作製した「のり面工選定基準(案)」(昭和46年11月)の一部を抜粋したものである。

次に、積雪寒冷地ののり面工の適用についてのべると次のようになる。

北海道における過去の斜面の被害調査によると、全斜面の被害の70%程度が春先の融雪期に生じていることが報告されている。したがって、斜面内部の水の移動を明らかにし、これを適切に処理することが寒冷地ののり面では重要であるとされている。

1. 植 生 工

植生工は工費が安く、維持が比較的容易でかつ自然美も損わない、たわみ性がよいなどの理由から寒冷地においても広く使われている工法である。しかし、施工する際には耐寒性の強い草種を選ぶとともに、播種した年の生育停止時期までに雪や雨水などによって斜面が損傷を受けない程度までに繁茂できる時期を選ばなければならない。また、芝草の生育基盤である斜面の土質が、水とくみ融雪水などによって軟弱化し、崩壊することのないように措置する必要がある。

ある。特にのり面内の排水に留意しなければならない。

寒冷地における植生を施したのり面の排水および安定に留意し、施工した例をあげると、(1)のり先にふとん籠を積みあげ、のり面全体ののり勾配をゆるくし、ふとん籠でのり尻の崩壊を防ぐとともに、斜面内からの浸透水を速やかに排除できるようにしたもの、(2)のり面からの浸透水がある場所およびおこりやすい場所でしかも凍結深さの大きい地域の、のり面に2段に蛇籠を積みあげたもの、(3)粗朶砕工と植生工の併用によるもの、(4)凍上によって植生面が浮き上り、はく落するのを防ぐために金網で芝草を押さえたもの、(5)融雪期ののり面内の排水のための盲暗渠と帯梢欄で生育地盤を安定させ、植生工を施したものなどがあり、現地ののり面の条件にあった対策工法を施せば、寒冷地ののり面であっても植生工で十分安定を保つことができると考えられる。

2. モルタル吹付およびコンクリー吹付工

吹付工は一般に寒冷地においては凍結膨張や凍上などの被害を受けやすいので、湧水のあるのり面や凍上を受けやすいのり面に使用することは避けるべきである。したがって、湧水がなく、凍上の恐れもなく、しかも他に適切なのり面工が見当たらない場合に採用するのが望ましい。この場合、寒冷地の吹付工の吹付厚は10cm以上とし、鉄網などで補強する必要がある。

質問に述べられている吹付工の評価については現在の明確な解答は得られていない。しかし、モルタル吹付に関する評価については議論する必要性のあることが認識されてきており、近い将来には何らかの結論が出されるものと考えられる。

3. 網工および落石防止柵工

網工は硬岩の切り放しのり面で、しかも落石の恐れのある個所、植生工を行なった軟岩またはレキまじり土砂の切土のり面で、雨水の洗掘などによってレキ岩片の落下が予想される個所に用いられる。

落石防止柵工は、地震または集中豪雨などにより万一落石があった場合に、落石防止網のみでは交通に危険を及ぼすと思われる個所または道路隣接地から転石などの落下が予想される個所に用いられる。

寒冷地では、凍結融解によって落石を起こしやすく、小落石が間断なく続くことがあるので、網工と落石防護柵を併用して、網工で落下速度を減殺させ、落石が防護柵を起えるのを防ぐ工法が望ましいと考えられる。また防護柵の背面のポケットはできるだけ広くとることが望ましい。

次に、植樹工についてのべる。土工指針によると、植樹工は張芝、植生工だけでは崩壊のおそれのあるのり面に植生工と併用して使われる。しかし、植生工だけでは崩壊のおそれのあるのり面の場合、一般には植樹工によらず構造物によるのり面工と植生工とを併用したのり面工が採用されているのが現状である。この原因としては植樹するため苗木が手に入りにくいこと、植樹が大きくなるまでの手入れならびに期間が長いこと、その効果が必ずしも明確にされていないなどの理由があげられる。したがって、これらの点がある程度解決できれば採用してもよ

い工法であると考えられる。

次にのり勾配をゆるくするという問題であるが、用地に問題がなければ、のり勾配をゆるくし植生工のところでのべたような点に留意して施工すればのり面を安定に保つことができると考えられる。

(土質研究室)

参考資料 - 1

注 意 事 項

- i) 蛇かごには一般に鉄線製の普通蛇かごと布とん蛇かごがあり、普通蛇かごは主としてのり表層部の湧水処理、表面排水ならびに凍上防止などに用いられる。
- ii) また、布とん蛇かごは崩壊後の復旧対策工として用いられ、土留用として使用されることが多い。
- iii) 蛇かごの下には砂利のフィルターを置き、土砂が流出しないようにする。

冬期特に寒冷地においては凍結融解によるのり面の崩壊が生ずる。この崩壊の原因は既往の調査によると、その大半が融雪水の地下浸透流が浸出したためと考えられている。

道路の改良工事は降雪、凍結期前(前年)に施工されるために、施工中に切土のり面の湧水状況や地形および地質の状態のみで凍結箇所を想定して保護工を施工するので、翌年度の春に起る凍害対策は充分でないことがある。

1) 調 査

凍害によりのり面崩壊の対策を行なうには、地形・地質状態により、融雪期におけるのり面の浸透水、地下水などの湧水箇所を把握しておく必要がある。

2) 対策工法の選定

凍結融解期に起る地山の含水比増加に伴うせん断抵抗力の低下と、湧水(融雪、浸透水)浸出による崩壊を阻止するため、次の点に留意する。

- i) のり面内部の高含水比化防止の排水工法(暗渠など)
- ii) 融雪水などの表面排水とりのり面保護
- iii) のり面工(枠工など)自体の凍上防止

具体的な対策工法、選定要領は次のとおりである。

- i) のり面内への浸透水の排除のため、暗渠排水工(深さ0.5~1.2m)を設けるとともに、のり面の全面被覆工法(植生工など)を施工すべきである。
- ii) 融雪期におけるのり面の安定が懸念される時、のり勾配の大巾な変更が困難な場合、コンクリート枠工、ドレーネット、蛇籠、布団籠などでのり面のふくれ出し、崩壊を抑える

工法を採用する必要がある。

iii) 硬度、密度、あるいは極端なPHを持つなどの理由で植生の困難なり面に対して、凍害防止のために施工する全面被覆工を行なう場合のコンクリー砕工やふとん籠などの中詰や裏込などに用いる骨材類は透水性や目詰りに充分配慮された粒度の良いものを用いる必要がある。(道路土工指針、土質工学ハンドブックなど参照)

iv) 排水工法の選定については、凍害箇所の水規模などにより、排水深さ、間隔などを適切に決めなければならないが、2～3の例から排水工の勾配を充分にとること、これらの端末処理を徹底して行なうことが重要である。

v) のり肩においてはできるだけ深く(0.5m)ラウンディングを行ない、のり肩部における破壊防止を行なうとともに全面植生を行なうことが望ましい。

vi) 植生工については全面被覆工以外は凍上による被害が見られるので注意を要する。

3) 土質およびのり勾配

i) のり勾配

普通土、砂質土、粘土、火山灰、転石混り土	1 : 1 以上
粘質土	1 : 1.2 以上
岩、レキ、風化岩	1 : 0.3 以上

ii) 工 法

植生可能な土質	1 : 1 以上	種子吹付、マット工、張芝
植生やや困難な土質	1 : 1.2 以上	植生盤
植生困難な土質	1 : 0.8 以上	穴工……凍上の被害多い
	1 : 1 以上	張芝、
		種子吹付+客土+土留工
		砕工……中詰+栗石、コンクリート
	1 : 0.3 以上	ネット工
のり抑え工法	1 : 1 以上	ドレーンネット
		ふとん籠
		蛇籠

iii) のり面排水は1 : 1以上ののり勾配で、盲暗渠、有孔パイプ、表面側溝などで行なうこと。

vi) のり肩にラウンディングを施工すること。

4) 凍害対策工法における工法詳細

i) 盲 暗 渠 工

深さ	0.45～1.30m	敷巾	30cm	有孔管径	5～20cm
切込砂利	50～100%級	間隔	4mの斜又は格子状		

ii) 板柵間隔

1.5～3.0m

5) 主な土質と破壊現象および対策工法

i) 粘 質 土

透水、不透水層間の浸透圧によって押し出し、又はすべり破壊を起す。

【対 策】

- ・ラウンディング、遮断排水、盲暗渠、植生工法（客土＋板柵）、ステップ上にU字型溝、ドレーンネット

ii) 岩 石

湧水表面水による凍結融解を主因とし、風化崩壊現象を起す。

【対 策】

- ・格子枠ブロック、有孔管（客土10cm以上、植生工）又は栗石中詰（客土植生は根密着が困難で、すべり易い場合は行わないで、中詰材料を骨材等に作る）

iii) そ の 他

表層の霜柱による押し上げ融解後崩落および単純な凍結融解による破壊

【対 策】

- ・植生工（全面被覆）、柵工、U字側溝、盲暗渠工

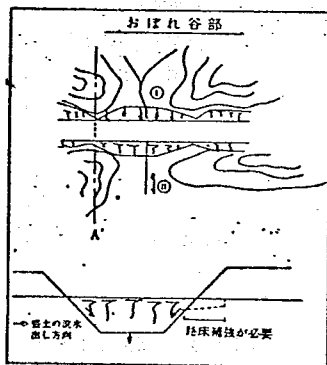
3.3 おぼれ谷部における耐震構造の設計

（主 旨）

昭和43年5月16日の十勝沖地震においての道路被災状況は比較的狭い谷間を埋めた盛土部（おぼれ谷）で特に顕著であった。

この盛土区間では、①上流の被災と②下流部の被災はいずれの場合も①の方が被災数ばかりでなく、被災の規模においても路体部崩壊流れ出しが大規模であった。また両側にコンクリート土留があった所でも、下流側の土留の転倒が大きかった。

これからみれば、①の上流側よりも、下流側を充分考慮し設計施工すべきであるが、どのような点を構造の設計に取り入れるべきかおろかいたい。



（青 森 県）

（解答－1）

軟弱地盤上の盛土では、地下水位が高い場合に地震時に亀裂・沈下・すべりが生じることが知られている。このような破壊形式の一因として、過剰間隙水圧の発生による土の強度低下が考えられる。従って、このような状況にある盛土の、安定性判定に対しては、従来用いられている震度法による安定計算に加えて、盛土および地震内部の液状化の可能性を判定する必要がある、更

に地震応答解析の手法を用いて詳細な検討をするのが適当と思われる。

図 - 1 は、作業流水図を示してある。まず、データとして必要なものは、

(1) 地震動の想定

盛土の耐用年限、地震の再現期から、地震動の強さが決められる。応答解析には、地震応答スペクトル曲線、もしくは、実測記録の加速度波形を用いるのが適当である。

(2) 支持地盤の条件

処理後の静波土質定数として、セン断強度圧縮指数密度、含水比など。動波土質定数としては、S波測定などから、動波セン断弾性率、ポアソン比、振動減衰などを求める。更に、地下位を調べておく必要がある。

(3) 盛土の条件

盛土断面形状(高さ、勾配)。盛土材料の土質定数として、セン断強度、密度。密度は、工法によってかなり規定される。ゆるい盛土は、飽和していた場合、液状化しやすく、又沈下しやすい。雨期の地下水位の予測。応答解析を行うために、共振式土質試験機などで、動的セン断弾性定数、ポアソン比、振動減衰を求めておく必要がある。

安定性判定の手法としては

(1) 震度法によるすべり安定計算。

従来から用いられている手法であり、もし、過剰間隙水圧が過度的に発生する可能性があるならば、それによる土のセン断強度の低下を考慮に入れるのが適切であろう。設計水平震度としては重要度に応じて0.15~0.18をとるのがよからう。安全率は1.1が適当であろう。

(2) 過剰間隙水圧の発生量の推定。(図-2参照)

相対密度、N値、材料から推定する方法がある。(参考文献1)精密に調べる必要がある時は、動的三軸装置などを用いて、現場と同じ条件の元で、実験を行うのが適切であろう。

(3) 地震応答解析

これによって、堤内及び地盤内の変位、応力の分布を求め、堤内及び地盤内に、破壊に至る応力が発生しているが、チェックするのが適切である。(1)と(3)の手法を結びつけて、サンフェルナンド地震におけるフィルタイプダムの地震時安定性を検討した例は、参考文献(2)である。

以上の検討結果に基づいて行われるべき対策工法については、動土質研究室から詳しく提案されるので、ここでは触れない。また、盛土が安定であるべき地震強度の設定については、更に、広範囲を検討を経た上で、定めるべきものと考えられるので、今回は省略する。

参 考 文 献

- 1) 吉見吉昭：講座土の動沙性質，11，砂質土の液状化，土と基礎，August，pp 75-82
- 2) 土研資料739：高架線、ダムおよび地下構造物の地震時における安全性の確保に関する研究，昭和47年3月

(振動研究室)

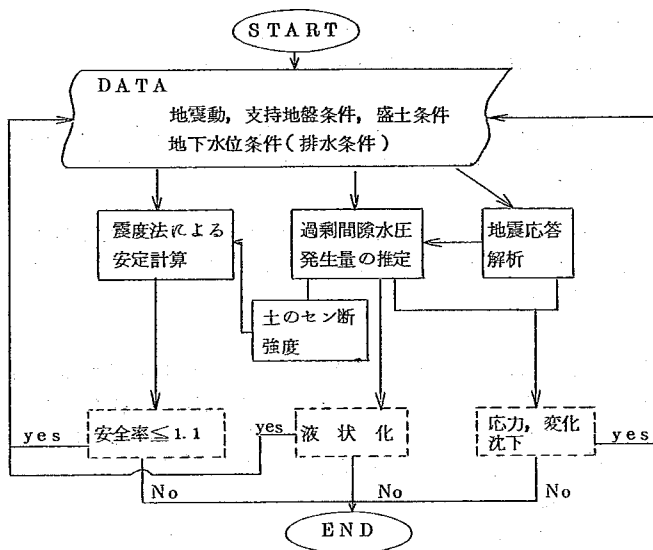


図-1 作業流れ図

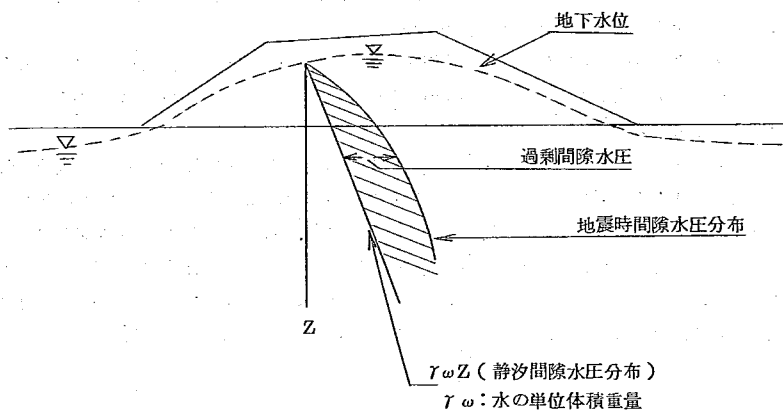


図-2

(解答 - 2)

