

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第1732号

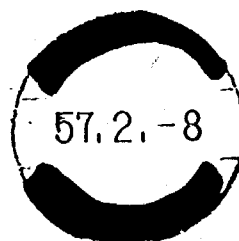
マイクロフィルム第 号

土木研究所資料

四国地建における一日土研資料

昭和56年11月10日(火)～11日(水)

建設省土木研究所

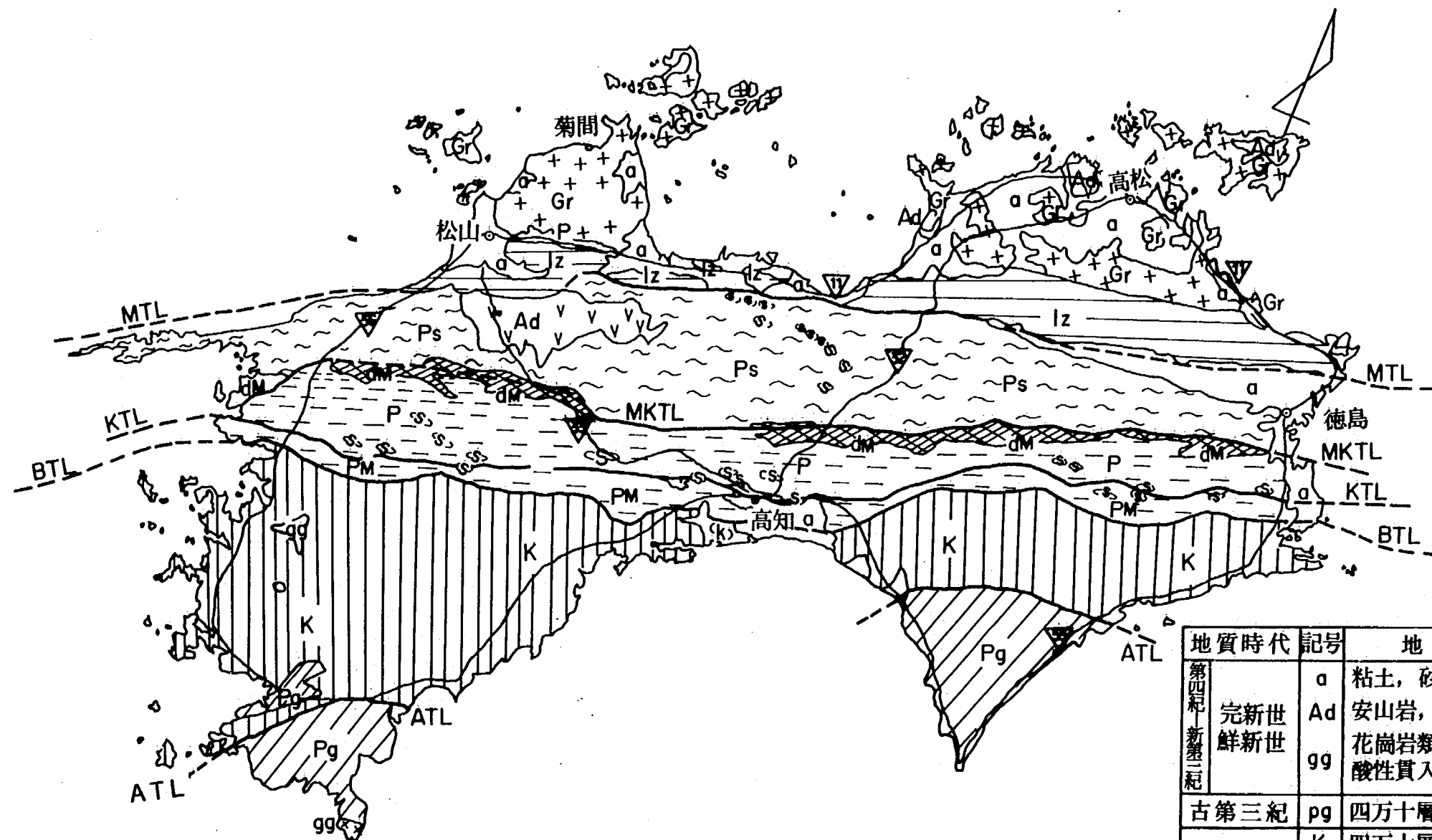


特 別 講 演

「四国の地質構造と土木構造物設計について」

土木研究所地質官

岡 本 隆 一



記号	構造線名
MTL	中央構造線
MKTL	御荷鉾構造線
KTL	黒瀬川構造線
BTL	仏像構造線
ATL	安芸構造線

地質時代	記号	地層名等
第四紀 新第三紀	a	粘土, 砂, レキ
	Ad	安山岩, 玄武岩
	gg	花崗岩類および酸性貫入岩類
古第三紀	pg	四万十層群上部
白 亜 紀	K	四万十層群下部
	Gr	領家花崗岩類
	Iz	和泉層群
中生代初 ~古生代	S	塩基性貫入岩
	Ps	三波川変成岩
	PM	三宝山中古生層
	dm	御荷鉾緑色岩
	P	秩父中古生層

M E M O

M E M O

1. 共 通 部 門 （目次）

共-1	コンクリートに使用するセメントについて	1
共-2	コンクリートに対する有害鉱物について	4
共-3	コンクリートのひび割れ対策について	9
共-4	オープンケーソン（橋梁下部工）の施工について	13
共-5	杭基礎に作用する表層土の土圧作用幅について	14
共-6	場所打杭における鉄筋量変化について	15
共-7	場所打杭先端処理について	17
共-8	矢板打込工法（アースオーガ併用等）による 横方向地盤反力係数の考え方について	23
共-9	構造物に使用する鋼材の信頼性について	25
共-10	仮設鋼矢板の継手効率について	28
共-11	鋼矢板護岸に併設したアースアンカー工法の評価について	30
共-12	矢板土留工法における周辺地盤沈下範囲及びその対策について	34
共-13	置換土の設計方法について	41
共-14	法面保護工について	46
共-15	無振動鉄筋コンクリート取り壊し工法について	49
共-16	無振動無騒音による岩の掘削方法の選定について	51
共-17	油飛散の無いディーゼルパイルハンマについて	53

2. 河 川 部 門 (目 次)

河-1	水防林の効果算定の方法について	57
河-2	市街地開発に伴う流出係数の変化について	58
河-3	内水排除計画検討時の内・外水の生起確率について	60
河-4	治水投資効果の検討について	62
河-5	遊水効果量の評価について	64
河-6	レーダ雨量計の利用状況について	65
河-7	洪水時における流量観測で人手のかからない測定方法について	76
河-8	伏流水の調査について	78
河-9	支川の合流、ポンプ排水による水位上昇について	80
河-10	トンネル工事による地表水への影響対策と回復予測について	82
河-11	潮止堰の堆砂防止対策について	86
河-12	河川改修に際し旧霞堤の取扱いについて	91
河-13	横断工作物(堰)建設に伴う漏水について	92
河-14	漏水対策護岸に止水シートを使用した場合の耐久性について	94
河-15	ブロック張護岸の栗石の効用について	98
河-16	異形コンクリートブロック根固工基礎の考え方について	99
河-17	河口附近における干塩害対策について	102
河-18	河川下流部での赤潮の発生について	105
河-19	海岸施設の評価基準の検討方法等について	106
河-20	海域の汚濁解析調査の進め方について	107
河-21	水質汚濁の予測方法について	109
河-22	形状不良骨材の使用の是非について	111
河-23	地質の異なる岩盤上でのセソ断強度について	113
河-24	ダム基礎岩盤及び骨材にゼオライトが存在する場合の処理方法について	114
河-25	ダム上流の砂防計画を配慮したダム堆砂容量の決定について	116
河-26	ダム洪水吐の構造について	119
河-27	ダム放流値と流量観測値との相違について	122
河-28	貯水池水位の挙動の実態と測定上の問題点について	123

河-29	ダム貯水池内におけるやせ屋根の鞍部処理について	130
河-30	ダムと濁水問題について	132
河-31	生産土砂量の概略推定について	138
河-32	山地崩壊と植林について	139
河-33	河道計画における流出土砂の取扱いについて	140
河-34	土砂地盤上における砂防ダムの設計施工について	141
河-35	地すべり地内における砂防施設計画について	142
河-36	急傾斜工事における「待ち受け擁壁」設計上の設計外力（崩壊土砂等の 衝撃荷重等）の考え方について	143
河-37	土石流対策砂防ダムの天端幅の決定手法について	147
河-38	地すべり活動状況の判定方法について	156
河-39	地すべり対策工事の「ライナープレート集水井」の実施設計上の基本 となる地すべり土圧（偏荷重）の考え方について	157
河-40	貯水池斜面のロックアンカー工法の再緊張について	158

3. 道 路 部 門 (目次)

道-1	交通規制と道路の計画・設計の調整について	161
道-2	地方中心都市におけるリバースブルレーンの実施と効果について	162
道-3	騒音レベルの予測計算手法について	166
道-4	自動車排気ガス対策の今後の動向について	170
道-5	低周波空気振動の調査方法と対策工法について	175
道-6	交通振動防止方法と対策工について	177
道-7	軟弱地盤上の低盛土道路について	191
道-8	低盛土における舗装厚の決定について	193
道-9	舗装設計の考え方について	195
道-10	わだち掘れ対策について	200
道-11	セミブロンアスファルトを使用したアスファルト合材について	208
道-12	舗装修繕について	234
道-13	舗装工（維持修繕工事に伴う路面切削材の再利用）について	236
道-14	コンクリート舗装版のそりと温度の関係について	237
道-15	鋼橋の無塗装表面処理について	242
道-16	道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工について	243
道-17	既設橋の落橋防止装置及び移動制限装置について	244
道-18	落石の跳躍量について	245
道-19	複合擁壁の設計法について	261
道-20	鋼製洞門の補強工法について	264
道-21	トンネル掘削工法（ナトム）について	266
道-22	既設トンネルの拡幅について	269

共-1 コンクリートに使用するセメントについて

(質問)

鉄筋コンクリートに使用するセメントは一般に普通ポルトランドセメントとされているが、省エネルギー及び経済性の面から高炉セメントの使用も考えられ、品質、施工性等からみて高炉セメントの使用はいかなるものか。

又、無筋コンクリート及びマツシブな鉄筋コンクリートについては現在高炉セメントを使用されているが適正な高炉セメントの使用区分(A種、B種、C種)を御教授願いたい。

(河川部 河川工事課)

(回答)

高炉セメントはポルトランドセメントに高炉水砕スラグ粉末を混合して製造され、スラグの混合割合によってA種(混入率5~30%) B種(同30~60%) C種(同60~70%)の3種がある。現在、通常生産され市販されているものはB種だけである。

高炉セメントには普通ポルトランドセメントに比べて次のような特性の違いがある。¹⁾

- (1) 初期強度が低い、長期強度は普通ポルトランドセメントよりも優れている。(表-1)
- (2) 耐硫酸塩性が強く、下水や海水に接する構造物に適する。(図-1)
- (3) 水和熱の発生量が少ない。(表-2)
- (4) 耐熱性が大きく、水密性も高い。
- (5) 乾燥収縮が普通ポルトランドセメントに比べてやや大きい。(図-2)
- (6) ポルトランドセメントに比べてやや低価格である。

省内においては高炉セメントは重力ダムのようなマスコンクリート、防波堤のような海岸構造物に利用されているが、前者は、(1)、(3)、(6)、後者は、(2)、(6)、等の効果を主として期待しているものと思われる。

高炉セメントを普通の鉄筋コンクリートに使えないかという質問であるが、強度、耐久性等の材料の面からは何ら差つかえないと言えよう。ただし、その場合には(1)、(5)の性質を考えて施工時には乾燥収縮ひびわれ等の防止のために初期養生を丁寧に行う必要がある。

建築工事標準仕様書、JASS5-日本建築学会⁸⁾では硬化速度の違いを考慮して型枠の存置時間をB種高炉セメントの場合には、普通ポルトランドセメントの場合よりも平均気温20℃以上で1日、平均気温10~20℃では2日間長くとるように規定している。また、寒冷地における冬期施工においては初期強度が特に小さいので、初期凍害等にも気を付ける必要があろう。

高炉セメントはA、B、C種の順にスラグの含有量が多くなるため高炉セメントとしての特性がはっきりしてくる。

A種はスラグ含有量からして普通ポルトランドセメントとほとんど同等な性質になるのでこれと同様に使用出来るものと思われる。ただし、現行のJISでは普通ポルトランドセメントでも5%までは高炉スラグが混入できるので、A種高炉セメントが今後積極的に生産されるかどうかは疑問である。

高炉スラグの混入率が70%程度であれば長期強度は混入しない場合と同様なものが得られるが、⁵⁾初期強度が非常に低いことを考慮すると、C種高炉セメントは使用するとしても重力ダムのようなマスコンクリートになるであろう。

スラグの含有量が70%にもなった場合、コンクリートの中硬化速度がどの程度早くなるか、今後調査すべき課題も残っているため、現在のところC種高炉セメントを重力ダムに用いた実績はまだ無い。

表-1 各種セメントの物理的性質試験例 ²⁾

各種 物理 試験 結果 の （昭和 54年）	セメントの種類		比重	比表面積 (cm^2/g)	フロー 値	強 さ							
						圧縮強さ (kgf/cm^2)				曲げ強さ (kgf/cm^2)			
						1日	3日	7日	28日	1日	3日	7日	28日
	ポルトランド セメント	普通	3.17	3,260	272	—	140	237	406	—	32	48	71
		早強	3.14	4,420	265	138	247	335	457	35	51	63	79
		超早強*	3.14	5,560	233	236	335	394	471	54	65	74	83
		中熱	3.21	3,160	270	—	96	145	335	—	26	33	63
		耐硫酸塩	3.19	3,510	284	—	137	190	313	—	33	42	60
	高炉セメント	A種	3.08	3,930	266	—	144	221	414	—	35	45	74
		B種	3.05	3,840	268	—	117	188	403	—	30	40	70
		C種	2.99	3,970	266	—	79	163	353	—	22	34	62
	シリカセメント	A種	3.12	3,720	271	—	143	240	391	—	34	46	67
	フライアッシュ セメント	A種	3.07	3,200	276	—	112	205	357	—	27	42	66
		B種	2.98	3,470	278	—	122	192	342	—	31	42	65
		C種	2.86	3,390	278	—	102	167	267	—	28	41	50

表-2 各種セメントの水和熱測定例 ¹⁾

材令 セメント種別	7日	28日	91日
普通ポルトランド	70~80	80~90	90~100
早強ポルトランド	75~85	90~100	95~105
中熱ポルトランド	55~65	70~80	75~85
B種高炉	55~70	75~85	80~90
A種シリカ	65~75	75~85	80~90
B種フライアッシュ	55~65	70~80	75~85

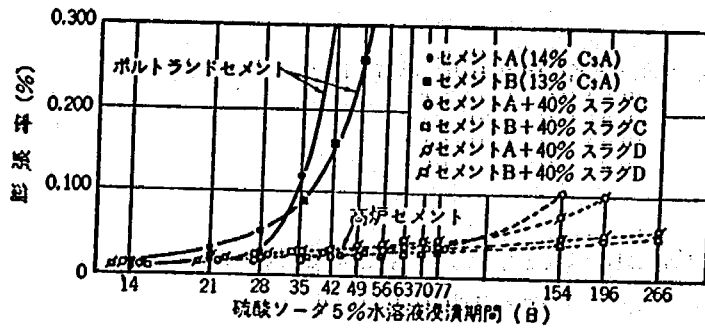


図-1 各種セメントモルタルの硫酸塩による膨張量比較⁴⁾

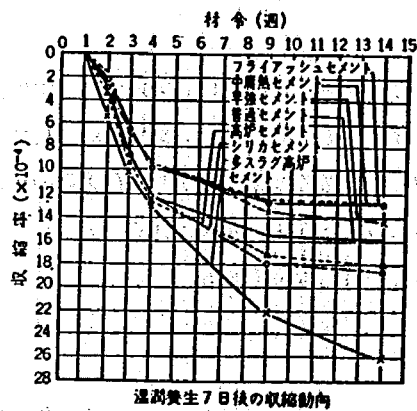


図-2 各種セメントの乾燥収縮測定例⁵⁾

参考文献

- 1) 近藤泰夫他：コンクリート工学ハンドブック，朝倉書店
- 2) セメント協会：セメントの常識
- 3) 建築工事標準仕様書，同解説 J A S S 5 鉄筋コンクリート工事：日本建築学会
- 4) 坂本好史：高炉水砕スラグ粉末，コンクリート工学 Vol. 16, No. 3, 1978
- 5) 中条金兵衛：土木学会論文集 No. 71 (1960).
- 6) 太田実，小野金造，佐取一男：スラグ粉末を用いたコンクリートの品質に関する一試験，土木技術資料 Vol. 19, No. 2, 1977

(コンクリート研究室)

共-2 コンクリートに対する有害鉱物について

(質問)

骨材中に含有する有害鉱物名、検出方法、対策等についてお聞きしたい。

(富郷ダム調査事務所)

(回答)

骨材中における有害物質には大きく分けて4種類ある。すなわち、

- 1) セメントの水和反応を妨げる物質
- 2) 骨材とセメントペーストとの付着を損う物質
- 3) 骨材自身が強度が小さかったり、不安定なもの
- 4) 骨材とセメントペーストとの間で有害な化学反応をひき起すもの

である。以下に主な有害物とその検出、判定方法等を簡単に述べる。

(1) 有機不純物

骨材に混る腐食土、有機質ローム(主として川砂や陸砂中に含まれる)の中には鉱物ではないが、セメントの硬化を妨げるフミン酸やタンニン酸が含まれている。これらの有機物、不純物の試験方法は「JISA 1105 有機不純物試験法」、有害量の判定方法は土木学会コンクリート標準示方書(以下では標準示方書と称す)で示されている。

有機不純物の除去は水洗が最も確実である。

(2) 粘土およびシルト

骨材中に粘土やシルトが含まれると骨材とモルタルとの付着力を小さくしたり、単位水量を高めて乾燥収縮やブリージングを大きくする。

これらの有害物の試験方法は、土木学会規準「骨材中に含まれる粘土塊量の試験方法」、「JISA 1103 洗い試験」等で定められており、その許容限度は標準示方書で規定されている。

(表-1 参照)

著しい乾燥収縮ひびわれを生じた事例等で砂の中にこのような微粒分が過大に含まれたことに起因したことが多い。

骨材を十分に水洗することにより簡単に排除出来る。

(3) 軟石、不安定粒

岩石自体が軟らかいもの、強度の小さいもの、水分の吸出で体積の変化するもの等はコンクリート骨材として不適当である。よく知られている鉱物としては次のようなものがある。

(a) 石炭・亜炭

石炭類は軟らかいだけでなく、水分を含んで膨張する。また、石炭の微粒が多量に含まれているとコンクリートの硬化にも影響する。

石炭類のような比重の軽い鉱物の含有限度は標準示方書に比重 1.95 の液体に浮くものとして規定されている。(表-1 参照)

(b) 雲 母

雲母は組織が薄片状であり、吸水性、へき開性を示すために、大量に含まれればコンクリートの強度及び耐久性、耐摩耗性等に影響を及ぼすとされている。¹⁾

雲母だけの含有量の規格値はないが JIS 碎石、砕砂における骨材の吸水、安定性、すりへり減量等の規格値を守ることによって混入量は制約されるものと思われる。(表-1)

(c) モンモロロナイト

モンモロロナイトは粘土鉱物の一種で、熱変質作用、統成作用、風化作用を受けた流紋岩、安山岩、玄武岩、凝灰岩、砂岩、頁岩などに含まれている。

骨材中にモンモロロナイトが存在すると乾湿の繰返しに伴ってコンクリートに有害な膨張、収縮が起り、また水を多量に吸収するので、寒冷地では凍結融解によるコンクリートの耐久性低下の原因にもなる。

モンモロロナイトは、X線回折試験、あるいは偏光顕微鏡で確認することができる。

モンモロロナイトを含む岩石は一般に比重が小さく、吸水率、安定性試験における損失重量が大きい。²⁾ したがって JIS 碎石、砕砂で規定されているこれらの試験の規格値を満足することで、モンモロロナイトの含有量もある程度制限されてくるものと考えられる。ただし、モンモロロナイトの含有量が10%を超えるようなことが明らかな場合には、その骨材で作ったコンクリートの凍結融解試験や曝露試験も行って総合的な判断によって使用の可否を決めるのがよい。

以上の鉱物の他に第3紀以後に生成された堆石岩類、蛇紋岩化した岩石等もコンクリートの強度不足や吸水膨張によるポップアウトを生ずる恐れがあるので骨材として適さない。³⁾

(4) 反応性鉱物

コンクリートと反応してコンクリートの性質に悪い影響を与える鉱物としては非晶質シリカ、玻璃、沸石、硫化鉄、苦土質石灰岩等が知られている。⁴⁾

これらの鉱物には非常に微量でもコンクリートの耐久性に影響を及ぼすような場合もある一方で、岩石の主体を占めるほど大量に存在してもあまり害もない場合もあり、その含有量だけでは使用の可否が決めにくいという特長がある。以下に個々について説明を加える。

(a) 非晶質シリカ

非晶質シリカ（珪酸）の中にコンクリート中のアルカリと反応し、珪酸アルカリを生じコン

クリートの体積を異常に膨張させ、崩壊に至らせることで有名なアルカリ骨材反応を示すものがある。

このような反応性を示すシリカにはオパール、玉髄、クリストバライト、トリジマイドなどがあり、これらは玄武岩、安山岩、硫紋岩、砂岩、凝灰岩、チャート、フリント等に含まれていることがある。ただし、これらの岩石が必ずしも反応性を示すわけではなく、我が国ではアルカリ骨材反応を生じたことは、むしろ希であるとされている。しかしながら近年は碎石の出現と共に使用される岩石の種類が多様化してきたこと、反応に直接関係のあるセメントのアルカリ含有率が高くなってきていることなどから使用経験のない骨材に対してはアルカリ骨材反応に対する注意もおこななければならないと考えられる。

これらの鉱物は偏光顕微鏡、X線回折等によって検出可能であるが、定量的な評価は試料の採取方法によってもかなり変わるので、有害量であるかどうかはアルカリ骨材反応試験 (ASTM, C 227 骨材の潜在性アルカリ反応試験方法 (化学法) および ASTM, C 289 骨材の潜在性アルカリ反応試験方法 (モルタルバー法)) によって確かめるのがよい。

なお、化学法とモルタルバー法の試験結果の相関をつけることは困難であるが、化学法で得られる溶解性シリカが 100 mmol/l 以下であれば、モルタルバー法でも良好な結果を示し、コンクリート中で有害な膨張は生じないと考えられている。

試験結果の信頼性は試験条件が実際に近いモルタルバー法の方が化学法より高いといわれているが、化学法が3日で試験できるのに対して、モルタルバー法は6～12ヶ月又はそれ以上の期間を必要とする。そこで簡単な化学法で潜在性のアルカリ反応試験を行い潜在反応性ありと出たものだけについてモルタルバー法で確かめるとよい。

化学法やモルタルバー法で潜在アルカリ反応性が認められた場合には、アルカリ含有率が0.6%以下の低アルカリセメントを使用するのが良いとされている。⁴⁾ セメントの一部をボゾランで置き変えた高炉セメント、フライアッシュセメント等はアルカリ度が低く、アルカリ骨材反応に対しては好ましいセメントである。

(b) 玻 璃

ガラスはオパール等の非晶質シリカと同様、アルカリ溶液と反応してガラス粒子が膨張するのでコンクリートのひびわれや崩壊の原因となると言われている。⁴⁾ 黒曜石、真珠岩、軽石等がガラスからなる岩石の代表的なものであるが安山岩や硫紋岩の中にも多く存在する。したがってガラス粒子を含む骨材は現実には非常に多く使われていることになるが、そのために事故を生じたという例は我が国では報告がないし含有量の限界等についてもほとんどわかっていない。

反応機構がシリカによるアルカリ骨材試験と同様であるのでガラスを含む岩石の有害性も、アルカリ骨材反応試験 (ASTM C-289, C-227) でチェックが行える。

なお、ガラスの検出はX線回折では行えず、偏光顕微鏡観察以外にはない。

(c) 沸 石

沸石はアルカリ金属又はアルカリ土金属を有する含水アルミノ珪酸塩の一群の総称であり、30種類以上もの種類がある⁵⁾が、その中でコンクリートに害を与えているものは主として濁沸石（ローモンタイト）である。⁴⁾

ローモンタイトは板状の結晶体であるが乾燥すると結晶水を1/8失なってレオンハルダイトになり体積が1.5%収縮すると共に粉末状になる。すなわち乾湿に伴って体積変化をする。さらにセメント中のカルシウムとの反応も行う。これらの理由のためにローモンタイトを含む骨材を用いたコンクリートは次第に劣化してゆく。⁴⁾

ローモンタイトは火成岩のわれ目や空げき部、砂岩や凝灰岩の膠結物の中などに存在する。

ローモンタイトの存在および大略の含有率等はX線回折で調査できるが、含有限界は研究事例や劣化の生じた事例がまだ少ないので明らかになっていない。恐らくローモンタイトの存在の状態、膠結物であるか細脈状であるかによっても違いが出てくるものと思われるが、膠結物で存在する場合には数パーセントの含有でも劣化を生じる恐れがある。

ローモンタイト含有骨材の安全性の確認は現在のところその骨材を用いて作ったコンクリートの曝露試験の結果あるいは同じ骨材の使用事例を調査する以外にはない。

したがってローモンタイト含有骨材についてはこのような調査結果が得られるまでは耐久性の要求されるコンクリートに用いるのを避けた方がよいと思われる。

(d) 硫化鉄

黄鉄鉱、硫化鉄鉱などの硫化鉱物は骨材中に含まれる水及び酸素の存在下でコンクリート中の水酸化カルシウム、アルミン酸カルシウム等と反応して中性化を促進させると共に硫酸カルシウム、セメントパチルスを生じてコンクリートを膨張させるので有害である。⁴⁾ 我が国でも黄鉄鉱を含む骨材を使用したためトンネルのコンクリートライニングが崩壊した例がある。

含有の有無及びおよその量はX線回折等で求まるが、安全性は曝露試験によって確かめるのがよい。

(e) ドロマイト質石灰岩

ドロマイト質石灰岩がセメント中のアルカリと反応してアルカリ骨材反応と同様な体積膨張を生じたという例が米国及びカナダであり、アルカリ炭酸塩反応と呼ばれている。⁴⁾ 安全性の確認はアルカリ骨材試験と同様である。

我が国のドロマイト質石灰岩の試験例では問題となるような反応は生じていない。^{2) 6)}

表-1 骨材の品質規格

項 目	粗 骨 材		細 骨 材	
	J I S 砕石	標準示方書	J I S 砕砂	標準示方書
比 重 (%)	2.5 以上	タム 2.6 以上	2.5 以上	(同左) -
吸 水 率 (%)	3.0 以下	(同左) -	3.5 以下	(同左) -
粒径判定実積率 (砕石)	5.5 以上	(同左)	5.3 以上	(同左) -
粘土塊量 (%)	-	0.25 以下	-	1.0 以下
洗い試験で失われる量 (%)	1.0 以下	-	7 以下	5(7) 以下
“ (表面がすりへり作用をうける場合) (%)	“	1.0	“	3(5) 以下
有機不純物	-	-	-	標準色以下
塩 分 (%)	-	-	-	0.1 以下
比重 1.95 の液に浮く量 (%)	-	1.0 以下	-	1.0 以下
“ (外観の重要な時) (%)	-	0.5 以下	-	0.5 以下
軟かい石片 (表面硬さの必要な時) (%)	-	5.0 以下	-	-
安定性損失重量 (%)	12 以下	12 以下	10 以下	10 以下
すりへり減量 (%)	40 以下	40 以下	-	-
		舗装35以下		

() は砕石、砕砂の場合に適用する。

- は規定なし。

参考文献

- 1) 伊東茂富：コンクリート用骨材，日本セメント技術協会，1963.
- 2) 土木研究所コンクリート研究室：骨材の化学的安定性に関する試験，土木研究所資料 第1536号，1979.
- 3) 岡本隆一：骨材の岩石学，コンクリート工学，Vol. 16, No. 9, 1978.
- 4) W. C. Hansen : Chmical Reactions, ASTM STP No 169-A
- 5) 片山信夫他：新版 地学辞典 第2巻，古今書院
- 6) 西 晴哉他：ドロマイト質石灰岩のアルカリ-炭酸塩反応，セメント技術年報

(化 学 研 究 室)
(コンクリート研究室)

共-3 コンクリートのひび割れ対策について

(質 問)

このところ、土木構造物は、大型化の傾向にあり、コンクリートの施工計画及びこれに関する設計施工上の留意事項等については、十分検討し施工されなければならないが、反面、現場技術者の実務経験の不足等の問題もあって、事前検討が十分されず、施工に移されるケースが多くなっている。

従って、大型鉄筋コンクリート構造及びマスコンクリートの、ひび割れ対策等の処置は施工段階で検討し、それぞれの対策を構っている場合が多いのではないかと思います。

このような過程によって現場では最善の努力をして施工をしたはずのコンクリート構造物においてもひびわれが発生することがあり、この処置としても、施工後これを取りこわして造り替えることが出来るようなケースはほとんどなくこの対策処理で苦慮することがあります。通常の養生方法によって発生する、このようなひび割れに対し、コンクリート構造物に与える影響を①ひび割れの評価によって判定する方法と②ひび割れの補修方法と③その効果の判定方法について御教示願いたい。

(河川部河川工事課)
徳島工事事務所

(回 答)

1. ひびわれを発見した場合の処置

コンクリート構造物が大型化され、かつコンクリート打設工事が高能率になって急速化されるようになってきた為であろうか、コンクリート構造物の施工中、或いは完成直後にひびわれが発生する事例が多くなってきているようである。それらの多くはコンクリートの水和熱による温度上昇に起因する温度ひびわれであり、質問もこのような温度ひびわれに関する対処の方法を求めているものと思われる。しかしながらコンクリートのひびわれは表-1に示されるように非常に多くの原因によって発生するものであり、その原因が設計ミスや材料の欠かん等によるものであれば、たとえひびわれ発見時のひびわれの規模は小さくとも、構造物の安全性確保を考えて補修、補強をなさなければならなくなり、単なるひびわれの補修だけでは済まされなくなる。したがってひびわれを発見した場合にまず必要な事は原因を正しく把握することである。

ひびわれの原因の解明には、ひびわれの発生位置、形状、大きさ、発生時期、施工方法等に関する情報や、設計図書が必要になる。また、場合によってはコンクリート強度のチェックということも必要になる。これらの情報をもとにひびわれ原因をどのように推定するかについては構造物毎に異なり、具体的には説明しにくいので文献1)、2)等を参照されたいが一般的に言えば柱や梁の主鉄筋直角方向のひびわれや斜めひびわれ、擁壁やカルバート類の長手方向のひびわれは構造的な原因によるものが多い。ひびわれは鉄筋の引張り応力が許容応力度以内であっても発生するのでひびわれがでても微小であれば問題はないが、完成直後に常時0.2mm以上も開

いている場合には特に注意して検討しておく必要がある。

柱と梁に囲まれた壁に生じるひびわれや、擁壁、カルバート類に生じる鉛直方向のひびわれは、温度ひびわれによることが多くかなり大きなひびわれであっても、構造的には問題がないことが多い。

コンクリートに生じるポップアウトや、網目状の極端に大きな乾燥収縮ひびわれ等については、コンクリートに欠陥がないかどうか調べる必要がある。

2. ひびわれの影響と補修の可否の判定

ひびわれ発生原因の調査の結果、その原因が過大な荷重や設計ミスのような構造物の安全性に影響を及ぼすようなものであれば、ひびわれの大小に関係なく、構造物の補強を兼ねた補修の検討を行わなければならない。

ひびわれの発生原因が温度応力、乾燥収縮、コールドジョイント等で、構造物の強度上の問題がない場合には

- (1) ひびわれ部の鉄筋の耐久性
- (2) 防水性
- (3) 構造物の見ばえ

を考慮して補修の可否を決めればよい。

(1)については文献類²⁾によれば極く苛酷な環境条件における場合を除いて鉄筋位置でひびわれ幅が0.2mm以下であれば補修の必要はないとされている。

ただしその構造物のおかれた環境、かぶり厚さ、保護層有無等によってこの大きさは0.4mm～1.0mm程度まで緩和することも出来るとされている。

(2)の防水性の観点からみて補修の必要のないひびわれ幅は0.05mm～0.1mm以下とされている。

(3)の美観の問題については構造物の置かれている環境で決まる性質のものであるから一般論的には述べにくい幅0.1mmのひびわれは、かなり近ずいて注意して見ないと見えない程度の大きさであること、0.3mmのひびわれといえはかなり目立ったひびわれになり、一般の人は半数以上の人が許容出来ないと思うという調査例があることなどが参考になろう。²⁾

3. 補修方法とその効果

ひびわれの補修方法としては次のような各種のものがある。これらは補修の目的、つまり単なるひびわれの消去を目的とするのか、或いは補強効果までも期待するのか等によって使い分けられる。^{1) 2) 3)}

(1) 表面処理工法

表-1 ひびわれ発生の主な原因

分 類	原 因
材料的性質に関係するもの	セメントの異常凝結 コンクリートの沈下・ブリージング セメントの水和熱 セメントの異常膨張 骨材に含まれている泥分 反応性骨材や風化岩の使用 コンクリートの乾燥収縮
施工に関係するもの	混和材料の不均一な分散 長時間の練りませ ポンプ圧送時のセメント量・水量の増量 打込み順序のまちがい 急速な打込み速度 不十分な締固め 配筋の乱れ・かぶり厚さの不足 打継ぎ処理の不適 型わくのはらみ 漏水（型わくからの、路盤への） 支保工の沈み 型わくの早期除去 硬化前の振動や載荷 初期養生中の急激な乾燥 初 期 凍 害
使用・環境条件に関係するもの	環境温度・湿度の変化 部材両面の温・湿度の差 凍結・融解のくり返し 凍 上 内 部 鉄 筋 の 錆 火災・表面加熱 酸・塩類の化学作用
構造・外力等に関係するもの	荷重（設計荷重以内のもの） 荷重（設計荷重をこえるもの） 荷重（主として地震によるもの） 断面・鉄筋量不足 構造物の不同沈下
そ の 他	そ の 他

- (2) 充てん工法
- (3) 注入工法
- (4) 鋼製アンカー工法
- (5) 鋼板接着工法
- (6) 鉄筋コンクリート打足し工法

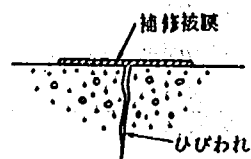


図-1 表面処理工法

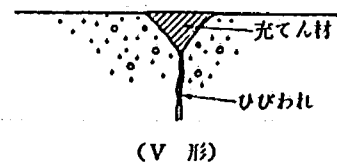


図-2 充てん工法

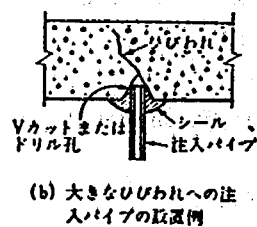


図-3 注入工法

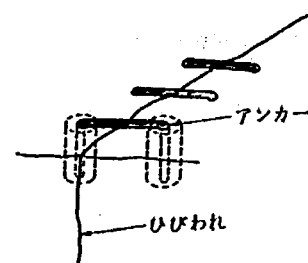


図-4 鋼製アンカー工法

(1)はひびわれに沿ってコンクリートの表面に被膜を設ける方法で、通常は幅が0.2mm以下の小さなひびわれに対して、ひびわれを見えなくすることを目的として用いられる。被膜材料には各種の樹脂が用いられるほかアスファルト塗布やモルタル吹付けが行なわれることもある。

(2)はひびわれに沿ってコンクリート表面をV字またはU字形にはつり、そこに充てん材を詰めて補修する方法である。充てん材には樹脂モルタル、アスファルト、セメントモルタル等が用いられる。(1)の表面処理工法では摩耗、耐食性などの面で不十分と考えられる場合、ひびわれ幅が小さくて(3)で述べる注入工法が不可能と思われる場合に用いられる。

防水効果、耐久性向上の効果は期待出来るが、強度回復は期待出来ない。

(3)は、ひびわれの表面だけでなく、内部まで注入材料を充てんする工法である。注入材料は一般に低粘性のエポキシ樹脂が用いられている。

注入による補修が可能な最小ひびわれ幅は0.2mmまでで、それより細いひびわれは表面でつま

ってしまい注入できないことが多い。1本の注入パイプで注入できるひびわれの長さに限度があり、10～30cm間隔で注入口を設け端から注入していく、温度に合わせた注入材料の選定や注入方法等に熟練が必要である。この方法も防水、耐久性向上の効果が期待出来るが、構造的な強度回復はほとんど期待出来ない。ただし剛性はかなり回復するものと思われる。

(4)はカスガイ型のアンカーをひびわれを跨ぐように取り付け、ひびわれを縫い合わせ、アンカー部はドリルで穴をあけ樹脂で固める工法である。

この工法はひびわれ部の補強を目的として行なわれる工法ではあるが、ひびわれが発生した時のような大きな引張り力が再び働けばアンカー部に又ひび割れが入る恐れがあり、本格的な補強効果は期待出来ないと考えた方がよい。

(5)名前の通り厚さ5mm程度の鉄板をコンクリート表面に接着するもので補強を兼ねた補修ができ、床版の補修等で多用されている。

補強用鉄板は後で防錆塗装をしなければならない。

(6)はコンクリート表面をチッピングして鉄筋を配置し、コンクリートを打ち足す方法であり、補強量が非常に多い場合、圧縮部の補強もしなければならない場合に用いられる。地震被害を受けた橋脚、耐力不足の柱等に多くの使用事例がある。補修後のメンテナンスが不要で、屋外の構造物補修には適するが、カルバート等の場合には断面が小さくなることを考えなければならない。

参考文献

- 1) コンクリート構造物の補修ハンドブック、技報堂出版、1978
- 2) コンクリートのひびわれ調査・補修指針、日本コンクリート工学協会、1980
- 3) 太田実、飯野忠雄：道路橋の補修・補強、コンクリート工学、Vol. 14, No. 12, 1976

（コンクリート研究室）

共－4 オープンケーソン（橋梁下部工）の施工について

（質 問）

オープンケーソンの中詰めは土砂にて埋戻す場合と水に浸されている場合がある。両者の使いわけ及び利害等御教示願いたい。

（徳島工事事務所）

（回 答）

オープンケーソンでは、底盤コンクリート打設後ケーソン本体に周辺地盤からの浮力が作用する。中詰めは主にこの浮上りを防止する目的で行われる。

中結めには、土砂による埋戻しと注水の二方法があるが、両者の利害得失は特にはない。また使いわけについても、地下水位が高い場合には水、低い場合には土砂といった考え方もあるが、明確な理由があるわけではないので、それぞれの現場に応じた方法を用いればよい。

(基礎研究室)

共-5 杭基礎に作用する表層土の土圧作用幅について

(質 問)

斜面上に位置する杭基礎に対する土圧の作用幅について(深礎杭)

- ① 1本杭の場合は杭径の3倍。
- ② 複数杭の場合、杭間隔が3倍以下の時、杭間隔とする。
- ③ フーチングに作用する土圧については、フーチング幅とする。

(深礎杭の設計に関する研究報告書)

上記、3ケースの土圧作用幅に対する考え方は?

(香川工事事務所)

(回 答)

くい基礎は通常くい頭部付近に作用する横方向(くい軸直角方向)の外力に対し、地盤で抵抗する構造物として設計するので、地盤による抵抗作用に関しては古くから研究がなされてきたが、地盤がくいに及ぼす荷動作用についてはほとんど研究がなされていないのが実状である。山岳地の傾斜地盤上に橋梁基礎を建設する事例の増加にともない、本来抵抗とみなすべき地盤が、重力による滑動、崩落のため荷重として作用する場合の生じることを想定して設計すべきことが指摘されるに至り、日本道路公団ではその設計要領に、本質問に関する規定を設けている。

しかしながら、くいのような円形断面に作用する土圧については理論的にも不明の点が多く、また実験によっても実験値のバラツキが大きいため、その予測が難しい。くいの場合にその土圧作用幅をくい径の a 倍とするのは、図-1のような土のアーチ作用や土とくい表面に作用する摩擦力を考慮した結果であると思われるが、 a の値を3とした根拠は必ずしも明らかではない。そのため道路公団においても3Dにより算出した土圧作用幅がフーチング幅より大きくなる場合はフーチング幅で頭打ちとしているようである。

複数のくい群から成る場合にこの考え方を適用すると、同様に aD の土圧作用幅を考える必要があるが、各くいが受け持つ土圧は均等であると仮定すれば、くいの間隔が aD 以下の場合、当然のことながら土圧作用幅はくい間隔としなければならない。

一方、フーチングに作用する土圧については、現在までの土木構造物設計の長い歴史と経験から、二次元土圧をフーチング幅に作用させるのが妥当とされている。

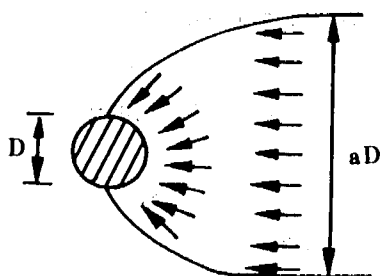


図-1

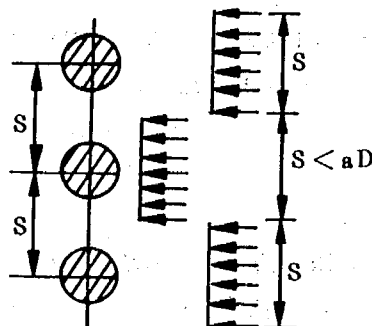


図-2

したがって、ここで問題になるのは、

- (1) 円形断面の構造物に作用する土圧の算定法
- (2) 断面形状が円形、長円形、矩形と変化する場合の土圧作用幅の考え方の整合性である。

まず(2)の問題については

くい径の a 倍を作用幅とする根拠を“地盤のアーチ作用”のみに求めることは、1本柱の場合の矩形断面、長円断面等の柱やフーチングに作用する土圧の作用幅との整合性から相当無理が生じると考えられる。

したがって、曲面状の壁に作用する土圧を三次元問題として解かなければ、この問題に対し解答を与えることはできないが、現在のところ、三次元土圧については特別な場合にしか解が得られていない。その1例によると円断面がその中心に向かって変形しようとする時に円断面の表面に作用する土圧は土の円周方向への応力（環応力）を無視した場合二次元土圧の約2倍近くになる場合が生じる。さらに、ここで考えている土圧は主働土圧であるが斜面上のくいに作用する表層上の土圧を主働土圧とすることにも疑問があるので、当面、道路公団の設計要領を参考に深礎を設計するののひとつの方法かと思われる。

参考文献

道路公団設計要領 第6編（橋梁下部構造・仮設構造物）

（基礎研究室）

共-6 場所打杭における鉄筋量変化について

（質問）

場所打杭の鉄筋量は一般に最大曲げモーメントで設計しているが、杭先端に向かって漸次曲げモーメントに応じた鉄筋量に変化させるべきとする議論があるが、鉄筋量を変化させるとしても何段に

も変えるのは施工性などから芳しくない。従って三段階くらいの鉄筋量変化を考えるのがよいと思うがどの点で変化させるのがよいか。

(道路部 道路工事課)

(回 答)

場所打杭に限らず、曲げを受ける鉄筋コンクリート部材を設計する場合、最大曲げモーメント断面に対する必要鉄筋量を部材全長にわたって配筋することは不経済な設計となる。そこで、実際は何段階か鉄筋量を変化させて配筋しているが、逆にあまり段数を多くすることは施工上好ましくないだけでなく、かえって不経済となる。したがって鉄筋は曲げモーメント分布に応じて適切な段数に配筋する必要がある。

くいにおいて、くい頭部に荷重が作用した場合、くい体に生ずる曲げモーメント分布は概略、図-1のようになる。くい頭から地中部最大曲げモーメント深さ ℓ_m までは曲げモーメント分布はくい頭拘束条件によって大きく変化するため、この部分を含む区間、最低 $1/\beta$ までは最大曲げモーメントに対して配筋する必要がある。 ℓ_m 以深については、曲げモーメントは漸次減少していくため、鉄筋量は変化させるのが適切と考えられるが、曲げモーメント分布の性状は地盤の構成、固さ、くい体の剛性等によって種々異なり、 ℓ_m 以深で急激にモーメントが減少する場合もあれば、徐々に減少する場合もある。したがって、どういった配筋が最適であるかは一概にいえず、それぞれの場合に応じた段数で配筋する必要がある。一般には2～3段程度がよいとされている。なお、鉄筋量を変化させる場合、急激に変化するような配筋は極力避けるべきである。また、定着長についても十分検討する必要がある。

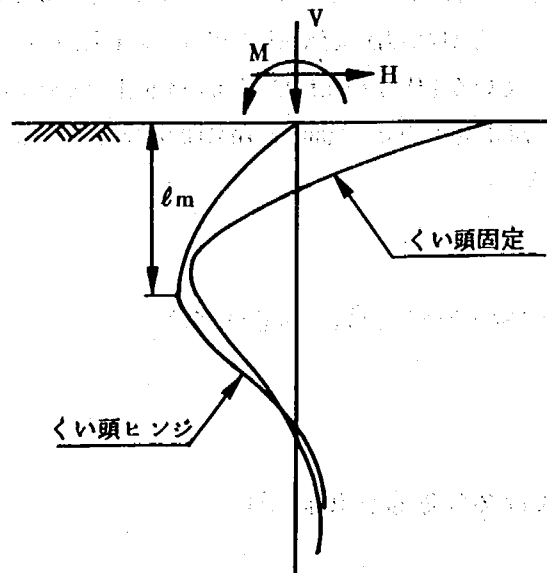


図-1 曲げモーメント分布

(基礎研究室)

共-7 場所打ち杭の先端処理について

(質問)

最近、振動騒音などの公害問題が多くなり、基礎杭などの工事については、公害防止工法として場所打ち杭工法がよく用いられるようになりました。

しかし、この工法について一番問題になるのが、杭の先端部における支持力不足ですので、最近先端処理工法として特種な工法が開発されていれば御説明願います。

(中村工事事務所)

(回答)

1. 場所打ち杭の問題点

場所打ち杭が打込み杭ほど先端支持力が期待できないことは、載荷試験などによって確認されており、その主な原因として次の事項があげられる。

- (1) 削孔に伴う原地盤の損傷および有効上載圧の除去による地盤の緩み
- (2) 孔内水頭不足によって生じるボイリングによる地盤の緩み
- (3) 掘削時の孔壁の崩壊土および土の微粒子など沈澱したスライムの影響

以上の原因の中でも特に(3)のスライムは、場所打ち杭の先端支持力に大きく影響し、次のような弊害をもたらす。

- (1) 初期圧密沈下により支持力が低下する。
- (2) コンクリート中にスライムが混入し、コンクリートの強度が低下する。

これらの弊害を防止するため、スライム処理は、場所打ち杭の建設にあたって不可欠なものとなっており、以下にスライム処理工法についてその種類と特徴をあげる。

2. スライム処理

一般に、スライム処理は、鉄筋、トレミー管挿入前に行なう一般底ざらいと、コンクリート打設直前に行なう特殊底ざらいとがある。

(1) 一般底ざらい

一般底ざらいは、底ざらいバケットを用いて処理する。このバケットは、水密性で支持層を乱さないように爪がなく底部にカットがついている。しかし、バケット引揚げ時の吸引現象により、支持地盤を緩めたり、安定液によってできた泥膜を破損して、逆にスライム量を増加することになるので十分の注意を要する。

(2) 特殊底ざらい

特殊底ざらい工法として、次にあげるような幾つかの工法が現在使われている。

(a) エアリフト工法 (図-1 参照)

本工法は、スライム処理工法として最も一般的な工法である。掘削終了後、トレミー管を所定の位置にセットし、管内面からコンプレッサより圧縮空気を噴射させる。トレミー管内で気泡と水との混合液を作ると混合液の密度が小さくなるため、トレミー管外へ水位より高いところまで揚水できる。この場合、気泡の量を多くすると管内の密度差がさらに大きくなるため、管先端で急激な流れが発生しスライムを排出する。しかし、本工法は、濁水交換などには十分効果があるが最終的なスライム処理としては確実性に欠ける。

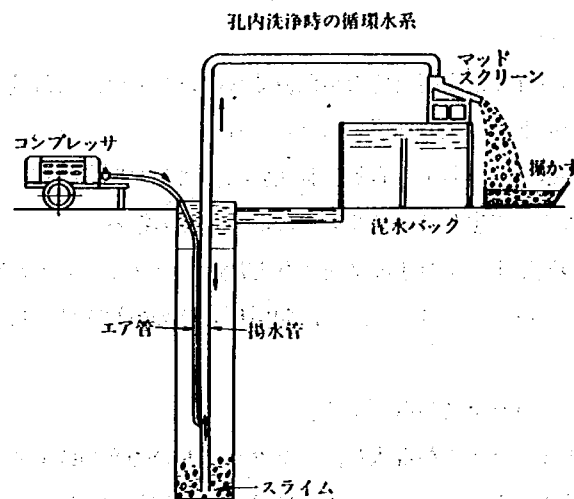


図-1 エアリフト工法

(b) ジェット工法 (図-2 参照)

本工法は、トレミー管の先端部にジェット噴射装置を取付け、コンクリート打設直前にポンプから送水して噴射し、孔底に堆積したスライムを再度安定液中に浮遊させ、ジェットの停止と同時にトレミー管を若干引き上げると、孔底に密着してコンクリートが打たれスライムと置換する。ただし、本工法は、泥水管理がよく、スライム量が少ない場合に効果的である。

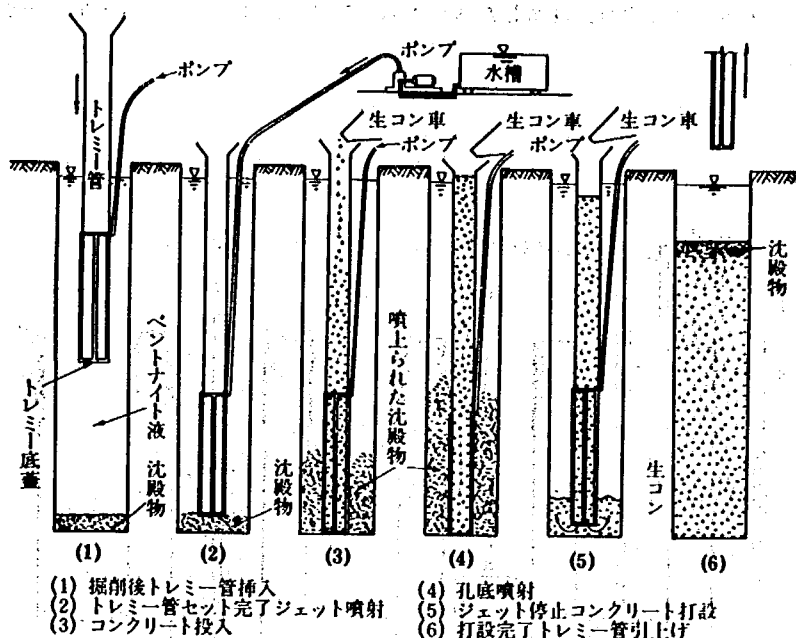


図-2 ジェット工法実施工程

(c) モルタル底ざらい工法 (図-3 参照)

本工法は、一般底ざらい終了後、モルタルシュートを沈降させ特殊モルタルを打設する。次にケーシングに付けたブレードによってスライムと十分混合し、鉄筋、トレミー管を孔底まで挿入しコンクリートを連続的に打設する。しかし、本工法は、モルタルを孔底に入れてそのモルタルを捨てる無駄があり、他の工法より手間や材料費が多くかかる。

(d) ジェット・エアリフト併用工法 (図-4 参照)

本工法は、鉄筋かごの下端に取付けられたジェット噴射用リングとポンプをホースで結び、清水を噴射させてスライムを舞い上げ、トレミー管によるエアリフトにより泥水槽へ還元させる。本工法は、エアリフト工法とジェット工法を組合わせた工法である。

(e) 攪拌翼付トレミー管とならしモルタルによる方法 (図-5 参照)

本工法は、トレミー管の先端部に攪拌翼を取付けスライムをトレミー管の吸い上げ口までかきよせ処理し、その後、ならしモルタルを打設し先端を処理する。

なお、本工法は、次のような特長をもっている。

- (i) トレミー管先端に攪拌翼を具備するので密に沈澱堆積したスライムを孔底の広い範囲で除去できる。
- (ii) ならしモルタルにより、沈澱したスライムを抱込み、またコンクリートと泥水が直接接しない。

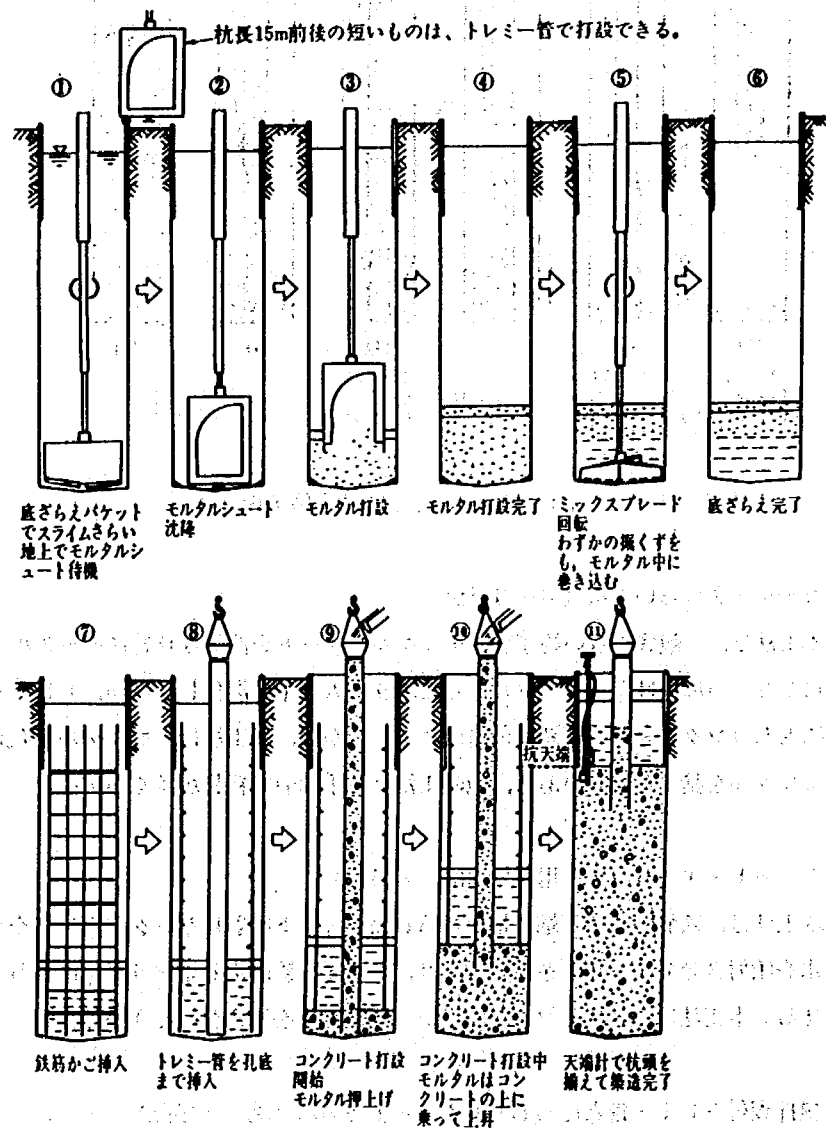


図-3 モルタル底ざらい実施工程

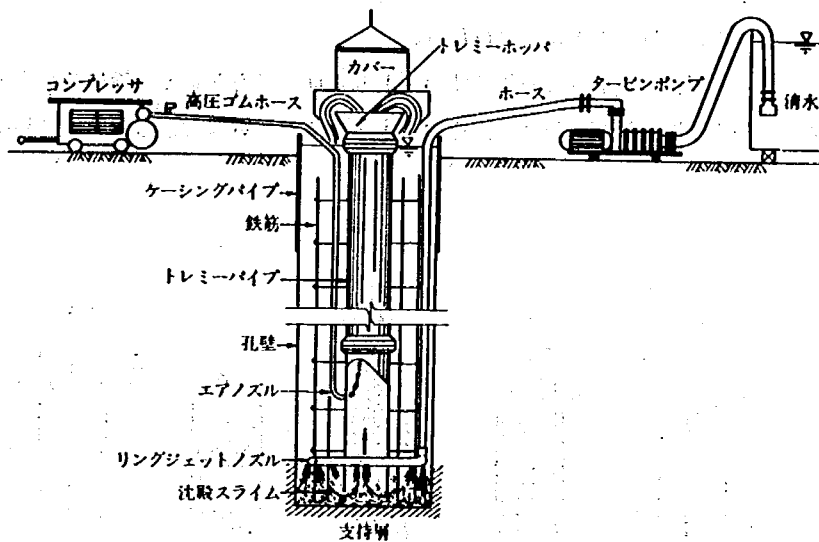


図-4 ジェット・エアリフト併用法

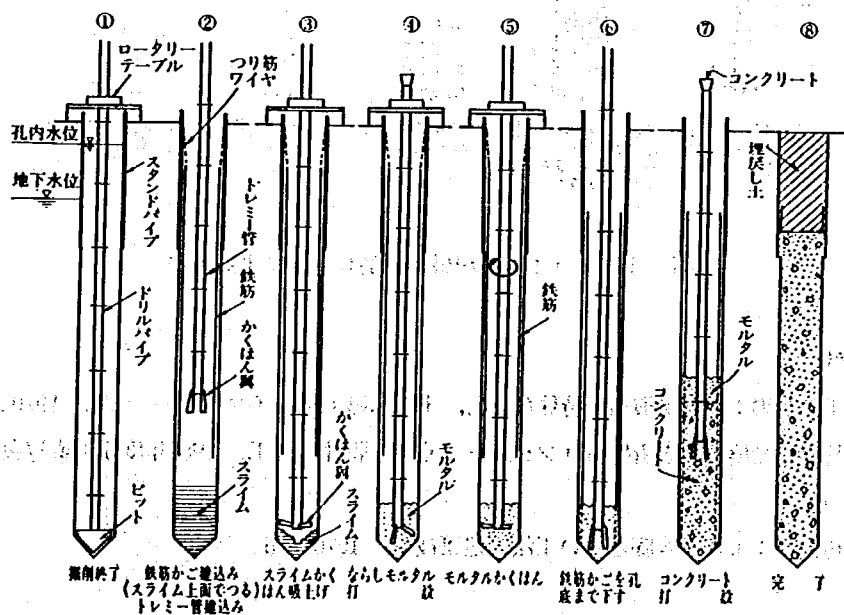


図-5 攪拌翼付トレミー管とならしモルタルによる方法

(f) スライム処理併用掘削ビットによる方法 (図-6 参照)

本工法は、掘削兼スライム攪拌用ビットを用い図-6のように施工し、スライム処理は、回転して吸い上げることにより行なう。

また、本工法は、トレミー管を使わずドリルロッドをトレミー管にそのまま使用できるので、掘削終了後、鉄筋を建込み、そのままスライムが処理できるという特長をもっている。

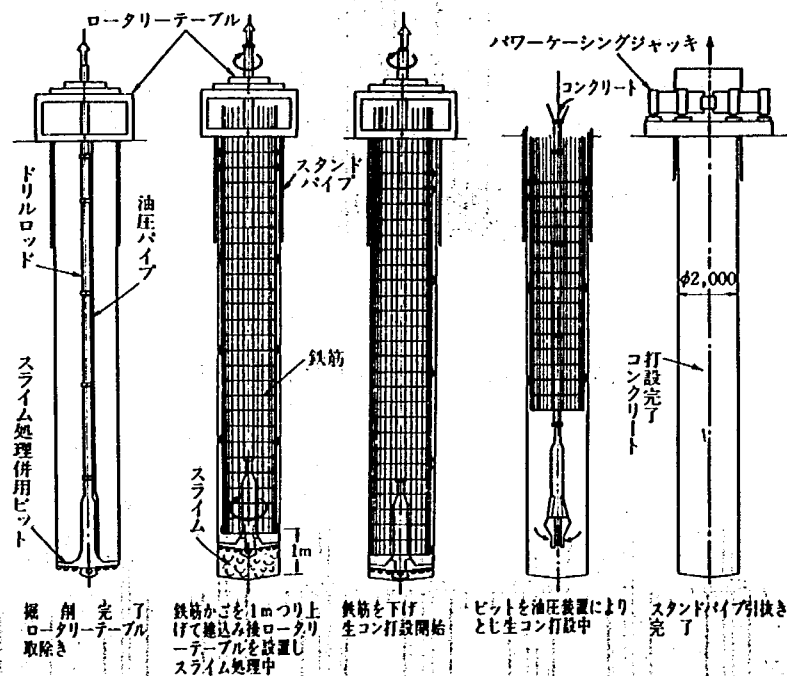


図-6 スライム処理併用掘削ビットによる方法

参考文献

- 1) 土質工学会編：掘削用機械・特殊な掘削，土質基礎工学ライブラリー 17，1979.
- 2) 日本基礎建設協会：場所打ちコンクリートぐいの設計と施工，1980年度定例講習会テキスト，1980，6.
- 3) 京牟禮和夫：モルタル底ざらい工法，建築技術，1970，5.

