



土木研究所資料 629号

企 4 5 - 6 1

北陸地建における一日土研資料

昭和45年11月11日(水)~13(金)

建設省土木研究所

北陸地建における一日土研資料

昭和四十五年十一月十一日~十三日

建設省土木研究所

も く じ

I 共 通 部 門

1. コンクリートの配合と品質管理について	1
2. 鋼材について	7
3. 土工、土質に関する問題点	14
4. 基礎構造物の問題点	20
5. 安全及び公害の問題点	28
6. その他	31

II 河 川 部 門

1. 流出解析の問題点	39
2. 河道計画上の問題点	48
3. 河川工事の問題点	70
4. 海岸工事の問題点	78
5. 砂防工事の問題点	81
6. その他	101

III 道 路 部 門

1. 舗装の問題点について	105
2. 地すべり対策及び軟弱地盤処理工法の問題点	117
3. 橋梁の設計及び施工上の問題点	122
4. 積雪寒冷地における道路の施工について	135
5. トンネルの設計施工	139
6. その他	145

I 共 通 部 門

1	コンクリートの配合と品質管理について	
	新潟会場	1
	金沢会場	3
2	鋼材について	
	新潟会場	7
	金沢会場	13
3	土工，土質に関する問題点	
	新潟会場	14
	金沢会場	16
4	基礎構造物の問題点	
	新潟会場	20
	金沢会場	27
5	安全及び公害の問題点	
	新潟会場	28
6	その他	
	新潟会場	31
	金沢会場	33

1. コンクリートの配合と品質管理について

新潟会場

1.1 北陸地建では、標準配合表から耐久性を目的としたコンクリート配合を決めており、

- a) 粗骨材最大寸法 (cm) b) スランプ (cm)
- c) 空気量 (%) d) 水セメント比 (%)

のみを示し、セメント量は示さず、シュミットハンマーの反発値をもつて管理をしているが、圧縮強度に代るものとしてこれが適当かどうか伺いたい。

(企画室)

解答

コンクリートの品質の検査方法についてはコンクリート研究室にて種々な方法を調査中であるが、そのうちの1つに反発試験器いわゆるシュミットハンマーがある。

シュミットハンマーが有効と考えられるのは、

- (1) コンクリートの品質が強度をもととして定められたもの。
- (2) (1)以外のものであつても、コンクリートの品質のバラツキの程度が少なく、試験精度がよければ、品質の判定が細かく行なえる場合。

などである。

とくに比較的品质のバラツキが大きくなり勝ちな軽微なコンクリート構造物(たとえばコンクリートブロック、土留など)の場合には、供試体を製作し強度試験を実施しても、手間のかかるわりに品質の判定精度はよくならないので、はじめから反発値Rを規格値として、供試体をつつて、あるいは構造物について検査をすることが便利と考える。

その他、品質の均一さを連続して調べる場合、硬化の程度を大よそ知る場合には有用である。反発値Rを強度に換算しないのは、今までの多くの実験がしめすように、Rと強度との関係が骨材の品質などによつて大きく変わりこれを厳密に関係づけることに疑問があるからである。

いま、RとC/Wとの関係の1例をしめすと図-1のとおりである。また、1パッチから供試体6コをつくり、測定点数をかえて測定し、その平均値のバラツキを求めた結果は図-2のとおりでそのバラツキは比較的小さい。

シュミットハンマーで試験する上での注意事項としては、

- イ、測定方向をなるべく一定にする、止むを得ない場合は、測定方向によつて修正する。
- ロ、打上り高さによつて品質が異なるので、測定位置を一定にする。
- ハ、測定面が平坦であること、また、乾、湿の条件を一定にする。
- ニ、供試体の厚さは15cm以上のこと、下向きに測定するとき供試体を支持している面は、供試体に密着していること。
- ホ、シュミットハンマーは検定したものをを用いることなどである。

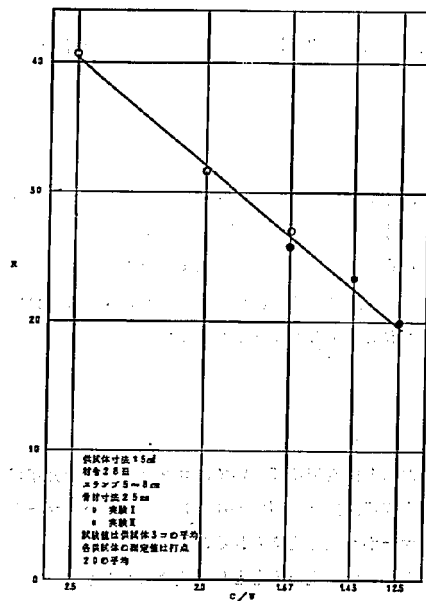


図-1 セメント水比と反応値との関係の一例

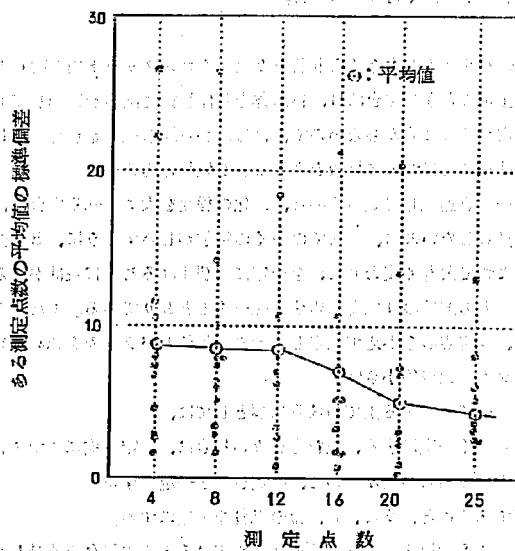


図-2 測定点数とその平均値のバラツキとの関係

金沢会場

1.2. (1) グラノリスック使用の場合の堤冠クラック防止策について

(主 旨)

下図のように水通し断面天端処理を行なっているが、グラノリスックコンクリート部分に5～6cmのヘアークラックが無数に入り、また、富配合コンクリートと、グラノリスックの間の部分にも、クラックが入る現象がみられる。

原因としては、セメントの質、セメント量、養生方法等が考えられるが、これ等についてお伺いしたい。

なお、立山砂防工事の場合は、50cm、50cmグラノリスックコンクリート620Kg/m³で施工しているが、同様の現象がみられる。

(神通川水系砂防工事)

600 Kg/m ³
300 Kg/m ³
180 Kg/m ³

20cm グラノリスックコンクリート

30cm 富配合コンクリート

(2) 耐摩耗性コンクリート作成について御教示願いたい。

(主 旨)

常願寺川では、土石流によつて、コンクリート構造物の摩耗が激しく、一部にグラノリスックコンクリートを使用しているが、なお、摩耗傾向がみられるので、耐摩耗性コンクリートに有効な手段を御教示願いたい。

(富山工事)

解 答

グラノリスック工法におけるクラックの発生については一般に2つの場合が考えられる。1つはセメントを多量に使用することによつて生じる発熱と水和に伴なう収縮であり、残りの1つは施工の不完全さ、たとえば養生が十分でないことによるものである。

発熱については、セメント使用量が600 Kg/m³でありもし、熱が施工中に全く逃げないものとするれば、セメントが水と反応しただけでも使用材料の温度よりも約10℃上昇し、コンクリートの打込み後7日も経過すれば約70℃上昇する計算になる。実際には熱放散が相当に大きいので、このように大きな温度上昇となることはないが、打込み面のコンクリートの温度が比較的高い場合は、下面への熱放散が少ないので温度上昇は大きくなり易い。

コンクリート温度が高くなれば、温度変化によつて、また温度勾配によつてひびわれの発生するおそれ大きい。

セメントペーストの容積は、水和作用に伴なつてセメントと水との容積の合計よりもわずか

に収縮する。その上養生が十分でなければ、セメントは外部からの水の補給に頼ることができずに、練りまぜ水のみによつて水和作用を行なわなければならないため、十分な強度は得られないし、体積変化が大きくなる。

以上のような原因から、ひびわれの対策としてはつぎのことも検討するとよい。

(1) セメント量をできるだけ減少する。

(2) セメントの種類を発熱の少ないものに変更する。

(たとえば中熱セメント、フライアッシュセメントB種、または高炉セメントB種など)

(3) 混和物の温度が高いため、硬化が早く取扱いが困難であれば凝結遅延剤の使用も考える。

(4) グラノリシック工法の施工日を打込む位置のコンクリートの温度と関連させて考えるとよい。

(5) 養生は蒸気養生、散水養生がよいが、水が容易に得られない場合はせめて膜養生剤の塗布を考える。

グラノリシック工法に代る天端の保護工としては、将来は高分子材料の使用なども考えられるが現在のところは、まだ15万～50万/㎡と高価である。また、種々の耐摩耗材料もあるが、構造物の種類と用いられる地理的な条件とによつて磨耗の様子が異なるので試験を行なつて判断するのがよい。

1.3 高熱地帯のコンクリート品質管理について

(主 旨)

地熱90℃以上の祖母谷水系の堰堤工事については溝を掘つて湯を集め、コンクリートを打設しながら散水している。

設工中及び施工後の管理について地熱との関係及び温泉がどの程度コンクリートに悪影響を及ぼすのか伺いたい。

(黒部工事)

解 答

温泉地帯におけるコンクリートの打込みの問題は温度という物理的な問題と泉質に関する化学的な問題とがある。

今回質問のあつた温度に関しては、これが80℃以下であれば、硬化初期の温度上昇を制限すること、凝結の早く進行すること、長期強度のやや低下すること(表-1)、養生を十分に行なうことなどについて注意することにより施工は可能と考えられるが、100℃を越えた場合には、水分の蒸発がいちじるしく、コンクリート中の気泡もかなり膨張するので、このような場合には、現場打ちコンクリートを用いることは適当でない。

(コンクリート研究室)

表-1 各種セメントを用いたコンクリートの高温養生を行なった強度試験の例

セメントの種類	粗骨材 最大寸法 (mm)	スランブ (cm)	水セメント 比 (%)	単位 セメント量 (kg)	単位 水量 (kg)	絶対 細骨材率 (%)	圧縮強度 (kg/cm ²)					
							標準養生			高温養生		
							3日	7日	28日	3日	7日	28日
普通ポルトランドセメント	30	14	55	346	190	43	119	212	380	247	262	301
早強 "	30	14	55	351	193	42	197	309	424	286	301	336
中庸熱 "	30	14	55	329	181	44	105	145	326	214	252	290
高炉セメント(B種)	30	14	55	347	191	42	78	135	350	136	165	208
普通セメント+フライアッシュ	30	14	55	326.2 346.5	180	42	77	146	307	226	254	290

※ 黒4ダム施工に用いられている高瀬川の粗細骨材。

※※ 打ち込み後4時間かかって徐々に80℃まであげ、16時間80℃に保ち、以後脱型して40℃水中養生。

1.4 W/Oを現場において簡便に測定する方法はないか伺いたい。

(主 旨)

生コンクリートの品質の表示は粗骨材の最大寸法、スランプ、空気量、W/Oで行なわれているが、このうちW/Oの検査ができない。

生コンクリートの受け入れにあたり、このW/Oを検査するための測定方法はないか。

(富山技術)

解 答

レデーミクストコンクリートを使用する場合、品質管理はつぎのようにして行なうのが原則である。

- (1) レデーミクストコンクリートの生産者は、購入者の指示または承認をうけた品質のコンクリートを配達できるように品質管理を行なう。
- (2) レデーミクストコンクリートを受入れ、これを施工する購入者は所要の品質のコンクリートであるかどうかを、契約条項にしたがつて検査する。品質の判定方法および不合格の場合の処置はあらかじめ定める。
- (3) 工事発注者は(2)によつて検査されたものが正しいことを確認する。

また、検査の方法としては、つぎのような方法が適当である。

- (1) 試験方法が定められており、その精度についても信頼できるもの。
- (2) 独自の試験方法であっても、その精度が確かめられているもので、必要に応じて試験結果が再確認できるもの。

このようなことから、W/Oを現場で測定するには、洗い分析あるいは比重計を用いる方法などはあるが、品質の合否を判定するのに用いるには適当ではなく、101に述べたことを参照して品質の判定方法を定めるとよい。しかし、検査の回数には限りがあり、しかも日を経なければその結果は明確とならないので、品質の均一さが大きな問題となるようなコンクリート構造物、たとえばコンクリート床版などでは、検査のための試験と平行してこれを行なつて、品質の均一さを確かめたり、試験の手間を考へて管理試験としてこれを実施するのがよい。

なお、施工後促進養生を行なつて24時間程度で強度試験を行なつて品質を判定する方法など早期に品質を判定する方法については現在調査中である。

(コンクリート研究室)

2. 鋼材について

新潟会場

2.1 耐候性鋼材を使う場合、結合材があまり考慮されていないが、Hi-ten Bolt はどの程度の耐候性を期待できるか。

(信濃川下流工事)

解 答

高張力ボルトは高いトルクで締めつけられ、大きな軸方向引張力の生じている状態で使用されるので、錆の発生などによつておくれ破壊が生ずる危険がある。

高張力ボルトの耐候性についての試験結果は今のところないが、化学成分的に Cu, Cr などを含んでおり、普通の鋼材に比べ多少耐候性を期待することができる。また防錆対策としてメッキ処理、塗装処理についても研究がおこなわれているが、おくれ破壊の点でわるい影響を与えるものもあり、未だ実用に供されていない。

(橋梁研究室)

2.2 公害とされている大気汚染には、亜硫酸ガス等の酸性物質と強酸化性物質等が含まれこれらの物質による塗装への影響及びその対策はどうしたらよいか伺いたい。

また汚濁水中に没する構造物の塗装についても上記と同様な事項を伺いたい。

(機 械 課)

解 答

1. 大気汚染の影響

鋼材は基本的には液体の水と酸素の存在下において、水酸化第二鉄を形成して腐食する。

大気中では水は水蒸気として存在し、酸素はもとより腐食に十分な量が存在する。しかし、最近問題となつている大気汚染地域では、水と酸素以外に発錆を促進する腐食性物質が混入され、褪色、ワレ、キレツなどの結果をもたらしている。

塗装に影響を与える主なる腐食性物質は降下ばい塵と硫化物であるが、その作用はおよそ次のようなものである。

(1) 降下ばい塵の成分は、地域的にその主なる産業の種類によつて異なるが工業地帯の降下ばい塵の主なるものは珪酸塩類、酸化アルミ、酸化鉄、酸化カルシウムや塗装に極めて影響の大きい硫酸塩、塩化物である。これらは構造物に付着し、水分を吸収し、塗膜に侵入して鋼材の腐食を著しく促進する。

(2) 硫化物

硫化物は工場廃ガスなどより出る亜硫酸ガス (SO_2) と汚染した河川から発生する硫

化水素 (H_2S) 等が大きく腐食に影響する。 SO_2 は酸化され SO_3 として、また水に溶解して硫酸 (H_2SO_4) として鋼材を腐食する。 H_2S は鉄を硫化鉄 (FeS, Fe_2S_3) とし、塗膜を黒変し、はく離させる作用をもっている。

これらの他に、自動車等の排気ガスが発生源と云われる亜硝酸ガス (NO_2) があるが、これは硫化物以上の影響があると思われるが、その程度は不明で今後の問題として残されている。

2. その対策 (塗装系の選定)

構造物の防錆塗装においては、通常、異なつた種類の塗料が、下塗り、中塗り、上塗りと数回塗り重ねられている。したがつて、塗料には下塗り用、中塗り用、上塗り用と区別があり、それぞれのうちから適当なものを選定してセットした塗料の組み合わせを一般に塗装系と呼んでいる。

現在使用されている塗料には多種多様なものがあるが、主たる塗料の性能を表-1に示す。しかしながら、重要なのは塗装系全体としての性能であり、塗料相互の付着性などを考慮しなければならず、個々の塗料の性能から任意に塗料を選定して塗装系とすることはできない。また、塗装の設計に当つては、腐食環境ばかりでなく、構造物、その重要度、塗装条件等に合わせて塗装系を選定すべきで、一既に大気汚染地域で用いべき塗装系をこれだと決めつけることはできない。

そこで、ここでは橋梁を対象に大気汚染に対する対策を極めて原則的に述べることとする。対策としては大別して次の2通りのことが考えられる。

i) 塗り替え

現在、橋梁において広く採用される塗装系は表-2の通りである。これらについては従来の経験、実績から云つて、大気汚染のはげしい腐食性の著しい環境で決め手となる塗装系はない。したがつて、大気汚染に対する対策としては適当期間に塗り替えをする以外に手はないと云えよう。この際塗り替えの塗装系としては表-3のものが適当であろう。

ii) 特殊塗装系の採用

我が国においては、従来必ずしも十分な実績はないが、大気汚染など特殊な環境において、従来用いられている塗装系より秀れた防錆性能を有するものとして、表-4の塗装系が期待されており、これらの塗装系を採用するも一つの方法であろう。しかし、これらの塗装系を有効適切に使用するには、十分な下地処理を必要とするほか、作業性が悪く、施工がむずかしいなどの欠点があり、施工に当つては十分な管理が必要である。

3. 水質汚濁の影響とその対策

水質汚濁で問題となる汚濁物質は多種多様で、防錆塗装に対する影響も決して一様ではなく、不明な点も多い。しかし、水質汚濁と云つても極端に高濃度になる訳でもなく、表-1に示す通り、現在使用されている塗料には可成りの耐薬品性をもつものも多く、特に水質汚濁に対して対策が必要になるとは思われない。

それより銅材の腐食は没水部で一層促進され、水中にあること自体厳しい腐食環境にある訳で、できるだけ止水性の高いより完全な塗装をおこなうより先づ第一に心がけるべきであろう。没水部に適した塗装系としては表-5のものがある。特にD・1は広く利用されており、現在ではこれが最適であろう。しかし、これは耐候性が劣るので、水中ばかりでなく大気にもさらされるような個所では、耐候性のある塗料をこの上に塗るべきで、例えば、塩化ビニール系、エポキシ樹脂系塗料が上塗りに適していよう。しかし、この上塗り塗料にも付着性にやや難点があり、今後の技術開発が待たれている。

さらに、完全な防錆を行なう必要がある場合には、単に塗装ばかりでなく、これに電気防食を併用すべきことは云うまでもない。

(化学研究室)

三内

3

表-2 鋼道路橋に用いられている塗装系

記号	前処理	工場塗装			現場塗装			塗装時の 塗装系	備考
		下塗第1層	下塗第2層	中塗	中塗	上塗第1層	上塗第2層		
A・1	1種ケレン金 屑前処理塗料 長バク用	鉛丹さび止 1種	鉛丹さび止 2種			長油性フタル 酸樹脂ペイン ト中塗	長油性フタル 酸樹脂ペイン ト上塗用	a	一般環境用に適用
A・2	同 上	同 上	同 上		鉛系さび止 ペイント 2種	同 上	同 上	a	一般環境用に適用されるが工場 塗装 から現場 塗装までの塗装 間隔が6ヶ月以 上になる場合に 適用する
A・3	同 上	鉛系さび止 ペイント 1種	鉛系さび止 ペイント 1種			同 上	同 上	a	A・1に同じ
A・4	同 上	同 上	同 上		鉛系さび止 ペイント	同 上	同 上	a	A・2に同じ

表-3 塗り替え塗装系

記号	塗装系	前処理	下塗り		上塗り		備考
			第1層	第2層	第3層	第4層	
B・1	フタル酸樹脂系	2種ケレン	鉛系さび止ペ イント 1種	鉛系さび止ペ イント 2種	長油性フタル酸樹 脂ペイント中塗用	長油性フタル酸樹 脂ペイント上塗用	発錆の著しい部分に適用
B・2	同 上	3種ケレン	同 上	—	同 上	同 上	湿度の塗膜劣化に適用
B・3	同 上	4種ケレン	—	—	同 上	同 上	上塗塗膜のみの劣化に適用

表-4 特殊塗装系

記号	前処理	工場塗装			現場塗装			塗装時の 塗装系	備 考
		下塗第1層	下塗第2層	中 塗	中 塗	上塗第1層	上塗第2層		
C-1	1種ケレン シンクリッチ ペイント	塩化ゴム系 プライマ				塩化ゴム系 エナメル	塩化ゴム系 エナメル		海岸地域のような比較 的腐食性の大きい環境 に適用する
C-2	同 上	シンクリッチ ペイント			エポキシ樹脂系 エナメル (2液型)	エポキシ樹脂系 エナメル (2液型)	エポキシ樹脂系 エナメル (2液型)		長期防錆防食を必要と する個所または腐食性 の著しい環境に適用
C-3	同 上	同 上			ウレタン樹脂系 プライマ	ウレタン樹脂系 エナメル	ウレタン樹脂系 エナメル		エポキシ樹脂系塗料が 適用し難い寒冷地域に 適用
C-4	同 上 短シW/P併用	フェノール系ジ ンククロマト プライマ	マイカシアスア イアン オキシサイド系 プライマ	マイカシアスア イアン オキシサイド系 プライマ		マイカシアスアイ ン オキシサイド系 塗 上	マイカシアスアイ ン オキシサイド系 塗 上		長大橋または海岸地域 などの長期防錆用に適 用
C-5	1種ケレン シンクリッチ ペイント (短シW/P 併用)	フェノール系ジ ンククロマト プライマ	マイカシアスア イアン オキシサイド系 プライマ	マイカシアスア イアン オキシサイド系 プライマ		長油性フタル酸 樹脂 エナメル	長油性フタル酸 樹脂 エナメル		C-4に同じ 特に上 塗塗膜の色彩に制限の ある場合に適用

表-5 没水部へ塗装系

記号	前処理	工場塗装			現場塗装			塗装時の 塗装系	備 考
		下塗第1層	下塗第2層	中 塗	中 塗	上塗第1層	上塗第2層		
D-1	1種ケレン シンクリッチ ペイント	タールエポ キシ樹脂 プライマ (2液型)	タールエポ キシ樹脂 プライマ (2液型)	タールエポ キシ樹脂 プライマ (2液型)					○ 腐食性の著しい環境または個所に適用 ○ 主として浸水部または橋桁内部に適用 ○ 長期防錆防食として有効である ○ タールエポキシ樹脂塗料は気温10℃ 以下になると硬化乾燥が長くなり5℃ 以下では硬化しなくなるので冬季寒冷 地などに適用する場合には保温処置が 必要である
D-2	1種ケレン 金属前処理塗料 (長バク用)	フェノール 樹脂系 プライマ	フェノール 樹脂系 プライマ			フェノール 樹脂系 エナメル	フェノール 樹脂系 エナメル		耐水性を必要とする個所に適用し大気バ クロされる個所には適用しないこと

金沢会場

2.3 異形鉄筋の許容引張応力度の疲労強度許容値を低めにする場合及び適用する構造物について。 (石川県道路課)

解 答

異形鉄筋ではフシヤリブの存在によつてその疲労強度は丸鋼より低い。異形鉄筋の疲労強度はフシの形によつてかなりことなり、また静的な引張強度に比例して大きくはならない。鉄筋コンクリートの道路構造物では、鉄道構造物の場合とはことなり、一般に死荷重による影響が大きく活荷重によつて生ずる応力変動はそれほど大きくない。したがつてほとんどの場合は疲労の影響を考える必要はない。しかしながら道路橋の床版のような部材では鉄筋に生ずる応力は死荷重によるものは小さく、活荷重によるものの方が圧倒的に大きい。しかも最近における交通量の増大からおびただしい頻度でくり返し載荷をうけていることになる。したがつて道路橋の床版のように活荷重によつて生ずる応力が大きく、しかも載荷頻度の多い部材については疲労の影響を考えた許容応力度を用いるべきである。

(橋梁研究室)

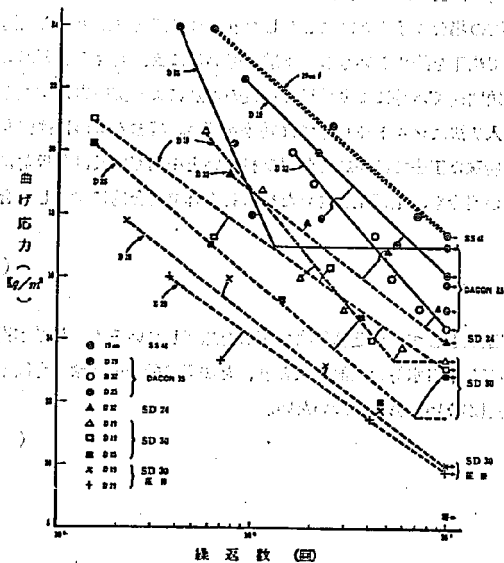


図-1 曲げ疲労試験結果 (国鉄鉄道技術研究所)

3. 土工、土質に関する問題点

新潟会場

- 3.1 中位の粘土シルト層（N値5～10程度）が50m程も続く地盤に、重要構造物を設ける場合の基礎の選定について御教示願いたい。

（主 旨）

中位の粘土、シルト層が50m程度続く地盤に先端支持の杭基礎を施工すると工事費が非常に高くなる。

このような場合には、杭基礎を摩擦杭として、短かくするのは適当な設計か否か伺いたい。

なお、構造物は支間30m程度の橋梁となる。

なお、上記のような地盤において比較検討すべき基礎型式としては、どのようなものがあるか伺いたい。

（高田工事）

解 答

くいの先端を中間層に止めた場合、長期載荷々重による沈下は避けられない。多少の沈下が害にならない構造物の場合は予めあげこしをしたり、後で嵩上げが可能な構造としておくとよい、重要な構造物で沈下を許さないものは下層の堅い層に支持させる必要がある。

基礎としては先端閉塞くい等により地盤の密度の増加による支持力の増大をはかるのが一般的方法である。注入方法はシルトや粘土では効果が薄い。軽微なものには置き換え、砂柱圧入工法などがある。特殊な工法では少数の先端支持くいと中間くい又は矢板等による構造が現われている。いずれの場合も、上部工を含めた構造物全体で総合的に検討して合理的な形式を決めるのがよい。

（基礎研究室）

- 3.2 築堤法面処理工法として、洋芝種子吹付工法を施工しているが、繁殖が進むにしたがい芝根の盛上り等が著しく雨水等の法面侵食より、芝法面滑動を発生する危険が考えられるが、種子吹付工に問題がないか御教示願いたい。

（阿賀野川工事）

解 答

植生が繁茂すると降雨滴による衝撃力は減殺され、またのり面表層の土は根によつてかたく結合されるので浸透流、表面流などによつても土粒子の移動が防止され、のり面の安定性は増大する。また植生の繁茂によつて、地表の浸透能が増大することによつて表面を流下する水量が減少することも浸食を少なくする理由となる。

植生が十分に繁茂していれば、斜面の保護効果は十分期待できると思われるが、質問のような状態は植生がまだ十分に繁茂しない途中の過程や十分な植生による被覆のできていない状態あるいは、植生が次第に老化し、保護効果の低下した状態に生じる現象と考えられる。

洋芝種子吹付工は生長の早い芝草でのり面を早期に全面被覆し、のり面を安定させるのを目的として使用されるが、種子の発芽が良好か否かが一番に問題になる。施工後、盛夏期の日照が続くと発芽が悪くなる。発芽が多少悪いときは追肥などによつて全面被覆にもつていくことができるが、全面被覆に到るまでの途中で侵食の問題が生じる。土質の面から眺めたとき、植物の生長には粘性土より砂質土の方がよいが水分不足になつて発芽不良を起こしやすい。被覆が十分行なわれていないと侵食の被害が大きい。芝の根が浮き上つてくるのは、このような場合に芝草の根の周囲の被覆の行なわれていない部分が侵食を受けることによつても起ると考えられる。

粘性土の場合は植生の成長は一般に遅いが侵食被害を受ける度合いが低いので全面被覆の速度はあまり気にする必要はない。しかし被覆が不完全なまま凍上作用を受けると芝草が浮上つて枯死することが多い。

洋芝では植生施工後、全面被覆が完了しても、放置しておくと生長が衰え、再び裸地が生じてくる。そして結局はそののり面の条件に応じた型の植物に置き交つて行くわけで、やがて雑草にとつて代られる。洋芝の場合は土着することもあるが、一般に衰えが早く、早目に追肥をやるなどの処置をしないとのり面被覆が早期に破れることが多い。美観の上から洋芝をいつまでも同じように維持するためには特別な管理が必要で、刈込み、追肥、除草などを行なわなければならない。しかも洋芝が立地条件に合わないとの後の管理に大変な手間が必要となる。

わが国で古くから用いられている野芝は洋芝に較べ、被覆速度は遅く、種を使えない欠点はあるが、被覆が完成すれば土壌を固定する力が強く、しかも丈が小さいため、堤体の異常を発見しやすいなどの利点がある上、植生を維持していくのにも問題は少ないのり面保護に適した草である。手間がかからず管理が簡単で芝生地として維持しやすく、のり面の草としては優秀である。張芝などの作業方法の改善、省力化、大量生産法などの研究が一層進められるべきだと思われる。

(土質研究室)

金沢会場

3.3 種々の土圧公式があるが、その信頼度について計算上の土圧と実際に土圧計で測定したものと、どの程度相違するか実例をあげて、御教示願いたい。

(立山砂防工事)

解 答

土圧にもいろいろあるが、一般的な擁壁に加わる土圧について述べることにする。図-1、2は擁壁の測定土圧の例を示したものである。図-1の裏込め材料は砂混じり粘土で、30cmの層ごとに固められている。図-2の裏込め材料はきれいな砂である。図-1、2ともに土圧計の性能によつて少しバラつているが、だいたい静水圧分布を示している。図-1において $\gamma=1.8 \text{ t/cm}^3$ として土圧係数 K を計算すると、 K の最小値は乾燥期で0.20、最大値は洪水期直後で0.40である。粘土の裏込めの場合には0.44を越えている。

また図-2の砂は実験結果によると $\phi=42^\circ$ 、安息角は 34° である。裏込めはゆる結めの状態で $\phi=34^\circ$ とすると $K=0.28$ となり、観測結果の K の値は0.42である。

土圧計の性能および設置方法、構築材料の不均一性(例:密度、含水比、強度等)、土圧計と構築材料の剛性の違い、湿度などによつて、測定土圧は異なるが、一般に精度の良い土圧計を使用し、設置方法に十分注意を払い、均一に土構造物を築造すれば、測定された土圧はかなり信頼できる値を示すと考えて良いと思われる。

(土質研究室)

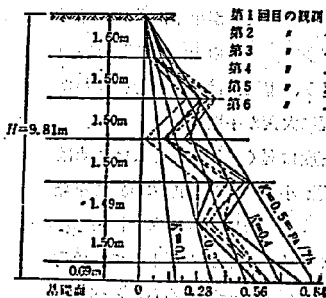


図-1 Goldbeckの実測値

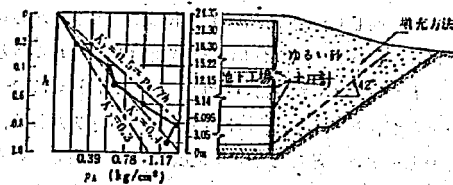


図-2 Muhsの実測値

- 3.4 片切片盛土箇所、半径30mの外カーブ盛土部に直高10m程度ブロック積擁壁を施工する場合の土圧計算について。

(石川県都市計画課)

解 答

1. 片切片盛土箇所の土圧計算

切土部分と盛土部分の材料がほとんど同じであれば通常のクローン土圧計算式を用いて作用土圧 P を求めればよいが、材料の性質が異なる場合には、切土面と盛土面の境界においてスベリが発生するものとしてクローンの土楔のつり合いから作用土圧 P' を計算する。 P と P' を比較して大きい方を作用土圧として採用する。

なお通常の土圧計算においては、スベリ面 θ を求めて、スベリ面が盛土部分のみを通るが、切土部分をも含めて通るかを調べて、裏込土の性質を決定する必要がある。

2. 半径30mの外カーブの影響

特に外カーブや内カーブの影響は、通常の設計では考慮していない。というのは擁壁の計算そのものでは単位幅1m当りの安定計算を行なっているので延長方向の力の伝達、すなわち圧縮応力や引張応力の発生を最初から考りよに入れていない。この影響を考りよに入れると、壁が全体として一体化するのでむしろ安全側の設計となる。

(施工研究室)

- 3.5 盛土の締固め状態を簡易に管理する方法を御教示願いたい。

(主 旨)

北陸地建では、路体、路床の締固めについて、仕上り厚さ、締固め回数、施工機種で規制しているが、現場での確認という点で問題が生じた、土質によつては必ずしも適切な規制であるといえない。よつてこの締固め状態を管理する試験器があれば伺いたい。

その試験器は、無破滅的に測定ができること、簡便にかつ迅速に測定できること、測定値に個人差のないことを条件としたい。

(富山技術)

解 答

盛土の締固め状態を管理する場合、一番問題となるのはその管理する項目である。管理項目としては密度管理、強度管理、また一種の強度管理ではあるが、土の圧縮変形特性値の管理が考えられる。盛土の安定性に直接結びつくようなファクターは単純ではなく、密度や強度等のインデックスが複雑に関係しあっている。したがって、締固め状態を簡易に管理する方法は、管理すべき項目がはつきり把握されていない現状では、なかなか見出すことが困難である。

しかしながら管理項目が仕様書等の規準によつて定められている場合には、それに応じた簡

易な管理手段は開発されている。まず強度管理手段としては、動的円スイ貫入試験機（一種である土研式貫入試験機（間接的にN値を測定）と衝撃式地耐力計機（間接的にR値を測定）がある。

また、密度および含水比の管理手段としては、RIを利用した透過型ガンマ線密度計と中性子水分計がある。ただし、上述の強度管理手段は簡易さという点ではすぐれたものではあるが、実績の面からまだ一般化されるには至っていない。一方密度含水比管理手段としてのガンマ線密度計、中性子水分計の方は、取扱いに法律的な制限事項があるものの、無破損的、簡便、迅速、測定値に個人差を生じないという条件をほとんど満足する測定手段であり、測定マニュアル制定の動きもあり、将来有望な管理手段である。これについての詳細は土木研究所資料 4580「RI利用による土の現場密度、含水量の測定（第2報）」を参照されたい。

（施工研究室）

3.6 軟弱地盤における地中応力測定として、土圧計等を埋設するが、埋設方法によつて実際の値が測定出来ない。

現在オーガーで孔を掘り土圧計を挿入したのち砂で埋戻しているが、そのため土圧計直上部分は在来地盤と状態が異なつてしまうが他に方法はないか伺いたい。

（金沢工事）

解 答

現在のところ、自然地盤そのままの状態での土圧を測定することはできない。土圧計の周囲は必ず埋戻し土で被われることになり実際の値と異なる。実際の値に近い値を得るには次のような事項について注意すべきである。

1. 土圧計の選定について

土圧計の剛性が問題になるので土圧計の剛性は、地盤の剛性と等しいことが最も望ましいわけで、その違いによつては応力集中などによつて地盤内とは異なつた土圧を測定することになる。土圧計は、受圧板の直径に対して厚さは薄い構造のものを選定する。一般にこの比は1.0:1程度にしている。この程度の寸法比で1割程度応力集中を生じると考えられている。

一部の土圧計では、土圧計の周辺部分に1割程度のコルクをテン付して見掛け上の剛性を小さくしてより改善しようと試みている例もある。

2. 埋戻し土と設置について

埋戻し土は同質のものを埋戻すことが原則であるが受圧板に接する土の粒径は受圧板直径の1/50以下でなければならないと考えられており、粗粒子等は取り除くことである。

埋戻しの締め方は、極力周囲地盤と同じになるように十分注意しなければならない。埋戻しの作業は、土圧を測定しながら行なうようにして過度の応力を発生させないようにする。