道路盛土に限らず河川堤防、鉄道盛土が軟弱な地盤の上に築造されている箇所では、地震の際、被害を受けることは過去の大地震の度ごとに経験されていることである。とくにおぼれ各部は極めて軟弱な粘性土によって地盤が形成されており、地震時の被害は大きい。

土で作られている盛土、堤防などは、地震によって破壊されたとしても、それ程大きな被害を発生しないこと、また復旧が容易であることなどから、地震力に対する設計上の配慮がなされていないため、地震に対しては極めて弱いものもあると考えられる。

地震による軟弱地盤上の盛土の被害の形態には、盛土の沈下、天端およびのり肩部のきれつ、のりすべりなどであるが、被害の大きい箇所ではいずれも地盤の変形、せん断破壊が生じている。すなわち地盤を含めた盛土の破壊が発生している。

一般に軟弱地盤上の盛土の安定性は低く、常時において、かろうじて安定を保っている程度のものもあるので、これに地震力が増えると破壊が生じると容易に想像されるが、さらに軟弱地盤では地震力が大きくなることが軟弱地盤上の盛土の被害を増加させる原因となつている。

土質工学的には、粘土層は地震力による繰返し応力を受け、土に乱れが生じ強度が低下すること、ルーズな砂質土層は振動によって土中の間隙水圧が上昇し、せん断抵抗が低下したり、極端な場合には流動化を起こすことなどが影響を持つ。

軟弱地盤上の盛土の破壊は地盤を含めたすべりや変形であるので、対策については地盤のすべりや変形を防ぐ手段をとるということになる。

道路盛土の地震時の安定性を向上させるために対策工法を適用した例はないが上記のような理由で次のような工法は地盤を含めて盛土のすべりを防止するために有効と考えられる。

(1) すべりを起こしにくくする工法

(i) のりこう配をゆるやかにする。

(ii) 押え盛土工法

(2) 地盤の強化

(i) 締め固め砂杭工法

(ii) 生石灰杭工法

(iii) 地盤の置換工法

この他盛土の下に施すネット工法、サンドマット工法、引張り材の敷込み工法なども盛土の安定性を増す上に効果があると考えられる。

土留工の転倒についても基礎地盤を含めた大きな土塊の側方すべり出しによって生じるので、盛土の斜面の安定性を向上させる方法と同じような工法が対策工法として考えられる。土留を構造的に強固にして、地震時の側方すべり出しに対抗させるのは軟弱地盤の場合には実際上むづかしいと考えられる。

最後に、地震時の盛土のり面の被害がおぼれ谷の下流側に多発するという指摘であるが地震時に限らず、盛土の工事中に生ずるのりすべりも同様な傾向がある。これは地形的に谷は下流側に開けており、また基層を含め、軟弱層は下流側に傾斜している場合が多いので、下流側にすべり

易いためと考えてよいと思われる。対策を盛土の設計に取り入れるならば当然すべり易い方を慎重に考慮すべきである。

地震による盛土の破壊が致命的になると思われる新幹線の鉄道盛土などでは、盛土の地震時安定性が重大な問題となっているようであるが、一般道路の盛土の地震時安定性が、どの程度まで必要なのか別の面での検討が必要と思われる。盛土などの比較的復旧の容易な土構造物には生起確率の極めて低い地震力を設計には考えず、その都度修理するという考え方も当然でてくるはずである。

(動土質研究室)

4 トンネルに関する問題点

4.1 トンネル周辺の発破による影響

(主 旨)

採石可能な山にトンネル施工し、完成後採石業者がトンネル周辺に発破をかけ採石を行なう場合に、トンネル構造物に与える発破振動等の影響について教示してほしい。

なお当該地山は、安山岩で弾性波速度 3.000 m/sec 程度である。(青森工事)

(解 答)

爆破の振動は爆破点からの距離、爆薬の種類、薬量、爆破順序など爆破条件のほか、波動の伝播経路、岩石の性質、岩盤の成層状況などにより異なり、局所的な問題である。従って現位置における爆破振動の実測によって爆破条件を定めることが必要である。

トンネル構造物に与える発破振動の影響の推定の手法およびその基準については、オーソライズされたものはないが、下記文献が参考となる。また、トンネルに影響を与えない発破法については専門家に相談するのが望ましい。一般には発破薬量を一定限度以下に制限し、多段発破を行なうことになる。

参 考 文 献

土木学会 土木技術者のための岩盤力学

日本鉄道技術協会 双設ずい道の離間距離に関する研究報告書 S 3 5.3

日本道路公団東京建設局 中央高速道路笹子トンネル東工事国道20号線発破振動計測報告書 S 4 8.6 (トンネル研究室)

4.2 トンネル掘削に伴う間隙填充の必要性について

(主 旨)

トンネル掘削に伴う間隙填充について、会計検査院で問題視しているが、土研としての見解を御教示願いたい。(秋田工事)

(解 答)

トンネルの覆工背面と地山との間には間隙が残らないよう施工するのが原則である。しかし、これを完全に行なうことは現在の覆工の施工技術では困難である。この困難さを補う一つの方法として裏込め注入が行なわれる。覆工背面を地山と密着させることが原則であるからといって、すべての場合に裏込め注入が必要であるというとは必ずしもそうではなく、地質の良い場合には省略することもあり得る。しかし、地質の不良(地質分類C以下程度)の場合およびかぶりの薄い場合は裏込め注入を行なう必要がある。

最終的な間隙の填充は裏込め注入によらなければならないにしても、覆工の打設時には、取外しが可能な矢板はできるだけ外すようにしたり、施工性の良いコンクリートなどを用いるとして、できるだけコンクリートが良く行きわたるようにする必要がある。(トンネル研究室)

4.3 トンネル覆工コンクリートの脱型強度について

(主 旨)

コンクリート標準示方書解説によると、型枠脱型時の強度は通常の岩盤トンネルでは 35 kg/cm^2 、堅岩トンネルでは 50 kg/cm^2 となっているが、通常は施工性よりコンクリートが、自立保持できる強度($10 \sim 15 \text{ kg/cm}^2$)に達した時点で型枠脱型しているのが実情であり、コンクリート標準示方書解説の謳っている 35 kg/cm^2 、 50 kg/cm^2 は見解を示しているのか、又この値について改訂の動きがある場合はその動向等を伺いたい。(秋田工事)

(解 答)

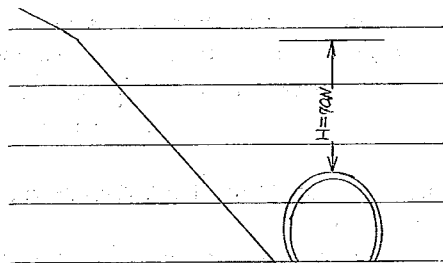
岩盤トンネルにおけるトンネル覆工コンクリートの脱型時期は、コンクリート覆工が自立出来る程度の強度に達した時点で行なっているのが実情で、トンネル標準示方書では、解説で「少なくとも自重に耐えうるコンクリート強度に達するまで、これを取り外してはならない」としている。

なお、コンクリート標準示方書は現在改訂作業が進められており、トンネルに関する該当の箇所はトンネル標準示方書によることに削除される予定である。(トンネル研究室)

4.4 トンネルの明り巻(開削トンネル)について

(主 旨)

開削トンネルにおける覆工厚及び配筋等について応力的計算の手法等について御教示願いたい。また、右図のような場合の落石による衝撃係数及び衝撃緩和のための埋戻高等についても、併せて御教示願いたい。



(秋田工事)

(解 答)

- 1) 開削埋戻しトンネルにおける覆工厚、配筋等は埋戻し部分の重量を外荷重として通常のラーメン計算により求める。
- 2) 埋戻しを実施しない明り部分については、雪荷重を必要に応じて落石荷重等を検討する。
- 3) 落石の問題はその落石の重量、大きさ、形状や落下高さ、斜面の傾斜角度、斜面形態などで異なるもので、一般的に取扱えない問題であり、それぞれの地点毎に検討せざるを得ず、又、その検討仕方も一般に認められた方法はなく、今までの実績等を参考にして決めざるを得ない。

(トンネル研究室)

4.5 トンネルの機械換気開始の時期決定の判断基準について

(主 旨)

トンネルの機械換気開始の時期決定の基準に明確なものがみあたらないので、適当なものがあ

れば御教示願いたい。

又、交通量と平均煤煙濃度、路線の計画水準と許容値の出現する時間頻度から機械換気開始時期決定について下記の様に考えても良いものか又他に例があれば御教示願いたい。(技術第一課)

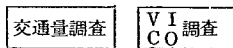
トンネルの換気開始時期決定の方法(案)

トンネル内の煤煙、CO濃度は自然条件の影響もあって、一率にとりあつかうことは問題があるが、機械換気の開始時期は次の方法により決定する。

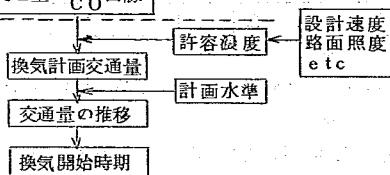
この基準は暫定的なものであり、多くのトンネルで調査が実施され資料が整えばこれを集積し一般的な適用にも耐え得るトンネル計画の資料としてまとめることも一つの目的である。

1. 調査計画のフロー

(換気調査)



(換気計画)



2. 換気調査

トンネル換気が必要とされる1.5～2.5年前を目途に、トンネル換気調査を実施する。

(直轄国道管理調査、調査要綱による)

3. 換気計画

1) 交通量-VI・COの関係

調査結果をもとに時間交通量とVI・CO濃度の相関を求める。

2) 許容濃度

VIの許容値は設計速度、路面照度から表-1から決定する。

表-1は煤煙許容濃度と、走行速度別に、安全停止距離の内容を考慮したものである。

(トンネル照明設計指針(財)高速道路調査会1966)

COの許容値は表-2のとおりとする。

表-1 設計速度・基本照度・煤煙許容濃度の関係(光源別)

ナトリウム灯の場合				
Km/h \ Lx	120	60	30	20
100	5.0%	—	—	—
80	(7.0)	5.0	—	—
60	—	(2.0)	3.5	5.0
40	—	—	(1.0)	(1.5)

蛍光灯の場合				
Km/h \ Lx	120	60	30	20
100	7.5%	—	—	—
80	5.0	8.0	—	—
60	3.0	5.0	8.0	—
40	—	(2.5)	5.0	6.5

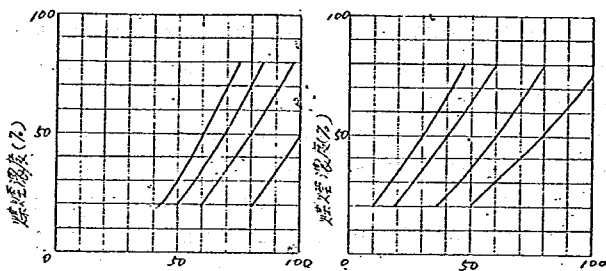


表-2 CO・許容濃度

(ppm)

山地部及び平地部	150
市街地	100

3) 換気計画交通量

許容濃度に対応する時間交通量を交通量- $VI \cdot CO$ の式から求め換気交通量とする。

4) 計画水準

路線の構造規格、計画地点の沿道条件等を考慮し計画水準を決定する。

表-3 計画水準

計画水準	計画対象交通量
1	年間10番目時間交通量
2	" 30 "

5) 換気開始時期の決定

計画水準に対応する時間交通量に達する時期を換気開始の時期とする。

4. 換気調査の実施例

これまでに実施したトンネル換気調査の結果から交通量と VI の関係を求めた45号鍛台トンネル、48号関山トンネルの例を次に示す。

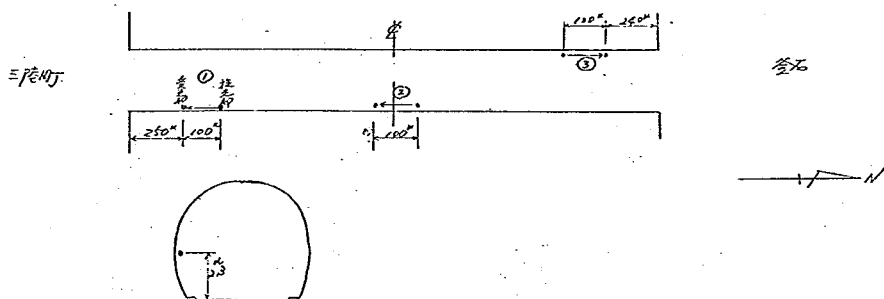
I トンネル内平均透過率と時間交通量

1. 調査の概要

- 1) 調査箇所 45号 鍛台トンネル $\phi = 2,305m$
48号 関山トンネル $\phi = 890m$

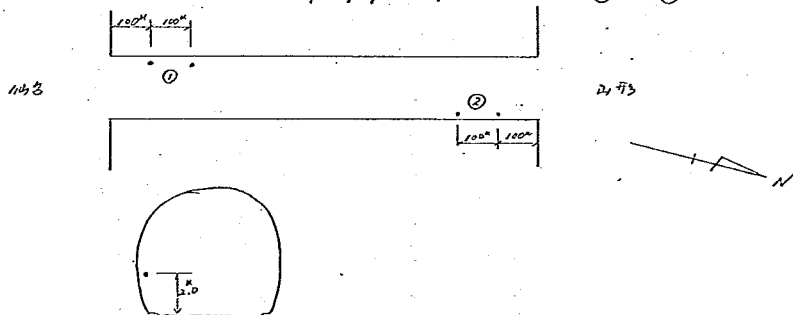
2) 調査の時期と位置

- 鍛台トンネル S46.6.20~46.7.4 15日間 ②及び③
S47.2.23~47.3.6 13日間 ①及び③



関山トンネル

§ 47. 7.1 ~ 7.7	7月10日	① 及び ②
§ 47. 7.18 ~ 7.24	"	① . ②
§ 47. 8.1 ~ 8.7	"	① . ②
§ 47. 8.18 ~ 8.24	"	① . ②