(施工研究室)

共-8 矢板打込工法（アースオーガ併用等）による横方向地盤反力係数の考え方について

（質 問）

最近、無騒音、無振動工法にて、アースオーガ併用等で施工する場合がある。この場合、パイプロ工法を1と考えた場合、横方向地盤反力係数の考え方について。

（徳島工事事務所）

（回 答）

指摘のとおり、最近低公害工法としてアースオーガ併用の矢板打ち込み施工例が各地で、見られる。そもそも、横方向地盤反力係数については、比較的研究成果の充実しているくい設計の場合は別として、矢板等の連続体に適用するには、本工法の場合はもとより、通常打込工法の場合においても、明確に説明されている訳ではない。通常は、 $E_0 = 28 \text{ N}$ により求められた地盤の変形係数から、 $k_0 = E_0 D^{-3/4}$ により、 $D = 100 \text{ cm}$ の場合の k_0 を求めて、さらに $k = k_0 y^{1/2}$ で補正したあと、この k 値を $1/4$ に低減して使うケースが多いようである。道路土工指針では、標準的な値として粘性土 $0.5 \sim 2 \text{ (kg/cm)}$ 、砂質土で $1.5 \sim 3 \text{ (kg/cm)}$ という範囲が示されているが、もともと k 値は幅や形状効果等の影響によって複雑に変化するものと考えられるので、矢板の場合の k 値の信頼性について過大評価するのは適当でないと思われる。

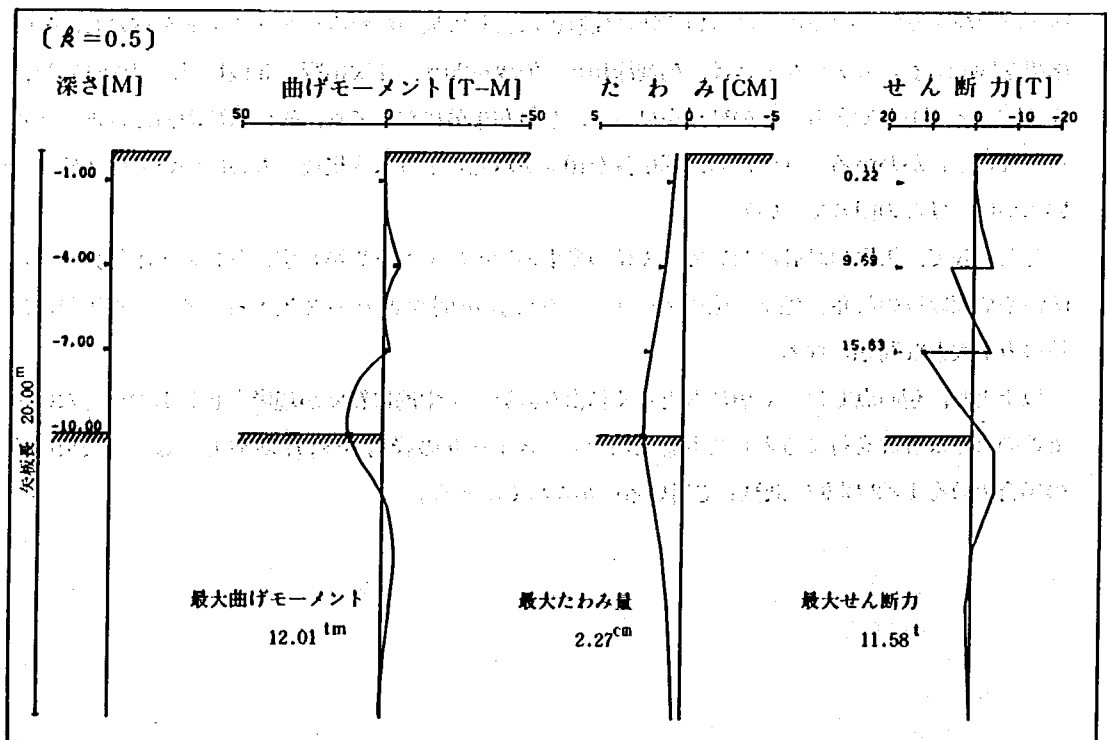
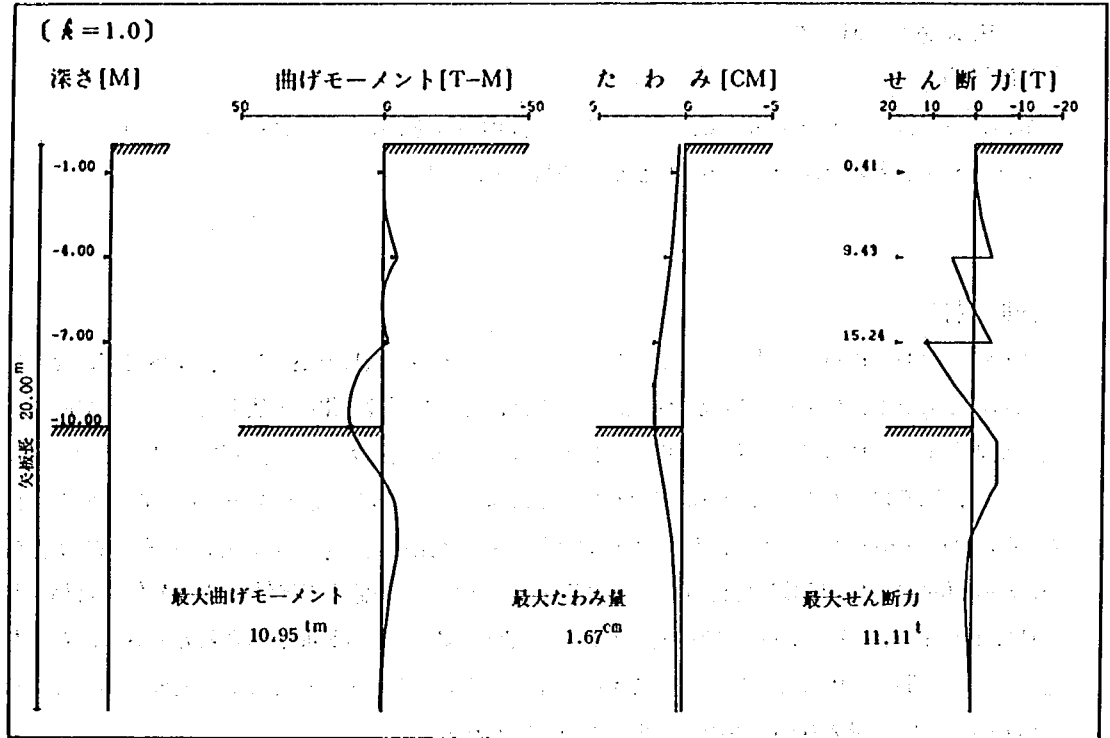
さらに、矢板の設計に対して、 k 値がどのくらいの影響を与えるかを見るために、 k 値を 0.5 kg/cm 及び 1.0 kg/cm の場合について弾塑性解析により矢板のたわみやモーメントを試算し、その結果を図に示す。モデルケースは、掘削深 10 m 、矢板長 20 m 、4次掘削、3段切梁、IV型矢板、 $\phi = 30^\circ$ 、 $r = 1.7$ である。この結果を見ると、 k 値が半分になっても、矢板の断面力はほとんど変わらないことがわかる。（ただし、掘削深が 10 m を越えるような大規模なものについての k 値の影響についてはこの限りでない）

したがって、矢板の設計において、 k 値の多少の変動はあまり影響せず、むしろ土圧係数や矢板剛性や切梁段数の設定、地下水位やアースオーガの孔が弱点となって生ずるパイピング現象の対策の方が大きな問題となる。

以上より、現時点では、 k 値にもとづく精密な計算は工学的に精度が現場と必しも対応しないのでこのような計算を行なうとしても施工法やアースオーガの径等を適宜勘案し、通常の矢板打込の場合の値を $1/2$ 程度に低減して用いるのが妥当であろう。

（徳島工事事務所）

計 算 例



(基礎研究室)

共－9 構造物に使用する鋼材の信頼性について

(質 問)

矢板護岸等永久構造物に矢板、タイロッド材等を使用する場合にはどの程度まで鋼材の防食対策をしなければならないか。

(徳島工事事務所)

(回 答)

鋼矢板や鋼管矢板などの鋼材は、それらの置かれた環境によって腐食傾向が全く異なる。そこで腐食の観点から河川を河口部や潮上がりする下流部の海水域と、さらに上流側の淡水域とに分けて考える。

(1) 海 水 域

鋼矢板の腐食に関しては、運輸省港湾技術研究所が全国の港湾において調査し、次の結果を得ている。

H・W・L上 0.01～0.03mm/年

H・W・L 0.10～0.12mm/年

H・W・L～海底泥面 0.02～0.05mm/年

(注) 腐食速度は鋼矢板の両面の値である。ただし、カタログ厚さを基準として腐食速度を求めている点に注意が必要である。

一方、東京湾での鋼管杭の腐食防食試験(建設省土木研究所、関東地方建設局が実施)では、片面の飛沫帯より上で0.02～0.03mm/年、飛沫帯で0.3～0.6mm/年、海水中で0.05～0.3mm/年、海底土中で0.05～0.10mm/年の腐食が観測されている。

対策のひとつとして腐食減厚分を腐食しろとして見込む方法があり、海水中及び海底土中を対象にして用いられることが多い。(腐食しろ＝腐食速度×供用年数)腐食しろの基準例を下に紹介する。

港湾構造物設計基準 (日本港湾協会)	両面についての腐食速度の標準値 (近く改訂される見込みである) (単位 mm/年)		
	海 中	H・W・L以上	0.3
		H・W・Lと海底間	0.2
		海底泥層中	0.05
	海 土 底 中	残留水位以上	0.05
		残留水位以下	0.03

さらに、他の防食法を併用して腐食しろを少なめにする方法もある。すなわち、海水中部分については、腐食しろを2mmとし、アルミ合金陽極を用いた流電陽極方式の電気防食法を用いることが広く行われており、信頼性の高い方法として推奨されている。

アルミ合金陽極の鋼矢板等への取付けは、主として水中溶接により行われるが、この場合、各矢板等の電気的な接続を十分に行わなければならない。(タイロッドも同様である)

流電陽極方式による電気防食の原理は、海水中におけるアルミ合金陽極の電位が鋼より著しく卑(マイナス側)で、両者を電気的に接続してやれば、鋼の代りにアルミ合金が溶出して鋼の溶出即ち腐食を防止できることにある。

アルミ合金陽極は通常10年から20年の耐用年数で設計されることが多いが、陽極の補充により容易に耐用年数を延長できる。

電気防食の設計は、防食電位を -770 mV (飽和甘汞電極基準)より卑とし、防食電流密度を海中部 100 mA/m^2 、海底土中部 20 mA/m^2 とするのが標準的であるが、海水の水質や潮流の速さ等により変わり、東京湾では、海水中：初期 140 mA/m^2 、平均 70 mA/m^2 、海底土中：初期 25 mA/m^2 、平均 12.5 mA/m^2 、矢板等の背面土中：初期 12.5 mA/m^2 、平均 6.3 mA/m^2 が適当であるとの調査結果を得ている。なお、電気防食法の防食率は90%以上期待できる。

飛沫帯では腐食速度、孔食傾向ともに大きいので、特に長期耐久性を要する場合には、頂部より平均潮位まで鉄筋で補強したコンクリートでラッピングし、海水中部、海底土中部及び背面土中部に対しては上記の電気防食を行うことが適当と考えられる。この場合用いるコンクリートの品質は、富配合で水セメント比の小さい良質のものとし、コンクリートのかぶりの厚さを鉄筋より7cm以上確保するようにしたい。

コンクリートラッピング以外に厚膜塗装や有機質ライニングを用いる方法もあるが、鋼管矢板の場合は、打込み時の防食被覆の損傷が殆んど継手部に限定されるため、水中硬化型塗料やベトロラタム防食テープ等による現地補修が可能であり実験も行われているが、矢板の場合は損傷面積が大きいため適用困難である。防食被覆の中には鋼矢板や鋼管矢板に適用できないものもあるが、鋼管杭の飛沫帯及び干満帯に適用する防食技術に関する研究を建設省土木研究所と鋼管杭協会が協同で実施した結果、表-1に示したような各防食被覆の長所、短所が明らかにされている。

表-1 鋼管杭の防食被覆の長所、短所		
防食被覆の種類		
防食被覆の種類	長所	短所
厚膜塗装	施工が簡単で、コストが安い。	耐候性に劣り、長期間にわたっての防食効果が期待できない。
有機質ライニング	耐候性に優れ、長期間にわたっての防食効果が期待できる。	施工が難しく、コストが高い。
水中硬化型塗料	水中で硬化するため、打込み時の損傷が少ない。	耐候性に劣り、長期間にわたっての防食効果が期待できない。
ベトロラタム防食テープ	現場で施工できるため、コストが安い。	耐候性に劣り、長期間にわたっての防食効果が期待できない。

表 - 1

防 食 系	代 表 的 な 仕 様 例			長 所	短 所
	防 食 材 料	被膜厚さ ^{mm}	施 工 法		
塗 装	厚膜型無機ジソクリッチ ペイント+タールエポキシ	0.70	塗 装	1. 施工が容易で、 補修しやすい 2. 美装効果が大 きい(エポキシ) 3. 防食効果の割 に経済的である 4. 実績が多い	1. 長期の防食は 期待できない 2. 衝撃に弱い (クロスの併用 により改善され る)
	厚膜型無機ジソクリッチ ペイント+エポキシ	0.45			
	厚膜型有機ジソクリッチ ペイント+タールエポキシ	0.70			
	厚膜型有機ジソクリッチ ペイント+エポキシ	0.45			
有機質 ライニング	エポキシ系レジンモルタル	5	塗 装	1. 耐久性、耐衝 撃性に富む 2. 施工が比較的 容易である	施工管理に注意を 要する
	ポリエチレン	5	押し出し	工業的に大量生産 可能で、安価であ る	1. 管以外への適 用はむずかしい 2. 黒色に限定さ れる
無機質 ライニング	セメントモルタル	100	型 枠	使用実績が多い	1. 現地施工以外 はむずかしい 2. 衝撃に弱い
	鋼製型枠+セメントモル タル	型 枠 10 セメント モルタル200	型 枠 (二重管)	特に耐久性がすぐ れている	1. 現地施工に限 られる 2. 高価である
金属溶射	アルミニウム溶射+封孔 処理	0.15	溶 射	防食効果の割に経 済的である	1. 施工管理に注 意を要する 2. 干満帯での使 用には注意を要 する
低合金系耐 海水鋼及び 犠牲鉄板	低合金系耐海水鋼	-	構造材と して使用	1. 耐用年数に応 じた設計が可能 である	適用が限定される
	犠牲鉄板	12	巻きつけ	2. 衝撃に強い	
耐食性金属 材料	チ タ ン	0.5	クラッド	耐食性が特にすぐ れている	1. 高価である 2. 適用が限定さ れる 3. 異種金属接触 腐食に注意を要 する
	モ ネ ル	2	巻きつけ		
	ステンレス (耐海水性)	4			

(2) 淡水域

工場排水等腐食性物質が流入しない通常の河川では、鋼の腐食は小さいので、下記に従い、板厚に腐食しろを加えて設計するのが適当と考えられる。

河川砂防技術(案)	腐食しろを2mmとする
道路橋下部構造設計 指針(日本道路協会)	海水、工場排水などの影響を受けない場合、 腐食調査を行わず防食処理も施さないとき、 常時水中及び土中にある部分(地下水中部 分も含む)に対して2mmの減厚を考える。

(化学研究室)

共-10 仮設鋼矢板の継手効率について

(質問)

従来鋼矢板の継手効率については、各機関ほとんど60%使用しているようであるが、この値を向上させる事が出来ないか。自立式であればいくらかの効率低下が考えられるかも知れないが、地梁腹起しで実施する場合はほぼ考慮しなくて良いのではないかと。御教示願いたい。

(徳島工事事務所)

(回答)

仮設構造物に使用する鋼矢板は継手が壁体中心線上にあるため、壁体が曲げを受けるときに生じるせん断力に起因して内側と外側の矢板が継手部分ですべることがある。このため、継手が完全に結合した場合の矢板断面剛性を使用すると危険になるので、設計にあたっては一般に継手が完全結合した場合の断面係数を継手効率を乗じることにより低減している。

たとえばIV型のU形鋼矢板を図-1のように組合わせた場合、継手部が完全に接合されている場合の1m当りの断面2次モーメントは $31,900\text{ cm}^4/\text{m}$ であるが継手部でせん断力が伝わらないとすると $9,225\text{ cm}^4/\text{m}$ と約1/3に低下する。通常は継手同志の摩擦力によりある程度のせん断力を伝えることができるので道路土工・擁壁・カルバート・仮設構造物指針では完全に接合した場合の60%の断面2次モーメントを使うように規定している。

継手効率を高めるためには、継手におけるずれ変形を抑制することが必要となり、その対策として継手部の溶接、グラウトなどが考えられるが実際の施工を考えると現実的ではない。また、腹起しや切梁の使用は、せん断変形の抑制に根本的に貢献するものではないので、これにより継手効率を向上させることは無理である。護岸擁壁のように矢板頭部を枕ばりで連結する場合には継手にお

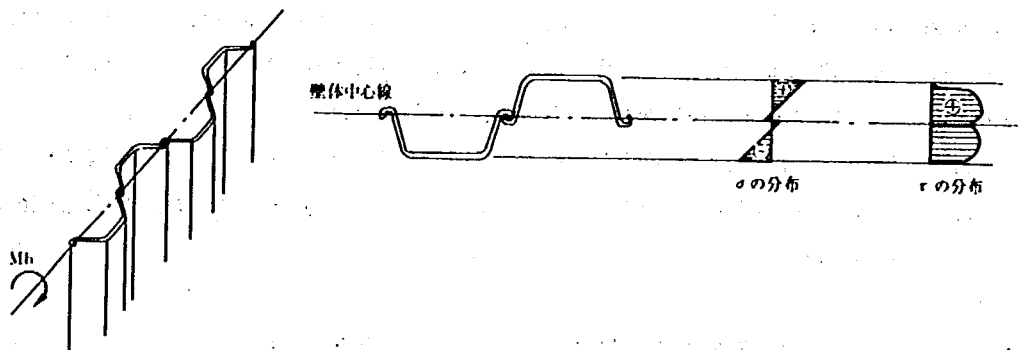


図-1 曲げを受けた矢板の応力分布

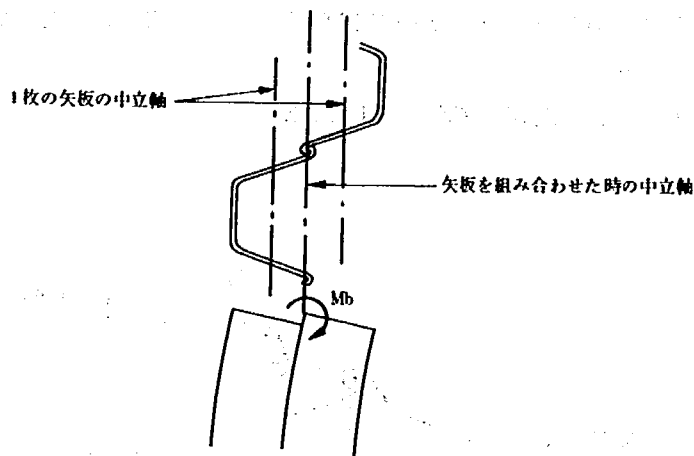


図-2 継手がせん断によるずれを生じた場合の変形

けるせん断変形がかなり抑制されるので継手効率は向上しているものと解される。

継手効率については必ずしも十分な研究がなされているわけではないがU型矢板を対象とした現場計測のデータなどから通常の土留め掘削においては道路土工指針に規定した効率を使用するのが妥当と思われる。

(基礎研究室)

共-11 鋼矢板護岸に併設したアースアンカー工法の評価について

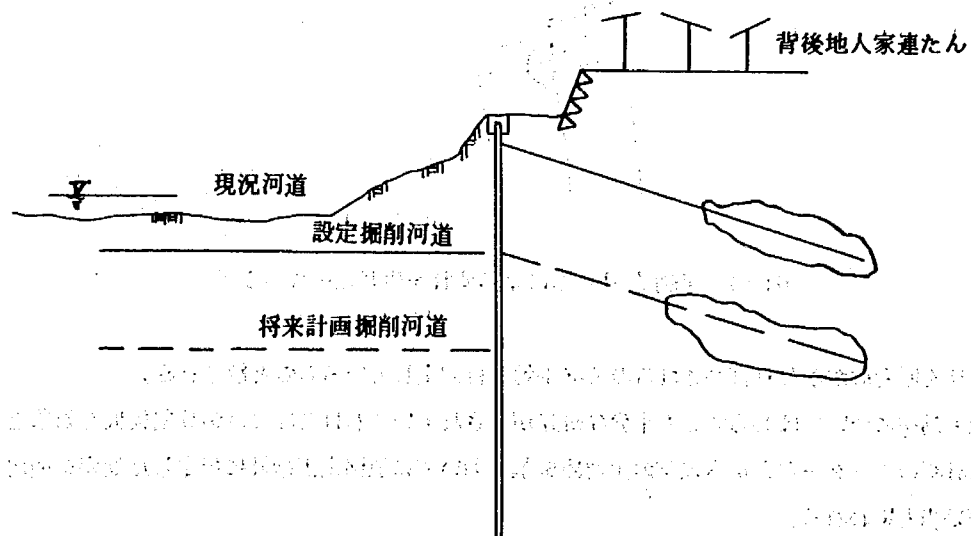
(質 問)

鋼矢板護岸に併設したアースアンカー工法において、別図のように矢板前面に河道掘削計画があって、これを段階的に施工したいと考えています。そこで暫定河道掘削の場合は、上段アースアンカーは暫定河床高における、仮想地盤を設定して応力計算を行いアースアンカーを併設したい。

又将来においては河道を計画断面として掘削する場合には下段にアースアンカーを増設することとしたい。このような条件下における、アースアンカー工法の耐力の評価及び設計施工上の留意点について御教示願いたい。

(例えば)

- ① アースアンカーの耐久性はどの程度と評価すべきか。又鋼矢板護岸とアースアンカーの耐用年数は同程度と見做して良いか。
- ② 将来計画河道掘削時には、上段のアースアンカーは施工後数年経過した後に再度前面の応力解放することになる。この場合設計耐力を当初設計どおり評価して下段のアースアンカーを増強して良いか。又このようにアースアンカーの施工時期が大幅に異なる場合の設計の考え方及び条件設定は如何にすべきか。
- ③ アースアンカー施工後定着部の補強する工法はないか。



(河川部河川工事課)

(回 答)

1. アースアンカーの耐久性について

永久構造物にアンカー工法を用いる場合は、その大半がロックアンカーであり、アースアンカーが用いられる例はあまり多くない。その主な原因は、一定のアンカー力のもとにおける長期の地盤内のクリープ量を予測することが現状において困難なためである。従って、アースアンカー工法は、山止めなどの仮設構造物に用いられる例が圧倒的に多い。

アースアンカー工を永久構造物として採用する場合には、アンカーを定着する地盤は岩盤（土丹を含む）、非常に密な砂レキ、砂などを対象に考えるのがよい。ゆるい砂地盤や粘性土地盤などは、現状においてクリープなどの問題がよくわからないので、永久構造物としてのアースアンカーの採用は避けるのが望ましいといえる。

構造物をアンカーにより安定させるときには、アンカーの耐力のほかに構造物、アンカー、地盤の全体を含めた構造系についての安定を検討する必要がある。安定計算の方法は構造物の形によって異なるが、山止めのような土圧を受ける構造物では外的安定計算と内的安定計算の両方について検討しなければならない。

外的安定計算は図-1に示すような円弧すべり法で行うのが一般的である。すなわち、円の中心をいろいろ変えて、アンカー先端の外側を通る種々のすべり面を考え、これらの安全率のうちの最小値を外的安定計算における円弧すべりに対する安全率とする。安全率の値は一般に1.2～1.5とする。

内的安定計算は図-2に示すように、アンカーと山止め壁根入れ部分の仮想支点との間の深いすべり面の安定計算を意味する。内的安定計算の方法として最も一般的に行われているものにKranzの簡易計算法などがある。アースアンカーの設計方法については省略するが、詳しくは「アース・アンカー工法-付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準案-」（土質工学会編）などを参照するとよいと考えられる。

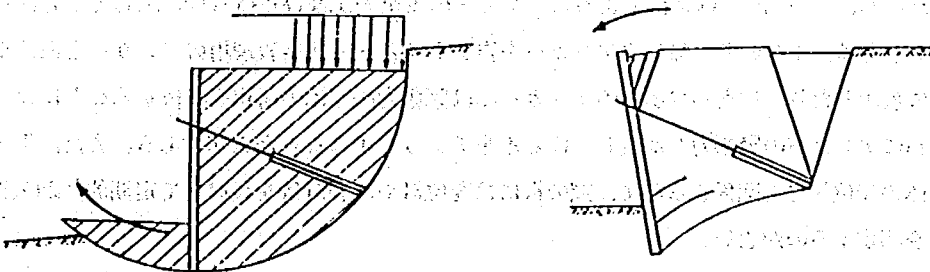


図-1 外的安定で検討すべき破壊

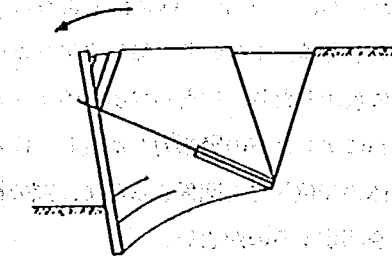


図-2 内部安定で検討すべき破壊

(スベリによる地盤破壊) (深いスベリ面における破壊)

地盤条件の良い場合には上記のような点を考慮して設計すれば一応問題を生ずることは少ないと考えられる。従って、アースアンカーを永久構造物として用いる場合には綿密な土質調査を行い、地盤条件をよく確認したうえで構造物を設計するのがよい。しかし、現地の地盤条件は必ずしも一様でなく、また施工条件などによってもアンカーに加わる力などが異なることもあるので、アンカー施工後にアンカーの経時的な耐力を確認するうえで現地におけるアンカーの再検査ならびに再緊張をある期間をおいて実施することが望ましい。そのためには数本の複数アンカーをあらかじめ設置しておき、そのうちのフリーなアンカーを検査や機能テストに用いてアンカーの耐久性をチェックするのが最も好ましい方法であるといえる。

アンカーの耐久性について、もう一つ考慮すべきものとして腐食の問題がある。地盤がアンカーに有害な腐食を生じさせる恐れのある場合や永久アンカーを含めて長期（6ヶ月以上）に使用する場合は、引張り材自由長部だけでなく、アンカー頭部やアンカー体定着部などにも腐食を行う必要がある。

現在一般に用いられている永久アンカーの防錆処理としては、まずアンカー引張り材の自由部に対してはポリエチレンのシースをかぶせ、内部には防錆材（プロコート等の油脂）を注入する方法がある。また、アンカー引張り材の定着部に対してはアンカー体グラウト材のかぶりを十分とること（最低2cm、3cm以上あることが望ましい）、及びグラウト用水に有害な水を使用しないことなどの配慮が必要である。さらに、アンカー定着金具には鋼製の蓋をして内部には防錆材を注入する等の方法が考えられる。

以上のような対策を行えばアンカーの耐用年数はかなりあると考えられ、少なくとも鋼矢板と同程度の耐久性はあると判断される。

2. アースアンカーの施工時期が大巾に異なる場合の設計の考え方

一般に、地盤条件がよく適正な設計、施工がなされたアンカーであれば、数年程度の経過であればアンカー耐力自体には大きな変化はないと考えられる。従って、下段のアースアンカーの増強は可能であると思われる。

ただし、この場合に次に示すようなアンカーの安全施工及び維持管理に関して十分注意を払う必要がある。すなわち、最初のアンカーを施工するときに維持管理用のアンカーをあらかじめ余分に設置したり、代表的な箇所のアンカーには緊張力測定用の荷重を設置することによって、定期的にアンカーの緊張力を測定し、ゆるみをチェックすることが大切である。また、鋼矢板護岸自体の変位なども関係するので、鋼矢板には変位計や傾斜計等を設置して定期的に鋼矢板の変形量を測定するのがよい。

そのような測定結果にもとづき、異常が認められないことを確認したうえで次のアンカーを施工する。この場合、鋼矢板やアンカーに設置した変位計、傾斜計及び荷重計などを用いて測定を行い、施工中の安全性を確認するのがよい。さらに、アンカーの耐力及び性状の変化を確実に知

るために、最初のアンカー施工時に余分に設置したアンカーを用いて引張り試験を実施し、第1回目の掘削と第2回目の掘削とでアンカーの耐力に違いのないことを確認しておくことも大切である。なお、複数のアンカーで支持する場合の具体的な設計方法は「アース・アンカー工法一付・土質工学会アースアンカー設計・施工基準案一」（土質工学会編）に示されているので、それを参照するとよい。

3. アースアンカー施工後の定着部の補強工法

アンカー施工後、再びアンカー体を補強する工法として、現在我が国で使用されている工法に図-3に示すような工法がある。

この工法は、まずアンカー引張り材の挿入時にマンシュエツチューブと称する合成樹脂製のグラウト用管を挿入し、さらにアンカー体加圧用のバッカーを設置する。（図-3を参照）

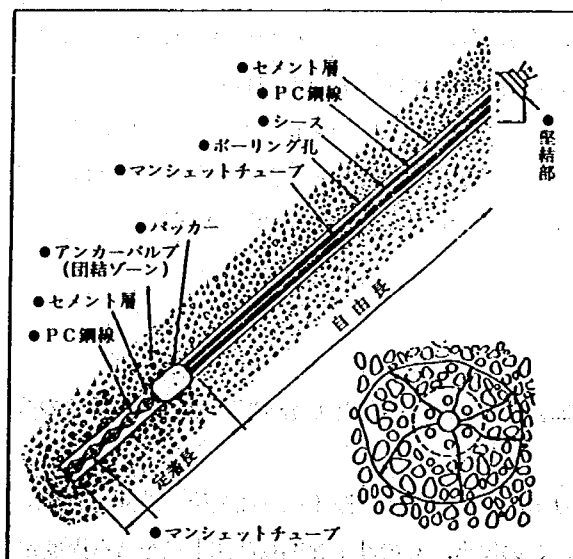


図-3 (上) アンカーの地中における設置状況と砂礫地盤におけるアンカーバルブの形状。(右下) 砂礫地盤における定着グラウトの浸透固結状況と固結バルブの断面

最初は比較的低圧でグラウトを注入してアンカー体を形成する。アンカー施工後、これを補強する必要が生じた場合には、前述のマンシュエツチューブを利用して再び高圧を加えてグラウト材を注入する。これによって、既設のものよりも大きい径のアンカー体が形成され、より大きなアンカー耐力を得ることができる。

グラウトの再注入にあたっては、初めは既設のアンカー体を割る必要があるため、約 100 kg/cm²の加圧が必要で、その後は通常の場合と同じく 20～30 kg/cm²程度の注入圧を加える。

4. アースアンカー工法の留意点

アースアンカーの安全性、経済性、施工性を左右する最も大きな要因はアンカー体の定着基盤の良否である。

一般に、定着基盤は堅固な岩盤あるいはよく締った砂礫地盤であることが望ましく、ゆるい砂地盤や軟らかい粘性土地盤などではアンカー耐力が小さく、クリープなどの問題があるため、アースアンカーの永久構造物への適用は避けるべきである。また、被圧地下水が存在するような箇所では、施工が困難である。従って、アンカーの計画、設計にあたっては、アンカー定着部の基盤の性質をボーリングなどにより十分調査しておくことが大切である。

次に、アンカー施工後の点検、維持管理も重要である。永久アンカーの歴史は比較的浅く、従って長期にわたるアンカーの耐力及び性状の変化について十分な資料は得られていない。また、対象となる地盤や構造物の違いによってアンカーの性質は大きく異なるため、各現場において十分な点検及び維持管理を行う必要があると思われる。

すなわち、アンカー設置時にアンカー頭部をコンクリートで埋めこらさないで、緊張力測定用の荷重計を設置したり、調査用のアンカーを余分に設置したりして、定期的にアンカーの耐力及び性状の変化を調べるようにするのがよいと考えられる。

(土質研究室)

共-12 矢板土留工法における周辺地盤沈下範囲及びその対策について

(質 問)

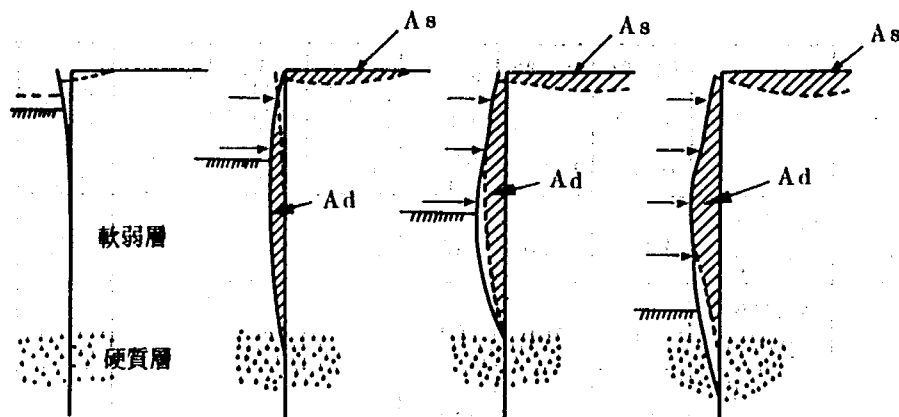
矢板土留工法における矢板の変形及び施工後（埋戻後）地盤沈下によって周辺の建築物に被害の発生した事例が多い。この場合、その沈下範囲及び沈下量のある程度定量的に予測することが仮設計画等の上からも必要となるが、その方法はないか。

(高知工事事務所)

(回 答)

既設構造物の近傍で掘削を行うと、図-1に示すようなはらみ出しや変形が土留め壁に生ずる。この変形やはらみ出しに対して、腹起しや切ばりなどの支保工をいれて押えていくのであるが、掘削後にこれらの支保工をいれるので、掘削中に起った変形を完全に元にもどすことはできない。従って、当然土留壁背面の周辺地盤にも変形や沈下が生ずることになる。

図-2は軟弱地盤における掘削工事に伴う地盤沈下の一般的な性状を示したものである。図から、



As : 地表面沈下による変化土量 m^3/m
 Ad : 鋼矢板の変形による変化土量 m^3/m

図-1 土留め壁の変形と土量の変化

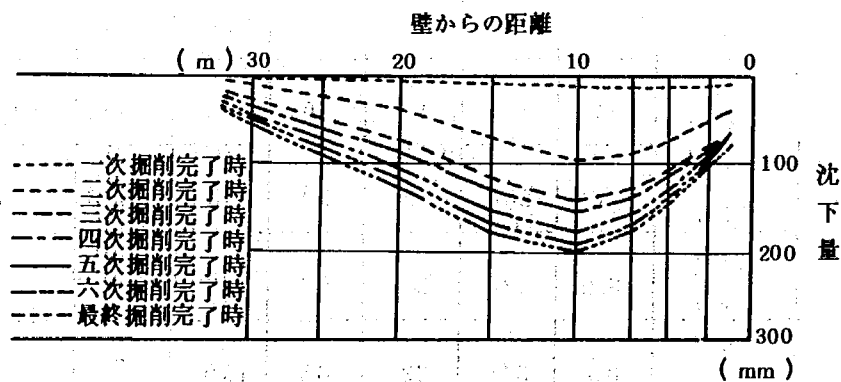


図-2 掘削工事に伴う地盤沈下の一般的性状(軟弱地盤)

掘削が深くなるにしたがい、周辺地盤の沈下量も次第に大きくなっているが、最大沈下量の発生する地点は軟弱地盤では図に示すように土留壁背面より数m離れた地点になることが多いようである。

掘削に伴う周辺地盤の沈下量測定結果を表-1に示す。表から、周辺地盤の最大沈下量は20~30cm程度に達し、しかもその影響範囲は土留壁背面より30~40mにも及ぶことがある。図-3は表-1の結果を整理し、掘削深さHと沈下影響範囲Lとの関係をまとめたものである。これによれば、影響範囲Lと掘削深さHの関係は次式のようになる。

軟弱地盤 $L \div 2.7 H$

超軟弱地盤 $L \div 3.4 H$

表-1 掘削に伴う周辺地盤沈下量測定結果

(電々公社の資料による)

施工事例	土 質	掘 削 深 さ H (m)	影 響 範 囲 L (m)	最 大 沈下量 S _{max} (mm)	土留壁 最大変 位発生 深 H ₁ (m)	最大沈 下量発 生位置 L ₁ (m)	壁変位 面 積 Ad (m ² /m)	地表面 沈下積 As (m ² /m)	比 例 定 数 α
№ 1	軟弱シルト N<2	10.4	31.0	45	75	8.0	0.44	0.42	0.95
№ 2	軟弱シルト N>2	5.0	16.0	80	—	4.0	—	—	—
№ 3	軟弱シルト 5>N>2	8.0	24.0	300	—	4.0	—	—	—
№ 4	軟弱シルト 5>N>2	13.0	35.0	230	—	5.0	—	—	—
№ 5	軟弱シルト 5>N>2	12.0	35.0	30	—	4.0	—	—	—
№ 6	シルト 5>N>2	14.1	32.0	200	0	14.10	2.5	2.7	1.08
№ 7	シルト N≠3	15.1	35.0	48	7.0	7.0	0.44	0.60	1.35
№ 8	シルト N≠3	7.0	20.0	15	7.0	5.5	0.63	0.15	0.24
№ 9	シルト N≠5	8.25	23.5	35	8.25	3.0	—	—	—
№ 10	シルト N≠0	8.5	34.0	22	8.5	10.0	—	—	—
№ 11	シルト N≠0	17.0	58.0	34	—	0	0.70	0.65	0.93
№ 12	シルト N≠0	7.5	25.0	19.5	7.5	6.0	0.24	0.20	1.2
№ 13	シルト N≠0	20.8	37.3	200	13.5	10.11	1.0	3.0	3.0
№ 14	シルト N≠0	"	34.0	167	12.0	10.03	1.0	3.0	3.0

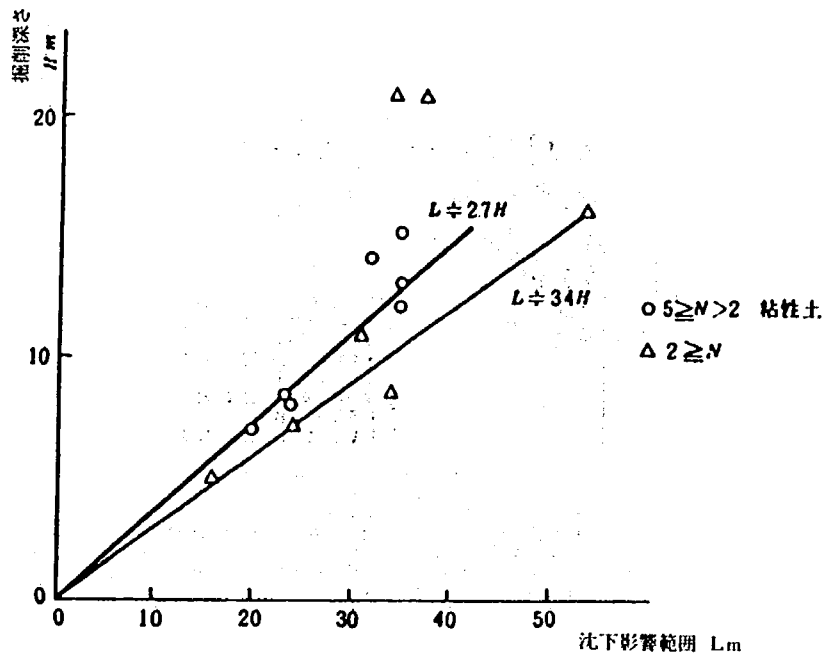


図-3 掘削深さHと沈下影響範囲L

次に、土留壁背面よりどのくらい離れたところで、どのくらいの沈下が起こるのかは、ベック (Peck) の有名な研究があるので、それを紹介すると図-4のようになる。この図によると、IIとIIIの境目の傾域で10mの掘削を行うと、掘削背面での沈下量は20cm程度になり、沈下は40m離れた所まで及ぶことになる。

従って、表-1の測定結果や図-4のベックの研究成果をもとにして、掘削に伴う周辺地盤の沈下量や変形をある程度、予測することは可能である。

また、周辺地盤の沈下や変形は掘削に伴う土留め壁の変形によって起るので、土留め壁のたわみを各掘削段階を追って計算により求め、同時に既設構造物に与える被害を予測する手法も検討されている。掘削による土留壁のたわみを計算する方法としては、仮想支点法や弾塑性法、剛性法などがある。それらの計算法についての具体的な説明は省略するが、現地盤の地層構成や土質の性状が複雑なため、計算によって求めた値が実際の挙動とは必ずしも一致しないことが多い。

そこで、図-5に示すような計測システムを設けて、土留壁及び周辺地盤ならびに近接構造物の挙動をチェックしながら、工事を進めていく方法が最近では多く用いられるようになってきている。

図-6のシステムでは、工事現場においてあらかじめ設置された傾斜計を用いて土留壁の水平変位を測定し、このデータを自動的に測定装置に入力させる。測定装置は、入力させたデータをミニコンピュータに伝送し、ミニコンピュータでは、データとあらかじめ設定された施工管理値と比較

し、この管理値を超えるデータが測定された場合には警報を発するようになっている。

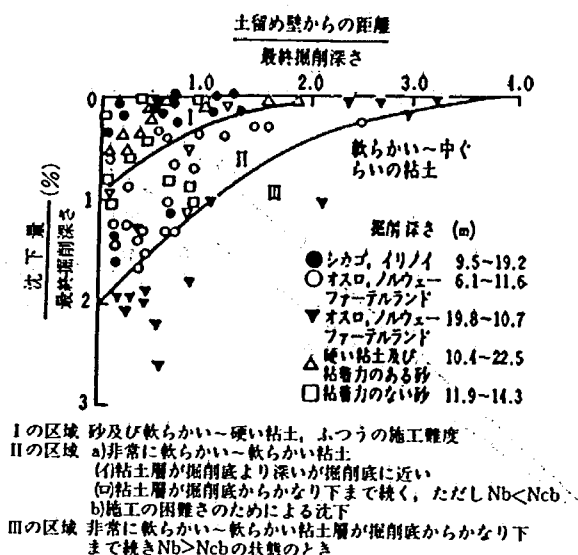


図-4 土留め壁からの距離と沈下量 (ベック)

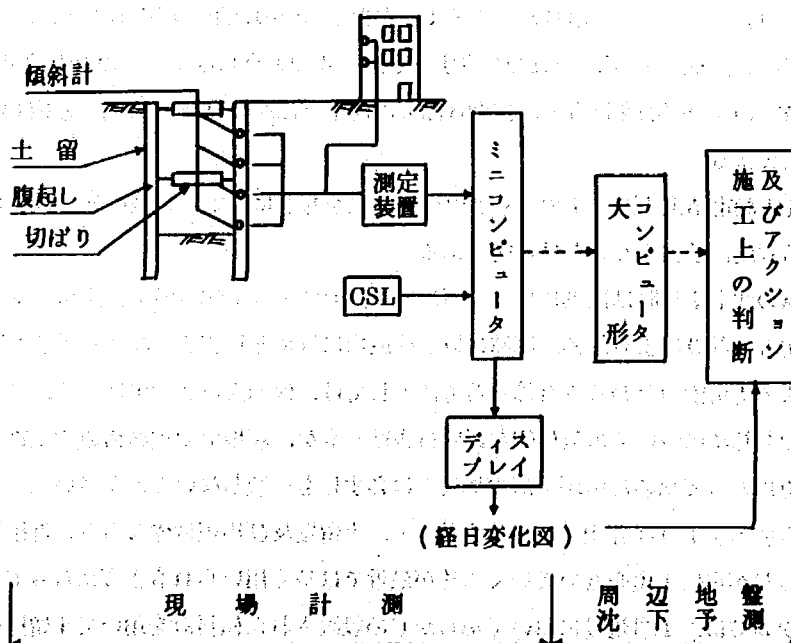


図-6 計測システム図 (電々公社の資料による)

この他に矢板土留による掘削背面の地盤沈下を引き起こす要因として次のものを挙げることができる。

(1) 粘性土のヒービング

ヒービング現象による矢板背面地盤の沈下量は一般にかなり大きくなるので、ヒービングに対する安定には、十分検討をしないてはならない。対策工としては、周辺地盤に対する薬液注入や、掘削底面へ水中コンクリートを打ち、盤ぶくれを抑える等が考えられる。(図-6)

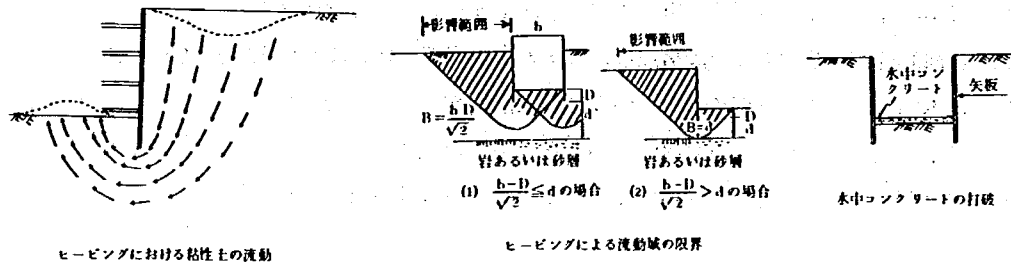


図-6

(2) 砂質土の地下水低下による圧密沈下

根切り工事においては、掘削と同時に排水を行うことが重要となるが、排水にともない周辺地盤の地下水位が低下するため、排水期間が長い場合、低下地下水面以上の地盤の圧密沈下が生じる(図-7)。理想的な一次元圧密状態の場合は圧密量の計算が可能であるが、根切り工事のような掘削排水に伴う圧密量の予想はなかなか困難である。

排水による地下水低下の影響は以外に大きく、山の手台地の河川護岸工事において観測した例では、幅約7.5m、深さ9.7mの掘削排水により、工事箇所からおよそ100m離れた地点でも明らかに工事に起因する地下水面の低下(約1m)が記録されている。この時同時に観測した地盤沈下の記録では、土留め矢板のすぐ近くで約10mm、5m~10m離れた地点で4~6mm、20m離れた地点で0~2mmの沈下であったという。

現在、建設省技術研究会指定課題「橋梁下部工における近接工事の設計施工に関する研究」の中で、この問題を扱っており、鋭意調査研究を進めているので、参考とされたい。

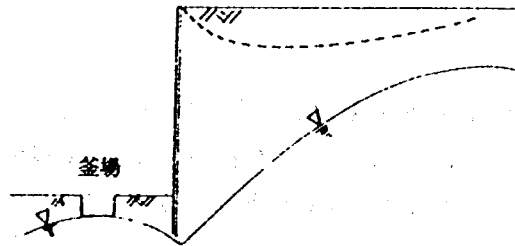


図-7

最後に、近接施工に関する指針をあげると、次に示すようなものがある。

- 1) 日本道路協会；「道路土工・擁壁・カルバート仮設構造物工指針」，昭和52年1月
- 2) 日本道路公団；「設計要領第2集橋梁下部工4-5基礎の近接施工」
- 3) 首都高速道路公団；「既設構造物に近接する基礎構造物の設計施工指針（暫定案）」
- 4) 日本国有鉄道；「近接橋台橋脚の設計施工指針案」 昭和42年3月
- 5) 日本電信電話公社；「電気通信用地下施設防護の処理標準」
- 6) 東京都交通局；「地下鉄構造物に対する近接工事取扱い（暫定）指針」

(基礎研究室)
(土質研究室)

共-13 置換土の設計方法について

(質 問)

1. 軟弱地盤などの不良土質上に擁壁涵渠等の構造物を施工する際に不良土を良質土に置換える工法をとった場合、その荷重分布角度はどのように考えたら良いのか、また、水平土圧が作用する場合荷重分布角度に水平土圧を考慮するのか。
2. 置換え工法にかわる工法として、現位置地盤改良工法が考えられるが、この工法の採択基準について。

(高知工事事務所)

(回 答)

1. 道路土工・擁壁・カルバート・仮設構造物工指針¹⁾では、軟弱地盤を掘削して良質な材料に置き換え基礎にする場合の荷重分布角度について文章では明確に述べていないが、図-1²⁾、図-2²⁾を掲載しており、荷重分布角度として 30° を採用している。

また、道路橋示方書・同解説³⁾Ⅰ共通編、Ⅳ下部構造編では、圧密変位量を求める場合の地中応力分布は、図-3に示すように深さ Z における地中応力 $d\sigma_z$ を地中応力が直線的に