オーガーの孔に水があり埋戻した土が液状化して作業が困難な場合は同質の土を、ナイロ
ンストッキングに入れ、いくら脱水してから孔内にロッドのようなもので所定の位置まで
挿入すればよい。

チヌウ積粘土など割合柔らかい地盤の土圧を測定する時にボーリング孔内を利用すること
が多い。このような場合にはボーリング孔内に土圧計を設置して地盤土で埋戻する場合とボ
ーリング孔底から埋込み用ロッドを用いて土圧計を地盤中に押し込む場合（ほとんど水平土
圧に限る）とがある。いずれの場合も土圧計の設置の方向性に関してはあまり信頼は置けな
いように測定結果の整理に関しても十分の考慮の必要がある。

（土質研究室）

4 基礎構造物の問題点

新潟会場

4.1 群杭の横方向の支持力低減計算式は参考程度の式があるが、開発された式はないか。

(信濃川下流工事)

解 答

群ぐいの横方向の荷重分担は各ぐい毎に明らかに異っている。下部構造設計指針・ぐい基礎の設計欄には計算式が紹介されているが、信頼度が乏しい。この2年間程基礎研究室で群ぐいの荷重分担についての研究をテーマのひとつに取上げ、実験、計算をくり返しているが、まだ最終的な結論を得ていない。模型実験結果では、例えばぐい間隔がぐい径の3倍の場合には次表のような値になっている。この結果がまとまると、それを用いることができるが、現段階ではぐいの荷重分担に応じて異なる各ぐいのばね定数が明確になっていない。

表1 各ぐいの荷重分担割合

ぐい番号 ※ 荷重合力	A	B	C	D	E
30 Ky	1	0.87	0.63	0.63	0.63
60	1	0.67	0.61	0.56	0.50
90	1	0.73	0.65	0.53	0.53
120	1	0.61	0.57	0.50	0.49
150	1	0.62	0.48	0.46	0.44
180	1	0.59	0.42	0.41	0.41

※ぐい番号は前列より、ABCDEの順

ので、最小ぐい間隔をぐい径の2.5倍以上とするときには、群ぐいによる低減を行なわなくてもよい。
(基礎研究室)

4.2 地盤の状況と動的支持力公式による支持力の関連について

(主旨)

砂地盤として、当地建では Hiley 式と建築基準施工令式の平均値を採用しているが、砂利あるいは、粘土地盤の場合どの様な使い分けをする必要があるか伺いたい。(信濃川下流工事)

解 答

ぐい打ち公式と極限支持力の関係について載荷試験結果より求めた一例を示すと、次図のようになる。これからも判るように、ぐい打ち公式から算出した支持力にはばらつきがあり、載荷試験より求める極限支持力と同程度の信頼度を得ることができない。しかし、ぐいの打ちどめ深さを決定する場合の施工上のチェックのひとつにはなりうる。したがって、施工管理にぐい打ち公式を適用するのが望ましい。その場合に、現在までの調査結果では Hiley の公式が建築学会の式より適用性が高いということが解っているので、Hiley の式によるのが望ましい。

(基礎研究室)

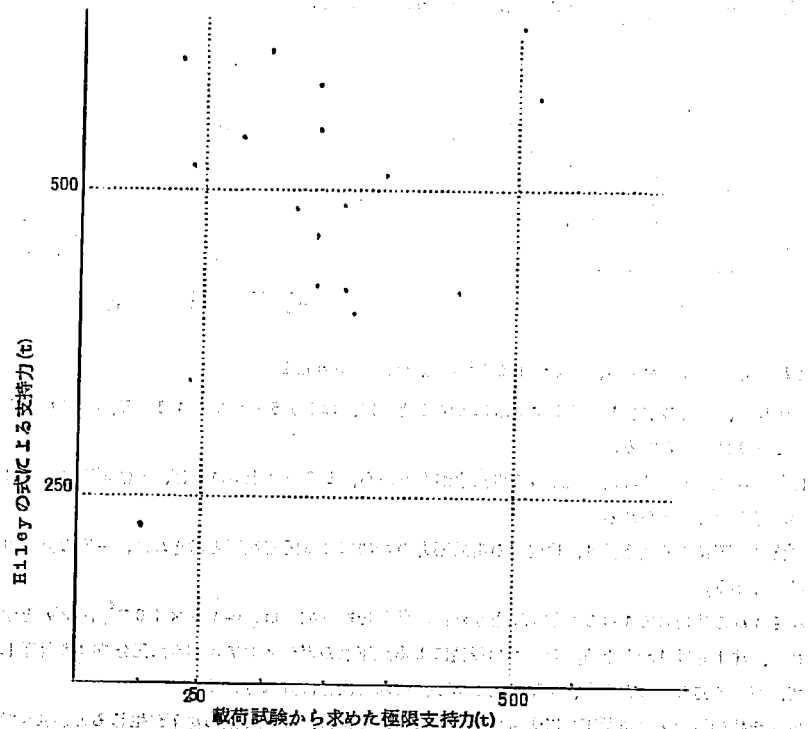


図1 載荷試験から求まる極限支持力とHilleyの式による支持力(支持ぐいの場合)

4. 3. 新川開削による矢板設岸背後の地下水位低下と、地盤沈下量の影響、時間の関係、沈下に対する防止工法について。
(石川県河川課)

解 答

解析方法は、地盤の浸透の方程式

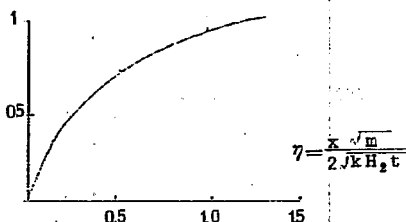
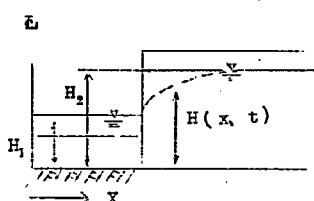
$$\frac{\partial H}{\partial t} = \frac{k}{m} \frac{\partial}{\partial x} \left(H \frac{\partial H}{\partial x} \right)$$

m : 有効間げき率 k : 透水係数

を条件に応じて解いて $H(x, t)$ を求めることになる。この他にも降雨など供給、矢板の止水効果、地層が、乙層以上になる場合等で実際問題は複雑になるが一応の解析計算は可能である。

例えば簡単に、水路の水位を $H_1 = 0$ とし、堤内地の水位を $H = H_2$ u で示すとすれば、

u と $\eta = \frac{x}{2} \frac{\sqrt{m}}{\sqrt{kH_2 t}}$ との関係は図のように得られている。



これから、 $H_2 = 4 \text{ m}$ 、 $k = 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm/sec}$ $m = 0.2$

とすれば、堤内の水位1m低下するのに要する時間は、岸より50mで1400日、岸より1.0mで60日程度となる。

したがって、一般に降雨や水路等の供給水があるから、50m以上離れば、水位低下の影響は殆んどないと考えられる。

水位の低下による沈下量は、軟弱層の有効応力の増加による圧密沈下と考えれば、一応の計算は可能である。

厚さ4mの軟弱層で1mの水位低下とすれば、体積圧縮係数 $m_v = 1.0 \times 10^{-4} \text{ cm}^2/g$ とすれば、沈下量は4cmとなる。新川への浸透による地下水のポテンシャルが静水圧分布より低下して、有効応力の増加となり、沈下が生じるが、それも同様に計算される。

m_v や軟弱層厚・水位低下量によっても異なるが、年間に2.0cm位の沈下が生じるのが限度であろう。

軟弱地盤では盛土による沈下量と比べても小さく、したがって特に対策を講じるという例はきかない。

図は、東京の千代田区のチュウ積シルト層のビル工事における沈下の観測例で深さ12.8mの掘削でウエルポイントなどの強制排水は行っていない。

沈下量は最大1.0cm程度で、シートパイル引抜などの施工に伴なり原因が大きく影響している。

(土質研究室)

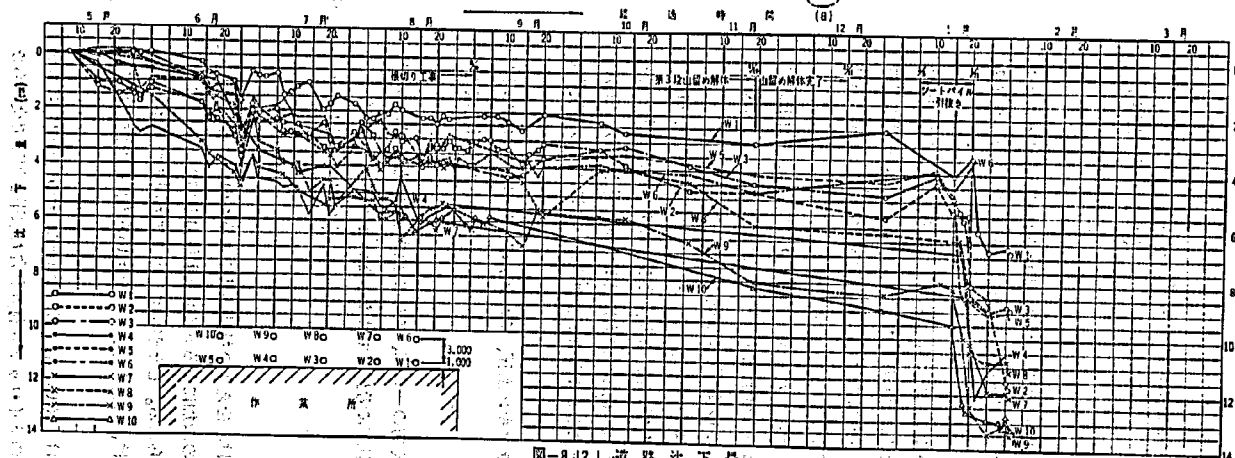


図-8.12.1 道路沈下量

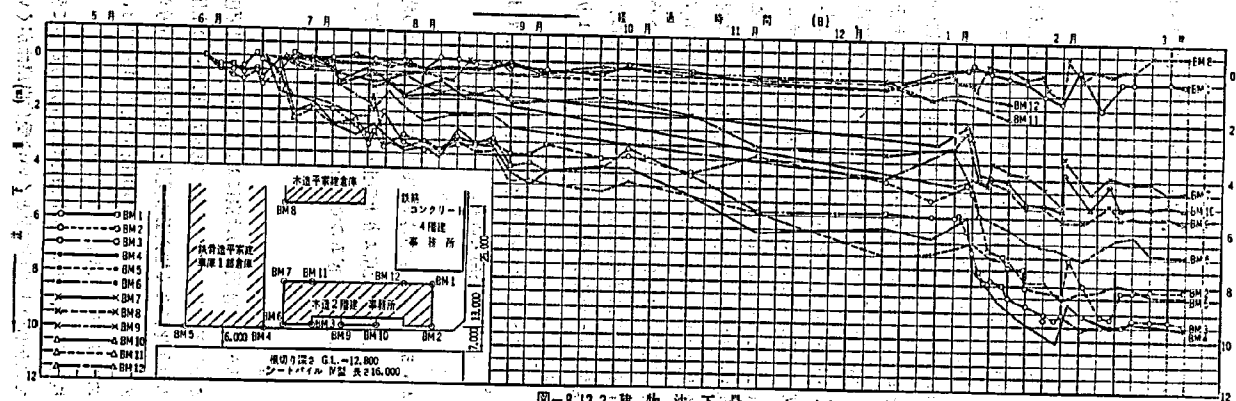


図-8.12.2 建物沈下量

4. 4 矢板の計算は、クーロンの図解法でやった場合過大に出ないか伺いたい。

(信濃川下流工事)

解 答

擁壁に作用する土圧は、その壁面の変位と密接な関係がある。従来、用いられているクーロンやランキンの土圧理論は剛な壁体が裏込の土に主動応力状態を起すような変位を生じた時の、ある程想的状態についてのものである。

矢板擁壁のようなタワミ性壁に作用する土圧については、まだ解明されねばならない多くの問題がある。タワミ性壁では壁体の局部的な変位が土圧及び土圧分布に大きな影響を与える。矢板の施工方法、例えば自立式の矢板であるか、切バリ工法の矢板であるかによって作用する土圧が異なってくるので設計の際には、このことに充分に留意しておく必要がある。

切バリ工法の場合は、現在、実測値をもとにテルツァギやチェボタリオフの提案した梯形土圧、これをもとにした建築基礎構造設計基準がある。これらは全土圧はクーロン土圧と大差はないが、分布形が梯形であるために土圧の作用点が壁高に対して $1/2$ 点にある。

自立式矢板壁については通常クーロン土圧※が採用されている。壁のタワミ性による土圧分布の問題、高擁壁の場合の土圧、粘性材料の土圧等いろいろな問題があり、そのままクーロン土圧を適用することには多少問題があり、場合によっては実測値に比して過大に出る傾向も見られるが、現在クーロン土圧計算法に代るような設計のよりどころとなる計算法や規準が他にないのが現状である。

※これとほぼ同じ結果を示すものとしてはランキン土圧、テルツァギ土圧があるが、いずれも剛壁用である。

(施工研究室)

4. 5 矢板工法の控えぐいについて、従来の考え方一つに、矢板の主働崩壊面と控えぐいの受働崩壊面との交点より上の土については、変位の計算に考慮してはならないという考え方があるが、これは安全すぎるのではないか。

(信濃川下流工事)

解 答

新潟地震等過去の地震による矢板壁の被災原因は、控え工の抵抗不足によるものがほとんどある。この原因としては、地震時の矢板頂部付近の土圧の増加によるタイロッド張力の増加あるいは地盤の流動化による控え工の受働抵抗の減少等が考えられる。したがって、控え工の付近の地盤が飽和砂であって、地震時に流動化が予想される場合には、良質の堅戻し材を用いるか地盤を締固める等の対策が望ましい。

控えぐいは、タイロッド張力を水平外力として受けるぐいとして設計するが、その設置位置については矢板の主働崩壊面とぐいの受働崩壊面がぐいのタイロッド取付点を含む水平面以下で交わらないようにするか、あるいはタイロッド取付点以下で交わるときは交点を含む水平面を仮想表面とし、

それより上には土がないものとして設計するものとされている。くいが軸直角方向力を受ける場合の許容支持力算定に通常用いられている方法は、載荷試験を行なう方法あるいは横方向地盤係数を用いる Chang の方法である。後者の方法は結局くいの変位に対応した弾性的な抵抗力を期待する方法であるが、矢板主働崩壊面と控えくいの受働崩壊面との交点より上の地盤では主働崩壊面付近の土粒子の変位・乱れ等によってその抵抗力を減ずるものと考えられる。したがって控え工の重要性およびこの抵抗力の低減に対する明確な算定法のない現時点では若干安全側のように見えても交点以上の土を無視して考える事はやむをえない事と思われる。

(土質研究室)

4・6 振動式くい打機で、矢板打を行なった場合、支持力の低減はないか。

(信濃川下流工事)

解答

仮締切工等のため普通の地盤又は軟弱地盤に打設する場合は支持力の低下はほとんどないと考えてよい。しかし、地盤によっては振動式くい打機の打設能力が極端に減少する。振動式くい打機は間断ない小さい打撃で打ち込む方式であるので摩擦力や粘着力が復元すると全く貫入しなくなる、この点に注意が必要である。機械が正常に作動する場合は垂直に力が作用するが整備が悪いと前後に揺れる。振動式くい打機の場合一時的に摩擦力や粘着力が切れるが、間もなく復元するのが普通である。

(基礎研究室)

4・7 ボックスカルバートの縦方向のジョイント間隔とジョイントの構造について御教示願いたい。
(主旨)

国道117号、252号線の改築工事中であるが、山地部を通過するため、谷川等を横断するに当り、盛土高25~30mでボックス延長100m以上となる箇所が、数ヶ所あるがジョイント間隔と、その構造について伺いたい。

また、縦方向鉄筋の決定方法についても御教示願いたい。

なお、基礎地盤は泥岩である。

また、水田地帯の軟弱地盤上に砂置換を行なって、ボックス、カルバートを設ける場合についても御教示願いたい。

(上越口道工事)

解答

ボックスカルバートの縦方向の設計法については、盛土による上載荷重の決定法、地盤反力の推定法あるいは断面応力の算定法等に未だ確立された方法がなく、したがってジョイントの設定箇所やその構造にも問題が多く残されている。

盛土荷重は、頂版上の土かぶり厚をHとするときは、一般に $\alpha \gamma H$ と表わす事ができる。ここに α はカルバートの剛性、支持条件、周辺の地盤条件等によってその値を異にする係数であり、い

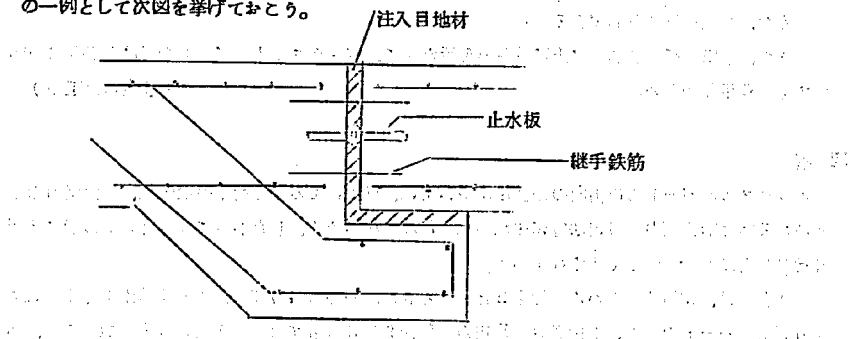
わゆるミゾ型に対しては Spangler が、突出型に対しては Marston がそれぞれ理論的な表式を与えている。現場の実測例によれば Marston の式に近い値を示すと言われているが、盛土高が 10 m を越すような高盛土のものに関するデータはほとんどない。高盛土についての二、三の実測結果を見ると、この場合にも支持条件による α の値の差はあるようで、くい基礎の場合には $\alpha = 1.3 \sim 1.7$ 程度、直接基礎の場合には $\alpha = 1.1 \sim 1.2$ 程度の結果が報告されている。この場合基礎地盤は泥岩であるとあるが、泥岩のように第三紀層新期に属する岩が構造物の基礎として問題になる事はほとんどないと考えられる。またカルバートの沈下量はほとんど無視してよいと考えられ、結局 α として 1.3 ~ 1.7 程度をとればよいと思う。

このように上載荷重を決定した後、カルバートの断面応力したがって曲げモーメントを決定するために反力を知る必要があるが、その方法としては現在次の三つの方法がある。

- 1) 沈下量に比例した反力を考え、弾性床上的のりとして解く方法
- 2) 反力を直線分布させる方法
- 3) 反力を両端の $L/4$ に等分布させる方法

この内、1) の方法が最も実際の状態に近いと思われるが、この方法は計算が複雑であり、手計算では不可能である。2)、3) の方法は一般的によく用いられているが、2) の方法は小さなモーメントを与える事があり、3) の方法はすべての場合に過大なモーメントを与えるので、両者をよく検討の上曲げモーメントを計算し配筋を行なうべきであろう。

つぎにジョイントの設計法であるが、本来ジョイントは曲げモーメント等による引張応力のためにクラックを防止するために設けるものであり、通常は 10 ~ 15 m 程度の間隔に設ける事が多いようである。しかし、実際にはジョイントの部分で過大な水平の開きや段落の発生が生じる事もあり必ずしも常に良い結果をもたらすものではない。また、実際の施工例として、盛土高が 2.5 m の箇所でくい基礎を用いて 1 スパンを 30 m 程度に設計した場合もあるので、結局、地盤が良好かあるいはくい基礎を用いたような箇所等で不等沈下が小さいと考えられる場合には、ジョイント間隔を従来のものより長くとってもよいと考えられる。ジョイントの構造としては、その箇所でのモーメントが 0 になり、水平の開きや段違いが生じないようにする事が必要であるが、そのようなものの一例として次図を挙げておこう。



最後に水田地帯の軟弱地盤上に砂置換を行なった場合であるが、一般には砂置換を行なっても、それだけでは残る軟弱地盤のためにまだかなりの沈下が生じる。したがってさらにプレロード等の改良工法を行なう必要がある。このようにして地盤改良を行ない、また盛土が1m前後の低いものであれば直接基礎としてさしつかえない。しかし、盛土高が1mを越え盛土の断面がカルバート縦方向に変化する場合には不等沈下を防止するためやはりくい基礎を用いる方が安全である。

(土質研究室)

金沢会場

① 4・8 もたれ擁壁標準設計化の構想は、ないか。

(主旨)

砂防ダムの材料運搬道路等においては、もたれ擁壁を使うことが多いが、標準設計としては、重力式擁壁しかないが、標準設計化の構想があるかどうか、お伺いしたい。

(神通川水系砂防工事)

解 答

現在、本省、土木研究所、各地方建設局によって、もたれ擁壁の標準設計化の作業が進められている最中である。現在は各地方建設局の設計規準や既設擁壁の資料等を土木研究所にて収集し、標準化への検討がなされている段階である。また設計細目については決定されていないが、昭和46年3月頃を目標に、一応の標準設計図が完成される予定である。もたれ擁壁の標準設計の使用法・体裁は既刊の重力式やL型擁壁に準ずる予定である。

(施工研究室)

② 4・9 くい打及び矢板打に対して現在までに開発されている無振動工法について伺いたい。

(信濃川下流工事)

解 答

1. 完成されたものはまだ見当たらないが、大口径管ぐらいを先端を掘削しながら打込むものが開発途上にある。これらは主として騒音対策上考えられたもので、振動については未知数である。オーガでプレボーリングし、最後の部分を打込む工法は完全な無振動にはならないが、振動時間を減少す。場所打ちぐい工法、地下連続壁工法などに工法自体を変更することで対処する以外にないと考えられる。

(機械研究室)

2. 現在までに開発されている無振動工法は、既製杭(矢板を含む)を打ち込むためのものと場所打ち杭を施工するものに分けられる。前者には、杭管内にめり込んでくる土砂をウォー

タージェットやバケットにより掘削する工法、圧入機により押し込む工法、あらかじめオーバーサイズに掘削した後、杭を吊り降ろし、隙間詰めグラウチングをする工法等がある。一方、後者にはケーシングを左右交互に回転して摩擦を切りつつ、ハンマークラブでケーシング中の土砂を掘削していく工法、アースドリルを使う工法、ドリルパイプにより、孔内で水を還流させる工法等が開発されている。また、その他シートパイルや小形の鋼杭の場合には振動杭打ち機の利用も振動軽減に役立つと言われている。ただし以上あげた工法はすべて、決して完全な無振動工法ではなく、地盤条件による適切な工法の選択、場所打ち杭の場合のコンプレッサーの配置等に十分な配慮が必要である。さらに具体的な工法はほとんど特許になっており、採用にあたっては個々について、その長所短所を調べなければならない。

(基礎研究室)

5 安全及び公害の問題点

新潟会場

5・1 騒音公害が社会的問題になっているが、防音棚的な構造物及び、その設配に必要な調査方法について御教示願いたい。

(主旨)

国道8号線の糸魚川バイパス建設に当り、計画ルートが病院の近くを通るため、騒音防止施設を検討している。

柵を道路沿いに設けて、騒音防止効果を持たせるのに適切な構造および材料を伺いたい。

また、このような騒音防止施設設計上の留意事項と、その調査方針についてもあわせて伺いたい。

(高田工事)

解答

下に述べる手順①～⑤により、防音施設を必要とするか否かを求める。施設を要すると判断された場合には④の如き手段が考えられる。柵と減音量の目安は⑤を参考とすればよい。

① 許容騒音レベル (L_1) を定める。

騒音規制法、環境基準等を参考にして定めればよい。

② 騒音レベルの実態 (L_2) を調査する。

a) 既存道路の場合

騒音計による測定を行なう。得られた中央値 (L_M) を L_2 とする。測定および集計はJIS騒音測定法に従えばよい。

b) 現存しない道路の場合

次式により騒音レベル (L_M) を推定する。

$$L_M = PWL - 33 + 10 \log_{10} \frac{N}{L} - 10 \log_{10} V \quad (1)$$

ただし、 $PWL = 94 + 0.2 V$: 大型車パワーレベル

$N = n_1 + n_2/4 + n_3/10$: 大型車換算交通量

n_1 、 n_2 、 n_3 はそれぞれ大型、中型、小型車の曜日交通量 (台/時)

L : 車線から当該地点までの距離 (m)

V : 車両平均速度 (km/h)

上式は平坦地開放状態において $L/d > 1/4$ なる場合の推定式である (d : 車頭間隔)

③ 必要減音量 (L_s) を求める。

前出の L および L_2 から求めることができる。得られた L_s が正であれば減音のための手段が必要となる。

$$L_s = L_2 - L_1 \quad (2)$$

④ 減音の手段

a) 距離 (L) を大きくとる L の効果は(1)式の通り

b) 遮音壁の設置 至近距離で効果が大きいが20ホン以上は期待できない。

c) 植樹帯を設ける 100m 当り1.0～2.0ホン程度の効果がある。

d) 防音構造とする 道路の構造自体によりa)、b) その他の効果を生ぜしめる。

⑤ 塀による減音の概算値

図のような位置関係にお

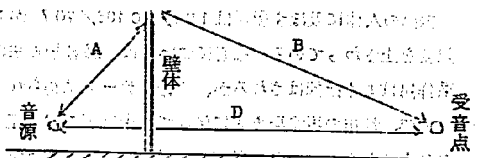
いて、行路差 d と減音量

の間にはおよそ下表のよ

うな関係がある。詳しく

は「騒音対策ハンドブック」

「ク」等を参照されたい。



行路差 (d m)	0.1	0.2	0.5	1.0	2.0	4.0	8.0
減音量 (ホン)	4	7	11	14	17	20	23

$$d = A + B - D \text{ (m)}$$

⑥ 塀の構造および材料については、安くて遮音効果の高いものを選ぶことになる。単一壁の遮音効果は重量によって定まり、 $T.L. = 13 + 14.5 \log m$ (dB) で求まる。

但し、 $T.L. =$ 壁の透過損失 (dB)

$$m = 1 \text{ 平方メートル当りの重量 (kg/m}^2\text{)}$$

(交通安全研究室)

5・2 建設工事、機械の振動と騒音が人体に及ぼす影響および、両者の相乗的作用について
(主旨)

振動くい打は、振動と騒音をともに発生する。一方ディーゼルハンマの振動騒音は前者のそれと異質である。いずれが人間に及ぼす影響が大きいかわからない。(機械課)

解 答

- (1) 振動くい打機をディーゼルバイルハンマと同じ条件で実験した例はないので、厳密な対比はできないが、機械から約30m離れた位置での振動、騒音のレベルは凡そ表1の通りである。振動くい打機が連続であるのに対し、ディーゼルバイルハンマは断続的であることの差はあるが、振動くい打機の方が、騒音の面で非常に勝れているといえる。尚振動くい打機の打込能力は非常に低い。

表一1 くい打機の振動と騒音 (測定距離30m)

	地 盤 振 動 ※		騒音 (ホン(A))	調査機関
	加速度 (g)	片振幅 mm		
振動くい打機	0.02	0.02	70	建設機械化研
ディーゼルバイルハンマ	0.01	0.02	91	東京都

※ 条件によってかなり差が出る

振動の人体に及ぼす影響はISO/TC 108/WG 7 が参考となり、上表1の値は何れもその許容限度を上まわっている。騒音については、騒音規制法の示す値が一つの目安であろう。両者の相乗作用はよく指摘はされるが、適確なデータは得られていない。(機械研究室)

- (2) 近年、都市の再開発などに伴って市街地での建設工事が増加し、それによる騒音・振動が公害のひとつとなっている。騒音・振動に対する感覚は個人差がある他、地盤条件、継続時間やその人の生理的條件、作業状態によって異なるが、一般に被害を受ける側は大きく感じ、逆に発生する側は受忍限度を拡大し勝ちである。特に騒音と振動が同時に発生する場合にはより大きく感じるものである。したがって、建設工事に当っては騒音・振動について十分認識する必要がある。建設工事の中で大きな騒音・振動を生ずるくい打ち作業において、ディーゼルハンマーなどの衝撃式のものは振動式くい打機よりも騒音・振動が大きいと考えられているが、地盤条件によって異なっており、打ち込みに時間を要する場合に明らかに振動式くい打ちの方が不利である。また、場所打くいは騒音・振動が少ないが、それに付随しているコンプレッサーによる騒音・振動が大きいので忘れてはならない。(振動研究室)

6 その他

新潟会場

6・1 北陸地方は雪の問題が多い

土建においても、新井試験所で雪を取り扱うようになり、この問題に積極的に取り組んでいたと感謝している。

雪については、未知の分野が多いが、問題点を明らかにし、建設省、県、公団を含め、作業分担、期間を決めて、組織的に研究をする必要があると思われるが、土木研究所としてはどのように考えていますか。(企画室)

D

解答

雪に対する問題はきわめて広範多岐にわたっている。これを大別すると雪自体の質性の解明と雪寒対策とに分けられると思う。前者に対しては大学の研究機関、鉄道の雪災研究所、道路公団の雪氷対策試験室、土研の新潟試験所、北海道土木試験所、防災研の雪害研究所等がありその研究に当たっている。

後者の雪寒対策としては除雪、路面すべり、防雪、なだれ防止、さらには降雪、積雪、融雪および凍結の予測等もある。これらの問題点の分類と研究の分担については今の所各機関がそれぞれ別個に研究している状態である。しかし昨年新潟で土研、地建、公団の三者協議会が持たれた外、本省高速道路課および建設機械化協会の委員会による除雪、積雪分類、すべり、防雪工等の検討研究が行われた。また道路公団および高速道路調査会の委員会で降雪予測、積程、法面および路側余裕、防雪植栽等に対する検討研究がなされている。

雪については雪氷学会が存在するように問題点は広範多岐にわたるので、全体を組織的に統一することは困難であると思うが、少なくとも道路(河川)関係者はよく連絡をとり前回の様な協議会を持つべきであると思う。次に土木研究所としては現在雪氷に関する研究は新潟試験所で行うととし、施設人員等も整える方向に進んでいるが、個々の問題については関係研究室との連絡も必要であると考えている。(道路部長)

6・2 建設省における電算体制を今後どのように進めるのか

答とくに、1. 言語について、2. ハードシステムについて、3. ソフトウェアについて、4. 利用しやすいシステム作りについて。(企画室)

(3月17日)

解答

(1) Soft wear について

使用言語は、文法上の制限が最もゆるく且使い易いことが条件であらう。

この線に沿って従来通り ALGOL がここ当分中心になろうし、将来機械も大型化すれば、より制限のゆるい PL/I に移行するようになろうことも考えられる。

又、土木研究所としては、問題向き言語 (Problem Oriented Language) についても、例えば自動設計システムの為の A. D. T (Automatic Design Transcrator) のようなものも準備中である。

(2) Hard wear について

Hard wear の体制を論ずる場合、I/O 機器につきると考える。つまり、I/O 機器の標準化が global な電算利用、または効率的な電算機用にもつながる。

土木研究所では Sub-Computer を中心とした別図のような入出力 System をとっている。

尚、このような入出力 System に使う Sub-Computer は建設省として標準化されていることが必要で、我々は TOSBAC-40, FACOM-R, HITAC-10 等を対象にした。

(システム課)

6・3 コンピュータの建設分野での活用普及についての具体的方策及び建設分野のソフトウェア

についての全国的連繫機構の整備方法 (石川県)

解答

(1) 建設事業への活用

電子計算の建設事業への活用については、4.0年から4.2年までのシンポジウム(成果は土木技術資料 vol18 No3, vol19 No3, vol110 No3)および第21回ならびに第22回建設省技術研究会の指定課題等で検討されたのでここでは省略する。尚、これらの報告書には建設事業の各部門における利用成果が記載されている。

(2) 建設事業への普及

電算普及には、programmer 人口を増やすことが必要である。その際、修得し易く、使い易く、文法的な制限がゆるく、且、我々の論理体形に近い言語(例えばALGOL)で統一すべきであらう。

尚、既に導入している機種間および他言語との互関性を考えて、soft的にconversion routine を準備することも必要であらう。ここで言語間の conversion は文法上の制限がきついものからゆるいものへは簡単であるが、この逆は人間が間に入ることによって可能である。つまり、機械に Error message を出させて人間が debugging を行なうような方法である。

(システム課)

6・4 高熱地帯での爆破装置及び火薬の種類について

火薬類は、ある温度になると発火し、爆轟または爆燃する。この温度を発火点という。

発火点は、火薬の組成、試験に用いた試料の量、状態などによって異なるほか、種類によっては、製造後の貯蔵期間や貯蔵条件によっても相違するため、火薬を構成する各成分の耐熱性だけから単純に推定できず、火薬の方が各成分の耐熱性より、より危険側にあるといえる。

火薬類の構成成分および火薬類の耐熱性を示せば、別表のとおりである。(以上化学研究室調べ)

表からも分るように、雷管を装填した爆薬は、ダイナマイトでもカーリットでも、110℃以上になれば爆発する恐れがあるので、安全に使用するには、適用温度は70℃以下に制限すべきであろうと報告されている。¹⁾

しかし、実際には、さらに安全をみて、一般のダイナマイトや雷管類(爆薬のみでなく、雷管などの火工品の耐熱性も併せて検討しておく必要がある。)は、50℃程度以下の温度の場合に適用するのがよく、それ以上の温度の場合には、耐熱性を特に考慮した火薬類も用いることが奨められる。

火薬が高熱のため融出する点については、ダイナマイトの基剤であるニトログリセリンの融点は低い(別表参照)が、綿素と融合してゲル状化しているので、本件のように120℃程度までの適用温度であれば、まず、心配ないものと思われる。

一方、ダイナマイトを塩化ビニール管に入れて装填するのは、塩素ガスの発生により火薬の安定性がわるくなるので、耐熱上好ましくない。

従って、70℃程度以下の場合には、装薬点火時間を1～2時間以内に押えることができれば、ダイナマイトや雷管は一般品を用い、通常の装薬方法(裸で連続)で実施しても支障ないものと考えられる。

以下、耐熱性火薬類の実施例を紹介する。なお、高熱地帯での爆破作業に当っては、熱電対等による温度管理が大切である。

- ① 工事箇所 新黒部川第3発電所導水路トンネル工事
- ② 地 質 黒雲母花崗岩
- ③ 高熱部の延長と岩温

	トンネル延長	内高熱部延長	最高温度
第1トンネル	62.1m	62.1m	124℃
第2 "	658.0	658.0	160℃
第3 "	118.4	118.4	130℃
第4 "	2,772.6	365.1	132℃

④ 準備した耐熱性火薬類

耐熱性火薬および火工品

材 料 別	名 称	製造所名	使用材料の性質 (発破待ち時間)	適用温度
ダイナマイト	高温用棒ダイナマイト	日本油脂	ニカラ質 100℃ (135h) 120℃ (14h) 130℃ (2h)	50 ~ 100℃
◇	◇ 柏 ◇	日本化薬	ニカラ質 100℃ (24h)	◇
◇	3号耐高热爆薬 (B)	◇	粉状塩化ビニールデン包装 140℃ (24h) 150℃ (2h)	100 ~ 140℃
◇	高温用2号つた爆薬	日本油脂	粉状アルミ包装 140℃ (6h) 190℃ (29h)	◇
雷 管	超耐高热雷管 (6号 8号)	日本化薬	140℃ (24h) 150℃ (2h)	100 ~ 150℃
◇	超 耐 高 熱 雷 管	帝国火工	140℃ (6h) 150℃ (3h) 160℃ (1h)	120 ~ 140℃
導 爆 線	高 熱 用 導 爆 線	日本カー リット	ヘキソゲン、生ゴム包装 融点 201℃	140℃ 以上

⑤ 採用した火薬類及び爆破方法

岩温 100℃ 以下 高温用柏ダイナマイト

◇ 100℃ 以上 3号高温爆薬 (B)