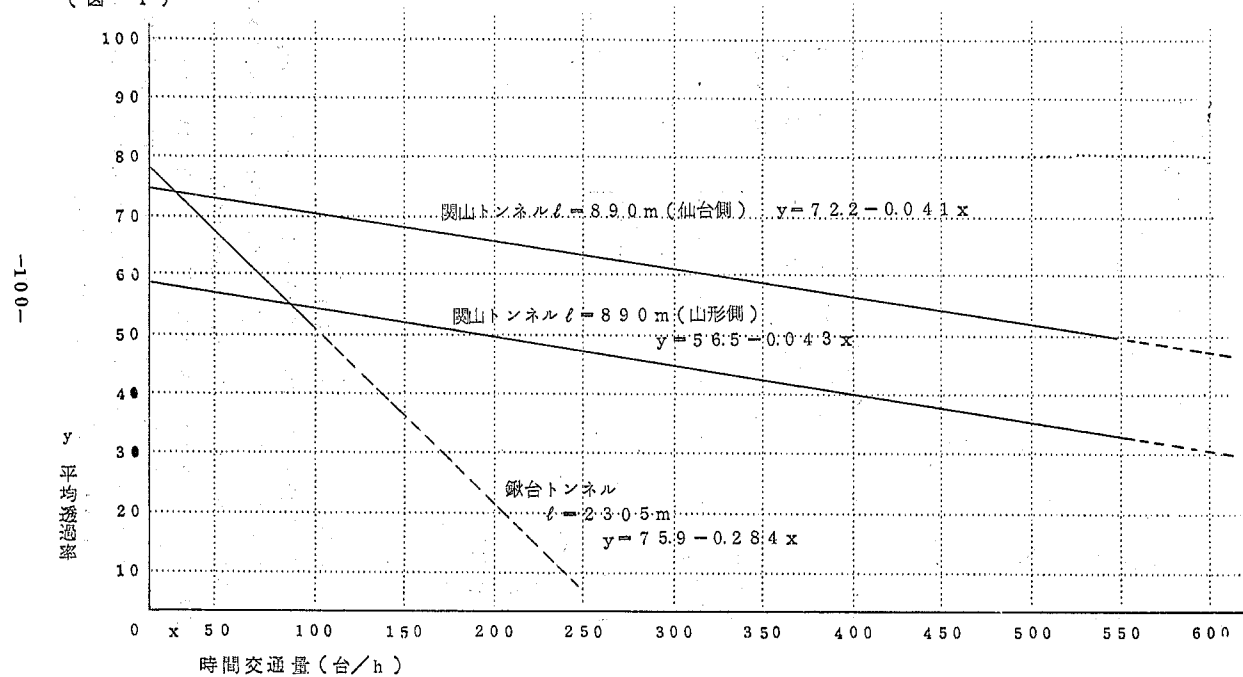


2. 調査結果（時間交通量と平均透過率）

- 1) 各測定期間毎に各時間帯毎に交通量と透過率の平均値を求めた。
- 2) 時間交通量と平均透過率の相関を求めた。関山トンネルは仙台側と山形側の測定値に大きな差が認められるので、仙台側、山形側に分けて、式を求めた。
- 3) 関山トンネルの仙台側は比較的安定した相関を示しているのに対し、山形側は大きなバラツキが見られるのは、仙台側の坑口周辺の地形が、山腹が坑口をとりまく形になって自然風の急激な変化が少ないのに対して山形側坑口には谷がせまつていて風の変化が大きく、トンネルの自然排気に影響しているものと思われる。

時間交通量－平均透過率

(図 - 1)



の急激な変化が少ないのに対して、山形側坑口には谷がせまっていて風の変化が大きく、トンネルの自然排気に影響しているものと思われる。

トンネルの機械換気の開始時期を決定する方法として、①交通量の推移により、 $LN=600$ (L :延長(Km), N :交通量(台/時), 2車線対面交通)に到達する時点を経機換気開始時期の目安とする方法、②既設トンネルで換気実態調査を行なった結果から、高濃度の発生時間割合によって機械換気の必要性を判断する方法(土研資料「道路トンネル換気基準資料」昭和40年12月)がある。しかし、これは一般的な目安であって、個々のトンネルの特殊性を採り入れることは難しく、また、トンネル内外の環境の向上がさげばれている現在、この値をそのまま適用することには無理がある。

上記のように、機械換気開始時期の精細、明確な判断基準は見当らず、現場担当者が実態調査資料等をもとに個々に判断しているのが現状である。

御提案の方法は、現時点におけるトンネル換気の実態と交通量の関係を基礎として将来の交通量の推移を勘案して機械換気の開始時期を決定するもので、トンネル個々の立地の特殊性も織り込むことができ、考え方としては良いと思う。

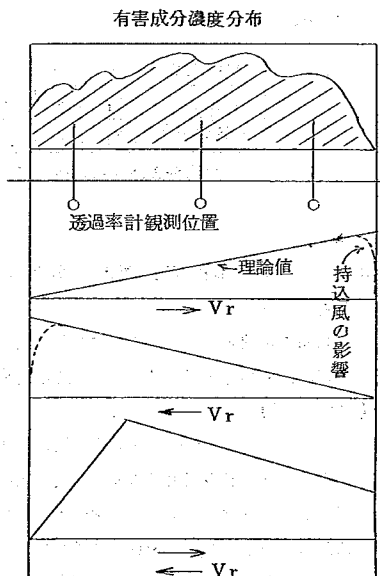
なお、この方法を発展させるにあたって、次の点に留意されることを願いたい。

- 1) 煤煙およびCO濃度の観測位置とその評価について直轄国道管理調査要綱では、観測位置として「トンネル中央または坑口付近

(100m以奥)」と示しているが、自然換気の性格上、自然風および交通換気風の影響により有害成分の濃度は右図の(a)、(b)、(c)のように常に変動していると考えらるべきである。したがって、全ての観測値が常にそのトンネルにおける最高濃度を示すものではないことに注意したうえで観測値の処理および処理結果の評価を行なわなければならない。

- 2) 煤煙透過率と交通量の関係について

透過率と交通量の相関は対数関係にある。また、ディーゼル車とガソリン車とは煤煙発生量が約50倍も異なるので煤煙濃度を考える場合の交通量にはこの点を考慮しておかなければならない。したがって、直角座標上で回帰直線式を求めようとする場合、座標軸としては例えば煤煙濃度とディーゼル車換算交通量をとりのが適当である。



$$K = -\frac{1}{100} \log \left(\frac{\tau}{100} \right)$$

$$K = \frac{\mu_D N_D}{3600 Q}$$

$$N_D = \eta_D + \eta_G \frac{\mu_G}{\mu_D}$$

ここに、 K : 煤煙濃度 (平均値)

τ : 煤煙透過率 (%)

Q : 換気量 ($m^3/s/km$)

μ : 平均煤煙発生量 (D=ディーゼル車, G=ガソリン車)

η : 志種別交通量 (台/時)

N_D : ディーゼル車換算交通量 (台/時)

3) 許容濃度に関する最近の動向について

最近、交通に対するサービスのレベルアップおよびトンネル内外の環境改善に対する要請が強くなっており、従来のように、最低の安全性確保の観点から快適性の追求へと移行しつつある。これらを反映して、現在日本道協会で検討中の「道路トンネル便覧」(道路トンネル技術基準(案))47-3の解説)では下表に示す値を目安として決めようとしている。

CO濃度-----100ppm		
煤煙濃度* (透過率)	1, 2種	50% / 100m
	3, 4種	40% / 100m

* 照明および路明の種類により透過率をさらにあげることが必要な場合もある。

(トンネル研究室)

4.6 トンネル換気装置から発生する騒音防止対策

(主 旨)

対向2車線トンネルに取付けた縦流式換気装置ジェットファンより発する騒音が坑口附近の住民に与える影響を解消するための防止対策を御教示願いたい。(三陸国道)

(解 答)

ジェットファンによる縦流式換気は、換気接備費が低廉であること、換気装置の取付けが容易であることなどの理由により、延長の比較的短いトンネルにおいて多く採用されている。しかし、ジェットファンが発する騒音レベルは交通騒音と同程度に高く、しかも、連続音であるため、坑口附近に民家等がある場合には騒音公害の問題が起りうる。

ジェットファン騒音の防止対策としては次のものがある。

1) 低騒音のジェットファン

ジェットファンの騒音は回転翼（板翼）が風を切ることにより発生する。ジェットファン自体の騒音防止対策としては、ファンの前後に吸音材を内蔵した消音筒を設けて騒音を低減する構造としている。この方法で現在80ホン程度の低騒音ジェットファンが製作されている。しかし、トンネル内の煤煙等により消音筒の吸音材に目詰りを生じていると吸音効果が劣化するので、消音筒の取換え等の維持作業をかなり頻繁に行なうことが必要となる（2.3ヶ月～1年）。

なお、最近の動向として、低騒音とするために大口径、低吐出風速のジェットファン開発にも着手しているようである。

2) トンネル内における騒音防止対策

トンネルのコンクリート壁面の吸音率が0.01～0.03であるため、ジェットファン騒音はほとんど減衰することなく坑外へ伝播する。したがって、トンネル壁面に吸音効果を期待できる内装材を貼付することにより坑口から漏れ出す騒音レベルを低減する方法がある。内装材料の種類、配置等の詳細については下記の資料を参随されたい。

「トンネル内装構造設計要領」日本道路公団、41年2月

「模型実験によるトンネル騒音防心工法の選定」土木学会誌、45年12号

3) トンネル外における騒音防止対策

トンネル坑口から漏れ出す騒音の影響は、ふつう坑口から沿道80～100m以内に限定して考えてよいと思われる（「道路トンネル騒音の実態」土木技術資料、48年1月号）。したがって、この区間内において遮音塀等の遮音、吸音施設を設ける方法がある。遮音塀については、下記の資料を参照されたい。

「遮音塀に関する基礎的研究」土研資料第707号、46年12月（トンネル研究逆）

4.7 トンネル掘削の機械化の現況と方向について

（主 旨）

東北の道路改良は、横断路線等山岳部の工事が多くなって来て居り、長大トンネルが数多く計画施工されている。

トンネルの施工については、トンネル断面、地質の複雑性等々の条件により機械掘削が採用されにくいため、在来掘削法による場合が多い。

しかし、地質の不良と熟練作業員の不足、工事の安全及び工期の短縮等あらゆる面から、トンネル掘削機の開発が望ましい。

現在の機械施工の現況と新工法の方向等について紹介願いたい。（酒田工事、秋田工事）

（解 答）

狭い作業現場のため機械施工には大きい制約があるが、劣悪な労働条件のため、作業員は漸減の傾向にあり更に一層の省力化機械化が必要とされている。

トンネル推進工法には、

- (i) 在来掘削工法（発破工法）
- (ii) 機械掘削工法（T・B・M又はロードヘッダ）
- (iii) シールド工法

がある。御質問は主として(i)、(ii)を対象として健々と思われるのでこれらについての現況と質問点を述べてみたい。

(1) 在来掘削工法

この工法は、せん孔、発破、ずり出し、支保工建込みに分けられるが、これらのサイクルのうち時間的に占める割合の高いのは、施工法によって多少の差はあるが、せん孔、ずり出し、支保工の順である。したがってその効率化対策として、せん孔ではレックドリルよりジャンボ、ずり出しではロッカショベルよりトラクタショベル、トロよりダンプトラックを使用する傾向が強くなって健々。今後の方向としては、ワンマンコントロール式のジャンボの開発、ホイール式トラクタショベルによる短距離のずり出し（外国で例あり）、小型大容量のトンネル専用ダンプトラック+ターントーブルの使用（中国地建で開発）、支保工建込用専用台車の開発、せん孔とずり出し更には支保工まで同時に行ないうる機械の開発（国鉄で試作）などがある。

(2) 機械掘削工法

トンネルボーリングマシン（T・B・M）はかなりの施工例をもちながら、成功例は数少ない。これは、T・B・Mの適用しうる施工条件の幅が狭いためと考えられ、特に岩質の変化の激しい場合や、掘削后直ちに覆工を必要とするような場合に困難が多い。カッターの選定の技術的な問題もあるが一般に硬岩（ 1000 kg/cm^2 以上）に対してはカッタコストが急増し、在来工法より割高になるといわれている。掘削口径も限られており、他へ、耐するための柔軟性にも欠けているなど一般的に採用するにはマイナス面が多い。大口径化は外国で例があるようなマルチパス（導坑を掘りこれを何段かに切り抜ける工法）が有力であるが、岩質が良好でないと採用できない様である。

ロードヘッダは公称 500 kg/cm^2 以下の軟岩（実用上は 200 kg/cm^2 程度）に適するもので、最近大型の機械が作られ急速に増加している。比較的自由度が高く、機械も改善されているので、今後この形式のものの他の方式への応用（たとえばシールドと併用）も含めて発達が予想される機種である。

このほか特殊な掘削工法として火焰ジェット、ウォータージェット、マイクロウェーブ、超音波といった工法が各方面で研究され始めているが、実用化するまでには日時を要しよう。

（機械研究室）

4.8 トンネル施工でインバートを必要とする設定基準の明確化

（主 旨）

地質の軟弱な箇所には、インバートを設けることになるが、設置基準が明確にされていない

め、現場でトンネルを設計する際、判断に迷うことが多いので設置基準を明確にされるようお願い。

又、設計理論を御教示願いたい。

(酒田工事、秋田工事)