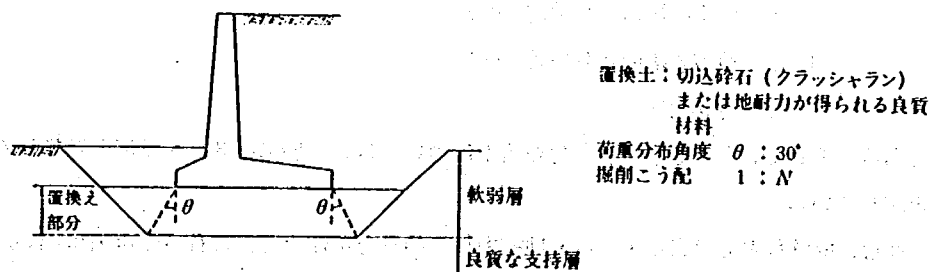


図-1 軟弱地盤における置換え基礎の例

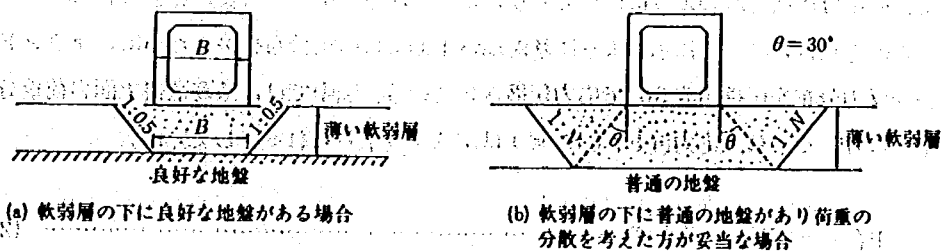
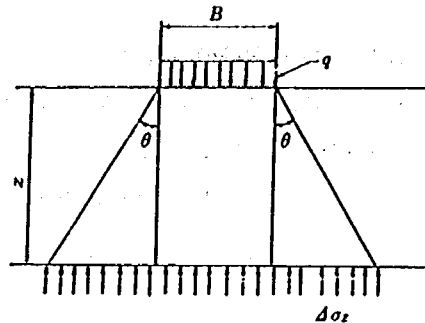


図-2 置換材の形状



図一 3 地中応力の分布

分布するという仮定に従う慣用計算法によって、次式より求めている。

$$\Delta\sigma_z = \frac{q \cdot B \cdot L}{(B + 2Z \tan \theta)(L + 2Z \tan \theta)} \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 $\Delta\sigma_z$: 載荷荷重に基づく地盤内の深さ z における垂直応力の増分 (kg/cm²)

z : 地表面からの深さ (cm)

B : 荷重の幅のうち短辺 (cm)

L : 荷重の幅のうち長辺 (cm)

θ : 分布角度

である。そして、ただし書きで「分布角 θ については、一般には $30 \sim 35^\circ$ と見なしてよい」と記している。

通常、擁壁などでは自重・土圧・地震力などの外力が作用し、これらの合力は偏心かつ傾斜している。しかし、上記の指針・示方書には偏心傾斜荷重に対する荷重分散法について明記されていない。

ところが、港湾の施設の技術上の基準・同解説では、偏心傾斜荷重に対する支持力の項目⁴⁾で、荷重分散法を次のように述べており、この方法を準用してもよいと思われる。

この方法は、図一 4 に示すように基礎地盤上面での荷重分布を得るために、マウンド上面の底面反力分布を伝播角度 30° で応力伝播させている。図中では、基礎地盤上面の荷重分布は台形となり、その最大応力度 P'_1 (t/m²) は次式より求められるとしている。

$$P'_1 = \frac{b}{L} P_1 + r'_1 D \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 R : 荷重の合力 (t/m)

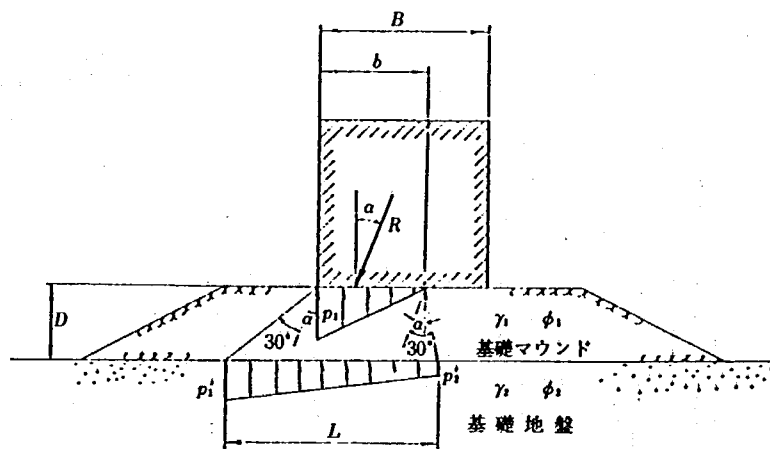


図-4 荷重分散

α : Rの傾斜角 (度)

e : Rの偏心量 (m)

γ'_1 : 捨石の水中単位体積重量 (t/m^3)

D : 捨石のマウンドの厚さ (m)

B : 捨石マウンド上面での堤体幅 (m)

b : 捨石マウンド上面での底面反力分布幅 (m)

$$\text{三角形分布: } b = 3 \left(\frac{B}{2} - e \right)$$

$$\text{台形分布: } b = B$$

L : 基礎地盤上面での荷重分布幅 (m)

$$L = b + D \{ \tan(30^\circ + \alpha) + \tan(30^\circ - \alpha) \}$$

2. 現位置地盤改良工法とは、石灰やセメントなどの改良材を軟弱地盤土と混合して固化する工法であると考え、ここではその工法を混合処理工法と呼ぶことにする。

混合処理工法の採択基準の一例として、泥炭性軟弱地盤対策工指針（案）の中に泥炭性軟弱地盤上に盛土を築造する際の対策工選定手順⁵⁾として記載されているフローチャートを図-5に示す。

選定作業は、いくつかの条件を十分考慮して検討をすることになるが、対象となる現地の条件はそれぞれ微妙に異なるので、図-5に従った流れで画一的に対策工を決定することなく、

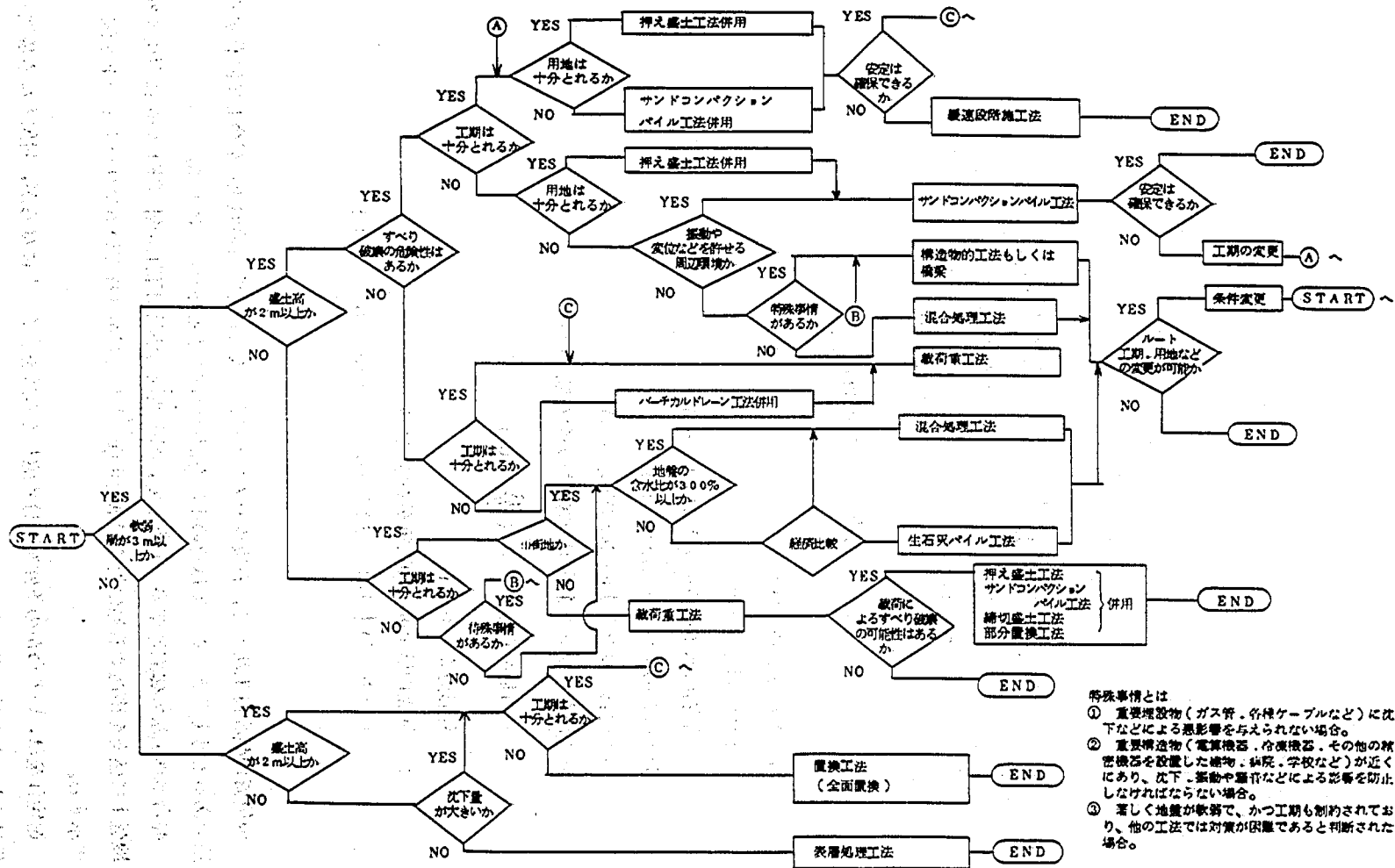
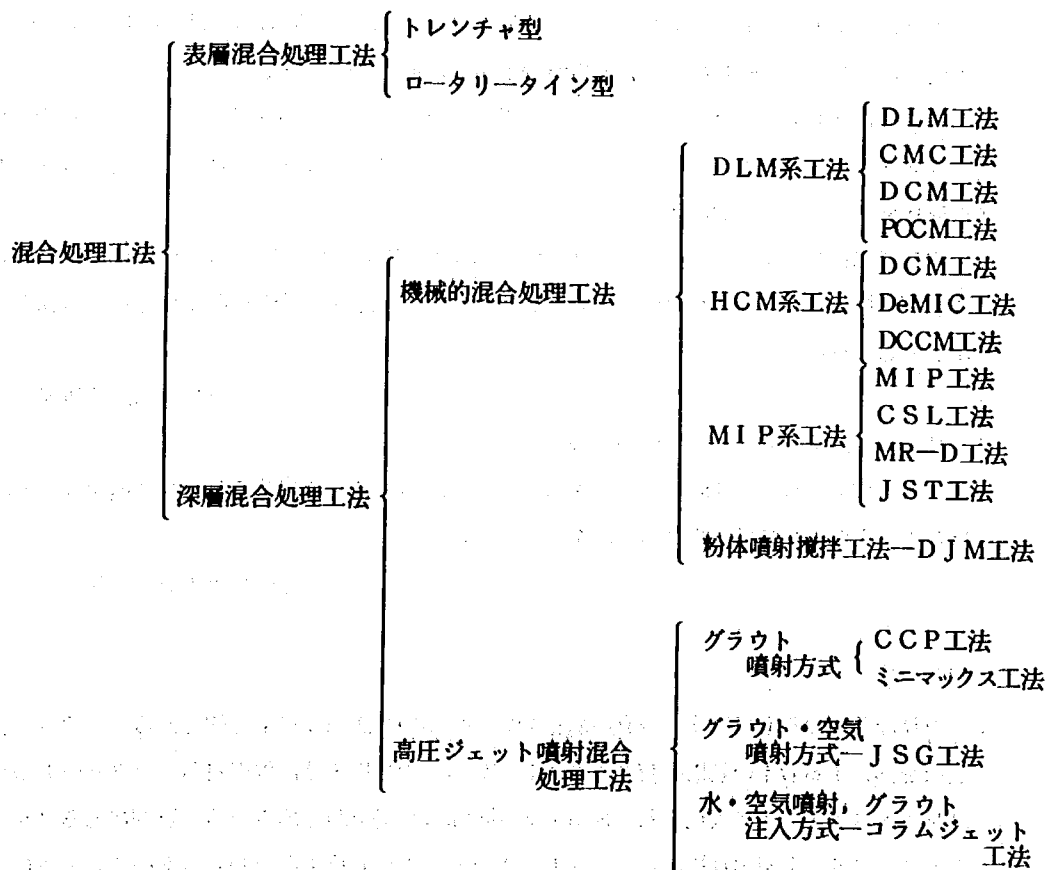


図-5 泥炭性軟弱地盤の対策工選定フローチャート

現地条件に最も合った工法を選ぶようにしなければならない。時には2つ以上の工法の併用も考えられる。

また、仮に混合処理工法が選択されたとしても表-1に示すように多くの工法が現在ある⁶⁾ので、改良目的、地形、土質、環境、経済性などを考え決めるべきである。

表-1 混合処理工法の分類



参考文献

- 1) 道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針 昭和52年1月 日本道路協会 p73
- 2) 同上 p102
- 3) 道路橋示方書・同解説 I 共通編 IV 下部構造編 昭和55年5月 日本道路協会 p176~p179
- 4) 港湾の施設の技術上の基準・同解説 昭和54年3月 日本港湾協会 p5-7~5-11
- 5) 泥炭性軟弱地盤対策工指針(案) 昭和56年3月 北海道開発局 軟弱地盤対策工研究会 p64~77
- 6) 新しい軟弱地盤処理工法 近代図書 p38

(施工研究室)

I S S N 0386—5878

土木研究所資料第1732号

マイクロフィルム第 号

土木研究所資料

四国地建における一日土研資料

昭和56年11月10日(火)～11日(水)

建設省土木研究所

共 14 法面保護工について

(質 問)

1. 急傾斜地崩壊防止施設等斜面保護工のうち、法枠工の自重による押え効果について

法枠工には、コンクリート製、鋼製、塩ビ系製などがあり、それぞれ一長一短があると思いますが、施工性から云えば、コンクリート製法枠工は自重の大きいことが難点になっています（特に、人家の密集した背後の急傾斜地や長大斜面）。

また、プレキャストコンクリート製の法枠工は、一区画が変位あるいはすべり等を生じれば、大崩壊につながるおそれがあり、地震時の安定性に不安をいただいています。

そこで、斜面崩壊に対する自重の押え効果について斜面勾配との関連の中でご教示願います。

2. コンクリート吹付工（桁なし）の伸縮継目の必要性および構造について、ご教示願います。

3. 風化マサ土斜面の法面緑化について

均質に風化したマサ土（軟岩工程度）の法面保護に際し、植生による緑化を行う例が多くありますが、植生によって斜面の保水能力を高めるため、かえって風化を促進すると思われるかもしれませんがいかがでしょうか。

（香川県土木部砂防課）

4. 地すべり地域における法面処理について

法面処理工については植生工及び構造物による法面保護工等があるが、特に地すべり地域におけるこれらの工法の具体的な適用例を伺いたい。

（徳島県土木部道路建設課）

(回 答)

1. のり枠工はのり面の風化、侵食の防止のいわゆるのり面保護が主目的であるが、のり面表層の崩壊を抑止する若干の効果を有するとされている。のり枠工は、現場打ちコンクリートののり枠とプレキャストののり枠に大別され、前者の方が崩壊抑止効果が認められる。質問にあるプレキャスト・コンクリート製ののり枠は、コンクリートブロックののり枠工といわれるもので、土質によっては、1:0.8程度ののり勾配まで使えるが、原則として、1:1.0より緩いのり面で使用される。

斜面崩壊に対するコンクリートブロック枠の自重の押え効果は、のり面表層の崩壊のすべり面は斜面に平行としても実用上さじつかえないから、 $W \cos \theta$ （ W ：自重、 θ ：のり面勾配）が、潜在すべり面にかかることによる。したがって、すべりに抵抗する力が $W \cos \theta \cdot \tan \phi$ （ ϕ ：潜在すべり面での内部摩擦角）だけ増えると言うのが、計算される自重の押え効果である。この時、コンクリートブロックののり枠工の自重により、のり面表層の崩壊を起そうとする力（この方向は潜在すべり面の方向すなわち斜面の傾斜方向である） $W \sin \theta$ が働くことになるが、これは、下方に続くコンクリートブロックののり枠により、のり枠の基礎工（一般には擁壁工）に伝達され、基礎工により支えられることになる。河川砂防技術基準に定められる直高5m以下の場

合では、のり長も7m程度であり、コンクリートブロックのり枠が接目でバックリングすることはないから、のり枠の基礎工が十分なものであれば、コンクリートブロックのり枠工の自重により、のり面表層の崩壊を起そうとする力は働かないとしてもよい。

のり面表層の崩壊の潜在すべり面には、すべりに抵抗する力として $W_s \cos \theta \cdot \tan \phi$ (W_s : 潜在すべり面より上の土塊の重量, θ : のり面勾配=潜在すべり面勾配, ϕ : 潜在すべり面での内部摩擦角) が働いており、コンクリートブロック枠による抵抗力の増分 $W \cos \theta \cdot \tan \phi$ は、潜在すべり面が深くなるに従ってその割合が減少する。したがって、経済的にはせいぜい深さ1m迄の表層崩壊に対してはコンクリートブロックのり枠の自重による押え効果を計算に入れても良く、それ以上の深さの崩壊に対しては押え効果はないとするのが経済的にも妥当と考えられる。

また、地震時などの安定性に対する不安については、昭和51年8月25日付の建設省河川局砂防部傾斜地保全課 建設専門官の通達で次のような配慮が指摘されており、これは河川砂防技術基準にもとり入れられている。主な内容を次に記述する。

- (i) ひとりの、のり長は原則として7m以下とする。ただし、7mを超える場合は、のり面の縦方向に隔壁工を10mごとに設置するのが望ましい。
- (ii) 原則として勾配は1割より緩に施工することが望ましい。
- (iii) 玉石等をもって中詰とする場合は、玉石の脱落を極力防ぐよう配慮すること。
- (iv) のり面の一部が万一破損した場合でも、その影響が全体に及ばないように配慮することはもちろんであるが、のり下端よりおおむね $1/3$ の“のり長”までの部分は各部材を緊結して一体化をはかることが望ましい。

2. 吹付工の伸縮目地(継目)については、技術者によって両論があり、専門書においても“適当な位置に伸縮目地を設置するのが望ましい(日本材料学会, 斜面安定工法, 1971)”, “普通目地を作らない(新田, 小橋, 土木工事ののり面保護工, 1976)”と異った記述がされている。急傾斜地や道路での施工例の実態からはコンクリート吹付工の伸縮目地はあった方がよいと思わ

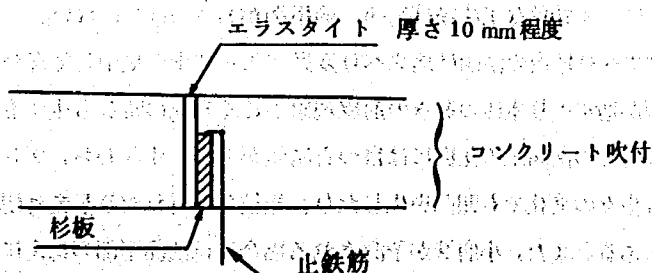


図-1 伸縮目地

れる。現在編集の急傾斜地崩壊防止工事技術指針では、次の内容にまとめた。

凹凸の著しい斜面に伸縮目地を設置するのは困難ではあるが、コンクリート吹付工は温度変化による影響を多大に受けるものと思われる。このために斜面の縦方向の伸縮目地を10～20m間隔で設置するものとする(図-1参照)。

3. まず、防止施設に対する考え方を整理する必要があると思われる。すなわち、施設の耐用年数をいくりにするかということと環境などよりなるだけ緑化する方向を押し進めるかということである。前者については、事業の性格上なるべく維持管理が困難でない方向、すなわち耐用年数は長く(100年ぐらいが妥当)との方が良いと思われる。後者についても、なるべく緑化する方向で対策を考えたい。

均質に風化したマサ土(軟岩工程度)が、植生工と吹土工などの被覆工でどの程度差が出るかは、一概にいえないので割切った回答はしにくい。被覆工を採用しても耐用期間中に、再吹工、あるいは部分的切土が必要と判断されれば植生工を採用した方がよい。ただし、この場合、のり枠の枠内を緑化するにしても1:1.2程度に切土する必要がある。家屋の配置などより、これが不可能な場合は、植生工は不適當である。被覆工を採用すれば耐用期間維持管理上問題がない場合でも、環境などよりなるべく植生工を採用したいが、最終的には予算(工費)より判断することになる。

(急傾斜地崩壊研究室)

4. 法面工の目的は降雨の衝撃から地表を護り、雨水の集中を妨げて分散させ、又は水路に集水流下させて、極端なミズミチの発生を防止してリルあるいはガリー侵蝕が起らないようにすること、また浅い地表部の小崩壊を重量のある覆工や杭工、アンカー工、擁壁工等で抑えることの2点が主たるものである。小崩壊といっても深さ2～3mともなるとその土圧を抑えるには大規模な工事となり、いわゆる法面工の範囲を超えるものと思われる。

このように法面工は一般に土圧を受け持つものではなく、地すべりのように大きな土圧をもつ斜面のなかの部分的な法面についても同様な考え方のもとに保護工がなされていて、地すべり地であるからといって特殊な工法設計基準、適用例があるわけではない。

しかし、地すべり地内の法面は地すべり変動によって歪の集中して現われやすい場合であり、亀裂や小崩壊が地すべり本体の動きの前駆現象がよく初期の時から生ずるので、地すべり変動がみられる地域内での法面工の採択には自づと制限がある。すなわち、プレキャストのコンクリート枠工などは少々の変化でも凹凸を生じたり、接続部が外れたりして外観上からも見苦しいなど避ける傾向にある。また、小崩壊が予測される場合には法面下部の抑えに重点が置かれるため、多小の景観は損なわれても片法枠や重量ブロックの利用が多いこと、フレキシブル構造を利点とするフトン籠、蛇籠を用いて斜面の抑えとするほか、多量の湧水によるパイピング防止に効果を

あげているなどが特徴とするところである。

(地すべり研究室)

共一 15 無振動鉄筋コンクリート取り壊し工法について

(質 問)

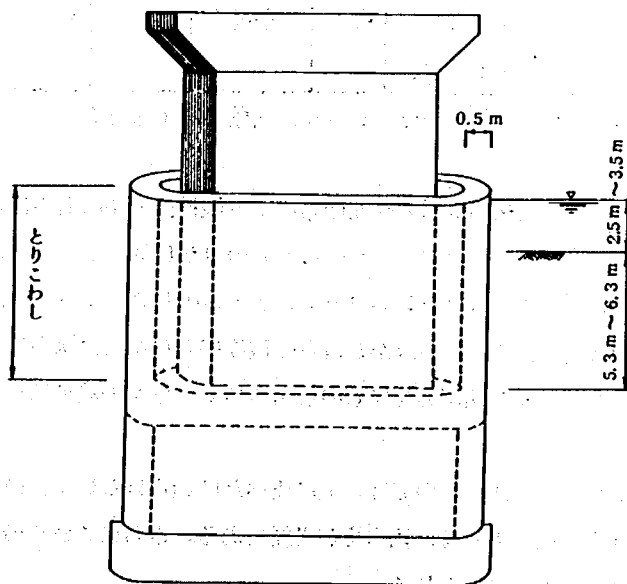
井筒止水壁は、河床より相当の深さまで取り壊さなければならず、附近に人家、公共施設等がある場合、発破等による場合の地盤振動が問題である。

無振動（低振動）による鉄筋コンクリート取り壊し工法がないものか御教示願いたい。

(徳島工事事務所)

(回 答)

発破を使用しないコンクリート構造物の解体工法には機械的衝撃力、油圧静圧力や切削力を利用した機械施工法、ガスや物質の膨脹圧力による施工法のほか火炎工法、電気工法、噴射工法などがある。¹⁾しかしながら、これらの施工法のなかには開発途上あるいは安全性や経済性において問題を残している施工法もあり、今回質問の取壊し工事が低振動工法であるなどの施工条件を勘案して適用できそうな施工法を選ぶと、表一に示したような施工法が考えられる。



図

表-1 低振動コンクリート構造物取壊し工法

分 類	工 法 名	機械名等の例	振 動	レベル	鉄 筋 処 理	2 次 破 碎	備 考
				(dB/10m)			
機械的衝撃 による工法	ブレーカ工法	水中ブレーカ (空圧式、油 圧式)	小	55～73	要	不要	
油圧力によ る工法	ストローク式 圧砕工法	COW, コン デストラーな ど	極小	44～52	一部要	一部要	
	はさみ式 圧砕工法	ニブラ, ペン チャ, TSク ラッシャ, MSドラゴン, ロッククラッ シャなど	極小		機械に よって 要	不要	
	割 裂 式 破碎工法	ダルダなど	極小	33～48*	要	要	せん孔機による 孔明け必要
膨脹圧力に よる工法	爆発ガス膨脹	CCR, SLB など	中	68～93*	要	要	せん孔機による 孔明け必要
	物質膨脹	ブライスター, Sマイトなど	極小	暗振動*	要	要	せん孔機による 孔明け必要

注) せん孔時の振動レベルは、ブレーカのレベルと同様と考えられる

これらの施工法のなかで、機械的衝撃力や油圧力による機械施工法のもは、一部の破碎機をクレーンで吊下げて使用するもの（コンデストラーなど）のほかは油圧ショベルのアタッチメントとして使用されるものが多いため、ベースマシンのブーム、アームの長さによっては底部の部分が施工不能になることに注意が必要である。このほかこれらの破碎機のなかには水中施工を設計条件に入っていないものもあり、また鉄筋処理が必要なものもあるので、個々の機械についての検討が必要である。

一方、割裂式工法や膨脹圧工法のものでは、上に述べた問題点はないが、破碎機の挿入や破碎材の充填のために予めせん孔機によるせん孔作業が必要である。さらにこれらの施工法では、コンクリートの2次破碎、鉄筋処理が必要となる。

以上のように各施工法によって長短があるので、工事への採用にあたっては、個別の施工法に関して詳細な検討が必要で、場合によっては破碎深によって施工法を組合せて施工する方が有利な

場合もある。

参考文献

- 1) 建設省建築研究所 建設工事環境改善技術の開発（建築物の破壊解体工法と機械の開発）昭和55年3月
- 2) 笠井芳夫編 コンクリート構造物の解体工法 日刊工業新聞社

（コンクリート研究室・機械研究室）

共－16 無振動無騒音による岩の掘削方法の選定について

（質 問）

吊橋の橋台等の様に滑動により決定される構造物の基礎は岩着しても構造を小さくすることが出来ず所定の深さまで掘削す必要があるが、人家連たん部で掘削方法を火薬、ブレーカー等を使用して掘削出来ない場合における無振動無騒音（薬液注入工法等）による岩の掘削方法があれば御教示願いたい。尚、構造を小さくしてアンカー工等で対応した事例、方法があれば合せてお願いしたい。

（河川部河川工事課）

（回 答）

1. 工法の種類

まず、岩の低振動・低騒音破碎工法を列挙すると次のとおりである。

- (1) リッパ－工法
- (2) 大口径掘削工法（ローラビット、切削型ビット）
- (3) 油圧クサビ型破碎機によるもの
- (4) 緩衝破碎剤による方法
- (5) 重錘落下方式によるもの
- (6) 高圧ジェット水によるもののほか物理化学的に破碎するもの

以上の工法は、掘削深度、岩盤の強度、亀裂の状況などの施工条件によって選定されるべきであることはいうまでもない。したがって、以下には上記工法の一般的な特徴と適合条件について述べる。

2. 工法の特徴

(1) リッパ－工法

衆知のようにクローラ型トラクタの後部に岩掘削用のリッパ－を取付けて岩を掘削するものであるが、対象は比較的亀裂の多い軟岩までであること。作業面積に制約があることのため、

比較的浅い大型の橋台基礎の掘削以外には適用できない。

(2) 大口径掘削工法

これにはロックビットと呼ばれるローラーカッタを有する掘削機を用いる、いわゆる大口径掘削機によるものと、強力なアースオーガを用いる方式とに大別することができる。前者は全断面のトンネル掘進機をたて型にした型式のもので、我が国では本州四国連絡橋の大鳴門橋基礎工に用いられた掘削径4.4mのものが最も大型である。この場合の掘削対象岩は軟岩から硬岩まで、ほとんどどんな岩にも適用できるところに特徴がある。しかしこの工法では一般に泥水を使用し、かつ大がかりな機械設備を必要とするため工事規模が十分大きくなければ不経済になる。一方、後者のアースオーガ型式のものは、切削刃先を有するケーシングと内部を掘削するオーガをそれぞれ逆方向に回転させてお互の掘削反力をキャンセルする形式の掘削機で直径1.5mぐらいまで掘削ができる。もちろん切削力と刃先の耐久性を無視すれば硬岩の掘削も可能であるが、一般的には軟岩までを対象と考えた方がよい。また、本機による工法では玉石層や転石層を比較的低い振動や騒音で掘削できるところに特徴がある。この場合の刃先には切削型のものを用いるが、前者の全断面掘削型の大口径掘削機にも切削型を用いることができることは当然である。しかし、この場合の対象は軟岩（一軸圧縮強度が約300kgf/cm²程度以下）までとなる。

(3) 油圧クサビ型破碎機

この工法は、さく岩機により穿孔した孔の中に油圧クサビを有するロッドを挿入し、油圧によってクサビを押出すことによってロッド径が拡がり、その拡大力によって岩石を破壊する機構のものである。この場合、一枚岩のように拘束された条件では破壊できないこともあるが、亀裂のある岩盤や転石には有効である。その一方、油圧クサビによる小径の孔の中で拡大径による原理構成上、軟岩のように孔の壁面が破壊しやすい岩に対しては効果がない。この工法は深礎工法のようなドライの人力掘削用に適している。なお、本機の商品名としては「ダルダ」がある。

(4) 緩性破碎剤による工法

はじめ直径5～10cmの穿孔を行い、その孔の中に生石灰を主成分とした膨脹性固化材を充填し、その固化膨脹圧によって岩を破壊しようとするものである。この場合、対象岩によって孔間隔あるいは孔の配置形状を決める必要がある。しかしながら、この工法は膨脹するまでに長時間を要することや、破碎剤の価格が高いことから、大量の岩を掘削するような工事には不向きである。市販の破碎剤には「ブライスター」がある。

(5) 重錘落下方式によるもの

振動軽減効果はあまり期待できないが、基礎工事用に開発された重錘式掘削機がこれである。本機は重錘落下による破碎と、ガイド管を利用した掘削ずりの泥水排出方式によるものでケーシング掘りができるため玉石層や転石層にも適用できる。掘削口径は0.6～2mで、水中施工

ができる。

(6) 高圧ジェットのほか物理的・化学的掘削及び破碎工法

高圧ジェット水による岩の切削能力は実験室における試験ではあるが一軸圧縮強度が3,000 kgf/cm² 以上のものまで実績がある。この場合のジェット水の圧力は3,000～5,000 kgf/cm² に及んでいる。この方式は他の機械的な掘削と組合わせて使用することが提案されているが、まだ実用になっていない。

そのほか爆破用の削孔用ではあるが火炎ジェットによる方式がソ連では実用化され、また、我が国では実験が行なわれている。しかしこれも実用的になっていない。これらのほかに岩石の破碎方法として、超音波によるもの、高周波によるもの、電磁波によるものなどの各種の原理が提案されているが、まだ実験室の段階であって実用の域には達していない。

3. ロックアンカーを併用する方法ほか

岩盤にPCアンカーを施工した例に、長崎県の福島大橋の例がある。ここでは1.5 m径の大型鋼管柱を強固な岩盤の中に30～70 cm 打込んだあと横抵抗をとらせるため杭下端を岩盤にアンカーしたものである。また、ロックアンカーではないが、本州四国連絡橋の第三建設局ではケーブルのアンカー基礎に斜坑を掘削し、その中に充填したコンクリート量及び岩盤の掘削量を最小にした設計例がある。いずれにしても、深い根入れの構造の基礎形式でなくても十分横抵抗に耐え得る工法及び基礎形式の選定は可能であるものとする。もちろんこの場合は荷重条件、岩盤条件、周辺環境条件などを十分考慮しておく必要があることはいうまでもない。

参考文献

- 1) 施工研究室「大口径削孔機械の削孔性に関する研究」 土木研究所資料第1310号 昭和53年3月
- 2) 千田昌平「岩質と大口径掘削機械の性能」 建設機械Vol.5, No. 9 昭和54年9月
- 3) 藤田圭一「岩盤にPCアンカーした大径鋼管ぐい橋脚の設計と施工 —福島大橋の例—」 間組研究所年報1969

(施工研究室)

共一 17 油飛散の無いディーゼルバイルハンマについて

(質 問)

ディーゼルバイルハンマで杭打を行いたい、油飛散による一般交通車のよごれが心配される。油飛散の無いバイルハンマは開発されていないかどうか御教示願いたい。

(徳島工事事務所)

(回 答)

質問のような油飛散を防止したハンマは、既に数年前から実際の工事に使用され、生産台数が数十台以上の機種もある。

具体的な例としては、桑畑や果樹園地帯、自動車工場や自動車の積出港周辺、団地付近等でのディーゼルバイルハンマによる油煙や油飛散を防止するために使用されたものであり、今回質問された杭打工事にも十分この種のハンマは使用できると考えられる。

これまでに土木研究所で把握している油飛散を防止しているハンマとしては表一1の通りであり、主なものとしてはディーゼルバイルハンマを改良して排気ガスの油煙や潤滑油の飛散を減少させたクリーン形ディーゼルバイルハンマと、低騒音を目的として開発された油飛散の全くない油圧ハンマ等がある。

このハンマを使用する際に注意すべき点は、これまでのものと打撃特性が多少異なるとされているので、打止めの判定に使用する動的支持力算定式が確立されていないことである。

従って、今回の杭打ちが重要構造物の基礎とするものであれば事前に試験打ちを行ない、支持力試験を行っておくことが必要である。

表-1 油飛散防止形ハンマー一覧

ハンマの種類		ラム (重錘) 重量 ton	打撃エネルギー ton・m	総重量 ton	パワーユニット
クリーン形ディーゼルパイルハンマ	KC13	1.3	3.7	3.2	
	KC25	2.5	7.5	5.5	
	KC35	3.5	10.5	7.9	
	KC45	4.5	13.5	11.2	
	MHC15*	1.5	4.5	3.35	
	MHC25*	2.5	7.5	5.50	
	MHC35*	3.5	10.5	7.74	
	MHC45*	4.5	13.5	10.30	
	IDH-C25△	2.5	7.5	5.5	
	IDH-C35△	3.5	10.5	8.1	
	IDH-C45△	4.5	13.5	11.0	
油圧ハンマ	HYSINC65	6.5	7.8	12.0	油圧ユニット 120~150 HP
	HYSINC80	8.0	9.6	13.5	油圧ユニット 120~150 HP
	TK-110	6.5	7.8	12.5	油圧ユニット 100 HP
	TK-160	8.5	10.2	18.2	油圧ユニット 120 HP
	PM-55	2.5	5.5		油圧ユニット
エアハンマ	MK-25	2.5	5.0	8.6	コンプレッサ 17 m ³ /min
	MK-12	1.2	1.8	4.0	コンプレッサ 10 m ³ /min
	MK-8	0.8	1.2	3.0	コンプレッサ 5 m ³ /min

注)

1. クリーン形ディーゼルパイルハンマは油煙，油飛散が少ないと理解され，油圧ハンマは原則として完全に油飛散はない。
2. *はMHタイプ（従来形）に集油管を取り付けて行う方式もある。
3. △は試作品であり，量産化は来春からである。

（機械研究室）

河－１ 水防林の効果算定の方法について

（質 問）

吉野川の未改修地区のほとんどは、水防林によって洪水による被害が軽減している。今後、堤防の新設等に伴い、その水防林は伐採する計画であるが、従来洪水被害軽減に寄与していた水防林を、堤防等に支障がなければ、積極的に残す方向で検討したいと思っているおります。

そこで、水防林を河道計画の一部として残した事例、並びに水防林の治水上の機能推定方法等について御教示願いたい。

（河川部河川計画課）

（回 答）

近代改修が実施される以前の堤防は、その規模も小さく、不連続で、線型も流路に応じて自由な形をとるものが多かった。堤防は竹林を主とした水防林でおおわれ、河岸欠壊を防ぐため竹林が植えられ、大出水時には氾濫被害を極力に少なくする方式が採用されていた。一方、近代的な改修では河道流下能力の増大を必要とし、極力、堤外の疎通障害物を除去し、有効河積の確保につとめるといった方式が採用され、堤外水防林は除去されてきた。しかし現在でも水防林が残存し、有効な機能を果たしている河川は多数みられる。

水防林の治水機能は大別して次のように考えられる。

- (1) 水勢を弱くする（遊水効果と堤防の安全性向上）
- (2) 土石のふり分けと除去（流木等の除去）
- (3) 地表の浸食防止（河岸等の欠壊防止）

ただし、これらの機能も水防林が立地する河道との関係において評価されるべきものであって、一般的な把握は困難である。

水防林は地中の根茎の発達により土壌浸食に対する抵抗性を有している。特に竹林は地下１ｍ程度にわたり根茎を密生させていることと、洪水流による倒伏のため地表を被覆すること、によりこの耐浸食性は高い。

一方、水防林について有害であるといわれる作用がいくつか指摘される。主として竹林について以下に検討する。

- (1) 竹林による流水疎害のために氾濫を大きくする。

築堤による河川改修では河積が広げられる場合が多く、低水河岸に沿って水防竹林が河道内にとり残されることがある。このような場合、高水敷上の粗度係数が大きくなるので、これを考慮して河道計画をたてるか、あるいは竹林を除去した計画で設計される。竹林による粗度増加は正確に評価された例はないが、文献 1) を参照されたい。

- (2) 竹林の地下茎による堤体のゆるみが欠壊原因となる。

竹林の地下茎は密生度が高く¹⁾一般に堤防の耐浸食抵抗性を増すと考えられ、堤体のゆるみを

問題にすることはないと考えられる。

水防竹林についてはその効果の水理学的な把握は困難であって、厳密な評価は行えないが、文献 1)にも若干述べられているように、治水効果を発揮した竹林の植生密度、等を考慮して、河道計画に活用することが一方法と思う。

なお河道計画に水防林を活用する試みの例としては、阿武隈川左支川荒川の松を主体とした水防林、栃木県・彦間川の竹林による水防林等があげられる。

荒川は勾配 $1/30 \sim 1/200$ の急流扇状地河川であって、霞堤の堤内外に赤松を主とした水防林が密生しており、河積上の問題はあまりないが、土砂流出防止を主目的として水防林を活用する試みがなされている。水防林の土砂打止効果を評価するため、簡単な水理モデルが用いられているが、一般的な評価方式にはなりえないと考える。

参考文献

- 1) 水害防備林の治水機能の評価, 土木技術資料 20-2 (1978)

(総合治水研究室)

河-2 市街地開発に伴う流出係数の変化について

(質問)

四国においても近年の都市化現象に伴う、市街地の拡大等流域内の開発は著しいものがある。このことによる流出係数の変化ならびに、既成市街地における研究事例等ありましたら御教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回答)

流域の市街化に伴い、洪水ピーク流量が増加するという事実は周知となっている。しかし、現在、これを完全に定量化するに至っていない。このため、各地建及び土木研究所により、流出試験地調査を行っており、洪水資料の集積を図りつつ、これらの問題を含めた流出機構の解明を進めている。このうち、特にこの質問で問題にされている合理式の流出係数については、洪水到達時間と一括した議論が必要であると思われる。すなわち、市街化に伴う洪水ピーク流量の増加は、流域の非浸透化による流出ボリュームの増加、および洪水到達時間の短縮による流出量の集中化の2つに起因する。このため、単に流出係数の違いだけでは、市街化の影響は議論できない。したがって、ここでは、流出係数及び洪水到達時間について概説する。流出係数は、自然域より市街域が大きいとの推察のもとに、流出試験地の結果を整理したものを図-1に示す。○△□は、それぞれ各資料値の大きい方から総量の20%値、単純平均値、80%値を示す。また、実線・破線の違いは洪水到達時間式の違いを示す。この結果から、市街化により、流出係数は大きくなるものの

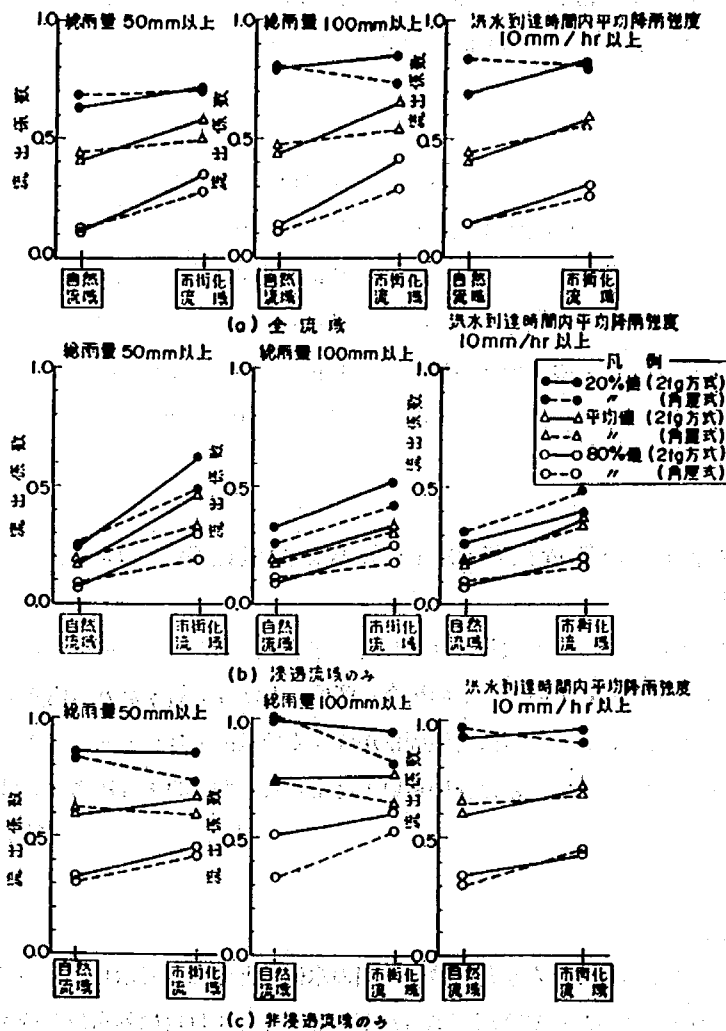


図-1 合理式の流出係数の比較 (自然流域と市街化流域)

その流域の表層地質特性とくに浸透性、非浸透性地質により値が大きく異なり、市街化による影響は浸透性地質で著しいことがわかる。しかも、大洪水資料の数もまた十分でなく、さらに検討の必要がある。また、洪水到達時間は、河川砂防技術基準(案)にも、多くの式が提案されており、その中には、市街域と自然域など土地利用状況の違いを考慮できるものもあり、たとえば、土研式などが示されている。この他、最近洪水規模の違いまで考慮できる角屋式(次式)が提案されており、有用なものと考えられる。

$$t_p = C \cdot r_0^{-0.35} \cdot A^{0.22} \quad (1)$$

ただし、 t_p ；洪水到達時間(分)、 $\bar{F}_e$ ；洪水到達時間内の平均有効降雨強度(mm/hr)、 A ；流域面積(km²)、 C ；土地利用状況によって変わる定数(表-1参照)

この式の適用方法についての詳細は、角屋等の文献を参照されたい。

表-1 Cの値(角屋による)

丘陵山林流域	$C_p = 50 \sim 350 \Rightarrow 290$
放牧地	$C_p = 190 \sim 210 \Rightarrow 200$
ゴルフ場	$C_p = 130 \sim 150 \Rightarrow 140$
開発直後裸地	$C_p = 70 \sim 120 \Rightarrow 100$
市街地	$C_p = 60 \sim 90 \Rightarrow 56$

(水文研究室)

河-3 内水排除計画検討時の内・外水の生起確率について

(質問)

内水排除計画は、既応に生じた洪水を対象として、その降雨確率により、排除ポンプ規模の経済効果等により立案されている。その場合、解析にあたって対象洪水(内水側)時の実績ハイドロ(本川)を使用しているが、特に流域面積が大きく地域によりパターンが異なる河川においては、内水と外水の生起確率が同一とは言い難いと考えられるがどのように考えればよいか。

(徳島工事事務所)

(回答)

図-1は、内水の起こり方を外水位(A川の水位)との関係で示したものである。B川では1日目と2日目の2回にわたって降雨があったが、このうち1日目は外水位が低かったので、降雨があっても内水を生じていない。2日目は外水位が高く水門が閉鎖されたので、この間の降雨はA川に排出されず、堤内に貯留され内水となった。このように内水を起こさせるのは、外水位が高いときの降雨、正確には水門閉鎖時間内の降雨量であることに注意する必要がある。従って、内水は、外水位と降雨波形の組み合わせによって起こり方が変わり、更に水門閉鎖時間によっても変わることがわかる。

さて、内水被害の大きさは、内水の浸水水位と浸水時間によって定まる。このうち浸水時間は農地等の被害と大きな関係がある。たとえば、水田の稲作被害は浸水水深が多少大きくても浸水時間が短かければ大きな被害を生じない。これに対して家屋の浸水被害はほとんど浸水水位によって定まる。したがって市街地の内水処理を考える場合には、浸水水位の大きさに着目することになる。浸水水位を決定するものは最大湛水量である。従って、内水の規模を評価するときの指標は、最大

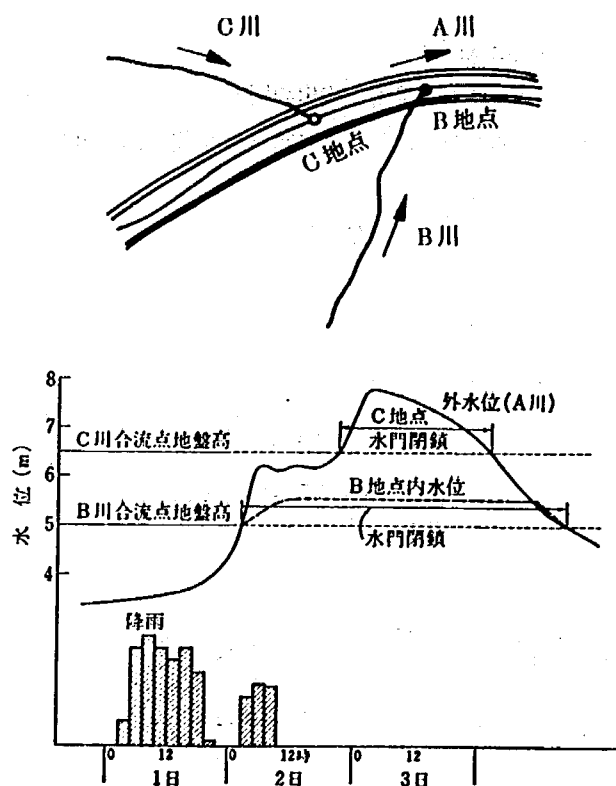


図-1 外水位と内水の関係

湛水量をとればよいことになる。(最大湛水量は、水門閉鎖時間内の内水流出量に等しい。)

従って、内水対策の立案にあたって最も重要な計画諸元は内水流出量であることになる。これを確率論的に決定するためのひとつの方法として、水門設置地点における外水位及び堤内地の流出総量のデータを用いて2元の確率分布として処理する方法が考えられる。すなわち、例えば、外水位4.5 m以上の時に内水流出量(水門閉鎖時間内の降雨によってもたらされる流出)が100万 m^3 以上である確率はいくら、外水位5.0 m以上の時に内水流出量が50万 m^3 以上である確率はいくら、という具合に処理するわけである。ところが、こうした2元確率分布による解析には多くのデータが必要とされ、実用性に欠けるきらいがある。

そこで、水門が閉鎖される外水位を、堤内地の地盤高、土地利用状況(資産分布状況)によって排水目標水位として決めれば、外水位がこの目標水位以上である場合の内水流出総量を原データとして、これについて統計処理を施すことによって簡便な処理が可能であることになる。

ここで、内水流出量は次式であらわされる。

$$V = fRA \quad (10^3 \text{ m}^3)$$

f : 内水流域の流出係数

R : 内水降雨量(mm)

A: 内水流域集水面積 (km²)

内水流域の面積は小さい場合が多く、降雨と流出の間の遅れが小さい場合が多いであろう。その場合には、内水流出の計算をするかわりに、内水降雨量（水門閉鎖時の堤内地降雨総量）をもって、内水の規模を評価する指標とすることができる。

図-2は、ひとつの洪水における内水降雨量の例である。

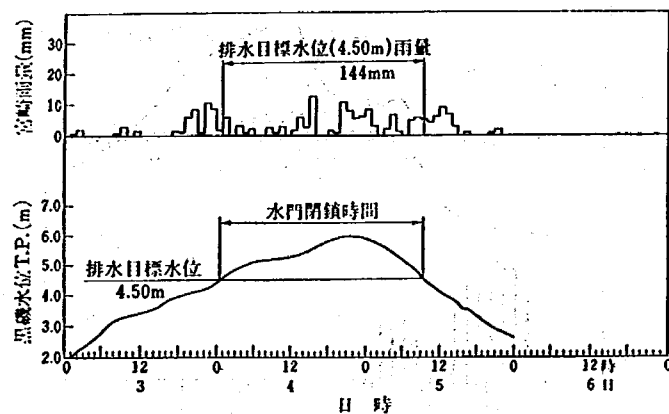


図-2 内水降雨量の例(宮崎市大塚地区)

(水文研究室)

河一4 治水投資効果の検討について

(質問)

四国地方の東南部の河川は、毎年のように計画規模に達する洪水に見舞われ、莫大な被害を受け、多額の災害復旧費を投入している。災害復旧費を含めた治水投資が相当な額になっているにもかかわらず、やはり毎年災害が多いという実情に堪がみて多降雨地域においては、その特性に応じてある時期に、ある規模の集中投資をし、ある程度の治水整備水準を確保すれば、災害の軽減もしくは、他の地域並の災害状況になるのではないかと考えられる。

効率的な治水投資の立場からも、このような検討が必要と思われるが、具体的調査方法、検討方法について助言をお願いしたい。

(河川部河川計画課)

(回 答)

治水投資の効果は非常に多面的であってその計測が難しい。現在行われている効果把握の考え

方は、治水経済調査要綱に基づくものである。しかしこの場合でも計量不可能な項目（人命損失、間接的な被害等）は含まれておらず、治水投資の効率性を検討する手段としては限界を有するものといえる。このことを前提として、投資効果を把握する手段とその方式について若干の註釈を加える。

1. 集中投資について

投資制約が無い場合に、集中投資の効果を評価する方法としては、次のようなものがある。

$$C = C_0 (\text{事業費}) + \int_0^T M (\text{維持管理費}) \dots\dots\dots (1)$$

ここに、 C ：総費用、 C_0 ：事業費の現在価値、 M ：維持管理費の現在価値（復旧費を含めるものとする）、 T ：施設の利用年数である。

$$\bar{D} = \int_0^T \int_{F_0(t)}^{\infty} D(F) Pr(F) dF dt \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 $\bar{D}$ ： T 年間の洪水被害額の期待値（現在価値）、 $F_0(t)$ ： t 年の無被害最大外力（治水容量）、 $D(F)$ ：洪水被害額、 $Pr(F)$ ：外力 F の確率密度関数、 F ：外力（降雨量）である。

現在の計画と集中投資を行う計画について、式(1)、(2)により C および $\bar{D}$ を計算し、 $(C + \bar{D})$ の大小を比較することにより、両計画の効率を比較することができる。

式(2)の計算方法については、治水経済調査要綱を参照されたい。また、詳細な費用便益分析手法については、文献(1)、(2)を参照されたい。

2. 計画規模の設定について

多頻度に計画規模を超過する降雨がある場合には、計画規模の見直しも必要と思われる。見直しに際しては、年最大値のみを対象とした降雨量の確率評価の外に、非毎年降雨量も含めた検討を行ってみたいことが考えられる。非毎年水文資料は指数分布として解析される。一般に、再現期間の短いものについては、同一再現期間の降雨量は非毎年資料に基づくものが毎年資料に基づくものに比較して大きくなることが知られている。解析手法については、文献(3)を参照されたい。

参考文献

- 1) 山口高志・吉川勝秀・角田学：治水計画の策定および評価に関する研究(I)，土木研究所報告，№156，1981
- 2) 山口高志・吉川勝秀・角田学：都市化流域における洪水災害の把握と治水対策に関する研究，土木学会論文報告集，№313，1981
- 3) 岩井重久・石黒政儀：応用水文統計学，森北出版株式会社，1970

(総合治水研究室)

河一 5 遊水効果量の評価について

(質 問)

肱川は、流域の約90%が山地となっており、平野としては上流部に宇和盆地、中流部に大洲盆地が代表される平野となっている。この大洲盆地から下流河口までは、また河川両岸に山脚が迫り、ところどころに河岸段丘とか支川が作る扇状地が平地を形成している。現在、肱川河川改修の中心は大洲平野の締切である。しかし、この締切は大洲平野の遊水効果をなくすことになり、下流河口までの水位上昇につながり、下流対策なくしてこの締切が不可能な状態となっている。以上のような懸案事項に対処するため、現在不定流計算による大洲平野の遊水効果と下流水位変化の検討を進めているが、遊水効果検討時の対象洪水、基本波形、効果量等の考え方について御教示願いたい。

(大洲工事事務所)

(回 答)

河川沿い低平地の有する遊水効果を算定する方法として、一般に実施されている方法は、氾濫計算による方法である。すなわち、河道と氾濫域(遊水域)で構成される系を水理モデルで表現し、氾濫水深・流速、遊水効果等を評価するものであって、河道と氾濫域の組み合わせ法により大別して、次の三種類に分類される。

- (1) 河道と遊水域を一体として、不定流計算を行うもの、主に無堤河川で用いられる。
- (2) 河道と遊水域を区別し、河道には不定流計算、遊水域には貯留を考慮した連続式、この両者をつなぐための越流計算あるいは氾濫流量を与える式、で表現するもの、霞堤の効果、遊水地の効果、等の評価に用いられる。
- (3) 河道は不定流、氾濫域にある種の水理モデル(平面的なタンク、平面二次元流等による)を使用するもの。