超耐高热雷管

◇ 140℃ 以上 発破孔の注水冷却を併用

1グループ15~20孔単位の分散発破

参考文献 (トンネル研究室)

1) 日本建設機械化協会：建設工事の計画と実施、昭38.1、P288~289

2) 飯吉精一：基礎とずい道の掘削、昭38.1-1、技報堂

(トンネル研究室)

表-1

火薬類および構成成分の耐熱性

名称または品名	融点(沸点)℃	発火点℃	備 考
雷 汞		176 ^{xx} ~180	点爆薬
ア ジ 化 塩		330~350	◇
T N T (トリニトロトルエン)	80.7		雷管用添装薬
テトリール (トリトロフェニルメチロアジシ)	129.5	195 ^{xx}	◇ ◇
P E T N (4硝酸ベンタエリトリット)	141.3		◇ ◇
ニトログリセリン	13.2 (160)	210 ^{xx}	爆 薬(ダイナマイトの基剤)
綿(火)薬(ニトロセルローズ)		190 ^{xx} ~200	◇ (ニトログリセリン融合膠化剤)
ニトログリコール	-22.8(105.5)		◇ (凍結防止剤)
ジニトロナフタリン	144 217.5(昇華)		◇ (鋭感剤)
硝酸アンモン	169.5	210(分解)	◇ (基 剤)
硝酸カリウム	339	400(分解)	黒色火薬、爆薬配合剤
塩素酸カリウム	368	400(分解)	点爆薬配合剤
松ダイナマイト		135 [*]	(28~40分)試料10gの場合
桜 ◇		185 ^{xx}	
◇ ◇		140 ^x	(43~48分)試料10gの場合
◇ ◇		118 ^x	試料100gの場合
桐 ◇		115 ^x	(40~62分)試料10gの場合
硝安 ◇		130 [*]	(42~61分) ◇ ◇
紅梅 ◇		122 [*]	試料100gの場合
雷 汞 雷 管		110 [*]	
テトリール雷管		126 [*]	

* 南坊、吉川の試験報告より

** 高木の報告より

Ⅱ 河 川 部 門

1 流出解析の問題点

新潟会場	39
金沢会場	42

2 河道計画上の問題点

新潟会場	48
金沢会場	63

3 河川工事の問題点

新潟会場	70
金沢会場	73

4 海岸工事の問題点

新潟会場	78
金沢会場	79

5 砂防工事の問題点

新潟会場	81
金沢会場	89

6 その他

新潟会場	101
金沢会場	101

1 流出解析の問題点

新潟会場

1・1 融雪洪水調査について

(主旨)

融雪洪水を予報するため、諸調査を行ないたいと思うがその調査方法の概要について、御教示願いたい。

解 答

予報の前に融雪洪水について一言しよう。まず気象条件と積雪層の存在が融雪の基本である。気象条件はつきつめて言えば積雪層への熱の流入であるが、これは普通考えられるものより複雑らしい。また1カ所で熱を受けても融雪洪水はおこらないので、流域全体、積雪層全体で考えてみなければいけない。

積雪層については0⁶⁰ などでアイソトープからのガンマー線の水分子による散乱減衰により等価水深を知る方法がかって検討された。流域における代表性その他若干の問題を残しているがよい方法である。

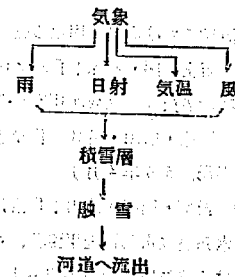
融雪量の真態を把握するため2m×2mのトタン張りのますを作って、積雪層から地面へ達する水量を測った。融雪量計と呼んでいる。河道流下の直前にチェックポイントを置くことは重要である。

土木研究所で行なった観測の結果の一部を述べると、春になって日平均気温が5℃を上まわる日が2、3日続くと積雪層内の含水量が増し、さらに暖い雨、気温の上昇が加わると急激に融雪洪水が始まるようである。

予報という立場に立つと、なるべく速い条件を把握すれば、予報時間は得するが精度は落ちる。近い条件からスタートすれば、精度はよくても間に合わない。

気象庁などは気象現象の予報から融雪洪水の予報をするが、これは前者の例である。気温は日射などと密接な繋りがあるので、気温とその継続時間とで定量的に予報しようというのがデグリーデ法である。これは可成りよく合うことが確かめられているが、積雪に関する情報を補わないとうまく行かないように思う。

積雪量は、前述の0⁶⁰ などはよいが、1点の値でしかないので航空写真を併用して面的に拡大するとよい。航空写真では等価水深(あるいは密度)がわからないのが欠点なので、地上の測点がどうしても入用である。



さらに融雪量計の測定値を遠隔測定すれば、これは確実な予報をする基礎となりうる。

遠隔測定はエレクトロニクスを用いる場合が多いが、雪の中に埋もれる観測小屋は当然湿度が高くなるし、室温の変動は機器類に悪影響を及ぼさずにはいない。日射をうける所はかえって高温による故障もおこる。GM管の寿命の大幅な減小、電池の劣化など、あらゆる障害をのりこえる覚悟が成功への鍵となるであろう。

(水文研究室)

1・2 利水計画作成の際、農水の還元量(率)をいくらにとるかが大きな問題となる。

実測ではなかなかつかめないし、地形、土壌等により標準値はないものか伺いたい。

(企画室)

解 答

灌漑期における農業用水の還元について研究した報告には次のようなものがある。

① 野上・関・石塚：「霞ヶ浦開発計画におけるかんがい用水の還元水量について」(第22回建設省技術研究会河川部門自由課題、43年11月)

② 菅原・勝山・今井：「養老川の日流量を雨量から算出する方法について」、(科学技術庁資源局、36年4月)

③ 新沢・岡本・華山：「渡良瀬川の水利開発計画に関する研究」、(農林省関東農政局利根川水系農業水利調査事務所、43年3月)：なお同様の報告が、岡本・華山：「水利計画における農業用水量の推定法」、(第13回土木学会水理講演会講演、44年2月)にもある。

①は関東地建霞ヶ浦工事事務所で、霞ヶ浦周辺の水田地帯(2箇所、面積0.985および0.238 km²)において、機場による揚水量、降雨量、末端流出量、水田浸透量を観測したもので、これによれば、

$$\begin{aligned} \text{多雨期平均} \left\{ \begin{array}{l} \frac{(\text{末端流出量})}{(\text{揚水量}) + (\text{降雨量})} = 30 \sim 50\% \\ \frac{(\text{末端流出量}) + (\text{水田浸透量})}{(\text{揚水量}) + (\text{降雨量})} = 55 \sim 65\% \end{array} \right. \end{aligned}$$

$$\begin{aligned} \text{渇水期平均} \left\{ \begin{array}{l} \frac{(\text{末端流出量})}{(\text{揚水量})} = 20 \sim 40\% \\ \frac{(\text{末端流出量}) + (\text{水田浸透量})}{(\text{揚水量})} = 40 \sim 60\% \end{array} \right. \end{aligned}$$

程度になっている。

②は菅原氏がタンクモデル(直列4段)による低水流出計算を行なうに際して、このモデルに使うために、流域内の灌漑用水取水量および浸透還元量を計算したものである。計算には、代掻き用水、蒸発および浸透による減水深を考慮するものとし、この合計を各日の計算総流出高から差引い

て、浸透による減水深を第3段のタンクの貯留高に加えることとした。養老川の計算例では、千葉県
 県の資料によって、代掻用水が10.0 mm、減水深が12 mm/day（蒸発散7 mm/day（このうち
 5 mm/day は流域蒸発散で計算）、浸透10 mm/day）として、これに水田面積率を乗じた値を取
 水・還元量とした。

⑤は、岡本氏らの属する水利調整研究会の共同研究で、GB法（Critical Block Method）
 と呼んでいる。この方法では、流域内の対象水田群を、その用排水系統に従っていくつかのブロッ
 クに分け、上・下流のブロック相互の間で行なわれる用水の還元・再利用の関係を考慮し、対象地
 区内のすべての水田群の用水を充足するために水源で取水すべき必要水量に対する寄与の仕方によ
 り、ブロックを3種類に分類する。

NB：上流ブロックからの還元水だけで、そのブロックの必要水量がまかなえるブロック。水
 源必要取水量に対する寄与は0。

GB：そのブロックからの還元水が地区内で再利用されないか。または、その下流はNBだけ
 のブロック。寄与は、減水深と面積の積和。

RB：そのブロックからの還元水が下流の他のブロックで再利用され、かつ、下流がNBだけ
 でないブロック。寄与は、蒸発散量と面積の積和。

GB法の適用にあたっては地区内の水田を適当なブロックに分けて、ブロック相互間の還元・再
 利用関係を示すブロック図を作成する。さらに、各ブロックごとに、必要水量と還元水量を計算し、
 両者の大小関係と用排水系統に従ってブロック群全体の水源必要用水量を計算する。

渡良瀬川待矢場阿堰地区での計算例では、代掻用水が200～250 mm、減水深が20～30
 mm/day（実際には10～20 mm/dayであるが安全側の計算）、蒸発散量7 mm/day、還元水量は
 浸透水（＝（減水深）－（蒸発散量））が下流ブロックに100％還元される（実際には捕捉率は
 80％程度）と仮定した。

以上の3つの研究を総合すると、次のような考え方が概ね妥当と思われる。

・減水深法で水源必要用水量を計算する（（用水量）＝（減水深）×（水田面積））と反復使用
 を無視するので用水量を過大に見積りがちである。

・岡本氏らの調査では、用排水系統に従って、還元水を反復使用する水田（いわゆるRBブロッ
 ク）が大部分であるから、必要用水量計算には還元水反復使用を考慮する必要がある。

・3つの研究から推定できる数値は、おおむね、

代掻用水	100～200 mm
減水深	10～15 mm/day（平均12 mm/day）
蒸発散	7 mm/day
浸透量	8～10 mm/day

程度であり、浸透量の約80％が下流で還元水として反復使用されたり、あるいは下道に流出す
 ると仮定すれば、減水深に対する還元率は50％強となる。これが霞ヶ浦周辺の観測値ともよく

一致する。

ただし、地形・土壌などによって、還元水流出地点が遠方で流出検討対象区域外だったり、流出するまでに多大の日時を要するような地域では、還元水利用率が減少する。一般には、還元水の流出は水田湛水後、一兩日中に現われる。

(水文研究室)

金沢会場

1・3 貯留関数法における諸定数の決定方法について

(主旨)

現在、貯留関数法における諸定数に、 P 、 T_L 、 R_{sa} 、 F_1 等は、流量検出地点のハイドログラフのチェックのみにて能率的に検証しているが、その物理的な裏証がなみざりになっていると考えられる。

地形、地質、河道河床形状などから物理的に裏証する方法は現在どの程度開発されているか、今後、これを行うには、どのような手段を講ずればよいか。

(河川計画課)

解答

流域における貯留関数は、衆知の通り、 $S = K Q^P$ の形で表わされるが、この運動方程式に含まれる意味を考える。流域で発生した表面流がまず水道に集って流れ下り、これが小川に注ぎ、これが集って沢となり、支川に入り、それぞれの水理的特性は多種多様なのに、これを2つの定数、 K 、 P で表わそうとするのだから、無理が伴うのは止むを得ない。したがって、 K 、 P は流域内のいろいろな流れの特性を概括した計算上の定数と解すべきである。もとより、洪水流は不定流であるから、貯留量 S と流出量 Q とは一義的関数関係で表わせるものでなく、便宜的に T_L だけ時間ずらしをして、一義的関数表示しているだけで、したがって物理的な意味はない。

定性的には、流域の大きさや流域勾配が洪水伝播に影響し、 K 、 P に関係があると考えられるが、両者は、経験的に無関係である。

遅滞時間 T_L の物理的な意味は次のように説明できる。河道の流入点 1 から流出点 0 まで、定常流 Q が流れているとき、この区間の貯留量を S とすれば、 $S = K Q^P$ の形で表わせる。不定流のときに、任意の時刻の $1 \sim 0$ 間の貯留量を S として、この時刻に $S = K Q^P$ を満足する Q なる流量が流れている点を 0 ($1 \sim 0$ 間に存在するはず)とすると、 0 点の流量 Q が流出点 0 に変形せずに現れるまでの時間を T_L とする。 T_L は Q の増加に伴って減少すべきであるが、ここでは一定値としている。したがって、 T_L は流下距離または流域の大きさに関係するある定数である。すでに発表されているように、 T_L は経験的に次の式で推定できる。

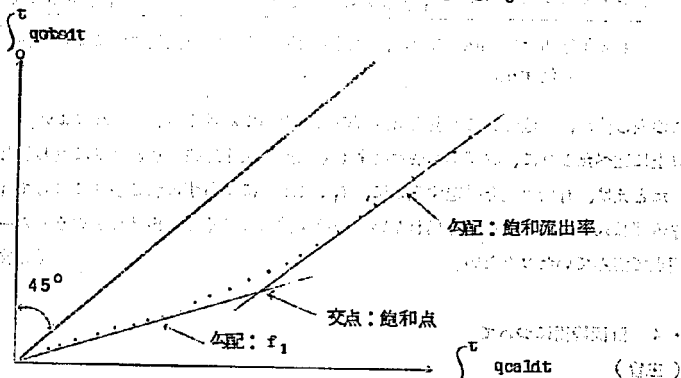
$$\text{流域: } \begin{cases} T_L = 0.047 L - 0.56 \text{ (hr)} & (L > 11.9 \text{ km}) \\ T_L = 0 & (L \leq 11.9 \text{ km}) \end{cases}$$

(L :流路延長(流出地点から最速地点までの距離))

$$\text{河道: } TL = (7.36 \times 10^{-4}) \times L \cdot I^{-0.8} \quad (\text{hr})$$

(L :河道距離(km)、 I :河床平均勾配)

R_{sa} 、 f_1 はともに有効雨量算定のための定数であるが、降雨時に、流域内に流出域と浸透域とが併存することは観測によっても確かめられる。したがって、 f_1 は航空写真などによって不透透域の面積率として近似できるし、また、降雨時前半の観測流出量の累加値(下図縦軸)と、 $f=1$ として計算した流出量の累加値(下図横軸)との比によっても推定できる。



浸透域における降雨損失は R_{sa} で表わすが、流出現象を見ると、表面流出の発生は、必ずしも累加雨量の増大によるばかりでなく、むしろ降雨強度との関連が強いことが観測で確かめられる。したがって、降雨損失量を R_{sa} で表わす意味は必ずしも確実ではなく、むしろ、 R_{sa} は流域の浸透性の強弱を表わす指標と解するのがよい。北上川の流出計算では、先行降雨の概念と、浸透能の概念とをくみ合わせて、次の式により、有効降雨量を推定している。

$$R_e = \left\{ 1 - \exp\left(-\frac{R}{R_{Lo}}\right) \right\} R$$

$$R = \sum_{i=1}^T r_i + \sum_{i=1}^T R_i \mu_i$$

R : 累加雨量

R_{Lo} : 各分割流域の湿潤状態を示す定数(流域により 80~120 mm)

r_i : 時刻 i の時間降雨量

R_i : i 日前の日雨量

μ_i : i 日前の降雨の有効率(下表)

i	1	2	3	4	5	6	7
μ_i	0.9	0.7	0.5	0.4	0.3	0.2	0.1

地質的にみて、第4紀火山岩地域と非第4紀火山岩地域とでは、前者の方が浸透性が強いと言われている。木村氏によれば、 R_{sa} の値は第4紀火山岩地域の方が大きく、経験によって、次の値を提言している。

種別	定数	一次流出率 f_1	飽和流出率 f	飽和雨量 $\times$ R_{sa} (mm)
非第4紀火山岩流域		0.86~1.0	1.0	100 (0~200)
第4紀火山岩流域		0.65 (0.57~0.73)	1.0	300 (280~430)

(*) 飽和雨量 R_{sa} の値は、降雨開始直前の流域の湿潤状態によって洪水ごとに变化する。

この表の値は、山地流域の簡易流出計算のための単なる目安値と考えればよい。

以上に述べたように、貯留関数法は必ずしも流出現象を理路整然と完璧に表わした計算法ではない。たとえば、有効雨量を推定するのに、 f_1 、 R_{sa} によらずに別の手法によって計算して、これを貯留関数式に代入することも構わない。貯留関数法は多くの流出計算法のうちの一つであるという観点で臨んでいきたい。

(水文研究室)

1.4 計画降雨について

(主旨)

計画日雨量、時間雨量等の決定には非常に困難を感じている。現在は、複合確率による方法などがあるが、確率的に決定するのみで、現実とのつながりが不正確である。日雨量と時間雨量の関係、降雨量と降雨時間分布、降雨地域分布の関係などどのように解析して行けばよいか、特に大流域などで降雨の変動が激しい場合の取扱いについて。

(河川計画課)

解 答

まずこの質問に関しては、雨そのものの特性から論じなければならないと思う。

我国において発生する、計画降雨(治水目的)の対象となるような雨として、発生原因別にする

- 1) 台風によるもの(狩野川(1958年))、(カスリン(1920年))など
- 2) 温暖前線によるもの(秋田県北部(1951年))
- 3) 寒冷前線によるもの(南山城、伊賀、甲賀(1953年8月))
- 4) 停滞前線によるもの(疎早(1957年))
- 5) 梅雨末期の雨(北九州豪雨(1953年6月))
- 6) 上記1)~5)までの複数が組合わさって生じるもの

など種々の原因による雨が存在する。

これらの気象現象を解析してみると、

イ) 多量の水蒸気を送り込むような風がある。

ロ) 送り込まれた水蒸気が雨になるように十分冷却される。

ハ) 雨滴ができるに十分な核が存在している。

という条件が大気中(地上より5~6 km 程度)に存在することが必要である。

これらの現象と地形特性などが複雑にからみ合っている一つの降雨が発生するのである。

また、種々の降雨がどの程度の影響範囲をもっているかを統計的に見るとはば次のようになる。

従って日本におけるいわゆる大流域と言われる河川と

比較して、いかに相互のスケールが違うかがわかる。

日雨量が時間雨量か? 計画の降雨を何にするか、何

を目標とするかは、流域の特性により小さな流域では

30分とか、1時間雨量が問題となろうが、比較的大き

な流域においては日雨量、二日、三日の雨量が問題とな

るだろう。(流出のハイドログラフを見ればよい)

また時間的な降雨分布は、A. N. Talbot (1881)、

O. W. Seriman (1905)、久野 (1927) などの研

究があるので詳しくは文献を参照されたい、ただ本邦に

おいては、

$$I = \frac{a}{\sqrt{t + b}} \quad I: \text{雨量強度 mm/hr}$$

t : 降雨継続時間 (min)

a, b : 地方定数

の形で表わされる $\sqrt{t}$ 型がよく合うことが確かめられている。

時間雨量がいくらだから、日雨量はいくらにとらなければならないとか、相互の間に理論的関連性を裏づける根拠はない。

降雨の地形的分布は共軸座標図を用いて解析する方法が Spreen (1947) により開発されている。

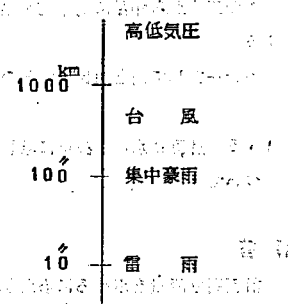
これは流域の標高、起伏、谷の開けている方向、谷の開いている程度を解析のファクターとしているものである。

$$(x, y) = (x_0, y_0) + \frac{1}{2} \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right) \left(\frac{1}{\sin \theta} - 1 \right) \left(\frac{1}{\cos \theta} - 1 \right)$$

いずれにしても対象流域のデータ収集、整理から歩まねばならない。

最後に、複合確率による決定法などは、統計学的意味はもつが、物理的現象との関連性はまったく明らがない。

よっていかに確率計算の面で種々のテクニックを用いても、精度を上げて、現実の物理的現象



の解明には特効薬とはならない。

現実とのつながりを求め、総合的に計画降雨の問題と取組むためには次に述べる2つの面からの追求がなされなければならないだろう。

その一つは

降雨現象の物理的解明（気象観測の継続と整理）

流出機構の（流観、流域、河道の諸調査）

数学的、統計学的、確率的処理と流域の経済的、社会的価値論との複合された科学的普遍性の面他の一つは、ある流域における特異性の直観的把握と経験の集積

この二面から相互に有機的関連性をもたせてはじめてある流域での計画降雨の発展性が期待できよう。

また一貫して雨と対象流域との相対的関連性を忘れぬよう努めなければならない。

1・5 計画高水量の決定に際して、計画降雨波型を従来の仮想分布から実観波型に変える理由について（石川県河川開発課）

解 答

計画高水流量を求めるにあたり、単純な形状の自然流域ならば、特に時間の関数としての波形を流量などに用いる必要はない。しかし、ダムを設ける場合にはその貯留量のゆえに、また複雑な合流形態を持った河川の場合には合流時差を考慮するために、流量波形を考慮しなければならないことがある。

流量はそれ自身統計量となりうるが、データの期間が十分には長くないため、計画にとり入れられる統計量としては満足できないことがある。そのため降雨より流量を推算できるものなら降雨を計画上の統計量としてとりあげることも可能である。

計画上に用いる降雨波形に、仮想分布をあてはめる場合がある。一般にT時間内の平均雨量強度Iは $I = f(T)$ とおける。他方雨量の時間分布 $r(t)$ とIとを関係づけると

$$I = \frac{1}{T} \int_0^T r(t) dt$$

となる。この両式から

$$\frac{d}{dt} (t f(t)) = r(t)$$

となるので、雨量の時間分布が強度曲線式から作れる。しかしこうやってできた雨量分布は、あくまでも仮想のものであるから短時間の雨量の原因となっている降雨現象と長時間の雨量の原因となっている降雨現象とがちがっているのをつにつないでいるので、そのような現象が同時に生じすることはまず考えられない。さらに、 $I = f(T)$ の適用限界を十分に考慮しないと、雨量が極端

に大きくなってしまふ場合もある。

実績波形を一雨雨量の確率に従って拡大するという手法は、その流域にとって重要な時間（たとえば流速時間）については、確率が前記一雨雨量の確率と合致しないというような矛盾を生ずる。

以上を考えると、仮想波形も実績波形も一長一短で特にどうあらわなければならないといふことはないが、貯水池による洪水調節の計画については仮想波形を用いた方が調節効果が顕著にあらわれる。

（水文研究室）

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

昭和二十九年三月

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

この論文は、昭和二十九年三月、東京大学工学部土木系で発表されたものである。

2. 河道計画上の問題点

新潟会場

2.1 河口水位の算出方法について

(主 旨)

現在、北陸諸河川において、とくに、関川において、河口における計画高水位の決定に困難を感じている。

一般的には、計画時を推定するか、他河川の例を参考にしていると思われる。

しかし、改修により、河口の河床、河巾等を変化させる場合、あるいは、既往実績の測定のない場合には極めて、推定が困難である。

特に河口部に都市が隣接している場合には、厳密な方法を必要とする。

今後の方向としては、地形(河床・海岸形状・海床)、構成材料、河川流量、潮位等の要素から河口水位を決定することになると考えるが、現在どのような算出方法が開発されているか、さらには、今後、土研、あるいは他機関で、どのような研究が計画されているか御教示願いたい。

(河川計画課)

解答

河口計画高水位の決定には、2つの要素がある。その1つは計画高水流量が流れる時の水位を決める問題であり、他の1つは高潮や津波などによって生ずる異常潮位に対して、何の様な水位を設定するかという問題である。異常潮位と計画高水流量が同時に発生するならば、この両者は同一のものとなるが、一般には、同時に発生する確率が非常に小さい為に区別して考えることが多い。

1. 計画高水流量が流れた場合の水位の設定

1・1 河口閉塞

この場合の河口水位は河口条件により非常に異なる。漂砂により河口閉塞を生じたり開口巾がせまくなった場合には、洪水はこれを越流し、フラッシュしながら流れるために、洪水の流出流量波形と、砂州のフラッシュ機構との均合でかなり複雑な水位変動を示す。この現象を移動床の水理模型実験によって調べた久慈川河口の実験結果の1例を図-1・1に示す。(鹿島試験所で実施)この例では、河口砂州にせき上げられて、直上流の水位の最高は、流量が1500 m^3 /8時にあられ、ピーク流量時にはむしろ低下している。この様な水位波形は、河口砂州の発達状況、開口巾の大小等によって影響されるから、出水時における河口砂州の変動状況を詳しく調査しておかねばならない。

この河口の状況は波による砂の打上げと平常時の流出量によるフラッシュ効果とのバランスで決まると考えられるから閉塞の状況は各河川によって異なる。この状況を力学モデルとし

て把え、波と流量時系列を与えて解析的に解くことが出来れば、河口閉塞状況の予測が可能となる。現在土木研究所ではこの研究に取り組んでいるが、その解決には未だ数年は必要であろう。

洪水時における砂州のフラッシュ現象の解明は、図-1にも示す様に水理模型実験では可能であり、これを更にモデル化して電算によるシュミレーションを開発中である。こうしたモデル化の研究は、既に行なわれており、44年度の土木学会にも板橋、塚本の研究が発表されている。

1・2 河口部における損失

河口閉塞を生じない河川においては、河口部における損失水頭の見積り方が問題になる。

(閉塞する河川でも問題になるが、閉塞による影響の方が支配的である。)この計算法には、(a)河口部で流水の持っている速度水頭 $V^2/2g$ がすべて損失するものとする。即ち、河口部の水位は計画潮位に等しい。(b)海の中に洪水の流れる河道を設定しその損失を考慮する。の二つが行われている。

海岸の水深が十分にあり、流れの拡がりを妨げるものがない場合には(a)の方法でよいが、遠浅の海岸で河道内を浚渫する様な場合には河口をでてからの損失が大きいため(b)の方法によらなければならない。これは流れの3次元的な拡がり方を問題にするので水理模型実験によって調べるのが、もっとも精度の高い方法といえる。

河口部での流出速度が遅くなると、下層に塩水層が残り塩水上での淡水の流出となるため現象は更に複雑となる。この問題については北海道大学の実験的研究など2,3の研究が始められたばかりで実用化にはまだ程遠い状態である。

2 異常潮位の算定

異常潮位の発生原因としては、地震による津波と、台風や強い風の吹寄せによる高潮とがある。

高潮が生ずる原因は、強風による海水の吹き寄せ、気圧低下による海面の上昇及びそれらに伴って発生する湾内の副振動の発生などが考えられる。

台風の襲来による高潮の推定には、昭和34年の伊勢湾台風による伊勢湾沿岸の大災害の発生以後、電子計算機による台風のシュミレーションが研究され、大坂湾や東京湾の高潮対策の工事計画にとり入れられている。

その方法は、台風内の気圧分布を与える式と風の分布を与える式を用い過去に発生した台風の観測記録から常数を求め、海上に生ずる風を計算する。この風の分布を用い、吹き寄せによって、どんな水位上昇が生ずるかを海面及び海底の接線圧力や流速分布に適当な仮定を設けて二次元方向に計算するもので、この方法は気象庁によって開発されたものである。

東京湾については、大正6年の台風、キティ台風、伊勢湾台風などがモデル台風として選ばれた。この様なモデル台風は、その経路を任意に選べるので、東京湾にもっとも危険なコースを探るために幾つもの経路について計算を行う。この様にして湾内沿岸の高潮位が求められる。

土木研究所でもアナログ計算機や電算を用いて有明海や東京湾、広島湾の計算を実施した。

尚簡易推算公式としては

$$H = a \cdot \Delta P + b \cdot V^2 \cos \theta$$

ΔP : 気圧降下量

V : 風速

θ : 風向と海岸線ののり線とのなす角

a, b : 常数

があり、 a, b の値は既往の資料から定められる。

この様な異常高潮は満潮時と重なった時にもっとも危険であるので計画としては、満潮と同時に発生することを想定する場合が多い。

湾内に発生した高潮は河川の中へもそ上して行くからこの現象を調べて、河川の水位を決める必要がある。それには、河口で水位変化(高潮による)を与え、河川の上で吹く風による水の吹き寄せを加えて、不定流計算を行う。土木研究所では大阪湾や東京湾などに注ぐ諸河川の高潮そ上について、アナログ計算機を用いて計算を行った。

この場合に河川を流下する洪水流量の規模を推定しなければならない。高潮のピークと計画高水流量が同時に発生する場合が最大水位を与えるが、河川流出の特性によって必ずしも一致するとは限らないから過大の計画になる恐れがある。これについては、既往の資料より台風の進行と降雨の時間、及び地理的分布を調査し解析する。

参考文献

- (1) 山口高志 河口部の設計に関する水理実験、土木技術資料 Vol.12.No5 45年5月
- (2) 板橋・塚本 河口砂州による水位上昇について、第24回土木学会年次講演会 44年9月
- (3) 柏村・吉田 河口のflow pattern について、第12回水理講演会講演集 43年2月
- (4) 気象庁・東京都 東京湾高潮の総合調査報告 35年10月
- (5) 宮永正照 河道の設計法(3) - 河口水位のきめかた - 土木技術資料 Vol.11.No6 34年6月
- (6) 木下武雄 アナログコンピュータによる東京湾高潮調査に関する中間報告 土木技術資料 Vol.15.No10 38年10月
- (7) 木下武雄 アナログコンピュータによる東京湾河川そ上計算について 土木技術資料 Vol.15.No11 38年11月

- (8) 大阪湾高潮対策調査報告書 土木研究所資料 51号 39年
- (9) 東京湾高潮調査報告書 土木研究所資料
- (10) 中川高潮上計算報告書 土木研究所資料 181号 41年
- (11) 江戸川高潮上計算報告書 土木研究所資料 227号 41年
- (12) 太田川市内河川高潮上計算 土木研究所資料 353号 42年

(河川研究室)

現地
流量
NB/STPm

圖-1.1 時間-水位曲線

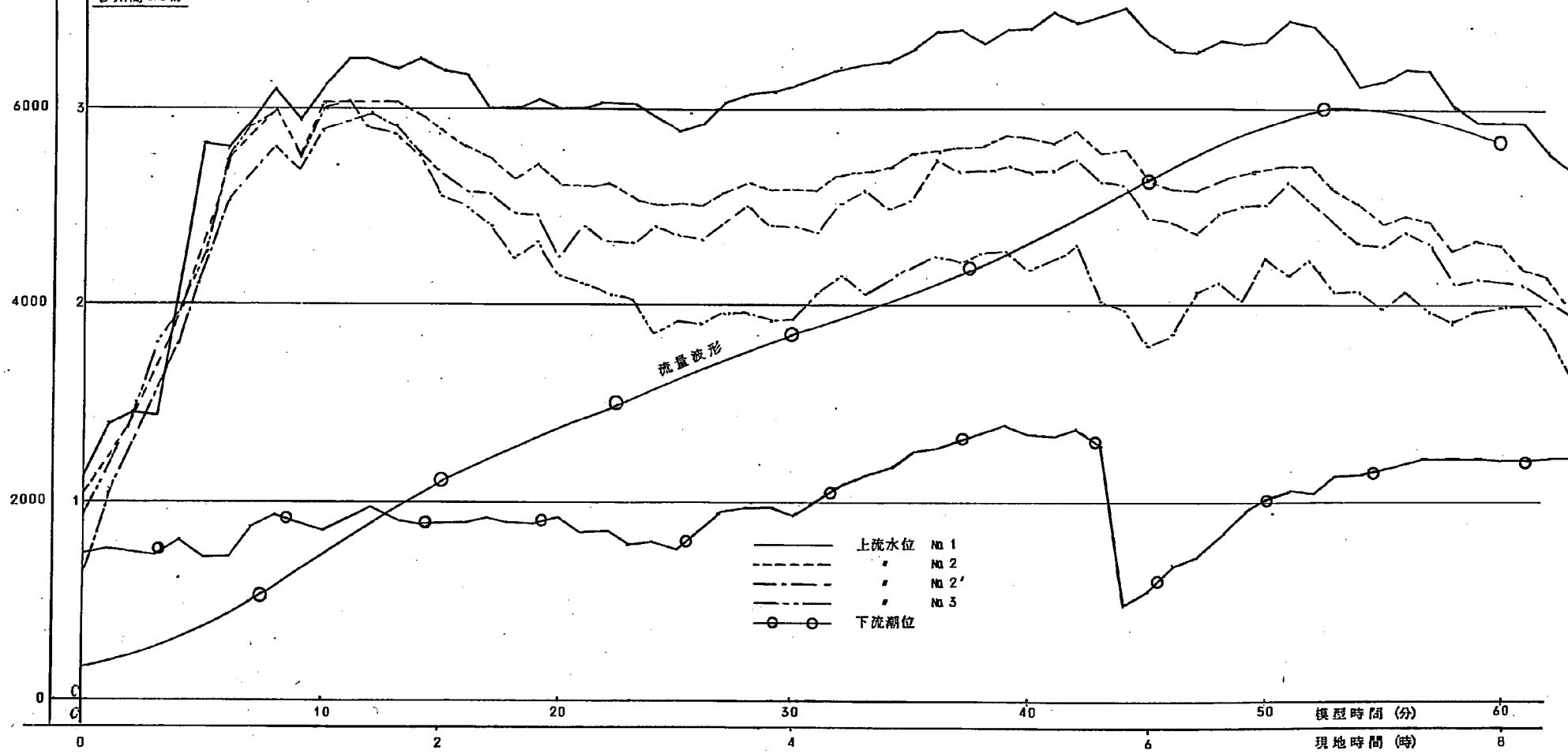
石炭粉

開口部 巾 = 100 m

敷高 = TP + 1.00 m

砂州高 3.5 m

大
流量



2.2 河口閉塞のための調査方法及び対策工法について

(主 旨)

荒川の河口は、日本海特有の冬期波浪による漂砂と洪水時の流出土砂とにより、著しい河口閉塞現象を呈して、疎通を大きく阻害し、河口付近で合流している左右支川では、逆流による田畑の被害は広範囲に及ぶ現状である。そこで、昭和46年度より河口調査を実施し、河口処理工法を根本的に検討したい。

別紙のフローチャートについて具体的な調査方法及び頻度、更にその他の必要項目について、御教示願いたい。

また、河口閉塞対策の計画工法について(手取川)具体策があれば御教示願いたい。

(羽越工事・金沢工事)

解 答

提案されたフローチャートについては、波高・波向観測、河川の流量観測の2項目を追加して構成を若干変えた図-3を作成してみたので参考にして頂きたい。

各調査項目の内容については概略次の様なものである。

① 風向・風力、

なるべく海岸に近い所で自記風向風力計(コーンペン風速計)を用いて観測する。記録の整理は毎時に読みとり、平均風速及び風向を求める。又、日平均、日最大、月平均、月最大、最多風向などを計算する。

既往の資料を利用する場合、それが内陸部のものであれば海岸で1年間位の実測を行って相関関係を確かめてから使用するのが望ましい。(文献(5)(6)を参照)

② 波高・波向

文献(5)(6)参照のこと。自記波高計を用いて資料を得ることが望ましいが、費用その他で止むを得ない場合には、風の資料から計算により求める。その場合にも精度を高める意味で、気象条件の異なる時を選んで波の簡易観測を行うのがよい。