(解 答)

インバートを設ける目的は、覆工を閉断面とすることによって、側圧への対抗を容易にすることおよび、覆工基礎の支持力不足や盤ぶくれに対処することである。従って、インバートを設けるべき箇所は、側圧や偏圧のあるところ、覆工基礎の支持力が不足する恐れのあるところ、盤ぶくれのあるところなどである。実際にどのような箇所がこれに該当するかは、定量的に示すことは現在の技術水準では無理であり、実績、経験によらなければならないが、施工中の支持力の挙動、地山の挙動を注意深く観察することが最も重要で、インバートを設けるべき徴候が観察された場合はその程度が小さくともインバートを設けるべく検討すべきで、側圧、盤ぶくれには特に注意すべきである。

一般的にはインバートは断層破砕帯、坑口附近に良く設けられる。

インバートの設計理論については一般に認められた方法はないが、荷重を仮定できれば地山に弾性支持された構造物として解くことができる。しかし、荷重を精度良く仮定することは困難であるから、実績を参考にして決めるのが通常である。

(トンネル研究室)

5 そ の 他

5.1 モルタル吹付工の耐用年数について

(主 旨)

青森県では、防除事業で、モルタル吹付工も厚さ10cmで施工しておりますが、土質、気象、施工厚等にもよるが完成後、3～5年で、現場は補修を要する箇所が多い。もし、モルタル吹付工の耐用年数がこの程度なものか、良い資料があれば教えて頂きたい。(青森県)

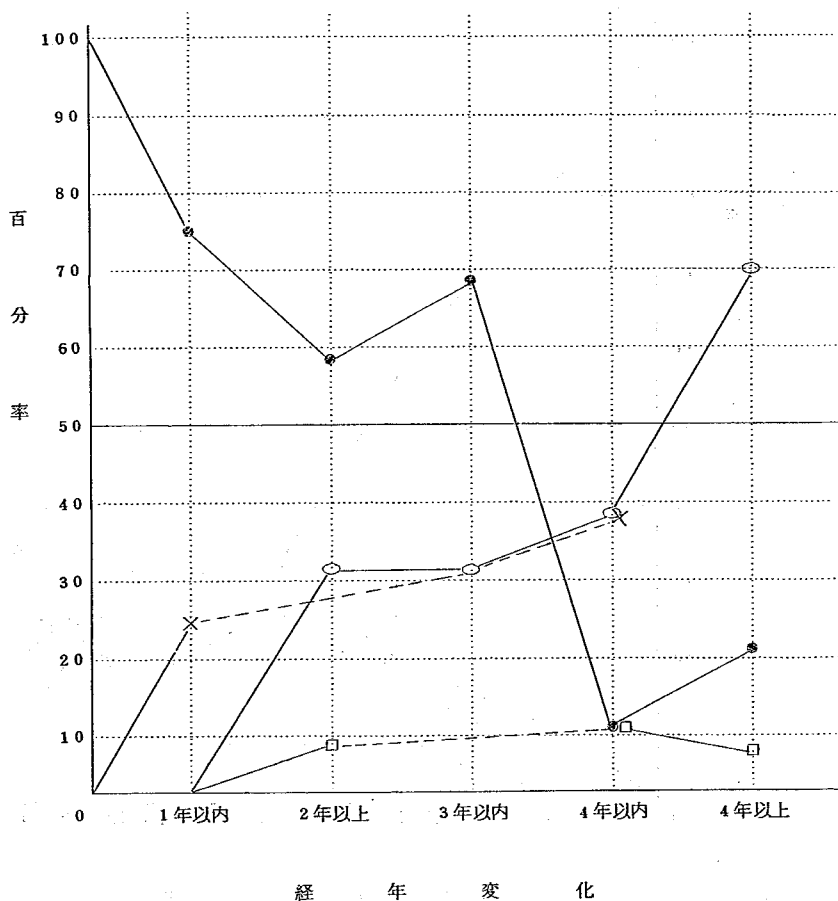
(解 答)

昭和44～45年度に実施した直轄技術研究会指定課題「法面工の効果並びに選定基準に関する研究」において、全国の国道の法面について調査した結果(図参照)によると、モルタル吹付工は施工後1～3年の間にクラックが入ったり、モルタルが変色するかパラパラと剥げ落ちるものが多く見られるようになり、3年以上経過すると崩壊の危険性が極めて高くなり、4年以上経過したもので施工当時と余り変化のないものは約20%となっている。この調査の対象となった法面は昭和30年代に施工されたものが多く、従って吹付厚も3～5cmと薄く、鉄網も入っていない箇所が多い。従って風化剝離現象も多く見られると思われ、特に寒冷地においては凍結融解により剝離現象が著しい。最近ではモルタル吹付の場合5～10cm、コンクリート吹付では10～20cmが標準(いずれも鉄網入)であり、特にモルタル吹付の5cmは温暖地で岩の状態が良い時のみ適用するようになっており、青森県などの寒冷地では10cm以上の吹付厚を要するものと思われる。しかし、吹付厚が厚くなった場合の調査結果がないので正確なことは判らないが、吹付厚が厚くなった場合でも数年経過するとクラックが入ったり、剝離する恐れが十分考えられるので、維持管理には十分気を付けるべきである。また冬季に施工を行なうとモルタルが凍結して十分な強度を発揮できなくなり、また施工時には骨材や水の加熱など施工管理上問題があるので、できるだけ夏季に施工すべきである。

さらに、マサ土などの風化土や、湧水のある岩に施工して失敗している例も多く、モルタル吹付工、コンクリート吹付工の適用については岩の状態について十分検討したうえで行い必要がある。(地質研究室)

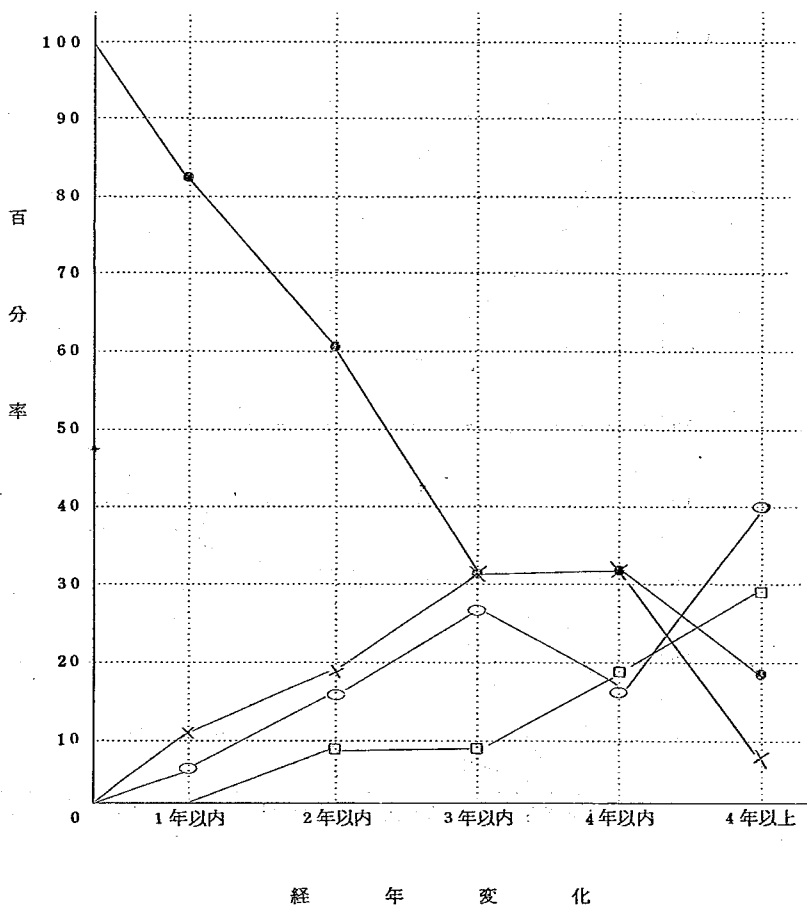
モルタル吹付工の安定性と経年変化（北海道，東北，北陸地建のみ）

- 施工時と余り変化の認められないもの
- X——X クラックもしくは草木の生えているもの
- モルタルが変色しているか，バラバラ崩壊しつつあるもの
- 過去に崩壊又は危険性があると認められるもの



モルタルの安定性と経年変化の関係(全国)

- ——— ● 施工時と余り変化の認められないもの
- X ——— X クラックもしくは草木の生えているもの
- ——— ○ モルタルが変色しているか、バラバラ崩壊しつつあるもの
- ——— □ 過去に崩壊又は危険性があると認められるもの



5.2 豪雪地帯の除雪工法

(主 旨)

東北地方の改築は今や縦断道を完了し、横断網の形成に入っており、従来の除雪は積雪も多くても2.0m位を対象にしていたが、今後7~8m級の大型除雪地域も出てくるので、対処な工法(雪堤排除等)として何か検討しておく必要があるのではないか。(酒田工事)

(解 答)

最大積雪深が3~4mまでの除雪は在来工法の延長としてとらえることができ、すでに一部で実施された例もある。然し、5mを超す雪については、特殊な場合(例えば春先の口開けの除雪)以外、世界的に見ても例がなく新しい工法・機械の開発が必要と思われる。その問題点と考えられるものには次の項目がある。

(1) 一次除雪

もし降雪強度が小さく降雪時間が長いというパターンであれば、在来の工法のまゝ大型機械を使用することによって解決できよう。吹き溜り、小なだれなどによる集中的な堆雪、又は異常な降雪強度が予想される場合は、外国の例にあるよう、交通車輛の通行不能状態を引起し凍死といったケースも考えられるので、特別な対策が必要である。交通遮断等の処置が最も良策であるが、それが不能の場合は、大型ロータリ車を使って常時一次除雪を行なうことなどが考えられる。

(2) 拡張除雪

雪堤処理が最大の問題となる。冬の最盛期の雪堤高さは、積雪深が3m以下ならば、それ程高くはならないので、北陸地建で開発した、雪堤処理機のような方法も採用できるが、積雪深がそれ以上になると、更に別な方式の専用雪堤処理機械の開発が必要である。又雪堤が高くなるため、在来のロータリ車では、これを超えて投雪することがむづかしくなることも予想され、より高い所へ雪を投げられる機械の開発も必要であろう。

(3) なだれ対策

恐らくなだれの危険も在来の道路に比べて多くなるので、スノーシェッドの大々的な採用が必要となろう。スノーシェッドは高価であるが、除雪コストも豪雪道路では急増するので、これを含めて考えると屋根による防除雪を考えた方が多い場合が多いと考えられる。

このほか、一般の除雪を要する道路に比べ除雪余裕を広くとるとか、標識・照明などにも特別な配慮が必要といった道路構造的な対策が重要な点となる。(機械研究室)

5.3 ロードヒーティングについて

(主 旨)

冬期間の路面凍結防止及び融雪対策として、ロードヒーティングが考えられるが、ロードヒーティングの効率を高める方法について御教示願いたい。また、次の方法を探った場合の問題点についても御教示願いたい。

(1) 舗装面と路盤の間に断熱材を入れた場合

(秋田工事)

(解答)

ロードヒーティングの効果を上げる方法としては

(1) 運転(制御)方法

(2) 舗装構造, および, 加熱面の埋設深さ

等の改良が上げられる。(1)の運転(制御)方法については, 降雪時, 融解完了時のON-OFFの操作を充分に行なえる制御装置(降雪検知器等)を用いるとか, 降雪強度によって発熱量の増減を計る等の制御を行ない, 経済的なコントロールを行なうことが考えられるが, 現在のところこれを充分満足する検知装置はない。すぐれた性能の検知制御装置ができれば効果を非常に高めることができる。次に, (2)については, 舗装盤材料等を変え, 加熱面から下方へ移動する熱量を少なくし上方へ多量の熱放出をしようとする考え方である。その方法は, 次式に示すように熱の移動量

$$Q = K(T - T_1)$$

$$K = \frac{1}{R}, \quad R = \sum \frac{\ell}{\lambda}$$

ここで, Q = 移動熱量 ($\text{Kcal/m}^2\text{h}$), T = 加熱面の温度 ($^{\circ}\text{C}$)

T_1 = 路面表面の温度 ($^{\circ}\text{C}$), λ = 物質の熱伝導率 ($\text{Kcal/}^{\circ}\text{C, m, h}$)

ℓ = 層の指さ (m), R = 伝熱抵抗 ($\text{Kcal/}^{\circ}\text{C, m, h}$)

は, 温度差 ($T - T_1$) に比例し, 伝熱抵抗 (R) に反比例するため, 加熱面から路面表面までの距離をできるだけ小さくとり, さらに, この層を熱伝導の良いものを使用し路面表面への熱放出量を多くするとか, あるいは, 加熱面から下方へ熱放出を少なくする方法等が考えられる。

しかしながら, ここで舗装体内に断熱材等を使用するものとしては舗装構造の面から考えて, 強度的に充分でなく, 現在のところでは浅く入れられている例は非常に少ない。したがって影響されない範囲に埋設し凍上も考慮したものとして使用されることは, 今後充分に考えられる。また, 加熱体を路面表面近くに設けることは効率の点からは好ましいが, 自動車等による舗装表面の摩耗等で, 加熱体が露出され故障等の原因になりうるので, その点も充分考慮されることが必要である。これら加熱体の埋設深さは表面から $5\text{cm} \sim 20\text{cm}$ 程度の深さに設けられている例が多い。

一方, 舗装体内に断熱材を設けることについては, 前述の通りであるが, 橋のような場合の融雪には, 橋の底面に断熱材を設け下面から外気への熱放出を防ぐことが必要であり, 効果が十分期待できる。なお, この種の試験として当試所では, 実物橋を設け断熱材の効果, 経済性等について, 現在検討中である。

(新潟試験所)