これらには各々その特徴があり、使用目的に応じて使い分けられている。

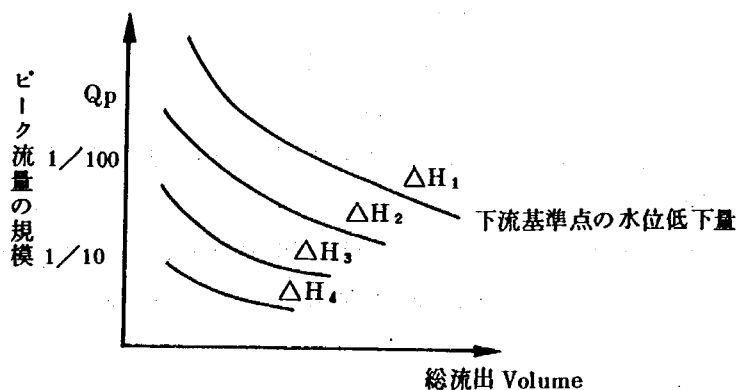
ところで肱川のケースは、(2)に相当するモデルを用いているのであろうと思われるが、この場合に計算上注意すべき事項として、

- (1) 越流計算による場合、堤内外の水位差で水が遊水区域に出入りする。この時計算時間々隔を長くすると流出入量に振動を生ずることがある。これは水の運動を堰公式で表現することに起因する。
- (2) 河道の不定流解析では河道区間が長くなると、流量逓減が生ずる。これは河道計画では一般に考慮していない。
- (3) したがって遊水効果による下流河道の流量減少や水位低下の効果が大きく見積もられる(計画高水位や計画流量に対して)ことになる。

以上のことを考慮したうえで、遊水効果の把握を行う必要がある。

遊水効果は対象とする洪水の規模とその波形により異なる。このため対象洪水の選定をどうする

かが問題とされるが、これはダムによる洪水調節と同様、いろいろな洪水について検討し、波形ごとに遊水効果の分析を行っておく必要があり、一般論で決めることはできない。この分析結果を一例として下図のような表現で表示すると遊水効果の把握に有効と考える。計画上からいえば、基本高水に対する遊水効果が重要となろう。



(総合治水研究室)

河-6 レーダ雨量計の利用状況について

(質問)

野村ダムでは本年度九州地建の観測データ(釈迦岳)を利用すべく、レーダ雨量計の端末局を計画していますが、最近におけるレーダ雨量計システムの利用状況及びその精度について、又、将来の構想と問題点について御教示願いたい。

(野村ダム工事事務所)

(回答)

1. 現在運用中のレーダ雨量計と端末局

建設省所管の現在運用中のレーダ雨量計は関東地方建設局の赤城山レーダと三ッ峠レーダ、九州地方建設局の釈迦岳レーダの三台である。近畿地方建設局の深山レーダは55年度に製作、据付が終了し、現在はテストラン中である。

赤城山と三ッ峠及び釈迦岳レーダ雨量計はパラボラアンテナの仰角が固定されているが、深山レーダ雨量計は、パラボラアンテナの仰角を変えるCAPPI(Constant altitude plane Position Indicator)を備えている。

端末局は関東地建において、本局に2台、16工事事務所に17台、水資源公団の3ダムに3台、

5県に6台が設置されている。九州地建では、本局に2台、14事務所に14台設置されている。近畿地建の端末局は現在、近畿地建本局と淀川ダム統合管理事務所の2台のみである。

各端末には高密度カラーディスプレイが用意され、ディスプレイ上に位置関係が容易に理解出来る様に雨量データと共に県境・流域界・河川・道路等が表示される。

ディスプレイの基本パターンは次の4種類である。

- (イ) 定性(半径198 km以内)…………… 降雨状況
- (ロ) 定量(半径120 km以内)…………… 雨量強度
- (ハ) 流域(路線)定量…………… 流域別雨量強度
- (ニ) 流域(路線)区分雨量…………… 流出計算用

上記パターンは実測雨量表示するとともに、過去の実測雨量の再生も表示できる。

2. レーダ雨量計の精度

レーダ雨量計の精度への要因として「レーダ方程式中の定数パラメータ(レーダ定数)の最適化」「雑音電力(グラウンドクラッタ)の分離能力の向上」「適切な雨滴観測の高度」の三項目が考えられる。

(1) レーダ定数の最適化

レーダ電波の降雨による減衰、雲による減衰、大気による減衰を無視すると、レーダ方程式は次式で表わされる。

$$Pr = \frac{C \cdot F \cdot B \cdot R^\beta}{r^2}$$

Pr: 受信電力

C: レーダ装置で定まる定数

B: レーダ定数

R: 雨量強度

β : レーダ定数

r: 距離

F: 正確に校正したレーダで降雨を測定した雨量との差を表わす係数で測定

誤差以外に生ずるものをまとめたもの。

レーダ方程式中のレーダ定数B、 β の値は雨滴の粒度分布ならびに落下速度により異なる(図-1)。

標準的な値としてMarshallが提唱した「標準B、 β 」、 $B=200$ 、 $\beta=1.6$ がとられることが多い。

赤城山レーダ雨量計の運用におけるB、 β の値は降雨強度により3段階に切変えられる。この値は、雨量強度5 mm/h未満に対し、 $B=33$ 、 $\beta=2.71$ 、5 mm/h以上10 mm/h未満に対し $B=200$ 、 $\beta=1.6$ 、10 mm/h以上に対し $B=1,024$ 、 $\beta=0.87$ である。

表-1に最適B、 β を求め誤差を算出した例(石崎・中尾, 1981)を示す。B、 β 値は降雨強度により切り変えず、一定値にしている。この例では、 $F=F_h \times F_s$ と考え、 $B'=B \cdot F_s$ とし最適B'、 β を求めている。ここで、 F_h はハードから決まる値、 F_s はソフトによる補正值で

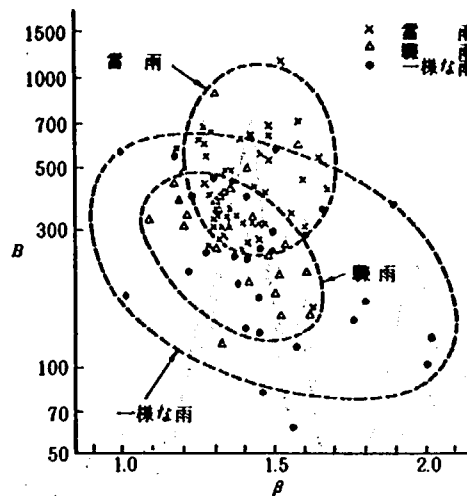


図-1 B ~ β 測定値

である。赤城山レーダの栗橋地区上空メッシュ ($3\text{ km} \times 3\text{ km}$) に対応する精密観測ネットワーク (雨量計 24 台 / 15 km^2) において表-1 に示される降雨を用いてレーダ雨量と実測雨量との平均偏差量を最小にする B' , β の最適値 $B' = 20$, $\beta = 1.8$ を求めた。この時の平均偏差量は 1.89 mm/hr である。図-2 と図-3 に地上雨量とレーダ雨量との対応を示し、図-4 と図-5 に地上雨量とレーダ雨量の相関を示す。

表-1 B ~ β の推定と相関係数・標準偏差 (実測雨量とレーダ雨量の誤差)

	降 雨 期 間	継続時間	減衰考慮 $B=20, \beta=1.9$		減衰考慮なし $B=20, \beta=1.8$		降雨原因
			相関係数	標準偏差	相関係数	標準偏差	
推 定	52年6月24日~25日	33	0.75	0.5	0.74	0.5	梅雨前線
	" 7月16日~17日	12	0.66	0.9	0.65	0.9	雷 雨
	" 8月11日	5	0.49	1.3	0.46	1.3	前 線
	" 8月13日~14日	39	0.87	0.6	0.86	0.6	前 線
	" 8月16日~18日	63	0.83	0.8	0.83	0.8	停滞前線
	" 9月 8日~ 9日	11	0.86	0.9	0.86	0.9	"
	" 10月 9日	8	0.84	0.8	0.84	0.6	低 気 圧
検 証	" 6月17日~19日	29	0.71	0.8	0.71	0.8	梅雨前線
	" 7月 3日	5	0.78	1.3	0.78	1.2	雷 雨
	" 8月 9日~10日	22	0.77	0.7	0.76	0.7	停滞前線

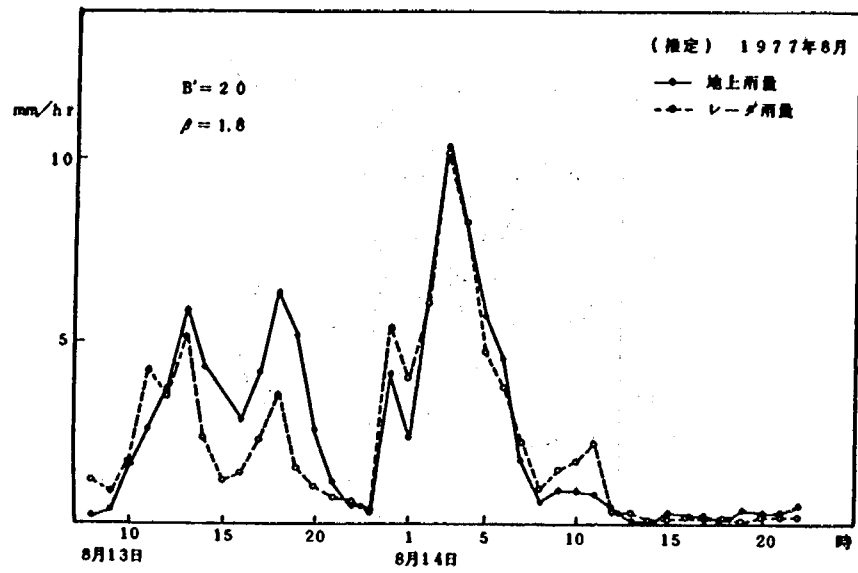


図-2 地上雨量とレーダ雨量

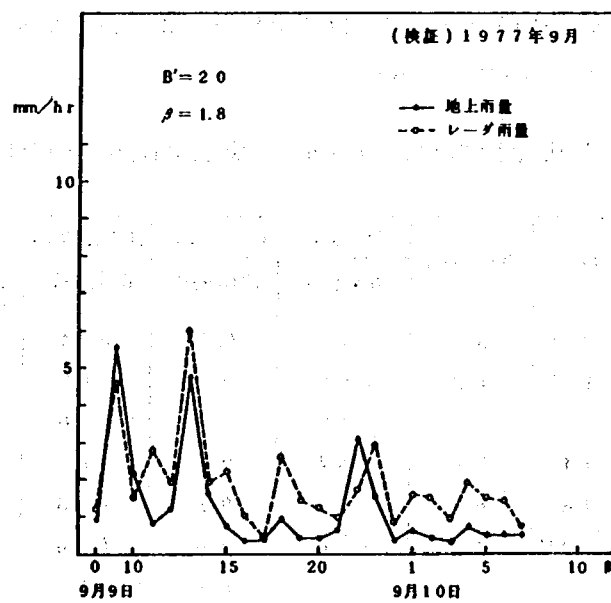


図-3 地上雨量とレーダ雨量

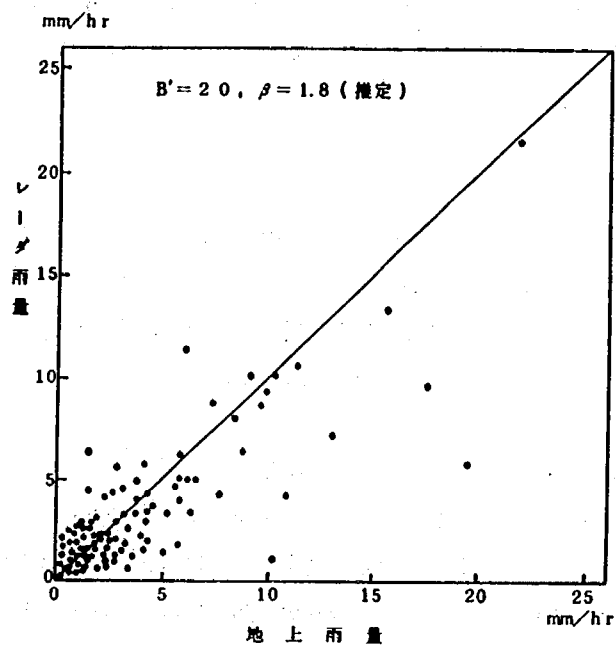


図-4 地上雨量とレーダ雨量の相関

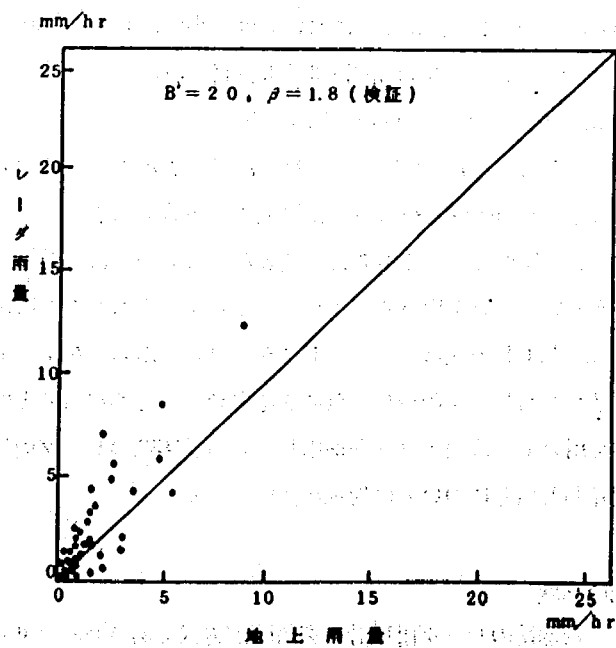


図-5 地上雨量とレーダ雨量の相関

この解析に用いた時間雨量の大半が 3 mm/hr 以下の雨であり、 $B' = 20$ 、 $\rho = 1.8$ の値もこのような雨に対応するものとする。この点で、より強い降雨についての精密観測結果の検討が今後の課題となる。

(2) 雑音電力の分離能力

レーダの受信電力がすべて観測目標である降雨からのものであれば受信電力そのままをレーダ方程式による変換が可能であるが、実際のレーダサイトの位置、標高の条件はこれらの条件に対して必ずしも満足できるものではなく、受信電力の中には当然雨から以外の山岳、建物等からのもの (Ground-Clutter) も含まれる。このグラウンドクラッタ分離方式の主なものについて、概略を述べる。

1) Ground Clutter Subtraction 方式

この方式は、Clutter としてレーダの観測領域すべてで晴天の日を選び実際に観測を行った値を CPU に登録しておくもので、利点としては各メッシュの "Clutter Level 規模" を容易に決定できるとともに、その変更も非常に容易であることである。欠点として、登録された Clutter Level は、降雨観測時において常に降雨時の直前のものに等しいとは限らないことである。Clutter Level の時間、日、または季節変化の特性および晴天時・雨天時の Clutter Level の違いと変化の様子は、現段階では十分に確認されていない。したがって、この変化の誤差への影響は未知である。

また、Clutter Level の高い場所においては、小雨における観測精度は、分解能から見ても 1.13 dB 以下のものについては不明であり問題が残る。

2) MTI (Moving Target Indication) 方式

MTI 方式は、その名のとおり動いている目標だけを表示するものである。したがって受信電力から固定目標の Clutter を電氣的に除去する方式である。

すなわち、雨滴から反射してくる電波と、地表からのものでは、受信電力のふらつきの周波数特性が異なるという性質を用いてハイパスフィルターを通すことにより降雨エコーを抽出するものである。MTI 方式は、グラウンドクラッターがふらつかず、またハイパスフィルターは直流分だけを遮断し、交流分を完全に通過させる理想的なものと仮定して、フィルター通過後の電力を用いて、降雨エコーを抽出している。実際のレーダ雨量計にこの仮定を用いる場合の適応範囲と誤差については現在研究中である。

(3) 適切な雨滴観測の高度

赤城山、三ッ峠、釈迦岳のレーダ雨量計は迎角固定方式でありレーダサイトから離れるに従い、降雨観測高度が高くなる。釈迦岳のレーダサイトからの距離と観測高度を図-6に示す。降雨観測高度が高い場合レーダによりあるメッシュ上に観測された降雨が、風による雨滴の

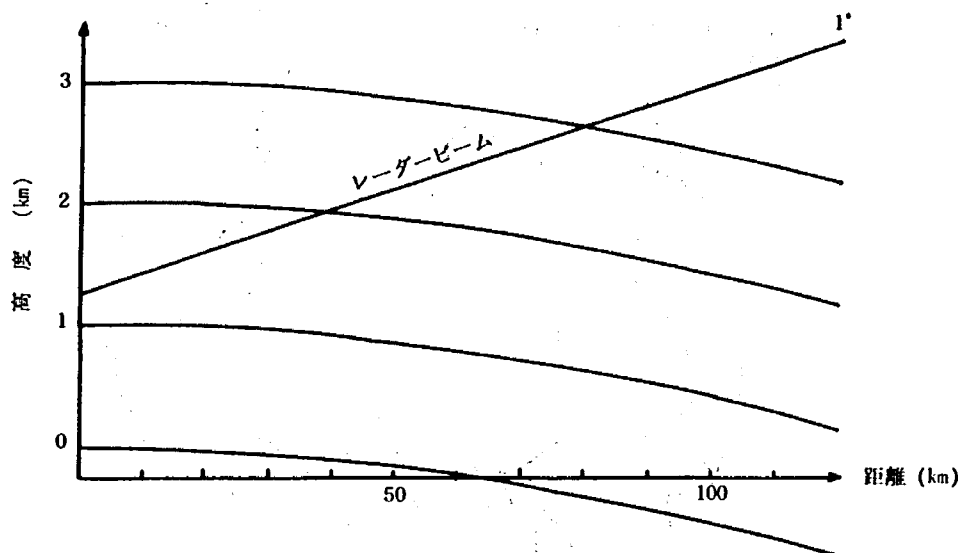


図-6 釈迦岳レーダの距離と測定高度

移流のため他のメッシュに対応する地表に降下することが考えられる。また、レーダが実際の雨雲よりはるかに上空を観測している場合もある。

レーダ雨量計の観測値に風による雨滴の移流を考慮して補正した報告では地上雨量計観測値とよく一致する場合とあまり一致しない場合がある(石崎・中尾, 1981)。一致しない理由として用いた風向、風速が適切でない場合と、レーダが実際の雨雲より上空を観測している場合が考えられる。

近畿地方建設局深山レーダ雨量計はCAPPI(定高度PPI)によりレーダサイトからの距離に関係なく一定高度の雨量(雨滴)を測定出来る。また、任意の方位角方向において、レーダサイトの距離と高度とをそれぞれ水平軸と垂直軸とする平面内での雨滴の分布も測定できる(RHI: Range・Height Indicator)。深山レーダの仰角固定PPI(仰角 0.8°)と高度 2 km 、 4 km 、 6 km におけるCAPPIによる測定値を図-7、図-8、図-9と図-10に示す。仰角固定PPIにおいて、レーダサイトの標高は 822 m であり、また距離 120 km の測定高度は約 3.6 km である。高度の低い測定値ほど地上雨量に近い値を示すものと考えられる。これらの図から測定点が高くなる程、誤差が増すことが良くわかる。また、近畿地方の夏期の雷雨は 6 km 以上の高度では降雨の検出できないことがわかる。仰角固定PPIの深山付近の降雨強度 $5\sim 10\text{ mm/hr}$ の範囲が高度 2 km のCAPPIの示す範囲より広いのは仰角固定PPIの方が低高度を測定しているからである。

深山レーダのRHIとこれらに対応する高度 3 km のCAPPIを図-11と図-12に示す。

熱電に対しては測定高を 2.5 km 以下にしなければ高精度を期待できないことがわかる。しかし高強度の雨だけの測定が目的ならばこのかぎりではない。測定高度と精度との関係は雨の種

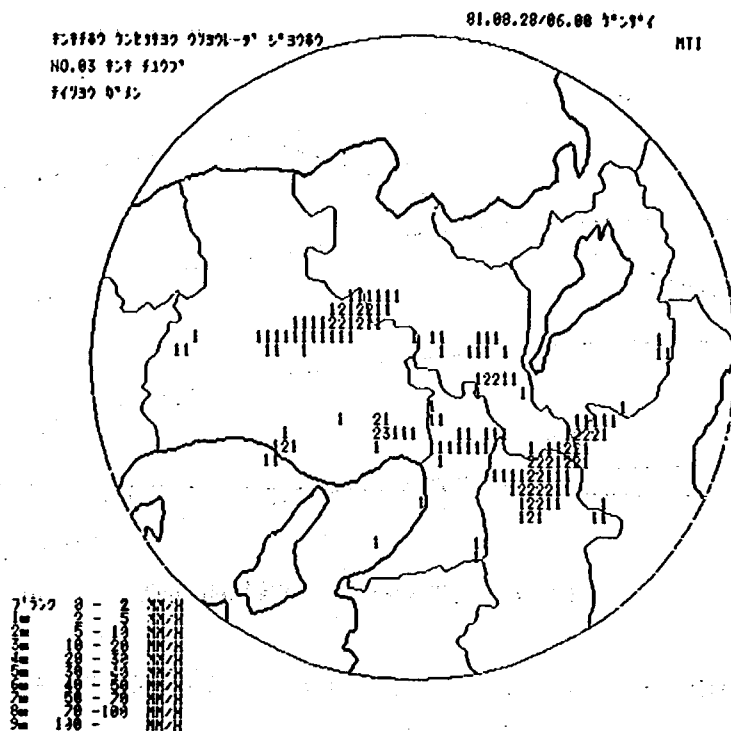


図-7 深山レーダ雨量計の仰角固定 PPI (仰角 0.8度)

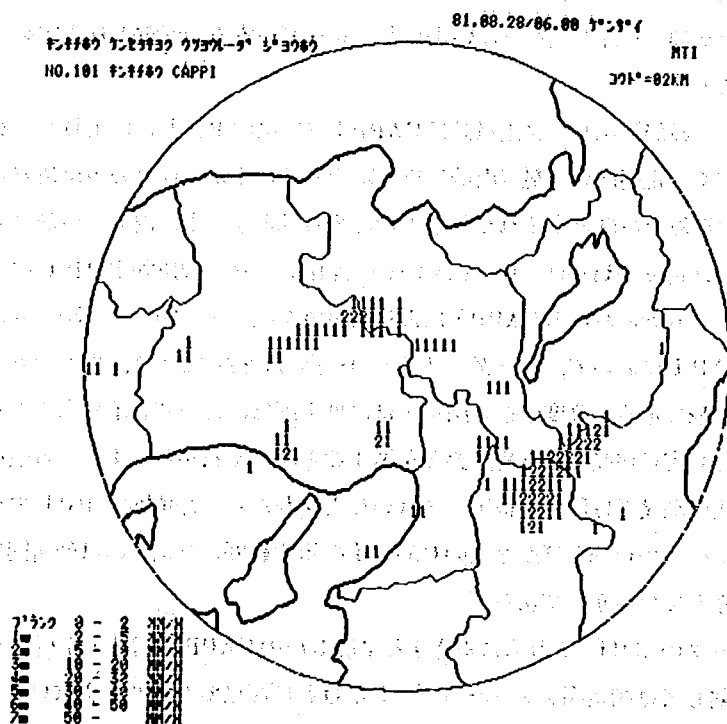


図-8 深山レーダ雨量計のCAPP (高度 2km)

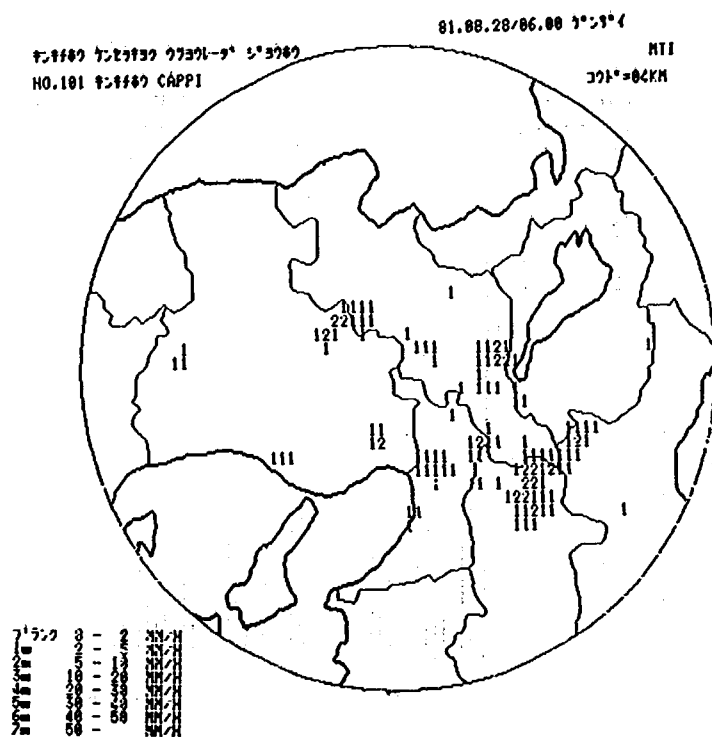


図-9 深山レーダ雨量計のCAPPI (高度4km)

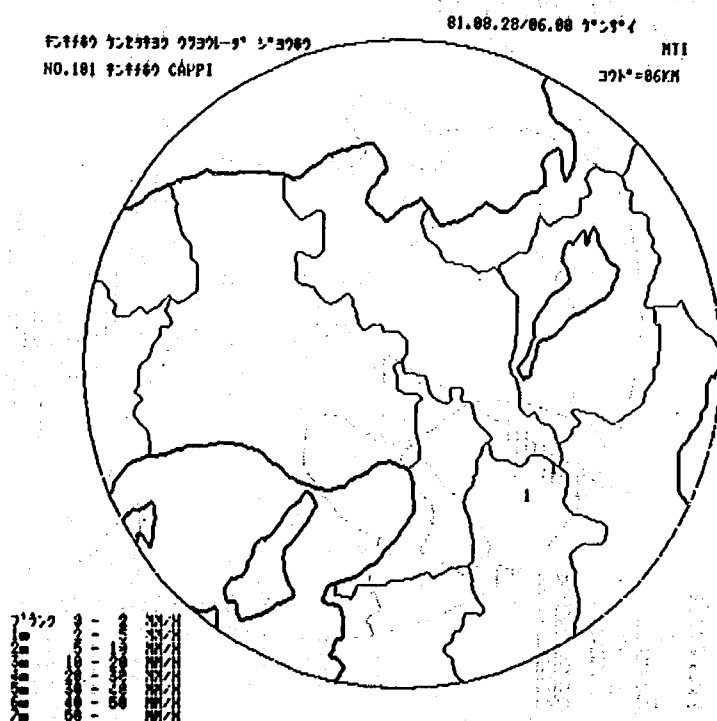


図-10 深山レーダ雨量計のCAPPI (高度6km)

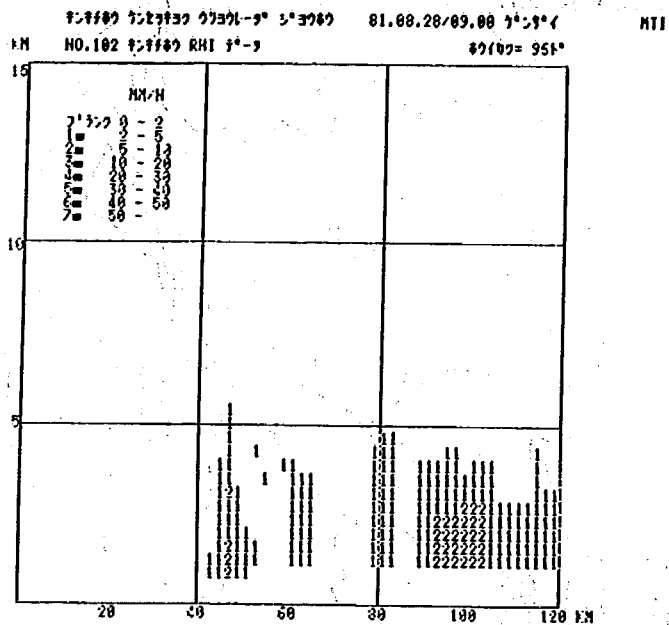


図-11 深山レーダ雨量計の RHI (方位角 96 度)

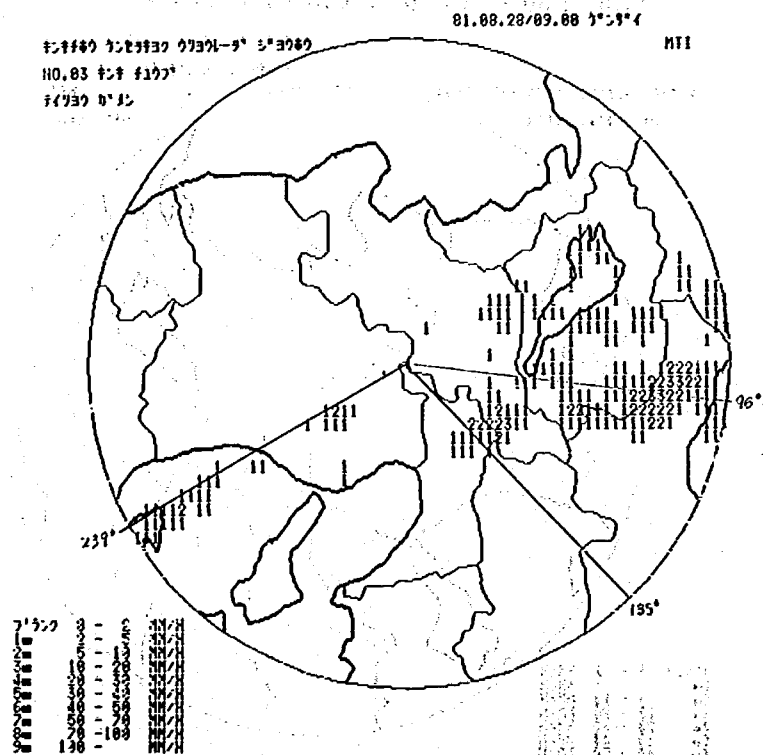


図-12 深山レーダ雨量計のCAPPIと RHI 方向角

類（前線、台風、熱雷等）により異なる。CAPPI と RHI を備えたレーダ雨量計による今後の観測と研究が待たれる。

3 釈迦岳レーダ雨量計の野村ダム流域の精度

野村ダム流域は釈迦岳からの距離が約 165 km であり、定量観測範囲（120 km）外となるため現時点で定量雨量観測は困難である。これは、野村ダム流域においてレーダビームの高度が約 6 km になることから理解できる。

しかし、雨滴の発生高度が高い雨については、レーダ雨量計観測値と地上雨量計の値と比較して B 、 β と校正係数とを決定することにより定量観測が出来る可能性があるが精度は期待できない。レーダ雨量計は約 9 km の平均雨量を測定し、地上雨量計は 314 cm の点を観測している。さらに、風による雨滴の移流がある。よって、レーダ雨量計の地上雨量計による校正は地上雨量計一台とそれに対応するレーダ雨量計のメッシュとで行ってはいならない。点在する地上雨量計による平均雨量と平均雨量を算出した地域に対応するメッシュの平均値との対比が必要となる。

定性観測において、雨滴の発生高度が低くかつ雨域が九州方面から野村ダム流域に移動して来る場合は雨量強度が一定であっても、野村ダムに近づくにつれて雨量強度が弱まるようにディスプレイに誤って表示される恐れがある。この表示に惑わされないために、野村ダム流域における雨の種類と雨滴発生高度（季節により異なる）を明らかにしなければならない。

4 将来の構想と問題点

レーダ雨量計の特徴は、広範囲にわたる降雨状況を、空間的、時間的に連続して観測でき、しかも即時性が高い。また、レーダ受信電力の降雨量への変換方式を適切なものにより、降雨の定量的把握も上記の定性的長所を保ちつつ可能となる。このため、局地的な地形性しゅう雨を見逃すことがない。

このような定量的把握を地上の雨量ネットワークにより得ることは経済的に困難であろう。

このような点から、レーダ雨量計は日本のような気象変化の激しい地域にとって、今後の雨量観測の中心をなすものと期待できる。

全国に 20 台のレーダ雨量計を設置し、ほぼ全国を定量測定範囲で覆う計画がある。

レーダ雨量計の定量範囲内の現在までの雨域の移動と発達と衰弱を用いて 3 時間程度まで未来の降雨を予想する研究が行われているが、レーダ網が整うにつれ、3 時間より長期の降雨予想が可能となろう。

CAPPI と RHI の有用性が深山レーダ雨量計により示された。レーダビームの仰角を小さくするとグラウンドクラッタが増大する。グラウンドクラッタ差引方式ではクラッタの除去能力に限界があり、ハードウェアでクラッタを除去する MTI 装置を用いた場合の測定の全体精度の向上が必要になる。

参考文献

石崎・中尾(1981):レーダ雨量計の特性に関する調査,土木研究所資料,1634号
(水文研究室)

河-7 洪水時における流量観測で人手のかからない測定方法について

(質 問)

吉野川の洪水流量観測には、1観測所当り5～7名の人が悪条件の中で、気象状況等を気にしながら数日間にわたって観測するため、観測人の疲労は大きく、また、危険の伴う作業である。そこで、人手がかからず経済的で精度良く、取扱いが簡単で連続して吉野川のような大河川でも流量測定可能な方法はないものか。

(徳島工事事務所)

(回 答)

洪水流量観測方法は、過去の多くの実績に基づいて決められており、その方法に従うことは、観測精度の保証につながる。このため、洪水流量観測の省力化等を図るためには、現在の方法をむやみに変更するのではなく、現在の方法を踏襲しつつ、効果的な観測機器を利用して行くことが好ましい。

そこでまず考えられる方法として、浮子観測時での(1)電波浮子の使用、流速計観測時での(2)流量観測車の使用の2つがあげられる。以下2点の略説を述べる。

(1) 電波浮子の使用

現在、多く用いられている浮子に電波発振器を取付けた電波浮子を流し、岸の上下流2点に設置した電波受信アンテナによって浮子の通過時間を測定し、流速を求めるものである。(図-1参照)

浮子の通過時間の測定から流速計算までを機械で行うため省力化が図られ、又、必要な時には、観測人による測定を同時に行うことが出来、本システムと在来の方法の比較が可能である。

ただ、欠測ということに対しては、電車等による電波妨害の対策、更にケーブル、受信アンテナのメンテナンスを十分に行う必要がある。

(2) 流量観測車の使用

現在、関東地建の事務所等ですでに使用されている物であるが、既設の道路橋等を利用して、流量観測を行う場合、自動車にウインチを装備し洪水時に、流速の大きな所での観測の安全を増し省力化を図るものである。

以上が観測の精度と安定性を考慮した上で好ましいと考える方法であるが、更に現在の観測方法あるいは、上に示した方法の補助的な観測方法として電波流速計の使用が考えられる。電波流速計

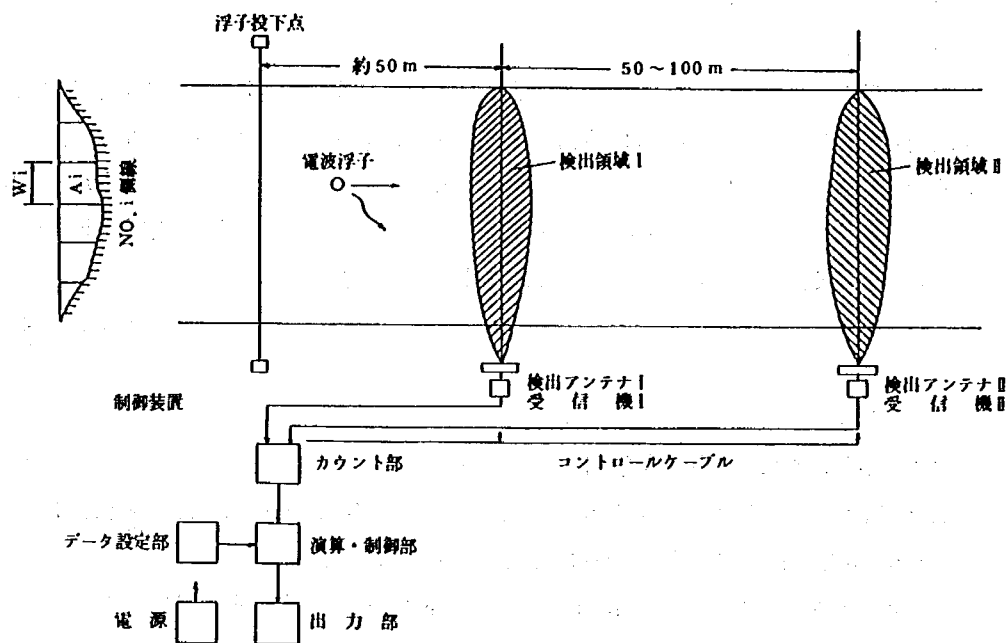


図-1 電波浮子を使用した河川流量観測システム

は以下(3)に示すような特性があり、観測の内挿や外挿に利用することにより、大がかりな観測の回数を減らすことが可能となる。

(3) 電波流速計

- 1) 原理 自動車取締りに使用しているドップラレーダスピード計と同じ原理に基づくもので流体の表面での電波の反射によって流速を求める。
- 2) 特 長 流体には非接触で観測できるので作業の安全性が高い。
- 3) 問題点 測定される流速は流れの表面流速であるため、利用者は観測地点での流速分布と表面流速の関係を求めておく必要がある。従来の方法の内挿や外挿に利用するのであれば同時観測により両者の関係を調べておかなければならない。

なお流速測定機器として超音波流速計があるが、高水位時の観測のための設置位置調整が困難であることや、横断面の流速分布が知れないことにより観測値から流量を求める場合、大きな誤差を含む危険性があること、更に洪水時の河川の濁流や流下物等による音波の減衰から生じる欠測が考えられ、洪水流量観測には適当と考えられない。

(水文研究室)

河-8 伏流水調査について

(質 問)

河床の低下、河道掘削等に対する影響把握並びにその対策を検討するために、各河川では、伏流水調査を実施している。調査では伏流水の動向等を把握するために観測井ボーリング孔等がかなり必要で、データが得られるまでに相当な時間と金額を用いている。このため、調査がなかなか進まないのが現状である。そこで地下水位(伏流水)をより簡易な方法(例:航空写真等を利用)を必要と思っている。これに関連する調査、研究等があれば御教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回 答)

地下水や伏流水に関する調査方法は、現在十分に確立されているわけではない。これは、地下の地質状況や地下水流動状況、地表の水などと異なり、直接確認できないことに原因がある。一般には、標準的な方法として、次のような調査手順が考えられる。

- ① ボーリング試験、揚水試験により、地質断面図の作成、透水係数の算定
- ② 地下水位観測による年間地下水位変動状況や水収支の把握
- ③ シミュレーション解析による影響予測や対策評価の検討

さて、本質問は、時間的、経済的な面から、上記方法以外の簡易の方法の有無についてであるが、現在のところ、研究段階のものは多いが、実用化された例はあまりない。しかし、上記調査のための概査や補助的手段として役だつものはあり、この範囲で1~2の研究事例を示す。

(1) 地下水の流速、流向を直接求める方法

一般には、大規模な試験にならなければ、地盤の透水係数や地下水流向を求めることができない。ここでは、単一井を用いて、簡便に地下水の流動速度や方向を知ることのできる1~2の方法を紹介する。図-1はボーリング孔内に微流速計を挿入することにより、地下水の流速を直接測定する方法の一例を示す。この方法では流向は求めることはできないが、図-2に示すような方法では流向まで知られる点で有効である。これは、ほう素水溶液の濃度変化を指向性中性子水分計により、各方向ごとに求める。変化数の大きさ及び方向が、流動流速、方向を示す。

(2) 空中写真による地下水流動を求める方法

調査方法の一例を図-3に示す。

地下水位の高い地域は、表層地質の成分に差異がみられ、さらに表層土壌水分は高くなると、空中写真は、濃い階調でうつる。これにより、おおよその面的地下水位分布を知ることができる。この他、最近では、普通の空中写真ではなく赤外線写真や自然ガンマ線の測定結果などを利用することにより、地下水の位置をより明確にする調査手法も実用化されつつある。これらの結果を用いて、たとえば、旧河道の確認、調査範囲の限定することなど、本調査の合理化、短縮に役立つと思われる。

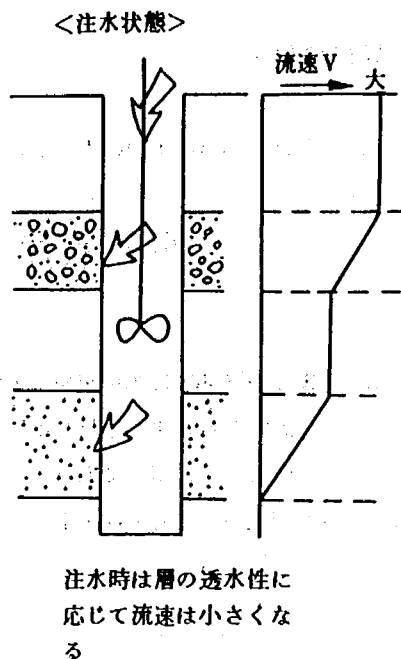


図-1 微流速計による地下水流動調査

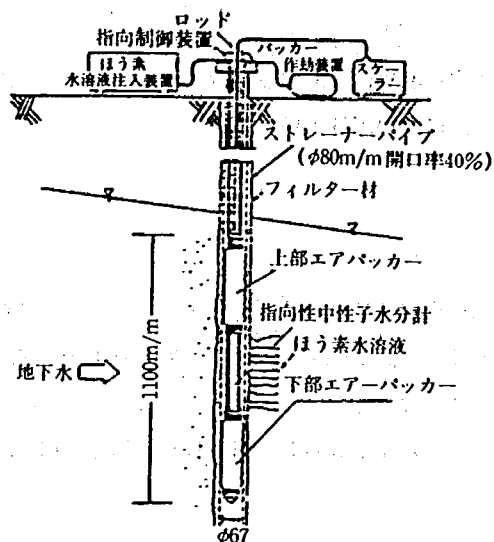


図-2 指向性中性子水分計による地下水流動調査

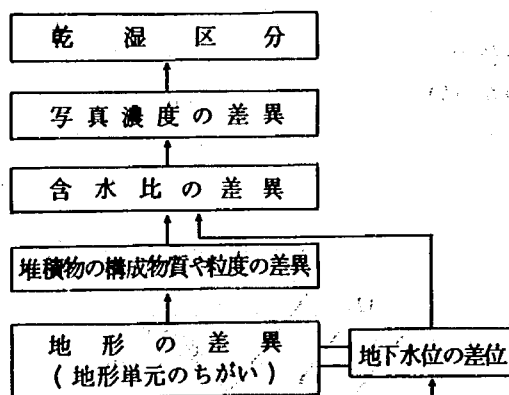


図-3 写真濃度と含水状況の関係

参考文献

- 1) 土木研究所, 地下水涵養技術の開発, 昭和54年2月
- 2) 不明, 小口径単一井による深度別地下水流の流速, 流動方向調査, 出典不明
- 3) 今村, 橋本他 空中写真を使った沖積平野の乾湿区分法 写真測量とリモートセンシング Ⅱ 19, Ⅲ 3 1980

(水文研究室)

河-9 支川の合流，ポンプ排水による水位上昇について

(質問)

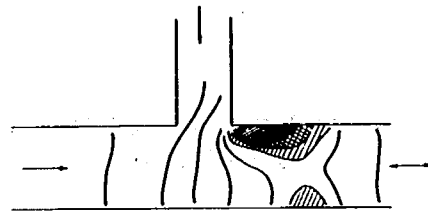
支川が直角に合流する場合，あるいはポンプ排水が直角になされる場合の本川の水位上昇量の把握手法について教示願いたい。

(中村工事事務所)

(回答)

河川合流点では横断方向に速度が不均一となり，均一化するまでの区間では水位が図-1のように変化する。変化する区間は合流部直上流から本川幅の3～4倍である。平均水位を本川について縦断的に描くと図-2のようになる。質問にある水位上昇量とは図-2の Δh である。

図-3に示す3断面に囲まれた領域で本川下流向きの運動量保存式を立てると次のようになる。



図中の線は等水位線
濃い部分は水位が低い

図-1

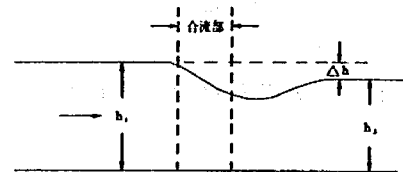


図-2

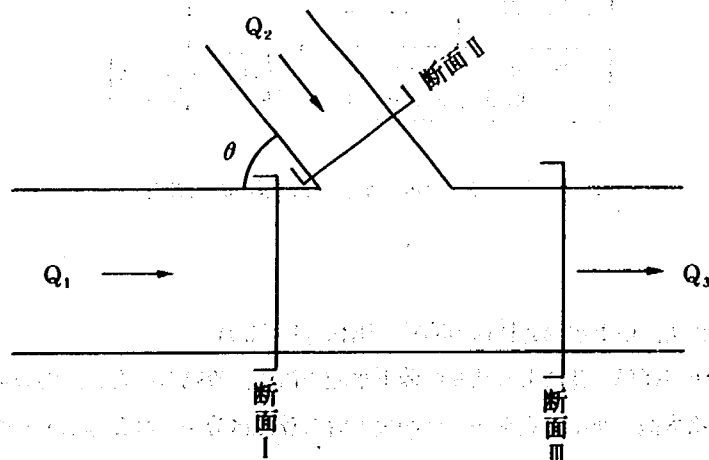


図-3

$$\underbrace{\frac{1}{2} \rho g B_1 h_1^2 + \rho \beta_1 B_1 h_1 V_1^2}_{\text{(断面 I の運動量)}} + \underbrace{\frac{1}{2} \rho g B_2 h_2^2 \cos \theta + \rho \beta_2 B_2 h_2 V_2^2 \cos \theta}_{\text{(断面 II の運動量)}}$$

$$+ W S_0 = \underbrace{\frac{1}{2} \rho g B_2 h_2^2 \cos \theta + f}_{\text{(重力成分)}} + \underbrace{\frac{1}{2} \rho g B_3 h_3^2 + \rho \beta_3 B_3 h_3 V_3^2}_{\text{(河床摩擦)}} \dots\dots\dots \text{(断面 III の運動量)} \quad \text{①}$$

ここに、 ρ = 水の単位体積質量、 g = 重力加速度、 B = 水路幅、 h = 水深、 V = 流速、 θ = 合流角度、 W = 3 断面で囲まれた区間の水塊の重量、 β = 運動量補正係数 1.1、添字 1, 2, 3 はそれぞれ断面 I, II, III の諸量であることを表わす。

また連続条件から

$$B_1 h_1 V_1 + B_2 h_2 V_2 = B_3 h_3 V_3 \dots\dots\dots \text{②}$$

水位の変動する区間はそれほど長くないので、①式の重力項と摩擦項を無視し、また $h_1 \approx h_2$ 、 $B_1 \approx B_3$ と仮定すると、次の三次方程式を得る。

$$\left(\frac{h_1}{h_3}\right)^3 - (1 + 2 \beta F_3^2) \left(\frac{h_1}{h_3}\right) - 2 \beta F_3^2 \left\{ \left(1 - \frac{Q_2}{Q_3}\right)^2 + \left(\frac{B_3}{B_2}\right) \cos \theta \left(\frac{Q_2}{Q_3}\right)^2 \right\} = 0 \dots\dots\dots \text{③}$$

流れが常流の場合には下流側の水理条件は既知であり、未知数は上流水深 h_1 のみである。上式の解は実験結果と良く一致することが確かめられているので、合流部の水位上昇量の算定にそのまま用いてさしつかえない。

しかし③式は三次方程式であるので多少不便である。そこで支川が直角に流入する場合の近似解を以下に示しておく。

支川が直角に流入する場合は $\cos \theta = 0$ であるから③式の最終項は消去される。水位上昇量を Δh とすると $h_1 = h_3 + \Delta h$ であり、 $\Delta h / h_3 \ll 1$ と仮定して $\Delta h / h_3$ の三次の項を無視すれば次の二次方程式を得る。

$$3 \left(\frac{\Delta h}{h_3}\right)^2 + 2 (1 - \beta F_3^2) \left(\frac{\Delta h}{h_3}\right) - 2 \beta F_3^2 \left[\frac{Q_2}{Q_3}\right] \left[2 - \frac{Q_2}{Q_3}\right] = 0 \dots\dots\dots \text{④}$$

この解は

$$\frac{\Delta h}{h_3} = \frac{\beta F_3^2 - 1 + \sqrt{1 - 2 \beta F_3^2 + \beta^2 F_3^4 + 6 \beta F_3^2 \left[\frac{Q_2}{Q_3}\right] \left[2 - \frac{Q_2}{Q_3}\right]}}{3} \dots\dots\dots \text{⑤}$$

と表わされる。 F_s が0.7以下の場合には、③式の解と⑥式とはほとんど一致するので、実用上は③式から水位上昇量を求めて十分である。

(河川研究室)

河-10 トンネル工事による地表水への影響対策と回復予測について

(質問)

トンネル工事に伴う地下水位の低下範囲の予測法、影響防止対策法および水位回復の可能性について。

(高知工事事務所)

(回答)

トンネルの掘削に伴う湧水や渇水の問題を事前に定量的に予測することは極めて困難である。これまで理論解析や数値解析が数多く試みられており(表-1)、また実測調査も行われているが、地盤の水理条件が一様でなく、かつ水位や供給量が刻々と変化し、それに伴って水頭のみならず透水経路(水みち)も変わってしまうことから、予測と実際の現象とが合わないことが多い。

表-1 地下水流の解析手法¹⁾

計算による方法	理論解法(微分方程式, 複素関数論)
	図解法(フローネット, フラッグメソッド)
	数値解法(差分法, 有限要素法)
実験による方法	砂モデル
	電気相似モデル
	ヘル・ショウモデル
	ゴムモデル
	光弾性モデル
	細管網モデル

一般の山岳トンネルの場合には対象とするトンネルと類似した環境下の既設トンネルの例を調査して予測している。ここで類似の環境とはトンネルの地形、地質、土被り等が類似しているものをさす。

トンネルの湧水には施工中の集中的な出水と、竣工後の恒常的な湧水とがある。前者は急激に大量の出水が生じ施工上問題となるが、影響範囲がそれほど広くならない(地表の陥没を伴うことがある)。他方恒常的な湧水は通常影響が急激に現われたり、有害な問題となることは少ないが、その

影響は広範囲に及び、回復することが困難なことがある。

影響範囲は地下水の補給量、他、透水係数と流失時間によってきまるが、特に大きな地下水の補給がなければ最終的には透水係数によってきまる。

高橋は竣工後の恒常湧水量を求める式を提案しており、その中で流出範囲の算出方法を示している。²⁾ まず平均透水係数 k_t を求め、これをパラメータにして図式法によって流出範囲を求めるものである。

平均透水係数の算出方法は、トンネル通過付近の代表的な沢を数本選び、沢に直角に切った断面における沢と稜線の比高(H_R, H_L)と幅(R_R, R_L)とを求め、これを平均したものから平均透水係数 $k_t = R^2 / 6H$ を求める。 k_t ごとに H と R との関係から $H-R$ 標準曲線を求め(図-1(1))同縮尺の横断面図で R の原点をトンネルの位置におき、その地点での k_t の $H-R$ 曲線と地表とが切り合う点が流出範囲である。(図-1(2))。この方法は理論的な説明がなされていないが、現実とかなりよく符合するといわれている。

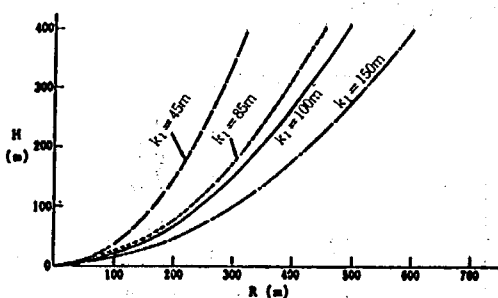


図-1(1) R-H曲線の例

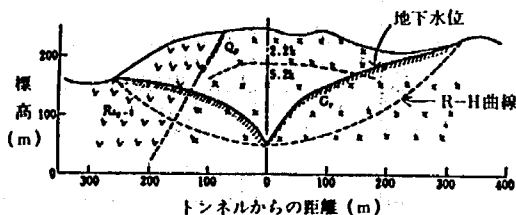


図-1(2) 地下水の流出範囲

図-2は地質別にトンネルの土盛りと湧水範囲を示したもので、これによっておよその影響範囲を予測することができる。²⁾

特殊な圧力トンネルをのぞくとトンネルは地山から水圧を受けないようにドレーンを入れている。したがって竣工後もトンネルに向って地下水が流動しており、トンネル位置を流出基準点として地山の透水係数によって決まる地下水面が形成されている。

地下水位を回復させるためにトンネル周辺地盤にグラウトする試みはかなり行われているが、あまり成功していないようである。一方土盛りの厚いトンネルでは対策を講じなくても自然に水みちが防がれ、地下水位が回復している例もある。

前述のように普通のトンネルではドレーンによって湧水を排除するように設計している。もしドレーンを施さない構造にする場合にはトンネルの断面を円形にする等して水圧に耐える構造としな

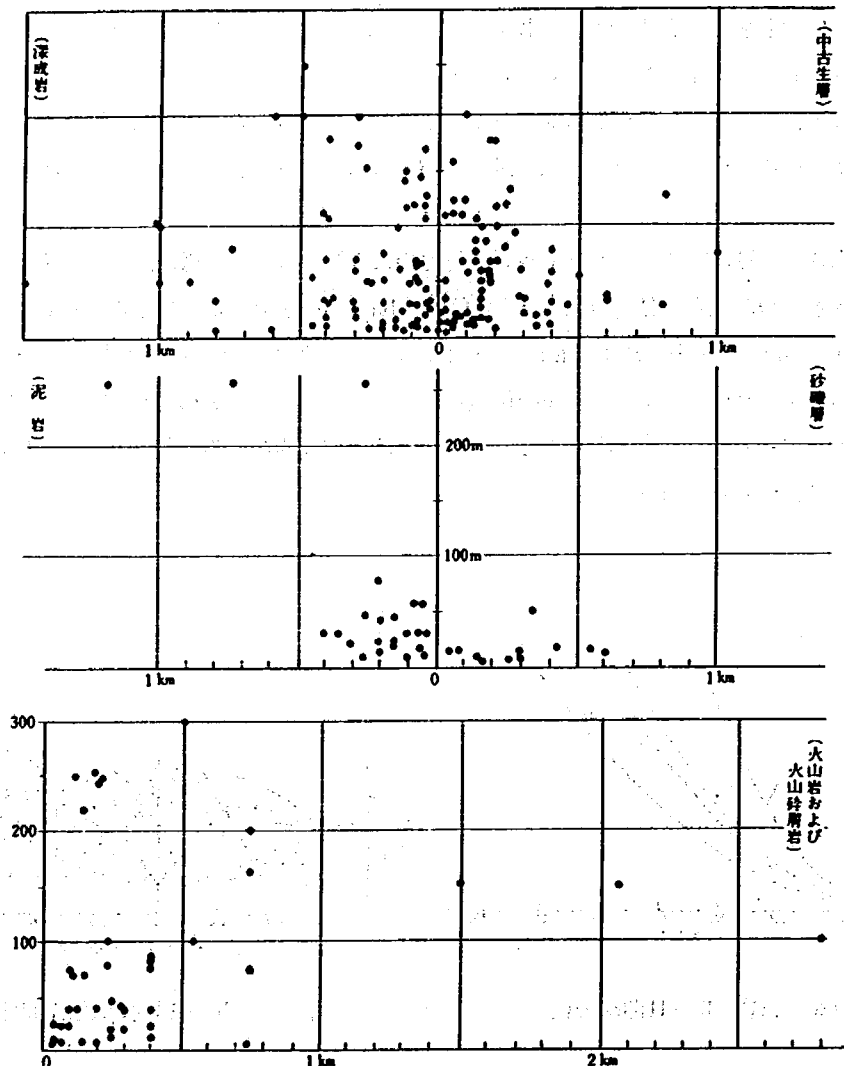


図-2 地質別の土被りと湧水位置の関係

なければならない。普通の馬蹄型のライニング（覆工）では 2 kg/cm^2 （水柱 20 m ）位でクラックが生じてしまう。またグラウト工を施工する場合でもそのままでは $2\sim 3\text{ kg/cm}^2$ 以上の注入圧では同じようにクラックが入ってしまう。