③ 沿岸流観測

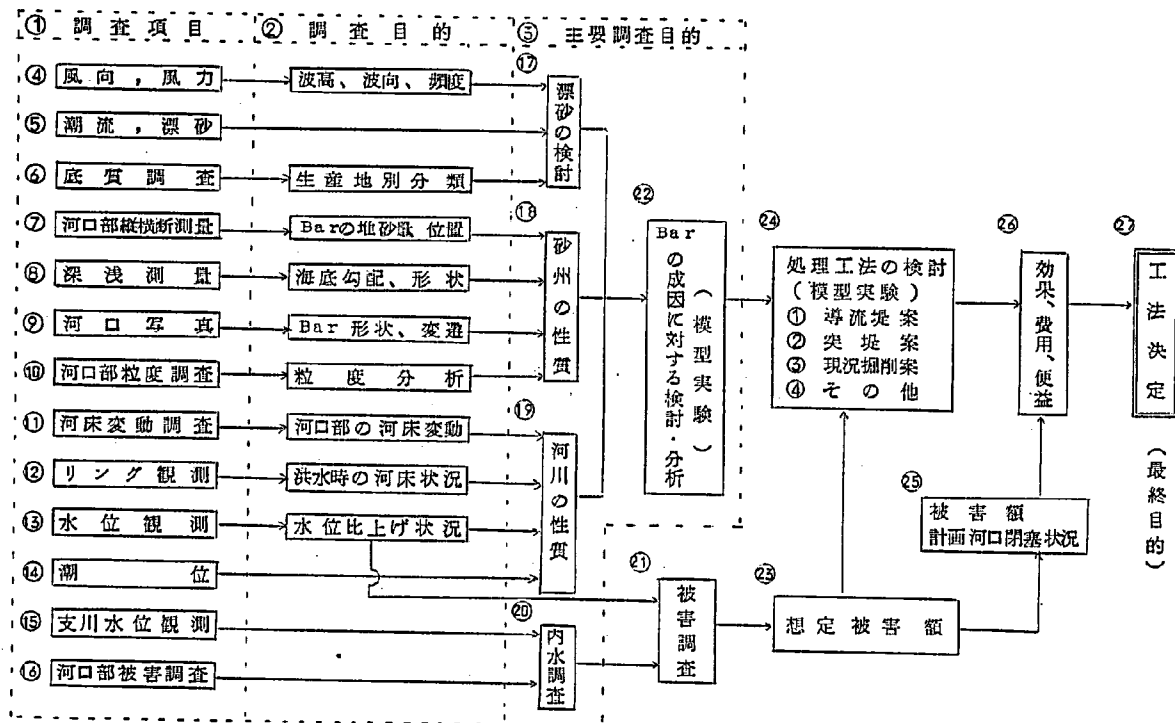
漂砂に関係ある波による流れを沿岸流としているが、沿岸流の大きさと漂砂量とを直接結びつける事は困難であるので漂砂の移動方向を知る程度にしか用いられない。しかし、波の資料や、底質調査と関連させることにより漂砂の移動を推定するのに有効な手段となる。観測には小野式自記流向流速計や漂流板、染料の投入などの方法がある。

④ 漂砂観測

漂砂の移動は一般に波の荒い時に大きいから直接採取する方法では、漂砂量の大きい時の観測は非常に困難である。アイソトープや染料を用いて標識砂をつくり、これの移動を追跡する方法も行われている。

土木研究所では、富山海岸でガラス玉を海岸に投入し、これの移動分布を求めたことがある。

荒川河口調査 フローチャート



海岸に設けられた 潟港や突堤などの 海岸線は漂砂の移動により砂がついたり欠け込んだりする現象を生ずるから、附近にあるこれら構造物周辺の砂の堆積量、洗掘量を継続的に測定することによって、漂砂量を推定することができる。

⑤ ④ 底質調査、深淺測量

これらは季節的にそれ程変化するものではないから年1回の調査で十分であろう。調査方法については参考文献を参照されたい。

⑦ 河口部縦横断面測量

砂州の変動を調べるには、月1回程度の汀線測量によりほぼ把握することができる。砂州から上流部の河道については洪水による他は殆んど変動がないので、出水の前後で実施すればよい。尚砂州の形状についてその消長が分るように月1回程度と出水の前後には縦横断面測量を実施する。

⑧ 流量観測

河口に出来るだけ近い所で流量観測地点を設ける。平常時は日流量を、洪水時には時間流量を求める。感汐河川では年数回入退汐量観測を行って水位から流量を求めるための資料とする。

⑨ 河口部河床材料調査

年1回実施、採取ヶ所数は河状により異なる。

⑩ 河口写真

砂州形状の変化や導流堤等構造物を設けた影響を見るためには、高い位置から撮影された俯瞰写真が有用である。月1回及び洪水後に実施する。河口附近に小高い丘陵等があればそれを利用する。(肝属川等)中部地建では模型飛行機による撮影を試みている。

⑪ リング観測

洪水時の河口河床形状を求めるために行うが、洪水時の河口は流速が大きいため小河川でなければ実施はかなり困難であろう。その場合には洪水直後の河床横断面測量を利用する。

⑫ 水位観測

流量観測基準地点では自記水位計の設置が望ましい。入退汐量の把握のために連続同時水位観測を行う場合には、縦断面水面形を考慮して地点を選定する。また洪水時にも縦断水位を観測することが望ましい。

⑬ 潮位観測

近くの海岸に既設の観測所があればその資料を用いる。ない場合には候潮儀を設置する。

⑭ 支川水位観測

内水被害調査が目的であるから、既往の資料より被害地域を想定して水位計を設ける。水位一時間曲線が得られればもっとも良いが、最高水位記録だけでも利用価値は大きい。

参 考 文 献

- (1) 山 口 高 志
河口閉塞とその調査の問題点 土木技術資料 V01.11 №10 44年10月
- (2) 富 永 正 照
河口処理について 1966年度水工学に関する夏期研修会講義集
- (3) 富 永 正 照
河口処理について 土木技術資料 V01.8 №2 41年
- (4) 土 屋 昭 彦
河口閉塞について 第65回建設技術講習会テキスト 45年7月
- (5) 井 島 武 士
海岸港湾測量
- (6) 港湾構造物設計基準 日本港湾協会

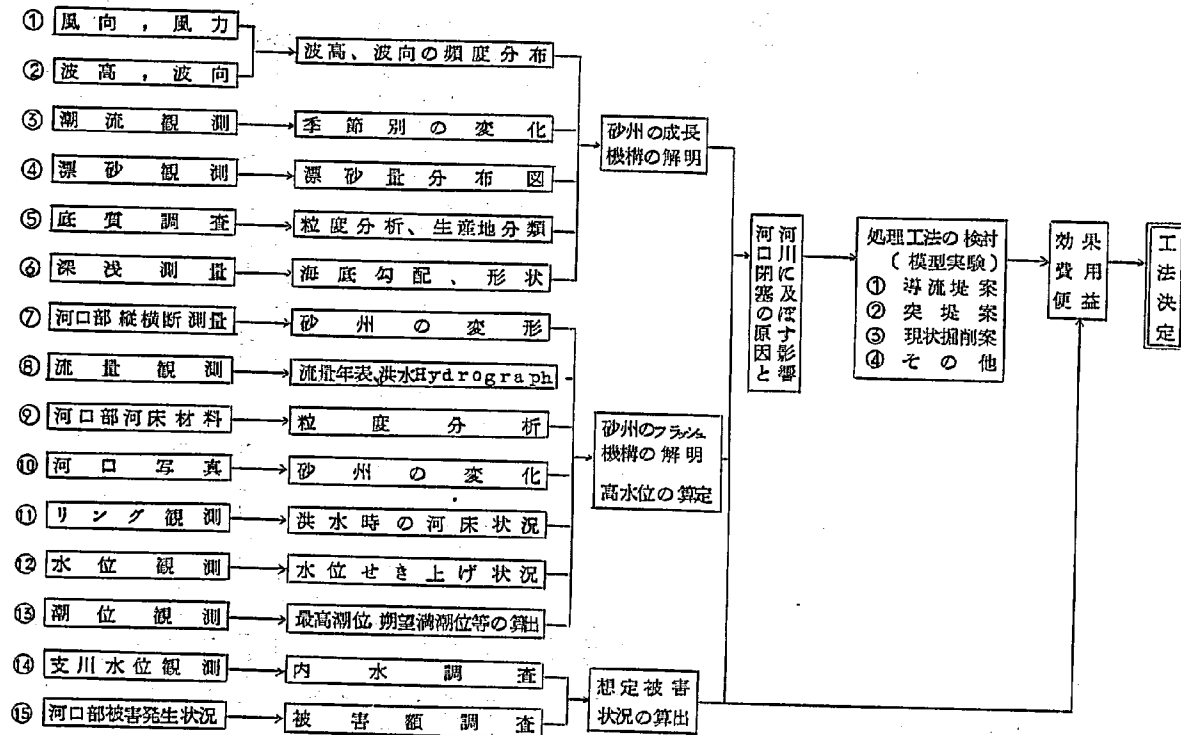
(河川研究室)



(観測項目)

(調査・解析内容)

(調査目的)



2.3 河川の計画法線を決定する際、基準として考えられる法線の曲線度合及びこれに対する対策工法について

(主 旨)

計画法線決定の際、背後地の利害関係等より曲線度合が決められる可能性もあるが、流水に対する悪影響を考慮した、許容曲線度合は、どの程度か、それに対する対策工法についてお伺いしたい。

(高田工事)

解 答

河川が湾曲している場合に、河川改修工事や河川管理に及ぼす利害得失を考えてみると次の様なものがある。

欠点と考えられる事項

- (1) 湾曲部の内側には土砂が堆積し、外側に沿って深堀れを生ずる。護岸の根固め工法が必要である。
- (2) 流れが湾曲する場合には、それによる損失を生じ、上流に水位上昇がみられる。
- (3) 湾曲部の内側と外側とで水位差を生じ外側の水位が高くなる。
- (4) 湾曲部では外側の流速が速くなり、護岸を必要とする。

利点と考えられる事項

- (1) 深堀れ部が固定され、用水取水が確実である。
- (2) 河道内に発生する砂礫堆による蛇行流が固定され、水衡部の維持が容易となる。

これらの事項は、その現象が定量的に河道のまがり方に関係づけられる訳であるが、利点と欠点を比較してみると欠点と考えられる事項が多く、湾曲部を設けない方が得策のようである。しかし法線形状を決める場合に、湾曲部を完全に除去することは一般に困難であるから、水衡部が固定できて、しかも局所洗堀などのできる丈少ない湾曲部が設計できればよい。以上の事項についてその概略を説明する。

(1) 洗堀と湾曲度

湾曲部における局所洗堀深を推定する方法はまた確立されていないが河川の横断測量結果から、その最深部を洗堀深として資料を整理した結果図-6・1が得られている。1) ただし、 B : 河巾 (堤防巾によって代表させる)。

H_M : 最大洗堀を生じている断面の平均水深 (= 断面積 / B)。

H_{max} : 計画高水位から最深部までの水深。

R' : 湾曲部の曲率半径、最大洗堀深の位置を結んで円弧に近似させその曲率半径をとった。

直線はこれらの値の包絡線であり、概略の設計値を与える。洗堀深が大きくなる場合には護岸工事が著しく困難となるので、その河川の H_{max}/H_M の値を決めれば、 R' が決定される。洗堀が殆んど生じない様な曲率半径は $10 \times B$ となる。

(2) 湾曲流による損失水頭

水路巾を B 、水路中心の湾曲半径を R 、直線部におけるこう配を I_0 、流速を V とすれば、湾曲部の水面こう配 I は Bozsineg により

$$I = I_0 \left(1 + \frac{5}{4} \sqrt{\frac{B}{R}} \right) \quad (1)$$

で表わされる。2) これより湾曲部中の長さ l における損失水頭は

$$\Delta h = I \cdot l \quad \text{で求められる。}$$

(3) 湾曲部での水位差

湾曲部では横断方向に流速分布を生ずる。湾曲部の始めでは自由渦、末端部では強制渦と呼ばれる分布形状をとり中間はそのせん移領域である。それぞれの流速分布を仮定すると兩岸での水位差 Δh_1 及び Δh_2 は次式で表わされる。

自由渦

$$\Delta h_1 = \frac{h_1^2}{2g} \left(\frac{1}{r_i^2} - \frac{1}{r_o^2} \right) \quad \left. \begin{aligned} h_1^2 &= V_m^2 \left(r_c^2 - \frac{B^2}{4} \right) \end{aligned} \right\} \quad (2)$$

強制渦

$$\Delta h_2 = \frac{h_2^2}{2g} (r_o^2 - r_i^2) \quad \left. \begin{aligned} h_2^2 &= V_m^2 \left(\frac{1}{r_c^2} + \frac{B^2}{12} \right) \end{aligned} \right\} \quad (3)$$

ただし、 r_i : 内岸の曲率半径

r_o : 外 " "

r_c : 中心の "

V_m : 断面平均流速、 B : 川巾

(2)・(3)式の差はそれ程大きくないが一般に(2)式の方が大きい値を与える。

(4) 蛇行の安定制

直線河道においても砂礫堆の発生による蛇行流が認められる。これについては多くの観測や

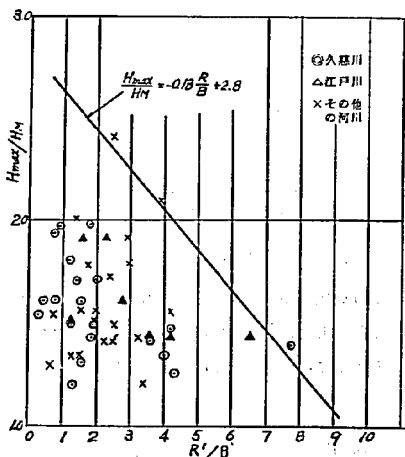


図-4.1 流速比と曲率半径

実験、理論的研究が進められている。林の研究によれば“水路に発生する蛇行の波長は、その蛇行砂礫堆によって水流の表面に形成される3次元表面波の波速が水流の平均流速と等しくなるような波長に近いものとなる。”としている。この関係を表現すると

$$Fr = \frac{1}{kd} \sqrt{1 + \left(\frac{l}{k}\right)^2} \tanh \left[\sqrt{1 + \left(\frac{l}{k}\right)^2} kd \right] \quad (4)$$

ここに

$$Fr = \frac{u_m^2}{gd} \quad (\text{フルード数})$$

d : 水深

$$l = \frac{\pi}{B} \quad (\text{巾方向の波数})$$

$$k = \frac{2\pi}{\lambda} \quad (\text{砂堆の波数})$$

λ : 砂堆の波長

の如くである。平均流速と水深を与えればこれによって交互砂礫堆の波長が計算できる。(4)式の関係では、 Fr 数が増せば波長も長くなるから流量によって変化することとなり設計流量を決めなければならない。湾曲部の洗掘を対象とするならば、数年に1度の出水が適当であろう。

参考文献

- (1) 須賀 隼三 河川のわん曲部における洗掘について 土木技術資料 Vol.5 No.4 38年
- (2) 吉川 秀夫 河川工学 P.76
- (3) 須賀・馬場 河川わん曲解説 土木技術資料 Vol.12, No.1 45年
- (4) 馬場 洋二 河道わん曲による外岸水位上昇量 土木技術資料 Vol.12, No.8 45年
- (5) 芦田・塩見 水路における砂礫堆の水理特性について 京都大学防災研究所年報 第9号 41年
- (6) 土屋・石崎 Sand Wave に関する研究 第11回水理講演会講演集 42年2月
- (7) 林 泰造 河川蛇行の成因についての研究 土木学会論文報告集 No.180 45年8月

(河川研究室)

金沢会場

2.4 土砂の混入した河道計画について

(主 旨)

現在、黒部川では、流量改訂及び河道計画樹立作業を実施中であるが、急流河川であること、洪水時に多量の土砂を混入していること等により、その解析には困難を伴う。

土砂混入を計画高水流量、水位に反映させるには、如何にすればよいか御教示願いたい。

また、従来は、水制等により、土砂流を緩和し、河道の維持を行ってきたが、今後、ダムあるいは砂防ダム等により、上流からの給砂量の減少が予想される場合には、現状河道では無理が生ずると思われる。

その場合の河道計画について御教示願いたい。

とくに

- 1) 低水路の固定が必要かどうか。
 - 2) 蛇行のピッチの変動を如何に考えるか。(水制のピッチに関連して)
 - 3) 低水路固定を行なう場合、その法線、縦横断面形、法線維持方法(覆岸、高水敷等)
- (黒部工事)

解 答

(1) 高水計画における流入土砂量の扱い方について

黒部川の主要な洪水は、表-17.1に示すように昭和9年以降これを上回る出水が4回ある。

表 - 17.1

順 位	発 生 年 月	流 量
1	S. 27.7	2,960 m^3/s
2	32.7	2,660
3	34.7	2,610
4	19.7	2,580
5	9.7	2,440
6	28.8	2,147
7	36.7	2,090
8	20.7	2,060
9	24.9	1,850
10	6.7	1,835
11	40.7	1,830

昭和9年の出水には、かなりの土砂が流出し愛本堰堤より下流5kmの地点に堆積し破堤を生じ

ている。その後昭和10年の横断測量を基に河床の経年変化を調べたのが図-17.1であるが、これによると全体的な傾向として上流部は河床が低下、中、下流部はゆるやかな上昇の傾向にあることが分る。昭和19年の出水では下流部に堆積を生じているが、上流部ではむしろ河床が低下しており、上流からの給供土砂量が少ない様に思われる。これに対して27年、28年の洪水では上流部の堆積が大きく、上流からの流出土砂が多い様に考えられる。32年、34年ではまた逆に低下しており流出土砂が少い。

この様に洪水の規模と流出土砂量との間にはあまり良い相関が見られない。このことは、土砂の崩壊現象が周期性を持っていることと、溪流に堆積した土砂の移動が洪水の継続時間が短かいことと流砂の移動速度が遅いことから、間接的に行なわれる為ではないかと考えられる。このことは、“土石の波状移動”として橋本博士も指摘している現象のようである。

昭和35年以降の河床変動状況を図-17.2に示すが15~18km区間において、39年以降もかなりの変動があることを示している。

黒部川の河床横断は1/90~1/130と直線的であり、掃流力の変化は殆んどないので平衡理論的に考えれば河床の変動は少ないが、土砂供給の間接性を考慮に入れると、局部的な堆積や洗掘が生ずる可能性がある。従ってこのような局部的な土砂の堆積について、計画高水位の余裕を考慮することが必要であろう。

(2) 土砂供給の減少する場合の河道計画について

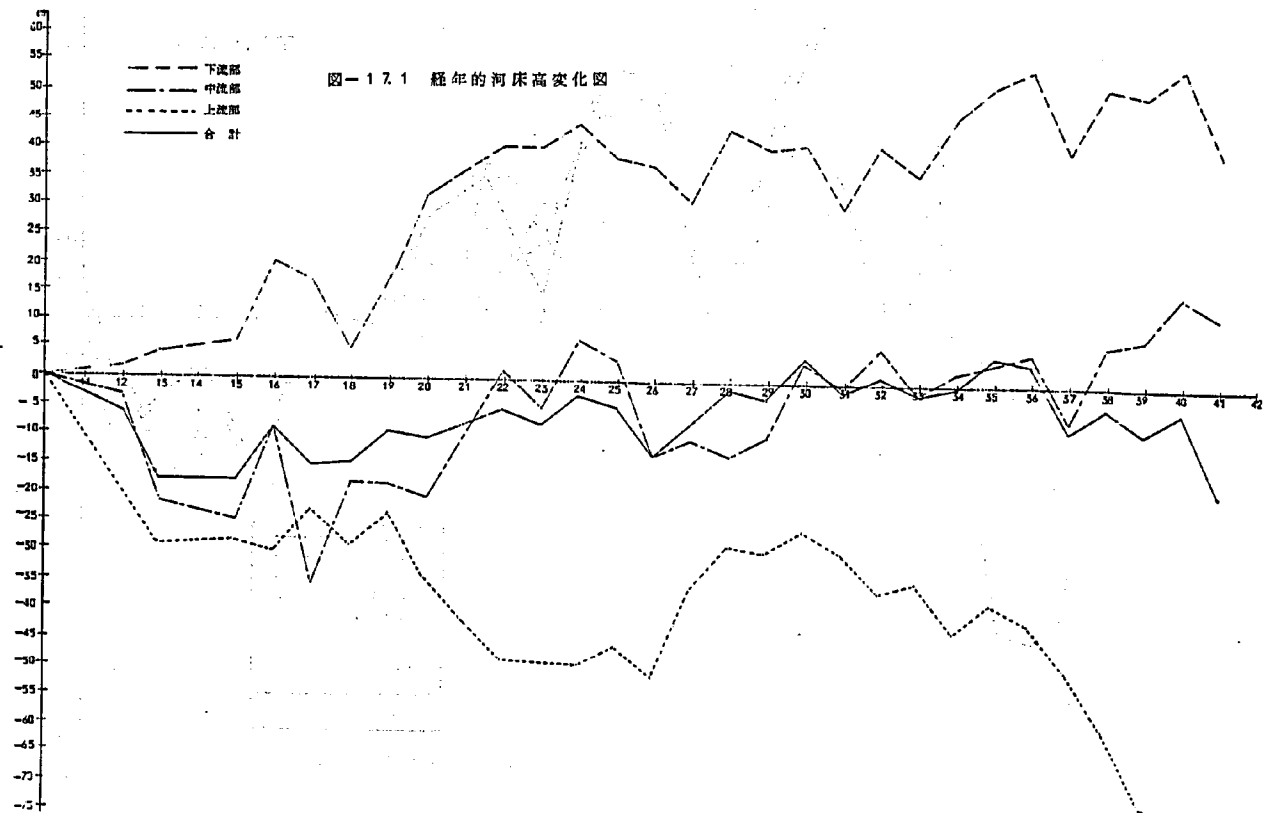
土砂供給の減少によって河床はダムの下流から次第に低下し、粒径の大きい砂礫によって表面が覆れ、掃流力に耐えられる様になった時に河床低下が止まると考えられる。この様な考えで黒部川の愛本堰堤下流部について試算した所、流量が大きいことと、河床勾配が急なために、平衡に達することはかなりむづかしい様である。若し、そうだとすれば、河床勾配を緩にすることによって掃流力を低下させることが必要であり、そのためには、落差工を連続して設けることが必要であろう。

しかし、この河床低下の速度はそれ程早くないと思われるので、堤防の保護を現在の様な巨大大水制によって行えば比較的無理なく、河床低下に追いついて行けるのではなからうか。

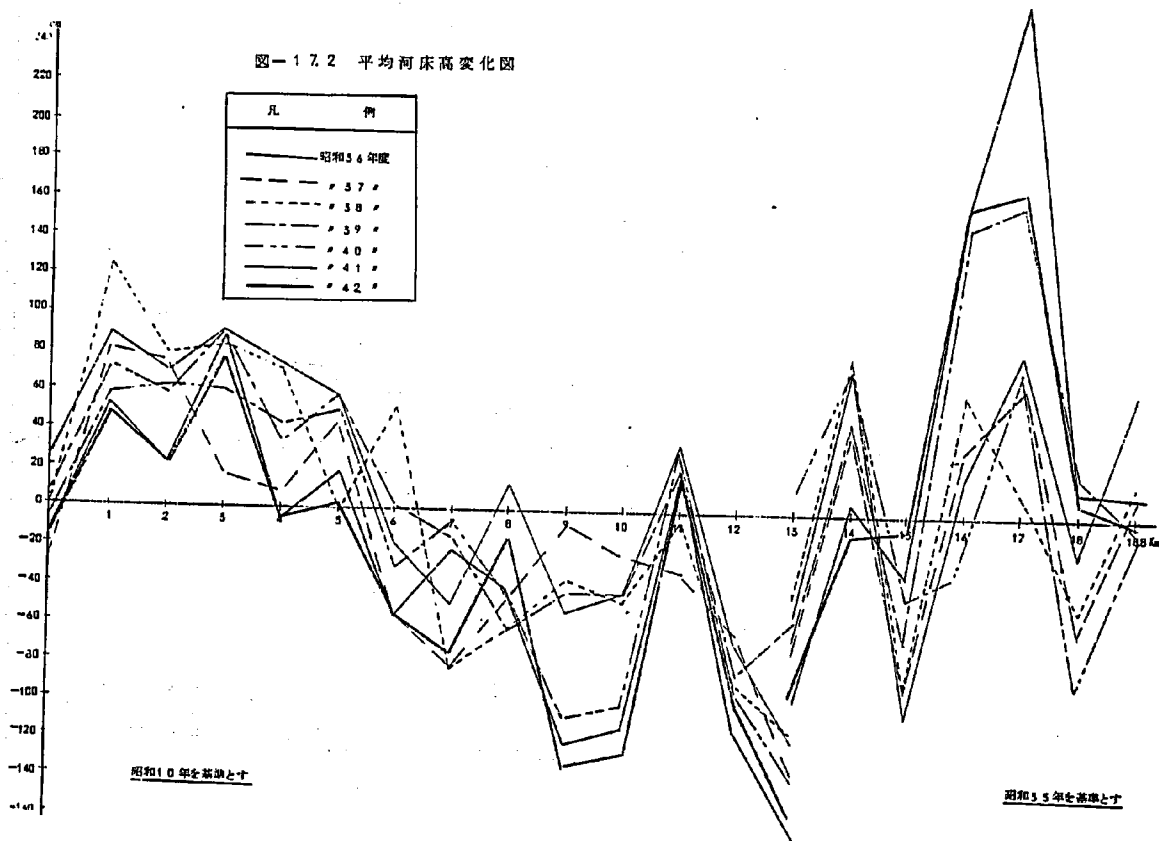
参考文献

橋本規明 新河川工法

(河川研究室)



图—1.7.2 平均河床高变化图



2.5 低水路設定の問題点について

(主 旨)

常水路を固定することは、治水利水を問わず必要であるが、それには河川水理について十分な把握が必要であろうと思える。

その方法として、模型実験によるのが妥当とは考えるが、紙上計算にて概略計画を樹てるには如何にすればよいか。

- 1) 河川の蛇行性を如何に考慮するか、あるいは蛇行と床固の併用に当って考慮すべきこと(流速の緩和の問題として)は何か。
- 2) 常水路の計画流量決定の基準をどう考えればよいか。

(黒部工事)

解 答

常水路を固定することは緩流河川、急流河川を問わず利する所が大きい、急流河川ではその実施が非常に困難である。

黒部川や常願寺川の様な急流河川では、河中が広く中小洪水時には蛇行流となる。この蛇行流は砂堆の移動と関聯し、地形の影響によって流路が固定される場合は別として、長い間には、移動する性質を持つものと考えられている。従ってこれを固定する為には、人工的な大きな湾曲水路を造り出してやらねばならない。

橋本博士は、これを、水衝部における導流水制と水裏に設ける長い水制の併用を提案されている。

水裏の水制が大洪水の時にも耐えられる様な構造であれば成功すると思われるが、工事費はかなり大きなものとなる。

緩流河川のように低水護岸を設け複断面水路とすることは、掃流力が大きく洗掘速度の速い急流河川では危険である。緩流河川でも護岸の裏側からの洗掘によって容易に倒壊している災害例からみると、急流河川での高水敷の洗掘は十分考えられることである。

落差工を併用する場合に蛇行性を考慮すべきか否かは、落差工の間隔によるものと思われる。従来の河床こう配から緩いこう配に変化するために当然蛇行特性も変化するので、これを予測せねばならない。その方法としては、質問の蛇行の安定性について示した研究成果があるが、実施に当っては、模型実験による検討が望まれる。

(河川研究室)

- ## 2.6 土研式掃流土砂採取器の適用範囲及び実施上の問題点があれば、御教示願いたい。

(富山技術)

解 答

土研式掃流採砂器は箱型でその箱を河床に下ろし、一定時間の間そのままにして流入口から土砂が流入するのを採取する機構となっている。

河床形状は一般に平滑ではなく、砂れんや砂堆が発生しているものと考えられる。その場合の流砂量は、その砂れんや砂堆が全く形状を変えずに移動しているものとすれば、説明図のように $t = t_0$ にあった河床が $t = t_0 + 1$ で V_B だけ移動するから

$$-\frac{\partial z}{\partial t} / V_B = \frac{\partial z}{\partial x} \quad (1)$$

が成立つ。流砂の連続式は(2)式で表わされる。

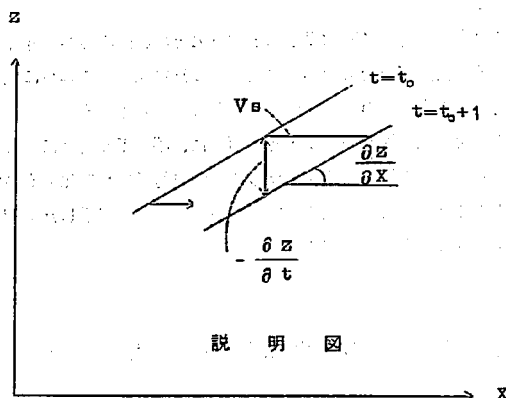
$$\frac{\partial z}{\partial t} + \frac{1}{1-\lambda} \frac{\partial q_B}{\partial x} = 0 \quad (2)$$

(1), (2) 式より

$$\frac{\partial q_B}{\partial x} = (1-\lambda) V_B \frac{\partial z}{\partial x} \quad (3)$$

$t = t_0$ において、流砂量 q_B の x 方向の分布は、(3)式を積分して

$$q_B = (1-\lambda) V_B z + C \quad (4)$$



砂堆の谷位置で $z = 0$ とおき、ここでの流砂量は 0 と考えられるから $C = 0$ となり

$$Q_B = (1 - \lambda) V_B Z \quad (5)$$

が得られる。即ち、流砂量は Z 、つまり河床の高さと比例して変化することが分る。

従って、採砂器の口が砂堆のどの位置に置かれたかによって、その地点の流砂量は $0 \sim (1 - \lambda) V_B Z$ の変化があることになる。平均の流砂量は $\frac{1}{2}(1 - \lambda) V_B Z$ であり、丁度砂堆の山と谷の中間の位置になる。

このことは、採砂器によって平均的な流砂量を把握するためには、かなり多くの回数を測定して、その平均値を求めなければならないことを意味している。

適用範囲については、流速の余り早い河川では機械の操作が困難となり、また採砂時間が非常に短くなるために誤差が大きい。流速 2 m 以上では困難であろう。

(河川研究室)

3. 河川工事の問題点

新潟会場

3.1 盛土の余盛りについて、圧縮沈下は堤高の何割位、考えるべきか。 (主旨)

盛土の余盛は堤体の圧縮沈下、基礎地盤の圧密沈下等の合計値と考えられるが、このうち、圧密沈下量は、算定できるとしても、圧縮沈下については算定できない。

いま、当事務所所堤高6.63mについて、圧密沈下の計算をしたところ、4.9cmとなったが、設計基準の堤高5~7mをみると3.0cm(圧密+圧縮沈下)となり、オーバーする。

従って、圧縮沈下として堤高の何割位とればよいか伺いたい。(堤体の土質にもよりますが。)

(信濃川下流工事)

解答

堤防の沈下は質問にも示されている通り、堤体の圧縮量と地盤の沈下の和である。余盛りはこれらの沈下や堤体天端が損傷を受けた場合の余裕として付け加えるものである。

堤体の圧縮量は比較的小さいことは過去の調査などによっても明らかになってきている。特に近年は重機械を使って築堤工事が行なわれているので昔の人力に頼った築堤よりは堤体の締め固めがはるかによく行なわれるようになっている。また堤体の締め固めの管理も最近では注意して行なわれるようになっているので、堤体自体の変形量は大きくないと考えてよい。普通の施工をすれば堤防の盛土完了後の堤体の圧縮量は、堤体材料が普通土の場合は3%以下、砂または砂利の場合では2%程度以下にとどまると考えられる。次に基礎地盤の沈下量であるが、いわゆる粘性土地盤の圧密沈下量を別とすれば、沈下量は普通地盤の場合2%以下、砂、砂利地盤の場合は1%程度以下であると考えられる。この堤体と地盤の変形量に余裕を加えて堤体の余盛高として、次の表のような値が一応提案されている。

しかし、堤防基礎地盤が軟弱地盤の場合は、軟弱層の土質、厚さおよび盛土荷重の大きさによって極めて大きな沈下を示すことがある。築堤完了後の沈下量は圧密の計算のみでは必ずしも正確に求めることはできないので、施工中の沈下量をよく検討し、計算結果に補正を加えてこの沈下量も含めて余盛高を決定しなければならない。

この他地盤沈下のある地域ではこの量も加えることが必要である。大体5年間分程度の沈下量を見込む場合が多い。

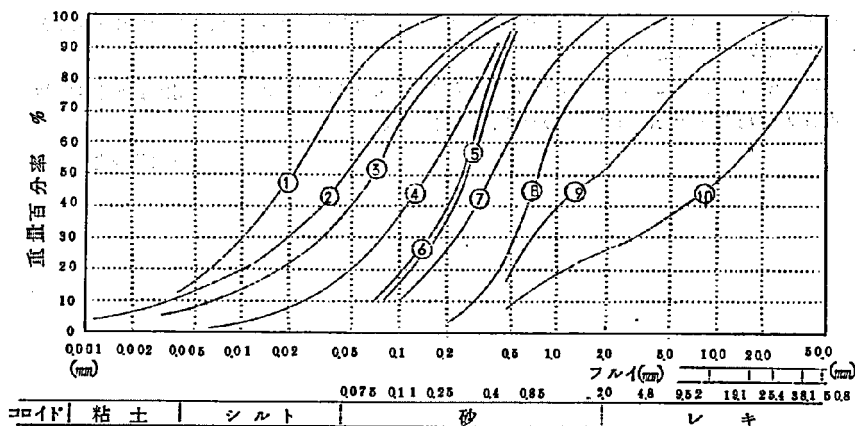
堤体の土質		普通土		砂礫質土	
地盤の土質		普通土	砂礫質土	普通土	砂礫質土
堤高	3 m 以下	2 0	1 5	1 5	1 0
	3 ~ 5 m	3 0	2 5	2 5	2 0
	5 ~ 7 m	4 0	3 5	3 5	3 0
	7 m 以下	5 0	4 5	4 5	4 0

(土質研究室)

3. 2 トンネルのズリまたは山砂等を築堤材料に用いる場合、透水性を考えた粒度調整を考えなければならないが、在来堤防の透水性を考えて、どの程度の透水係数にまで材料を調整すべきか。(千曲川工事)

解 答

各地の河川堤防の材料についての粒度曲線を図に示したが、かなり粗い材料までが使われていることが知られる。しかし堤体が⑤、⑥に示す曲線より右に寄った材料では堤体漏水の起る可能性の多いことも知られている。



- | | |
|-----------------|-----------|
| ① 信濃川下流長呂 | ④ 信濃川下流長呂 |
| ② 阿賀野川下流部 | ⑦ 矢作川中流大門 |
| ③ 揖斐川中流大須橋上流部右岸 | ⑧ 同 上 |
| ④ 鳴瀬川下流小野 | ⑨ 吉野川中流部 |
| ⑤ 木曾川中流朝日 | ⑩ 同 上 |

堤防材料の粒度曲線

ごく概略値を云うと 10^{-3} cm/sec のオーダーより小さい材料では堤体漏水の起る可能性は少ないようである。しかし、漏水は堤体内の弱点部とか亀裂を通して生じることもあるので堤体土の透水係数が小さいからと云って必ずしも安全なものではない。

堤体が粗い材料であっても堤体の漏水の流量はそれ程大きな量ではないので、浸透水そのものが湛水などして害を加えることはまずないと考えてよい。問題などは、浸透水が堤体材料の細粒土を洗い流したり、堤体を飽和し、安定性を低下させることである。堤体からの漏水はなにに越したことはないが、たとえ少々あったとしても、堤体の安定性がそこなわれなければ、一向にかまわないわけである。

砂質土の堤防では浸透水によって堤体が飽和してくると、裏のり面のすべりの発生することがある。しかし、透水性の高い砂礫堤防では、漏水がさらに多くてもり面の安定性は高いことが多い。これは砂礫からなる材料が浸透流の影響を受けても安定なためである。