Ⅲ 共 通 部 門

1. 土木材料に関する問題点	111
1.1 コンクリートの圧縮強度試験用直方体供試体方式の動向	111
1.2 放流管等塗装について塗料の種類および施工法	112
2. 基礎に関する問題点	116
2.1 杭基礎構造物の横移動について	116
2.2 道路橋下部構造設計指針	116
2.3 水平抵抗に対する群ぐいの低減	117
2.4 横方向地盤係数K値算定	118
2.5 軟弱層における基礎構造について	120
2.6 河口附近に架橋する場合の橋脚の根入れの深さ	122
2.7 深礎工等の支持力の測定方法	124
2.8 井筒沈下が可能なコンクリート強度	124
2.9 偏載荷による構造物の水平移動量測定方法	125
3. 橋梁に関する問題点	126
3.1 既設橋梁の床版のクラック発生の原因と補強対策	126
3.2 撤去する橋梁を利用した橋梁実験について	127
3.3 部材の許容応力について	127
3.4 鉄筋コンクリートの老朽橋補強工法	128
3.5 土木構造物標準設計の作業状況	128
4. 建設機械・施工に関する問題点	131
4.1 建設機械の運転員等に対する対策	131
4.2 地すべり地帯における水田耕作のための漏水対策工法	132
4.3 地すべり対策工としての集水井の効果について	132
4.4 軟弱地盤の各種工法について	135

1 土木材料に関する問題点

1.1 コンクリートの圧縮強度試験用直方体供試体方式の動向について

(主 旨)

現在 JIS で規定されているコンクリートの標準圧縮強度用テストピースのキャツピングは、多くの労力と熟練度を要する。

雑誌コンクリートジャーナル 1972 年 10 にキャツピングを必要としない横打込み直方体供試体による圧縮強度試験法について論じられているが、此の方法によるとキャツピングによる労働が省かれ試験誤差も少くなることが明らから、試験の省力化になる。大変興味のある方法ではないかと思われますが、現在の JIS に対してどのような評価をされているか、又今後の動向等についてお聞かせ願いたい。

(東北技術)

(解 答)

現在、コンクリート標準示方書において、コンクリートの圧縮強度試験は JIS A 1108 「コンクリート圧縮強度試験法」および JIS A 1132 「コンクリート強度試験用供試体の作り方」によるものとして規定されている。したがって、この標準示方書にもとづいて施工したコンクリートの品質が所定のものであるかどうかを正式に確かめるためには JIS A 1132 にしめされた円柱形供試体によらざるを得ない。

しかし、品質管理の状態を知ったり、比較試験のためには、他の形状の供試体を用いることも出来るが、特殊な型枠を用意するなどの不便も生ずる。

φ15×30cm の円柱供試体以外の形状寸法の供試体の圧縮強度が得られた場合、これを φ15×30cm の円柱供試体の圧縮強度に換算するにはつぎの補正係数を乗ずれば大凡の値が得られる。

供試体の形状	寸 法 (cm)	円柱供試体 φ15×30cm の 強度を求める補正係数	
		変動の範囲	平均値
円 柱	φ15×30	—	1.00
	φ10×20	0.94~1.00	0.97
	φ25×50	1.00~1.10	1.05
立 方 体	10	0.70~0.90	0.80
	15	0.70~0.90	0.80
	20	0.75~0.90	0.83
	30	0.80~1.00	0.90
長 方 体	15×15×45	0.90~1.20	1.05
	20×20×60	0.90~1.20	1.05

参 考 文 献

- 1) 岡田：コンクリート試験方法の現状と問題点
コンクリートジャーナル V.110, №9
- 2) 山崎, 上条：コンクリートの圧縮強度試験に用いる標準供試体について
コンクリートジャーナル V.110, №10
- 3) 神田, 鈴木, 大沢：キャッピングを必要としないコンクリート供試体の試作と効用
セメント技術年報 昭47
- 4) コンクリート工学ハンドブック

(コンクリート研究室)

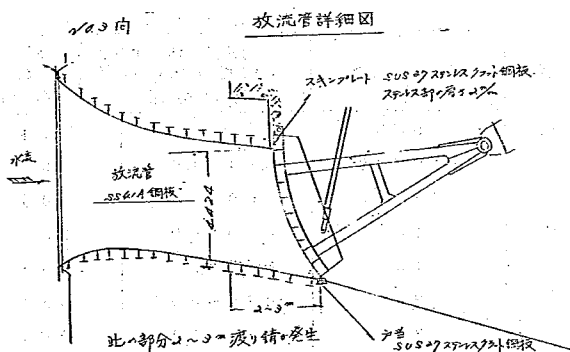
1.2 放流管等塗装について塗料の種類及び施工方法について

(主 旨)

本ダムは洪水調整用として高速水流を受けるコンジット放流管(呑口寸法 $6.3 \times 9.7 \times 6.750$ mm, 吐口寸法 4.424×4.500 mm, 管長 7.546) (SS41鋼板厚 19 mm) 3条を有する多目的ダムで, ダム完成後約3年を経過した現在, 下部戸当り部より上流側約 $2 \sim 3$ mの範囲に渡り径 $3 \sim 10$ mm, 深さ $1 \sim 3$ mm程度の腐蝕孔が発生し, この腐蝕防止対策が急がれる。しかし, 放流管内は, 漏水及び結露等による湿度が高く, 乾燥及び素地調整等の施工に困難な面が多く, 又塗料の種類についても多種多様であって選定が困難な状態である。よって耐久性のある塗料及び施工方法について教示願いたい。

なお, 現在使用中の塗料は, エポキシ樹脂塗料(ビチユラツク3回塗, 塗膜厚 $300 \sim 350 \mu$ 兎田化学工業(株)製)である事を申し添える。

(釜房ダム)



(解 答)

コンジットパイプの内面は、かなりの腐食を示しており、早急に対策を講じる必要があるということであるが、既設のコンジットパイプの内面は、塗装を含めた防食処理の施工条件としては最悪であり、現在までにそれらの施工例がすくなく、参考となる資料がすくないもの、施工条件があまりにも悪く、かつ、常時没水、高流速、土砂や流木による摩耗衝撃など、使用条件が苛酷なため、材料の面からも適当なものはなく、たとえ施工しても成功はおぼつかないと考えられたためであろう。

コンジットパイプのように流速の点では厳しくないが、条件的に近似したものに水力発電所の水圧鉄管がある。水圧鉄管の内面は、従来より塗装による防食方法が広く採用されており、新設、既設を問わず塗装に関する資料はかなりあるが、やはり施工条件および使用条件が厳しいため、これぞといえる塗装材料はごく最近まで見出せなかったようである。しかし、近年になって水圧鉄管内の塗装に適した材料として、コーラタールエポキシ樹脂塗料が開発されるにおよび、かなり状況が変ってきており、現在では、この種の塗料が最も信頼できるものとして用いられている。

参考までに、水圧鉄管内面に採用されている標準的な塗装仕様（塗り替え）を示せばつぎのようである。

ブラスト方法により素地調整して超厚膜型タールエポキシを400～500 μ に塗装する。

（塗装回数は1回で仕上げる）ただし、低温時（10℃以下）には乾燥が悪いので、低温乾燥性の良いタールウレタンを用いる。（被塗面が湿潤な場合はタールウレタンは発泡するので不可）

水圧鉄管の場合は流速はせいぜい数m程度であり、コンジットパイプの場合より1けた近く小さいが、施工条件および使用条件は近似しており、水圧鉄管に採用できる塗装仕様ならば、コンジットパイプの場合でも成功する可能性があるのではないかと考え、天ヶ瀬ダムにおける試験塗装に採用している。天ヶ瀬ダムで採用した塗装仕様を表-1に示す。

なお、これらの塗装系においても、塗装時の施工条件および養生の条件は一般の塗装と何ら変えることはない。即ち、漏水の防止あるいは排水により内部を乾燥した状態に保つこと、素地調整の程度を良くし素地調整後すみやかに塗装すること、被塗面および外気の温度は10℃以上で、被塗面に結露を生じない湿度であること、作業者の安全および塗膜の乾燥に必要な換気ができること、などは必要な条件である。しかし、完全に漏水を防止して乾燥状態に保てない場合や、施工時期によっては被塗面の結露条件下で、あるいは低温時でも施工しなければならないなどの事態も大いにあり得る。そのような場合には、以前は施工できなかったが、最近では、性能的にはかなり低下することはさけられないが、施工のできる塗料が開発されている。（表-2参照）

ただし、ここで注意したいことは、水圧鉄管の場合は1回の塗装で400～500 μ （乾燥膜厚）になるような施工方法がとられているということであるが、孔食により鋼材表面の凹凸が甚だしいことが多いので、特に施工条件に制約がない限り、塗装技術が未熟なときの危険性を考慮し、さらに塗膜の均一性を確保する意味でも、塗装は2回以上にわけておこなう方が無難と考える。

天ヶ瀬ダムにおいては、塗り替え後、試験的に内部に注水し、特に点さび発生の著しい箇所を補修してから、昭和48年4月11日に放流を開始した。その後8月末に塗膜調査をおこなうまでの4ヶ月半は3門を交互に使用して条件を平均化している。調査の結果は、呑口部の水中またはそれに準じた湿潤状態で水中硬化型エポキシを用いて施工した部分に部分的なはくりが認められた（負圧による影響が塗料材質上の欠かんによるかあるいは施工が悪かったためか不明）ほか、タールエポキシ、タールウレタン、エポキシシンクリッチペイントをそれぞれ塗装した部分にも若干の点さびやふくれが認められているということであるが、どの塗装系がどう悪いかは不明である。しかし、点さびなどの塗膜欠かんは、放流開始直前の注水時にすでに生じていたもので、塗装の施工がより適切であればさけられたものと考えられる。

天ヶ瀬ダムにおける塗膜調査は、近畿技術事務所（材料試験課）でおこなっている。

（化学研究室）

表 1 概略仕様（天ヶ瀬）

呑口	本体	ステンレスの 1部を含む	吐口 (止水ゴム近くの普通鋼と ステンレス間の腐食部)
タールウレタン	タールウレタン	同 左	水中硬化エポキシ またはエポキシパテ
タールエポキシ	タールエポキシ	同 左	
水中硬化エポキシ [※]	エポキシシンクリツチ	同 左	
エポキシシンクリツチ ペイント	ペイント		

塗装方法：タールウレタン（はけ……呑口、それ以外はエアレス1回または2回）
タールエポキシ（エアレス1回または2回）
エポキシシンクリッチペイント（エアレス2回）膜厚50μ～75μ目標
水中硬化エポキシ（コテ塗り1回）膜厚30μ目標

素地調整：サンドブラスト（程度はエポキシシンクリッチペイント適用箇所）
S a 2.5 以上 その他は S a 2 以上

※ 水中または水濡れ箇所に使用

表-2 使用可能な塗料の概略的性質

種 類	施 工 方 法	施工環境（被塗面の状態など）			
		水 中	湿 潤	乾 燥	温 度
タールエポキシ	圧送式エアスプレー エアレススプレー は け 塗 り	不 可	可 (湿潤面用)	優	10℃以上
タールウレタン	同 上	"	不 可	優	0℃以上 0℃以上
水中硬化 エポキシ	コ テ 塗 り	可	良	優	10℃以上

塗装可能膜厚：タールエポキシ 1.00～500μ/1回（エアレス）

タールウレタン " " （エアレス）

水中硬化エポキシ 銘柄によるが通常3～5mm

※ 湿潤度が小さければ適用可能である。

2 基礎に関する問題点

2.1 基礎構造物の横移動

(主 旨)

杭基礎構造物の横移動について最近しばしば耳にするが、この現象は軟弱層に限って発生するものなのか、あるいはN値10～20の基礎地盤においても発生するのか、教示を願う。

(仙台工事)

(解 答)

橋台など常時水平力を受ける軟弱地盤上の構造物は、ご指摘のようにしばしば横移動を起している。このような現象は以前からみられていたが、まだ十分に解明されているとはいえない。建設省では、これについて今年度より3ケ年の予定で技術研究会のテーマに取りあげて研究をすることになっている。

ご質問のN=10～20の地盤では、もし粘土層なら洪積世の硬質粘土であるから通常の構造物の場合側方移動は生じない。また砂の場合にも生じないと考えてまちがいない。軟弱粘土層では、杭基礎のみでなく、ケーソン基礎の場合にも側方移動は発生している。

側方移動が生じるメカニズムは、偏載荷重によって地表面附近のみでなく地中深部において大きな水平力が基礎構造物に作用するためであると考えられる。

(基礎研究室)

2.2 道路橋下部構造設計指針の設計篇の改訂時期と試験篇の発刊時期について

(技術管理課)

(解 答)

道路橋下部構造設計指針には、

くい基礎の設計篇	：昭和39年
調査および設計一般篇	：昭和40年
橋台・橋脚の設計篇	：昭和43年
直接基礎の設計篇	：昭和43年
くい基礎の施工篇	：昭和43年
ケーソン基礎の設計篇	：昭和45年
場所打ちぐいの設計施工篇	：昭和47年

が発刊されている。御指摘の通りくい基礎の設計篇はすでに10年経過し、その間の研究成果、試験結果を加味して改訂する必要が生じている。

道路協会下部構造分科会では2年前より改訂に着手し、現在作業を進めている。

審議に当たっての大きな問題点は、

- 1) 鉛直支持力に対する載荷試験結果の加味と評価の問題

2) 水平方向地盤反力係数の評価

3) 設計法の体系化

である。昭和49年末に印刷発行を目指しているので、もしばらくは現在の指針を使用することになる。ただし、場所打ちぐいについては別途指針を発刊している。

調査および設計一般篇も改訂を要すると思うが、未だ改訂作業に着手していない。また、試験篇について土質工学会その他で試験法に関する文献が数多くあるので、現在のところ作成作業はしていない。

(基礎研究室)

2.3 水平抵抗に対する群ぐいの低減について

(技術管理課)

(解答)

群ぐいの水平方向の挙動について、試験の結果によると、低減率の存在することがわかってい
る。土木研究所で試験した結果によると図-1程度の荷重分担割合となっている。

しかし、この荷重分担割合を考慮に入れて設計すると、従来くい基礎として考えられている本
数よりも著しく増大する。逆に、低減率を考えて設計していない場合にも、別に不都合は生じて
いない。