トンネルへの漏水を防止する目的でコンクリートライニングの目地に止水板を施しているが、ドレーンが目詰りをおこすと止水板をやぶりトンネル内に容易に漏水する。これまでの例ではどんなによい止水板を入れたコンクリートライニングでも、それによって確実に漏水や出水を止め地下水位を回復させることは不可能のように思われる。現在のところ確実に地表水を回復させるためには、

ライニングの構造を地下水水頭に見合った水圧に耐える圧力トンネルとし、高圧グラウト（3～5 kg/cm^2 以上）で止水する以外によい方法はない。なお、止水効果を数量的に求めたり予測することは困難である。

参考文献

- 1) 地下水ハンドブック，建設産業調査会，昭 55
- 2) 高橋彦治：トンネル湧水に関する応用地質学的研究，鉄道技研報告，施 110，1962
（参考文献 1）にも引用されている）

（地質研究室）

河－11 潮止堰の堆砂防止対策について

(質 問)

土器川改修に伴う河床低下により海水の遡上防止の目的でゴム引布製起伏堰を昭和52～53年度に施工した。その後砂利の堆積が著しく、堰の起立に支障をきたし、毎年土砂を取り除いている。この対策方法を検討するための基礎的調査方法及び基本的な対策方針等を御教示願いたい。

(香川工事事務所)

(回 答)

土器川潮止め堰はスパン40m高さ278mの2連の空気式ゴム堰である。内圧は0.2 kg/cm²であるため2^{ton}/m²以上の荷重が加わると起立できなくなる。混潤土砂が1m程度堆積するとこの重量になる。実際には偏荷重の問題、起立に要する時間の制約などもあるので、安全を見て50cm程度以上の堆積を生じないように配慮すべきと思われる。

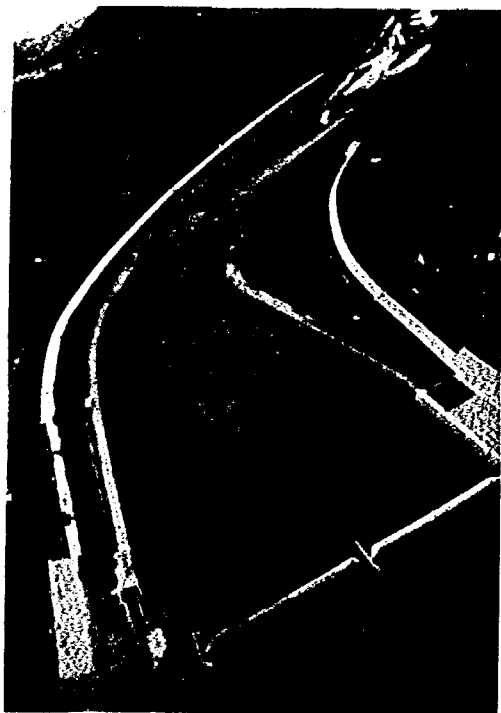
堆積状況は写真1～3のようで、堆積厚は70cm程度である。現在は人力によりゴム堰上のみ堆積土砂を除去してかろうじて起立させているようである。本ゴム堰は堰数が計画河床になっているが、図－1に示すように、堰の極く近傍を除いて河床の掘削が残されており、現況平均河床と堰数の高低差は2mとなっている。実際には現況河床には砂洲が発達しているためその最高部と堰数の高低差はさらに大きい。ゴム堰到伏時には水位が急に低下するので局所的に極めて大きい水面勾配が生じ堆積部が浸食され押し出してくると思われる。

このように堰の極く近くだけ計画河床とし現況河床へのすり付け区間が十分とられていない場合には、人為的な土砂除去を行わない限り、ゴム堰上への堆砂は避けられない。まず上下流の河床を計画河床まで掘削することを早急に考えるべきである。

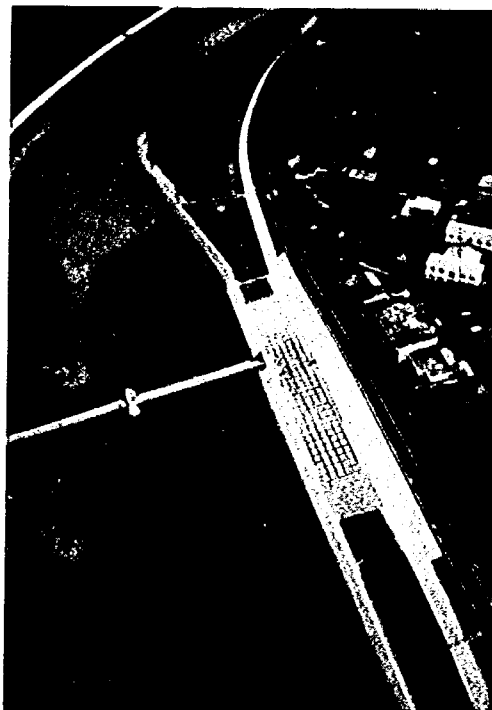
潮止め堰上流は湾曲部であり、凸岸側に砂洲が発達している。堆積状況写真によれば、出水時にこの砂洲から土砂が移動しているようである。したがって応急的措置としてこの固定砂洲を除去することも考えられる。

しかし本潮止め堰付近は河床勾配が変化する地点にあたり(1/300→1/1,500)、もともと土砂が堆積しやすい。加えて堰直上流が約60度の湾曲部であるため、凸岸側に砂洲が発達しやすい。したがってこの砂洲を一旦除去したとしても、放置すればまた発達してくるはずで、結局繰り返し除去を強いられることになる。

砂洲を繰り返し除去した場合、下流への土砂供給量がかなり減少するので、その影響を調査し必要ならば対策を講じなければならない。例えば河道の河床低下による護岸、橋脚等の構造物の不安定化、排出土砂の減少の海浜への影響などが考えられる。土器川河口は既に埋立地が伸びているので後者は問題ないと思われるが、前者については慎重に検討した方がよい。土砂の供給量が減少すると平均河床の低下に加えて砂洲が動きにくくなりみお筋が固定化するため深掘れが促進される。本潮止め堰下流には重要な橋脚が数本あるが、特に国道橋は堰に最も近いうえで湾曲部にかかって



写真一1 潮止堰上流堆砂状況



写真一2 潮上堰下流堆砂状況



写真一3 堆砂除去状況

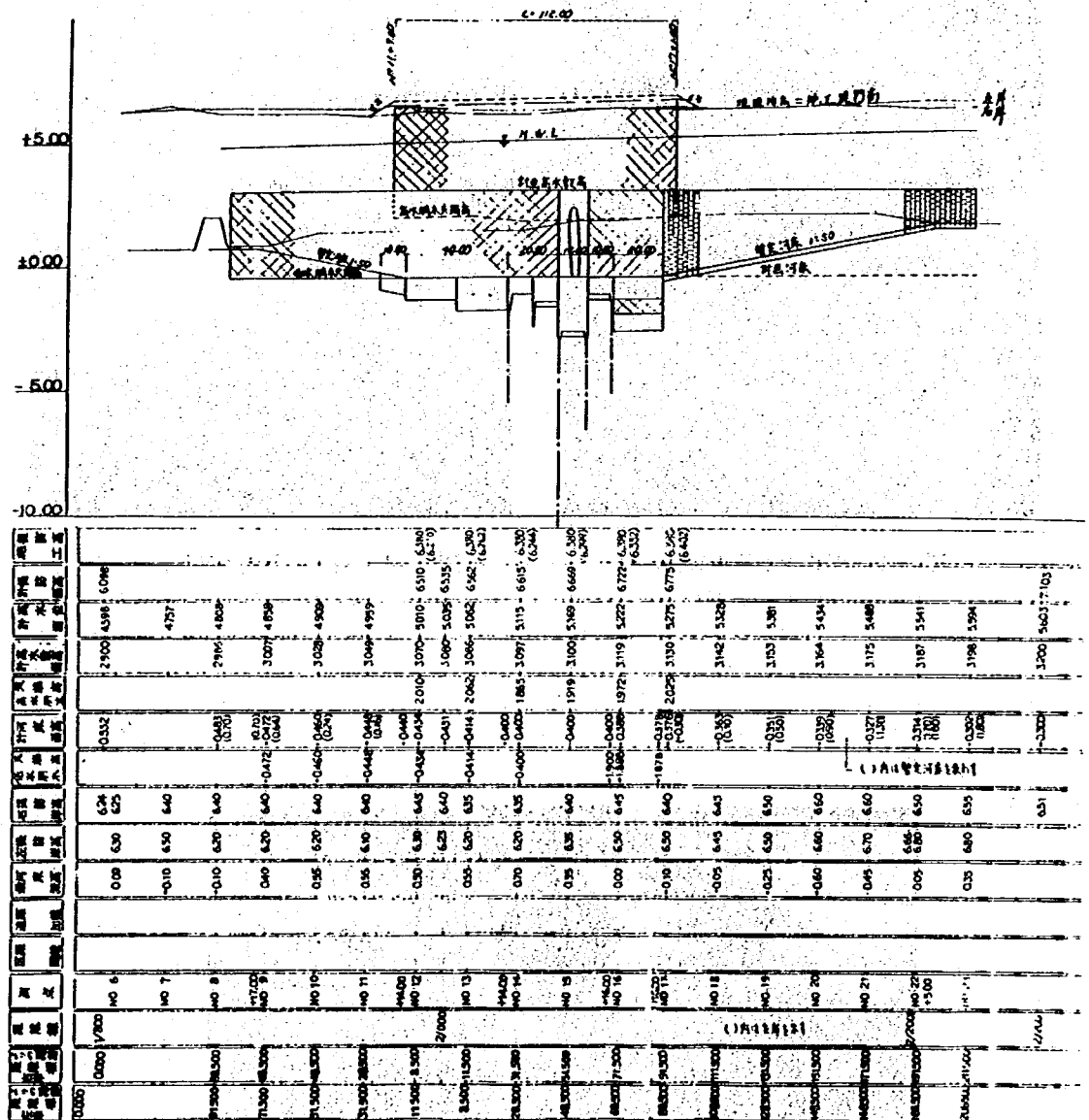


图-1

いるので注意を要する。また護岸の根入れも十分か否か検討を要する。特に国鉄橋下流部左岸は湾曲部外側で高水敷が無いため、堤防が直接危険にさらされる恐れがある。

このように土砂の供給を減少させる場合には十分な注意と準備を要する。したがって潮止め堰上流の固定砂洲の除去はあくまで応急的な措置として考えるべきである。

計画河床までの掘削が完成した後の堆砂の可能性については以下のように考えられる。土器川潮止め堰は湛水位がT.P. 2.6 mを上回ると自動転倒する。この時の越流水深は42cmであり、仮りに越流係数を1.5として固定堰部もあわせた流量を計算すると約40 m³/sとなる。一方この付近の河床材料は20mm程度の砂礫である。湛水域上流河道のみお筋では40 m³/sの流量でも移動しうるものと思われるが、その量はわずかである。したがってゴム堰の存在自体が砂礫の疎通を妨げることはほとんど考えられない。(もちろん細粒分は湛水域に貯留されるが、これは倒伏時に容易にフラッシュされる。)

このように砂礫の上流からの供給はほとんどゴム堰倒伏時となるので、計画河道形状が洪水時の土砂の流下に対して比較的安定であるように決定されていれば問題はない。この点を河床変動計算によって確かめておくことは必要であろう。

資 料

掃流力の計算 $Q=40 \text{ m}^3/\text{s}$

・湛水域上流では計画流量時に、

$$Q=1,100 \text{ m}^3/\text{s}, B=80 \text{ m}, H=5 \text{ m}, I=1/300$$

これから

$$n = \frac{BH^{5/3} I^{1/2}}{Q} = 0.061 \rightarrow \text{大き過ぎる}$$

・flat Bedとすると対数抵抗則で $R_s = 2D = 4 \text{ cm}$ として

$$\frac{Q}{B\sqrt{gIH^{3/2}}} = 6.0 + 5.75 \log_{10} \frac{H}{R_s}$$

$$H=2.75 \quad n=0.023 \rightarrow \text{少し小さい}$$

・ $n=0.03, 0.04$ で計算する

$Q=40 \text{ m}^3/\text{s}$ でのみお筋幅は

$$B = 3.5 \sim 7 \sqrt{Q} = 22 \sim 44 \text{ m}$$

水深は

$$H = \left(\frac{nQ}{BI^{1/2}} \right)^{3/5} = \begin{matrix} 0.64 \sim 0.97 \text{ m} & (n=0.03) \\ 0.76 \sim 1.15 & (n=0.04) \end{matrix}$$

掃流力は

$$\tau_* = \frac{HI}{SD} = \begin{matrix} 0.065 \sim 0.098 & (n = 0.03) \\ 0.077 \sim 0.116 & (n = 0.04) \end{matrix}$$

全流砂量は,

$$Q_s = 10 u_* D \tau_*^2 B \quad (m^3/s)$$

$\begin{matrix} \text{B} \\ n \end{matrix}$	22	44
0.03	7.52×10^{-3}	5.38×10^{-3}
0.04	1.15×10^{-2}	8.22×10^{-3}

← m^3/s

$\begin{matrix} \text{B} \\ n \end{matrix}$	22	44
0.03	650	465
0.04	994	710

← m^3/day

年間流出土砂量

山地面積 70km²

比堆砂量 500m³/km²・year とすると

$$Q_T = 35,000 m^3/year$$

このうち半分が掃流砂（よく調査をしないとわからないが、多目にみた値として）とすると

$$Q_B \doteq 18,000 m^3/year \text{ となる。}$$

一方、堰周辺の凹地体積は、図面から

$$(100 + 260) \times 2/2 \times 80 = 28,800 m^3$$

したがって数年で埋まることになる。

年間の土砂量がすべてここで除去されたとすると河岸河岸の低下量は平均的には

$$18,000 / (2,000 \times 80) = 0.113 \rightarrow 11cm/year$$

(河川研究室)

河－12 河川改修に際し旧霞堤の取り扱いについて

(質 問)

土器川の未改修区間には23ヶ所の霞堤があり、当該ヶ所の計画河床勾配は $1/150 \sim 1/100$ ときつ、流下断面も十分に有することから、現在の改修計画ではそのほとんどを連続堤防にする計画となっている。

霞堤の目的は①支川処理 ②乱流防止 ③氾濫流の回収 ④遊水効果等がある。23ヶ所の内2～3ヶ所の「支川処理」を除いては全て「氾濫水の回収」が目的の霞堤である。一方霞堤につながる堤内地で盛土等による宅地化が進んでおり、地先は連続堤防に改修するよう強く望んでいる状況である。

このような状況下における霞堤の取り扱いについて他の実例等があれば御教示願いたい。

(香川工事事務所)

(回 答)

一般に霞堤は河道特性に応じてその機能が異なる。扇状地性河道では、支川処理（内水排除も含む）、乱流防止、氾濫流の回収、を主目的としたものが多く、遊水効果は一般に小さい。中間地河道では遊水効果を期待した霞堤が一般である。

土器川は、扇状地的な河道であり、遊水効果は小さいものと考えられる。扇状地性河道では流路を河道内に固定することが困難な面があり、霞堤が多用されてきているが、その主因は、河床変動が大であること、流出土砂量が大いこと、によっている。出水時に流送されてくる大量の土砂が扇状地面の形成を促し、扇面を乱流する流路網が形成されるが、改修により流路を固定すると河道内だけに河床変動が抑制されるため、異常な土砂流出を伴う出水では、河道内での堆砂（砂礫堆の形成を伴う）による堤防越水や、偏流による欠壊を生じる。近年では上流での砂防工やダム建設、土砂採取により、河床低下を生じつつある扇状地河道が多く見られ、河道内に小段丘が形成され、洲の移動が見られなくなった河道が多い。このような背景から相対的に河積にゆとりがあるような状況を呈しているが、扇状地性河道では、大出水時に大量の土砂の流送があること、左右岸で水位差が1～2 m生じることがあること、完全に欠壊を防止するような護岸工の構築が河床変動や偏流の発生により困難なこと、等の理由から、単に不等流計算上の河積の有無だけで、河道計画を立案することは危険であると考ええる。したがって、霞堤の連続堤化は、上記のような事項について、充分の調査を行った上で判断すべきものと考えられる。土器川でのように30ヶ所以上も霞堤が現存しているにはそれなりの経緯もあるであろうから、その背景について充分な調査が必要であろう。

なお霞堤の処理方式については、下記の文献を参照して検討されることが望ましい。

参考文献

(1) 霞堤に関する総合的検討調査報告書，国土開発技術研究センター，昭和54年度

(総合治水研究室)

河-13 横断工作物（堰）建設に伴う漏水について

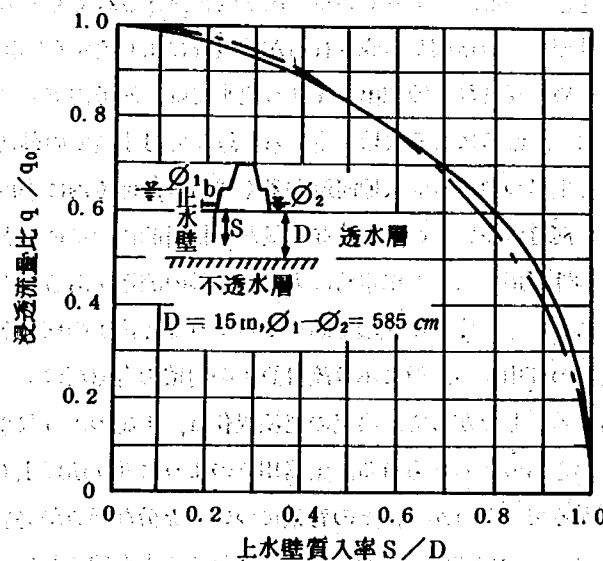
（質問）

堰建設による河川水位の上昇に伴い，堤内地への漏水が始まるが，それは，乾田の湿田化に伴って現れ，対策が必要になってくる。今までの漏水対策としては，矢板工法がよく用いられるが，平常時は全く用を足さず施工例では，そだ等によるめくら暗渠により集水し，ポンプ排水している所もある。そのような対策例として他にどのようなものがあるか，また，その効果はどうであるか。

(徳島工事事務所)

（回答）

漏水を防止する対策工はこれまでに数多く実施されてきているが，漏水を完全に止めることはなかなか困難なようである。この原因の一つとしては，漏水のもとになる透水性地盤は必ずしも一様に分布しておらず，場所や位置によって複雑な地層構成をなしている場合が多く，透水層の一部を遮水しても他の箇所に水が集中して漏れを起す場合があるためである。



—— Pavlorsky の理論解析結果による ($b/D = 0.75$)

--- 土木研究所山村室長の近似解析結果による ($b/D = 1.00$)

図-1 止水壁貫入率と浸透流量比

質問にあるような矢板工法が、その効果を十分発揮しない主な理由をあげると、次に示すようなものが考えられる。

まず、透水層の厚さと矢板の貫入深さの関係があげられる。一般に、矢板などの止水壁の透水層への貫入率と浸透流量の関係は、図-1に示すような関係がある。図から、止水壁を透水層の厚さの80~90%貫入させても、浸透流量は50%程度にしか軽減できないことがわかる。従って、透水層からの浸透水を遮断し漏水を少なくするためには、止水壁を透水層全体に100%近く貫入させる必要がある。

しかし、透水層が厚い場合には、矢板を透水層全体に貫入させることが通常の場合、困難である。そのような場合には、矢板を透水層のある深さまでしか貫入させることができないために十分な止水効果が得られず、漏水防止の役目を果たさないことがある。

次に考えられるものとして矢板の継目における漏水の問題があげられる。矢板の継目での漏水は施工方法ならびに施工後の目づまりなどが関係する。最近では継手構造自体にシーリング材を充填したり、継手周囲にグラウト注入するなどして、継手部での漏水を防止する施工法が多く用いられている。従って、従来の工法に比べると矢板継目における止水性は高くなっているが、矢板の止水効果を調べた実測例などからすると、矢板継目からの漏水は依然としてあると考えるのが妥当のようである。特に、砂礫層からなる透水性地盤に矢板を打込むような場合には、地盤が固いために打込みが困難であり、また打設しても矢板が変形し、変形部分からの漏水量が多くなることがあるので、注意を要する。

堰建設による河川水位の上昇に伴う堤内地への地盤漏水を防止する工法として、一般に多く用いられているものに図-2に示すような工法がある。

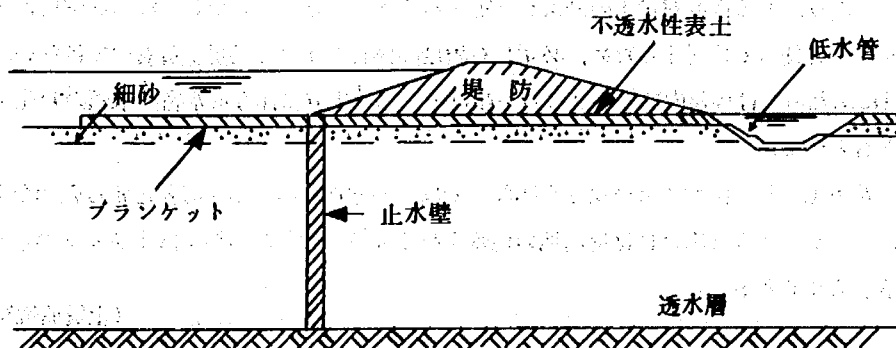


図-2 漏水対策工の1例

すなわち、透水層を止水壁で締切する方法ならびに堤外地にブランケットを設ける方法及び堤内地ののり尻に排水溝を兼ねた低水路を設置する方法などがある。止水壁についてはすでに説明したので、ブランケットについて次にのべる。ブランケット工法は堤外地の透水性地盤を粘性土などの難透水性材料で覆うことによって浸透経路長を長くし、それによって堤内地部分の透水層の水頭を低

下せる方法である。プランケット工法は施工し易く、施工の信頼性も高く、しかも維持管理が容易などの利点をもっているが、一方では堤外地にプランケットを設けるための敷幅を必要とする。

のり尻部に設ける低水路には底部に砂利をつめた穴あき管が取り付けられており、透水層からの浸透水はその穴あき管を通して低水路に導びかれる。集水した水は堰の下流部で河川に排水するか、または適当な地点でポンプ排水する。このようにして透水層からの浸透水を堤防のり尻部の低水路で抜くことにより、堤内地での漏水を防止する。

上記のような工法が一応堰の建設に伴う地盤漏水の対策として考えられる。これらの工法の採用にあたっては、現地盤をよく調査し、地盤の地層構成、透水層の厚さ、広がり、透水性などを十分に把握したうえで、堤内地の土地利用とも考え合わせて、現地の条件に最も適合した工法を選定することが大切である。特に、最近では堰の建設前と建設後の堤内地の地下水位の条件を同じにするように要望されることが多くなっている。従って、図-2に示したような工法を適当に組合せて、現地の要望に対応させていくことが重要である。すなわち、堰の建設による水位の上昇に伴う堤内地の地下水位の上昇や漏水に対しては、プランケットや止水壁を設置することによってそれらを少くする。しかし、プランケットや止水壁だけでは堤内地の地下水位をうまくコントロールするのに限度がある。そこで、堤防のり尻に低水路を設けて、低水路の水位を適宜調整することにより、堤内地の地下水位をうまくコントロールする方法が検討されている。そのような検討例として、矢作川河口堰や芦田川河口堰などがあげられる。

対策上の効果を判定する方法としては、模型実験や浸透解析などによる方法が考えられる。最近では、電子計算機の発達に伴ない、複雑な条件をもつ浸透流の解析が有限要素法を用いた数値計算によって可能になってきている。従って、対策工を施す前と施した後での浸透流の解析結果を比較することにより、ある程度対策工の効果を判定することができる。しかし、浸透流解析はあくまでもモデル地盤を使って検討するため、必ずしも現地の条件をすべて満足するものではない。従って、堰の建設にあたっては地盤内に観測孔などを設けて、水位上昇に伴う透水層の水頭の変化を調べておくことも大切である。

なお、対策工として山地に近い狭さく部などでは、漏水などの対策を必要とする範囲があまり広くないので、そのような場合には堤内地の地盤を高くする、すなわち押え盛土をするのも一つの方法であると考えられる。

(土質研究室)

河-14 漏水対策護岸に止水シートを使用した場合の耐久性について

(質問)

軟弱地盤上に築堤された堤防の堤体漏水対策として高水護岸を考えている。護岸工法は、平ブロック又は張コンクリート工法に土木用止水シート類を併設して止水効果を図りたいと考えているが、アスファルト系シート(アコシート)等適正材料はどのようなものがあるか、又、これら材料の防水

効果と耐久性はどの程度あるのか、実験あるいは試験工事等あればお伺いしたい。又この種の漏水対策工事の設計施工上の留意点について御教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回 答)

平ブロックや張コンクリートなどの護岸は施工後、目地部などにクラックを生じやすいので、護岸に漏水防止の効果をもたせるためには基本的に護岸の下に止水効果のある難透水性の材料を置く必要があると思われる。その意味で、アスファルトシートを護岸の下に敷いて止水化をはかるのも一案であると考えられる。

アスファルトシートを護岸裏の止水化に用いる場合に問題となる項目を列举すると、次のようになる。

- ① アスファルトシートの下に砂利などの突起状の異物があると切り裂かれる恐れがある。
- ② 堤体内の残留水圧により、アスファルトシート及び護岸が押し上げられる恐れがある。
- ③ 護岸がアスファルトシートの上面に沿ってすべる可能性がある。
- ④ アスファルトシートは薄い膜であるので、一部でも弱点箇所があると、止水性が全体として著しく損われる恐れがある。

これらの問題に対処してアスファルトシートを施工した例として、図-1に示すような関東地建の事例がある。図-1の場合には、クラッシャーランの上にアスファルトシートを敷き、さらにその上にコンクリートスラブ、敷モルタルを打設してコンクリートブロックを置いている。

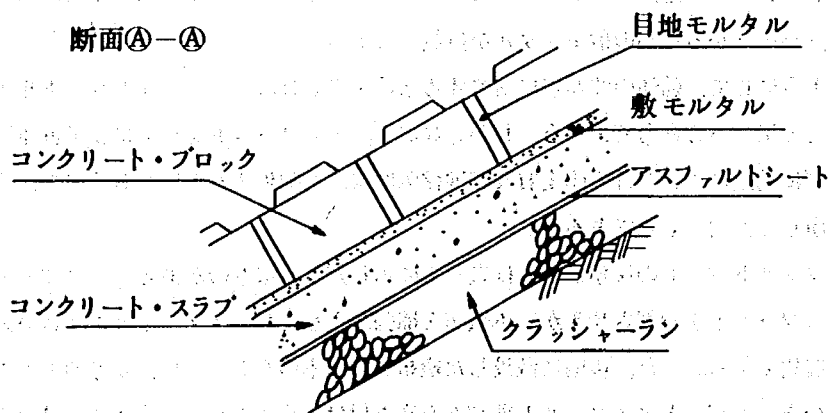


図-1 関東地建での旧河川部における施工事例

まず、クラッシャーランは堤体内に浸透した雨水や河川水をこのゾーンを通じて透水層に排水させて残留水圧を軽減させる働きを担っている。(図-2を参照)

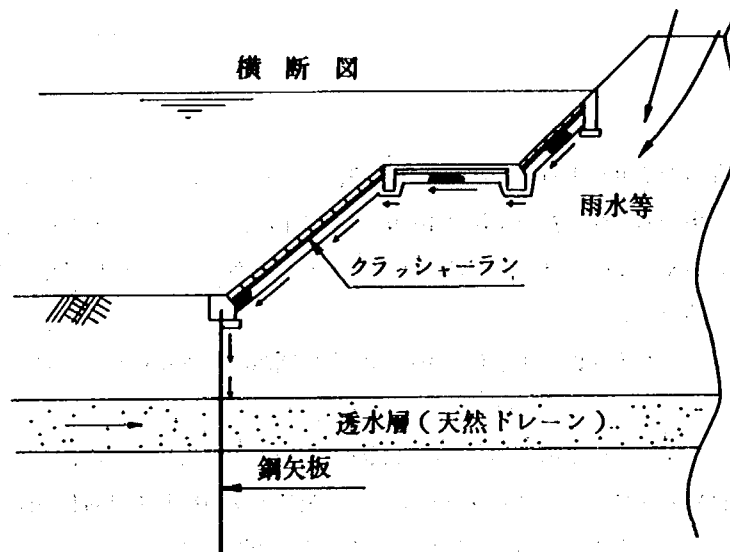


図-2 図-1に示した事例の基礎地盤

次にアスファルトシートにより止水し、その上に打設したコンクリートスラブにも一部遮水効果を期待している。また、コンクリートスラブはアスファルトシートに密着してすべりを防ぐと共に、コンクリートブロックと一体となってアスファルトシートが残留水圧により浮き上がるのを押える働きをしている。また、コンクリートスラブとコンクリートブロックの間には両者の接合とブロック据付調整をはかるための敷モルタルが打設されている。

このようにして、前述の問題点に対処する諸策を講ずればアスファルトシートを護岸裏の漏水対策工として用いることもできよう。しかしながら、アスファルトシートによる漏水防止対策工の構造ならびに効果については堤体土質及び地盤条件なども関係すると思われるので、今後さらにそれらを考慮した検討が必要であろう。

アスファルトシートの種類としては表-1に示したようなものがある。アスファルトシートとしてはアスファルトを含浸させるか、不織布を補強芯としてゴムアスファルトではさみ込んだ形のものが一般物である。また、現場に敷設した織布または不織布シートに、ポリウレタン系親水性樹脂を主成分とする薬液とアスファルト乳剤とを吹き付けて浸透させ、遮水膜を形成するものもある。

このようなアスファルトシートを堤防護岸の下に敷き長期にわたってその耐久性や止水性を調べた実績はないが、これまでの他の実績などからすると、紫外線によるアスファルトの劣化は考えられないので、耐久性はほとんど問題ないと思われる。

次に、軟弱地盤上の堤防の堤体漏水対策としてアスファルトシートを用いる場合の問題点につい

表-1 アスファルトシートの種類

ゴムアスファルト不織布	(ポリエステル) (ポリプロピレン)	カスタム, ガムマット, レキシロン, NT-Eシート アコシート, クルタルシート
ゴムアスファルト+Al板 (骨材, フィラー入り)		アスマット
(現場施工) アスファルト乳剤+織布 または不織布		オーシート

て述べる。アスファルトシートを用いる場合、前述した通り上部をコンクリートスラブ等で覆う構造のものであれば、全体としては剛な構造となる。一方、軟弱地盤の堤防で圧密沈下が引続いて生じている場合には堤防表面を剛なもので覆うのは好ましくない。従って、こうした堤防では図-1に示した構造のものは沈下がほぼおさまった時点で施工するのが望ましいといえる。

軟弱地盤上の堤防では沈下が終了するまでには長期間を必要とするので、沈下がある程度おさまった時堤体漏水対策を行いたい場合には堤体全体の変形に追従し得る構造のものが望ましい。このような堤防における漏水対策工法としては図-3に示すような難透水性の良質土で表腹付けをし、その上に護岸を張る工法が考えられる。ここで、良質土として次の様な性質を持つ土が好ましいといえる。

- ① 難透水性であること。
- ② 十分なせん断強度を有すること。
- ③ 乾燥により有害なひび割れが生じないこと。
- ④ 締め固めが容易で施工性が良いこと。
- ⑤ 圧縮変形が小さいこと。

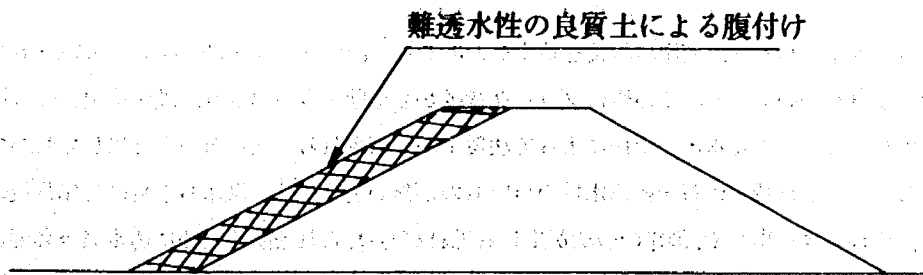


図-3 難透水性の良質土による腹付け

具体的には日本統一土質分類ではGC(粘土質レキ), GM(シルト質レキ), SC(粘土質砂)が良く, SM(シルト質砂), CL(粘質土), ML(シルト, 低液性限界)も一部は適したもの

がある。また、適切な良質土が得られない場合には、掘削土に土質改良用添加材（消石灰、アスファルトなど）を加えて処理し、土質改良をした土を使用することも考えられる。

良質土の層厚は、施工機械を用いて水平に転圧してよく締固めることを考えると、厚さ 1.5 m 程度以上は必要であろう。

（土質研究室）

河 15 ブロック張護岸の栗石の効用について

（質 問）

従来ブロック張の裏込材として栗石を施工して来たが、近年栗石のかわりに切込碎石（50mm以下）を使用している事例もきくが、裏込材料としての栗石の効用をお聞かせ願いたい。また切込碎石で支障ないとすれば、粘質、砂質土以外の切込碎石程度の土質であれば裏込栗石は使用しなくてよいと判断されるがどうか。

（松山工事事務所）

（回 答）

ブロック張護岸は、石積の技術から発展してきたものと思われる。石積に当っては、水抜きに十分な考慮がなされ、石積の背後にかかる水圧を小さくするため栗石を用いて水抜きを行っている。この考え方がそのままブロック張護岸に引き継がれたと言えよう。

従って栗石の目的は第一に護岸背後の透水性を良くし、減水時の水圧の低減を計ることにある。第二に護岸の施工に当って、施工面をきれいに仕上げる目的、第三に土砂の吸い出しを防ぐ目的があると考えられる。その他に、土圧や水圧による圧力集中の分散効果や、護岸背後の土質の湿潤度（含水比）を低下させ、土質強度を増加させ、地震動やその他の荷重に対して土質強度を増す働きもある。

ところで護岸の目的は、河岸の浸食を防ぐことにあり、護岸ブロックは、河岸を覆い、流水による土砂の浸食を防いでいる。この場合ブロック背後から土砂が吸い出され、護岸法覆工の背後に空どうが生じること、また水圧、土圧によって法覆工が破壊されることが無いようにしておかなければならない。もし法覆工の背後に透水性の良いものが無い場合には、洪水減水時に護岸背後の水圧が増し、土砂のすい出しや、護岸の破壊が生じる恐れがあり、これを防ぐために透水層が必要となる。

透水層の材料としては切込碎石で支障は無いと考えられるが、施工に当っては、良く突き固めなければならない。

河岸地山が砂利層であれば、確かに裏込栗石はいらないが、切土面を護岸の法勾配に仕上げることは、一般に難かしく、切土面と護岸法覆工の空隙を埋める裏込材料が必要であろう。

（河川研究室）

河-16 異形コンクリートブロック根固工基礎の考え方について

(質 問)

根固工の目的は護岸法先の法掘を防止し、堤体(護岸)の安定を図るために設けられるものであるが、最近施工される根固工には異形ブロックが多く用いられている。これ等根固工の先端では現状に増して深掘れが進み、ブロックの流失、また、底質が移動していることがよく見うけられ、しいては、堤体の吸出を助長していることを考えると、これ等ブロックの使用に際しては、底質の流出を押える基礎が根固の機能からみて必要と思われるが、異形ブロック根固工基礎の基本的考え方及び設計施工の留意点について御教示願いたい。

(河川部河川工事課)

(回 答)

質問中、(これ等根固め工先端では現状に増して深掘れが進み、ブロックの流出、また底質が移動していることがよく見うけられ、しいては堤体の吸出しを助長している。)で述べているこの現象は、根固めブロック工にすべての原因を求めるものではなく、河川全体の河床低下・砂州の配置形態の変化等との関係性について十分な考察の上で、根固めブロックの影響について論じられるべきであろう。ここでは、異形ブロック根固工基礎の基本的考え方及び留意点について述べてみたい。

(1) 根固め工設置場所の特性の把握

根固め工の計画に際しては、それが設置される場の特性の把握がもっと大切である。次の調査が望ましい。

- 1) 河床変動の経年変化
- 2) 河道の平面、縦、横断形状の変化
- 3) 蛇行の特性
- 4) 局所洗掘深
- 5) 洪水時の掃流力、水深、流速の評価

この調査によって当該河川の特性や、局所洗掘形態の実態を把握し、それに応じた根固め工の敷設幅や厚さ敷設位置を決めていくことが大切である。

(2) 根固め工の基本的な構造条件

- 1) 洗掘、すい出しによる沈下、および滑動に対する安定性
- 2) 屈壊性
- 3) 洪水に対する粗度
- 4) 耐久性

(3) 敷設位置の設定

根固め工は、当該河川の河道特性、水理特性よりみて、護岸法留工の前面に生ずると予想される洗掘が、法留工の破壊をもたらす恐れのあるところ、河岸浸食、高水敷や堤防の安全性に悪影響を生じる恐れのあるところ、あるいは出水になり異状な洗掘が生じ、河道の維持上好ましくないと判断される所に設置する。

(4) 根固め工の法線

根固め工の法線は、計画河道の法線形を尊重し、原則として平行とする。ただし現況河道から見て計画法線形により難しい場合、根固工の機能を発揮させるには、これにより難しい場合には法線形を適切な形に選定する。

(5) 根固め工の敷設延長

根固め工の敷設延長は、敷設個所の洗掘状況を勘定し、上流端、下流端における洗掘沈下に対して余裕を見込んだ延長とする。

(6) 根固め工の天端縦断勾配

護岸根固め工の天端縦断勾配は、計画河床勾配に平行とすることを原則とする。

(7) 根固め工の天端基面高

護岸根固め工の天端基面高は原則として計画河床高以下とする。扇状地河川、中間地での砂利の河川では、根固めの破壊、しいては護岸の破壊を防ぐためには根固め天端基面高は、なるべく低いことがこのましい。この場合最深河床高を目安に天端の基面高を決めると良い。デルタ性河川では、根固め工事中に瀬替えが困難なので、根留工の高さは低水位程度となる。この場合には根固めブロックの天端基本高は低水時水位程度の高さとする。

(8) ブロック単体重量の目安

ブロックの重量は、ブロック群としての移動限界、沈下、耐洗掘抵抗特性、粗度としての機能

表-1 流速とブロック重量

断面平均流速		ブロック単体重量
2 m/s	未満	1～2 t級
2～3 m/s		1～2 t級
3～4 m/s		2～3 t級
4～5 m/s		3 t級
5 m/s	以上	4 t級以上

および施工性、環境条件、経済性等から決められるべきであるが、原則として計画高水流量時でも移動しない重量とすること。移動限界流速は、水理実験結果等より判断される。表-1は1つの目安となろう。

(9) 根固めブロックの敷設厚さ

根固め工はブロック群下の河床材料の吸出し等による沈下を防止すると共に、護岸前面の流速を遅くし、かつブロックの流失を防ぐのに必要な適切な厚さを持つものとする。

一般には河床材料が砂である河川は河床砂のブロック群下からの吸出しが発生し、ブロックの沈下による破壊を受ける恐れがあるので吸出し防止工を採用する。吸出し防止工としては、捨石吸出し防止マット、粗朶沈床などがある。

(10) 根固め工の天端幅

根固め工の天端幅はその根固工が洗掘によって沈下を受けても安全に護岸構造物を保持する機能をもつという条件から決められる。ところで根固工の洗掘による沈下深については、いまだ不明の点や評価不可能なことが多く、経験にたよるしかない。

河川砂防技術基準による表-2は参考になろう。

表-2 根固工の天端幅

高 水 時 水 深	高 水 時 断 面 平 均 流 速		
	2 m以下	2 ~ 4 m	4 m以上
5 m 以下	2 m	4	6
5 ~ 10 m	4	6	8
10 m 以上	6	8	12

注) 高水時水深とは計画高水時水位から計画河床高までの差である。

(11) 根固工の粗度

根固め工は全体として流速を減じ護岸の安全性を確保するため適切な粗度をもつものとする。

ただし計画高水流量の流下に障害を惹起するものであってはならない。

(12) 根固工の天端横断勾配

河川の横断形は河状により大きく異なる。護岸の根固工を施工する場合には、瀬替等が困難な所もあるので、現地の状況を考慮して定める。

現地の状況は、大きく分けて次の4つが考えられる。

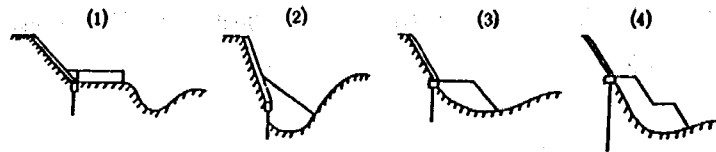


図-8 根固工の天端横断勾配

(1)の場合は、施工を比較的行きやすい所であり、ブロックの構造的安定性の上から層積が多く施工される。この場合には、天端横断形は水平とし、2層以上の場合の河心側の形状は、ブロックの安定を考慮した勾配とすることが望ましい。

(3)の場合は(1)、(2)の中間的な場合であり、層積、乱積があると考えられるが、両者とも、河心側のすりつけにはブロックの安定を考慮する。

(4)の場合(3)よりも水深が大きな場合であり、ブロックの安定性の面から、小段までは、3～4 mの高低差で勾配が1 : 1.5 程度、小段幅は3～4 m程度が望ましい。

(13) 河岸浸食防止工法と異形コンクリート根固めブロック

根固工は、河岸浸食防止のための護岸工の一部である。河岸浸食防止工法は、画一的な工法を取るべきではなく、当該河川の河道特性、局所洗掘形態の違いに応じて選んでいくべきものである。たとえば、局所洗掘対策として、水制工と護岸工の組合せや、沈床等を使った方が河岸浸食防止としてすぐれている場合もある。画一的に異形コンクリート根固め工を採用することはひかえるべきであろう。

(河川研究室)

河-17 河口付近における干塩害対策について

(質 問)

仁淀川沿岸は地下水(伏流水)利用によるハウス園芸が盛んであり、現在でも一部塩害が発生している。仁淀川の改修計画では河床掘削が計上されており、また支川波介川の合流点を河口まで導流する計画があり、これら事業の実施に伴ない、周辺のハウス園芸にも塩害が予測され、これまでに概略検討を行い、対策工法として鋼矢板工法、ウォーターカーテン工法について比較し、ウォーターカーテン工法が妥当であるとの結論を得ているが、塩害対策上の注意点及びウォーターカーテン工法を実施する場合の設計上の問題点、実施例等について指導願いたい。

(高知工事事務所)

(回 答)

1. 河道改修による塩害対策上の注意点

河口部における塩水遡上の形態は、弱混合（塩水くさび）、緩混合および強混合型の3種に分類されることはよく知られている。しかし、これらの間には明確な境界が存在するわけではなく、感潮河川ではこの混合状態が非定常となり、現象が非常に複雑となる。一般に潮位変動が大きくなると強混合型へ移行する。

塩水の遡上距離は、混合の度合いが小さい弱混合状態に近くなるほど増大し、強混合状態では減少するのが一般である。したがって太平洋側の河川では、潮位変動量の大きい大潮時付近において、最少の遡上距離となり、潮位変動量の小さい小潮時付近において、弱混合状態へ移行し、遡上距離が増大することが多い。

いっぽう、河道改修による河床掘削は、当然塩水の侵入距離を長くし、強混合状態では、遡上しやすくなる反面また後退しやすくなる。よって流量、潮汐が遡上に対して正に働く作用が大きいくらい遡上しやすくなる。弱混合状態では河口条件が変わらない場合、水深が深いほど侵入しやすいと言える。したがってこのような河道改修を計画する場合、事前に塩水遡上の上流端の移動距離、塩分濃度の変化量、および時間的な変化量などに関する調査、検討が必要となる。

これらの予測方法には、強混合としての取り扱いと弱混合ないし緩混合として取り扱う方法がある。予測精度はシミュレーション手法と現地資料による補正の程度に左右される。この場合とくに河道内の塩分濃度およびその分布状態は、数多くの要素が複雑に作用し合うので、現在までの理論を用いて直ちにそれぞれの河川の種々の条件下で塩分状況を知ることが、不可能な状態にあり、現地調査によって支配的な要素およびその相互関係を明らかにすることが重要視されている。

塩害問題と塩水遡上距離との関係はさらに複雑である。これには、堤内地の土壌構成、標高、かんがい水量、水質とその時期、降雨量、地下水のくみ上げ状況および塩害防除工などのそれぞれの要素が重大な内容となる。とくに外水が堤内に及ぼす影響は、地質地層の特性、構成に大きく左右する。

長良川流域の例では、浚渫や地盤沈下などによる河床低下に伴って塩水の遡上距離が増大し、干塩害による被害も上流地域にのびている。被害発生地域は、地形、地質によって異なるが、濃度の高い塩分がほぼ常時遡上するあたりまでが対象になっている。

2. ウォーターカーテン工法の問題点

河道内の塩水遡上に伴って、各種用水が制約を受けると同時に沿岸堤内地の帯水層へも同様塩水が侵入する。（地下水の過剰くみ上げによる内陸部の地下水低下も原因となる）、帯水層への塩水侵入を阻止する方法の一つとして堤防に沿って、あるいは局所的に淡水位（あるいは水頭）を高く保ち、そこからの浸透水によって塩水を遮断する方法、すなわちウォーターカーテン工法

がある。

ウォーターカーテン工法の塩水遮断効果はHele-shawモデル(平行板モデル)実験によれば、ウォーターカーテン工法を実施し始めてから、淡塩水境界面が後退し、平衡状態に達するには、きわめて長期間(数年のオーダー)を要すること。ウォーターカーテン形成のための淡水注入部が塩水くさび先端より内側にある場合、先端の塩水を内陸側に侵入させ、塩水を遮断するまでに、同様長期間要する等の結果が得られている。よって、ウォーターカーテン工法の効果を短期間に発揮させるためには、注入淡水位を実施の初期段階で一時的に高く保つことなども考えられる。

ウォーターカーテン工法の設計上の問題点としては、帯水層が均質でなく難透水層や不透水層が存在するような地層が複雑で圧力が伝わりにくい地層では、その効果が得られない。したがって、工法の実施に際しては、帯水層とくに浅層の地質構造を正確に把握しておく必要がある。

なお、ウォーターカーテン効果の数値解析手法は文献1)、2)が詳しい。しかしこれらは均質地層が解析対象であり、実施段階においては、現地実験による実効性の確認が必要と考えられる。

3. ウォーターカーテン工法の実施例

ウォーターカーテン工法の本格的な実施例は見当らない(知る限りでは)。しかし木曾三川河口の長島輪中下流部では、堤防法尻に沿って、幅約35m、深さ約2.5~3.0mの潮あそびと称する除塩用水路があり、これが河川からの浸透水を遮断する効果が大きく、塩害防止効果、すなわちウォーターカーテン効果を得ている例がある。また堤防に平行して堤内地に素掘りの用排水路がある場所では、堤内地への浸透がかなり抑制されている調査例も得られている。

調査、検討例としては、淡路島の三原川流域地下水開発事業計画に関して、ウォーターカーテン工法の検討がなされている。

参考文献

- 1) 土木学会水理委、密度流研小委：成層密度流の界面現象、第4編地下密度流、土木学会論文報告集、第243号1975年11月
- 2) 崎山、青柳、阿部、細川：河口貯水池における2次元ウォーターカーテンの設計手法、土木学会第32回年講概要集II、1977年10月

(河川研究室)

河-18 河川下流部での赤潮の発生について

(質 問)

渡川右支中筋川の下流部は河床勾配がゆるやか(1/12,000~1/8,000)で感潮区間である。

総窒素は0.2~1.0 ppm, 総リンは0.02~0.13 ppmと富栄養化状態でしばしば赤潮の発生がみられる。このため赤潮発生の予測あるいは対策に関する最近の動向について教示願いたい。

(中村工事事務所)

(回 答)

河川水中の栄養塩(窒素, リン)濃度の増加にともなう、河口の感潮部でも赤潮の発生が起る事例がみられるようになってきた。

赤潮とはプランクトンの異常な大增殖であり、これに関係する因子は、湖沼や内湾での富栄養化とそれに伴うプランクトンの増殖でいわれているような、栄養塩濃度、日照、水温などがある。感潮部での赤潮の発生には、その他に感潮区間での水の滞留時間を重要な因子として加える必要がある。プランクトンが赤潮として観察される迄に大增殖するためにはある程度の時間(通常は3日~1週間)が必要であり、河川では栄養塩濃度が高くてもプランクトンが異常増殖しないのは、増殖に十分なだけの滞留時間がないためである。実際、利根川河口部での赤潮発生についての調査によれば、赤潮の発生には流量が大きく関係していたとされている。なお、利根川河口部の赤潮生物は、夏季は珪藻類のスケルトネマ、冬季は黄緑色藻類のオリストディスキスが主体であり、温度に応じた赤潮生物が発生しているようである。

感潮部で赤潮が起った他の例としては、夏季の異常渇水時に隅田川で起った例があり、これは流量の減少によって滞留時間が長くなったことばかりでなく、栄養塩濃度の増加、日照、水温など殆んどすべての要因が植物性プランクトンの増殖に好条件になったためと考えられている。また、北上川下流部で河道浚渫をした際に起ったことがあるが、これは浚渫余水の放流により河川水中の栄養塩濃度が増加したためであった。

赤潮の予測は、現段階では決定論的(deterministic)な予測は困難と思われ、相関解析あるいはGMDHなどのような統計的な方法によらざるを得ない。このためには、十分な数のデータ特にプランクトン量(例えばクロロフィルなど)のデータが必要になる。

現在、特に感潮部の赤潮発生防止を目的とした対策が行われている例はないが、他の種の水域の富栄養防止対策と同様、根本的には栄養塩負荷の削減が必要であろう。感潮部特有の対策としては、必要な維持流量を確保して感潮部での滞留時間が長くないようにすることが考えられる。この場合には、少なくとも5日以内、望ましくは3日以内に必要がある。ただし、この方式は河川が流出する海域に対しては全く効果がない。

また、河床の汚泥した底泥の浚渫も、底泥から溶出や巻き上げによって供給される栄養塩を少くするのにも有効である。ただし、浚渫工事中に汚濁が増大しないよう十分配慮する必要がある。

(水質研究室)

河-19 海岸施設の評価基準の検討方法等について

(質 問)

海岸施設は防災、利用、自然環境といった機能の充足度によって評価されるが、それぞれの機能の評価方法およびトレードオフ関係にある機能間の調整方法や研究事例について御教示願いたい。

防災面に関する評価については前浜の維持と越波防止があげられる。前者については海浜変形シミュレーションにより長期的、短期的な前浜変化および海岸施設（離岸堤等）による前浜の維持効果を検討中であるが、検討上留意すべき事項は何か。後者については堤防の許容越波量を合田氏による許容越波量 $0.02 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$ 、周期 15 sec の計画波では1波当たり $0.3 \text{ m}^3/\text{m}$ を目標としている。この越波量の水理的妥当性等についてはこれまで二次元水路の実験等で検討してきたが、この他にも妥当性を検討する方法や資料等があるか。また離岸堤は計画上消波効果を期待し得るものか。

海岸の利用については、高知海岸では地曳網、漁船の停泊、釣り、水遊び等に利用され、また今後はかなり需要が増加してくると推察される。この海岸の利用に関しては高潮や侵食対策事業計画との整合を考慮し、積極的に便宜を図りたい意向であるがこのような事例並びに計画への反映のさせ方等はどうであるべきか。

(高知工事事務所)

(回 答)

海岸施設のうちで海岸堤防や離岸堤は防災のための機能を有しており、「海岸保全築造基準」によってある基準以上の機能を有するように規定されている。しかしその具体的な数値に関しては確定したものがない。前浜の維持、すなわち侵食対策については越波防止や海浜の利用に必要な砂浜幅を確保するように構造物を配置することになる。そのために海浜変形シミュレーションが用いられるがその適用にあたっては外力条件となる波高、波向が実態に合ったものであるかを十分検証する必要がある。また波高、波向は季節変化、年変化が大きいため長期間の観測資料等を用いる必要があろう。なおシミュレーションの際の境界条件についても十分検討する必要がある。構造物による前浜維持の効果を評価する際には長期的な変化と短期の変動に分けて考える必要がある。最近では長期的には安定した海岸でも波浪条件の変化に伴う汀線の前進、後退があり、このために越波を生じたり堤防が破壊する事例があるので注意する必要がある。

越波防止効果については最近では越波量で評価しているが、許容越波量 $0.02 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$ という値は海岸堤防の表のりおよび天端がコンクリート等で被覆されており、裏のりについては被覆がない場合に堤防が破壊しないという条件を満足する値である。したがって堤防の陸側が道路や家屋のある場合ではこの許容量はさらに小さくなり $0.0001 \text{ m}^3/\text{m}\cdot\text{sec}$ 程度ではないかといわれている。したがって許容量は堤防背後の利用状況によって異なってくるが、各種条件での許容量の値は得られておらず実験等で検討する必要がある。海岸に堤防等を設けた場合にどの程度の越波があるかを推定する方法については現在では水理模型実験によって検討するのが一般的である。その場合波の

不規則性を考慮した検討も行われており、不規則波造波水路を使用したり、規則波によって得られた結果を用いて不規則な波による越波量の検討も行われている。

離岸堤の越波防止効果については、連続堤の場合には離岸堤と汀線間の水位が上昇し波のうちあげ高や越波量が離岸堤のない場合に比較して増加する場合がある。しかし不連続堤の場合や連続堤でもその形状を工夫すれば越波やうちあげの防止に効果がある。したがって離岸堤の配置、構造によって消波効果を期待できる場合があり、その程度は水理実験等で検討する必要がある。侵食対策を目的とする場合には不連続離岸堤がよいが、開口部では波が回折や屈折を生じるために計算や図表でその効果を知ることは困難である。

高潮や侵食対策のために施設を造る際に、海浜の利用を考慮した事例としては青森海岸や東播海岸の例がある。青森海岸においては船揚場や作業場として海浜が利用されており、堤防を造る際に緩傾斜堤にするなどの考慮をしている。また東播海岸においては侵食対策として離岸堤を造るとともにその背後を海水浴場として利用している。しかしこれらの海岸はいずれも内湾に位置しており波浪条件もあまりきびしくない。高知海岸は日本でも最大級の波浪が来襲する海岸であり、積極的に海岸に施設を造って海岸の利用をはかる地域ではなく、防災重点を置くべき海岸と考えられる。したがって利用に関してはこれまで行われてきた利用を防げないという方針でいくべきであろう。