漏水があっても堤体が安全であるからと云っても、漏水が多いと付近の住民にいちじるしい不安感を与えるので、やはり透水性の高い材料のみでの築堤は避けるべきである。先にも述べたように透水係数が 10^{-3} cm/sec 以下の材料を用いればよいと考えられる。

極端に透水係数の高い材料を使用する場合には、堤防と同種の構造物であるフィルダムのように堤体の前面に透水性の高い土を配置し、裏側に盛土するなどの方法でかえって堤体の安定性を向上させることも可能である。

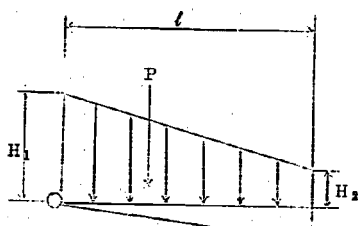
比較的粒径の揃った砂の堤防は一般に浸透流に対して安定性が悪いので、透水係数の小さい粘性の土の被覆を十分に施すなどの配慮が必要である。

(土質研究室)

3.3 自動倒伏ゲートの最大水圧計算について

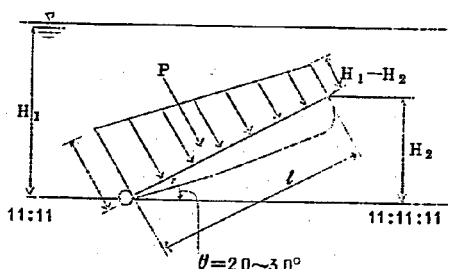
(主旨)

自動倒伏ゲートの水圧計算について、倒伏から起立時の水圧は水平位置でかかる場合が最大水圧であるとの意見と、文献(Petri Rat氏(独)の研究)および日立造船水理実験から約30°の起立地点が最大水圧であるとの意見があるがいづれをとるべきか。



$$H_2 = \frac{2}{3} H_1$$

$$P = \frac{(H_1 + H_2)}{2} l$$



$$\theta = 20 \sim 30^\circ$$

$\theta = 20 \sim 30^\circ$ において最大となる

$$P = \frac{(2H_1 - H_2)}{2} l$$

(富山工事)

解答

倒伏ゲートの起立動作時に扉体にかかる水圧荷重のとりかたについては、現在のところ標準化されている方法はない。従ってより実状に近い値を必要とする場合は水理模型実験を行う必要があるであろう。ただ、今まで行われてきている実験経験からある程度の傾向は把握することができるので、ここでは二三の文献をもとに推定される点のべ参考としたい(なおこれに関して土研で実験した例はない)。

一般に倒伏ゲート(フラップゲート)の扉体にかかる水圧荷重は、扉体の形状寸法を同一とすれば、上流水位、下流水位および扉体位置の相対的關係によってほぼ定まり、ゲートが動作状態の場合には扉体の動きによって生ずる動水圧的な荷重がこれに加わるものと考えられ、従って動作速度がおもに関係するであろう。なお一般に採用されているゲートではその形状の違いによる影響はあまり大きくないと見られる。

水圧荷重に関する実験例はいづれもほぼ同じ傾向を示している。その例を参考図としてあげる。すなわち扉体にかかる水圧荷重は、扉体上流面に作用するものと、下流面に作用するものとがあり

後者は下流水位の高いときに生ずる。図1 bおよび1 dは上流面水圧を示し、図1 cおよび2は上下流の合計値を示しているが、合計荷重は各水位に対していづれも $20^{\circ} \sim 40^{\circ}$ のゲート開き角度位置で最大値を示している。この位置は上流水位が高くなると角度の大きい方に移る傾向を示す。

また上流水位が一定の場合には自由越流状態すなわち、下流水位がゲートに接しない状態の場合に荷重が最大であることがわかる。これは、図1 bと1 cを対比してわかるように下流水位が高くなると下流からの水圧荷重が逆向きに作用して上流からの荷重をただしこれらの実験値はいづれも扉体が静止状態での値と推測される。扉体起立動作時には附加的荷重として、ゲート上流面に作用する動水圧と、下流面の水圧変動が加わるものと考えられるが、これらは一般的な場合のゲート動作速度（通常角速度 $5^{\circ}/分$ 前後）では全体荷重に対してその影響程度は比較的小さいものと推定される。

以上のことから、設計荷重条件としては質問書右側に示されている扉体角度 30° の状態は実状により近いものと推定される。また水圧荷重分布は水位条件によってかなり異なるが、上流水位が扉の全開高と同程度でしかも下流水位がゲート下端以下にある状態を例にとると、ゲート下端位置で上流静水圧、ゲート上端ではその位置での静水頭の $2/3$ 程度が実験なので、類似した水位条件で適用する場合には質問書に示された分布は安全側であると推定される。なおゲート動作により生ずると考えられる附加荷重については現在その量は推定できないが、上記静水圧荷重を若干割増するなどの考慮をした方がよいと考える。

以下参考となる文献をあげる。

参 考 文 献

- 1) 森北出版, 土木工学大成2, 神谷貞吉「特殊構造物(1)」
 - 2) 発電水力協会, 第11回発電水力講習会テキスト(昭44.2) 岩崎正亮「水門の設計と施工」
 - 3) 建設技術研究所, 昭和43年3月, 「飯野川(可動堰)ゲート水理実験報告書」
 - 4) 三菱重工技報, Vol.2, No.2(1969年9月), 「三菱魚腹型水門扉の模型水理実験」
 - 5) Water Power, Vol.10, No.2(Feb 1958), K. PetviRat, "Vibration tests on Weir and Bottom Gates-I"
 - 6) MASCHINEN FABRIK AUGSBURG-NURNBERG A. G. (M. A. N.) "FRAP GATE WEIRS AND THEIR CONTROLS"
- (ダム水理研究室)

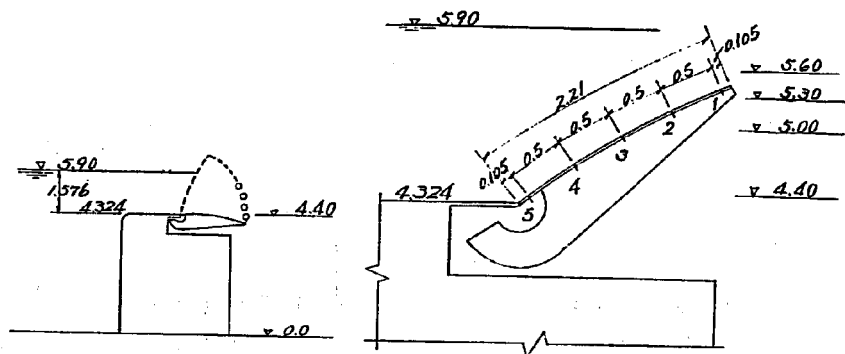
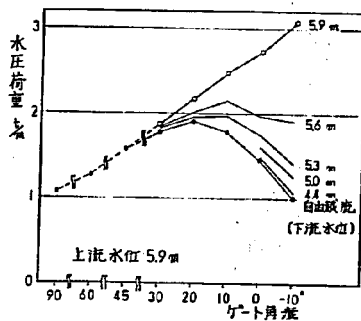
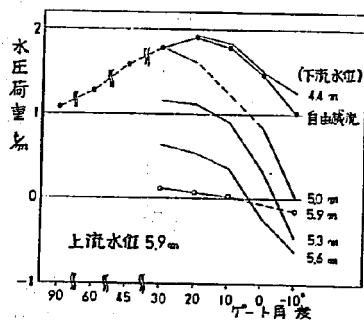


図 1-a 飯野川可動堰フラップゲート実験模型
(4型ゲート)



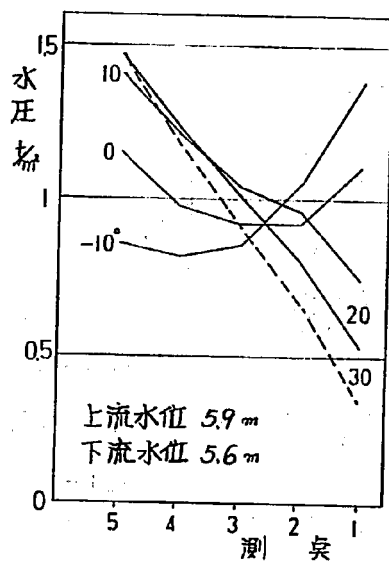
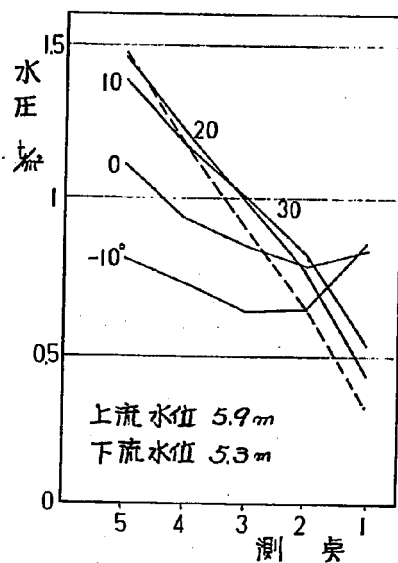
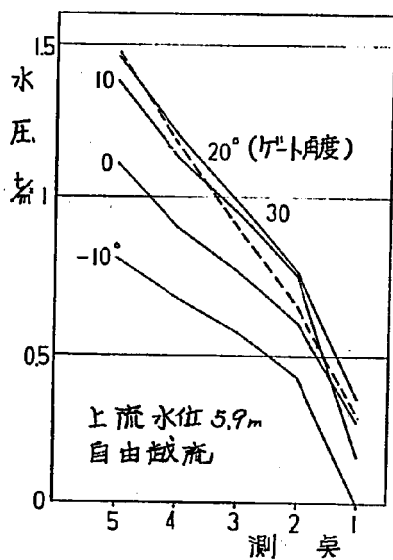
参考図 1-b

ゲート上流面に作用する水圧荷重



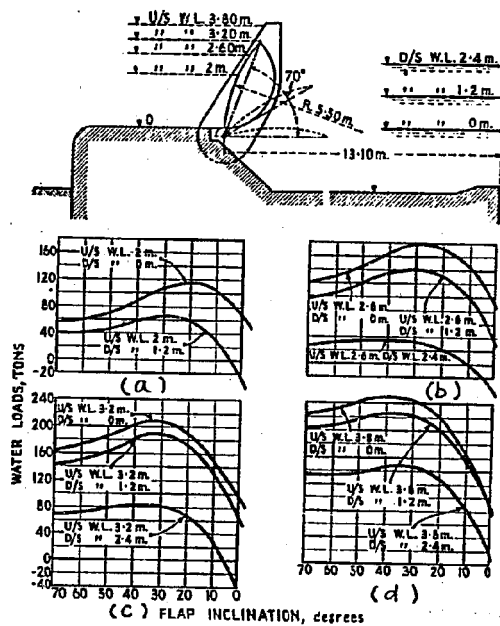
参考図 1-c

ゲート全体に作用する水圧荷重



参考図 1-d ゲート上流面水圧分布 (飯野川可動堰模型 4 型)

(a ~ d 図はいずれも建設技研報告データより作図)



参考図 2. フラップゲートにかかる水圧荷重
 (Petrikat の論文より)

4. 海岸工事の問題点

新潟会場

- 4.1 海岸道路における擁壁設計の際、消波工が必要になった場合の消波工の天端巾と天端高が消波効果にどのように影響するか、お伺いしたい。

(高田工事)

解答

消波工の効果は護岸前面の波の形態により異なる。道路護岸の場合、設置水深はあまり大きくないと思われるので、波が碎けてから護岸に当たる場合について考える。

碎波領域ではうちあげ高は次式で考へられる。

$$R = 2.5 h$$

ここに R : 静水面上のうちあげ高、

h : 護岸ののり先水深

静水面上の堤防高 (H_c) が R より小さい場合は越波が生ずる。この許容量は通常

$$\frac{2 r Q}{H_o L_o} < 10^{-3}$$

ここに、 Q : 1波当り 1 m 当りの越波量

H_o : 沖波の波高

L_o : 沖波の波長

程度がとられている。

堤防高が不足で、越波量が 10^{-3} を超える場合は、消波工が必要となる。消波工内の波の減衰状況を推定することは困難なので、通常は模型実験により消波工の形状が決定される。

模型実験によらない場合は、登島はつぎのような方法を提案している。消波工の静水面上の高さ (H_r) は次式により決める。

$$H_r = 0.5 \sim 0.6 h$$

この場合、消波工の天ば橋はブロック 3~5 列、($H_c - H_r$) は 1~1.5 m にとる。このようにすると、越波量はほぼ 10^{-3} 以下になる。

さらに、詳細に消波工の高さと幅の効果をしらべるためには、消波工内の波の減衰状況を知る必要がある。現在のところ、解析的な厳密解は得られていないが坂本により提案された離岸堤による波浪減殺効果の近似的な推定法を利用すると、つぎの手順で、消波工の幅の効果をおよそ見積ることができよう。

- (1) 消波工の高さ、幅、設置水深、沖波の周期などを考へる。
- (2) 入射波高は、 $0.8 h$ とする。
- (3) 消波工を近似的に矩形に直し、護岸がないものとして、坂本の方法により透過波高を算出する。
- (4) この透過波高と周期をのり先水深から、うちあげ高を算定する。
- (5) 次式から越波量を推定する。

$$Q = 0.05 (R - H_c)^2$$

参考文献

- (1) 豊島修, 富永正照, 橋本宏: 海岸堤防に関する研究(8) 波のうちあげ高, 土木研究所報告 Vol. 131
- (2) 豊島修: 海岸事業最近の話題, 海岸実務講義集 昭和43年9月
- (3) 坂本忠彦: 離岸堤による波浪減殺効果の一算法, 土木技術資料 Vol. 12, No. 8 昭和45年8月
- (4) 富永正照: 越波と根固め, 水工学に関する夏期研修会講義集 昭和45年8月
(海岸研究室)

金沢会場

- 4.2 海にそぐ小河川(河巾3~5m程度)は, 海岸堤防を横過し, 管理橋方式とする場合が多いが, この場合侵入波浪の構造物に対する影響範囲及び, これの対策について

(石川県河川課)

解答

小河川中への波浪の侵入範囲は, 海浜における波のそ上範囲程度と考えられる。そ上高は幹波長より陸側の平均的な浜こう配と沖波の波形こう配によりほぼ決定される。

この場合, 海岸堤防との取り付けの関係で, 河口部に波の集中が起り易い法線は避けるべきである。できる限り, 川幅は海岸堤防まで一様にするのがよいと思われる。この状況では, 河口に侵入する波は構造物に対して平行かまたは斜め入射となるので, 波による洗掘はあまり問題ではないであろう。

むしろ, 砂浜上の河川流が偏流して海岸堤防に沿って流れるようなことがあれば問題である。したがって, 波により河川流が偏流する場合には若干の導流堤, または, 堤防に根固工を施工する必要がある。

(海岸研究室)

4.3

- (1) 離岸堤計画上の留意事項について
(主旨)

今年度, 松任, 美川海岸において鉄線合鋼地盤を敷設して3ヶ所離岸堤を施工したが, 軟弱地盤層のみられた徳光地区において激しい沈下現象がみられた。

このような軟弱地盤層における沈下に対する留意事項について御教示願いたい。(金沢工事)

(2) 離岸堤、消波工等の異型ブロックの海底地盤への沈下限界について
(主旨)

下新川海岸において、昭和36年より異型ブロック(4t~12t)消波工を施工して来たが、冬期風浪及び台風等の影響を受け非常に沈下が激しく部分的には、約7年間で2回の嵩上げ補強した箇所もあり、侵蝕による汀線後退が進むにつれ、全面的に沈下が進行している。

その原因として、堤体前面洗堀と波浪に対して、ブロック安定重量の不足による流失散乱等もあるが、ほとんどのブロックは地盤に沈下したものと考えられる。

本海岸の海底材料はほとんど砂質であり、TP-15mのボーリング結果においても、砂質層とシルト層であることからして、今後も沈下する可能性があるが、沈下深度にも限界があると思われる。

また、近年離岸堤が施工される現況より沈下限界を究明して計画の資料とすべく、沈下深度とブロックの形状、重量、底質材料、波浪との関連性があればお伺いしたい。

(黒部工事)

解 答

異形コンクリートブロックにより離岸堤、根固工などをつくった場合、空隙が大きいため、内部の流速も大きく、底質の移動を阻止する機能は期待できない。したがって、波による洗堀が進めれば、ブロックの沈下も進行する。

模型実験により堤防ののり先洗堀をしらべてみると、堤防の設置により相当に異なるが、前浜のない状態では洗堀量はほぼ沖波波高程度に達する。この値はブロックがあってもなくてもほとんど変りない。このような結果をそのまま現地に当てはめることは出来ないが、長時間直角に波が入射すれば、相当の洗堀を受けることは明らかである。

洗堀量は、堤防の形状および設置水深、浜こう配、沖波の波高、周期、底質の粒径などの要素に左右される非常に複雑な量で、現在のところこれを正確に推定することは困難である。わずかに、上述のような模型実験から、堤防が汀線より海側にあれば、沖波波離程度の洗堀があり、汀線からはなれて陸側におかれれば、洗堀量は小さくなると予想できるのみである。

通常の海岸は、しけにより一時的に洗堀されても、穏やかな波がつづけば角じ砂が堆積して、年間を通じては安定状態にある。計画波に近い波浪の継続時間はあまり長くないであろうから、洗堀量あるいは根固ブロックの沈下量の一応の目安としては、1年に1回起る波高程度と考えてもよいであろう。

侵食海岸の場合は、堤防と根固工のみでは侵食は防止できないので、洗堀量の推定は不可能である。このような海岸では、突堤、離岸堤、養浜などにより海浜の安定をはからなければならない。

離岸堤の波による洗堀量もほぼ根固工の場合と同様である。しかし、この場合は離岸堤の前面がしだいに深くなるので、長期的に見た場合は、ブロックの沈下量の推定は困難であろう。

新潟西海岸の例では、約10年間に5回かさ上げし、沈下量は5~6mとなっているようである。

離岸堤、根固工などの施工において、ブロックを直接砂の上におき、沈下したら補強するという

方法がかなり一般的であるが、構造物の機能を十分に活かす面から、マットレス、捨石フィルターなど基礎処理が必要と思われる。

離岸堤の沈下防止対策として、捨石を用いたふもと静が用いられているが、過去の例をみると、捨石の粒径が大きく、フィルターとして用をなしていない場合が多いようである。

海底では、砂の粒径が小さいので、フィルターとして有効な捨石を用いるのは一般に困難なので、やはりマットを用いるべきであろう。マットの上に直接ブロックをのせるのは適当でないで、捨石をしてからブロックをのせるのがよい。

軟弱地盤のために離岸堤が沈下する問題は土質工学的な手法で、構造物の安定・不安定を検討すべきである。

具体的な対策としては、上述の沈下防止と同様、捨石とマット用離岸堤の過重を広く分布させることが必要であろう。

(海岸研究室)

5. 砂防工事の問題点

新潟会場

5.1 砂防ダムにおける計画貯止量の推定方法について

(主旨)

砂防ダム計画上、ややもすれば貯砂量に重点がおかれていたが、ダム工そのものが土砂の角移動及び岸欠壊をおさえることも目的とする以上、貯止量の把握が重要となる。

当地建では、次のように考えているが、

(1) 河床堆積土砂の二次移動防止

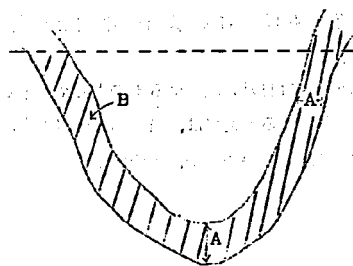
$$\text{貯砂面積内堆積量の合計値(測量結果)} = \text{貯止深(A)} \times \text{貯砂面積}$$

(2) 岸欠壊の防止

貯砂線までとする

※ ダムによる計画貯止量

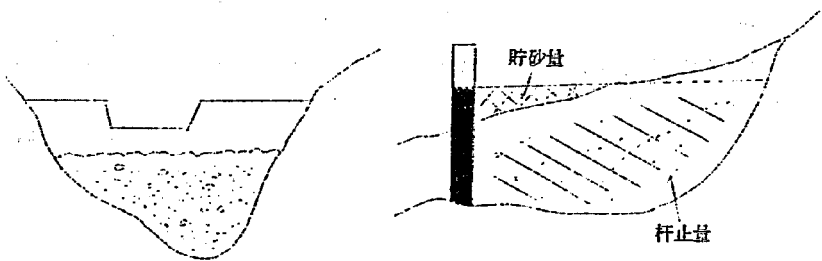
$$= \text{Barer} \times \text{貯砂値の斜距離}$$



解 答

(1) 砂防計画上、土石流区域における砂防ダム及び床固工の直接托止量の取り扱い方は個々の河川の砂防計画検討の際には、現在の(計画上対象とする)河道に存在する堆積量がその計画托止量であり現在河道の上に貯留される貯砂量及び貯砂面積とは無関係である。これは貯砂量を全く持たない床固工が大きな直接托止効果を発揮することを考えていただければ了解いただけると思う。

対象とする河川が大きくなれば、そこへ築造する工作物も大きくなり床固効果を主たる目的とした工作物でもその形態が貯砂ダムと変わってくる事がある。この場合目的外の貯砂量を主目的の托止量と同時に評価する事は計画上適当とは云えない。



(2) 砂防ダムだけで砂防計画上対象としなければならない様な岸欠壊を防止する事は一般に困難である。

岸欠壊は多くの場合、水流が直接河岸を攻撃して発生する事が多い。この場合は水流を岸から離す事が最も大切である。この為、護岸、水制、床固群による工法が通常適用され、貯砂ダムでこれに対処する事は少ない。

一般に、ダム工は、護岸、水制、床固群の基礎を確保する事を主目的として計画されている。これに副次的に貯砂量が考えられるのが常能であろう。従って効果算定に当っては、個々の対象危険河岸の性質及び崩壊予想量が問題となり、河谷横断形だけでなくその河道、河岸の平面的な位置関係を合せて検討して算定されるべき量で質問主旨図にある貯砂線下の問題だけではない。

(砂防研究室)

5.2 砂防ダムにおける未満砂期間と砂防計画について

(主旨)

従来砂防ダムは自然に満砂するものとして、とくに満砂までの年数について考えたことはないが、砂防計画を樹立するうえでは、当然考慮すべき点だと思われる。

この問題は、崩壊発生時期、その土量及び流送土砂量の把握が問題となるが、あわせてお伺いしたい。

(河川計画課)

解 答

砂防ダムの未清砂期間を如何に考慮するかは、ダム築造時期と、流出土砂量の時系列変動との関係として考へなければならない。

柿氏の所説、非活動性河川、即ち、流砂量の少ない期間が相当長期に続く河川で、砂防工事の進捗度の低い場合には、大きな未清砂ダムの砂防効果は著るしく大きい。一般に全体計画程度の計画段階ではこれを安全側をとって無視して計画立案するのが適當である。

未清砂ダムの存在を考慮するのは、施工順序時期を考慮する施工計画（仮称）の段階からで良いと思う。

砂防計画上、最初の1～数回の流出土砂に効果を發達する。1時的な機能恒常的な機能として取り扱ふ事は、通常計画に危険側と考へて良いのではないか。又災害の發生の様な現象について個々の現象の發生時期、規模、予測は不可能である。

（砂防研究室）

5.3 經濟効果測定の際の土砂による被害

一 特に家屋被害率について 一

（主旨）

一般に流出土砂を考慮した被害率は、まだ定説はないが、一つの方角として、「水害統計改善の方角」の報告より、土砂堆積深が30cmの場合、1.5割増と考へている場合もあるが、その適否性と、他に算定方法があればお伺ひしたい。

（河川計画課）

解 答

(1) 浸水深別家屋被害率の算定方法

年度毎に、災害のあつた地域に代表調査区域を設定し、その区域毎に、浸水深別に被害棟数を無作為抽出法で抽出し被害率を算出する。この被害率をさらに三段階の勾配に分類し、代表被害率を算出する。

(2) 土砂堆積深による被害率の算定

現在の土砂堆積深による被害率は昭和42年の水害実態調査（山形県川西町外14市町村）によるものが根拠となつてゐる。これを表-1に示す。

従来の被害率は土砂害による被害を含んでいる。そこで堆積土砂深50～99cmの被害率が、従来の被害率の何割増であるかを表-1のデータから次の計算をすると7割増という値が出て来る。

堆積土砂深50～99cmの場合の17例による加重平均被害率

$$(14.4\% \times 1 + 21.1\% \times 5 + 37.5\% \times 11) / 17 = 31.3\% \quad (1)$$

平均堆積土砂深の473例による加重平均被害率

$$(10.7\% \times 160 + 16.1\% \times 156 + 28.2\% \times 157) / 473 = 18.3\% \quad (2)$$

割増値

(1)/(2) = 1.7 よって7割増

但しサンプル数を考え床上浸水深は1~199cmのデーターを採用する。

また同様の計算方法により堆積土砂深が50~99cmの場合の被害率は、堆積土砂深0cmの場合の約2倍となる。

なお土砂の堆積深別の被害率算定のデーターは表-2が唯一であり、今後この被害率の精度を上げるのには各災害毎に浸水深だけでなく、土砂の堆積深を同時に測定し、資料の集積をはかることが重要である。

(3) 土砂被害率を表わす他の要素について

残念ながら確立した方法は今のところ無い。

しかし被害状況を実際に見るのに、平野部、扇状地部、その他山間部などの地形的に分類される洪水型にもよるが、土砂害としては次の三つを把握することが真の解決になると思われる。

① 土砂礫の量

② 土砂礫の質

③ 土砂礫の運動

上記の土砂堆積深は①の要素を示すものであろうが②、③についての説明要素にはならない。②については土砂礫の粒度分布、特に最大礫径、③については土砂礫の洪水水中のスピードが問題になる。そこで②と③を合わせた土砂礫の運動量を指標にとるとはこの問題の解決の糸口になると思われる。

(砂防研究室)

表-1

土砂堆積による家屋被害率

(地盤勾配 1/500 以下)

土砂堆積深 床上 浸水深	0			1 ~ 9cm			10 ~ 29cm			30 ~ 49cm			50 ~ 99cm			100cm以上			平均		
	サ ン プ ル 数	平 均 浸 水 深	平 均 被 害 率	サ ン プ ル 数	平 均 浸 水 深	平 均 被 害 率	サ ン プ ル 数	平 均 浸 水 深	平 均 被 害 率	サ ン プ ル 数	平 均 浸 水 深	平 均 被 害 率	サ ン プ ル 数	平 均 浸 水 深	平 均 被 害 率	サ ン プ ル 数	平 均 浸 水 深	平 均 被 害 率	サ ン プ ル 数	平 均 浸 水 深	平 均 被 害 率
	棟	cm	%	棟	cm	%	棟	cm	%	棟	cm	%	棟	cm	%	棟	cm	%	棟	cm	%
1cm ~ 49cm	92	22	9.3	48	29	11.6	16	33	12.0	3	32	30.7	1	30	14.4				160	25	10.7
50 ~ 99cm	63	67	15.2	49	79	14.9	34	69	15.9	5	69	31.7	5	87	21.1				156	72	16.1
100 ~ 199cm	57	137	26.0	30	131	24.1	42	138	27.7	11	139	35.0	11	152	37.5	6	130	42.7	157	137	28.2
200 ~ 299cm	27	234	45.5	19	213	26.8	17	227	32.9	5	218	38.1	6	233	34.6	12	240	44.5	86	228	37.6
300cm ~	1	300	26.9	2	360	55.3	14	309	33.0	2	315	32.8	4	330	60.2	6	300	52.9	29	313	40.8
平均	240	86	19.0	148	94	17.5	123	137	23.7	26	142	34.3	27	180	36.3	24	228	46.1	588	111	22.2

- (注) 1. 資料は、川西町(山形)外14市町村の昭和42年水害実態調査の家屋被害率調査による。
 2. サンプルは、昭和42年実施の家屋被害調査中、市町村において、土砂堆積深のあるもののみである。
 3. の部分は、本文において土砂被害率を計算した箇所である。

5.4 土石流ひん発区域における砂防ダム水通し断面の決定方法について

(主旨)

一般にその区域の最小谷巾をとるが、過去の実例を考慮して、計画流量を数倍して、断面を決定しているが、これ等区域の水通し断面の決定方法についてお伺いしたい。

(河川計画課)

解 答

(水通し巾について)

写真-1は土石流が砂防ダムを越流しているところである。砂防ダムの水通し巾がほぼ妥当であることがわかる。ただし、この写真に示すように、土石流の流動状況を実際に観察することは非常にむづかしい。

そこで、土石流堆積物の横断形を測量してみ、土石流の流動状況を推定してみることが必要となる。

図-1は土石流堆積物の横断図である。実際の流動体は、もう少し巾のせまいものと推定されるけれども、一応この横断幅をもつ土石流が流下できる幅を砂防ダムの水通し巾とせねばならないだろう。

(水通し深さについて)

水通し巾と同様の調査手法によればよいと思われる。

(天端高さについて)

土石流区域の砂防ダムの目的は、溪床に堆積した土石流堆積物の再移動を防止するのが主であるから、土石流堆積物の縦断形を測量し、その堆積縦断形を延長した点までは砂防ダムの高さを必要とする。

図-2は土石流堆積物の縦断形である。これを延長したところが砂防ダムの高さとなるべきであり、現実にはダムの高さ(袖部の高さを含む)となっている。

(水通し位置について)

砂防ダム上流部での乱流の防止、溪岸崩壊の防止等の他の目的をも考慮して決められるべきであろう。

以上は土石流区域での考え方であり、掃流区域での考え方は別の方法によらねばならない。

参考文献：第24回建設省技術研究会「土石流に関する研究」調査実施要領 土木研究所(1970)

(砂防研究室)

写真-1

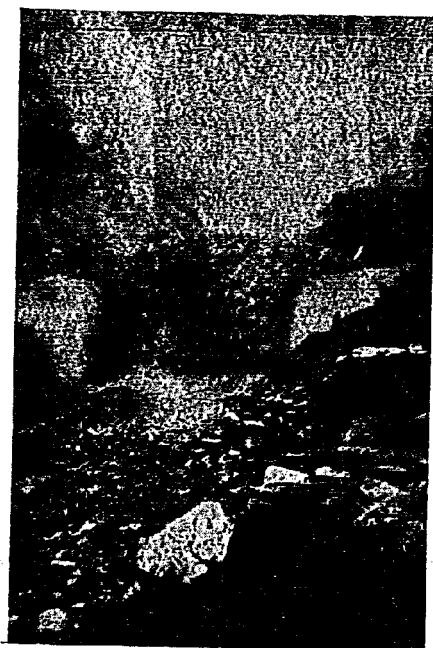


図-1

くしだ川の12号堰堤上流測点迄5

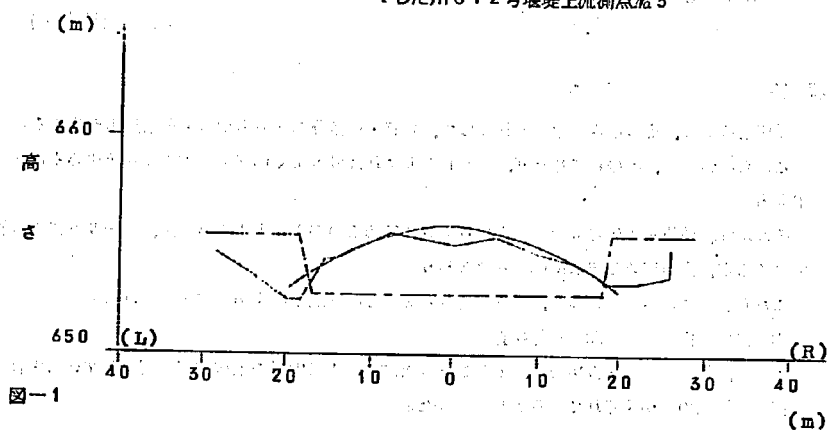
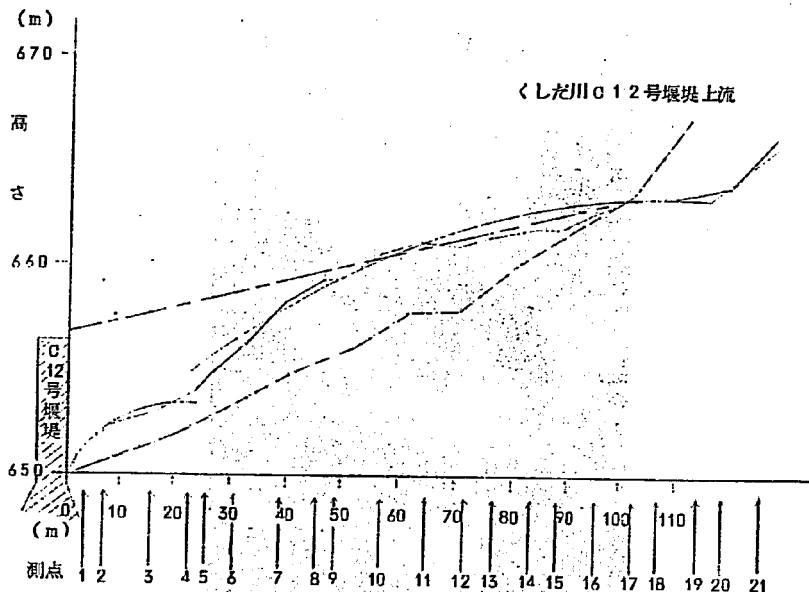


図-1

図-2



5.5 溪床堆積土砂の堆積厚を簡易に且つ、粗度よく測定できる方法、機械についてお伺いしたい。

また、岸欠壊防止量の推定方法、簡易測定方法についても、あわせてお伺いしたい。

(河川計画課)

解 答

溪床堆積物は、その地点の地盤と比較して、岩質・粒径分布・ちみつき・含水比等が異なる。

これらについて、直接目で見たり、測定したりすれば最もよく溪床堆積物の厚さを決めることができる。

それには、砂防ダム床掘り断面を直接目で見えて確かめるのが最もよい。又、ボーリングも点的ではあるが、直接確かめる方法に属するであろう。

これらをおこない得ない場合、以下に述べるような間接的な測定方法が考えられる。

(1) 弾性波探査 (2) 電気探査

土研で、花崗岩地帯・古生層地帯でおこなった結果、1m内外の石礫がごろごろしている場合は電探より物探の方がすぐれているようであった。

反対に粒径が細かく、堆積物と地盤とで含水比が異なるようなところでは電探の方がすぐれているのではないかと考えている。

以上の間接的な方法はその前に述べた直接的方法によってチェックすることが必要である。

以上の調査方法は、今年度からの技術研究会の「土石流に関する研究」の中で河床堆積物を調査する目的でおこなわれつつある。

ここで注意すべきは、堆積物中の「動きやすさ」を判定するために、これらの方法を用いることは非常にむづかしい。災害前後の河床変動測量とあわせて電探・物探を用いてはどうかと思っている。

文献：43年度砂防事業調査費報告「流出土砂量に関する調査」 土木研究所（1969）

24回建設省技術研究会「土石流に関する研究」調査実施要領 土木研究所（1970）

（砂防研究室）

金沢会場

5.6 急流粗大粒径の河川における掃流砂量公式の適否について

（主旨）

岩垣公式による限界掃流力は、粒径 $d \geq 0.3 \text{ cm}$ の場合、 $L_c/P = 80.9 \times d$ となっているが、急勾配で大礫の多く存在する溪流においても、本式が適用するのかわきたい。