したがって、現行の設計では水平方向に対する群ぐいの低減率を考えて設計する必要がある場
合は少ない。

(基礎研究室)

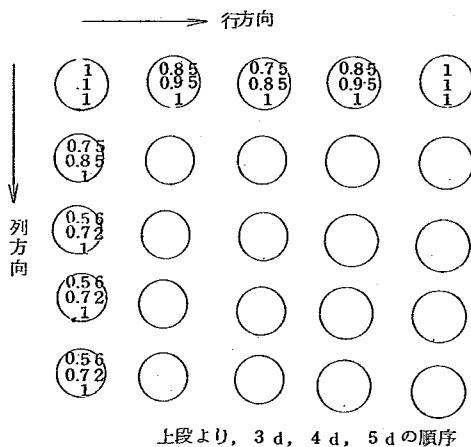


図 - 1

2.4 横方向地盤係数K値の算定について

(技術管理課)

(解答)

ケーソン基礎の設計篇で、地盤の変形係数を種々の方法で推定して、それに載荷面積の大きさを加味して地盤反力係数を求める方法を示している。これは土木研究所で試験結果を積重ねてまとめたもので、平均的にはそれに示された数値を用いて設計すると、妥当な設計結果が得られるはずである。ただし、個々の地盤の特性によって当然それぞれの数値は少しずつ変化することは了承しておかなければならない。ただし、その場合にKKT法は除外されているので注意されたい。

次に、くい基礎の場合に御指摘の式を使用されることは別に問題ないが、変位を考慮に入れて地盤反力係数を求めると、当然くり返し計算が必要になることは留意しておかなければならない。

実設計において、そのような細かい議論は地盤条件の精度から考えると、あまり意義があるとは思われないので、その点にも注意されたい。

また、地盤反力係数には載荷試験データをまとめたものが適していると思われる。土木研究所で150例の載荷試験結果を収集して、ケーソン基礎の設計篇に示された計算式による地盤反力係数の計算値と載荷試験データより逆算した地盤反力係数と対にしてみると、図2～4のようになる。

(基礎研究室)

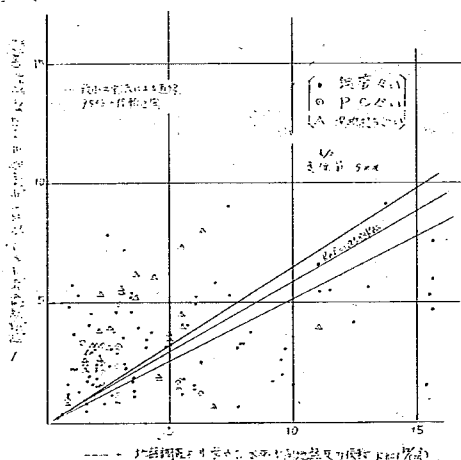


図-2

図-3

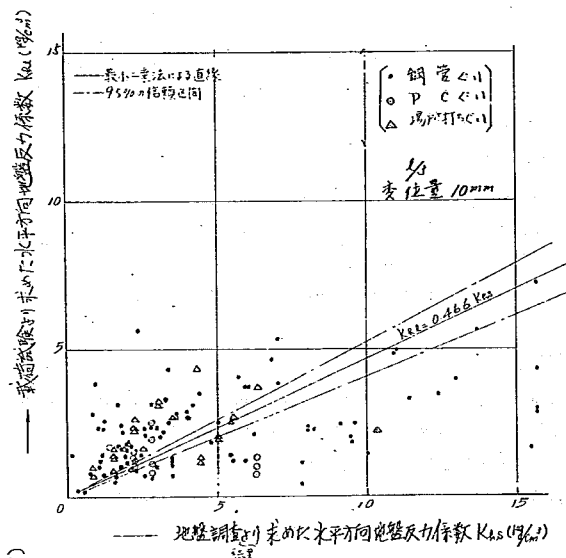
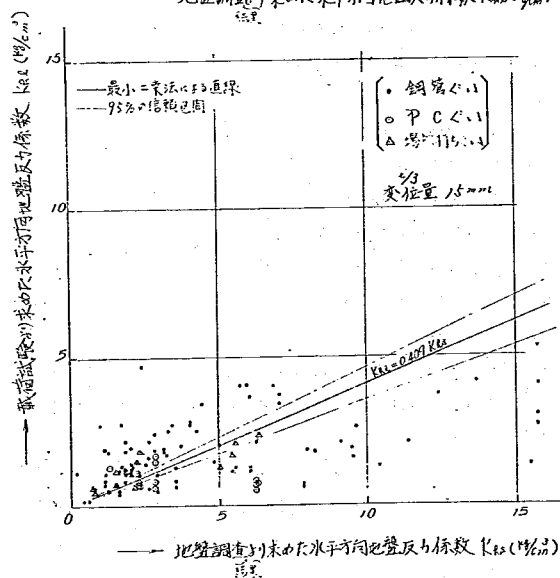


図-4



2.5 軟弱層における基礎構造について（中小橋の杭基礎構造について）

（主 旨）

軟弱層において中小橋における基礎構造を杭基礎岩着とする設計と工費のバランスがとれず、経済的効果が疑問視される場合設計上N値5付近で杭をとめる場合の対策について伺いたい。

1. N値と杭周辺摩擦力の関係
2. 杭の断面形状の検討
3. 群杭としての支持力算定方法
4. 橋台・橋脚・ベース断面形状について
5. 取付道路盛土による圧密沈下のため基礎杭に及ぼす影響について
6. ボーリングサンプリングの種々の統一的な試験方法について

（宮城県）

（解答）

道路橋下部構造設計指針くい基礎の設計篇では、くい基礎は良質な支持層に支持させるのを原則としながらも、重要度が低い場合とか、良質な支持層が非常に深い場合、経済性を考慮して摩擦ぐいが考えられることを解説において述べている。

- (1) 粘性土のN一値と周面摩擦の関係は多くの人に研究されているが、上記指針にのせている Meyerhof の式が一般に多用されている。

すなわち、式の第3項がそれである。

$$R_u = 40N A_p + \frac{1}{5} \bar{N}_s A_s + \frac{1}{2} \bar{N}_c A_c$$

ここに

R_u : くい極限支持力 (t)

N : くい先端のN一値

A_p : くい先端の面積 (m^2)

A_s : 砂層中のくいの周面積 (m^2)

A_c : 粘土層中のくいの周面積 (m^2)

$\bar{N}_s$: 砂層のN値の平均値

$\bar{N}_c$: 粘土層のN値の平均値

土木研究所で整理した結果によれば粘性土のN一値と周面摩擦力の関係を図一1および2に示すが、これによれば、N値が10程度以下では $\tau_{max} = N (t/m)$ 程度は発揮されているようである。

- (2) 杭を摩擦杭に使っても、断面形状は通常の円形のものでよいと考える。杭を摩擦ぐいを使う場合、コンクリートぐいが考えられるので、当然円形になるであろう。
- (3) 群ぐいの支持力算定方法は、上記指針3.4.4「軸方向押込力に対する群ぐいの考慮」の規定および解説によられたい。
- (4) 橋台・橋脚のベース断面形状について特に問題はないと考える。

- (5) 取付道路盛土により摩擦ぐいは沈下を惹き起すと思われるが、これは止むを得ないとする。むしろ適度の沈下は路面の段差を少なくするので悪いとは思われない。ただし、盛土荷重の絶対沈下量をあらかじめ推定し、もし過大な場合には橋台の施工時期を調整する必要があるかも知れない。
- (6) ボーリングサンプリングの試験方法は、「建設省土木試験基準（案）」第9章土によられたい。（ただし、全日本建設技術協会発行） また土質工学会でも「土質試験法」「土質調査法」等手ごろな参考書を出版しているので参考とされたい。

（基礎研究室）

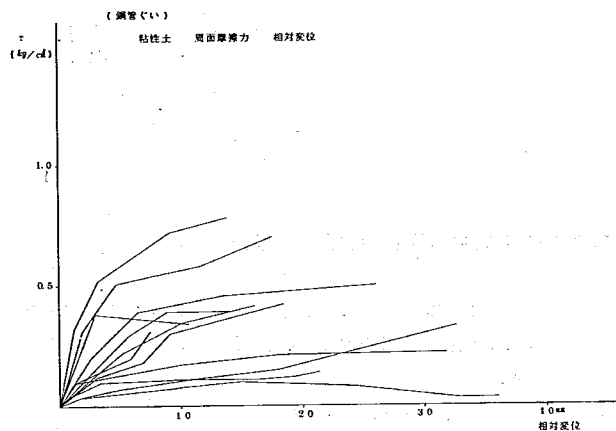


図-1

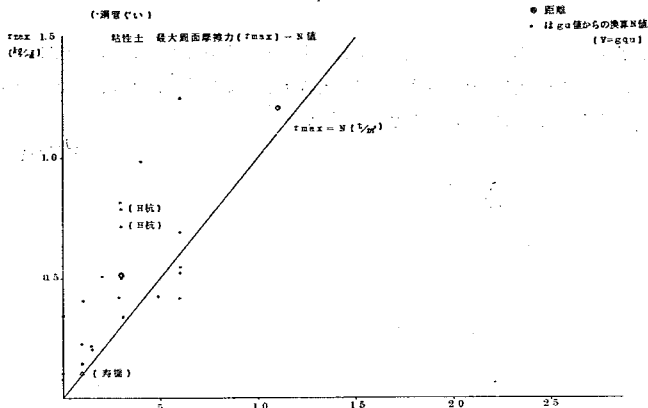


図 - 2

2.6 河口附近に架橋する場合の橋脚の根入れの深さ

(主 旨)

河口附近に架橋する場合に出水時における射流又は冬期風波等による汀線の後退等により、橋脚の根入れの深さは通常の河道に架橋する場合の考え方と異っていると思われるが、その決定方法について具体的に御教示願いたい。

本河川は二級河川で日本海に流入する流域面積 178 Km^2 流路延長 45 Km の急流荒廃河川であり、昭和47年7月洪水により、大きな被害をこうむり、現在災害助成工事で施行中である。

この災害時のピーク流量は $1,100 \text{ m}^3/\text{S}$ 程度と推定され河道計画は $980 \text{ m}^3/\text{S}$ で計画実施されている。

計画縦断面は河口より上流 2.1 Km 区間は勾配 $1/300$ 、粗度係数 0.035 である。

架橋計画にあたって、現在河床材料の粒度分布を調査中であり、又河口附近の深浅測量も実施している。又、海岸については、現在離岸堤を主とした侵食対策事業が継続中であり、計画波高 5.7 m 、波形勾配 0.0271 、計画天端高は $\text{TP} 5.00 \text{ m}$ である。

(青森県)

(解答-1)

(1) 河口付近に架橋する場合であっても、通常の河道に架橋する場合と比べて特別違った考え方は無いと思われるので、ここでは一般に行なわれている橋脚根入れの計算方法を紹介すると

どめる。

(2) 汀線の後退による河床の低下について

本河川の場合、海岸に離岸堤を主とした侵食防止対策を施工中との事であるので、将来の汀線後退は無いものと思われるが、なお不安があれば、過去の実績等から将来の河床低下を推定し、計画河床高にあらかじめ見込んでおく必要があろう。

(3) 橋脚部分の洗掘について

洪水時の流水による洗掘、波浪による洗掘の2つの場合について考えられるが、この2つのうちのどちらか大きい方を洗掘深とすればよい。

洗掘深の計算方法については、現在のところまだ充分信頼できる計算方法が発表されていないので、比較的信頼性が高く、広く使用されている計算方法を紹介する。

1) 洪水による洗掘について

2, 3の実験研究によると、水深と洗掘深の間に概ね次のような関係がある事が解っている。

$$\frac{Ds}{Hm} = 1.8 \sim 2.3$$

ここに Ds : 水面から測った洗掘深 (m)

Hm : 洗掘されないとところの平均水深 (m)

実際には河床材料の構成、流速、橋脚の形状等によって多少異なるものと思われるが、一応の目安を得るには簡便であるし、実用上もこの程度の値で差し支えないものと思われる。

2) 波浪による洗掘について

本架橋地点において波浪による洗掘が生ずるかどうかについては詳細な検討を要するが、洗掘が発生する場の計算方法として、次のような実験公式がある。

$$Z = 1.4 \times D \quad (D < 0.9 \text{ m})$$

$$Z = 1.05 \times D^{0.75} \quad (D > 0.9 \text{ m})$$

ここに Z : 海底面からの洗掘深 (m)

D : 海中構造物の流水に対する投影巾 (m)

この式によると、洗掘される場合は、海中構造物の巾 D によって洗掘深が求められるので、非常に簡単である。

(4) む す び

以上一般に使用されている洗掘深の計算方法についてごく簡単に紹介した。

この方法により洗掘深を計算してみると、橋脚巾 2 m 程度として、洪水時、波浪ともに洗掘深は 2 m 前後と推定され、実用上もこの程度の根入れで差し支えないものと思う。

なお、洗掘深についての詳しい計算方法については、「橋梁の計画と設計」(全日本建設技術協会発行)、「海洋綱構造物設計指針(案)解説」(土木学会発行)に詳しく述べられているので参照されたい。

(基礎研究室)

(解答-2)

冬期風浪などによって生じる汀線の後退量については量的に、各種の波浪条件や地形、底質に対応して求める方法は現在のところない。一般に行なわれているのは、汀線測量の成果を利用して、予想される最大後退量を求める方法や、航空写真を利用して汀線変化を調べる方法がとられている。一般の太平洋岸や日本海側の大きな波の来襲する海岸では40 m程度の汀線の前進後退が生じており、高さについても2 m程度変化がある。この他に橋脚を造ったために生ずる洗掘があり、波の作用時間が長ければ、非常に大きなものになる。実験的に洗掘量は検討されているが、ある限られた条件の場合であり、一般的なものはない。粒径0.2mm、海底勾配1/30、水深2 m程度の場所で直径60 cm、4本の鋼管杭によって1 m程度の洗掘が生じている例がある。

(海岸研究室)

2.7 深礎工等の支持力の測定方法について

(三陸国道)

(解答)