(海岸研究室)

河－20 海域の汚濁解析調査の進め方について

(質 問)

四国地建では昭和53～55にかけて直轄の流総計画として「備讃瀬戸海域流域別下水道整備総合計画」の調査を行った。この調査における海域汚濁解析は、対象海域全域を均一とする完全混合モデルとし、滞留時間分の流入汚濁負荷をもとに水質予測を行った。しかし、備讃瀬戸海域が瀬戸内海のごく一部の海域であることを思えば、当海域の汚濁は、播磨灘、燧灘等周辺海域の影響を受けていることは明らかである。そこで、他海域との境界条件を設定する必要が生じてくるが、そのためには瀬戸内海全域を対象にした汚濁解析を行なうことか否かまじいと考えられる。しかし、多数府県を含む広大な瀬戸内海を一つの解析対象として調査することは容易ではなく、また灘や瀬戸で複雑に構成された瀬戸内海を、どのような解析手法で、どのような調査海域単位で調査を行っていけばよいのか、むづかしい問題である。当地建では備讃瀬戸海域に続いて今後、瀬戸内海の他の海域についても流総計画を策定していきたいと考えており、今後の調査の進め方、とりわけ、調査対象海域の設定のしかたと瀬戸内海全体での位置づけを考慮した汚濁解析の行い方について御助言願いたい。

(企画部企画課)

(回 答)

水域の汚濁解析を行うに際して境界を設定する場合、その境界を通じて負荷の流入・流出がある限り、いかなる方式を用いて解析をしようと境界条件は既知の値としなければならない。ただし、対象とする水域から外側の水域へ負荷量および水量が一方向的に流出するだけの時には、必ずしも境界条件は既値である必要はない。このため、境界の場所は、対象水域内での水質の変化があってもその変化が及ばないような場所、または対象水域と外側との水域との間に水の交換があっても、外側から流入する水の影響は無視できる程小さい場所に設定するか、何らかの形で境界条件を別途の方法によって推定することのできる場所に設定する。

以上のような趣旨からすれば、瀬戸内海の全体について解析をする場合や、極めて小さな水域で、その水域内の水質状況が多少変化しても、その外側の水域の水質には殆んど影響がないような水域の場合には問題は少ないが、中程度の大きさに分割せざるを得ない場合には、境界条件として外側の水域の水質を与えるという困難な問題が生じる。このときの正統的なやり方は、質問の中にあるような、瀬戸内海全域の解析を先に行って、これにより境界条件を与える方法である。次いであり得る方法としては、境界の外側に対象水域と同程度の規模の水域を設定し、その水域に関しても粗い水質予測を行って境界条件とすることが考えられる。粗い水質予測とは、現況の流入負荷量と予測時点での流入負荷量の比を現況の水質に乗じて予測水質とする程度のものである。この方法では、対象水域内での状況の変化が外側の水域の水質に反映されないので、必ずしも妥当な方法ではなく、他に方法がない時の便法と考えるべきである。

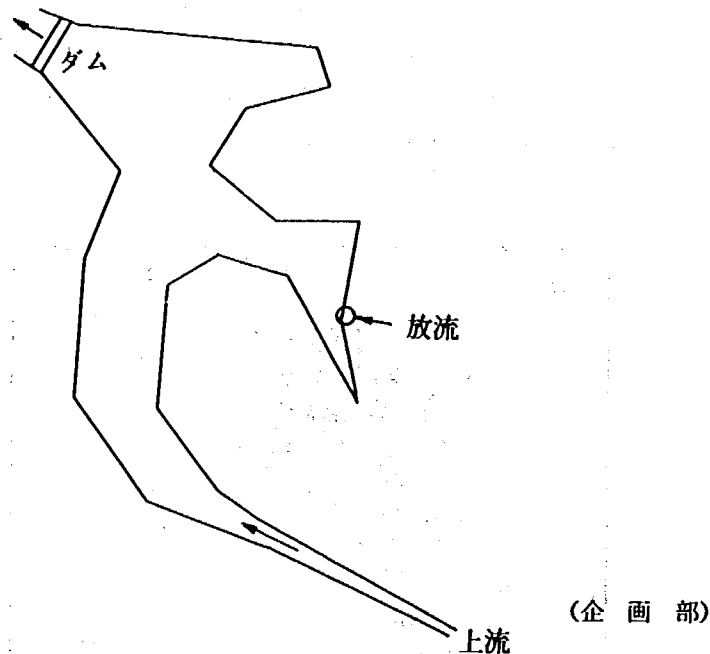
なお、境界の設定にあたっては地形的な状況を十分考慮する必要があり、原則的には開口部としての境界になるべく短くなるように、また、境界線が流れと直角方向になるように設定する。

(水質研究室)

河-21 水質汚濁の予測方法について

(質問)

ダム湖に休憩施設からの汚濁水を放流する場合における水質予測方法について御教授願いたい。
なお放流箇所は下図の所であり、河川上流からの流量はある程度見込まれる。



(回答)

このような状況の場合、考慮すべき水質汚濁上の問題としては次の3つがあげられよう。

- 1) 汚水中に含まれるリン、窒素などの栄養塩によるダム貯水池の富栄養化の進行
- 2) 汚水のBOD (COD) 負荷による貯水池の有機汚濁の進行
- 3) 汚水中の大腸菌などによる細菌学的汚染

上記のうち、2)、3)の2つの問題は、貯水池の容量や流入流量との相対的な関係において、当該汚濁源がどの程度の大きさを持っているかによっても異なるが、一般的に言えば、休憩施設からの汚水が浄化槽程度の処理をされている限り、大きな問題にはならない。もし、問題があるとしても、汚水の放流地点の極く近傍に限られる。汚濁予測計算を行うとすれば、休憩施設のある入江の部分を対象として、汚水の流れをポテンシャル流れとして計算し、次に定常の拡散計算を行って濃度分布の予測を行うという方法になろう。しかし、一般的にはこのような計算を行うまでもないと考えられる。

しかしながら、1)の富栄養化の問題は予め十分検討しておく必要がある。これは、貯水池のような停滞性の水域では富栄養化はある程度宿命的といってもよいような問題であり、また、休憩施設に通常設置されるような浄化槽では、リン、窒素のような栄養塩は殆んど除去されないためである。

検討すべき事項としては次のようなものがある。

- ① 休憩施設以外の現状のリン、窒素の流入負荷量
- ② 上記の負荷量による富栄養化の程度
- ③ 休憩施設からのリン、窒素の負荷量
- ④ 休憩施設からの負荷量による富栄養化の進行の程度

上記の②、④の概略の検討には、図-1のVollenweiderの判別図が利用できる。この図は、淡水の湖沼の富栄養化はリンの水準によって定まっている場合が多いので、リンの負荷量と湖の水の交換率によって富栄養化の程度をあらわしたものである。

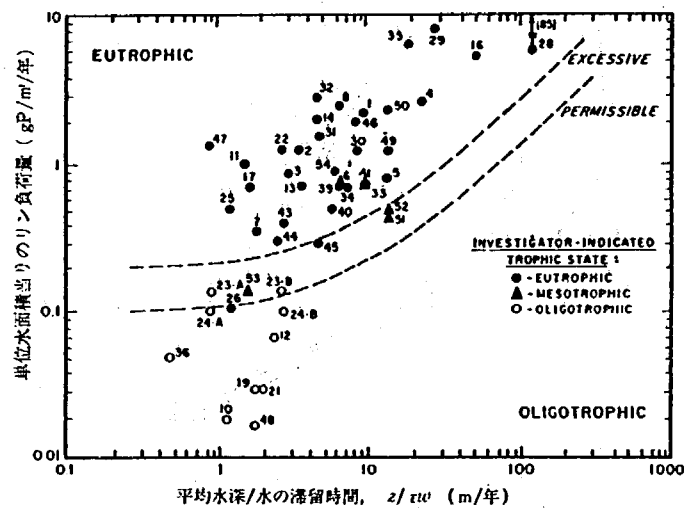


図-1 Vollenweiderの栄養塩限界負荷量モデルに米国のOECD 湖沼調査データを適用した結果

また、流入負荷量の実測値も得られていないような段階で、ダム貯水池が富栄養化する恐れがあるか否かを予備的に検討する手法については、国土開発技術研究センターの調査報告書がある。

なお、このような施設において栄養塩除去のための処理を行っている例としては、小河内ダム貯水池において、貯水池の近くに設けられた保養所の汚水を土壌処理によって処理し、リンを除去しているというケースがある。この処理は、ダム管理者と保養所との間の協定書に基づいて行われている。

(水質研究室)

河-22 形状不良骨材の使用の是非について

(質問)

コンクリート用骨材として細長い石片、薄い石片を含む場合、実積率をどの程度以上と考えるのが適当でしょうか。又、最大寸法 150mm 又は 200mm の場合、実積率試験の粒度の標準はどのようにすれば良いか。

(富郷ダム調査事務所)

(回答)

一般に、粗骨材の実積率は細長い石片の量あるいは薄い石片の量、さらにその細長さあるいは薄さの程度によっても異なる。建設省で主に最大寸法 40mm の粗骨材について行った調査¹⁾では、一定の粒度の粗骨材の実積率は石片の細長さあるいは薄さの程度と比較的よい相関があり(図-1)、骨材の形状不良の程度は実積率の大小をもって表わされることがわかった。したがって、形状不良骨材の評価を実積率で行うとする考え方は妥当なものである。

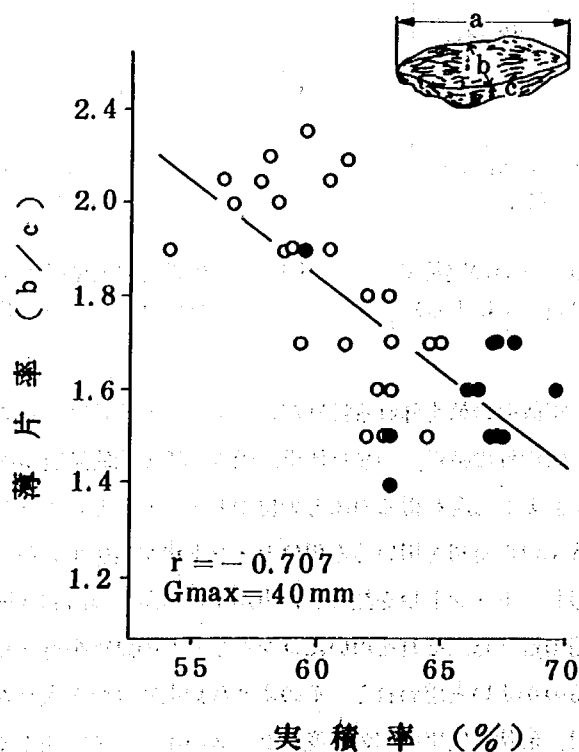


図-1 粗骨材の実積率と薄片率との関係

コンクリート用骨材の実積率の限界値をどの程度にとるかという問題については、JIS A 5006 に最大寸法 20mm の砕石についての粒形判定実積率 55% の規定があり、これに相当する最大寸法 40mm の粗骨材の実積率約 58% (図-2) であるという報告²⁾もあるので、40mm までの粗骨材についてはこれらの値が目安となろう。また、形状不良の骨材を用いた場合の問題点として 1) の調査例では、(1)骨材形状が悪くなるほど単位水量が増え、同じ強度を得るために多くのセメント量が必要となり、経済上不利になること (2)実積率 58% 程度を境に、形状の悪い骨材では骨材自体の力学的特性も悪くなり、単位セメント量の増加が著しくなってくること (図-3) などがわかっている。

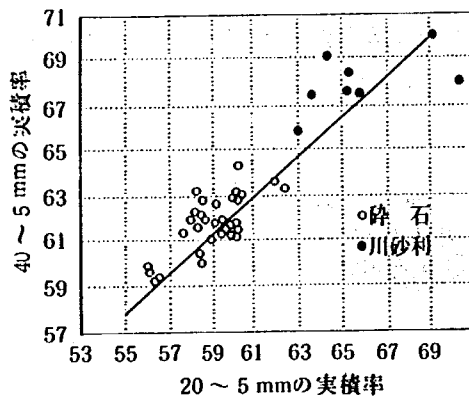


図-2 40~5mmと20~5mmの実積率の関係 (粒度は表-1による)

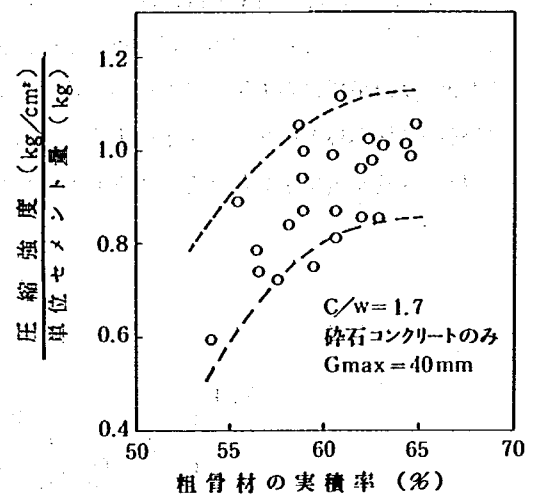


図-3 粗骨材の実積率と単位セメント量当りのコンクリート強度との関係

しかし、上述の形状判定実積率の値を外れる骨材がコンクリート用骨材として必ずしも不適ということではなく、骨材の形状以外の条件、つまり比重、吸水率等の物的品質が満たされているならば、形状不良骨材の使用限界は必要な強度を得るのにどの位のセメント量を要するかという経済性に依ってくる。すなわち、形状不良の骨材を用いると単位セメント量が増加するが、それを許容するか、遠方から良質な骨材を運搬してセメント量を減らした方がよいのかの経済的な選択である。したがって、形状不良骨材の使用の是非は、それを用いたコンクリートの試験を行った上で、以上の点を考慮し、総合的に決定するのがよいと思われる。そのような観点に立つと大ダムの工事のように骨材を生産して使う場合には、形状判定実積率の限度はケースバイケースで決まる性質のものであると考えられる。

次に、ダム用コンクリート骨材のように 150mm ないし 200mm といった大きな粒径のものについて、実積率によって骨材の形状を判定する場合の試験粒度をどうすればよいかという質問であるが、

現在のところそのような大きな寸法の骨材についての試験粒度の規定はなく、また、形状判定のための規格値もない。したがって、形状の良否についてはフルサイズの骨材の実積率ではなく、40mm以下にふるい分けたものについて表-1の粒度で評価することを勧めたい。

表-1 実積率試験における粒度

粗骨材の最大寸法 粒 径	(%)			
	40～30mm	30～20mm	20～10mm	10～5mm
40mm	25	25	30	20
20mm (JIS A 5005)			60	40

参考文献

- 1) 小林, 河田: 形状不良の骨材を用いたコンクリートの特性に関する調査, 第35回 建設省技術研究会, 昭56年11月に投稿中。
- 2) 建設省土木研究所: 河川砂利以外の骨材を使用した場合のコンクリートの研究, 第21回 建設省技術研究会, 昭和42年11月。

(コンクリート研究室)

河-23 地質の異なる岩盤上でのせん断強度について

(質 問)

ダム基礎岩盤は、ほとんどの場合、数種類の異なる岩(地質)で構成されているが、地質間あまり変形性、強度等の相違がない場合は平均的なせん断強度を使用して設計しているが、岩質間の変形性、強度の差によって局所安全率を考慮しなくともよい限界があるか。

(細川内ダム調査事務所)

(回 答)

ダムサイトに異種の岩盤が存在している場合は、岩級区分を行なって強度、変形性などの力学特性があまり連わない個所を基礎として選ぶのが一般的である。極端に力学特性の異なる岩盤が存在すると、堤体及び岩盤の安定性に悪影響を及ぼすこともあるので、十分検討する必要がある。このように、サイトの都合で力学特性が異なる岩盤をダム基礎とする場合は、堤体に作用する外力の合力と岩盤の平均的なせん断強度を用いる Henny のせん断まさつ安全率の式を満足させる以外に、堤体と基礎の局所的な応力を算出し、各々の点における局所せん断まさつ安全率を求めて、それら

を総合的に検討して岩盤のせん断に対する抵抗性を判断する必要がある。以下では一般的な検討方法について述べる。

せん断強度の異なる岩盤をダム基礎とする場合は、ダムの安定性に係る範囲内で各々の強度、変形性を求める必要がある。一般には岩級区分を行い、この区分別に強度、変形性試験を行なって、これらの岩盤の力学的特質を把握する。また基礎とする岩盤が2種類以上の地質に及ぶ場合は、地質別に岩級区分を行ない強度、変形性を求める必要がある。その結果、ダムの基礎岩盤の中に変形性及び強度の大きく異なるものがなければ、Hennyの式における岩盤の強度は、地質、岩級区分毎の試験によって得られた値の面積加重平均強度を用いて差し支えない。しかし変形性の大きなものが存在する場合には、変形性の小さな部分に応力が集中するため、Hennyの加重平均強度を用いるだけでは適切でない。この様な場合、弾性論に基づいた岩盤内の応力分布を求め、局所的な破壊が起こるか否かの検討を行なう必要があるが、これを局所せん断まさつ安全率の検討と称している。例えば、変形性の大きな層が重力ダムの上流側にある場合と下流側にある場合とでは、Hennyのせん断まさつ安全率が同じでも局所安全率では大きく差異が生じることは容易に考えられる。しかし、局所安全率に着目した応力解析の検討が必要か否かの判断は難かしく、変形性の大きい層を今仮りに弱層又は断層とすれば、ダムの高さに対してのその規模(幅)、性状(変形性、強度)、ダム敷におけるその位置関係、その層の傾斜等によって異なり一概に変形性又は強度の良好な岩盤との差だけ述べることは困難である。たとえば大渡ダム及び大石ダムでは、ダム下流側に堤敷の約 $1/3$ 幅で、変形性が約 $1/3 \sim 1/5$ 、強度が約 $1/2 \sim 1/4$ の異なる岩盤があったため局所安全率を検討している。また、現在までの一般的な解析事例でいえることは、弱層の弾性係数 E_F と堅岩の弾性係数 E_R との比、および弱層の幅 B の値で、結果は大きく異なり E_R/E_F の値を10以上、 B を5 m以上にすれば弱層の影響は大きくなるが、 E_R/E_F が5以下で B が2 m程度ではこの影響は小さいようである。

(ダム構造研究室)

河-24 ダム基礎岩盤及び骨材にゼオライトが存在する場合の

処理方法について

(質問)

ダム基礎岩盤及び骨材にゼオライトが存在すると、コンクリートが腐食すると聞きますが、どの程度の存在であればダム建設上支障がないか。又、その処理方法はどうすればよいかを伺いたい。

(細川内ダム調査事務所)

(回 答)

ゼオライト(沸石)が存在するとコンクリートが腐食するという考えはあまりにも短絡した考え方である。

沸石は含水アルミノ珪酸塩の一群の総称で、結晶構造や成分の違いで濁沸石、輝沸石、菱沸石、方沸石等非常に多くの種類がある。コンクリートに対する有害性が問題にされるとすれば、その中の濁沸石と称されるものである。

濁沸石は通常結晶水のある状態でローモンタイトと呼ばれる板状結晶となっているが、乾燥すると結晶水を $1/8$ 失ってレオンハルダイトと呼ばれる粉状の鉱物となり、体積が1.5%収縮するため、濁沸石を含んでいる骨材を用いたコンクリートは乾湿の繰り返しを受けると崩壊していくという記述が外国の文献¹⁾にある。

濁沸石を含む骨材を用いたためにコンクリートに劣化が生じたと考えられる例は我が国では一例だけあるが、その場合でも、劣化現象が生じているのは大気の乾湿の影響を受ける構造物の表面だけであり、構造物内部、常時水中にある表面、岩盤とコンクリートの接点等においては、その構造物が完成してから約20年経過した現在でも特に問題になるような現象は生じていない。

沸石は火成岩ではマグマの最終残液から晶出し、岩石の空隙、われ目などに生成されているほか、堆積岩や熱変成を受けた岩石中にも生じていることがある。濁沸石は空気に曝され、乾湿を繰り返すと劣化してくずれるので、濁沸石を含む岩盤が地表に現れた場合には、風化が早く進むことがあるかもしれない。しかしながらダム基礎となった場合にはその上にコンクリートが打ち込まれ、常に水で飽和された状態となるのでその後は劣化が特に進行することはないと思われる。したがってダム基礎岩盤に濁沸石が含まれることがあっても、通常のダム基礎と同じように処理して特に支障はないと考えられる。

次にコンクリート用骨材に沸石が入っている場合の処理方法についての質問であるが、その沸石が濁沸石であればコンクリートの耐久性に影響を与える心配がある。ただし濁沸石に関心が持たれるようになったのはごく最近のことであり、研究事例も少ないために含有量と劣化の程度等についての一般論的なことは明らかになっていない。したがって濁沸石含有が明らかな岩石(X線による濁沸石の検出限界は含有量が0.5%程度である)は、大気に曝されるコンクリートには安全を期して用いないようにするか、あるいはその岩石を骨材としてコンクリートを作り、数年間曝露を行なってその使用の可否を判断するのが良いと思われる。

ダム骨材の原石山をこれから調査するのであれば、濁沸石が存在するかどうかも併せて調査し、存在することが明らかであればその地点を候補地から除くか、或いはその含有量や分布状態等をさらに調査し、含有量の多い部分を除去した骨材の採取が行なえるかどうかの検討を行なって、その後その地点を原石採取地とするかどうかを決めるのが良いと思われる。

参考文献

- 1) W. C. Hansen: Chemical Reactions. ASTM Special Technical, No. 169-A, 1966.
- 2) 骨材の化学的安定性に関する試験, 土木研究所資料第1536号.

(地質研究室)
(コンクリート研究室)

河-25 ダム上流の砂防計画を配慮したダム堆砂容量の決定について

(質問)

ダム上流に砂防計画がある場合、その砂防効果を何らかの形でダムの堆砂容量に反映させたい。その場合ダムの堆砂容量の決定が、年平均的流砂量を基本としているのに対し、砂防計画が最大洪水流砂量を対象とした土砂処理計画となっている。これらをどのように整合させたらよいか。

又、ダムの堆砂軽減対策として、どのような工法があるか。

(細川内ダム調査事務所)

(回答)

ダム上流における砂防工事の効果としては、砂防ダムによって河床堆積物の再移動を防止する「扞止効果」、流下する土石を貯留する「貯留効果」と「分級効果」および、砂防ダムの一時的な土砂貯留機能を応用して一時的に流出土砂の量を調節する「調節効果」と「分級効果」がある。また山腹工によって崩壊や表面侵食を防止する効果がある。

これらの効果のうち、ダムの堆砂減少に継がるものとしては、扞止効果と貯留効果ならびに分級効果を挙げることができる。砂防計画に用いる流出土砂量の考え方には最大洪水流量を対象とするもの、すなわち土石流あるいは土砂流の形態で計画区域下流端まで土砂が流動してくることを想定しているものと、通年にわたって土砂流出があるために年平均流出土砂量を対象とするものの2つがある。

タイムサイトとされる箇所はまず土石流の到達範囲ではないから、後に述べるように流砂量は流量とよい相関をもっているはずである。このように考えると掃流砂の供給条件を明確にすれば堆砂予測は可能であるはずである。

次に、扞止効果と貯留効果の計量的評価の可能性についてダム堆砂量の推定方法に関する砂防からみた考え方といった点から分析してみたい。

ダム堆砂量を左右する影響因子としては多数考えられるが、大別して土砂を生産、運搬する要因(流域および気象的特性)とこれを受けとめる貯水池捕捉要因(貯水池の特性)とに分けることができる。主なものは次のようである。

① 流域および気象特性

流域面積、流域の地質的条件、流域の地形的条件、流域内の植生、気象的条件、河川の水理的特性、人工的諸作用

② 貯水池の特性

貯水池の立地条件、貯水池容量、人工的諸作用、貯水池の水理学的特性

個々の要因の詳細についての説明は省略するが、とくに重要なものは営力としての降雨・流出量であり、営力に対する低抗としての地質・地形量である。ただし現在は営力のなかに人工的諸作用が占める割合が少くないと思われる。一般に土砂の生産の場としては山腹斜面、河道堆積物（常に潤辺とならない部分）ならびに河床堆積物（常に潤辺となる部分）があり、生産形態としては斜面崩壊、土石流、掃流、人為的かく乱（人為による斜面崩壊や裸地斜面の増大、河道・河床堆積物の増大）が考えられる。人為を除けば他の現象はいずれも営力条件と、地形発達原則に支配されるものである。砂防の役割は斜面崩壊の発生と拡大を防止することと河道堆積物が土石流の輸送形態をとることを防止することにある。

これによって、土砂輸送量を掃流形態によるものととどめることが期待される。その手段として山腹工、谷止工、砂防ダム等がもつ機能を単独にあるいは組合せて用いるわけである。なお、土砂生産形態として注意を要するのは地形の構造に由る大規模崩壊である。イタリアのマルパッセダムの地すべり性崩壊、有田川や天竜川の崩壊があり土量は1箇所で 10^6 のオーダーをこえる。

一方、堆砂量を推定する方法としては次のようなものが提案されている。

- ① 同一水系あるいは近傍類似水系に設けられた既設貯水池の堆砂実績から類堆する方法。
- ② 貯水池上流端の河道を流下する流量を流砂量との関係を実測により求め、この関係を用いて堆砂量を推定する方法。
- ③ 堆砂量に影響する因子との関係を既設貯水池の実測資料から統計的に処理して求めよ。
○田中の方法 ○石毛の方法 ○江崎の方法 ○鶴見の方法 ○吉良の方法
- ④ 偶発的な土砂の生産、堆砂過程を確率過程と見なして時系列的解析を行なう方法。
- ⑤ 砂防ダムの堆砂資料による推定式（村野の方法）

このように、多種、多数の推定式があるということは、裏をかえせば、堆砂量の計量的推定がいかにも困難であるかということを示しているものといえよう。また、これらの多数の提案された式の中に砂防工事等をその要因の一つとして積み上げた推定式はない。したがって、このようにして推定された堆砂量と砂防工事による効果を量的には明確に仕分けることは今のところむずかしい。

したがって、砂防工事のダム堆砂への効果としては、分級効果による堆砂末端（デルタ堆積）部分の減少といったものを別にすれば、量的には砂防工事そのものの土砂流出防止量を安全側で推定する以外に方法はない。

このような点から砂防ダムによる貯留効果と扞止効果に着目して、当該ダムに最終的に貯留される土砂の量をダム堆砂量に対する効果とすれば安全側であると言えよう。

次に、ダム堆砂軽減対策について、先にものべたとおり、ダムの堆砂量を左右する要素としては、ダム流域から貯水池に至るまで広い範囲にわたっており、したがってその対応策も多種多様である。堆砂対策の内容は次のような地区区分に対応して考えられる。

① 貯水池上流地区（Ⅰ地区）

主に貯水池上流地域の土砂供給源並びに輸送河道における区域であり、その主な対策としては、集水域の計画的保全管理、砂防事業等の流出土砂調節システムの確立等がこれにあたる。

② 貯水池末端地区（Ⅱ地区）

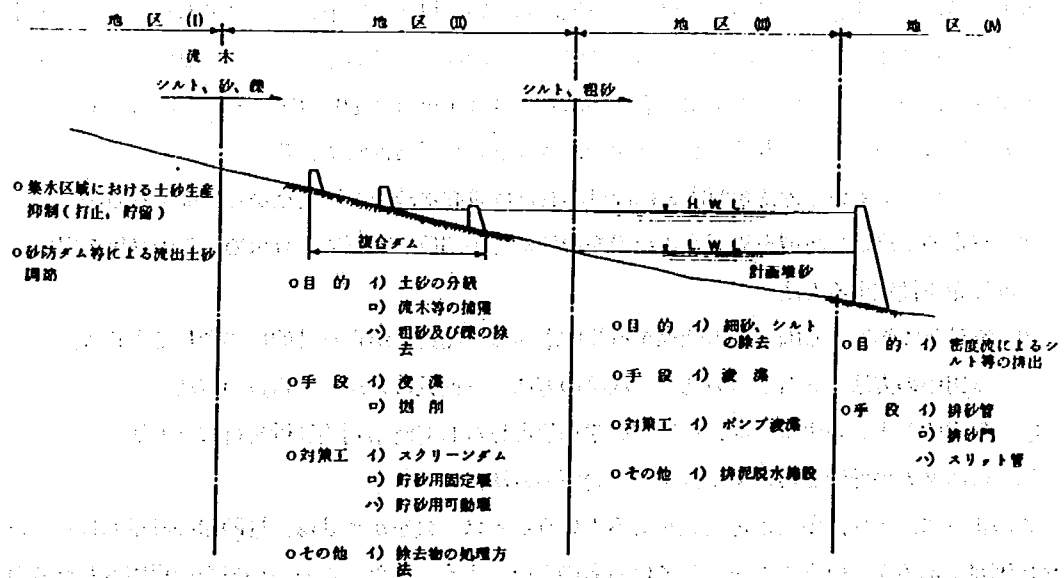
主に、貯水池築造により影響のおよぶ背砂区域を含め、貯水池操作により一時的に河床の露出する区域とする。

③ 貯水池内地区（Ⅲ地区）

堤体直上流から、Ⅱ地区までの範囲とし常に水面域の地域である。

④ 堤体直上流地区（Ⅳ地区）

直上流域を含めた堤体地区とし、主に排砂管、排砂門等の施設がその対策となる。



図－1 総合排砂システム例

（これら各地区相互の位置関係を示すとともに、また、各々の地区における対策の内容をも含めて図－1に示した。）

これら、個々別の対策の内容については、ダム管理者の対応領域を越えるもの、或は、今後技術的可能性を確認されなければならないもの等々が考えられる。さらには、個々の対応内容が独立的に効果を発揮し得るものは少なく、いくつかの対策内容の組合せとして取り上げられるべきものも

ある。

以上、堆砂量の推定、および堆砂対策について記述したが、堆砂のダム設計、或は操作に及ぼす影響としては、例えば許容応力に対する超過応力の関係（急激に状態が変化し破壊等の全く異なった新しい状態に移る。）とは異なり、徐々に変化するものである。また、堆砂量の的確な把握が非常に困難な状況にあることを考えれば、計画、設計段階において事前に完成後の堆砂対策に関する対応方針を検討しておくことが必要である。さらに、検討方針としては、流砂の上下流連続性にかんがみ上下流一貫した検討と考察の中で当該ダムに最も適合した対応を創造する必要がある。なお、これら堆砂対策の詳細については、国土開発技術研究センター、総合排砂対策調査要領（案）、昭和55年3月が参考となる。

（水資源開発研究室）
（砂防研究室）

河-26 ダム洪水吐の構造について

（質問）

- 1 ダム洪水吐については、最近、ダム越流部の構造として、まずゲートレスタイプを検討することとなっているようであるが従来のゲートタイプとの基本的な考え方の違いについて御教示願いたい。
- 2 堤体導流部の平面線型については越流頂から減勢池まで直線とし断面も変化させない事が望ましいと思われるが、摺付が必要な場合、どの程度まで許容されるかその事例、並びに解析手法等をお聞きしたい。

（河川部 河川計画課）

（回答）

- 1 洪水吐きは、洪水に対するダムの安全を確保するためのダムの放流設備であるが、その主たる目的から、洪水調節計画を満足するために設置される洪水調節用放流設備とその計画を上回る余水を放流するための設備（余水吐き）に分類される。
- 2 余水吐きの機能はダム非越流部からの越水を防止することであるが、その目的からさらに常用及び非常用の2種類に分類される。

常用余水吐きは、洪水調節用放流設備を持たない利水専用ダムでは従前の機能維持のために所定の規模の洪水を時間遅れ操作するためのものであり、対象洪水が貯水池に流入する時の水位は常時満水位または予備放流水位としている。一方、洪水調節用ダムでは本来洪水調節用放流設備が利水専用ダムにおける常用余水吐きの機能を担っており、計画を超える洪水を処理する時に初

めて、常用余水吐き本来の機能が必要となる。従って、設計の基本となる事項の中には、利水専用ダムと洪水調節用ダムでは異なるものがある。洪水調節用ダムの常用余水吐きの意義ならびに性格については完全に統一されたものがなく、今後さらに議論すべき問題ではあるが、その基本となる事項は以下の様に整理される。

イ) 貯水池の水位が河川計画上の最高水位であるサーチャージ水位を上廻る時に使用する。

ロ) 最大流入量以上の放流（過放流）をしない。

ハ) 放流量の増加率はその河川にとって適切なものとする。

利水専用ダムでも常用余水吐き設計の基本的事項ロ) ハ) は当然満足されなければならないが、「時間遅れ操作」という機能が満されていれば、直接的な意義は持たなくなる。

非常用余水吐きは常用余水吐きや洪水調節用放流設備と合わせて、設計洪水流量を放流するものであり、原則としてゲート全開かつ自由越流の状態で使用するものである。

実際にダム洪水吐きとして配置される設備としては、

a) 非常用余水吐きと常用余水吐きの機能を兼用した設備

b) 常用余水吐きと洪水調節用放流設備の機能を兼用した設備

が数多くみられる。

質問1はダムの堤頂に設置され、非常用余水吐きと常用余水吐きの機能を兼用するタイプの洪水吐きに関する質問である。

堤頂に設置される洪水吐きがゲートレスタイプの場合その越流頂の設置標高をサーチャージ水位以上に設定すれば、イ) ロ) の事項及び非常用余水吐きとしての機能は当然満されることになり、基本的事項ハ) の検討だけが必要となる。

堤頂に設置される洪水吐きがゲートを有する場合はサーチャージ水位以下に越流頂が設置されることになるが、貯水池の水位がサーチャージ水位を上廻る時からゲート操作を開始し、貯水池の水位が上昇していることを確認しながら開度を大きくし、全開させることによって非常用余水吐きとしての機能へ移行することになる。このときゲートは基本的事項ハ) を満すよう操作される。

この様に堤頂に設置される洪水吐きでは、余水吐きの機能という面からは両者に差はなく、常用余水吐きとしての機能を果たすときのゲート操作の有無だけがその根本的なちがいとなる。現在、ダムの越流部の構造としてまずゲートレスタイプを検討することとしているのは、計画を超える出水時にはダムから自然越流させるという考え方に基づくものである。特に流域面積が小さく、洪水事象（降雨→出水）の進行速度が早い場合にはゲート操作が追従出来ないためゲートレスタイプが採用される。

河川管理施設等構造令のもとでは余水吐きゲートの有無のちがいは上記の通りであるが、構造令が適用されていないダムで、余水吐きにゲートを有するダムでは、常用余水吐きとしての機能を満す様な操作を行うと貯水位が上りすぎ非越流部を越えることになる。このため、貯水位が

サーチャージ水位に達する以前でも、その後貯水位がサーチャージ水位を超えることが確実な場合は余水吐きゲートを操作することになっている例が多い。

- 2 堤体導流部の設計では、射流水路の設計指針にしたがい線型を直線とし、水路幅を等しくするように選定することが原則である。これは導流部の流速、流量分布を均等で安定した流況とするとともに減勢工の機能を損なわないようにするためである。

しかし、堤頂越流部と減勢工の位置や幅の関係から下流に向って幅の絞り込みが必要となる場合も少なくない。この場合、幅の変化の割合の大小により2種の設計法が考えられる。

幅の変化の割合が小さい場合は、堤体導流壁の平面形状をなめらかに遷移させ減勢工に導流することになるが、壁沿いの流れは彎曲射流水路と同様な効果を受け、衝撃波の発生ならびに流れの集中現象が生じ、その結果流量分布を不均一にする。

幅の変化の割合が大きい場合は、壁沿いの流れの集中現象が非常に大きくなり、壁自身が水路としての機能を果さなければならなくなる。このような場合、導流壁を堤体面に設置することはその規模が大きくなることから事実上不可能となるので、堤趾のフーチング上に導流壁を設置し階段状の導流水路として設計することになる。

質問2は前者の幅の変化が小さい場合の設計法についての質問である。

現在のところこのような導流部設計に使用出来る解析法はなくすべて水理実験に依存している。

今まで実施された水理実験の結果を見ると跳水式減勢工がその機能を十分に果すように導流部平面形状の設計をすることは事実上不可能であり、導流部の平面形状としては導流壁の規模そのものが小さくなる形状が選定されている。これは導流壁沿いに一度集中した流水は堤体下流面の勾配がきついたためにその下流で分散する事が出来ないためである。この結果、導流壁により集中した流水はそのまゝ減勢池に突入することになり水叩きでは完全な跳水は発生せず噴流拡散に近い状態でそのエネルギーを減じることになる。このため、水叩き内の水面の荒れを抑制するために通常の跳水式減勢工と比較してかなり大きな水深をとる必要が生じ減勢工の規模が増大することになる。堤体導流部の平面形状の絞り込みがどの程度まで許容されるかは最終的には減勢工や導流壁の規模が技術的経済的にどこまで許容されるかという事、減勢池地内の荒れがどの程度下流に影響を与えるかという事から総合的に判断されなければならない。

(ダム水工研究室)

河-27 ダム放流値と流量観測値との相違について

(質 問)

しばしばダム直下流での流量観測値がダム放流値とくい違うことがあり、特に災害等が発生した場合、裁判等で問題となる恐れがある。流量観測値に10%程度のバラツキが有り、ダム放流値の信頼が高いと思われるが、ダム放流値に疑問なものもあり、この原因、対策等について御教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回 答)

ダム放流値、いわゆるダムからの放流量は計算式から算出する場合と流量計の計測値を使用する場合、あるいはこの両者を併用する場合がある。流量計は主として利水用放流管が設備されている所で使用され、その計測範囲は $1\text{ m}^3/\text{s}$ 未満から数十 m^3/s 程度である。流量計はその測定原理により種々あるが、超音波式のもの良く使われている。この場合、計測精度についてはメーカーが実験を重ね実流量で精度チェックを行なっているので、計測値は充分信頼できると考えられる。ただし、検出端の取付位置が適切でない時は、放流管内の脈流の影響を受けて計測値がバラツキ、正しい指示を示さない事もあるので注意を要する。

一方、コンジットゲートやオリフィスゲート、あるいはクレストゲートなどの大型放流設備の場合は計算により放流量を求める事が多い。この場合は原則として模型実験により式と係数を定めている。この計算式の適用に際しては貯水位の計測、ゲート開度の計測が実験と同じ手法で行なわれる必要があり、それらの条件が正しければ計算された放流量は充分信頼できると考えて良い。特にラジアルゲートの場合の開度計測は水理的に誤りのないよう注意を要する。

なお、クレストゲートの場合はオリフィスフローからフリーフローへと流れの形態が変わる事があり、その切替え点を境にして計算式も変る。この切替え点は水理学的には非常に不安定な状態を呈する流れを示し遷移領域とも言われている。一般にはダム貯水位とゲートの開度で定まる状態がこの遷移領域に入ると計算ができない事があり、またこの領域の前後で放流量が大きく変化する事が知られている。

実際のダムではこの遷移領域があると計算できないためフリーフローの計算式とオリフィスフローの計算式から交点を求め、この点を境にしてどちらかの式を選択するなどの方法を工夫している様であるが、ダムによってはもっと簡便な方法で対処している所もあり、若し放流値に疑問が残るとすればこの点であろう。逆にこの点をどう扱うかの具体的な処理方式が明確にされていないため、今後の研究を待たねばならない。

一方、流観においても流速測定及び流量への換算過程に誤差が入っており、ダム放流値と比較した時に多少の誤差が出る事は止むを得ない。

むしろ、この差が生じた場合、ダム放流値も流量観測値もまったく独立した方式で得られたもの

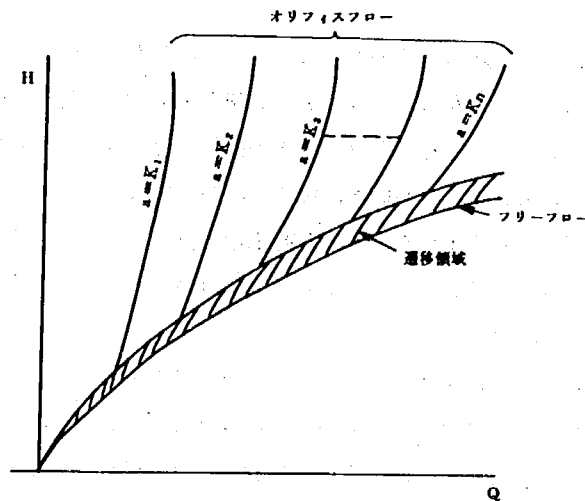


図-1

で、両者間の比較や関連づけがなされていない点に注目すべきで、両者の値が等しくなる様校正して行くのが正しい方向と思われる。実際、ダムの放流量を直下流で検証する事は余り行われていないので、両者の比較は非常に有効と考えられる。この場合、ダムの放流量計算式は模型実験から作られていること、経年変化が無いことなどから、ダム放流値を基準とし、流観の結果に補正を加えて両者が等しくなる様、換算の係数を決めて行くべきであろう。

以上、ダム放流量が模型実験に裏付けされた場合を基本に述べてきたが、模型実験によらず水理公式を適用する場合には、式の形や係数の適用に充分な注意が必要である。

(水文研究室)

河-28 貯水池水位の挙動実態と測定上の問題点について

(質 問)

ダム管理に用いる貯水位の測定は、貯水量の増減による変化のほかに種々の外的原因による変動が含まれることが多く、ときには、貯水池の安全性やゲート操作に重大な影響を与えることが確認されている。

貯水位の変動の実態と水位測定上の問題点に対する対応策をご指導願いたい。

(野村ダム工事事務所)

(回 答)

ダム貯水池の水位は、① 貯水位そのものにもとづく貯水池の管理（例えば、洪水時満水位か、洪水期制限水位が守られているか等）、② ゲート開度決定の際の基礎情報とする。③ 流入量把握の際の間接的基礎情報とする、など、ダム貯水池操作における最も重要な情報の一つである。しかしながら、貯水池の水位は、これら貯水池操作上必要な情報ばかりでなく、種々のかく乱要因を内在している場合が多い。以下ではこのような貯水池水位情報のかく乱要因の実態、これらの貯水池操作に及ぼす影響、及び、これらに対する対策等について考察してみる。

1 貯水池水位のかく乱実態

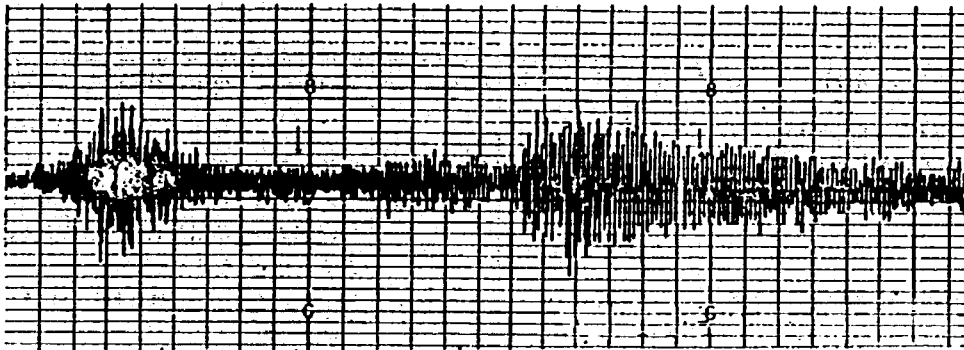
貯水池の水位観測値は、貯水池への流入量及び放流量の差によって生じる「貯留的変動」と、風等の外的要因を受けた「波動的変動」が合成されたものである。後者が貯水池操作においてかく乱的情報となるものである。このような波動的変動の要因としては次のようなものが考えられる。

(1) 風による影響

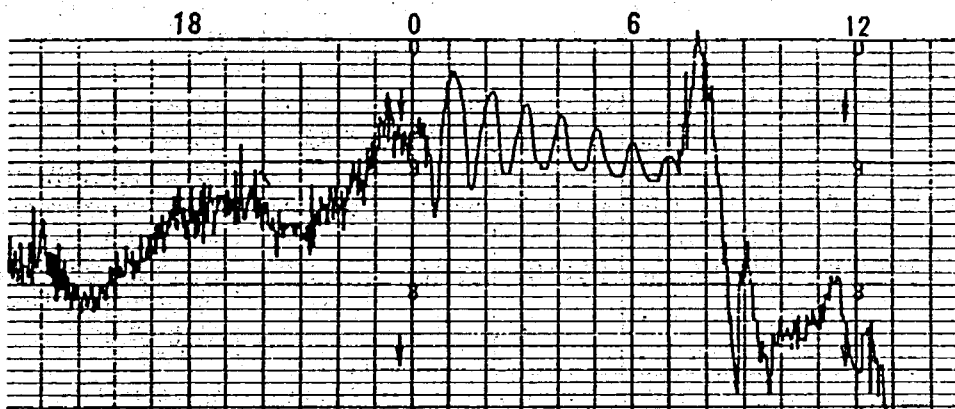
(2) 洪水時、ゲート操作時、発電操作時における流入量、あるいは、放流量の急激な変動による影響

(3) 地震、あるいは、土砂崩れ等の突発的な水面の変動

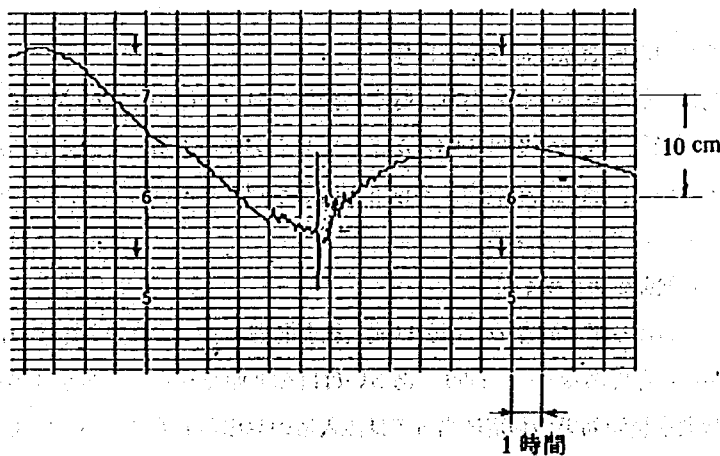
このような影響を受けて水面の変動は貯水池の水深、長さ等に支配された変動特性（変動巾、周期）を呈することとなる。さらに、これらの水面の変動が、観測設備（観測井、観測フロート及び記入部）の動特性を通して記録されることとなる。これら波動的変動の記録例を図-1に示す。なお、このような貯水池の波動的変動の特性は各々の貯水池特有のものであり、これらを特徴別に分類すると表-1のとおりである。波動的変動の短いものとしては数十秒程度のものから、長いものは数十分に及ぶものもある。また変動巾も様々で10～20cmにも及ぶものがある。



(a) 風による変動



(b) 発電操作による変動



(c) 地震による変動

図-1 貯水池の記録例

表-1 貯水位変動の特徴分類

現象の分類	水位変動巾	周 期	継続時間	発生度数	推定される原因・その他
規則的・長周期の変動 (1) 持続性の変動	最大 2～4 cm	数分～ 数十分	数時間～ 数十時間	多発するダムと検知しないダムがある	洪水流入時、ゲート操作が誘因、風が誘因、原因不明のもの、変動巾比較的小
(2)短時間の変動	最大 3～8 cm	数分～ 数十分	1～5時間	発生するダムが多い	ゲート操作に伴い発生
不規則・短周期の変動 (3) 持続性の変動	最大 3～20 cm	短	数時間～ 数十時間	ダムによって変動巾、発生度数が異なる	風浪が主因 水位計の位置・構造の影響大
(4) 短時間の変動	最大 3～10 cm	短	0.3～ 1.5時間	発生が稀 突発的	土砂崩落によるもの 地震によるもの
(5) 複合的変動	(1)と(3)、(2)と(3)の複合	長+短	数時間	発生少ない	初期変動大きく減衰早い
(6) 特殊な変動	(最大6 cm)	(約30秒)	(数時間)	(比較的多い)	(1)と(3)、(2)と(3)の原因が重なったとき 水位計の設置位置が特殊の場合その構造特性により発生するもの

資料：建設省河川局開発課，土木研究所，「多目的ダムの管理に関する研究」，昭和48年11月

2 波動的変動の貯水池操作に及ぼす影響

波動変動は、前にも述べたとおり、貯水池操作においてはかく乱的要素をもっているものでありその貯水池操作へ及ぼす影響を明らかにしておく必要がある。予想される影響としては、流入量把握、あるいは、放流量の測定におけるものが予想される。これら、2つの点について若干の分析を行なってみることとする。

1) 流入量の把握誤差について

我が国における洪水調節の大部分は流入量を把握して、これをもとに放流量を決定しているケースが殆んどである（一定開度、あるいは自然調節を除く、しかしながらこれらにおいてもいずれは洪水調節効果の判定に当っては流入量の算出が必要である。）また、流入量算出の方法としては、「一定時間内における貯水量の増減量と延べ放流量の合算量から求める方法」を目下管理中の殆んどのダムで採用している。図-2に示す各要素間の関係からダム流入量 Q_{IN} は次式により示される。

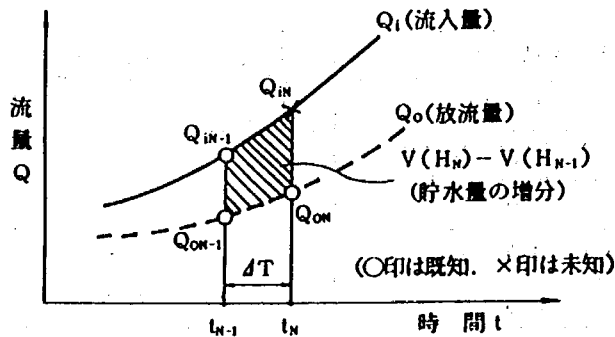


図-2 流入量・放流量・貯水量増分の関係

$$Q_{iN} = \frac{2 \{ V(H_N) - V(H_{N-1}) \}}{\Delta T} - Q_{iN-1} + Q_{oN-1} + Q_{oN} \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここで

ΔT ; 計算時間間隔 ($\Delta T = t_N - t_{N-1}$)

Q_{iN}, Q_{iN-1} ; t_N, t_{N-1} における流入量

Q_{oN}, Q_{oN-1} ; t_N, t_{N-1} における放流量

$V(H_N), V(H_{N-1})$; t_N, t_{N-1} における貯水量

H_N, H_{N-1} ; t_N, t_{N-1} における貯水位

(1)式において $Q_{iN-1}, Q_{oN-1}, Q_{oN}, \Delta T, V(H_{N-1})$ は既知であるとすれば, 流入量 (Q_{iN}) の算定における誤差要因は (H_N) のみとなるから水位観測誤差の流入量把握に与える影響度は(1)式を H_N で微分することにより求められる。

$$\delta Q_{iN} = \frac{2}{\Delta T} \times \frac{dV(H_N)}{dH_N} \times \delta H_N = \frac{2 \cdot A(H_N)}{\Delta T} \times \delta H_N \quad \dots\dots\dots(2)$$

即ち, 貯水池流入量の推算誤差は, 水位観測誤差 δH_N とその時の貯水池面積 $A(H_N)$ の積に比例し, 計算間隔 ΔT に反比例するといった単純な関係で示すことができる。

(2)式において, $A(H_N)$ は貯水池の形状から定まる値であるから, 対応方針としては, ΔT のとり方, δH_N の値の減少方法等を工夫する必要がある。

いま, $\Delta T = 600$ 秒, として, δH_N を 1cm とした場合, 流入量の観測誤差は表-2に示すとおりである。

表-2 貯水池水位観測誤差 (1 cm) に対する流入量推算誤差

貯水池面積 (km)	流入量推算誤差 (m ³ /s)
1.0	33
2.0	67
3.0	100
4.0	133
5.0	167

ただし, $\Delta T = 600 \text{ sec}$

2) 放流量の測定誤差について

今, ゲートの開度 a が設定されている場合, ある水位 H_N (越流高さで示す) に対する放流量 Q_0 は次式により与えられる。

$$Q_0 = N \cdot C \cdot B \left\{ H_N^{\frac{3}{2}} - (H_N - a)^{\frac{3}{2}} \right\} \dots\dots\dots(3)$$

ここで, N : ゲート個数

C : 越流係数

B : 越流巾

また, 水位測定誤差, δH_N にもとづく放流量の測定誤差は次式により求められる。

$$\delta Q_0 = \frac{3}{2} \cdot N \cdot C \cdot B \left\{ H_N^{\frac{1}{2}} - (H_N - a)^{\frac{1}{2}} \right\} \cdot \delta H_N \dots\dots\dots(4)$$

いま, $N = 2$, $C = 2.0$, $B = 10 \text{ m}$, $H_N = 10.0 \text{ m}$ として $\delta H_N = 1.0 \text{ cm}$ とした場合, a に対する δQ_0 は表-3に示すとおりであり, 流入量の把握誤差 (表-2) と比較すれば極端に小さいことが判る。すなわち, ダム貯水池操作に当って水位の影響は主に流入量把握に対

表-3 貯水池水位観測 (1 cm) に対する放流量推算誤差

ゲート開度 (m)	放流量推算誤差 (m ³ /s)
0	0.00
1	0.10
2	0.20
3	0.31
4	0.43
5	0.56

しての配慮を行えばよいことがわかる。また、いずれにしてもこれらの問題は貯留的変動を正確に把握することにより解決される可能性がある。

3 波動的変動の除去方法

貯水池の水位観測値 $h(t)$ は次式にて示す。

$$h(t) = f(t) + p(t) \dots\dots\dots(5)$$

ここで、 $f(t)$ は貯留的変動成分であり、 $p(t)$ は波動的変動成分である。ここでは、 $p(t)$ を除去して、いかに $f(t)$ を正確に抽出するかということが考察の主要項目である。 $p(t)$ の除去方法としては、機能的対応と数学的対応が考えられる。

1) 機械的対応方法

機械的対応方法としては、まず第一に、ゲート操作による水位変動、あるいは、風浪等による変動を受けない位置に測水塔を設置することである。他の一つは水位測定塔の構造を工夫することにより短周期の波動的変動成分を除去するものである。図-3は観測井の大きさ ($A \text{ cm}$) に対して導水孔の面積 ($F \text{ cm}$) を絞ったことによる波動的変動成分の減衰状況を示したものである。当然のことながら短周期成分に対して効果が大きい。長周期成分にも効果を及ぼさせるためには、導水孔の絞り度合いを大きくすれば良いが、そのことによって貯留的変動そのものに遅水現象が発生し問題が残る。経験的にはこの絞り率は $1/500$ 程度と言われている。