しなないとすれば、適応する式が開発されているのかわきたい。

（金沢工事）

解 答

（限界掃流力公式について）

限界掃流力に関する実験は従来から数多くおこなわれてきており、それらの成果は次の岩垣式に代表されている。

$$U_c^2 = 80.9 \times d \quad (U_c^2 : \text{cm}^2/\text{sec}^2, \quad d : \text{cm unit})$$

しかし、そのほとんどが直径 1 cm 以下の小礫をもちいたものが多く、大礫の限界掃流力の明確な実験式はいまだに得られていないといえる。

そこで、今年度土研で、直径 1.65 cm 、 2.70 cm 、 10.8 cm の大礫について限界掃流力を求める実験をした。その結果は図-1に示すように、データにはかなりのちがひがあるけれども、「岩垣式の延長上にはプロットされる」ということがわかった。

10 cm 以上の礫についての限界掃流力及び混合粒径の限界掃流力に関しては、まだ実験をおこなっていない。

（流砂量公式について）

大礫の流砂量公式については電力中央研究所が高瀬川で実験をおこなったことを聞いているが、データ等の発表はおこなわれていない。又それ以外については我々の見聞する範囲ではおこなわれていないようである。

射流域での大礫を含む混合砂の流砂現象の解明ということなので、精密かつ大規模な水路を必要とし、今後に残された問題だと思われる。

文献：大礫の限界掃流力に関する実験的研究、25回土木学会年次講演会概要集、土木学会（1970）

（砂防研究室）

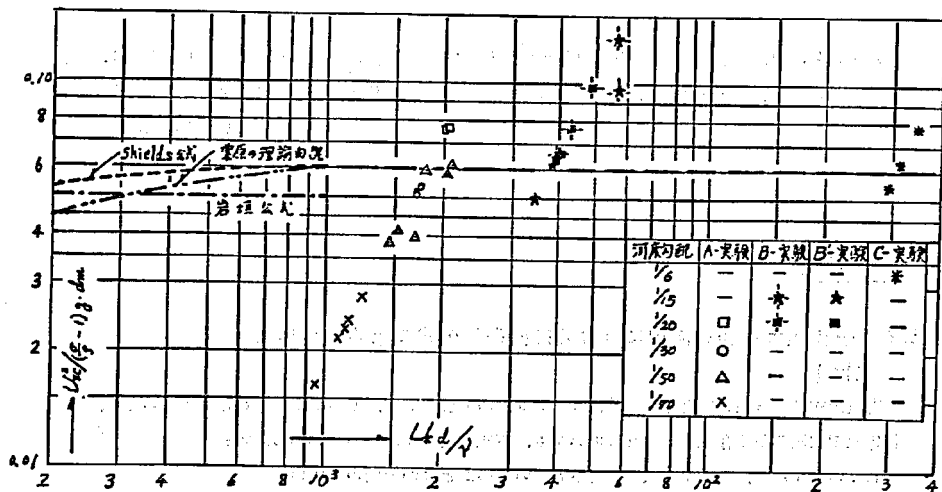


図-1 限界掃流力の無次元表示

5.7 荒廃急流河川における、水位、流量、流砂量観測施設、器具、及び、観測方法について御教示願いたい。

（立山砂防工事）

解答

(1) すべての行為がそうだが、観測にも目的がある筈である。目的によって、いろいろの工夫のしかたも変わってくるであろう。

(II) 水位：水位を単独に必要とするならば、河状に応じて、水圧式、気泡式、リードスイッチ式、超音波式、触針式にいろいろの方法がある。

水圧式は受感部を水中に入れておかねばならないので、極端な堆積には感じなくなるし、洗掘でパイプを切られたり、受感部自身を破壊されるかも知れない。

気泡式は、気泡を送り込むパイプの固定に注意する必要があるが、可能性はある。

リードスイッチ式はデジタル計測ができるのでよいが、洗堀により柱を倒されないようにせねばならない。また柱の周囲で強く波立つのでは困る。

超音波式は送受信部の支持方法に考慮がいるが、成功するかも知れない。

触針式は柱を立てねばならないので、洗堀による倒壊柱の周囲の波立ちなどは難点である。

電源、テレメータの襲・不襲、接近しやすさなどを考慮して最終的には決めるべきであろう。

- (Ⅳ) 流量：低水はブライス、高水は浮子という旧来からの流量観測の原則は変っていないと思っ
てほしい。たゞし、それらの手法を省力化・自動化して、能率よく行なう方法は目下開発中
である。例えば高水時の浮子流量観測をワンマンコントロールによる方法を開発中である。

現地の状況いかんでは、いろいろの工夫もできる。砂防堰堤を利用する方法もそのうちの
一つである。

条件さえよければ超音波による方法は有望である。パルス伝播時間差法・シングアラウンド
法はすでに長所・短所が明らかにされているが、この場合心配される短所は、河川内のパル
ス状ノイズによる誤動作と、気泡・浮遊物による伝播不良であろう。それを解決する努力もす
でになされているが、浮遊物の多い河川ならドップラー法が有効ではないかと思われる。

- (2) 流砂を何らかの方法で採取する直接的方法と、濃度・流砂スピード等を計測して、流砂量を推
定する間接的方法とが考えられる。

前者は従来とられてきた方法であり、(1)ダムを利用してその貯砂量を計測する。(2)採砂器を流
水中に入れる。(3)「ためます」や「流砂を導く水路」等を作成する。等が考えられている。

(1)は種々の問題があるけれども、一応利用されてよいものであろう。しかし未清砂の大ダムが
必要であることが前提であるので、どこでも利用できるというわけにはいかない。(2)は急流河川
ではかなりむづかしい。そこで(3)が考えられるわけであるが、その問題点として

- ① 洪水時に施設自体が損傷をうけて、利用不能になる。
- ② 河状がたえず変わるので、いつもその水路へ流砂が入るとは考えにくい。等がある。

そこで、図-1のように砂防ダム直上流側に「ためます」式のものを作ってはどうか。
まだアイデアの段階なので、現場の協力をおねがいしたいと思う。

後者の濃度を計測する方法は、今沖電気で超音波を利用した土砂濃度計を考えているのがその
一例である。原理は考えられているようであるが、測定器の試作・現地試験・粒度分布に対する
補正表の作成、精度の検討等が実施されて後、実用に供するもので、まだまだ先のことである。

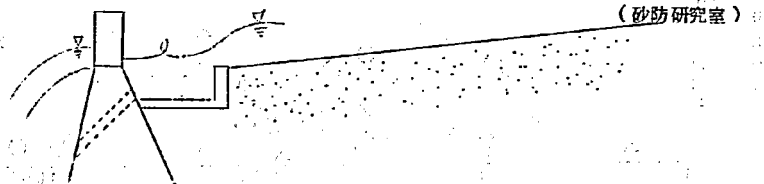


図 - 1

5.8 土石流の予想される流域面積のふさい、急峻な溪流について、砂防計画を樹立する場合の計画角量強度、流出係数、土砂混入率及び流域面積の大きさの程度について

(石川県砂防課)

解 答

土石流対策の対象となる溪流の大きさは、全国的な平均では、ホートンの分類による二次水路を持つ流域、即ち二次流域を一単位溪流とするのが適当と考えられ、流域面積は通常5km²以下のものが殆んどである。この場合雨量は、土石流発生頻度を検討する際の時系列解析資料として用いられる。

土石流については、未だ流量との関係は不明であり従って土砂混入率も不明である。従って計画流出土砂としては過去の災害時の流出土砂の記録を参考にして決定するのが普通である。(図-1 参照)

全国平均の標準値として50年確率雨量の場合

1. 岩嶺岩地帯 45,000 ~ 60,000 m³/km
2. 火山口出物地帯 60,000 ~ 80,000 "
3. 第3紀層 40,000 ~ 50,000 "
4. 破碎帯地域 100,000 ~ 125,000 "
5. その他 20,000 ~ 30,000 "

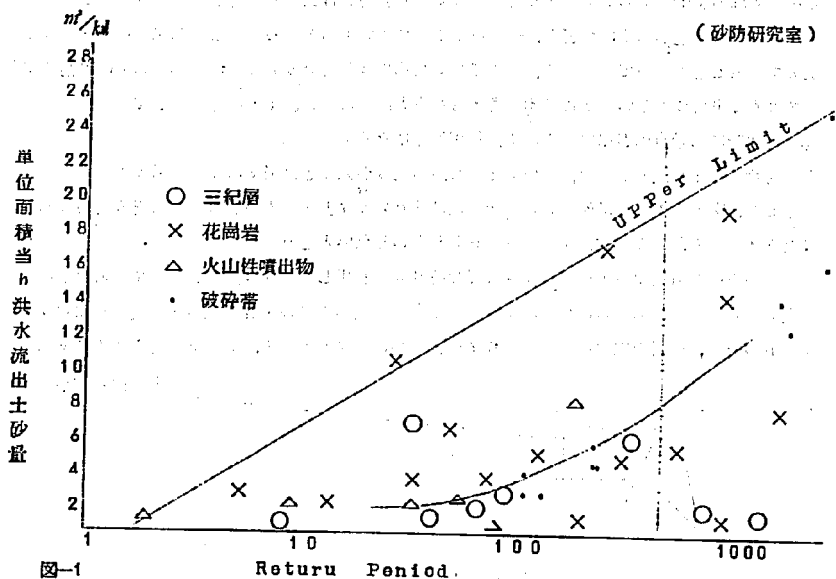


図-1

5.9 最近における砂防ダム天端保護材について

(石川県砂防課)

解 答

1) 種 類

使用材料により大きく区別すると次のようになる。

- ① 石 材
- ② 富配合コンクリート
- ③ 鉄 材
- ④ その他

従来主に使用されてきたものは 1) ～ 3) である。

ここでは最近使用されて来てる保護材④について説明する。主な保護材について表-1に諸元をとめる。

2) 天端における摩耗のメカニズム

天端における流水、流砂礫の破壊力には次の力が考えられる。

- ① 衝撃力
- ② 摩耗力
 - a) 研摩耗
 - b) 選択摩耗
 - c) 切削力

この内特に注意を要するのは選択摩耗である。コンクリートについて言えば最初、最弱点部であるセメントペーストの部分が侵食され、その後細骨材、続いて粗骨材が脱落する。十なわち図-1のようなモデルが考えられる。

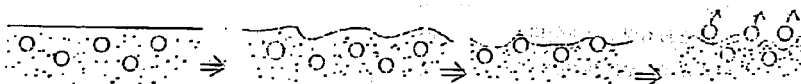


図-1 侵食摩耗モデル

3) 天端保護の考え方

① 天端の受ける外力の位置と種類

天端における破壊力のかかり方は図-2の各部分において異なると思われる。十なわちA部においては主に衝撃力、B部においては主として摩耗力C部においてはB部よりはげしい摩耗力が考えられる。

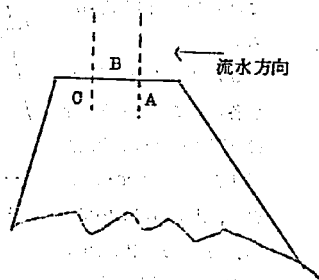


図-2

なお天端保護材についての衝撃力、摩耗力の表し方は流砂礫のそれと比較出来るまで進んでいない。

② 外力の種類とそれに対する適切な保護材

a) 衝撃力の働く部分に適した保護材

確立した衝撃試験が無いので、絶対値で比較は困難であるが、施工の厚さが任意にとれる保護材が適していると言える。すなわち石材、鉄材シヨーボンドプレート、SBモルタル、ノンシュリンク等である。

また耐衝撃力に対しては硬さより展性を持つ材料が適当である。言いかえれば圧縮強度が大でろい材料より、引張強度、曲げ強度の強い材料が望ましい。

b) 摩耗力の働く部分に適した保護材

耐摩耗強度は流砂礫に対して保護材が均質と見なされるか否かによってその強度の性質が異なる。例えばコンクリート、グラノシックはセメントペーストと骨材の混合物であり、材質の摩耗強度に差があるため選択摩耗が著しい。鉄材は分子の段階で初めて不均質と言え、一般的に保護材の中では最も均質である。表一にあげるレジコンクリート系、鉄粉系、樹脂系は主材と結合材の強度に差がコンクリート程無い為、一応流砂礫に対しては均質な物質とみなしても良いであろう。

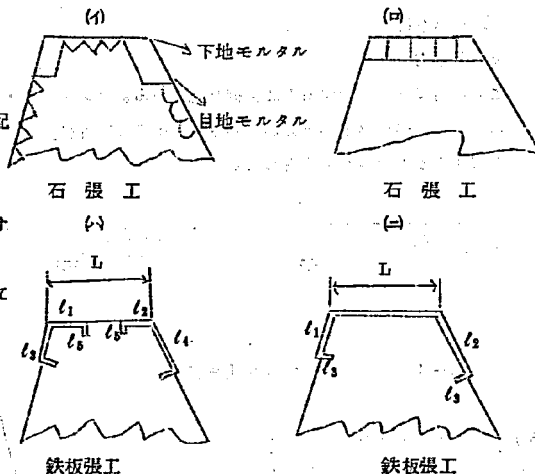
なお図一のC部においてはB部より著しい摩耗力であるため施工厚の任意にとれる材料が適切となる。

4) 保護材の組合せについて

図一三において従来の石張天端保護工を見るに、衝撃力、摩耗力に対する配慮が自然になされている。

すなわち保護材を使用するに当っては基本的に図一四のような天端保護に対する構造が考えられる。

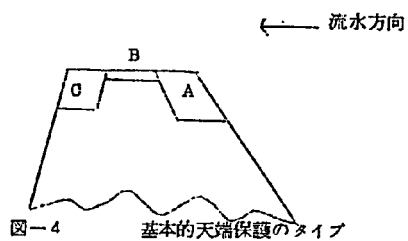
3) で述べた保護材料を各部分に使用する場合、は当面従来の石張天端保護工を基準として構造、強度、工費等について利害、得失を比較検討するのが適当と思われる。



図一三 従来の天端保護材の使用例

- (注) 1. 石張保護工を標準工法とする。
2. 本工法の問題点は目地切れ、石工(技能工)の不足、適当な石材の入手困難さである。

(砂防研究室)



(砂防研究室)

表 1. 最近の天端保護材の諸元表

製 品 名	主 材	結 合 材	比重	圧縮強度 (kg/cm ²)			引張強度 (kg/cm ²)			せん断強度 (kg/cm ²)			曲げ強度 (kg/cm ²)			摩 耗 試 験	衝 撃 試 験	接 着 試 験	化学的 性 質	施工可 能厚さ	材 料 費	取扱い 会 社	摘 要
				3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日	3 日	7 日	28 日								
レジン コンクリート系																			円/kg				
SBモルタルA	乾燥珪砂	エポキシ 303#A	21	—	563								—	235	—	0.10cm				任意	珪砂 10	ジョーボ ントKK	厚み試験 ラベリング試験 44往復/分 → 200RPM 供試体
・ B	乾燥珪砂	エポキシ 303#B	21	—	420								—	260	—	0.11cm				・	10	・	接着強度は鉄片と鉄片の接着強度・
鉄 粉 系																							
マスターブ レ ー ト	鉄 粉	セメント ペースト	674	247	398	544	38	49	52				67	109	121	1504 重量 (22kg/m ²) 1266 重量 (35kg/m ²)				1~15	90	日曹マス タービル ターズKK	厚み試験は東大、岸谷氏による。試験機 Schmitt —tucker 型で、2時間後の厚みをあらわす。この 時普通モルタルは3.5mm アンビルトップ、アンビルトップ Sフェロンも同じ試験による
アンビル ト ッ プ	鉄 粉	水硬化学 物 質	555	451	561	712	43	67	77				119	138	153	0674 重量 (50kg/m ²)	()内は 使用量			50	140	・	
・ S	鉄 粉	エポキシ	4.5 4.6	690	1146	1372	115	279	403				180	349	511	0233 重量 (50kg/m ²)						・	
ノンシュリンク モルタル	鉄 粉	セメント + 化学薬品	505	332	478	—	121	—	—				515	709	—	1984 重量 (スリヘリ) 百分率				任意	150	A B C 商 会	○ノンシュリンクモルタルの圧縮、曲げ強度はC:N=1:1の配合の場合である。 ○厚み試験はC:N:S:W=1:1:1:0.047(7日養生)で4×4×4mm立方体をロスアンゼルス試験機で200回転後のスリヘリ量を測定、1:3モルタルは13.39%のスリヘリ百分率
・ コンクリート	鉄 粉	化学薬品		84	123	215	121	279	399				351	510	750		260(3日) 279(7日) 307(28日)			・	・	・	○接着強度はφ12mmの鉄筋引き抜きによる試験
フェロコン	鉄 粉	セメント														2.03g (1728 重量)				2mm程度	114	・	○フェロコンの厚み試験は砂風吹付け試験である。 2気圧の空気圧で2分間、毎分2.9kg。 供試体 C:S=1:3, W/C=5.0%, フェロコン使用量 2.2kg/m ² 、4週水中養生()内は マスタープレートと同じ方法
セメント コンクリート系																							
グラノリ シ ッ ク	砂 利	セメント																		任意			
樹脂系																							
ジョーボンド プレート (FRPK)	ガラス アイバー	エポキシ	147 150	—	1600	—	—	1600	—	—	1200	—	—	2700	—					任意	ジョーボ ントKK		圧縮、引張、せん断、曲げ強度の供試体は、エ ポキシ30~40%添加したもの
F R P	ガラス アイバー	エポキシ														0.16cm				5mmまで	・		SBモルタルと同じ方法

5. 10 砂防堰堤の本、副間隔及び重複高の決定についての留意事項について
(主旨)

上記について、技術基準で経験式が定められているが、本式を利用する際、他の因子(溪床勾配、粒径等)を、どのように考えればよいか御教示願いたい。
(金沢工事)

解 答

〔副ダム工法による水クッションの場合〕

本副間隔 ℓ 、重複高 h' については河川砂防技術基準によれば

$$\ell = (1.5 \sim 2.0)(h + t) \quad \dots\dots (1)$$

$$h' = (1/3 \sim 1/4)h \quad \dots\dots (2)$$

(1)式はすでに1903年のF. Wangの著書にオーストリーでの経験式として載せられている。しかしこれは前庭の長さとして述べられており、副ダムとの間隔 ℓ にもこれが適用されるか否かは不詳である。又、どのような条件下でこの式が成り立っているかも明らかでない。

しかし、本副間隔を示す式について蒲氏は「最短距離を示しているもので ℓ が長きに失しても副ダムの効果はうすれることはなく、むしろ土石流区域では大転石が盛んに躍動するから、 ℓ を長くする必要がある。(もちろん、急勾配野溪ではその分だけ副ダムが高くなるから不経済である。)」と述べている。

(2)式に関しては、尾張氏が実験において、流量・粒径・有効高を変化させて洗堀深を計測させた。その結果、粒径が細かいほど最大洗堀深は大なることを明らかにしている。ゆえにこの結果から推定すれば粒径が小さいほど重複高を大きくせねばならなくなる。しかし、実験自体に残された問題点が多く、かつ現地では混合砂による河床のしゃへい効果等が大きく左右するので上の結果を簡単に納得するわけにはいかない。

〔水クッションに水たまりを併用する場合〕

水叩き厚さは、蒲氏によれば落下高および転石の大きさを考えて1~3mにすべきとしている。(これは河川砂防技術基準にも採用されている。)が水クッションによって、水たまりに衝突する転石のスピードが変化することはほとんどないので、水叩き厚さはコンクリート床版へ転石が衝突するものとして算出されるべきであろう。しかし、今のところは定量的解析はなされておらない。

本副間隔 ℓ 及び重複高 h' は前者に準ずるとしている。土研において、噴流による実験をおこなった。これは、重複高が変化することによって壁面におよぼす噴流のもつ圧力がどうちがうかをみたものである。その結果図-1のように、「ほゞ上の式であらわせる範囲の時、壁に与えられる全圧力が最小になる。」ということがわかった。これは、水クッションへ貫入してくる流水が水クッション内でも

っと多くのエネルギーを渦などによって消費されるのではないかと推定せられ、従来の経験式がほど
妥当であることがわかる。

参考文献： Wang: Grundriss der Wildbachverbauung (1903)

蒲爭：砂防工学 (1947)

第2回砂防学会シンポジウム—砂防ダムの下流洗堀—新砂防 472 (1969)

「赤なき堰堤前庭保護工の合理的設計法」土木研究所 (1968)

(砂防研究室)

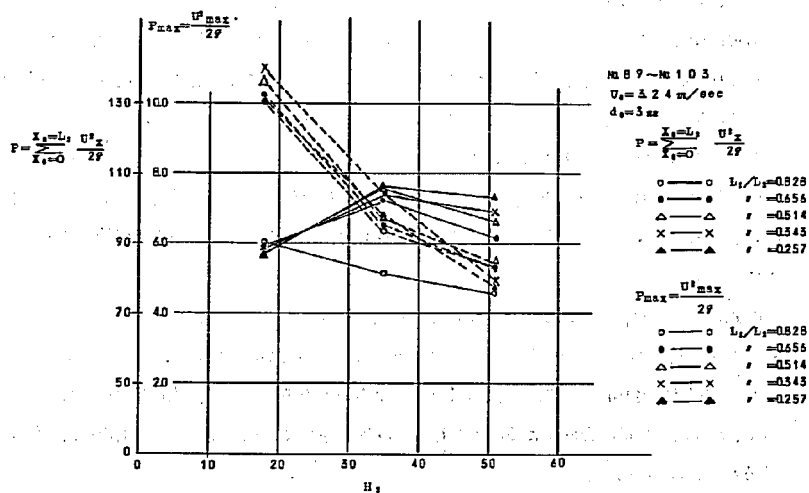


図 - 1

6. そ の 他

新 潟 会 場

6. 1 水理模型実験の委託作業に該当事務所から3ヶ月程度派遣して、手伝わせる制度を復活させることを考えてみたら如何か。 (企画室)

解 答

省 略

金 沢 会 場

6. 2 公害対策事業強化の一環として、水質自動監視装置の開発実用化のメドがついたとのことですが、その装置の構造、水質の調査項目等に御教示願いたい。 (富山工事)

解 答

水質自動監視装置について

水質自動監視装置は常時水質を測定して、水中の汚染物質を監視すると共に、水質汚沈防止計画樹立のためのデータを収集するものである。米国では数年前から各河川に設置されて来た。多くの水質項目のうち、各河川のいずれの地点でも測定されているものは、水温、DO、PH、電気伝導度の4項目であるといわれている。この4項目について、米国では確実に測定できるようになったといわれている。

わが国でも最近数メーカーがこの種の装置の市販を始めている。また建設省では建設研究補助金によって、DO、シアン、クロム、フェノールの4センサーの開発を行なっている。センサーとしては各種イオンの選択性、調整の難易、スケール防止、精度などについて未解決の多くの問題をかかえている。

このほか水質自動監視装置に試料を連続的に送り込む揚水装置についても、ポンプの機構、自動洗浄方式、バルブなどに問題点があり、これは米国の場合にも研究問題の1つとなっている。

なお、自動水質監視装置についての詳細は、土木技術資料12月号「水質管理(その3)」に登載

の予定であるので、同文を参照願いたい。

(下水道研究室)

Ⅱ 道 路 部 門

1 舗装の問題点について

新 潟 会 場 105

金 沢 会 場 113

2 地すべり対策及び軟弱地盤処理工法の問題点

新 潟 会 場 117

金 沢 会 場 120

3 橋梁の設計及び施工上の問題点

新 潟 会 場 122

金 沢 会 場

4 積雪寒冷地における道路の施工について

新 潟 会 場 135

金 沢 会 場 137

5 トンネルの設計施工

新 潟 会 場 139

金 沢 会 場 141

6 そ の 他

金 沢 会 場 145

1. 舗装の問題点について

新潟会場

1. 1. アスファルト舗装で摩耗に強く、滑り抵抗の大きな合材を得る方法について御教示願いたい。

(主旨)

北陸の地域特性からチェンに対する耐摩耗に重点をおいてきたが、交通事故の多発に伴い滑り抵抗の大きな合材が求められている。

北海道開発局、あるいは各研究機関で、積雪寒冷地用のアスファルト表層工の研究、試験舗装が実施されているが今後の傾向としてどのような耐摩耗、耐滑り性工法が考えられているか伺いたい。

(富山工事、新潟国道工事)

解答

タイヤチェーン対策として表層用耐摩耗混合物は初期のワービットモルタルからトベカ、修正トベカと変遷して来たが北海道開発局では、混合物の耐摩耗性はファイラービチューメンの性質によってきまるのであって、粗骨材量は影響が小さいと考え、本年度より密粒度アスコンの採用に踏み切った。(図-1) しかし、冬期の交通事情が若干相違する北陸地方とは同一に論ずることはできない。

東北地方建設局では昭和42、43の両年度に各種の因子を取り入れた試験舗装を実施した結果耐摩耗トベカの配合に関して、図-2を今後の指針とする意向である。

今後の具体策としては次のような工法が考えられる。

- (1) 従来の工法を修正する。

耐摩耗トベカの粗骨材量を増してすべり抵抗性を若干改善する。ただし、北陸地方での独自の検討を要する。あるいは、質問34の解答にもあるように、耐摩耗アスモル、またはトベカの舗設時にプレコートチップを表面に散布圧入する。チップにはスリヘリ減量の小さいものを用いなければならないが、特に小さくない場合でも、施工直後の特に危険な数か月間のすべり抵抗性の維持には十分役立つと考えられる。

- (2) 新しい工法、材料を開発する。

路面のすべり抵抗性を考えた場合、開粒度アスコンがもっとも望ましい工法とされている。従って開粒度アスコンの耐摩耗性を向上させるために、粗骨材にスリヘリ減量の小さい骨材(25以下、できれば20以下)を使用し、2.5mmフルイ通過量をわずかに増し、アスファルトにはゴム

入りのものあるいは粘性の高い特殊なアスファルトを用いる。

文 献

- (1) 松尾徹郎：北海道における表層の最近の傾向

道路 昭 4 5 . 7

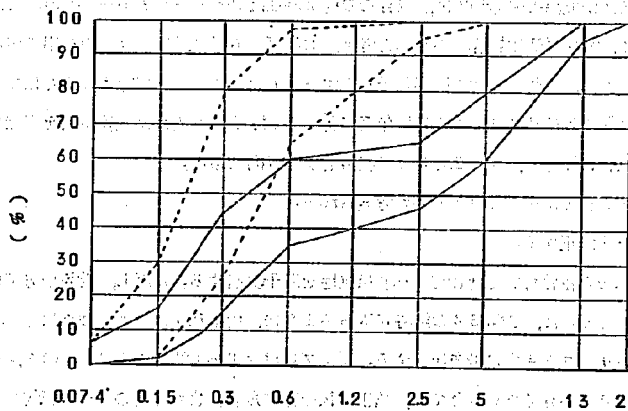
- (2) 仙台技術事務所：寒地道路の摩耗，すべり止工法調査

仙技 4 4 . 9 工務課 昭 4 4 . 9

(舗装研究室)

密 粒 ア ス コ ン の 配 合 (北海道開発局道路工事設計基準)

アスファルト量	石 粉 量	骨 材 量
6.5～7.5%	F/A=1.7程度	100-(アスファルト量)-(石粉量)

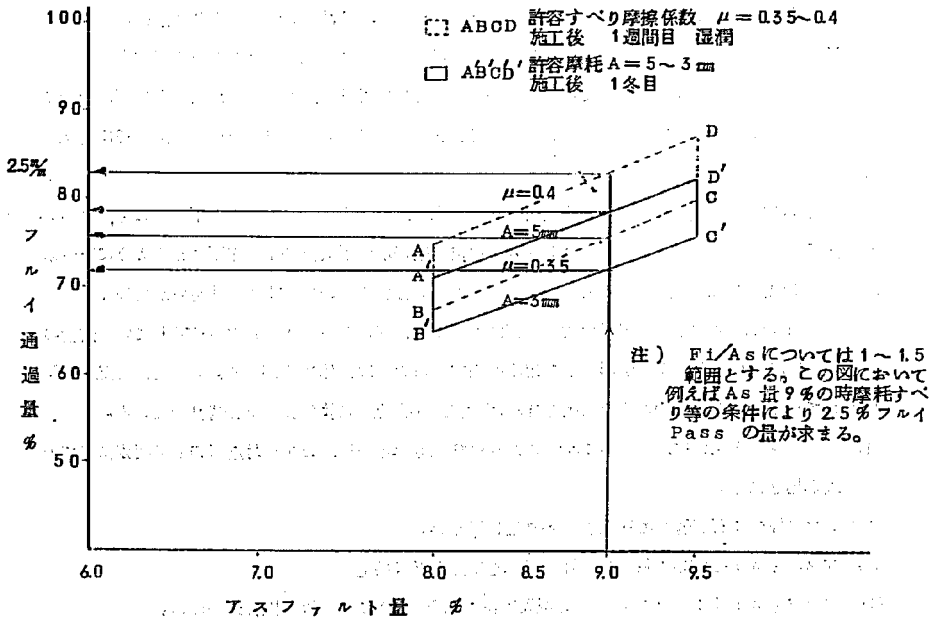


(図)

密粒式 アスファルトコンクリートの密度範囲

図-1. 北海道における密粒度アスコンの配合基準

耐摩耗すべりを考慮した混合図



図一2 東北地方建設局における耐摩耗トベカの配合基準

1. 2 アスファルト舗装の基層工（粗粒アスコン、アスファルト安定処理にハク離防止剤を使用する必要があるか。

もし使用した場合、どのような利点があるか御教示願いたい。

（主 旨）

北陸地建では、基層工については、ハク離防止剤を使用しないことを原則としているが、ハク離防止剤の使用が有効であるならば、舗設時期、使用骨材（岩質）、気象条件、あるいは、路床路盤条件（乾燥・湿潤）等との関連において、利点を伺いたい。

（新潟国道工事）

解 答

アスファルト混合物のハク離現象は、これまでの観測例によれば、施工後最初の春先から夏にかけて、急速に発生し、その形態は道路の急勾配、急カーブの箇所にはじまるわだち掘れ、次いで側方への流動による路肩の隆起など、また縦方向の水平力に抵抗できずに先じたヒビ割れなどである。

ハク離の甚だしいアスファルト混合物の状態は、主として粗骨材が水で洗われたようにその表面にアスファルトの被膜を全く止めず、水を含んだ褐色状のアスファルトはむしろ細骨材の周辺に凝集しているように見られる。

その力学的性状では、マーシャル安定度は良好な混合物の40～50%まで低下しており、従ってS/F（安定度/フロー値）もアスファルト舗装要綱に示す下限値の20を下まわるようになる。このような混合物は、流動をおこしやすく、かつもろい性質のものであることは明らかである。

ハク離現象はアスファルトに混合物の性質はもとより、アスファルト混合物層に接している路盤の含水量、気温、荷重条件などが影響して起るものであることは大体想像がつく。しかし、まだ十分解明されていないので、次のような要因を含んだ鹿児島・宮崎両試験舗装が現在観測中である。

- (1) アスファルト混合物層の厚さ：厚さが大きければ路盤との接触面での荷重応力と温度が減じてハク離が起きにくい。
- (2) 骨材の種類：石灰岩や塩基性岩はハク離しにくい。
- (3) アスファルトの種類：製造所、針入度、乳化性などの相違
- (4) アスファルト量：アスファルトの被膜が厚ければそれだけハク離の機会が少ない。
- (5) 骨材の含水比：プラントのストックヤードでの含水比
- (6) 消石灰の添加
- (7) ハク離防止剤の添加

約1カ年後の宮崎試験舗装の観測によれば、10区間においてハク離が認められたが、玄武岩骨材を使用した区間では全く認められず、硝石灰添加の区間では1区間のみであった。ハク離防止剤を添加した区間は2区間に過ぎないがハク離は認められなかった。また、加熱前の骨材の含水量が無視できない要因であることが推測された。

以上のこれまでの経験によって、ハク離防止対策に関して以下の事柄が考えられる。

(1) 対策を要する場所

コンクリート版のオーバーレーやソイルセメント路盤の場合のように表面から浸透した雨水がそれら不透水層上にたまってハク離を起すことがあるが、一般には下方からの水が原因となるので、地下水位の高いところ。切土、片切、片盛りの区間で、山側からの浸透水のあるところ。両側が盛土でも横断勾配があって、切土区間からの浸透があるところ。

(2) 対策を要する混合物層

基層、歴層安定処理層を含めた厚さが大体15cm以下の場合、水を含みやすい粒調碎石、シラスのゾイルセメントなどの層に接する最下層を対象とする。

(3) 対 策

石灰岩または玄武岩のようにシリカ含有量の少ない火成岩（塩基性岩）を使用する。

シリカ含有量の多い骨材では、ハク離防止剤、または硝石灰（石粉の1/2量を置きかえる）を添加する。このときアスファルトは針入度の低いもの（例えば40～60）をやや多目に使用する。

シリカ含有量があまり多くない骨材でも吸水率が3%前後の場合はプラントでの加熱乾燥に特に注意し、必要に応じサブドライヤーを用いて予備乾燥を行なう。

路盤排水のための施設を設ける。

（舗装研究室）

1. 3 舗装の維持修繕（橋面舗装も含む）として、薄層舗装（2～3cm）を行なう場合の積雪寒冷地に適切な工法の選定について御教示願いたい。

（主 旨）

薄層舗装として、タビサーブル工法、スインカーベット工法、デックシール工法、ファイン・ゴールド、アスファルト工法等の工法があるが、積雪寒冷地に施工する場合の適否を伺いたい。

（新潟国道工事）

解 答

薄層舗装は、ヒビワレや路面凹凸の著しい舗装あるいはすべり抵抗性を減じた舗装の供用性を高める処置として利用されているが、従来表-1に示すような各種の工法がある。薄層舗装に用いられる混合物には、一般の場合には、平坦に施工しやすいこと、たわみ性に富んでヒビワレを生じにくいこと、流動を起さないこと、すべり抵抗性があることなどが要求されるが、積雪寒冷地では更にタイヤチェーンに対する耐マモウ性が要求される。

表-1の各工法の積雪寒冷地における実施例は1～2を除いて乏しく工法の選定はむずかしいが、粒度とアスファルト量から考えれば、アスファルトモルタル、耐摩耗トベカ、デックシールなどが取り上げられる。

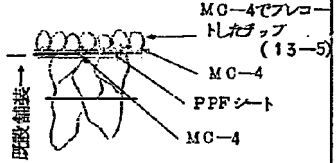
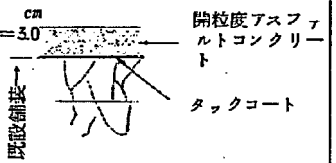
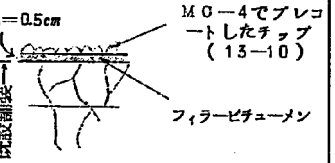
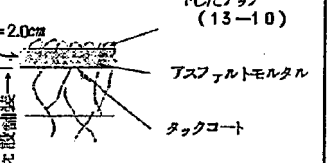
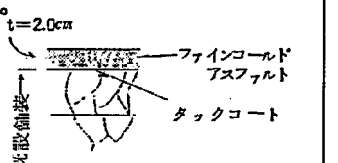
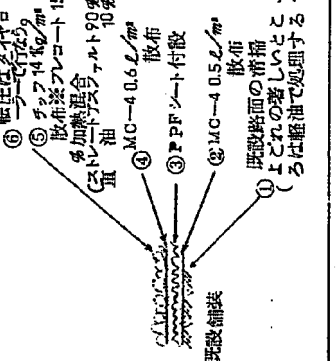
九州地方建設局で実施された試験舗装では、開粒度アスコン（表-1）を用いた薄層舗装が特にすぐれていたが、開粒度アスコンはタイヤチェーンの摩耗に弱いという欠点がある。しかし、北海道開発局の実施例では交通量の少ない箇所（4,000台/日・2方向以下）で約7年間の供用後においても大きな摩耗を受けていない。