深礎工法は山岳道路における斜面部等の橋梁基礎にしばしば用いられているようであるがこのような場合地山のコアの一軸圧縮強度あるいはN一値等から支持力を推定することができる。ただしこの場合、基礎にすべり破壊を起させる有害な弱層やわれ目が発達していないか事前に調べて調査をする必要がある。

一般に地盤の支持力は平板荷重試験により求められるが、載荷板の寸法が小さいので局所的な試験にとどまる。支持力の算定に必要なのは基礎の影響する範囲の地盤の性質であり、ボーリング等によりこれを把握することが必要である。

(基礎研究室)

2.8 井筒沈下が可能なコンクリート強度について

(湯沢工事)

(解答)

質問の趣旨は、コンクリートの強度増進はどの程度期待できるかという点にあるようである。

最近、構造物から採取したコアの圧縮強度の試験結果によれば、水門から採取したコアの場合では、打設後50年経過しているにもかかわらず400~500 kg/cm²をしめし10年を経過した舗装版から採取したコアは材令3ヶ月の試験値と比較して40~60%

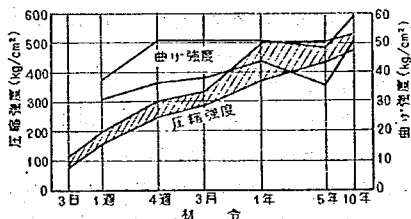


図-1 市販セメント5種を用いたコンクリートの圧縮強度および曲げ強度 (昭和30年成形、水セメント比=48%、スランプ=7cm、20°C水中養生 (日本社))

大きくなって $600 \sim 700 \text{ kg/cm}^2$ となっている。また、水中養生を行なった供試体の強度は 10 年を経過しても図のようにまだまだ強度の増進することがうかがえる。

しかし、以上述べたのは、コンクリートの空けき中に水分の補給がある場合であって、乾燥の程度がいちじるしければ、強度増進の程度が低くなることは当然といえる。

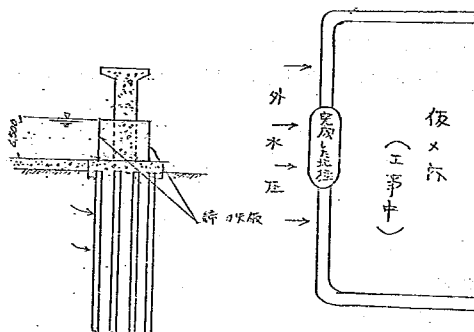
(コンクリート研究室)

2.9 偏載荷重による構造物の水平移動量測定方法

(主 旨)

軟弱地盤上の (鋼管杭 $\phi 1016 \text{ mm}$, $L 36 \text{ m}$) 築造に際して施工時に仮マ切にかゝる水圧及び躯体基礎面下に発生する土圧又は側方流動に伴う柱の移動、変位量、応力等を測定する場合の安全で確度の高い測定方法を知りたい。

(河川工事課)



(解 答)

(1) 外的な測定

- 1) 構造物の近くに基準点 (くい、三角点、水準点、基盤 etc.) よりトランシット、レベルによる方法
- 2) 2つの基準点にインバール線等を張って行う方法

(2) 内的な方法

- 1) 杭体などにひずみゲージをはりつける方法
- 2) 傾斜計による方法
- 3) 振り子による方法

多く用いられているのはトランシット、ひずみゲージ、傾斜計によるもの等である。

(基礎研究室)

3 橋梁に関する問題点

3.1 既設橋梁の床版のクラック発生の原因とその補強対策

(主 旨)

最近、昭和35年～昭和40年頃の橋梁床版にクラックの発生が多く、この対策に頭を痛めているが、クラック発生の主たる原因と、又事前チェックの方法、補強工法等について御教示ねがいたい。

(酒田工事)

(解 答)

鉄筋コンクリート床版におけるクラック発生の主な原因は次のように大別できる。

1. コンクリートの乾燥収縮
2. コンクリートの施工不良
3. 鉄筋許容応力過大
4. 設計時に想定した以上の過大応力の発生

上記のうちさらに「設計時に想定した以上の過大応力の発生」の原因としては次のようなことが考えられる。

- i) 輪荷重過大
- ii) 路面状況不良
- iii) 配力鉄筋不足
- iv) 床版の剛性不足
- v) 主構との共働作用
- vi) 床版支持げた間の不等沈下

鉄筋コンクリートでは計算上からもクラックが発生することを前提としており、実際に鉄筋コンクリートであるかぎりクラックの発生は避けられない。したがってクラックが発見されたからと云って、たゞちに補強を必要とするものではない。このクラックが有害か否かが問題である。

クラックが有害か否かの判断はクラックの中、クラックの数、間隔などを基にしておこなわれるが、現在のところ、これらについて判断の基準となる具体的な数値を示すまでには至っていない。

鉄筋コンクリート床版の補強の工法としては次のようなものがある。

1. 打ちかえ
2. プレハブ床版によるおきかえ
3. 縦げた挿入による床版スパンの縮小
4. 鋼板接着
5. 樹脂注入
6. モルタルの吹きつけ

(橋梁研究室)

3.2 撤去する橋梁を利用した橋梁実験について

(主 旨)

最近、当地建では架換により撤去する橋梁が多い。撤去に際して橋梁についての研究に役立てるため、各種の実験を行なうのが有益であると思われる。取り壊す橋梁について大規模な実験を行なった例があれば知りたい。

また、実験方法について参考意見を聞きたい。

(道路計画第二課)

(解 答)

橋梁としての終局耐力を知るという目的から実橋の載荷による破壊実験は意味のあることだと考える。しかしながら載荷によって実橋を破壊させることは載荷々重の点で非常にむづかしく、また危険をとまなう。

実橋における破壊実験の例としては次のようなものがある。

枚方大橋床組 土木研究所 土研資料432号

名神高速跨道橋 日本道路公団

首都高速高架橋 首都高速道路公団

破壊実験はおこなわなくても、撤去する橋梁に使用されていた材料についての特性や構造細部の強度ぐらいは調査しておくのがよい。これによって同年代に架設された橋梁の耐力を判定したり、補強工法を考えたりするときの参考資料が得られる。

(橋梁研究室)

3.3 部材の許容応力について

(主 旨)

部材の許容応力は、現行示方書によるべきか、製作当時の示方書によるべきか、お伺いしたい。

(道路管理課)

(解 答)

質問の趣旨は、既設橋の耐力を判断するときの許容応力のとり方のことであろうと考えられる。

材料の強度が同じであるにかかわらず、現行示方書の許容応力が旧示方書におけるものとことなっているのは、主として現行示方書の制定に際して旧示方書制定当時以後の技術の進歩の結果を反映させた結果である。したがって既設橋の耐力を判定するときに用いる部材の許容応力としては、原則としては現行示方書に示されたものを用いてよいのではないかと考える。

(橋梁研究室)

3.4 鉄筋コンクリートの老朽橋補強工法

(主 旨)

コンクリートが剝離し、鉄筋が露見する程に損傷している橋梁の補修工法として、現橋断面で鋼板を被覆し、その間隙に樹脂注入を考え、現橋断面を確保、現橋耐荷力を確保したいと思いますが、樹脂の厚さが20mm程度になった場合、弾性係数の小さい($2 \sim 3 \times 10^4 \text{ kg/cm}^2$)樹脂モルタルでその効果が期待出来るものか、伺いたい。

(道路管理課)

(解 答)

質問にあるような補強方法をとった場合の樹脂の働きとしては次の2つが考えられる。

1. 鉄筋を被覆して錆から守る。
2. 鋼板を断面の一部として一体化させ、荷重に対して有効に働かせる。

通常の計算においては、断面内における歪分布は直線的であるという仮定をおいている。したがって樹脂の部分に生ずる歪は鉄筋の歪よりは大きい、鋼板の歪よりは小さくなる。樹脂の弾性係数は鋼の $1/100 \sim 1/70$ 程度とのものであるので樹脂の部分に生ずる引張応力は非常に小さくなる。このため樹脂の部分は引張力をほとんどとることができない。樹脂の部分でせん断による破壊がおこらないかぎりでは、上記2の効果は期待できると考えられる。

(橋梁研究室)

3.5 土木構造物標準設計の作業状況

(主 旨)

現在、橋梁上部工の標準化は、P C桁と合成板桁についてなされているが、現在東北地建では、非合成連続板桁が比較的多く採用されているので100m以下の橋梁について早急に標準設計を作成してもらいたい。

(酒田工事)

(解 答)

土木構造物の標準化作業は別表に示すとおりである。

ここに掲げた標準化の項目は、昭和45年の標準化連絡会(土研所長が部会長 本省に設置されている)にて了承されたものであるが、大部分の構造物について標準化が進んでいる。

昭和48年度の作業状況は、新規構造物としてプレテンション方式ホロースラブ橋、既刊の改訂として第1および第2巻、自動化としてニューマチックケーソンおよびくい基礎について標準化を行っている。

プレテンション方式ホロースラブ橋については、当初本年11月発刊を予定していたが、横締め効果について、再度検討を、との指示があり、現在実物大模型実験を行っている。したがって、発刊はこの実験の検証が終り次第ということになるが、本年度末には発刊の予定である。

第1および第2巻の改訂作業は、土工指針の改訂作業と合わせて進めているが、初刊が手書きに

よる図面であったのでこれを電算によって行うべく現在作業中である。

主な改訂点についてふれると、現在の1、2巻は側溝、暗渠、擁壁がばらばらに集録されているので、これを1巻には側溝類、暗渠類、2巻に擁壁類とまとめて集録しなおすこと、鋼製ぶた、全巻きパイプカルバート、もたれ擁壁等の新規構造物の追加、土かぶり、擁壁高さ等の設計条件および集録断面の追加、設計方式の整備等である。

また、設計の自動化作業は、上述の構造物について行っているが、これは標準設計図として集録しにくい構造物すなわち、現場の設計条件から制約を受ける構造物（基礎工、連続げた等）の自動設計プログラムを整備しておき、設計の省力化を計ることを目的とするものである。

（システム課）

土木構造物標準化作業一覧表

S・48・10 現在

巻	大分類	中分類		発刊年月 (予定)	改訂作業	
					改訂年	項目
1	側溝類 暗渠類 擁壁類	側溝(LU形), 集水坑, 各種ふた 一連ボックス, パイプカルバート 石積, 重力式, 突貫式擁壁		40・8	49・2	1集録方法の変更 2集録断面の追加 3鋼製ふた, 全巻パイプ, もたれ擁壁等新構造物の追加
2	暗渠類 擁壁類	二連ボックスカルバート 扶壁式擁壁		42・2	49・2	4設計方式の再検討
3 4	河樋門樋管類	一, 二連ボックスカルバート(樋門用) 門柱, 管理橋, 門扉, その他		(49・10)		
5	横断歩道橋			42・5	50・	
6	橋梁下部工類	橋台	KH=0.2, KV=0.1	43・5	49・	1集録断面の追加 削除
7			KH=0.25, KV=0.125	46・3		2設計精度の検討
8						3集録方法の検討
9		橋脚	KH=0.2, KV=0.1	45・5	49・	1集録断面の追加
10						2新規構造物の追加(丸じや)
11			KH=0.25, KV=0.125	46・3		3設計精度の検討
12						4集録方法の検討
13 15	橋梁上部工類	ポストテンション方式PC単純丁げた橋		44・9	50・	1集録幅員の変更
16				44・11		2示方書変更に対する修正
17						3集録方法の検討
18		プレテンション方式PC単純丁げた橋		47・2		
19		プレテンション方式ホロスラブ橋		(49・2)		
20		鉄筋コンクリートスラブ橋		(50・4)		
23 27		活荷重合成プレートガーダー橋		47・9	51・	1訂正箇所の修正 2集録方法の検討
28						
29 31		H型鋼橋		(49・11)		
		砂防堰堤		計画中		
		クレストゲート		"		
		トンネル		"		
㊦	基礎工類	ニューマチツクケソン		(49・3)	自動設計プログラムのみ	
㊦		くい基礎		(49・3)	"	
㊦	上部工	ポストテンション方式PC合成丁げた橋		(51・3)		

4 建設機械・施工に関する問題点

4.1 建設機械の運転員等に対する対策

(主 旨)

建設機械（ブルドーザ、シヨベル系機械、グレーダー等）の共通的な問題であるが、公害とは別にオペレーターの保護を考え、少々高価な機械になっても、下記のような効果の対策を施した機械を開発する必要があると思われる。

- 1) レバー操作力、2) レバー配置の適正化（例えばグレーダ、作業装置レバーを簡易にする）
- 3) 燃料、油脂の補給の容易化、4) 騒音、振動防止対策、5) 運転席の大きさと性能、
- 6) 運転室の冷暖房

上記1)～6) 実態調査等を行っている、その対策についても結論が出ているものもあるのに、販売機械にはなかなか反映されていない。ある程度強制力をもたせて製作するよう、機械研究室、建設機械化研究所、本省（性能試験に性能本位ではなく1)～6) も含めて試験をするとか）で指導して行く、研究所に於て、本件についての現状を質問する。

(岩手工事)

(解 答)

土木研究所はすでに過去5年以上この問題について研究を進めて来ており、多くの成果を得ている。このほかの所（九州地建、建設機械化研究所、小松製作所）でも色々な形の人間工学的研究が進められている。しかしその成果は御指摘のように仲々市販の機械に反映されていない。その理由としては、建設機械の多くが外国との技術提携又は模倣によっており、メーカー側が日本人に合った機械を作るという意識が少ないこと、機械購入者（コントラクト）と使用者（オペレータ）が同一人でないため、どうしても安価な機械を購入しがちで、居住性の良い高い機械は売れないこと、法的制約が少ないことなどが考えられる。建設省としても例えば低騒音化した機械を購入するなどの努力をし、土木研究所でも研究成果のメーカーへのPRを積極的に行なうなどの努力をしているが、まだ業界全般には及んでいない現状である。幸い国内的には労働衛生安全法の制定に伴う安全性の向上、世界的にはISO/TC127における土工機械の居住性・安全性の向上に関する国際規格の制定などが進められており、これらが発効の暁には、建設機械の居住性・操作性などは大幅に改善される見通しである。尚建設機械の人間工学的研究ですでに発表されている文献は次の通りである。