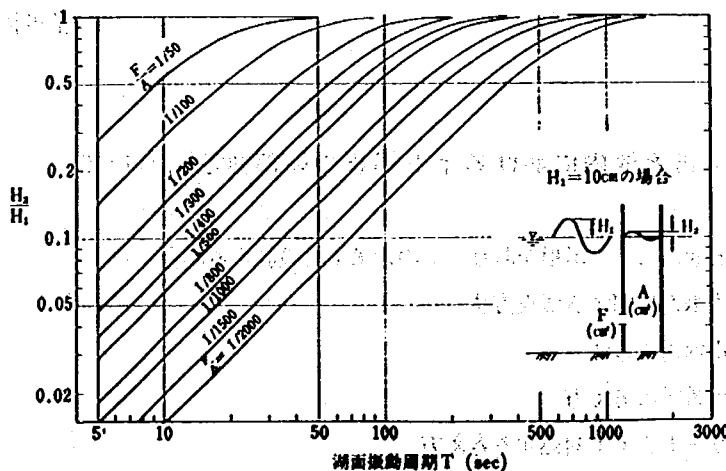


図-3 水位計井筒内の水面振動減衰率

b. 数学的対応方法

数学的対応方法の一般的なものとしてはこれまで、移動平均方法が用いられるケースが多い。しかしながら、この方法においてもセイシュ等の長周期の波動成分を除去するためには、移動平均の時間を長くする必要があり結果的に時間遅れをとまなうのでこの方歩にも限界がある。数学的方法のもう一つの方法として観測値について一定の時間間隔の近似関数を算出し、この中から波動的変動成分を数学的に消去し、残りを貯留的変動成分とする考え方がある。この場合調査の結果、波動的変動成分の最大周期は貯水池のセイシュであることがわかっており、これ以下の周期をカットすることとしている。また、この場合採用した近似関数はフーリエ級数であるが、その結果は、前記移動平均法に比較すると相当改善されているもののさらに改善の余地が残されているといえよう。目下、改善方策について検討中である。

以上、機械的方法、数学的方法について述べたが、その他の方法として、誤差の生じない、かつ、調節効果の期待できる洪水調節方法、といった角度からの検討もあり得るものと判断される。これら貯水池水位把握精度の向上方法と洪水調節方法の検討分析についての詳細については、下記の文献に掲載されているので参考とされたい。

1) 中村、山本：「ダムによる洪水調節方法の分析」

土木技術資料 23 - 2 (1981)

2) 中村、佐々木：「貯水池水位変動が流入量把握に及ぼす影響とその対策」

土木技術資料 23 - 5 (1981)

(水資源開発研究室)

河 - 29 ダム貯水池内におけるヤセ尾根の鞍部処理について

(質 問)

ダム計画貯水池内にヤセ尾根があり、その遮水工を設計する場合、

- ① 地山の透水性に関する調査方法
- ② 地山の止水対策方法
- ③ 遮水工の設計の考え方
- ④ コンクリートダムで対処する考え方

について、どの様に配慮すればよいか。

(細川内ダム調査事務所)

b. 数学的対応方法

数学的対応方法の一般的なものとしてはこれまで、移動平均方法が用いられるケースが多い。しかしながら、この方法においてもセイシュ等の長周期の波動成分を除去するためには、移動平均の時間を長くする必要があり結果的に時間遅れをとまなうのでこの方歩にも限界がある。数学的方法のもう一つの方法として観測値について一定の時間間隔の近似関数を算出し、この中から波動的変動成分を数学的に消去し、残りを貯留的変動成分とする考え方がある。この場合調査の結果、波動的変動成分の最大周期は貯水池のセイシュであることがわかっており、これ以下の周期をカットすることとしている。また、この場合採用した近似関数はフーリエ級数であるが、その結果は、前記移動平均法に比較すると相当改善されているもののさらに改善の余地が残されているといえよう。目下、改善方策について検討中である。

以上、機械的方法、数学的方法について述べたが、その他の方法として、誤差の生じない、かつ、調節効果の期待できる洪水調節方法、といった角度からの検討もあり得るものと判断される。これら貯水池水位把握精度の向上方法と洪水調節方法の検討分析についての詳細については、下記の文献に掲載されているので参考とされたい。

1) 中村、山本：「ダムによる洪水調節方法の分析」

土木技術資料 23 - 2 (1981)

2) 中村、佐々木：「貯水池水位変動が流入量把握に及ぼす影響とその対策」

土木技術資料 23 - 5 (1981)

(水資源開発研究室)

河 - 29 ダム貯水池内におけるヤセ尾根の鞍部処理について

(質 問)

ダム計画貯水池内にヤセ尾根があり、その遮水工を設計する場合、

- ① 地山の透水性に関する調査方法
- ② 地山の止水対策方法
- ③ 遮水工の設計の考え方
- ④ コンクリートダムで対処する考え方

について、どの様に配慮すればよいか。

(細川内ダム調査事務所)

(回 答)

ヤセ尾根の一般的な遮水工法の考え方について述べる。

先ず、ヤセ尾根の透水性に関する調査方法であるが、問題個所の地質分類、厚さや範囲などの地質構造を明らかにし、さらに各地層の透水特性を主とした工学的性質及びその尾根部の地下水位を把握する必要がある、そのうえで、どの範囲を遮水の対象とするかが明らかとなり、種々の工法を検討することになる。ヤセ尾根の場合、風化を強く受けていて、表層部は粘土化している場合など難透水のこともあるが、一般には尾根の心部まで岩盤のキレツ沿いに風化が進み、全般に岩片間は緩んでいて、透水性は高いことが多い。しかし、この尾根の地下水位が貯水位よりも高い領域は、貯水池からの漏水は起こり得ないため、貯水位よりも低い部分についての遮水を検討すれば良いが、地下水位が低い所は一般に透水性も高い。この様な部分の止水を通常のグラウトカーテンによって改良できるか否かは、グラウト試験などを行い調査しなければ明確な答は出て来ない。一般的に遮水工としてとられる方法としては、

- ① 全面的にグラウチングにより改良する。
- ② ヤセ尾根透水ゾーン表層部を除去して、土質またはコンクリート遮水壁を表面に設ける。
- ③ 地山内部に止水壁を設ける。

が考えられる。

①の方法は、前述の通り試験を行って改良効果の見透しを立てる必要がある。改良目標値として3～5ルジオン程度、透水係数にして $K = 10^{-5}$ 程度とする場合が多い。

②の方法には、コンクリート遮水壁とする場合（例：亀山ダム、美唄ダム）と土質遮水壁（例：七北田ダム、寺内ダム）があり、コンクリート遮水壁の場合、貯水位の急低下時、地震時に伴う安全性などの問題があって、構造も大きくなり高さも15 m程度のものである。土質遮水壁の場合、フィルダムのコア材と同じ考え方で、透水係数 $K = 10^{-5}$ 程度であり、かつ、その上をロックフィル層で保護するものである。断面はいずれもフィルダムのすべり破壊に対する安全性から決定される。

③の方法には、ヤセ尾根の心部に平行にトンネルパイプトンネルを掘って、コンクリートを打設し止水壁を施工する方法と連続壁工法がある。前者は施工が困難でトンネル掘削で逆に地山の緩みを増長させることもあり、最近では連続壁工法（大町ダム、浅瀬石ダム）がとられている。

次に、質問者は上記の遮水工の他に、ヤセ尾根部にコンクリートダムを設ける案も考えているようなので、この面からも検討してみる。コンクリートダムとした場合、この部分のせん断まさつ抵抗安全率は4以上必要となり、過去の例では、ヤセ尾根の風化の進んでいる岩盤にコンクリートを載せることは、岩盤の強度面から問題あり、せいぜい10 m～15 m程度のダムをのせるのが限度であると考えられる。

また、ヤセ尾根の地山自体が著しく狭小な場合は、構成する地質の性状を十分調査のうえ、地山自体のすべり破壊に対する安全性についても、地山をフィルダムと同様に考えて検討する必要がある。

る。

以上最近多くなっているヤセ尾根の止水対策工の一般的な検討方法を述べたが、ヤセ尾根の形状や地質工学的な評価がダムで異なるため、ケースバイケースで検討されている。

(ダム構造研究室)

河-30 ダムと濁水問題について

(質問)

ダムの濁水長期化現象を軽減するための対応策と、それを検討するにあたっての留意点について御教示願いたい。

水資源開発公団
細川内ダム調査事務所
徳島県土木部

(回答)

ダム貯水池の建設によってひき起こされる河川水質問題の一つに濁水長期化現象がある。これは、主に洪水時に貯水池内に流入し、貯水池内に懸濁分散した微細粒子が長期間にわたって高濁度の貯留水が放流される現象である。

濁水長期化現象は、

- ① 貯水池を中心とした熱の収支および拡散現象
- ② 水の連続性と流動現象
- ③ 濁質の収支、拡散および沈降現象

等々の現象の複合されたものである。

これら総合現象の解析に当っては個々の現象を表現する数学モデルを作成して、これら個々の数学モデルを連立させることにより総合現象としての方程式系を構築する。

しかしながら、これらの方程式の厳密解を得ることは事実上困難な場合が多く、通常は、計算上影響度合の少ないパラメータを無視したり、計算を簡略化するような方向でモデル形状に工夫を加えたり、その他、差分法等の数学的テクニックを応用する等の方法が考えられている。

また、これらの現象を支配する要素は、数十にも及び、しかもこれらのいくつかは自然現象、例えば、日照、風、気温、流入水温、流入水量等々に左右される。したがって、各種対策を考察するに当たっての条件の設定が難しい。

このように、数値的な解析の困難さ、条件設定の困難さ等を考えた場合、種々の気象水文、地形、その他の条件を有する個別ダムについて精微な検討を行うことは現有情報下では不可能である。

以上、厳密な濁水長期化対策を考察するに当たっては、多くの計算上の仮定と多大な計算労力を費

やして実施されることが多い。したがって、濁水対策を考察するに当っては、当初より難解な解析問題と取り組むより、先ず、これらをできるだけ現象的に簡明に把握し、現象的立場から対応等の限界を明らかにし、次の段階において、必要であれば厳密解析を行なうといった対応が合理的であると思われる。

このような観点から、ここでは、濁水長期化現象をできるだけ簡明な現象として表現することとし、これらの現象に対して可能な対応方策を一般的立場から考察することとする。然る後に、個別ダムへの当てはめについては適宜当該ダムの個別条件にもとづき試行されることをお願いしたい。

貯水池濁水の長期化は、洪水時に貯水池に流入し貯留された濁水を長期間にわたって徐々に放流することに起因する。したがって、第一義的に濁水長期化を防止するためには、

- ① 貯水池への濁質流入をできるだけ減少させること。
- ② 貯水池への濁水の貯留をできるだけ減少させること。
- ③ 洪水終了後、さらに貯留されている濁水があれば、滞留濁水の新規流入水による希釈効果を期待し得るような貯水池の操作をおこなうとか、或いは、滞留濁質の沈降を促進するような貯水池操作やその他の対応が考えられる。

以下、各項目について解説を加える。

①について、

- a. 上流における対策としては、極力上流域における山腹河岸の崩壊を防止し、微細粒子の貯水池への流入を防ぐ方法である。

通常流入濁度は流入量の関数で示される。

$$C_{in} = \alpha \cdot \theta_{in}^{\beta}$$

ここで、 C_{in} : 流入濁度 (g/m^3)

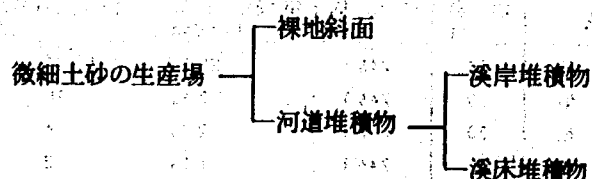
θ_{in} : 流入量 (m^3/s)

α, β : 定数

参考のため図-1にN川における流入濁度と流入量の相関関係を示す。

上流域対策としては、この式で $\alpha \cdot \beta$ に変化を及ぼすこととなるが、計量的に上流域対策との関係を示したものは少ない。

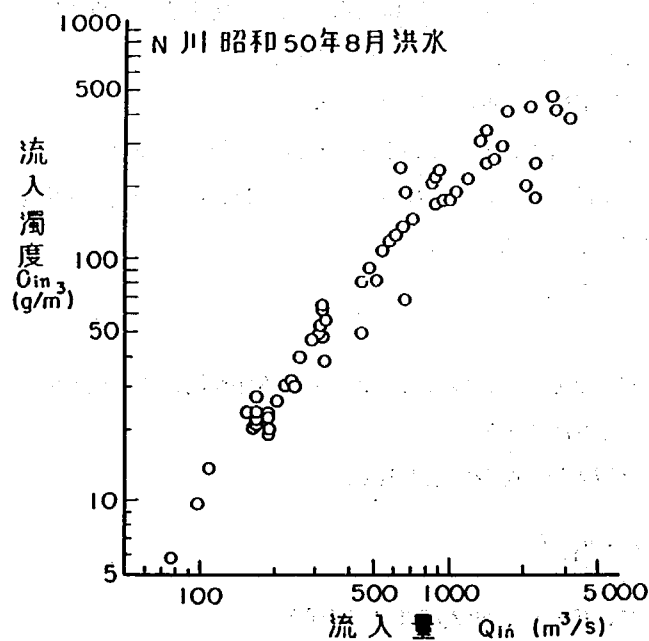
ところで、濁質である微細土砂の生産場は次のように分類される。



金屋敷らは、裸地斜面および河道（溪岸堆積物）について、微細土砂の生産・流出機構をモデル

・金屋敷らは、粒径が0.1 mmよりも小さい土砂を微細土砂と定義している。

ル化し、山地流域における微細土砂の流出濃度を推定する方法を提案している。これらの推定式によれば、裸地斜面における微細土砂の流出量は、裸地斜面長に比例するとともに、裸地面積の $2/3$ 乗に比例する。一方、河道からの流出量は、側岸侵食量等に関係している。実際河川への適用結果によれば、裸地面積率が $0.3 \sim 0.8\%$ の山地流域において、全微細土砂流出量に対する裸地からの流出成分は約 $20 \sim 30\%$ となっており、溪岸堆積物も微細土砂の主要な生産場であることがわかる。



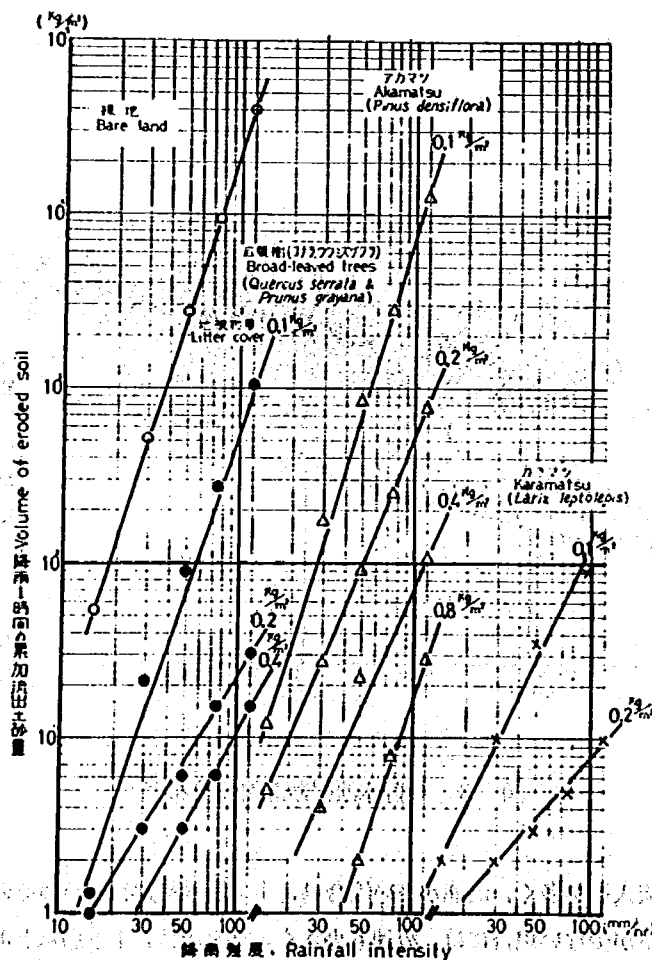
図一1 流入量と流入濁度との関係

表一1 森林の伐採割合・程度と侵食量

川口、山本による			岡山県古郡	
伐 採 状 況	傾 斜 (度)	降 雨 量 (mm)	年 侵 食 土 量 (ton/ha)	侵 食 土 量 の 比 (%)
全 伐、伐根掘取地	30	746.1	28.53	78
全 伐 地	30	746.1	3.66	10
上 部 $1/4$ 伐 採 地	30	746.1	2.06	6
上 部 $1/2$ 伐 採 地	30	746.1	1.14	3
上 部 $3/4$ 伐 採 地	30	746.1	0.75	2
非 伐 採 地	30	746.1	0.35	1

一方、流域内の森林と土砂流出量の関係についてもいくつかの調査が行われている。川口らは、森林の伐採割合・程度と侵食土砂量について、表一1のような結果を得ており、全伐採地からの侵食土砂量は、非伐採地に比べかなり大きな値となっている。また、村井らは、小型ライシメータ（幅0.5 m、長さ1.5 m、深さ0.6 m）を用いた実験により、落葉地被物と流出土砂量との関係を求めている（図一2参照）。この図より、降雨強度が高くなれば流出土砂量は急激に増大するが、落葉の被覆量が増加すれば、流出土砂量は急激に減少する。このとき、樹種間には顕著の差異が認められない。

微細土砂量は、近似的にはこれら流出土砂量に微細土砂の含有率を乗じることにより推定することができるから、これらの調査研究結果を踏まえると、貯水池上流域の地表状態ならびに河道堆積状況を改善することにより、貯水池への濁質の流入はある程度緩和されることが期待される。



図一2 落葉地被物と流出土砂量の関係

②について

通常選択取水の効果の一つとして挙げられる側面である。すなわち、貯水池は、流入エネルギー、太陽によるふく射エネルギー、放流のエネルギー、放散エネルギー等、貯水池の有する熱容量を中心にして熱の収支がある。したがって、取水設備、或いは放水設備、構造、運用方式等によって或る程度、これらの熱エネルギーの収支をコントロールすることは可能である。これら熱収支のコントロール、たとえば、できるだけ多くの熱量を貯水池内に蓄積することは、貯水池における停滞層の水温は一定であることから、上層の水温の上昇につながる。このことを一般的に表現すれば、顕著な躍層の形成ということができる。顕著な躍層の形成とは、水理学的に言えば上層と下層の比重差が大きいということである。通常、洪水時の流入水温は、上層水温と下層水温の間であるから、洪水時は、これら上下層の中に割り込む形で貯水池に流入する（図-3参

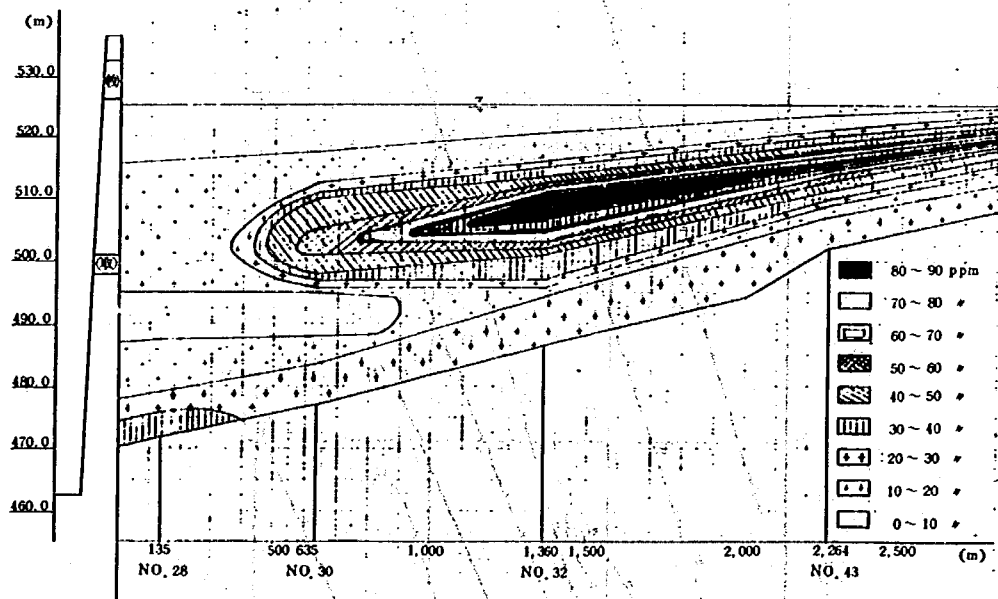


図-3 O貯水池縦断面温度分布図

照)。その際、流入量が多く、流速が速い場合は、上下層水を連行しつつその流下断面は拡大する。他方、流入量が少ない場合には、流速も小さく、洪水流は、上下層水と混合することなく、これらを貯水池内に残存しつつ、貯水池を通過する。このような事由から、洪水直前には顕著な躍層形成が必要となる。また、秋期洪水に対して長期化傾向にあることは、この上下層比重差が

小さく相対的に流下断面が拡大することによるものである。

以上のことから、洪水直前に表面取水から中層取水に切り換え、洪水の通過路を設け、さらに、できるだけ高温の上層水を貯留しておくことは、濁水貯留量の減少に資するものと思われる。また、これら前もって準備された場所に放水管を設置すること、或いは、洪水終了後水位低下によりこれら通過断面に残された濁水を放出することも濁水貯留減少の有効な手段といえる。

このような貯水池の水理的機能から見れば、表面取水は、どちらかと言えば、逆効果であり、任意の位置から取水できる選択取水にならざるを得ない。

また、当然とも言えるが、下層水温は、年間通じて殆んど10℃以下でしかも一定値であることから、これらの手段による効果は、気温の高い真夏に効果的であり、外気温と下層水温の差が少くなる秋春冬等における効果は少ない。

③について

この場合、②による対応によって、確保された上層上澄水を選択放水するものである。その間に、中層に貯留された洪水による濁水はその濁質を下層に沈降させる。この場合、当然のことながら或る限度まで濁質が沈降する間、上層水の貯留量が確保されている必要がある。

一方、沈降する時間は主として濁質の粒径に左右される。濁質の沈降速度は次式により示される。

$$W_0 = \frac{1}{18} \left(\frac{\rho'}{\rho} - 1 \right) \frac{g}{V} \cdot d^2$$

ここで、 W_0 : 沈降速度

ρ' : 粒子の密度

ρ : 水の密度

V : 動粘性係数

d : 粒子の直径

すなわち、粒子の沈降速度は溶媒（水）および粒子の物理学的性質に左右されるが、最も影響の大きい要因として粒子の粒径を挙げることができる。

即ち、1 η の粒子と10 η の粒子の沈降速度の比は1対100となる。これまでの調査から見る限り、濁水長期化に影響する粒子は、5 η 以下程度であり、これより大粒径の濁質は殆んど濁水長期化には影響しないものと考えてよい。したがって、長期化調査にあたっては濁質の粒度分布を調査することにより5 η 以下の粒度の濁質量を把握することが重要である。

また、沈降速度のコントロールとして貯水池内に凝集沈殿剤を投入する方法も考えられるが、これらについては2次公害の恐れもあり具体的な実施例は建設省関係のダムにはない。

なお、洪水の終了後、貯水池からの放流は必要最少限にとどめ、貯水池上流からダム下流へ清澄な河川水を迂回させる方法がある。

以上、濁水長期化に対する対応の形を4つの単純なパターンに区分して説明したが、これらは、濁質の物理化学的特性と貯水池の水理特性に支配される。また、貯水池の水理特性は、貯水池の気象、水文、地形、形状、操作特性に支配される。これらの支配要因の中で対応等の及ぶものとしては、わずかに形状、操作のみであり、しかも、現象全体に及ぼす影響度合いも、たとえば、気温の季節変化、洪水の量等に比較すれば微々たるものと言わなければならない。つまり、濁水対策は勿論その回避には最大限の努力をなすべきことは言うまでもないが、現象全体に対する対応の限界を事前に充分認識した上で考察検討に移る必要がある。

また、先にも述べたとおり、濁水現象は種々の個別現象の複合現象であり、したがって、一つの対策を実施しようとした場合、予想もしないところに、逆の効果が表われることがある。たとえば、洪水直前に躍層をコントロールしようとした場合、冷水現象発生のおそれがある等々である。

さらに、これら濁水対策等を実行する場合、往々にしてダム建設本来の目的を忘れる危険性がある。たとえば、洪水調節、渇水時の貯水池運用等、各々を個々に取り上げた場合においてさえ種々の問題が山積している。したがって、これらの種々の貯水池操作運用上の独自の問題と濁水問題をどのように調和させるか、といった点で先ず、濁水対応としての限界を明らかにしておく必要がある。

最近、取水口を改造した例としては、早明浦ダム、下久保ダム、矢作ダムがある。

なお、これらの改造にあたっては、水中工法を行うか、水位を低下させてドライ工法によるか2つの方法があり、下久保ダムは水中工法を採用し、早明浦ダム、矢作ダムはダム水位を下げてドライ工法によった。一般にドライ工法をとる場合、莫大な損失補償を必要とする場合があるが、矢作ダムの場合、新設のダムで未だ供用以前のダムの容量を代替利用することによって対応した。

(水資源開発研究室)

河 - 31 生産土砂量の概略推定について

(質 問)

市販の地質図、崩壊地の規模、占有率等のデータから流域からの生産土砂量の推定が可能かどうか。可能であれば、その手法について教示願いたい。

(中村工事々務所)

(回 答)

流域からの生産土砂量を推定するための因子として、ある期間の雨量、流域面積、起伏量、河床と崩壊斜面の勾配等がある。これらの因子のうち雨量データを除くものは地形図、地質図、土地条件図、地形分類図等によって容易に得られる。またこれらの図から得られる情報の精度を高めるためには空中写真を判読して情報の確認と精査を行うのが効果的である。これらの材料から生産土砂量を推定するために必要な鍵は土砂生産の場である斜面である。斜面には面積、長さ、勾配、形態等のエレメントがあるが、これらのうち最も重要なのは斜面勾配である。山腹斜面は上方の緩勾配の部分と下方の急勾配の部分に2分され、それを区切るのが遷急線である。遷急線は侵食前線とも呼ばれ、斜面崩壊の70%がこの線と何らかの位置的関連を有している事実から、遷急線の分布を判読し、各遷急線間の測定について比集水面積 a と、地形的滑動力示数 $F = a^{1/3} \cdot \tan \theta$ を用いて S (slope) - A (specific catchment area) ダイアグラムを作成すると、斜面上の各測

点の特徴が認められる。この特徴と降雨強度とを組合せると崩壊発生すなわち生産土砂量の推定と確率評価が可能と思われる。なお写真判読による滑落崖やクラックの存在は最も確かな情報の一つである。云うまでもなくこの手法によって得られる情報は過去の崩壊に関するデータと照合されなければならない。詳しくは、昭和54年度砂防学会研究発表会論文(8, 羽田野誠一)を参照されたい。なおこの考え方は活火山や構造的な大規模崩壊には適用できない。また過去の崩壊例から崩壊面積率を出し、崩壊深を剩じて土量を推定する方法もある。

(砂防研究室)

河-32 山地崩壊と植林について

(質 問)

山地崩壊に対して植林の必要性については、よく言われる所であり、多降雨地域で崩壊の多い四国地方は、切実に痛感している。従来、森林施業として行っていた植林について崩壊防止、流出抑制等治水上の効果を持たすことに着目した場合、樹種の選択、植林後の留意点に対する御意見を伺いたい。

(河川部河川計画課)

(回 答)

森林が斜面の安定に役立っていると一般に云われているがその根拠はつぎのようなものである。即ち、

- 1) 根系が土壌をしぼって移動しにくくする。
- 2) 根が土層の中で杭のようにせん断抵抗を大きくする働きをもつ。
- 3) 樹木が降雨をさえぎり土層の含水量が増大する速度を小さくする。

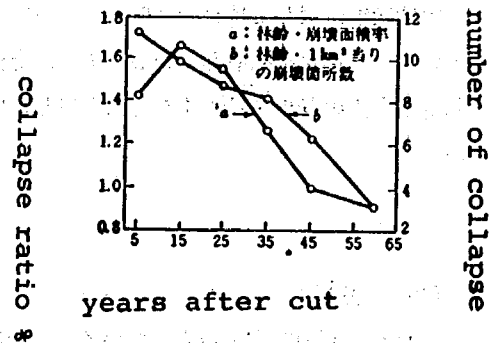
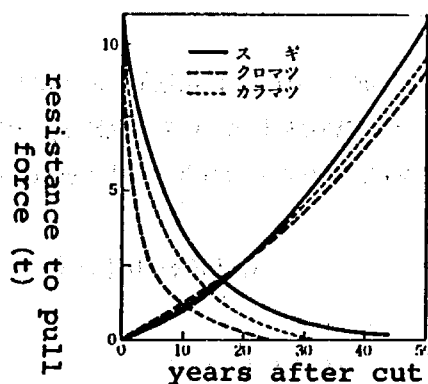
しかし、斜面崩壊との関連では、根系が土壌中に侵入する深度の限界があるからむしろ斜面上の荷重として作用すること、さらに風が強く樹体をゆするときは斜面への反作用の結果風化岩をルーズにすることがあるといったマイナス効果も考えられていた。その後の調査によってつぎのようなことが明かになっている。即ち、

- 1) 森林の崩壊防止機能には限界があり、その限界は崩壊の規模、斜面の勾配、樹令、施業方法等によって一定ではない。
- 2) 豪雨の時に表面流によって洗われると森林のある斜面でも弱い。
- 3) 森林の降雨貯留効果は40mmをこえると雨量の10%程度になる。

竹下は、崩壊の面積的規模、あるいは深度的規模についてその抑止機能の限界を、10年生以下の森林では100m²以下、20年生以下の森林では200m²以下、30年生以下の森林では300m²以下の崩壊に対してしか抑止機能がないとしている。また深度について、20年生で1.0m以下、30

年生の森林で1.5 m以下の崩壊に対して防止機能が認められる程度で1.5 m以上の深さのものに対しては、30年生以下の森林では効果が期待できないとしている。

また、根系はその引抜き抵抗でみると伐採後15年で伐採直後の1/10になるという報告がある。皆伐採後15～20年後に崩壊が多発することを考え合せると崩壊と森林の関係が単純でないことがわかる。ただこのことは逆に皆伐採をしなければある限度内有効であることは云える。また地形学的観点からは崩壊は谷頭侵食であり、斜面の後退でもある。これらの現象は斜面勾配が緩から急に变化する遷急線でその約70%が発生していることも重要である。樹種については周辺の樹種を選択し、植生遷移を考慮して植付、保育を行う。



(砂防研究室)

河 33 河道計画における流出土砂の取扱いについて

(質問)

四国地方の各河川は、多降雨・崩壊性の地形、地質特性等から崩壊土砂が多く、それに伴い河道への流出土砂量が非常に多い。このため、ある河川においては年平均の河床変化が1 m以上にもなっている事例がある。

そこで、流量改訂等に伴う河道計画の検討に当り、この崩壊流出土砂量を見込んだ河道の設定を考えたいと考えているが、そのような事例並びに対象土砂量の決定方法等について御教示願いたい。

(河川部河川計画課)

(回 答)

大量の土砂生産が行われている流域の河道設定の手法に関してはまだ確定したものがない。しかし基本となる量は河道への流入土砂量と流量であり、その結果としての河床変動である。

流入土砂量については、崩壊調査の結果、崩壊土量の予測（決定論的～確率論的）、河道能力からの計算等があるが、流量に対する比を支川毎に適用する方法もある。いずれも相互にチェックする必要がある。変動予測については山地河川の場合、流出解析をキネマティックウェーブ法で行い、流砂量式として Meyer-Peter & Müller 式もしくは芦田・高橋・水山式が適当であるという報告がある。（砂防学会研究発表会概要集 昭和 55～56、建設省技術研究会 昭和 55～56 年）ただし、実績との検証が必要であり、その結果も定性的な判断資料として扱うにとどめる方がよい。実際大量の流送土砂をみると河道を安定させることは極めて難しいため、流出土砂をそのまま認めた河道計画ではなく、土砂の扞止、貯留あるいは調節等の対策計画が先行させるべきである。そのほか河道設定を行うにあたっては、河川のステージの理解と各地点における変動の規模と特性を理解することである。河床変動ならびに土砂収支のナマのデータが重要な意味を持つ。また砂礫堆等の中規模河床形態もローカルな変動を支配し、その値も無視できない。

(砂防研究室)

河 - 34 土砂地盤上における砂防ダムの設計施工について

(質 問)

吉野川中流域は、みかぶ構造線が走り地質は広い範囲で変成破碎されており、地質が悪いため砂防ダムの施設計画において、土砂地盤上にダムを計画せざるを得ない場合があります。その場合、右岸は岩盤で左岸は崩積土と云った箇所、左右岸とも土砂の箇所、又河床の岩盤の有無等によって設計は変わってくると思いますが、このような土砂地盤上に砂防ダムを設計施工する場合、パイピング対策として護岸又はグラウトを設計する場合の実施設計指針ならびに具体的実例（災害実例等も含む）を御教授願います。

(吉野川砂防工事々務所)

(回 答)

砂防ダムが安定を保つために必要な基礎の条件は、次の 3 つである。即ち、

- 1) 荷重に対して十分な支持力（沈下、転倒に対しても）をもつこと。
- 2) 滑動に対して十分なせん断まさつ抵抗をもつこと。
- 3) ダムの下流が洗掘をおこさないこと。

これらの条件を満たす地盤は岩盤のみに限るものではなく、砂礫層も地盤として好適な場合が多い、地形的に良い場所が砂礫地盤である場合も多い。上に挙げた 3 つの条件のうちはじめの 2 つ

は観察したりボーリングして得られたサンプルやボアホール内でのテストで容易に確認できる。問題は3番目の下流洗掘であるが、その原因として2つのことが考えられる。まず表流水による洗掘によって基礎の砂礫が失なわれるものであり、ついで浸透流によって地盤の細粒分が失なわれてその結果砂礫層の構造が破壊しあるいは河床面の粒子が失なわれるケースである。勿論この2つのケースが洪水の時、流水の掃流力と浸透流の圧力の相乗効果で一気に洗掘がすすむことが最もおそろしく砂礫地盤の場合は最大の問題である。

表流水による洗掘を防止するにはダムから落水のエネルギーを減勢させて掃流力を小さくすると同時に川床を強化することが必要である。そのためにブールや水叩工が施工され、ブロック、捨石、籠工が用いられる。一方浸透流に対しては流路を長くして抵抗を大きくすると同時に動水勾配を小さくしてパイピングが発生するのを防ぐ。グラウトはその目的をもって施工する工法の一つであるが他に矢板、カットオフも用いられ、上下流の河床を不透水性の材料でおくう方法も考えられる。ダム本体の床掘にあたって河床材料を極力乱さぬようにすることは大切なことである。パイピングを防止するためにグラウトのみに頼る方法は一般的ではないと考えられる。

パイピングを生じない浸透経路長の決め方については、径路を基礎底面ぞいにとる考え方とショートパス（最短距離）をとる考え方があるので安全度を考慮して決する必要がある。

（砂防研究室）

河 - 35 地すべり地内における砂防施設計画について

（質 問）

吉野川流域は、重荒地、一般荒地になっており、昭和46年度直轄砂防事業で鋭意施行中である。当流域内は脆弱な地質により崩壊が多数発生しており、また地すべり危険箇所が多数あり、溪岸に押し出し、土砂を多量に生産している。

このように地すべり地内においても砂防工事を施行しなければならない現状である。そこで砂防事業を実施にあたり工法としてダム工、護岸工があげられるが、ダム工によれば堆砂により河床が上昇し、押え盛土的な役割を果たすが、流水が直接当たるところでは新たな地すべりが発生する恐れがある。また護岸工によれば地すべりの横侵食は防げるが縦侵食に対する効果はうすい。

地すべり地内における最適な砂防施設計画はどのようにすればよいか御教授願いたい。

（吉野川砂防工事々務所）

（回 答）

地すべり地帯における砂防計画を考えるにあたっては通常用いる考え方に加えて、次のようなことが問題になると思われる。即ち、

(1) 地すべり現象が土砂生産につながるかどうか。

2) 施設のサイトとした場合の適否

1)の場合に考えられるのは地すべり土塊の末端附近に河道が位置する場合、侵食によって地すべりは安定の度を減じよう。その結果、地すべり土塊の移動が始まればその移動速度は大きくなり、その過程で土砂が輸送され、あるいは突発的に天然ダムを形成して河道を堰あげたり、天然ダムが崩れて土石流化したりする。河川の侵食によって地すべりが不安定化するのは大和川の亀の瀬におけるもの等よくあるケースであり、ダムアップしたものや滑動土塊そのものが泥流化するケースも希ではない。昭和28年の有田川、50年の仁淀川、53年の妙高山等の例はこれに相当して土砂量も膨大である。このように、地すべりの土砂生源としての役割は決して小さくはないが一般にはすべりの特性すなわち移動量が微少で常時みられる場合、常時は移動せずある条件を与えた場合に突発的に移動する場合等の違いを明らかにする必要がある。

換言すれば地すべりの大きさとその安定条件の把握が判断の鍵となろう。

いうまでもなく砂防ダムで地すべりの移動を抑制しうるのは小さい規模のものに限られる。砂防ダムの堆砂の重量でバランスをとるのがその意味であるが、この場合砂防ダムは地すべり地の下流近傍に位置することになり、ダム自体がしばしば危くなるので通常大きいものは計画されていない。

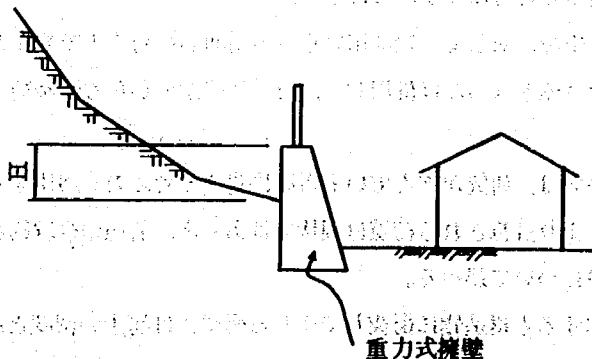
また、地すべりの土圧による破壊を避けるために構造もフレキシブルなものとされるため堆砂量も自ら制限される。このことはサイトとしてもそれほど有利でないことを意味する。しかし地すべりの規模によっては地すべり地内の河岸に護岸を設けて側方侵食にそなえたうえで砂防ダムを建設することは効果的である。地すべり対策工との併用は考えられなければならない。

(地すべり研究室)

河-36 急傾斜工事における「待ち受け擁壁」設計上の設計外力

(崩壊土砂等の衝撃荷重等)の考え方について

(質問)



急傾斜地崩壊防止工事では現在上図のように重力式擁壁の上部を地盤線より突出させて、上部斜面

からの落石、土砂の崩落を待ち受ける工法がある。この擁壁断面を設計するための崩落土砂等による衝撃荷重等をどのように捉えたらよいのか考え方を示して欲しい。又突出高をどの程度とするのがよいのかを含めて。

(徳島県砂防課)

(回 答)

待ち受け擁壁は急傾斜地においては、原則的には望ましくなく、崩壊を直接抑止することが困難な場合やむを得ず設置されることが多い。

バラバラと何回にも分けてくる非常に小規模な崩壊に対して設計外力としては堆積土砂による静的土圧と考えれば良い。この場合も計画時採用した耐用期間中にどれだけ堆積するかで、ポケット容量、土圧が決まるが、これは既存の成功例を参考に、現地の状況により、技術者が判断せざるを得ないのが現状である。

ある程度の規模で一度に崩壊が完了してしまうものについては、計算により設計していないのが現状で、崩壊形態(崩土の量、崩壊の高さ)、崩土の移動状況(速度、木の混入度、塑性移動が液体に近い流動状態か)を既往の資料を参考にして、これも技術者が経験的に判断して、擁壁の設置位置、形状を決めているのが現状である。この際、崩壊高さと崩壊土量が最も重要な検討項目であるが、それ以外に移動状況について

1) 崩土、落石が空中を自由落下し直接擁壁に衝突する

2) 崩土、落石が斜面の表面に沿って流動または飛跳し方向を変えることなくそのまま擁壁に衝突する。

3) 1) または 2) の状態で、擁壁の背面の地山または裏込め土に衝突し、方向を変えてリバウンドしたものが擁壁に衝突する。

のいずれかを判断することが大切である。衝撃荷重は 1) ~ 3) の順に小さくなる。実態では 1)、2) のケースで擁壁が破損し災害につながった事例が多い。

実際には、なるべく発生源に対して一般に用いられる斜面崩壊防止工で発生を予防し、これが困難な場合は、ネットまたは棚をなるべく併用して、待ち受け擁壁にかかる衝撃荷重の軽減を計ることが大切である。

(1) 崩土の衝撃荷重については、研究が進んでいる雪崩に対する考え方を適用する計算式が提示されている¹⁾。しかし、これにより計算される荷重は現状ではあく迄、前述の経験的判断の際の参考の域を出ない。次にこの計算について述べる。

雪崩の場合の式を適用すると構造物に衝突して生じる衝撃力は崩土の密度と速度および崩土が衝突する構造物の形状に関係し、壁面に作用する場合は式(1)で、柱類に作用する場合は式(2)で表される。

$$P = \frac{\gamma}{g} \cdot A \cdot V^2 \dots\dots\dots (1)$$

$$P = \frac{r}{2g} \cdot A \cdot V^2 \cdot C \dots\dots\dots(2)$$

ここに、P；構造物に作用する衝撃力（t）

r；崩土の単位体積重量（t/m³）

g；重力加速度（9.8 m/sec²）

A；構造物の面に対する崩土の作用投影面積（m²）

V；崩土の衝突速度（m/sec）

C；構造物の形状に関する抵抗係数

式(1)および式(2)において、rの値をどのように取るかは1つの問題であり、実際に測定することも相当困難である。崩土の到達距離について解析および過去の災害例の評価を試みた山口博士の研究例から考えて、通常の土砂単位体積重量の1/2程度すなわち0.8～1.0程度と仮定してもよいものと思われる。

次に、式(2)の係数Cであるが、種々の形状に対する値を系統的に求めたものがないので、図-1に示した代表的な円柱、角柱に対する値を基に適切な値を選ぶ必要がある。

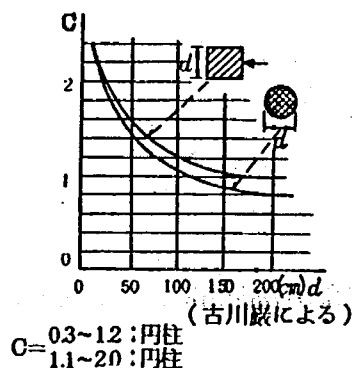


図-1 Cの推定値

式(1)は、速度Vの崩土が壁面に対して連続的に作用する状態を考えている。実際の小規模な崩土の場合には、その全重量をW、崩土が壁面に到達してから全体が静止するまでの時間をTとすると壁面に作用する力は式(3)で与えられる。

$$P = \frac{1}{T} \cdot \frac{W}{g} \cdot V \dots\dots\dots(3)$$

ただし、Tについては何らかの実験または観測データから決める必要がある。

(2) 崩土の速度

(1)に示した崩土の衝撃力の計算にあたっては崩土の速度Vの推定が問題である。Vについては次のような実験式がこれまでのところ提案されている。しかしこれらの式はある限定された条件下で求められたものであり、実際の設計にあたっては、種々の実験によって数値を決定することを基本

とすべきであろう。

Ⅰ) 福岡の式

$$V = \sqrt{2g \left(\sin \beta - \frac{c}{rh} \right) \ell_1} \dots\dots\dots(4)$$

ここに, β ; 斜面が水平面となす角

C ; 土の粘着力またはすべり抵抗力 (t/m')

r ; 土の単位体積重量 (t/m')

h ; 土塊厚 (m)

ℓ_1 ; 土塊の滑った距離 (m)

g ; 重力加速度 ($9.8 m/sec^2$)

Ⅱ) 畠山・内山らの式

$$V = \sqrt{2gh} \dots\dots\dots(5)$$

ここに, h ; 土塊の落下高さ (m)

g ; 重力加速度

Ⅲ) Kberkhevlidye の式

$$V = 10.7h^{0.55} I^{0.33} \dots\dots\dots(6)$$

ここに, h ; 土石流の落下高さ (m)

I ; 斜面の勾配

参考文献

- 1) 道路防災施設調査特別委員会 (日本道路協会), 道路防災施設調査報告書, 昭和55年3月
(急傾斜地崩壊研究室)

河一37 土石流対策砂防ダムの天端幅の決定手法について

(質 問)

現在、河川砂防技術基準（案）設計編では、砂防ダムの天端幅については次のとおり決められている。

天端幅

天端幅は、ダムサイト付近の河床構成材料、流出土砂形態、河床勾配、計画洪水流量等の要素を考慮して、決定するものとする。

天端巾 (m)	1.5～2.5	3.0～4.0
河床構成材料	砂混じり砂利～玉石混じり砂利	玉石～転石
流出土砂形態	流出土砂量の比較的小さい～常時流出土砂の流出が多い地区	小規模の土石流発生地区～大規模の土石流常襲地区

しかし、現在、土石流が発生した時、流下転石の速度及び衝撃力について未知のものが多い。また、その衝撃力をうける砂防ダムの構造をどう補強するか（例えば天端にH型鋼をうめこむ等）、また、天端付近のコンクリートの打設計画はどうすべきか、などについての基準についてお伺いしたい。

（徳島県土木部砂防課）

(回 答)

砂防ダムの水通し天端は、砂礫を含む流水の動水圧、転石の流下による衝撃、摩耗はもちろん、気象作用、風化作用をうけるため最も破損しやすい箇所である。また破損した天端は早急に修理しないと流水が破損部に集中して拡大し、ダムを破壊するに至る。砂防ダムの天端は従来必要に応じ、堅硬ち密な石材による張石施工が行われてきたが、最近では熟練した石工の不足から富配合コンクリート、グラノリシックなどの使用が普遍化しており、その他各種の保護工法がテストされた。

天端における流水、流送砂礫の破壊力にはつぎの力が考えられる。

1) 衝撃力

2) 摩耗力 ①研摩耗力

②選択摩耗力

③切削力

土石流が流動する区域の砂防ダムでは衝撃力に耐えて砂防ダムの機能を損うような破壊をもたらないことが最も重要である。

土石流対策砂防ダムの設計に必要な衝撃力は流体力と礫の衝撃力に分類される。流体力は次

式で与えられる。

$$f = C \cdot \frac{w}{g} \cdot q U \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここで、 f ：単位幅当りの土石流荷重、 q ：単位幅流量、 U ：土石流の流速、 w ：土石流の単位体積重量、 C ：力を受ける側の形状係数であり、平面なら1.0である。(1)式は定常的な力を与える式であるが、土石流のフロントが砂防ダムに衝突した瞬間には、(1)式で算出される数倍程度の力になると予想される。一方、礫による衝撃力は、弾性理論よりエネルギー損失がないとすれば次式で与えられる。

$$\left. \begin{aligned} P &= n \cdot \alpha^{3/2} \\ n &= \sqrt{\frac{16 R_1 R_2}{9 \pi^2 (K_1 + K_2)^2 (R_1 + R_2)}} \\ K_1 &= \frac{1 - \nu_1^2}{\pi E_1}, \quad K_2 = \frac{1 - \nu_2^2}{\pi E_2}, \quad \alpha = \left[\frac{5 v^2}{4 n_1 n} \right]^{2/5}, \\ n_1 &= \frac{m_1 + m_2}{m_1 m_2} \end{aligned} \right\} \quad \dots\dots(2)$$

ここに、 R ：礫の半径、 ν ：ポアソン比、 E ：弾性係数、 v ：相対速度 ($v_1 + v_2$)、 m ：質量、 α ：2 礫間の相対変位（へこみ量）であり、添字 1、2 は各々の礫を意味する。(2)式において礫が砂防ダムのようなマシブなコンクリート壁に衝突する場合の衝撃力は、既述の添字 1 を砂防ダムに置換すると次式で与えられる。

$$n = \sqrt{\frac{16 R_2}{9 \pi^2 (K_1 + K_2)}}, \quad n_1 = \frac{1}{m_2} \quad \dots\dots\dots (2)'$$

$$R_1 \gg R_2 \text{ かつ } m_1 \gg m_2$$

(2)式の扱いに関しては、鋼製構造物ではエネルギー損失面からさほど問題はないと考えられるが、コンクリート構造物に対しては衝撃力の実測値（15cm 平方の圧痕板）が計算値の10%程度に過ぎないことが報告されている。このように(1)式では過小、(2)式では過大に評価されることになるが、土石流衝撃力に対しては、礫の衝撃力を重要視するのが妥当と考える。すなわち、礫の運動エネルギーのどの程度が砂防ダムの変形に寄与するかを検討する必要がある。土木研究

所においては昭和54年度から衝撃力実験を行ない、いくらかの知見を得たのでその結果を報告しさらには天端幅の決定手法の一提案を行なうことにする。

実験は、厚さ7.5 cmおよび15 cmの小規模なモルタル板に対して直径10 cmの鉄球を用いたものと厚さ0.5 mおよび1.0 mのマスコングリート壁と直径40 cmおよび60 cmの鉄球を用いた大規模な実験を行なった。測定項目は主にひずみ、速度および破壊状況のスケッチである。図-1は大規模実験で使用した供試体とひずみゲージの配置および打撃位置を示したものである。図-2は土石流荷重を計算するために扱った等価質点モデルである。図に示すように計算された土石流荷重から、はりの応力計算およびひずみ計算を行ない実測ひずみと比較することによって土石流の運動エネルギーが砂防ダムの変形にどの程度有効に働いたかを調べたのが図-3である。図中、大規模実験と小規模実験の値には約20%のスケールエフェクトによる差があることがわかる。すなわち、土石流によって加えられるエネルギーは20%の安全度を見込めば次の実験式によって評価される。ただし、このときの供試体は破壊に至っていない。

$$F = 0.9 (E + 1)^{-0.8} \quad \dots\dots\dots (3)$$

ここに、 $F: \epsilon_m / \epsilon_c$, ϵ_m : 実測ひずみ, ϵ_c : 計算ひずみ, $E: M_2 V^2 / M_1$, M_2 : 鉄球の質量, M_1 : はりの等価質量, V : 速度である。ちなみに、質点モデルの計算式は次のようになる。

$$M_2 \ddot{y}_2 + k_2 (y_2 - y_1) = 0 \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$k_2 (y_2 - y_1) - M_1 \ddot{y}_1 - k_1 y_1 = 0 \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$k_2 = \sqrt{\frac{16 R_2}{9 \pi^2 (k_1 + k_2)^2}} (y_2 - y_1)^{1/2} \quad \dots\dots\dots (6)$$

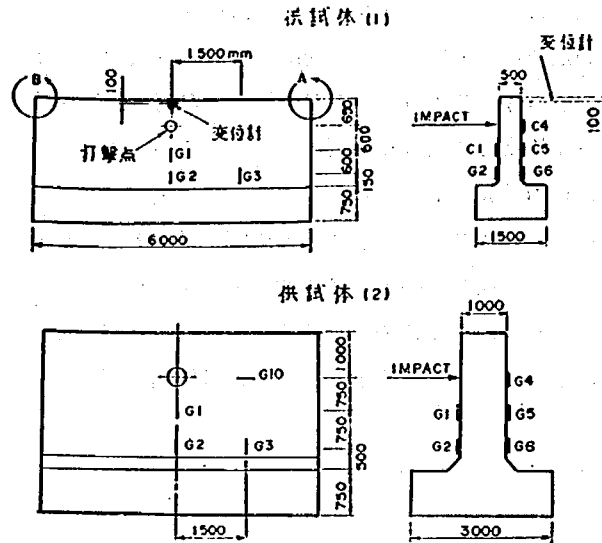
$$k_1 = \left[\frac{h^3}{3 E_c I} + \frac{\alpha h}{G A} \right]^{-1} \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$M_2 = \frac{4}{3} \pi R_2^3 \frac{w}{g} \quad \dots\dots\dots (8)$$

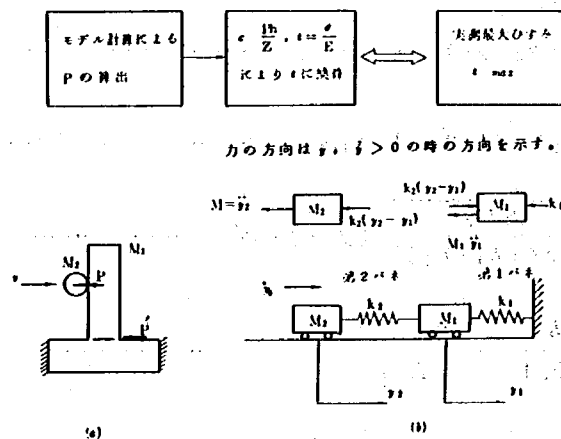
$$M_1 = \beta M_1' \quad \dots\dots\dots (9)$$

ここに、 y_1 : 片持ばり载荷点の変位, y_2 : 球の変位, k_1 : 片持ばりのバネ定数, k_2 : 球と片持ばり接触点のバネ定数, M_1' : 片持ばりの真の質量, h : 片持ばり固定端から载荷点ま

での距離, E_c : コンクリートのヤング係数, I : 断面二次モーメント, G : せん断弾性係数, α : 断面形状係数, A : 断面積である。



図一 1 供試体とひずみゲージ



図一 2 荷重応答計算モデル

ここで問題となるのは等価質量の算出方法である。図一 4 に示すように、はりの作用点から固定端側と自由端側を考えて運動エネルギーが等しくなるように等価質量を決める。式で表わせば次のようになる。

$$\frac{1}{2} M_1 V^2 = \frac{1}{2} \rho A \int_0^a \left(\frac{\partial W_2}{\partial t} \right)^2 dx + \frac{1}{2} \rho A \int_a^l \left(\frac{\partial W_1}{\partial t} \right)^2 dx \quad \dots\dots\dots (10)$$

$$W_1 = y_1 \left(\frac{l}{h} - \frac{x}{h} \right)^2 \left(1.5 - 0.5 \frac{l}{h} + 0.5 \frac{x}{h} \right) \quad \dots\dots\dots (11)$$

$$W_2 = y_1 \left(-0.5 + 1.5 \frac{l}{h} - 1.5 \frac{x}{h} \right) \quad \dots\dots\dots (12)$$

$$y_1 = \frac{\rho h^3}{3 E_c I} \quad \dots\dots\dots (13)$$

以上のモデル計算をフローチャートで示めすと図-5のようになる。このなかで、コンクリートの材料試験から得られる静的な弾性係数を動的な弾性係数に補正しなければならない作業がある。本実験の範囲では、ひずみ速度が $10^5 \sim 10^6 \mu/\text{sec}$ 、荷重速度が $10^4 \sim 10^5 \text{kg/cm/sec}$ 程度であり弾性係数を静的な場合に比較して20~30%割増しして計算している。また、鋼球の諸元の項目に変わる石礫の諸元については、対象とする岩石の種類や空隙率等によってさまざまであるといわれている。よって、現場技術者は現地踏査を充分に行なって石礫の代表径を決定（最大礫径を代表径にとるのが設計上安全度が増すが、現地踏査においては、溪床の表層および表層から1~2 m程度の範囲で調査を行ない判断するのが望ましい）するとともに実際にいくつかの石礫を採取して試験を行なったうえで物理定数を決定する必要がある。ちなみに土石流発生流域に多い花崗岩は、 $E = 5 \times 10^9 \text{kg/m}^2$ 、 $V = 1/4$ 、 $\rho = 2600 \text{kg/m}^3$ が平均的な値である。また、モデル計算の初期条件として与える速度は、土石流の決定的な抵抗則がない現段階としては、次の事項を目安にして試行錯誤すべきと考える。