表一 1 薄層舗装工法の概要

積雪寒冷地における薄層舗装工法については表一1のほか表一2の工法も含め試験舗装などによる検討が必要であるが、当面は従来の経験も豊富なアスファルトモルタル、耐摩耗トベカのいずれかを用い、施工直後のすべり抵抗性を向上させるために表面にプレコートチップを散布圧入する工法によるのがよい。チップには必ずプレコートしたものをを用いなければならない。(舗装研究室)

工法	タビサーブル	シンカーベット	デックシール	フラインコール アスファルト	開 粒 匠 アスコン	アスファルト モルタル	ダース アスファルト	耐摩耗トベカ
厚 さ (cm)	1.0~2.5 ストレー 180~220	1.5~2.0 ストレー 200~300	1.5~2.0 ストレー 120~15	2.0~2.5 ストレー 200~300	2.5 ストレー 40~80 ゴム入り アスコン	1.5~2.0 ストレー 80~120	2.5 ストレー 20~60	25 ストレー 80~100
材料	骨 材 砂	7号石、スクリ ーニングスワイ アラー	特6号および7 号砕石、砂、 フィラー	鉱サイ フィラー	特6号および7 号砕石、砂、 フィラー	砂 フィラー	特6号および7 号砕石、砂、 フィラー	特6号および7 号砕石、砂、 フィラー
添加剤	ダール	ダール 薬油時 オイル使用	ダール	—	—	—	—	—
アスファルト量	6.5~7.5	5.0~6.0	7.0~9.0	6.5~7.5	4.5~5.5	11.0~12.5	7~10	8.0~9.0
13mm	—	100	100	100	100	—	100	100
5	100	60~80	85~100	95~100	35~50	100	65~85	70~95
2.5	75~95	40~55	65~85	70~95	15~25	95~100	45~62	55~87
0.6	30~70	20~30	30~55	35~60	10~15	65~98	35~50	25~65
0.3	15~48	13~20	20~37	—	—	25~80	28~42	10~50
0.15	9~20	9~14	10~25	15~30	—	2~30	25~34	2~30
0.074	6~10	5~10	8~5	5~15	5~10	0~5	20~27	0~7
備 考	開発国：フランス	開発国：デンマーク その他2種 の粒度があ る。	開発国：アメリカ 積雪寒冷地 に適した粒度 を示す。	開発国：イギリス			クック、グ アスファルト フィニッ の特殊機 を必要とす る。	

表-2 表面処理工法とその概要

工 法		P P F シートを用いたシーコート	開粒度アスファルトコンクリート	フィラービチューメン	アスファルトモルタル	ファインコールドアスファルト
工 法 の 概 要		シーコートを施工前に合成樹脂繊維のシートを既設路面にカットバックアスファルトMC-4を介して付着させ、その上にシーコートを施す。 	ゴム入りアスファルトをバインダーとした最大粒径13mmの開粒度加熱混合物を厚さ3.0cmを施す。 	ブローンアスファルトによるフィラービチューメンを厚さ0.5cm鋪設し、プレコートしたチップを散布、圧入する。 	ストレートアスファルトをバインダーとしたアスファルトモルタルを厚さ2.0cm鋪設し、プレコートしたチップを散布圧入する。 	ファインコールドアスファルト工法は、英国において舗装の維持を目的とした薄層工法で、やわらかいアスファルトを骨材として鉗サイを用いることに特長がある。 
目 的 効 果		合成樹脂シートにより表面のヒビワレの発生を防止する。	開粒度であること。アスファルト量を多く用いることでヒビワレの防止と耐スベリ性を得る。	フィラービチューメン層によりヒビワレ防止を、チップビンクにより耐スベリ性とフィラービチューメン層の流動を防止する。	アスファルトモルタル層によりヒビワレ防止を、チップビンクにより耐スベリ性とアスファルトモルタル層の流動を防止する。	ファインコールドアスファルト層によりヒビワレを防止し、鉗サイを用いることにより耐流れ、耐スベリ性を得る。
施 工 厚 (cm)		(0.5~1.0)	3.0	0.5	2.0	2.0
使用材料	舗青材料	カットバックアスファルト(MC-4)	ゴム入りアスファルト(60~80)	ブローンアスファルト(20~30) ストレートアスファルト(80~100)	ストレートアスファルト(80~100) カットバックアスファルト(MC-4)	ストレートアスファルト(150~200)
	骨 材	硬質の6号砕石	硬質の特6号および7号砕石、砂、フィラー	フィラー、硬質の特6号砕石	良質のスクリーニングスまたは砂、フィラー	鉗サイ(最大粒径5mm)
	そ の 他	P P F シート ストレートアスファルト、重油(プレコート用)	アスファルト乳剤(タックコート用)	石綿、軽油(既設路面のゴミ処理)	アスファルト乳剤(タックコート用)	アスファルト乳剤(タックコート用)
配合および散布量		 ・アスファルト量: 5.5~6.5% ・粒度 フル目 粒度範囲 骨材配合 13mm 95~100 特6号 60% 5 35~50 7号 20% 2.5 15~25 砂 15% 0.6 10~15 フィラー 5% 0.074 5~10 ・密度 2.1~2.2g/cm³程度	・フィラービチューメンの配合 アスファルト: 30% フィラー: 67% 石 綿: 3% ※アスファルトはブローン3, ストレート1の割合で混合したもの ・チップ15kg/m²散布(高温散布) ※プレコート アスファルト: 2.0% フィラー: 1.5%	・アスファルトモルタルの配合 アスファルト: 8.5~9.5% 砂またはスクリーニングス: 76.5% フィラー: 14.0~15.0 ・チップ15kg/m²散布(高温散布) ※プレコート アスファルト: 2.0% フィラー: 1.5%	・アスファルト量: 6.5~7.5% ・粒度 フル目 粒度範囲 骨材配合 5mm 95~100 鉗サイ90% 2.5 70~95 フィラー10% 0.6 35~60 0.15 15~30 0.074 5~15	
備 考		施工後2~4時間の養生が必要で、交通開放後過剰チップが飛散するが、これを竹ホウキなどにより取除くことが必要である。		タックコートは行わなく、路面のごみよごれは特に丁寧に清掃し、さらに軽油を噴霧器で散布しごみ、よごれを処理する。 チップビンクはフィラービチューメンの温度が下らないうちに散布し、タイヤローラーで圧入させる。	タックコートは少量(0.3L/m²程度)とする。チップビンクはアスファルトモルタルの温度が下らないうちに散布し、タイヤローラーで行なう。	

注) MC-4はアスファルト舗装要綱に示すMC-800

金沢会場

1. 4 アスファルト舗装路面の滑り抵抗試験の試験値に対する信頼度について御教示願いたい。

(主 旨)

最近路面の滑りが大型事故につながることから、路面の滑り抵抗が重大視され、舗設後に滑り抵抗試験を行い、その数値をひとつの目安としているが、現地の試験値は、50～70と優秀な数値が測定されているにもかかわらず、滑り事故が絶えない。

自動車交通の安全に対する試験値の判断方法、および試験値に対する信頼度は、どの程度のものか伺いたい。

(富山工事)

解 答

英国の道路研究所で開発された“すべり抵抗試験器”(Portable Skid-Resistance Tester)は日本でも広く利用されている。この試験器による測定値の目安として湿潤時55以上あれば一般道路ではほぼ良好であると考えられ、特に重要な場所(急勾配部、急カーブ、交差点付近、横断歩道前後など)では65以上必要であると考えられる。また、一般に舗設直後のすべり摩擦係数は大きく、交通の開放後次第に減少するが、その後はほぼ一定の値となる、従って舗設直後の測定値で判断せずに、交通開放後一定期間を経た時点で測定し、判断するのが望ましい。また、特に問題が残るような場合には試験車等による測定を行ない、速度とすべり摩擦係数との関係等から判断するのが望ましい。

(交通安全研究室)

1. 5 コンクリート舗装の摩耗した路面の補修対策でコンクリートによる適切な工法はないか、御教示願いたい。

(主 旨)

コンクリート舗装路面が冬期間タイヤチェーンによって叩かれ表面が摩耗して、わだち部分を中心に凹凸を生じ、走行性を悪くしている。特に消雪パイプの設けられている箇所はこの傾向が著しい。

このため、摩耗路面を補修する問題が生じているが、セメントによる薄くて、強度の高い補修方法があれば伺いたい。

(富山技術)

解 答

コンクリート舗装表面のスパイクタイヤやタイヤチェーンの摩耗作用への対策としては、いまのところ、コンクリート打設に際して、比重が大きく摩耗抵抗の大きい骨材を用いること、空気量の管理を厳重に行うこと、十分に確実な養生を行うことなどが挙げられる。しかしすでに打設されたコンクリート版が摩耗した場合に、セメントコンクリートによって補修した例は、わが国ではあまり見当らない。海外の事情に関しては、1969年7月にPIARC（常設国際道路会議）コンクリート部会、維持修繕委員会がとりまとめた、コンクリート舗装の維持修繕の報告書の中に、舗装版にクラックは入っていないが、表面が部分的に剝離したり、破損している場合のセメントコンクリート、あるいはセメントモルタルによる補修方法が報告されているので紹介する。1)

破損をうけているコンクリート版表面の浮石などを注意深く取り除き、機械的にコンクリート表面を粗面にする。この際、数cmの深さにコンクリートをはつことが有効で、これによってコンクリートの未水和の部分露出させ、モルタルとの付着をよくすることができる。次に露出面を十分に湿潤にする。露出面の深さが2cm以内の場合セメントグラウト、それ以上の場合細砂（0.1～0.5mm）を加えたペーストを結合層として舗装し、その後表1のコンクリートを打設し十分に養生する。（養生時間は24～48時間、供用開始は72時間後）

打設はコンクリート版の温度が10～20℃の範囲にあるときのみ行なう。

参考文献

- (1) PIARC, Report of 1st European Symposium on Concrete Pavements, Paris 1. 7. 1969

（舗装研究室）

表-1 配合の一例

材 料	処 理 の 厚 さ			
	0-3cm	3cm以上		
砕 石 4-8mm	—	1150 ^g	1150 ^g	—
砕 石 2-8mm	—	—	—	1000
砂 0-2 または 0-4mm	1525-1575 ^g	525	525	650
ポルトランドセメント 高炉、早強セメント	400	500	450	450
CaCl ₂	—	—	9	—
水セメント比	0.35-0.40			

1.6 アスファルト舗装の凹凸、波状修正にヒーターブレーナを使用しているが、このようなところをオーバーレイする場合、特別な処置方法が必要か御教示願いたい。

(主 旨)

道路工事のガス停、交叉点等に発生する路面の波状変形の修正に、ヒーターブレーナを使用しているが、この場合アスファルトが大量に焼失され、舗装体が劣化していると考えられる。このような所で、オーバーレイを実施する場合の支障の有無、有るとすれば、その処置方法について御教示願いたい。(富山工事)

解 答

ヒーターブレーナによってアスファルト舗装表面を加熱すれば、ブリージングを生じ、滲出したアスファルトは焼却され、残渣が表面に残り、下方の混合物のアスファルト量は相対的に低くなる。しかしアスファルトの老化は内部に及ぼす、アスファルト量の減少のみを問題とすれば、混合物の流動性を減ずる意味でむしろ好ましいとさえいえる。焼却の甚だしい表面の部分は通常削り取って除去されることになる。

表面の混合物が流動を起した場合など路面に凹凸が生じたときの一般的な処置について考えてみたい。まず、路面に凹凸をおこす原因として、(a)混合物の骨材粒度が不適当でアスファルトが過剰である。(b)アスファルトが軟らか過ぎる。(c)混合物がハク離を起している。(d)路床路盤が軟弱である。などが挙げられる。路床路盤に原因がある大きなうねり状の凹凸の場合は舗装の打換えや大規模のオーバーレイによるしかないので、混合物に原因がある場合の処置について考えよう。

舗装に流動が始まったとき、混合物を安定性の大きいもので打換えるか、オーバーレイを施すかは、混合物の安定性と周囲の状況によってきまる。通常の場合厚さ5cmのオーバーレイを施すことによって、在来路面の温度は5～10℃低下するであろうし、もろとも影響が大きいと思われる水平方向のせん断応力は50%前後に減少する。また、変形抵抗の大きい混合物を用いるほど効果は大きく、層厚は小さくて済むであろうし、在来の混合物の流動性が顕著でない場合も同様に薄くてよいであろう。しかしそれらの相互関係を具体的な数字で表わすことはむずかしい。

(1) 混合物の流動が甚だしくないときの処置

流動の進行がゆるやかで凹凸が軽微なときはそのまま薄層のオーバーレイを施す。表-1薄層舗装工法の概要の開始度アスコンを2.5cm厚に施工して成功した例がある。最大粒径の小さい、しかも軟らかいアスファルトを用いたものは適当でない。

(2) 混合物の流動が甚しいときの処置

混合物にハク離を起している場合は層全体を打換える。混合物に支持力が期待できる(例えばコアのマーシャル安定度が350Kg以上)場合はヒータブレーナなどで不陸整正の後、適正な厚さのオーバーレーを施す。

(3) 対 策

重車両のわだちが集中し、かつ走行速度が落ちやすい交叉点付近、曲線部あるいは縦断勾配の大きいところには安定性の高いアスファルト混合物(例えばS/Fが40前後)や路盤材料(ソイルセメントなど、粒調碎石などはさける。)を使用する。混合物は密粒度、粗粒度、開粒度のいずれかとし、アスファルトには針入度40~60のものを用いる。ゴム入りアスファルトなど感温性が低く、粘性の高い特殊なものを用いてもよい。骨材の最大粒径はできるだけ大きいこと(層厚の2/3まで)が望ましいが施工性の検討を要する。

(舗装研究室)

1. 7 簡易舗装要綱の改訂方針と問題点 (石川県 道路課)

解 答

現行のもの特に大きく変えるところはないが、アスファルト舗装要綱の規定と統一されるような修正が加えられることになり。改訂に際し検討される主な事項は次の通りである。

- (1) 構造設計においては、安定処理した路盤材料の等値換算係数を考慮した舗装構成を例示する。ベンケルマンたわみ量試験の予備調査などへの利用をすすめる。シタ断層を路床に含める。粒調路盤材料の修正CBRを60とする。設計CBRの求め方はアスファルト舗装要綱に統一するがやゝ簡略化する。
- (2) 路盤工では、常温混合による安定処理の配合設計の方法を実情に合わせる。浸透式マカダム工法、切込碎石工法、石灰安定処理工法などの各工法を新たに規定する。
- (3) 表層工では、路盤工同様、常温混合物の配合設計の方法を変更する。浸透式マカダムの材料使用量を実情に合うように合理化する。
- (4) 品質管理と検査の項を新たに設ける。

(舗装研究室)

2. 地すべり対策および軟弱地盤処理工法の問題点

新潟会場

2・1 現道改良工事における軟弱地盤の入換厚の算出について御教示願いたい。

主旨

現道改良工事において、現路盤を切取ると含水比の高い、軟弱な地盤があらわれ、設計路盤厚で施工できない場合がある。

このような場合、入換を必要とするが、入換厚を簡便に決定する方法はないか伺いたい。

(上越国道工事)

解答

アスファルト舗装要綱によれば、舗装厚は路床土のCBRによって決定されるが、路床の入替厚の算出においてもCBRが2未満の場合を除いて路床土のCBRがその基礎になる。

(1) 路床土のCBR試験を行なう場合

路盤厚を設計したときの路床土に比べて軟弱と思われる路床土が現われたときは、改めてそのCBRを求め、合計厚を比較して足りない分だけ路床土を入れかえる。

(2) CBR試験の時間的余裕がない場合

現地で路床の貫入試験を行ない、図-1からCBRを安全側に推定し、(1)と同様路盤厚の不足分を求める。しかし、このような場合の生じないようあらかじめ在来路面あるいは路盤面においてベンケルマンたわみ量試験を行ない、路床の軟弱個所を発見し路床土の採取と試験を行なうべきである。

(3) 路床土のCBRが2未満と予想される場合

原則的には路床面以下約1mの深さまで砂などで置きかえる。しかしこの方法は必ずしも経済的ではないので、3~4%のセメントまたは硝石灰を添加した山砂などを併用する。在来路床の設計CBRがわかっているとき、ほぼ同様な支持力をうるための置換層の厚さは図-2の通りである。砂にセメントを添加したとき($E_1=5,000\%$)の厚さは極端に薄くなるが、十分な結固めを期待できないので点線によることとし、設計CBRが7の路床に軟弱個所($CBR=0.5\sim 1$)が現われたときは、約1m厚を置換するかわりに約50cm厚とし、その上部20cm以上をセメントなどで処理する。

(舗装研究室)

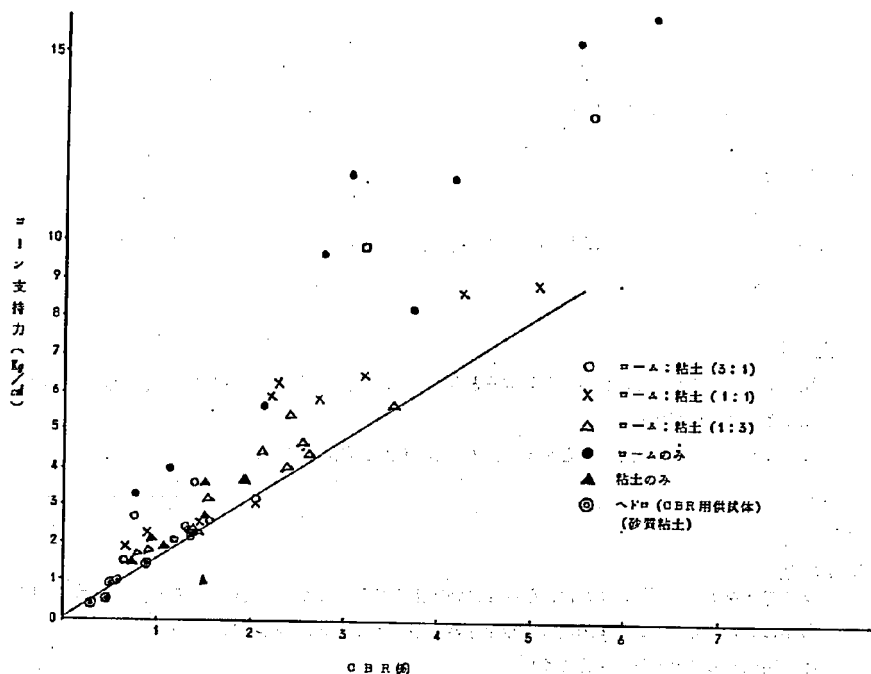


図-1 CBRとコーン支持力との関係 (土質研究室, 舗装研究室)

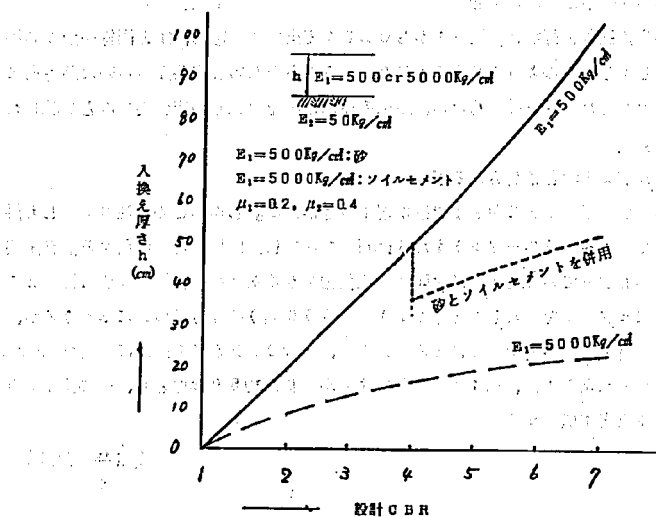


図-2

2.2 軟弱地盤に砂丘の砂を材料として、盛土を施工する場合の問題点について御教示願いたい。

主 旨

国道8号線の新潟バイパスの第2工区は、軟弱層(有機質泥炭層)が厚さ5~6m有り、予想沈下量も3mである。

このような箇所に砂丘の砂(粒径0.2~0.5mm)を使用して盛土した場合、盛土後に、継続して沈下が起る可能性がある。(8号線白根地区、7号線金塚地区の道路は、継続的な沈下を生じている。)

その原因の一つは、砂の流動化現象によるものでないかと思われる。

これらの沈下原因の調査方法および盛土施工に対する留意事項を伺いたい。

なお、当地区の軟弱層は、透水係数 3×10^{-3} 位で全沈下量の80%は2ヶ月位で終るものである。

(新潟国道工事)

解 答

継続した沈下の主たる原因は、軟弱層の沈下と考えられる。

盛土に用いられた砂丘砂が、交通荷重などで流動化し、盛土が沈下するのはそれほど大きな要因ではないと考えられる。たとえば基礎杭のあるボックスカルバートの上の砂の盛土は軟弱地盤上の盛土よりも沈下が小さい。よく締固められた盛土の圧縮沈下量は施工時から、高さの2%程度である例が、関東ローマなどで多く、砂丘砂で、それより10倍以上大きいとは考えられない。

調査方法としては、軟弱地盤と盛土の内部のいろいろな位置で沈下を測定する以外にない。

沈下の測定には、沈下板が用いられるが、軟弱層と盛土の種々の位置で測定できるよう層別沈下計を設置する。施工時に沈下板の地上に出る部分の維持に注意しなければならない。

地表に測点を出さない自記装置もつけられる連続沈下計、地盤面や盛土内に硬質塩化ビニール管を横断方向に設置して傾斜計で測定を行なう方法もすすめられる。さらに何方への地盤の塑性変形等も調査する必要があり、水平、垂直の移動杭、地すべり計、地盤内の移動を測定するための横方向傾斜管などを設置する方法もある。

盛土の施工当初、砂の地盤へのめり込みを防ぎ、盛土を一体化し、施工機械のトラフイカビリティを確保するために、最近、高分子製品の布や網等を敷設する工法がとられて、効果をあげている例もある。

有機物が多く、圧密が早く進む場合

サンドドレーンなどの地盤改良はあまり効果がない。プレロードあるいはサーチャージ工法を採用し、残留沈下をなるべく少なくし、ボックスカルバートなども浮基礎とするのがよい。

いずれにしても、沈下の予測や盛土施工計画をためるために、試験盛土を行なったり、実際の地

工にも、種々の調査観測を継続して長期間行なう必要がある。

(土質研究室)

2・3 湧水法面の法面保護工について土質別の適切な工法を御教示願いたい。

(羽越工事)

解 答

湧水のある方面については、排水工を行なうとともに透水性のある構造物で保護することがまず大切である。湧水のある箇所には水平排水層、横孔排水孔、排水井戸盲排水溝などの排水施設を行なって地下水面を低下させ、のり面の安定性を増大させる。また浸透水が流出するのを防止するために、浸透経路の途中で止水壁を設けたり、浸透水の供給をなくすため、のり面の上の部分の地表を不透水の膜で覆うなどの工法も考えられる。

湧水、浸透水、地表水などの水は外部へ速かに導くことが大切であり、そのためにのり肩排水こう、小段排水こう、縦排水こうなどの排水施設を十分行なう。

次に、のり面保護工としては、湧水量がとくに多くなければ、コンクリートブロック砕工として、砕内は石詰めにする。この場合多少とも崩壊、大きい落石のおそれがある場合には、現場打ちのしっかりしたコンクリート砕にする。湧水量がとくに多い場合には、のり面を蛇かご、ふとんかごなどで被覆して土砂の流出を防止する。

なお石張、ブロック張、モルタル吹付、コンクリート吹付などの密な被覆工は湧水箇所には不適當であり、石張などを使用する場合には空張にし、裏込栗石または切込砂利を設けなければならない。

一般に同一のり面であっても、土質および湧水状況がかなり異なっている場合が多く、特に地下水の浸透経路は設計段階ではつかめにくい場合が多い。施工段階においても湧水状況には十分注意を払い、湧水箇所については、その都合排水工を設置し万全を期することが望ましい。

湧水法面の土質別の法面保護工としての標準工法は現在のところ定められたものはなく、湧水法面で大切なことは前にのべたように排水状況をできるだけ適確につかみ、附近の土質の同じのり面保護工の安定性などを考慮に入れて、湧水に応じた排水工を十分行ない、のり面保護工を決定するのが望ましいと考えられる。

(土質研究室)

金 沢 会 場

2・4 地すべり地域における道路計画のたてかたと工法

(石川県道路課)

解 答

地すべりは崩壊と違って一般に特定の地域で起るといわれるが、この特定の地域を規制する条件は地質と地形である。北陸地方の地すべりは第三紀層の中で起るもので、ここ石川県で最も地すべりの多い能登半島では、第三紀中新統中部の堆積岩と火砕岩の中に発生する。

一方、地形は発生地域の地勢に応じたさまざまな形態をとるけれども、地形図において斜面の等高線の不整配列等々、いわゆる地すべり地形を示す幾つかの共通点がみられる。これらの条件から、路線が地すべりらしい区域を通る場合には、現地がはたして地すべり区域であるかを確かめる必要がある。ここに地すべり区域と称したのは、地すべりしている区域と、将来地すべりするおそれのある区域を指している。地すべりしている区域は踏査程度で知ることができるが、将来地すべりするおそれのある区域は、かなり詳しく調査しないと判断が困難である。

道路計画をたてるにあたって、先ず許される限り地すべり区域を避けて選定し直し、比較的安定とみられる地すべり区域を通る場合も切り・盛りほとんど無しを目途とし、しかも緩速施工の土工計画とする。地すべりは微妙なバランスで安定しているものが多いから、土工等により安定条件に変化を与える場合に防止対策を計画する必要があるが、地すべりの原因や機構を調査した上で合理的な対策計画をたてなければならない。この場合、地すべり区域内に設定する路線の位置も、対策工事の対象として安定化をはかろうとする土塊も地すべりがいわゆる塊りとして運動している箇所に計画し、取扱いの困難な舌部などの流動性の箇所は避けなければならない。

一般に用いられる道路工法の地すべり区域への適用として、地すべり区域内外の地表排水の強化、屈曲性のある枠擁壁の使用、また、幅員のせまい地すべりに対して橋梁でまたぐ手段などがある。調査および対策については下記を参考とされたい。

雑誌「道路」1967年7・10～12月号 技術講座地すべり 日本道路協会発行

第9回日本道路会議 「地すべり及び崩壊対策工事施工例」 1967～68年度

(地すべり研究室)

3. 橋梁の設計及び施工上の問題点

新潟会場

3・1. 橋梁拡巾に伴う既設橋と拡巾部のジョイントの構造について御教示願いたい。

主旨

既設橋梁が短スパンで架設されているが、拡巾部分を1スパンで施工する場合、また既設橋梁R〇桁で拡巾部をP〇桁で施工する場合等、既設橋梁との結合が不能な場合の接続部の構造と、拡巾部分設計上の留意事項について伺いたい。

また、単純合成桁の既設橋梁に同一構造の拡巾部分を結合する場合の拡巾部分の設計、施工上の留意事項を伺いたい。

(上越国道工事)

解答

それぞれの橋梁の条件に応じて継目の部分の構造を考えるべきであるが、一般的注意事項は次のとおりである。

- (1) 既設橋との結合ができない場合
 - (i) 載荷によって既設部と拡巾部とでその継目において大きなたわみ差が生じないようにする。
 - (ii) 路面上に橋軸方向の継目ができるが、この部分から水がまわるおそれがあるので、市街地などでは橋下に水が落ちないように対策を考える。
 - (iii) 継目上にも直接輪荷重が載るので、継目の位置にあるけたの上フランジの隅の部分に欠けるおそれがあるので、この部分を補強しておく必要がある。
 - (iv) 拡巾部をP〇橋とする場合、完成後に生ずるコンクリートのクリープおよび乾燥収縮によってP〇けたには変形が生ずる。時間の経過にともなう継目の位置で、既設部と拡巾部とで路面に段ちがいが生じないようにするため、完成後の拡巾部のP〇けたのクリープおよび乾燥収縮による変形をできるだけ小さくすることが必要である。
 - (v) 拡巾部の巾がせまい場合には、拡巾部のけたはねじり剛性を大きくするとともに、転倒に対し安全をようにする。
 - (vi) 床版の張り出し部の先端が、継目の位置にくるが、床版の張り出し部は余り長くしない方が有利である。
- (2) 合成けたで既設部と拡巾部を結合する場合
 - (i) 拡巾部の巾がせまいときには、施工中を含めて拡巾部のけたの転倒について注意する。
 - (ii) 拡巾部と既設部との結合部分の上には直接輪荷重が載るので、結合部分は床版としての曲げに対し十分に安全ように設計する。したがって結合部分を床版としての曲げモーメント

の小さいところにもってくるのがよい。

(iii) 拡巾部のコンクリートの乾燥収縮によって、継目付近では橋軸方向に、拡巾部床版には引張応力が、また既設部床版には圧縮応力が生ずるので、この影響を検討しておく必要がある。

(iv) 既設部と拡巾部のけたは横げたあるいは対傾斜で強固に結ぶ。

(v) 既設橋部の交通を全面的にとめられないときには継目の部分にわずかの隙間を残すように拡巾部分の床版を予め施工しておき、この継目に当る隙間の部分は夜間でできれば大型車の通行規制をおこない超早強性のセメントを使用したコンクリートを打つのが有利である。このような工法をとることにより上記(ii)に述べた拡巾部床版の乾燥収縮によって生ずる応力を小さくすることができる。

(橋梁研究室)

3・2 PC橋において将来(2～4年後)拡巾計画があり、第一期工事施工時にそれ等の細工をした場合に、第二期工事における設計及び施工上の問題点について伺いたい。

主 旨

関屋分水路の浜浦橋上部工は、現在巾員9.6mのPC橋で施工しているが、将来2～4年後に巾員18.8mに拡巾する計画である。

下部工は、巾員18.8mとして施工しており、主桁数は、現施工分4本($H=2.3$ m、 $B=2.1$ m)、将来分3本($H=2.3$ m、 $B=2.1$ m)である。

将来の拡巾方法として、現在施工の横締PC鋼棒と連結して一連の床版とする様計画している。

この場合、施工年次の異なる主桁のクリープが前施工の主桁に与える応力分布、床版及び二種類の主桁の歪み等が不明である。

また、将来施工時において、自動車等の振動に対する施工の問題等が考えられる。

これらについて、伺いたい。

(信濃川下流工事)

解 答

PC橋では拡巾工事をおこなう場合、新けたのクリープおよび乾燥収縮によって新・旧の継目に沿って橋軸方向および上下方向のずれ力が生ずる。このずれ力によって新けたおよび旧けたの軸方向応力も変化することになる(一般には継目に沿って新けたには軸方向の引張力と下向きの力が、旧けたには軸方向の圧縮力と上向きの力が生ずることになる)。

このような継目に沿って生ずるずれ力をできるだけ小さくするには、新けたのクリープおよび乾燥収縮による変形をできるだけ小さくすることが必要である。このようなクリープおよび乾燥収縮による新けたの変形は時間とともに進行するものであるから(図-1参照)、拡巾工事の工期内で

なるべく早い目に新けたを製作し旧けたとの結合までにてできるだけの期間をおくような工程上の配慮をおこなうのがよい。また新けたにプレキャストブロックを用いる工法も有効である。

このような新けたのクリープおよび乾燥収縮によって継目に沿って生ずるずれ力のために新・旧のけたに生ずる応力を考慮して新けたおよび旧けたの計算をおこなっておけばよいが、この計算は相当煩雑なものとなる。継目に沿って働く軸方向ずれ力の影響の実用的な計算法をとり扱ったものとしては次の文献がある。

土木技術資料 Vol 12, No 4, 1970年4月, 光岡 毅: P O 橋の拡巾に当たっての問題点

新けたの乾燥収縮およびクリープの影響

また新・旧橋の継目の部分の施工に当っては、この部分のコンクリートの硬化中における旧橋上の車輛通行による振動のため悪い影響があるのでそれがあるため、大型車の通行を規制するなどの処置をとるとともに、継目の部分のコンクリートには超早強のセメントを使用するのがよい。この場合の継目のコンクリート量は少なくなるような設計としておくのがよい。

(橋梁研究室)

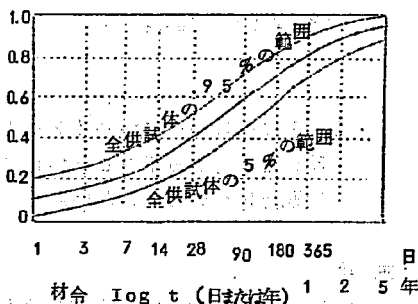


図-1 クリープおよび乾燥収縮の進行度

3.3 橋桁落下防止装置の設計方法を伺いたい。また、鋼板桁橋およびP O 桁橋について適当な構造例を御教示願いたい。

(高田工事)

解 答

落橋を防ぐには橋全体の構造系を連続構造とするのがよいことは言うまでもないが、一般に落橋防止の対策として次の事項に留意するのがよい。

(1) 下部構造頂部において、その縁端から支承までの距離を十分にとってけたが異常な移動が生じて頂部より逸脱しないようにする。

(2) 可動支承部には上巻が下巻より逸脱しないように移動制限装置をもうける。

(3) 隣接する一方のけたが下部構造頂部より逸脱してもそのけたが落下しないように隣接けた間を連結する。

(1)の下部構造頂部縁端と支承端距離 S は、けたの支間長 100 m 以下のとき $S=20+0.5l$

けたの支間長 100 m 以上のとき $S=30+0.4l$

S : (cm) l : けたの支間 (m)

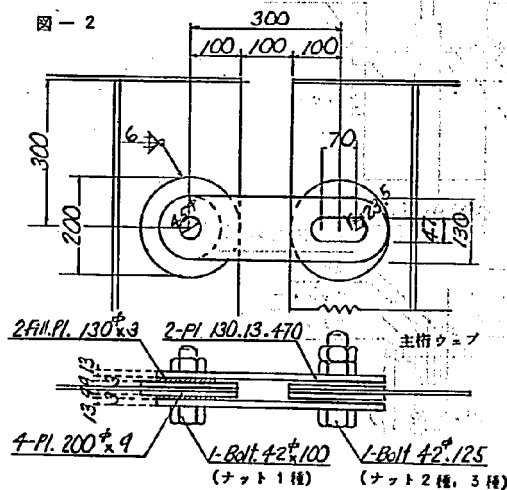
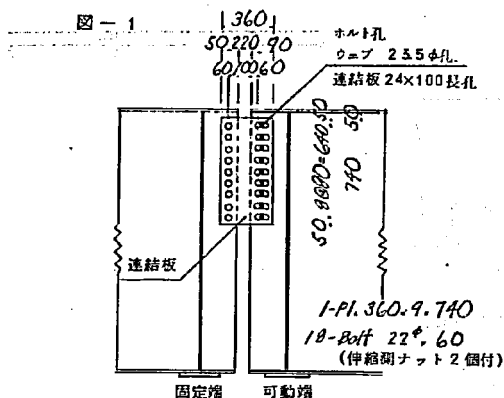
(2)の可動支承の移動制限距離は設計時に考えた移動量に 20 mm を加えた値とする。

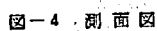
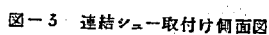
(3)の連結装置としてはけた橋の場合には図-1~4に示すようなものがある。これらの連結

装置はいりまでもなく設計時に想定した水平方向のけたの移動およびけたの回転を妨げるものであってはならない。

以上のほか図-5に示すように橋台から突起を出したいわゆるストッパーでけたの落橋を防止するという方法も用いられている。

(橋梁研究室)