吉崎博、小室日出男：「人間工学による除雪車の操作性の考察」土木研究所資料 550号

昭和44年12月

東山芳雄、宮西康男：「ブルドーザ運転における人体負担度」小松技報 Vol.14, No.1

昭和43年3月

労働衛生研究所：「作業環境等とトラクター運転員の作業能力調査とその解析に関する報告書」

昭和43年3月

建設機械化研究所：「建設機械の運転員に対する振動伝達防除方法に関する研究」報告書

昭和45年3月

建設機械化研究所：「タイヤ式建設機械等の運転員に対する振動伝達防除方法に関する研究」

報告書 昭和46年3月

田中康之：「建設機械の適正操作力に関する実験結果」建設の機械化 昭和48年4月

九州技術事務所：「建設騒音及び振動の調査並びに排除に関する調査試験」昭和48年6月

(機械研究室)

4.2 地すべり地帯における水田耕作のための漏水対策工法

(主 旨)

地すべり対策事業によって地下水の低下をはかっているが、一方地すべり防止区域内には既存の水田が広い範囲にわたって耕作されている。

最近地すべり対策工事の進捗によって、これらの一部水田において、かんがい用水の不足等のため耕作不能の実態が生じている。地すべり等防止法では通常の水田耕作は軽微な行為として許可を要しない行為として耕作されている関係上、耕作のための行政的指導の必要もあり、今後地すべり防止区域内で計画している水田の基盤整備事業の漏水対策工法として次のことについてご教示願いたい。

1. 対策工法について

当面水田床締め心土法によりベントナイト施用を考えているが、外にもっと適切な、例えば薬液注入工法等が実用化されていないか。

2. 上記床締めベントナイト施用について

(1) ベントナイトの使用適量が当どの程度か、尚各土併用法粘土の場合旧田で床面(心土面)に粘土を厚さ10～30cm(反当30～90㎡)程度各入して表土と心土との間に粘土の不浸透性層をいれているようである。

(2) ベントナイトを使用した場合の耐用年数はどの程度か。

(3) ベントナイト使用した場合の稲作に及ぼす影響はどうか。

3. 床締め転圧回数について

転圧回数は種々の要因によってきめられるものであるが、標準的11t級ブルドーザー使用の場合等で転圧回数の基準どの程度か、実績データ等あればお願いしたい。

4. 施工管理について

床締め効果は後日の減水深測定等によって得られるが、床締め施工時点において、通常の土の分類、性質判定、現場締固め試験等の外、特にどのような管理試験に留意すべきか等。

(新庄工事)

(解 答)

本質問の件については農業土木工学の範囲に属するので、当研究所で専門に研究を実施してい

る部門はない。従って詳しい事は農業土木学会編「農業工学ハンドブック」(丸善出版)の耕地土層工床締めを参照されたい。

一般に地すべり地で水田の減水量が増加した場合には2つの原因が考えられる。

その1つは地すべり運動により耕地土層内に多数のキレツが出来た為に漏水量がふえた場合ともう1つは、地下水排除工業を行った為、従来の湧水が減少して水田への水の供給量が減少した場合である。此の質問の場合はどちらに当てはまるかは明瞭ではないが、後者の場合は給水量を増加すれば解決し得る問題であるのに対して、前者の場合は漏水対策を施さなければならない。

水田の漏水対策には、3つの方法があって、此の表土法、心土法、各土併用法であって、質問者は此の中の第3のものを利用したと考えている。地すべりによるキレツの大きさは一般に云われる水田床のキレツより大きいのが通例であるから、前の2つの方法では、漏水対策が不十分になる恐れがあり、各土併用法が適していると思われる。

只、水田と云うものは全く漏水しないとかえて酸素の供給が減って稲の生育に害を与えるものであるから、薬液注入の様な徹底的な止水工法は普通は用いられない。

各土併用法にも2法あり、直接ベントナイトを作土に混入する方法と作土と心土の間にベントナイト層を作る方法があり、新潟農業では多くは前者の方法が用いられている。此の方法は耕作前に1.000㎡当たり0.7~1tのベントナイトを撒布して、代かきの時に作土中に混入させる方法で、これによっても、減水深を20~50%減ずる事が可能であると云われている。

後者のサンドイツチ工法の場合は、ベントナイト層厚を10~30cmにすると、全く通水性が失われるので、もう一ケタ位層厚を落しても良いのではないだろうか。又、この場合、耕作によってベントナイト層が逆に破壊される危険性も考えられるので、地すべりによるキレツの部分が見えれば、その部分だけ層厚を厚くすることも考えられる。

ベントナイトを使用した場合の稲作に及ぼす影響はないと思われる。

床締め転圧回数は11t級ブルドーザーならば8~10回と云われている。又、施工管理試験としては透水係数、含水比、締め固め試験が必要であろう。

(地すべり研究室)

4.3 地じり対策工としての集水井の効果について

(主 旨)

地じり対策の有力な工法として集水井が施工されているが、効果の永続性、確実性に問題があるためか、対策工のなかでの効果の計算には、入れていないのが現状であるが、工費は一基当たりかなり高額でもあり会計検査上も問題になる可能性もあるので、効果判定の基準を御教示願いたい。

(酒田工事)

(解 答)

集水井工法は従来行なわれていた多数の横ボーリング排水工の掘進総延長を節約すると共に、

その孔口の維持管理を容易にし最期間に亘って排水効果を期待し得る為に考案されたものである。

一般に横ボーリング工の排水効果を著しく減少させる因子として2つの作用が考えられる。

1) 孔口附近の斜面崩壊又は変状

横ボーリング孔内には保孔管として通常塩ビパイプが挿入され、湧出した地下水は此の塩ビ管を通して排水する計画であるが、実際には地下水の中の一部が塩ビ管中に入らずに孔壁と塩ビ管のスキ間を流れる。するとこの水は孔口附近の透水性のよい崩積土中に浸透し、これを軟弱化して孔口附近で小さな斜面崩壊や斜面変形を起こす事が多く、この為に孔口がつぶれたり、つまったりする。

2) 地下水中の溶存成分の沈積

地下水の水質を大きく分けると重炭酸系の水と硫酸系の水があり、前者は堆積岩中に、後者は凝灰岩や火山岩や火山変質のある地帯に見られる。前者の水の場合は流動中にイオン交換等を行って重炭酸塩を、又、後者は硫酸塩を沈積する。湧出水の流速が大きければ、この沈積の程度は小さいが、流速の小さい場合には多量に沈積して塩ビパイプの口径を小さくし、遂には閉塞するに至る。

集水井は横ボーリングの孔口が、地下10m以上の地点にあつて、比較的良く締った地山にある為、漏水による崩壊の心配が少い事と、ボーリングの延長が短かい為、溶存成分の沈積の度合いが一般の横ボーリング工に比して少いと云える。しかし乍ら通例5年に一回位いの割で、集水ボーリング孔に圧搾空気等を注入することにより、通水効果を維持する様努めた方がよい。

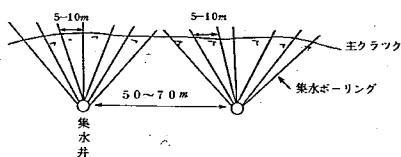
次に集水井工の効果であるが、図示の如く、集水横ボーリング工の末端の間隔を5~10mにとり、1つの集水井から8~16本の集水ボーリングを行った場合の附近の地下水位の低下予想高は3~5mである。此の値は全国的な実施例から経験で割り出した値であつて、ほぼ数10ℓ/分程度の集水を得た場合、集水井の位置を中心として約2.5~3.0mの範囲での水位低下高の平均値である。もしも上記の状態になつたにも拘らず、地下水位が全然低下しない時は、測定している垂直ボーリング孔内に泥やベントナイト等が沈積している為であつて、測定孔の孔浚いをした方がよいし、水位低下高が此に満たない時は、更に集水ボーリングを増工した方がよい。集水横ボーリング孔の中で十分な排水の得られるのは恐らく全数の中で1/3~1/5であらうと思われる。

(地すべり研究室)

図-1 横ボーリング孔口の崩壊



図-2 集水井戸の計画



4.4 軟弱地盤の各種工法について

(主 旨)

軟弱地盤の各種工法について、土質その他の資料から選択する場合の目安をお教え願いたい。

又、浮基礎工法についての研究について資料をもって教示願いたい。

(秋田工事)

(解 答)

質問は盛土基礎に関するものと考えられるので、これについて説明する。

軟弱地盤対策工は、用地事情、その他特別な事情以外の純粋な技術的側面のみを考えると、次のような条件を考慮して選定しなければならない。

- 1) 地盤条件 土の種類(粒度)、軟弱層の厚さ、成層状態(複雑な層構成であるかどうか、特に中間に砂層をはさんでいるか)、強度、圧縮性
- 2) 工期および供用までの余裕期間 緩速施工が可能かどうか、放置期間がとれるか(盛土完了後舗装までに十分な時間があり、かつ簡単な手直しができるか)
- 3) 供用後の維持管理の程度 残留沈下量の許容値
- 4) 盛土の高さ すべりに対する安定性が問題になるか、単に沈下に対する対策のみでよい(軟弱層の強度および圧縮性と関連がある)
- 5) 土工計画 余盛りがある程度の期間放置しておく時間的かつ土量配分上の余裕があるかどうか

もちろん、これらの要因はそれぞれ単独に考えることはできないもので、通常はこれらすべての条件を総合的に検討して対策工の選定にあたる必要があるが、条件がわかっているときに自動

的に適切な対策工を指示できるようなフローチャートの的なものを作成できるほど、各種対策工の効果等に関しての情報が整理されていないので、ここでは盛土基礎改良工として普通に用いられる工法について、工法選定上参考となる事項を中心に解説しておく。

- 1) プレローディング 工期および放置期間、土量に余裕があれば（余盛り分の土量を転用できる場合）非常に適切な工法である。軟弱層が薄く、中間に排水層となる砂層をはさんだり、強度が比較的大きく施工中においてもすべりに対する危険性のない場合、完成後の盛土高があまり高くない場合に効果が大きい。軟弱土層が透水性の小さい粘土でかつそのような粘土層のみからなる単純な層構成のとき、盛土が帯状でなく広範囲にわたる場合には効果が薄い。
- 2) サンドドレーン 沈下量を減少させる効果、圧密時間を短縮させる効果はないというのが一般的な評価である。ただし強度増加は期待できるとされているので、安定性に問題のある場合（地盤強度の弱い場合）には適切な対策工となるが、期待できる強度はサンドコンパクションパイルの場合よりは小さいものとみななければならない。沈下促進に効果がないといわれている理由としては地盤が複雑な層構成でかつ盛土幅があまり広くないときには、無処理地盤でも水平方向への透水が卓越し（特に中間砂層のあるときにはこの傾向がいちじるしい）、計算以上の速さで圧密が進行するということがあげられている。
- 3) サンドコンパクションパイル 圧密促進についてはサンドドレーンと同様に特に効果があるとはいわれていないが、沈下量そのものが無処理の場合にくらべて減少する沈下阻止の作用が認められること、強度増加も期待できることが特長とされている。したがって軟弱層が厚く、盛土が高いために沈下と安定の両方に問題がある場合に適している。安定計算のうえで所要の安全率がとれる場合でも周辺地盤のふくれあがりなどを防止するようきびしい条件のあるときには、サンドドレーンよりもすぐれている。
- 4) ケミコパイル 沈下阻止と強度増大という効果が認められるのはサンドコンパクションの場合と同じであるが、沈下の減少・強度増加ともにサンドコンパクションパイルよりも改良結果がよいという報告がある。施工時に近接構造物に振動の害を与えない点も利点とされており、地盤全体としてかなり強固なものにできることと盛土のような載荷重なしに所要の目的を達し得る（化学変化による脱水・固結作用のため）とされていることから、地盤に振動荷重（活荷重）の作用する低盛土道路の改良に適すると思われる。ただし透水性のよい地盤で地下水が簡単に補給される条件（たとえば中間砂層が発達している）では効果に疑問がある。
- 5) マット工法 合成樹脂製のネットあるいはシートを地盤表面に敷いてその上に盛土を施工する方法で、積極的な改良工法ではなく、沈下を均等にさせることと、盛土全体を一体化することによりすべりに対する安全性がある点にその意義があるとされている。軟弱層が薄くかつ盛土が低い場合に用いるのがよいと思われる。
- 6) 置換工法 軟弱層の薄い場合には推奨される工法であるが掘削土の処理の面に大きな問題があろう。

最初に述べたように軟弱地盤対策工の選定にあたって考慮すべき要素は土質条件のみではなく

その他の技術的要因のほかに、さらに社会的条件をも勘案しなければならない。特に最近、周辺地盤のふくれあがりや沈下・水平変位、振動の伝播等のいわゆる公害的側面からの要請に強くこたえることが要求されていることから、対策工選定の検討もその観点に重点をおいてなされるべきであろう。そのような意味では沈下阻止に効果があり、施工中にも周辺に振動を与えないケミコパイル工法や、周辺地盤と盛土基礎を絶縁する矢板打設工法などの思い切った対策をも考えるケースがあってもよいと思われる。

浮基礎工法についての研究としては完全なものではないが昭和43～45年度の建設省技術研究発表会共通部門指定課題「軟弱地盤対策に関する調査研究」中のボックスカルバートの応力調査において若干の測定例がある。報告書が刊行されているので参照されたい。

浮基礎を採用する際は必ずプレローディングをすることになるが、掘削後のカルバート沈下量が予定どおりになるかどうか、不等沈下のためクラックあるいはジョイントの開きなどが生じないかどうか大きな問題点で、程度の差はあれ、不等沈下は生じジョイントの移動も起こり得ると考えておくのがよい。低盛土道路では路面への悪影響を避けるため浮基礎採用が望ましいが、当然のことながら沈下によってカルバートの機能が損われないよう、設置後の許容沈下量以下となるよう計画しなければならない（稲田倍穂「軟弱地盤の調査から設計・施工まで」鹿島出版会P・309に観測結果の報告がある）。

なお擁壁の浮基礎については現在のところ特に研究は行われていない。

（土質研究室）