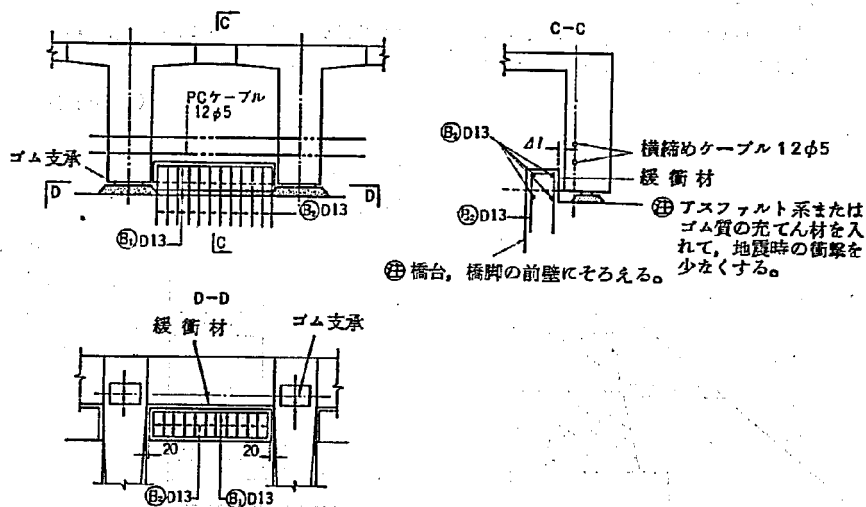


図-5 コンクリートストッパーによる落橋防止工法

3.4 中間壁を省略した橋台（盛こぼし、ラーメン橋台）に関して下記の事項について御教示願いたい。

- (1) 盛こぼし部の土圧の考え方
- (2) 土圧による躯体のたわみ

主旨

充分な転圧を施工して、盛こぼし部を築造する場合の橋台前面の土圧の考え方について伺いたい。また、ラーメン橋は、一般に躯体がスレンダーである。このような場合、橋台完成後背面盛土を施工すると、躯体がたわみ、背座が移動することがあるが、設計にたわみを見込むことの可否について伺いたい。

（新潟国道工事）

解答

盛こぼし部前面の受働土圧は盛土延長がなく斜面になっているため普通の地盤と同じ受働土圧は期待できない。計算はクーロンの式に従うのが普通であるが傾斜角が内部摩擦角より大きい場合は図解によって求めざるを得ない。安全のため、受働土圧を考える範囲は水平地盤反力と水平せん断抵抗とが釣り合う点以下がよい。なお、在来地盤が軟かい粘土地盤の場合は、別の観点からの検

討が必要である。

盛りこぼし橋台の場合も移動、回転の計算を行なうべきであるが、計算による推定はむずかしい場合もあるので伸縮継手などで調整をはかるように配慮するのも一策である。

(基礎研究室)

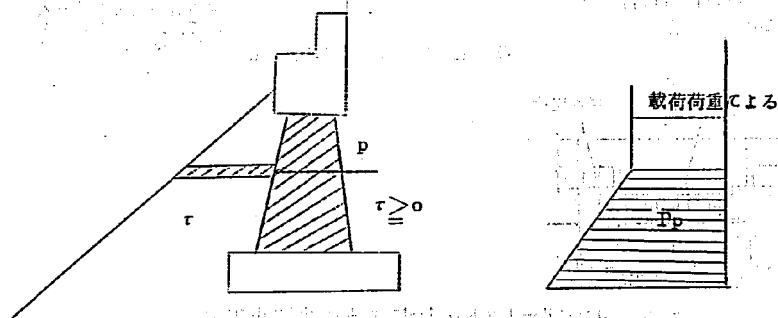


図-1)

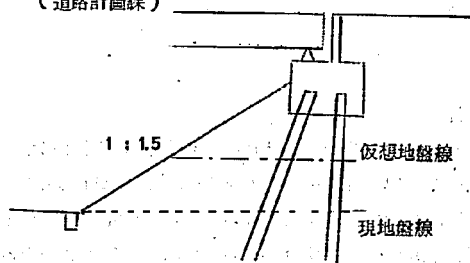
3.5 盛りこぼし方式のバイルベント橋台を設計する場合の仮想地盤線の考え方について伺いたい。

主 旨

長大な杭基礎が必要となる橋梁において逆T型式等の橋台と盛りこぼし方式バイルベント橋台の工費を比較すると後者が有利になることがある。この際、バイルベント橋台の設計に当り、仮想地盤線をどのように取るかにより大きく影響される。よって仮想地盤線の取り方について伺いたい。

また、バイルベント橋台の設計上の注意事項を伺いたい。

(道路計画課)

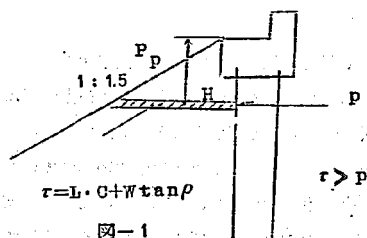


解 答

仮想地盤線は原則として地盤の水平反力とせん断抵抗力が均衡する深さ以下に設けるのがよい。即ち、水平反力により盛土部分が破壊し、地盤に永久変形があったのではチャンの式が成立しないためである。また、地盤は完全な弾性体でないので時間の経過と共に塑性歪が進行し、後日破壊することもあるので仮想地盤線は相当の安全を見込んで深くした方がよい。受働土圧で均衡させることは杭の場合は大径杭又は密集した群ぐいの方が有利になる。

提案の設計を行う場合注意しなければならないことは盛土の円弧すべりの検討である。特に、軟弱地盤の上では大きな水平せん断力や、クリープ変形の影響を受けやすい。

(基礎研究室)



1:1.5の勾配の場合の受働土圧とせん断抵抗との比較を次表に挙げる。

表1 $\phi=30^\circ$ $C=1 \text{ t/m}^2$ $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$

H(m)	$P_p(\text{t/m})$	$r(\text{t/m})$
1	3.77	2.28
2	9.94	6.12
3	18.50	11.51
4	29.45	18.46
5	42.80	26.97

表2 $\phi=40^\circ$ $C=0 \text{ t/m}^2$ $\gamma=1.8 \text{ t/m}^3$

H(m)	$P_p(\text{t/m})$	$r(\text{t/m})$
1	1.33	1.13
2	5.31	4.53
3	11.95	10.19
4	21.25	18.12
5	33.21	28.32

3・6 長大橋の床版コンクリート打設の順序および最大延長について、鋼道 路橋示方書等で規定すべきと考えられるが如何なものか伺いたい。

主 旨

最近、コンクリートポンプ等の使用により、1日当りのコンクリート打設量が大きくなり床版打設を非常に長い延長に施工している。

このため連続桁等で床版クラックの原因につながる危険性があるので、何らかの規制あるいは指導をすべきであると考えられるが、床版打設の順序、延長および時間々隔を決定する場合の基本的な考え方を教示願いたい。

(富山工事)

解 答

床版コンクリートの打設順序、延長、時間々隔を決定する場合の基本的な考え方は、コンクリート床版に有害なひびわれの発生を防ぐということ、および完成後における橋の変形状態が設計において想定したものとよく一致するようにすることの2点である。

合成けたでなくとも一般の橋梁にはスラブ止めが用いられており、これが鋼けたとコンクリートとの間に何らかの合成効果をうみ出すので、もし連続けたの中間支点附近の床版コンクリートを先に打設すると後から打つ床版コンクリートによって中間支点附近で負の曲げモーメントが生じる。このため床版には引張応力が生じ、ひびわれが発生する。したがってコンクリートの打設順序およびその1回打設区間の延長は、先に打ったコンクリートに悪影響を与えないように定めなければならない。すなわち連続けたの場合にはたわみの大きい各径間の中央部を先に打ち、中間支点上を一番後で打つのが常道である。

また床版と鋼けたとの合成効果によって打設の各段階ごとでけたの剛性が変化する。すなわち既に打設したコンクリートが養生日数に応じたヤング係数比で合成効果を発揮し、次に打設するコンクリートによるたわみに影響を与えるようになる。したがって部分的に剛性の大きくなった変断面けたとして後から打つコンクリートによるけたのたわみを計算する。このようにして計算した最終的な結果が、一般の設計でおこなわれているような全長を一度に打設するとしたときのたわみと、できるだけ一致するように心がけなければならない。

上記のようなコンクリートのひびわれを避け、完成後のけたの規定どおりの変形状態を確保するために、床版打設前に床版の重量にみあうだけのウエイト(水がよく利用される)をかけておき、床版打設にしたがってこのウエイトを少くしてゆくという方法をとることもあるが施工が面倒である。

(橋梁研究室)

3・7 既設プレテンション桁の桁下げ工事において版をジャッキで支持し、 橋台、脊座を切下げ再び版を架ける場合の作業上注意する事項について

御教示願いたい。

主 旨

国道8号線の石川県加賀市南郷地先の軟弱地盤において盛土の沈下が発生し、嵩上げ不能なため、その区間にある支間12mの橋梁を切下げる工事を行なう。

この場合既設のプレテンション桁を横締めしたまゝ、1体として約1.2m降下させる予定であるが、施工上の注意事項を御教示願いたい。

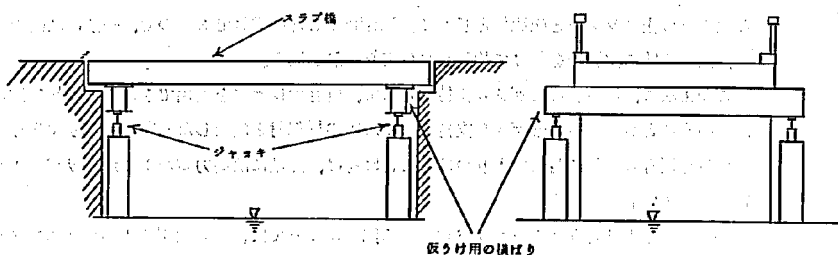
(金沢工事)

解 答

質問の対象となっている橋梁は、プレテンション桁を横に並べ横方向にプレストレスを与えて一体構造としたスラブ橋と思われる。現在の架橋位置の条件、施工の条件、支承の構造などがよくわからないので、明確な返答はできないが、図-1のごとくできるだけ支承に近い位置において横ばりで仮りけし、この仮りけした横ばりをジャッキダウンする方法が考えられる。この場合横ばりに剛性の小さいものを用いると、スラブ橋の自重をうけることによって横ばりが湾曲し、この湾曲に応じた横方向曲げモーメントがスラブ橋に生ずることになる。したがって横ばりは、スラブ橋が横方向曲げモーメントに対し安全な範囲にとどまることができる程度の剛性をもつことが必要である。また、通常の支承線より内側で仮りけすることによって、この位置で橋軸方向の負の曲げモーメントが生ずるので、とくにけたの上側に生ずる引張応力について検討しその安全性を確認することが必要である。また横ばりを用いないで、数ヶ所を点支承で仮りけする場合には、連動ジャッキにより各点を一様にジャッキダウンさせねばならないことは言うまでもないが、橋の横断方向において実橋の支承の位置と仮りけする支承の位置とが一致しないときには仮りけした支承線に沿っての横方向の曲げモーメントと仮りけした点支承の支圧応力についても安全性を検討しておくことが必要である。

(橋梁研究室)

図-1



- 3・8 戦前、戦中の老朽橋が多く、床版のクラックかん没等が随所に聞かれ、また河床の低下に伴って橋脚の架掘れ等が憂慮されるが、これらに対する補強、補修工法について御教示願いたい。

(富山工事)

解 答

(床版の補修、補強)

通行する自動車荷重と対比して耐力は不足していると考えられるものの、まだ比較的健全な状態にある床版に対しては、できるかぎり良好な状態を持続させることにまず重点をおくのが得策であり、また、クラック状態の悪化など、ひとたび破損の兆候を示しはじめたものについては、その変化の状況を注意深く見まもり、その状況に応じて適切な時点で最も効果的な対策を講じることが必要である。補修・補強の時期を失すると、部分的ないしは全体の床版の取りかえを余儀なくされることになる。

交通遮断など行なって、新しい床版に打ちかえることができる場合には、既設の床版を全面的に補強するよりは、一般に工費が少なく施工も確実であるが、近年における交通事情のもとでは、床版の全面打ちかえができることはむしろまれであり、補修・補強対策は交通条件によって制約される度合いが高い。

(1) 樹脂モルタル注入工法

クラックの樹脂モルタルの注入もしばしば行なわれている。クラックを充てんすることで床版の防水性を増し、コンクリートおよび鉄筋の劣化を防ぐ効果が期待されるが、コンクリートの弾性係数に比べて樹脂モルタルのそれは一般にかなり小さいので、樹脂注入を行なうだけで、床版の耐力増強を期待することはできない。むしろこれは、以下に述べるような床版補強と併用するのが効果的と考えられる。

(2) 縦げた増設工法

床版を支持する既存の主ゲタまたは縦ゲタの中間に、もう1本縦ゲタを新設して床版を支持せしめ床版の支間を短縮させることにより間接的に床版耐力の増強を図る(図-1)。この場合、増設する縦ゲタの上フランジを床版面とじかに接触させることは困難であるので、一般には図のように、両者の間に樹脂層を設けて均等かつ確実な接触を図る。

この工法は、増設する縦ゲタの支持材として、既存の横ゲタを利用できることは比較的容易に用いることができる。縦ゲタを支持させるための横部材を増設したり新設したりする際に、それらを既存の部材に溶接でとりつけることは避け、連結には高力ボルトまたはリベットを用いるのがよい。

増設する縦ゲタと在来の支持ゲタの剛度の関係によっては、増設縦ゲタ上の床版に負モーメントが生じるようになる場合も考えられるので、その際には既設床版の配筋状態、特に上側鉄筋量が十分かどうかを確かめておく必要がある。

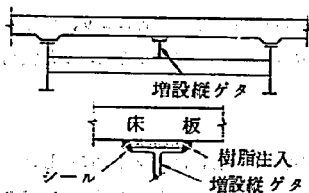
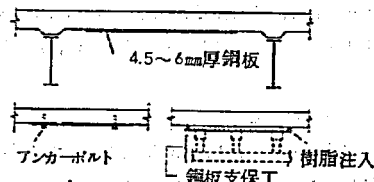


図-1 縦ゲタ増設工法



1) 圧着法 2) 注入法
図-2 鋼板接着工法

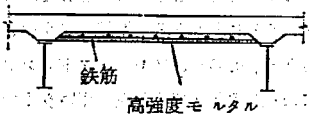


図-3 鉄筋・モルタル
吹付け工法



図-4 部分打替工法

(3) 鋼板接着工法
既設床版の引張り面に厚さ4.5~6mm程度の鋼板を接着し、既設床版との一体作用を図る。

(図-2)。鋼板の接着には、合成樹脂材料が用いられるが、この樹脂の用い方により、圧着法と注入法とがある。

前者は床版面が比較的平滑(仕上り精度良好)であり、またコンクリートが比較的健全で、アンカーボルトの定着が確実に行なえる場合、樹脂を塗布した鋼板をアンカーボルトの張力を利用して床版面に押しつけたまま硬化させる方法であり(図-2)、後者は既設床版の表面の仕上りが精度に応じて適切なすき間をもたせるようあらかじめ鋼板をセットし、鋼板の周縁をシールしたのち、シール線上に適宜設けた注入口より樹脂を充てんして、そのまま硬化させる方法である(図-2)。

(4) モルタル吹付け工法

床版引張り縁に鉄筋をそわせ、モルタルを吹きつけて既設の床版と一体化させる(図-3)。鉄筋の端はできるかぎり既存の鉄筋につなぎ、モルタルはできるだけ収縮性の少ない高強度のものをを用いる。付着をよくするため、既設床版面の処理を十分に行なう必要がある。

(5) 部分打ち替え工法

上記のような補強工法がもはや適用できないような状態、すなわち床版にはっきりした陥没やコンクリートのはく離・脱落を生じたときは、破損箇所とその周辺の弱化している部分をきれいにはつき落とし、新しいコンクリートで打ち替えて修復する(図-4)。

コンクリートが抜け落ちたあとなどで、鉄筋が大きく変形していて再使用しにくいときは、継手に必要な長さだけ残して中間部を切除し、その部分に十分な量の鉄筋を新たに配置してコンクリートを打設するのがよい。この場合、既存鉄筋との継手には溶接を使わず、新旧鉄筋を

ラップさせ、結束線でゆわえるだけしておくほうがよい。交通事情などにより、早急なコンクリート強度の発現が望まれるときは、最近市場に出た超早強のセメントを用いると便利である。

(6) 全面打ち替工法

交通の完全遮断または時間帯を限った断続遮断が可能な場合には、全面的に新しい床版に打ち替えるのが、一般には最も安価であり、耐荷力も確実に期待できる。主ゲタや床組の死荷重応力を軽減させるために、軽量コンクリートを用いて打ち替えられた例もある。

死荷重を軽減させることが有利な場合や、断続的にせよ交通を通しながら施工しなければならない場合などには、プレハブ型式の床版を便利に用いることがある。断続的に交通を通しながら路面横工版型式の鋼床版に取り替えられた例もある。その他、プレキャストコンクリート床版、コンクリート充てん鋼格子床版、またときには通常の鋼床版も便利に用いる場合があると考えられる。これらプレハブ型式の床版の使用にあたっては、特に支持ゲタへの取付け部および床版パネル継手部の構造に注意する必要がある。

3・9 軟弱地盤における杭基礎の橋脚等のフーチングを現地盤上に露出させて設計する場合の杭基礎設計々算上考慮すべき事項について御教示願いたい。

主 旨

現設計指針においては、フーチングの横方向地盤反力は、考慮していない。また、軟弱地盤においては、フーチングを地中に埋めるにしても、横方向の地盤反力は余り期待できない。したがって、フーチングを地上に露出させ、躯体の転倒モーメントのアーム長を短くすることが有利になる。このような設計方針は妥当であるか伺いたい。また、もし、このような設計を行なうとすれば、その際の注意事項を御教示願いたい。(例えば仮想地盤線の考え方)

(金沢工事)

解 答

提案の方針は設計全体を総合的に検討し、経済上あるいは構造安定上障害となることがなければフーチングを上げて差しつかえない。しかし、河川橋の場合は洗掘深が最大水深の0.8倍にも及ぶので高いフーチングは通水上も流水圧によるモーメントの上でも好ましくない。また、くいは地表近くでは気象(凍結等)等の激しい影響を受けて風化が早い。特に錆びの酸化鉄は付着力がないため腐蝕が進行しやすい。

設計上の注意としては錆性があまりないので、地震等の水平力による変位に対し許容位量を決めたり、常時の大きな水平荷重のかからないよう配慮する。また設計に用いた仮定条件が維持されるような処置を講ずる必要もある。

(基礎研究室)

4. 積雪寒冷地における道路の施工について

新潟会場

4.1 路盤の凍結深さの調査方法について御教示願いたい。

(主 旨)

国道17号線の湯沢地区で、凍結による舗装版の破損が起り、舗装の打換修理を行なっているが、凍結深さを考慮した舗装厚の決定を行なうに際して、凍結深さを調査する方法を伺いたい。

(上越国道工事)

①

解 答

地中で氷晶分離の生じている深さを凍結深さと呼ぶがこれは地中温度が 0°C の深さとは多少異なる。凍結深さを求める場合には 0°C の位置を調査する方が容易なので、この深さを求めて、凍上対策としての置換深さの設計を行なっている。凍結深さを求める方法には次のようなものがある。

(1) メチレンブルー凍結深度計による方法

はめ込みが容易な2重の透明な合成樹脂管で構成されている凍結深度計をあらかじめ土中に埋設しておき、凍結期に内管を引き出し、メチレンブルー溶液の青色と白色の変わり目の深さを測定し 0°C の位置を求める。凍結深度計は冬期間、凍上によって移動するので内管の頭の高さを求めておく必要がある。

凍上対策として置換を実施した後の凍結深さを求めるためには、縦、横約2m、深さは予想される最大凍結深さより約1m程度深い孔を掘り、埋戻しに使用予定の路盤材を用いて、その中央に凍結深度計を埋設し凍結深さを求めれば置換後の凍結深さを知ることができる。

②

(2) 調査孔による方法

この方法は凍結期の地中温度の鉛直分布を求めると同時に土中における凍上の様相を観察できるので効果的である。観測は冬期間定期的に継続して行なうが2月下旬の最大凍結期だけを選んで行なってもよい。常時除雪されている道路でなるべく交通の障害とならない位置に縦約1.5m、横約1m、深さは凍結深さ以上の調査孔を掘る。測断面は丁寧に削りとり、壁面に約10~15cm間隔にまたは土質が変わる場合はその変り目に棒状温度計を挿入するための長さ約20cmの木管を水平に2列以上打込む。これに温度計を挿入し地中温度を測定すると同時に測断面の氷晶分離や凍結の様相を肉眼で観察してスケッチし各氷晶の基準点からの高さや厚さを正確に測定する。

冬期間継続して調査を行なう場合は測定終了後、在来の土層の順序を乱さぬように注意して埋戻しをして、寒気の土層への侵入条件を変えないようにする。

(5) 埋設温度計による方法

埋設温度計を層別沈下量測定装置と組合わせて、冬期に入らないうちに、あらかじめ地中に埋設して、凍結期にこれを測定して、地中温度の鉛直分布を知る方法である。この方法は冬期間連続して地中温度を測定するのに便利である。また凍上量も同時に測定できる。

以上のような方法によって地中の0℃の深さを求めるが、実測調査では最も寒気の厳しい年の凍結深さを求めたことにはならないので、設計に際してはこれを補正しなければならない。

設計の基礎になる凍結深さを設計凍結深さと呼び、これは次式によって求める。

$$D_i = D_a + 1.9 \times D_b$$

$$n = D_i \sqrt{\frac{F_{\max}}{F_i}}$$

ここに D : 設計凍結深さ (cm)

D_i : 上記の方法で求めた0℃の深さを土層が全て砂質土であるとして換算した凍結深さ (cm)

D_a : 0℃の深さまでのうちの砂質土層の厚さ (cm)

D_b : 0℃の深さまでのうち砂質土層以外の土層の総厚 (cm)

$F_{\max}$: その地方の最近10年間の最大凍結指数 (°Cday)

F_i : 調査した年の凍結指数 (°Cday)

(土質研究室)

4.2 積雪時切土長、大法面の小段幅、法長、植生等について

(日本道路公団金沢建設局)

解 答

この問題に関する研究、あるいはその報告書類は現在非常に少なく最近(昭和43年度)実施されたものとして財団法人高速道路調査会が対雪道路構造に関する研究報告書:路側余裕巾と法面に北陸地方における既設道路等の内切取法面、自然法面で、植生状況、小段幅、法長についての調査結果があるのでこれは参考にされたい。

(新潟試験所)

4.3 積雪3.5m程度における理想的な防雪工の構造および斜面勾配と屋根勾配との関係について

(石川県専門検査室)

解 答

防雪工の構造を決定するためのなだれ荷重は斜面勾配積雪深、植生、気象条件等により千差万別であ

り、積雪深のみでこの構造について論ずることはできない。したがって現在、理想的な設置箇所、構造物（スノーシェッド、杭、橋、階段工等）あるいは、その構造を決定するための一手法として、これに必要な斜面の諸条件を電子計算に入れ合理的かつ経済的に選出する方法が建設機械化協会、対雪附帯設備スノーシェッド分科会により、なだれ対策施設設置計画手法が考えられているのでこれを参考にされたい。

次にスノーシェッドを建設する場合の斜面勾配と屋根勾配の関係についてであるが、屋根にかかる荷重を少なくするためには、両者共勾配は等しくすることが理想である。しかし、斜面勾配が 30° 以下であればこれが可能（スノーシェッドの屋根勾配は 10° 前後と言われているがサンドクッション等により勾配を上げることができる。）であるが、これ以上の勾配になると構造上、不安定であり、かつ不経済でもある。また、計算で両者の勾配の差が大きくなると衝撃荷重が増大するため、極力スノーシェッド直前の斜面勾配は屋根勾配に等しく取ることが必要である。しかし、たとえば 50° の斜面を無理にスノーシェッド直前で 30° 以下にし、この間の距離が短い場合、なだれがジャンプし直接スノーシェッド上に衝突する事がありうるので、十分考慮する必要がある。

なおこれらについての文献は、

防雪工学ハンドブック（日本建設機械化協会）

P. SCHAERER: AVALANCHE DEFENCES FOR THE TRANS CANADIAN HIGHWAY AT ROGERS PASS

を参照されたい。

（新潟試験所）

金沢会場

4.4 消雪時における路面の散水量と路面の摩擦について

（日本道路公団金沢建設局）

解 答

路面の雪氷状態と摩擦係数の関係は非常に複雑である。一般に乾燥路面の摩擦係数が湿潤路面の摩擦係数より大きいことはよく知られている。雪氷路面においてもほぼ同様であって表面に水分がある雪氷は乾燥した雪氷よりも摩擦係数は小さい。例えば非常に低温な夜間の氷盤に散水（薬剤散布等、土木研究所報告138号の2、別表2.3）すれば摩擦係数は低下する。しかし一般に日中の雪氷は太陽の直射熱でいくぶん融解して表面水を持っており、特に消雪時にはかなりの水分を持っているので、散水の多

少にかかわらず完全な湿潤状態と考えられる。この状態では散水量を多くすると消雪を促進する外にタイヤ接地部の雪の移動を容易にするので摩擦係数はさらに大きくなると考えられる。

(道路部)

4.5 積雪地帯道路では交通情報、気象情報の収集・伝達の内容、方法について (日本道路公団金沢建設局)

解 答

(1)① 情報の収集

static な情報(例えば道路台帳や工事ヶ所のようなもの)は中央で収集も可能であろうが Dynamic なものは気象にしても交通事故にしても地域的又はもっと小さく個所的なものであり、その収集は気象庁や警察との連絡を密にしなければ得られるものでもなからう。故に完全にするためには相当こまかな収集態勢が要求されるであろう。

② 伝 達

情報の伝達は掲示板や放送によることが考えられるが道路情報用のサテライト局をつくって放送する場合はその範囲如何では電波法又は放送事業法との関係が考慮される。

③ 機器構成

I/O(収集と伝達)の system は具体的な要求の実態と対策の規模がきまれば開発は容易である。

(システム課)

(2) 積雪地帯での道路情報の伝達ということは非常に大切である。情報伝達には2種あり1つは通行車に対する情報の提供であり、他の1つは道路管理者に対する情報の伝達である。前者については通行禁止、除行、路面凍結、濃霧発生、強風等の予報であり現在は情報板によっているが将来は電波利用等も考えられる。管理者に対してはなだれ発生、積雪、路面凍結、強風等の外これらの予測となる情報の伝達が必要である。現在彦根、御殿場では降雪、風速、温度の現況の外路面凍結予報システムを使用中であり、さらに降雪予報等についても一応のシステムは開発されている。なだれ発生予測の研究も進んでおり霧発生の予測についても研究中である。

しかし今後はさらにこれらの予測の精度を向上することが必要であり収集伝達方法についても簡易化、自動化の方向に進めるべきであろう。

(道路部)

5. トンネルの設計施工

新潟会場

5.1 トンネル漏水の調査方法について御教示願いたい

(主 旨)

国道17号線、芝原トンネル(645m)、二居トンネル(1,295m)は現在漏水が著しく、冬期間はつららが下り、交通障害を起しかねない状況であり、漏水防止工を施工するにあたり、漏れを効果的に防止するための工法および施工計画上必要となる調査方法を伺いたい。

(上越国道工事)

解 答 1 現状調査

調査としては次の様なものがあるが、漏水状況によっては各項目の一部のみでも良い。

- (1) 漏水状況の把握(分布および量)
- (2) 覆工のクラック、打継目の状況(分布、変位、漏水との関係)
- (3) 建設時の施工記録(地質を含む)
- (4) 排水設備の現況
- (5) 漏水の水質
- (6) コンクリートの変質
- (7) 覆工裏面の状況および土圧
- (8) 地下水の分布

2 建設時における対策

供用中のトンネルの覆工の亀裂や打継目からの漏水を簡単な方法で止水することは極めて困難である。供用後に漏水を起させないために、建設時にどのような注意を払う必要があるかを述べ、この考えに基づいて供用後の対策工についてお答へする。

建設時において必要なことは掘削に際して、地下水の排除および減少、良質なコンクリートの打設、打継目、排水設備の入念な施工が必要である。施工時の現地条件によって異なるが、一般的に次のことに努力する必要がある。

- (1) 掘削前における地山注入
- (2) 排水トンネル、排水ボーリング
- (3) 薄鉄板、シート類などによる湧水の集中およびその排水

(4) 掘削岩盤面の遮蔽

- (a) シート類による遮蔽
- (b) シート類の岩盤への密着（溶接）
- (c) アスファルト、合成材料の吹付け
- (d) 覆工の二重巻（中間部に遮水剤）
- (e) コンクリートの管工管理
- (f) 止水板の選択および施工
- (g) 排水管の
- (h) 裏込め注入の時期および排水設備の点検
- (i) 打継目の入念な施工

3 漏水防止対策工事

(1) 安全性にほとんど影響しない場合

すみやかに漏水を目立たないように導くことが原則である。

- (a) 漏水箇所の覆工をはづり、これに鉄板またはポリエチレンパイプなどを埋めこんで水抜きする。
水抜管の径は閉塞しないように少くとも5cm以上必要と思われる。
- (b) 削岩機で覆工をせん孔し、背面水の直接排除
- (c) ひび割れをアクリル系樹脂などによる充填
- (d) 覆工表面への防水モルタル、合成樹脂材の塗布、防水材の貼布
- (e) 内装による目かくし、
- (f) 排水ボーリング

(2) 安全性に影響がある場合

水質、水量に問題があり、かつ土圧がさらに増加し、覆工にまで影響があり、安全性にまで影響がある場合には次のようなことを考える。

- (a) 地山注入
- (b) 排水ボーリング
- (c) 排水トンネル
- (d) 覆工および排水設備の再施工

この場合、裏込め注入が必要なことがある。裏込め注入は地山と覆工を密着させて、主動土圧を均等に分布させ、受動土圧を有効に働かせるために行うもので、止水の目的ではない。

地山注入、裏込め注入などを行った時には排水設備の点検、是正をはかる必要がある。

（地質化学部長）

金沢会場

5.2 トンネルのインバート築造の要否の決定方法について御教示願いたい。

(金沢工事)

解 答

インバートは受動土圧が有効に働き、全体として左右の均衡が保てるように、掘工を閉合断面とするもので、この極端なものが円形断面のトンネルとなる。したがってインバートは全断面が閉合された時に始めて効果を発揮するものである。この考えから普通の施工法(インバート打設が最後となる)によるインバートが有効と思われる土圧状態を施工時の状況から判断すると次の通りである。

- ① 支保工に相当の変形を与へたが、アーチ、側壁コンクリートに致命的な障害を与へなかった土圧状態のところで将来の土圧増加を考慮して用心のために設置する場合
 - ② 初期の土圧が小さく、大きい土圧が作用するには相当の時間経過があり、トンネルを閉合断面とする時間的余裕がある場合
 - ③ 土圧が著しく、そのため掘工に破壊は起るが、インバートを含めて掘工を二重巻とする場合(この場合当初より掘削断面が大きくなるので、他の特殊工法、円形断面などとの比較が必要)
- インバート設置の要否を適確に決定することは土圧の推定が極めて困難であるので現状では不可能である。

調査資料および掘削時の地質状況、支保工の変形、湧水の状況から、責任技術者の経験によって、現時点および将来の土圧をある程度推定し、その要否を決定しているのが現状である。

以上の観点からインバートに対して次の様な設計態度が考えられる。

- ① 坑口附近にならべく設置する。
- ② 断層破砕帯、変質した岩石には、側壁コンクリート打設後に、インバート打設のための掘削による著しい土圧増加を来たさないような形状をもった側壁を打設することが必要である。
また掘削時の支保工の変形、湧水などの状況によってインバート設置を決めるべきである。
- ③ 著しくカブリの薄いところ、とくに側方カブリの小さいところではなるべく設置する。
- ④ 前記②で2本のトンネルを建設する場合で、トンネル中心間隔が小なる場合はなるべく設置する。
(段階建設の時は特に必要である。)

(地質化学部長)

5.3 トンネルの換気装置（ジェットファン式）制御方式について御教示願いたい。

（主 旨）

昭和43年12月に設置したくりからトンネルの換気装置はV I計による自動制御を考えていたが、当時V I計の故障が多いことから、設置を見合せた。

その後、V I計の改良型が開発されておれば、他での使用状況と併せて伺いたい。

また、現在どのような制御方式が開発されているか御教示願いたい。

（富山工事・務所）

解 答 1. V I計使用状況

現在、換気を行なわれているトンネルには別表のようにほとんどすべてV I計が設置されている。しかし、故障が多く（古いものは特に）、十分機能を発揮しているものが少ないため、V I計だけを信頼して完全自動制御することには不安があった。従って、従来のものではプログラム（タイマー）による制御を主体とし、V I計は従的なものとしている（プログラム運転下で、許容値を超えた場合に作動或は警報する）例が多かった。

最近設置したV I計で比較的順調に作動している例として、東名の各トンネル、栗子、魚見山、日見、弁天山、風祭などがあげられる。

2. 改良型V I計

V I計の改良については、各社がこれまでの経験をもとに漸次改善しつつあり、全般的にかなりの信頼度がわけるようになってきている。

V I計の改良型として目新しいものとしてレンズ系統の汚れによる指示値の補正が自動的に行なわれるようになってきているものがある。取付後の維持（調整）がかなり少なくてすむといわれている。

（例：日見トンネル）

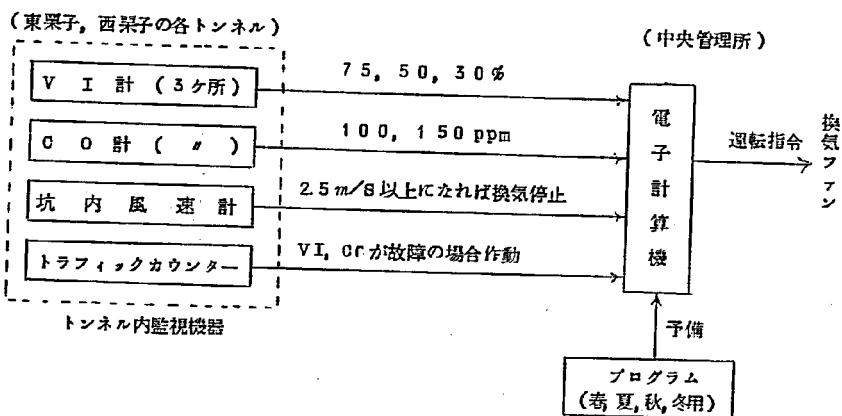
3. 制御方式

換気設備の自動制御方法を大別すれば次のようになる。

① プログラム（タイマー）による制御

② トンネル内監視機器による制御

①の方法を採る場合、V I計、CO計の指示とは無関係に作動するので、必要な換気量は過不足を生ずることがある。換気設備を最も効率良く、経済的に運用するためには②の方法を採るのが理相的である。②の方法を採用している栗子トンネル（東栗子2,376m、西栗子2,675m：半横流式）の例を次図に示す。



縦流式（ジェットファン）の場合は、ふつう両坑口付近に各1台のVI計（或はCO計）を設置して、そのいずれかが許容値を超えたときその方向にジェットファンを運転するという制御方法がとられている。

換気制御方式として、特に新しい方式が開発されたということはない。

トンネル内監視機器の信頼性の向上に伴ない、最近のトンネルでは②の方式に移っており、ほぼ満足のいく制御が行なわれている。なお、ディーゼル車混入率の低いトンネルにあっては、CO計によって制御する必要がある。

（トンネル研究室）