一般に土石流は、構成材料の粒度分布、および流れの状況から砂礫型の土石流と泥流型の土石流に分類される。図-6および表-1は現地調査・観測および実験から粒度分布および流速を整理したものであるが、砂礫型と泥流型では、それらが明らかに異なってくる。すなわち、0.1 mm以下の粒径が30~40%を有し、流速係数 u_f/u_* が10前後のものを泥流、0.1 mm以下の粒径が10%以下で u_f/u_* が5前後のものを砂礫質流と考える。さらに、既述したように礫の径の決定において、砂礫質流は巨礫を先端に多く含んだいわゆる粗粒化が顕著な状態で流動するため最大径を代表径として設計を行なう必要がある。一方、泥流の場合は、先端部の粗粒化があまり顕著でなく、さらには細粒分をかなり多く含んでいることから平均粒径程度を代表径として扱ってさしつかえないと考える。またかなり大胆ではあるが、砂礫質流に対しては

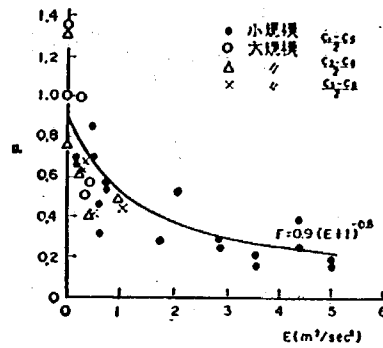


図-3 有効エネルギー

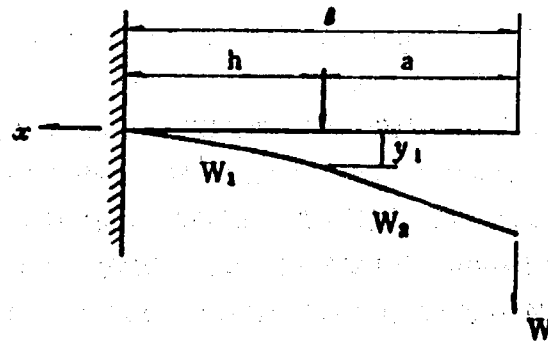


図-4 片持ばりのたわみ

5 m/sec ~ 10 m/sec, 泥流に対しては10 m/sec ~ 20 m/secの範囲内の速度をモデル計算に使用するのが現実的であるとする。

以上の諸元を決定しモデル計算からはりの載荷点における最大変位 $y_{1 \max}$ を求めさらに次式より土石流の応答荷重, 曲げ応力度, ひずみを求める。

$$p = k_1 y_{1 \max} \quad (14)$$

$$\sigma = p h / z \quad (15)$$

$$\epsilon = \sigma / E_c \quad (16)$$

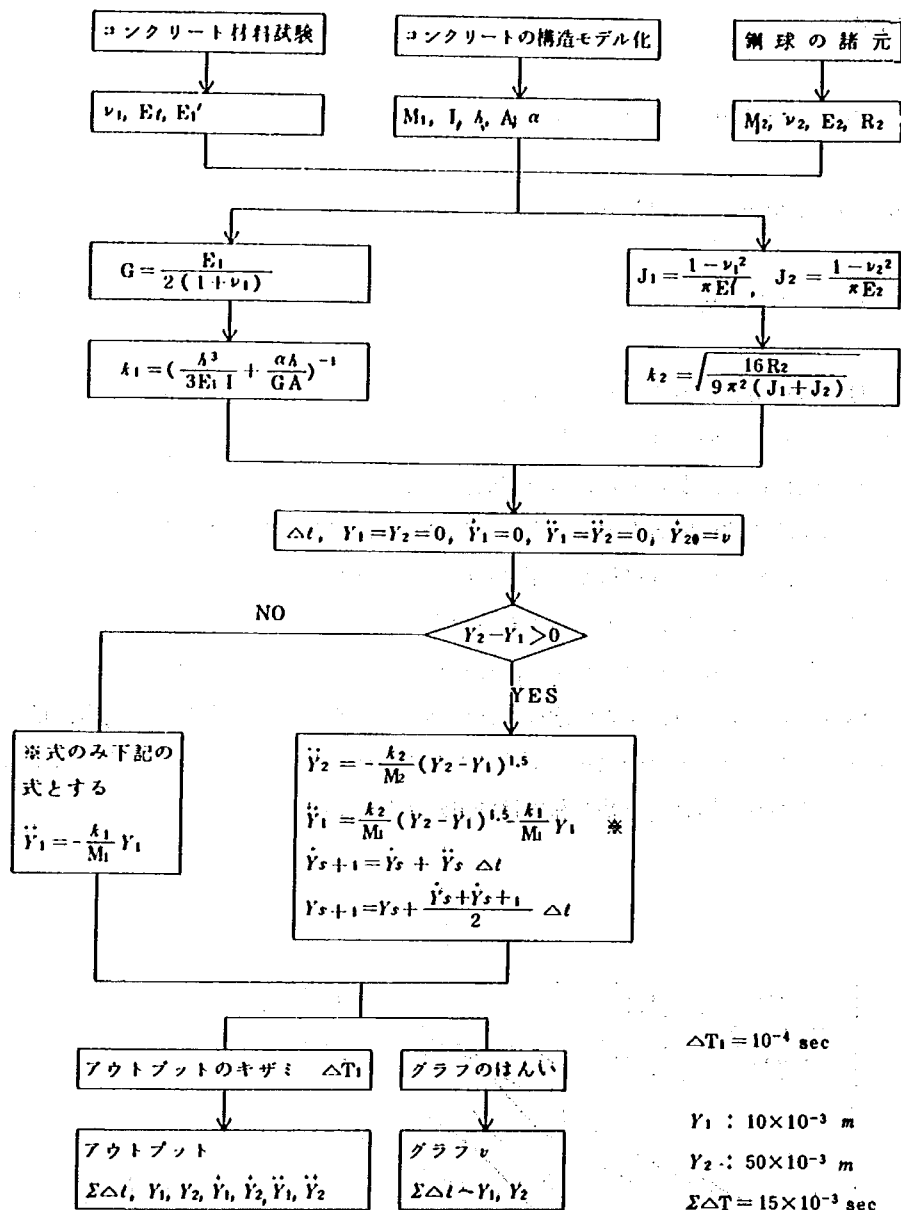


図-5 モデル計算のフローチャート

ここに、 z ：断面係数である。

一方、コンクリートの材料試験から設計基準強度 σ_{ck} を求め、さらに引張強度 σ_t を次式より算出する。

$$\sigma_t = (1/10 \sim 1/15) \cdot \sigma_{ck} \quad \dots\dots\dots (17)$$

(17)式の静的な引張強度を動的な引張強度に補正する。

$$\sigma_t' = 1.5 \cdot \sigma_t \quad \dots\dots\dots (18)$$

モデル計算から算出される(15)式の値が(18)式の値を下回る条件範囲では安全とみなせる。また、既述の有効エネルギーの概念を導入して(15)式、(18)式に(3)式を乗じた値が有効な応力、ひずみとなる。これも同様に(18)式から得られる許容引張強度と比較して安全か否かを検討すればよいことになる。例題的に破壊限界を調べると図-7のようになり、たとえば7 m/sec程度の土石流速度に対しては、礫径の1.5倍程度の厚さが破壊限界となる。なお図の石礫の物理定数は花崗岩のものである。以上衝撃力実験から土石流荷重の計算および天端幅の決定法として等価質点モデルによる算定法を提案した。しかし、これらの計算結果は、ダムの中央部付近に土石流が衝突した場合のものであり、ダムの水通し部や袖部のような隅部に衝突する場合、他の条件が同じであっても摩擦を含めた破壊が生ずることが十分に予想される。現在、隅部の衝撃力については検討中であり、補強を含めた報告は結果が出しだい報告する。

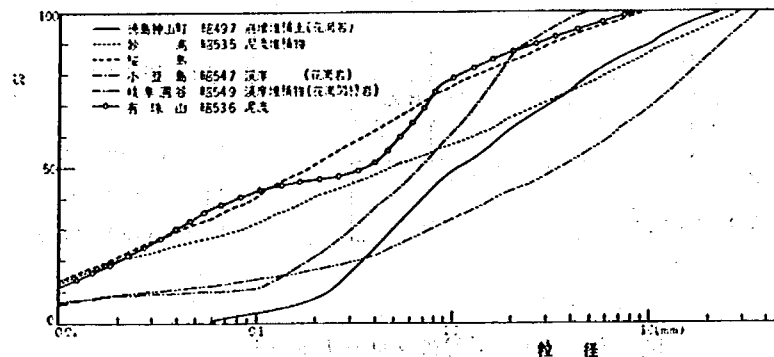
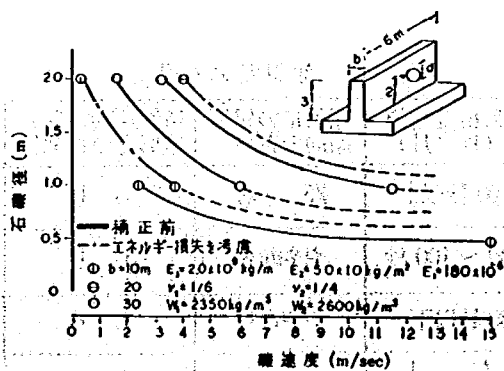


図-6 溪床堆積物・土石流堆積物の粒度分布例

表一 土石流の種類による流速の違い⁽¹⁾

測定場所	先端速度 u_f	u_f / u_*	適 要
	m/sec		
桜島野尻川	11.5	11.9	昭和50年4月8日, 泥流
"	13.6	11.1	昭和50年4月17日, 泥流
"	7.8	7.4	昭和50年4月29日, 泥流
"	10.0	8.8	昭和50年6月4日, 泥流
土研実験	10.1	13.1	土砂濃度10%, 泥流
"	18.5	19.7	" , 泥流
"	14.8	16.7	土砂濃度20%, 泥流
"	14.7	19.2	" , 泥流
焼岳上々堀沢	3.4	1.5	砂 礫 流
"	6.8	3.3	"
"	5.9	2.1	"
"	3.4	1.5	"
土研実験	0.27	0.7	"
"	0.37	1.3	"
"	0.14	0.4	"
"	0.10	0.4	"



図一 破壊限界の計算例

(砂防研究室)

河－38 地すべり活動状況の判定方法について

(質 問)

吉野川流域は、北陸地方の第三紀層地すべり地帯と肩をならべる破碎帯地すべり地帯となっている。一般に地すべりの動きは、降雨等により活発化すると考えられるが、地すべりの活動状況、すなわち活動中、休止中、停止の判定方法として具体的な基準があれば御教授願いたい。

(吉野川砂防工事事務所)

(回 答)

地すべりの活動中、休止中、停止の判定手法は、地すべり予知技術の問題であるが、現在、地すべり斜面の安全率はどのくらいで、どの程度の降雨量によって地すべりが活動するかは、すべり面の正確な土質定数の把握、降雨量による地下水位の上昇量が不明確なため具体的な手法として確立されていない。しかしながら、調査対象区域の斜面が、地すべり活動をしているか、停止しているかについては、伸縮計、傾斜計を基にした地盤変動量調査を実施し、地すべり活動の有無の判定と活動量の大小について表－1、表－2に従がい判読を実施している。

表－1 伸縮計による地盤伸縮の程度

変動種別	日変位量 (mm)	累積変位量 (mm/月)	一定方向への累積傾向	変動形態(引張り、圧縮、断続)	活 動 性 等
変動A	1 mm以上	10 mm以上	顕 著	引 張 り	活発に運動中、表層・深層すべり
変動B	0.1～1 mm	2～10 mm	やや顕著	引張り、および断続変動	緩慢に運動中、粘質土・崩積土地すべり
変動C	0.02～0.1 mm	0.5～2 mm	ややあり	引張り、および圧縮	継続観測が必要
変動D	0.1 mm以上	なし (断続変動)	な し	規則性なし	局所的な地盤変動、その他

表－2 傾斜変動の程度

変動種別	日平均変動量(秒)	累積変動値 (秒/月)	傾斜量の累積傾向の有無	傾斜運動方向と地形との相関性	活 動 性 等
変動A	5 秒以上	100 秒以上	顕 著	あ り	活発に運動中
変動B	1～5 秒	30～100 秒	やや顕著	あ り	緩慢に運動中
変動C	1 秒以下	30 秒以下	ややあり	あ り	継続観測が必要
変動D	3 秒以上	なし (断続変動)	ややあり	な し	局所的な地盤変動、その他

(地すべり研究室)

河 - 39 地すべり対策工事の「ライナープレート集水井」の実施設計上の基本となる地すべり土圧（偏荷重）の考え方について

（質 問）

現在当県では偏荷重 10 t/m^2 （仮定）としておりますが、基本的にどの程度考えれば良いのか。

（徳島県土木部砂防課）

（回 答）

河川砂防技術基準によれば、集水井の設計においては、集水井外周面に作用する荷重は土圧のみとし、原則として水圧は考慮しないと、計算上は地すべり土圧を考慮しないが、実際には、地すべりの挙動は複雑であるので、必要に応じ補強のためラテラルストラット、バーチカルスティフナーを用いると記述され、土圧の算定として、アーチアクションを考慮したテルツァギーの次式で求められている。

$$P_t = \left\{ \frac{12(3 \cdot m - 2)}{h_0^3} \cdot h^2 + \frac{6(3 - 4 \cdot m)}{h_0^2} \cdot h^2 \right\} \cdot P \dots\dots\dots (1)$$

P_t : 地表より深さ h における土圧強度 (t/m^2)

h_0 : 地表より集水井の深さ (m)

h : 地表より P_t までの距離 (m)

m : P の作用点までの距離の h_0 に対する割合

P : $1/2 K_A \cdot r_t \cdot h_0^2$

K_A : 主動土圧係数

r_t : 土の単位体積重量

この式による土圧は集水井がすべり面を切らず、地盤が地すべり運動による攪乱をあまり受けていない場合妥当である。したがって基本的には集水井における設計土圧としては、地すべり地外、活動を停止している地すべり、活動中の地すべりに大別し、設計土圧を考慮する必要がある。

1. 地すべり地外の場合

この場合、地すべり活動による土塊の攪乱が考えられないので、(1)式によるテルツァギー公式が利用される。集水井は比較的安定な地盤に設置されるため、鋼構造の集水井は若干の偏圧を受けても、それがほぼ均等に再配分され、均等に作用するものとして偏土圧は考慮しない。しかし鉄筋コンクリート井筒の場合、沈下時における井筒の傾きにより生ずる偏土圧を考慮してやる必要があり、主動土圧の $1/2$ が作用するものと考えている。

2. 活動を停止している地すべり

一般には、地盤の深度が増すにつれ安定化するが、地すべり地内では、すべり面付近で地盤が

破碎されているので集水井全長にわたって静止土圧が作用すると考えるのが一般的で、したがって土圧は次式で求められている。

$$P = 0.5 (r_m \cdot h + w)$$

P : 土圧強度 (t/m^2)

r_m : 土の単位体積重量 (t/m^3)

h : 地表からの深さ (m)

w : 上載荷重 (t/m^2)

偏土圧については、1.の場合と同じ考えが採用されている。

3. 活動中の地すべり

一般に地すべり斜面の安定解析より、安定計算のスライスに作用する内力の水平力、せん断力から決定されるが、一般にスライス壁に作用するせん断力は無視し、水平内力のみ考慮して集水井が設計される。この場合、水平内力分布が問題となるが、現状では明らかにされていないので、一般に三角分布を仮定して計算することが多い。さらに地すべり面を切る場合、地すべり運動に抵抗するグイと同じような挙動をなすので、変位によって生じる地盤反力度を考慮してやる必要がある。

(地すべり研究室)

河-40 貯水池斜面のロックアンカー工法の再緊張について

(質 問)

大渡ダムでは各種の地すべり対策工を施工しているが、その内のロックアンカー工についての後処理について御指導願いたい。

ロックアンカーの施工は昭和54年～55年において、森山、沢渡地区に行っており、当施工時は、設計荷重の1/2の荷重で緊張している。

その時の理由としては、

- ダム水位の降下による残存水圧作用時に対応が出来ればよい。
- 常時に大きな荷重を与えると定着岩盤の劣化が起る可能性がある等があったものである。
- ダム事業の進捗の関係において、アンカー再緊張の必要性和時期を御指示願いたい。

(大渡ダム工事事務所)

(回 答)

地すべり防止対策工事として実施されるアンカー工は地すべり活動が活発化しようとする時点で

アンカー張力を効かせることを目的としており、永久構造物として利用するのに常時フルスケールで緊張しておく必要はないものとした。従ってダム貯水池周辺斜面であれば、少なくともダム貯水位の低下に伴う地すべりの安全率低下をカバーするだけのアンカー緊張力があれば、地すべりの安定は保たれる。逆に設計荷重の緊張は斜面に異常な力を加えることにもなり、一方定着岩盤にひずみを生じて劣化の原因ともなりかねない。

このため地すべり防止のアンカー緊張は地すべり安全率の1.0までの回復を目途として行なわれるのが通常で設計荷重の20%～30%とすることが多い。大渡ダムでは貯水位低下の影響から設計荷重の1/2としているがアンカー工施工区域の不等載荷重が生じない限り再緊張の必要はない。

地すべり運動は必ずしも均等荷重として防止工にかかるものではなく、すべり面の凹凸、基岩の強弱、地下水のありかたによって応力分布が異なり、ある部分では緊張力以上に荷重がかかる一方、ある部分ではゆるみを生ずる可能性がある。ダムの貯水増減のような応力変化の連続は、このアンバランスを繰返すことであり、益々増大することによって地すべりの不安定化が促進されると、集中荷重傾向が一層強まって部分的なアンカーの破壊に至る。地すべり土圧を常に全施工部分で、できるだけ均等に受けるようにするには、ゆるみを生じた部分の再緊張を必要とする。その緊張力は他の部分との均合いをみながら決めなければならないし、時期的にも地すべりの挙動が大きく影響するので基準的なことは設けられていないのが現状である。

通常の地すべり災害とは異って、ダム貯水池斜面の場合はダムの貯水が開始されてから地すべりの変動が顕著に現われるということで、アンカー部分が水面下になるなど管理には不都合な状態となることが少なくない。

アンカーの変位、荷重の変化は水位が低下しなければ不明であり、最も肝要な水位低下の経過時点で応急措置ができない、また再緊張のためにアンカー頭部を埋設できないので、水没による錆の問題など今後解決しなければならない問題も多い。

ダム貯水による地すべり発生は当初の満水期に多発し、以後2～3年以内に発生してしまうのが通例である。したがって地すべり防止工の挙動監視も、貯水開始後は1年が最も重要な時期にあたる。大渡ダムの場合では約1年間の試験湛水期間があり、この間に地すべり変動の傾向も含めて必要なデータは得られるものと考えられるので、アンカー工の措置については、これ等の資料を基に決定したいと考えている。

(地すべり研究室)

（第10） 四 第 二 章

[illegible]

道一 1 交通規制と道路の計画・設計の調整について

(質問)

道路はその果すべき機能を考慮して計画、設計されているが、警察による交通規制は制限速度、追い越し禁止の例に見られるように、現実には十分に斉合するとは限らない。

これに対して道路管理者としても警察と十分に調整をはかるほか、例えば2車線道路に追い越し車線を設けるなどの対策が考えられるが研究所の意見を承わりたい。

(大州工事事務所)

(回答)

質問の主旨を解決する前提として明らかにしておくべき問題点がいくつかある。本回答ではそれらの問題点および解明努力の現状、方向について述べるものとする。

1. 交通規制の効果

警察が行っている交通規制は安全の確保を第1の目的としており、道路側との調整が難かしい場合が考えられる。昭和45年の交通事故による死者数、1万6千余が10年間で半減した経過があるが、安全対策の効果については交安委員会及び道路管理者双方の努力が相俟ったものであり、単独にとり出して評価することは難しい。従って、道路管理者側から規制について調整を求めるためには、説明資料は全国的に充分に権威ある機関で作成され、交通安全への影響について、十分に説得できる内容を含む必要がある。土木研究所もその一端を担っているものと考えている。

従来、交通規制については建設省の行政権限との関係上、土木研究所で必ずしも充分な研究がなされていた訳ではないが、現段階で若干、本件と関連のある研究を実施している。例えば、道路の線形、沿道条件等と実際の走行速度との関係を把握し、経済性を考慮して最適な設計速度の設定及び、それに対応した幾何構造決定手法を求めようとする研究が現在進行中である。

将来については、交通規制の効果について世界各国を含めた横断的な比較検討を行って、特に道路管理者との調整をはかる必要がある規制については警察庁との連携をはかって研究を進め、基礎資料を作成することが考えられる。

2. 2車線道路の追越し禁止について

昨今では殆んどすべての2車線道路が追い越し禁止になっているが、運転者のうちには不満を述べる向きが多い。これらの不満が大きいということは走行中のイライラ感が高いということであり、それが多分事故に結びつくであろうということがよく聞かれる。この論法は或る程度の説得性を有しているのは確かであるが、イライラが本当に事故率を高めているか否かを証明する方法が現在の所はない。土木研究所でも運転者の心身反応、心理と様々な走行条件との関係について研究を開始しているが、現在は走行条件の何がどのような心身反応に影響を与えているかを把握するのが中心であり、その影響が交通安全にどのような関連をもつのかを解析でき

るまでにはまだ至っていない。今後の目標としてはその解明を行うべく、運転者の心理と安全の関係についての研究努力を継続したいと考えている。

追い越し禁止への現実的な対応策として、追い越し車線を設置するという考え方は道路構造令の改定の際の道路管理者に対するアンケートの中での要望がたまたま少なく、取り上げられていない。このほか、登坂車線に関する規定を緩めて、附加車線を設ければよいという考え方もあるが、多数意見とはなっていない。

3. 避讓車線

この言葉は中部地方建設局で使われているが、現在、国道47号で警察との緊密な協力のもとに実験を行っているものである。この車線は追い越し禁止の2車線道路上で、登坂車線と同様な使い方で、遅い車が避讓して結果的に追い越しを行わせようとするもので、現在、交通工学研究会が委託を受けてその効果の検討を行っているが、その成果が期待される。

以上、警察との緊密な協力のもとに或る程度の規制変更、或いは実質的に有効な手段を講じられる場合もあり得ると考えられるので、今後とも現場側での努力を期待したい。

(道路研究室)

道—2 地方中心都市におけるリバーシブルレーンの実施と効果について

(質問)

高松市のような地方中心都市においては、マストラ輸送能力が少ないため自動車を通勤に使用するケースが多く、朝夕において都心向け交通が各所で渋滞を起こしている。この対策として道路網の整備を進めることも重要であるが、一方では既存する道路網を最大限に生かすことも必要と考えられる。

この観点からは、リバーシブルレーンや一方通行規制、面的信号制御等の方法が考えられる。なかでもリバーシブルレーンについては条件が満たされているならばその効果は大きいと考えられる。そこでリバーシブルレーンの採用事例化をする場合に必要となる条件、採用後のメリット（渋滞の解消等）デメリット（交通事故の増加等）について御教授願いたい。

(香川工事事務所)

(回答)

一日のうち特定の時間帯、たとえばラッシュ時などに交通需要が方向別に著しく不均衡となるような3車線以上の道路では中央線を変移して、交通需要の高い方向により多くの車線を与えることにより、道路の限られた交通容量を能率的に使うことが行なわれる。このような目的のため、時間帯によって交通の方向を変えるという運用を行なう車線をリバーシブルレーン（可逆車線）という。

1. リバーシブルレーンが適用される道路条件 道路条件・交通条件

- (1) 特定時間帯の方向別交通量の不均衡が最小限 2 : 1, 望ましくは 3 : 1 以上の比率であること。
- (2) ピーク時に非常に混雑し, 平均速度が通常に比べ 25% 程度以上低下していること。
- (3) リバーシブルレーン区間の端末 (ターミナルポイント) の道路構造は十分な交通処理能力を有していること。
- (4) 車線数は通常 6 車線以上であり, 最悪の場合でも 5 車線以上あること。
- (5) 中央分離帯や路面軌道がないこと。
- (6) 路側の駐車や左右折交通をなるべく制限し, 交通の流れを単純化しておくこと。
- (7) 以上のべた事は理想的な条件であり, すべてを満足しなくても効果のある場合もあり得る。特に車線数については例外に属する適用例の方が多い。

2. リバーシブルレーンの長所, 短所

長所

- (1) 必要に応じ, 道路の余分な交通容量を必要な方向に与えられる。
- (2) 一方通行と異なり, 対となる平行道路を必要としない。
- (3) 可変一方通行のように少ない方向の交通を他の道路に回す必要がない。

短所

- (1) 設備や運用のための経費や労力を要する。
- (2) 方法が明確でなく, また完全でないと事故の発生を助長する。
- (3) 切替え時間中使用できない車線が出てくる。

3. リバーシブルレーンの効果

中央線変移は, 変移拡幅側交通流に対し, 車線増と同じ効果をもたらすのであり, 交通量の増大, 走行速度の増大のメリットがある。また交通事故についてもリバーシブルレーンにおける正面衝突は制御方法が明確であれば防止可能であり, 厳重な駐車禁止規制が施されているため, 事故はむしろ減少している例が多い (表参照)。

表 リバーシブルレーン運用例

場 所	車 線 配 分	運 用 の 方 法	制 御 方 法	効 果	そ の 他
Detroit Grand River Avenue	ピーク方向4車線 逆方向 2車線	ピーク方向 中央2車線に通行可の表示	頭上標識 (文字?)	・ピーク方向の旅行時間短縮 ・ピーク方向交通量の41%増	
Chicago Hollywood- Ridge	ピーク 3車線 逆方向 1車線	ピーク方向 中央2車線に通行可表示	信号 赤色×印 (通行不可) 下向き線矢印 (通行可)	・ピーク方向交通量 50%以上増加 ・リバーシブルレーンによる正面衝突 事故はいまだ発生していない	両側駐車常時禁止
Detroit Michigan Avenue	ピーク時 ピーク方向 3 逆方向 2 オフピーク時 中央車線…右折	中央車線に対して ピーク時 ピーク方向 緑矢印 右折禁止 逆方向 赤×印 右折禁止 オフピーク時 両方向に右折専用を表示	照明標識 信号	午前ピーク方向に4~20% 午後 " 7% の交通量の増加 平均速度は23%上昇 事故は19%減 (ただし、ほとんどが 駐車禁止によるもの)	駐車は常時禁止
仙台 元寺小路七北田 線	ピーク 2車線 逆方向 1車線	ピーク方向 2車線 (ピーク時は内1車 線をバス専用レーンとして 運用) 逆方向 1車線 (ピーク方 向、逆方向は0時、12時に 切替える)	可変標識 (矢印) 埋込み式点滅灯 (中央線を指示)	ピーク時 バスの運行速度が上昇 バスへの転換増	駐停車禁止 (2車線道路を拡 幅して変則3車 線に改良)
千葉市原県道263 市原埠頭線	ピーク方向3車線 逆方向 1車線	ピーク方向 中央2車線に通行可の表示	可変標識 (矢印)		

また、可逆車線ではないが、車線幅員を狭めて余裕をつくり、1車線増加させる中央線変移の方法が警視庁により都内で試みられている。この方法によると、すべての例で交通量は増加し、走行速度も上昇しており、縮小された側の交通にもほとんど影響は与えないことが報告されている。

(道路研究室)

道—3 騒音レベルの予測計算手法について

(質問)

インターチェンジ周辺における騒音レベルの予測計算手法について、特に料金所前後における音源の考え方、合成手法等について御教授願いたい。

(企画部企画課)

(回答)

道路交通騒音の予測計算法として音響学会式が広く使われているが、その適用範囲は直線、またはそれに近い道路上を、自動車が毎時30～100km程度で定常走行している場合に限られる。これに対して、インターチェンジ区間は道路線形が立体的に入り組み、かつ合分流に伴う自動車の速度変化も大きい。料金所区間では自動車が料金支払いのため定常走行から、減速、停止、加速を行う。また、この区間の自動車走行軌跡や料金所建物により、騒音伝搬経路は複雑である。

このような箇所の予測法として現在、点音源配列法による電算シミュレーション法、縮尺模型実験や、簡略的な手法として区間分割法が検討されている。

点音源配列による電算シミュレーションは自動車を点音源と仮定して、それを電算機の中で動かして行き、任意の時間における自動車台数に相当する場合を計算して、 L_{50} を求める方法である。これは考え方の上では正確であるが、実際の現象を必ずしも適確にはモデル化できないので、この方法を用いても実測値と100%適合するという保証はない。

次に、縮尺模型実験は地形や道路構造の複雑な箇所については非常に有用な方法であり、これから道路交通騒音予測に強力な手段になると考えられるが、計算では求められないのでここでは説明を除外しておく。

区間分割法は電算シミュレーションを単純化する方法であるが、まだ検討段階であり、実用化には至っていない。

以上のようにみても、電算シミュレーションが当面は利用できる計算方法であり、これにより計算する他はない。

これについて土研で検討している方法を以下に述べる。しかし、インターチェンジでは本線

の影響が最も強いという報告もあり、費用面も考慮に入れると十分に検討した上で適用に踏み切るべきである。

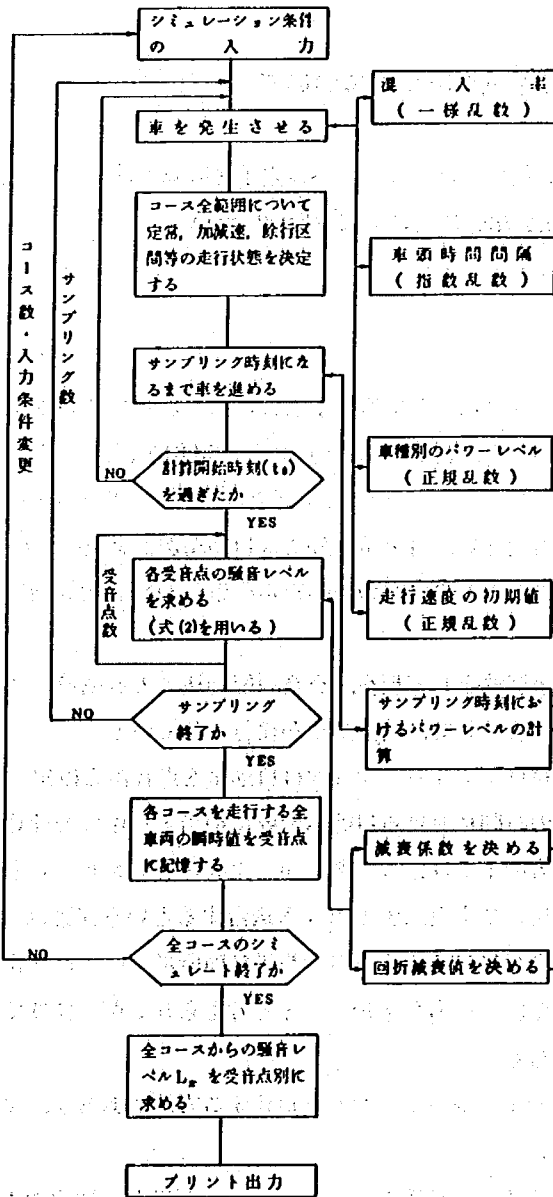


図-1 シミュレーションモデルによる予測フローチャート

(1) 基本式

受音点における瞬時騒音レベル $L(t_0)$ はコース全範囲の車両からの騒音を合成して求める。

$$L(t_0) = 10 \log_{10} \sum_K 10^{\frac{S_K}{10}} \quad (\text{dB (A)}) \quad (1)$$

ここで S_K は個々の車両からの騒音レベルで次式によって求める。

$$S_K = \text{PWL} - 8 - K \log_{10} r_k - \Delta L_{dk} \quad (\text{dB (A)}) \quad (2)$$

ただし、PWL : 車両のパワーレベル (dB (A))

K : 減衰係数

r_k : 車両と受音点の直線距離 (m)

ΔL_{dk} : 音響障害物による回折減衰値 (dB (A))

(2) 車種分類

2分類または3分類とし下表に示すとおりとする。

表-1. 車 種 分 類

2分類の場合	3分類の場合	対応するプレート番号
大型車類	大型車類	1, 2, 9
小型車類	小型貨物車類	4 (ライトバンを除く) 6, 3 ^s , 6 ^s , 8 ^s , 二輪
	乗用車類	3, 4 (ライトバンのみ), 5

(3) パワーレベル

ほぼ一定の速度で走行する場合のパワーレベルは次式による。

$$\text{PWL} = A + 0.2 V + \Delta P \quad (\text{dB (A)}) \quad (3)$$

ただし、A : 車種によって決まる値 (表-2)

V : 車両の走行速度 (km/h)

ΔP : 同車種におけるパワーレベルのばらつき (表-3)

表-2 パワーレベルを求める式の定数Aの値

車 種	3車種分類	2車種分類
乗 用 車	85	87
小 型 貨 物	90	
大 型 車	97	97

単位：dB(A)

表-3 パワーレベルの標準偏差

車 種	標準偏差値 σ
乗 用 車	2.6
小 型 貨 物	3.2
大 型 車	3.3

単位：dB(A)

減速時のパワーレベルは式(3)をそのまま用いるものとし、加速時のそれは加速の最終目標速度を式(3)にあてはめるものとする。また、アイドリング時には式(3)の $V=0$ とする。

(4) 減衰係数

理論減衰と過剰減衰を合わせた最終減衰性状を与える減衰係数 K の値を表-4に示す。これは日本道路公団が用いている値である。

表-4 減衰係数

受音点地上高	盛 土	切 土	高 架
1.2 m	22	22	22
3.5	21	21	21
7.0	21	21	21
12.0	20.5	20.5	20.5

(5) 回折による減衰

障害物による回折点が一点の場合は下記の近似式を用いる。

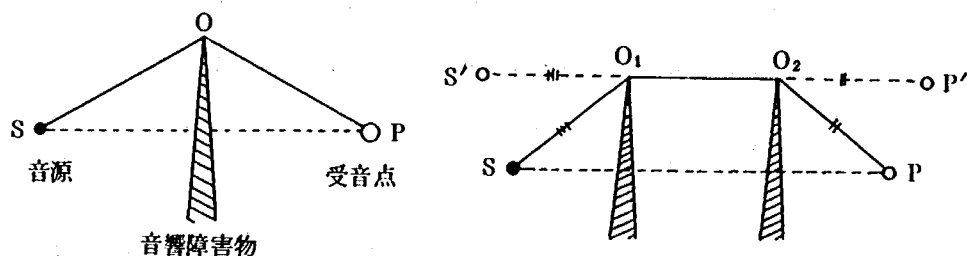
$$4 L_{dk} = 10 \log_{10} (N + 0.2) + 13 \quad (\text{dB(A)}) \quad (4)$$

ただし N : フレネルナンバー $= 2\delta / \lambda$

δ : 経路差 $\rightarrow \overline{SO} + \overline{OP} - \overline{SP}$

λ : 波 長 $\rightarrow c / f \approx 340 / f$

f : 周波数 $\rightarrow 700 \text{ Hz}$



障害物に厚みのある場合や、回折点が2点ある場合は、下記の方法によることを原則とする。
 先ず回折点 O_1 の減衰値 ΔL_1 は、線分 O_1, O_2 の延長上に仮の受信点 P' を求め
 $\delta_1 = \overline{SO_1} + \overline{O_1P'} - \overline{SP'}$ として前記と同様の方法で計算する。次に同様に O_2 の減衰値
 ΔL_2 は $\delta_2 = \overline{S'O_2} + \overline{O_2P} - \overline{S'P}$ として計算する。

$$\Delta L_d = \Delta L_1 + \Delta L_2 + 20 \log_{10} \frac{r'}{r} - 5$$

ただし r : 直達距離 $\overline{SP}$

r' : 迂回距離 $\overline{SO_1} + \overline{O_1O_2} + \overline{O_2P}$

ただし、2回回折減衰値が1回回折減衰値よりも小さい場合は1回回折減衰値を採用する。
 又、回折点が多数存在する場合は最も影響の大きい回折点2個を選び前記の方法で計算するが、
 1回回折減衰値よりも小さい場合は1回回折減衰値を採用する。

(6) 加減速度およびサービス時間

以下は日本道路公団が用いている値である。

車両の加減速度は特別の場合を除き表-5、6のとおりとする。

表-5 加速度

地 域	大 型 車	小 型 貨 物	乗 用 車
料金所エリア	1.0 m/s ²	1.1 m/s ²	1.4 m/s ²
本線-ランプ部	0.6 "	1.0 "	1.0 "

表-6 減速度

地 域	大 型 車	小 型 貨 物	乗 用 車
料金所エリア	0.8 m/s ²	0.9 m/s ²	1.0 m/s ²
本線-ランプ部	0.4 "	0.7 "	0.7 "

料金所における停止時間は入口（カード受取）、出口（料金支払）を問わず正規分布しているものとし、その平均値及び上・下限値は表-7に示す値を原則とする。

表-7 サービス時間

入 出 の 別	平均値	上 限 値	下 限 値
入 口	6 秒	13 秒 (+3σ)	1 秒
出 口	14 秒	60 秒 (+5σ)	3 秒
均一料金制の場合	8 秒		

(7) その他

自動車走行位置はランプ部では車線中央と考えられるが、料金所前後の道路拡巾部のそれは、料金所区間およびそれに接続している定常走行部の道路形状、出入口数とその位置、交通量等により確率的に定まるものと考えられるので、一概には言えず、類似料金所の実測例等より推測する他はないと思われる。

インターチェンジと料金所区間の車両加減速区間、滞留区間、およびこれら区間における車両パワーレベルは上記、(6)加減速度およびサービス時間と、接続する定常走行部の速度、料金所通加交通量、および(3)パワーレベルより求めることができる。

(交通環境研究室)

道-4 自動車排気ガス対策の今後の動向について

(質問)

1. 窒素酸化物の総量規制の今後の動きについて

環境庁は窒素酸化物の総量規制を東京、神奈川、大阪の三都府県で57年度から実施する予

定であるが、これが実施されると工場と自動車の汚染原因の区分をどのようにしていくのか、その方向を教えていただきたい。又、規制値を超えた場合でその汚染原因が自動車排ガスであるときには通行制限等の対策を取るのでしょうか。

総量規制は大都市だけでなく、今後中小都市（県庁所在地）等にも適用されるのでしょうか。

これらについて今後の動向、特に建設省の対応をお伺いします。

2. ディーゼル車から排出される煤煙発生量について

トンネルの換気量を計算するにはディーゼル車から発生する煤煙発生量を知る必要がある。現在、ディーゼル車から発生する騒音、煤煙発生量を低減するための研究を各メーカーが進めている。そのため、数年先には煤煙発生量はどの程度になるかお伺いしたい。

（四国技術事務所）

（回答）

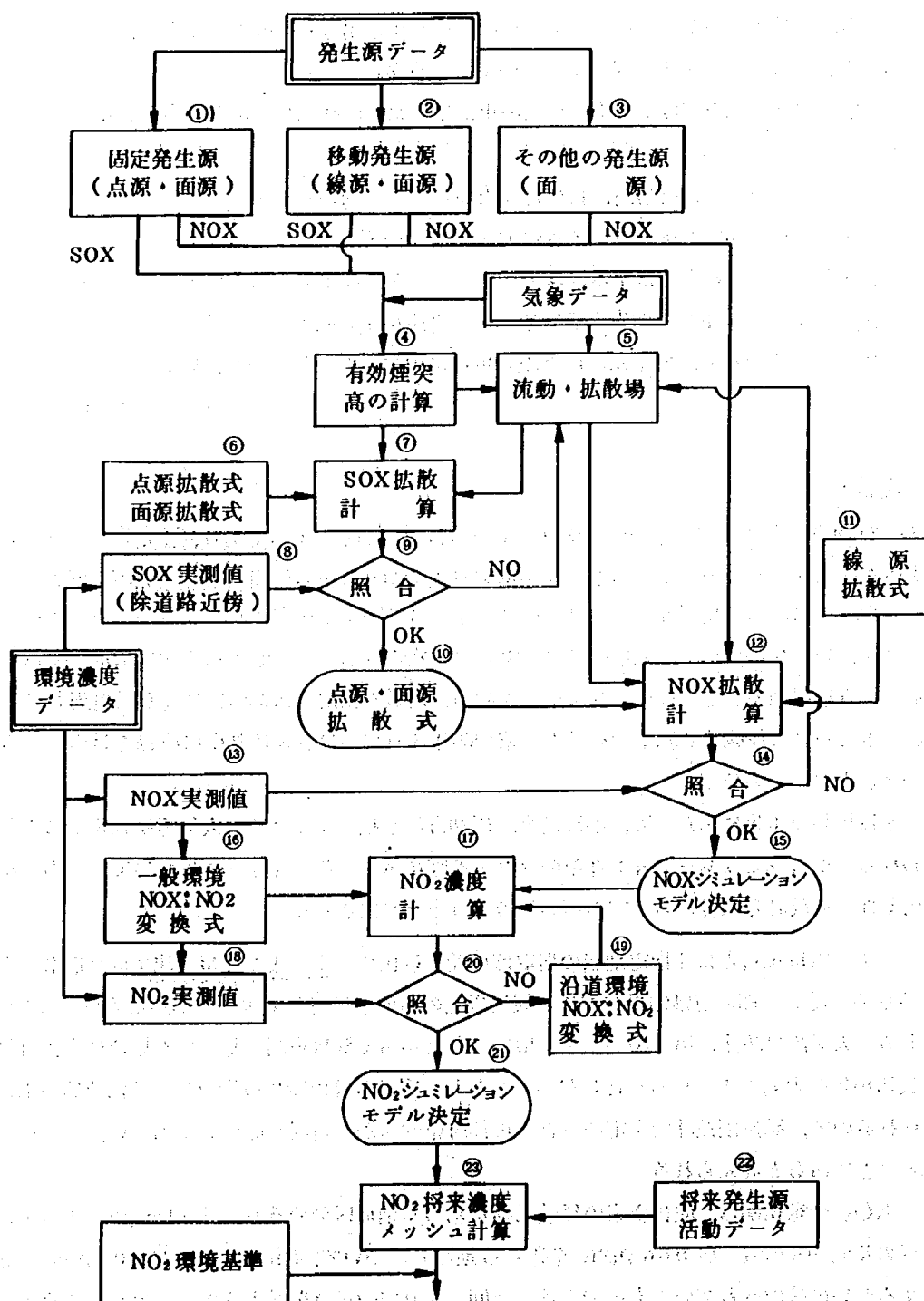
1. 質問の内容はすべて環境庁が所掌している行政に関するものであり、土木研究所が回答すべき範ちゅうを逸脱しているが、交通環境研究室が知り得る範囲に限って以下に回答する。

窒素酸化物の総量規制導入の政令改正は56年5月の閣議で決定され、6月から施行された。政令改正の主な内容は、①総量規制の対象となる物質として窒素酸化物を追加指定、②総量規制を行う指定地域として東京、神奈川、大阪の三地域を指定、③都府県知事が総量規制基準を定めるに先立ち作成する総量削減計画は昭和60年3月における環境基準の確保を目的に定める、の3点となっている。

総量規制の実施にあたって、削減割合、規制方法を検討するため、大気汚染源規制調査が行われる。そのシミュレーション作業のフローを図に示す。この作業過程において、入力した排出条件、拡散計算条件のもとでの汚染源の寄与率も算出される。

一方、総量規制とは「指定地域の指定ばい煙を排出する工場または事業場で総理府令で定める基準に従い、都道府県知事が定める規模以上のもの」に対して規制基準が定められるものである（大気汚染防止法第五条の二第1項）。したがって総量規制に基づいた場合に直接自動車交通が規制の対象とされることはない。しかし、寄与率算出時に自動車による汚染寄与も求められるので、総量削減計画を定めるときに都府県知事から資料を提出してもらい、十分に検討すべきであると考えられる。

NO_x 総量規制は二酸化窒素の環境基準に基づく地域区分のうち、「1時間値の1日平均値（の年間98%値）が0.06 ppmを超える地域」について、昭和60年までに0.06 ppmを達成するために検討されていたものである。今回、「0.06 ppmを超える地域」のうち東京等の三地域以外の地域については、60年時点で環境基準を超えないと推定される等の理由で、総量規制対象の指定地域から除外または保留とされている。54年度の一般環境大気測定局測定結果に



大気拡散シミュレーション作業のフロー

よれば、東京、神奈川、大阪の他で0.06 ppm を超える測定局があるのは、3県で各1～2局
 があるだけである。この辺の事情を考えて将来の動向を判断してもらう他はない。

2. ディーゼル車に対する排出ガス規制は道路運送車両法に基づく道路運送車両の保安基準で
 決められており、現状の保安基準は表-1に示すとおりである。ガソリンやLPGを燃料とす

表-1 ディーゼル車に対する排出ガス規制

規制値は許容限度を示す。()内は規制平均値を示す。

		〔ディーゼル車〕									
規 制		46年	47年	48年	49年 ⁽¹⁾	50年	51年	52年 ⁽²⁾	54年 ⁽³⁾	57年 ⁽⁴⁾	58年 ⁽⁵⁾
ディーゼル車 (普通・小型)	規 制 方 法	濃 度 規 制									
	試 験 方 法	台 上 6 モ ー ド									
	CO ppm				980(790)	←	←	←	←	←	←
	HC ppm C ₁				670(510)	←	←	←	←	←	←
	NO _x 副室式				590(450)	←	←	500(380)	450(340)	390(290)	←
	ppm直接噴射式				1000(770)	←	←	850(650)	700(540)	←	610(470)
排 気 煙	試 験 方 法	台上3モード(新車)・無負荷急加速(中古車)									
	不透明度%		50 (新車)	←	←	50 (新車 中古車)	←	←	←	←	←

- (1) 新型車は49年9月、継続生産車は50年4月から適用。
 (2) 新型車は52年8月、継続生産車は53年4月から適用。
 (3) 新型車は54年4月、継続生産車は55年3月から適用。転入車はともに56年4月から適用。
 (4) 新型車は57年10月、継続生産車は58年9月から適用。転入車はともに59年4月から適用。
 (5) 新型車は58年8月、継続生産車は59年7月から適用。転入車はともに60年4月から適用。

る自動車に対するガス状物質の規制が段階的に強化の進捗をみているのに比べて全体的に立遅れている状況にある。ディーゼル黒煙に対する規制値である不透明度50%（JIS D8004による）は、現状の排出量程度であり、また、使用過程車のうち整備不良車を排除する程度のものであるといわれている。

現行のトンネル換気設計に用いている煤煙発生量は表-2の通りである。一方、最近土木研究所等が行ったトンネル内の煤煙に関する実態調査の結果から自動車1台当りの平均排出量を求めると表-3の通りである。表-2の煤煙濃度の基本値は昭和30年代後半の調査データに基づいているので、現在に至っても大幅な変化はないことが伺える。

表-2 換気設計に用いる煤煙発生量（走行速度40~60km/h, 勾配0%）

	ガソリン車	ディーゼル車	備 考
煤煙の平均濃度	0.05	0.6	1m当りの吸光係数
平均排気量	1.3	5.6	m ³ /km・台
1台当り煤煙発生量	0.065	3.4	m ³ /km・台

表-3 煤煙発生量の実態調査結果

調査トンネル名	調査時期	ディーゼル車 混入率 ^{注)}	1台当りの煤煙発生量(m ³ /km・台)		備 考
			ガソリン車	ディーゼル車	
都夫良野(東名)	51年12月	— (37%)	—	5.9 *	* 勾配, 速度補正 を考慮すると3.2
宇津之谷(1号)	52. 3	17~55% (30)	0.56	4.9	
" (")	53. 7	11~90 (32)	—	5.2	
" (")	54. 10	9~92 (28)	0.59	4.4	
都夫良野(東名)	54. 12	— (65)	—	5.1 **	**勾配, 速度補正 を考慮すると2.7

注) () 内は平均値

煤煙発生量についての今後の傾向としては、ディーゼルトラックの大型化による1台当りの排出量の増大、乗用車のディーゼル化などの増加要素と自動車排気ガス規制の強化による低減効果が考えられるが、前者はトラック業界の情勢、後者については環境庁の所掌行政であることにより現状では予測は困難である。

交通環境研究室
(トンネル研究室)

道—5 低周波空気振動の調査方法と対策工法について

(質問)

橋梁等から発生する低周波空気振動の調査方法と対策工法並びに人体、家屋等に与える影響についてお伺いしたい。

(四国技術事務所)

(回答)

低周波空気振動は、われわれが日常生活を営んでいる場において、いろいろな現象から発生しており、当然道路橋においても発生している。

土木研究所において調査した結果を図に示すが、道路橋が特に高いレベルにあるわけではないことがわかる。したがって、一般の道路橋においては、その低周波空気振動が人体に不快感を与えたり、窓ガラス等を振動させるほどのレベルではないと判断できよう。

低周波空気振動の定義はまだ明確ではないが、1973年のバリにおける低周波空気振動に関するシンポジウムでは、0.1～20 Hzの範囲とし、可聴域(20 Hz以上)は除外されている。しかし、わが国で今まで計測された結果をみると、周波数の上限として100 Hz程度の範囲まで含めて調査されている。一方、低い周波数の側では風の影響を除去するために2 Hz以上とすることが多いが、定ったものではない。また、発生源の周波数特性により異った範囲で測定されている例もあるようである。

測定に関しては、波長が長いことにより、周囲の地形や建物の影響が顕著になり、わずかな位置の違いにより音圧レベルが異ってきたり、風による影響があるため測定がなかなかむずかしいという点がある。

測定結果の整理については、低周波領域におけるオールパスの音圧レベルあるいは周波数バンド毎での音圧レベルで行われるが、道路交通騒音でいうところの L_{50} (中央値)のような統一した処理方法はない。

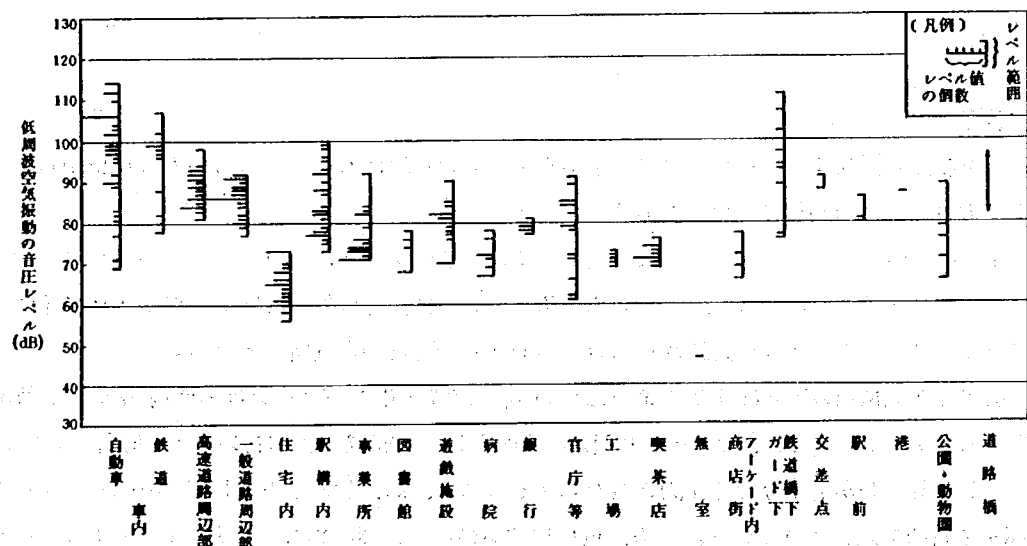
また、測定結果を評価する場合にも、騒音の聴感曲線等が定められていないため、他の測定例と相対的な比較をすることができない。

道路橋からの低周波空気振動の防止あるいは低減方法については、ジョイント部の補強、横

桁の補強などの例があるが、音圧レベルは対数則に従うために効果の表われ方が小さく、実用化されるまでに至っていない。一般の道路橋においては、問題となったところはない。

人体および家屋に与える影響についての研究はある程度なされている。人体反応については低周波空気振動に曝されて、検知の状況と生理的反応を調べたものがある。周波数依存が強く、低周波域になるほど反応しにくくなっているが、人によって 20 dB もの差が生じている。次に、家屋への影響についてみると、建具のがたつきによって低周波空気振動の存在が感知されることが多くみられる。普通のガラス戸や戸障子は 5 ～ 15 Hz 付近に共振点があり、ある一定の音圧レベルが加わるとゆれ始める。

以上いずれも現在研究段階にあり、まだ数多くの調査、研究を要するところである。したがって、特に問題が生じていないところで測定をすると誤解を招くこともあるので注意を要する。



低周波空気振動のオールパスレベル一覧図

(交通環境研究室)

道一6 交通振動防止方法と対策工について

(質問)

建設事業に関係深い騒音、振動公害において騒音は、発生機構の改善や遮音壁による対策工の進歩により、その公害は改善されつつある。

しかしながら、振動についてはあまり効果的な方法がみられない現状である。特に交通振動について強く感じる。このことは、現下の交通状況からみて道路管理上からも問題であり、効率的な振動防止対策が強く望まれるところである。

現在、既成道路でオーバレイや目地等の路面对策がみられる程度である。既成道路は、多くの制約条件があり根本的な対策は難しいが、例えば制約条件の少ない新設道路で道路工事と同時に対策工が行なえれば効果的であると考える。

交通振動の防止について発生機構（自動車の改良）も含めて対策方法について御教示願いたい。

(徳島工事事務所)

(回答)

まえがき

昭和51年の「振動規制法」の制定により、“都道府県知事は、指定地域内における道路交通振動が総理府令（表-A参照）で定める限度を越えていることにより道路の周辺的生活環境がいちじるしく損なわれていると認められるときは、道路管理者に対し当該道路の部分につき道路交通振動の防止のための舗装、維持又は修繕の措置を執るべきことを要請し、又は都道府県公安委員会に対し道路交通法の規定による措置を執るべきことを要請するものとする”とされた（法第16条）このため、道路管理者及び公安委員会は道路交通振動を軽減させるための種々の方策、及びその効果の程度を知る必要が従前以上に強くなったといえよう。そこで、ここでは実測、実験資料を中心にして、いくつかの軽減対策法及びその効果を可能な限り定量化して紹介することとしたい。

表-A 道路交通振動の限度値

(総理府令第58号、昭和51年11月10日)

区域	時間		備 考
	昼 間	夜 間	
第1種区域	65	60	(単位：デシベル)
第2種区域	70	65	

ただし、(ア) 病院、学校などの周辺の道路：当該値 $\geq V_L \geq$ 当該値 - 5 dB

(イ) 特定の既設幹線道路：区間の全部又は一部で第1種区域の夜間の値に第2種区域の夜間の値を適用することができる。

時間の区分 昼間 (5 : 00, 6 : 00 AM) ~ (7 : 00, 8 : 00 PM)
 (7 : 00, 8 : 00) (9 : 00, 10 : 00)

夜間 (7:00, 8:00 PM) ~ (5:00, 6:00 AM)
(9:00, 10:00) (7:00, 8:00)

区域の区分

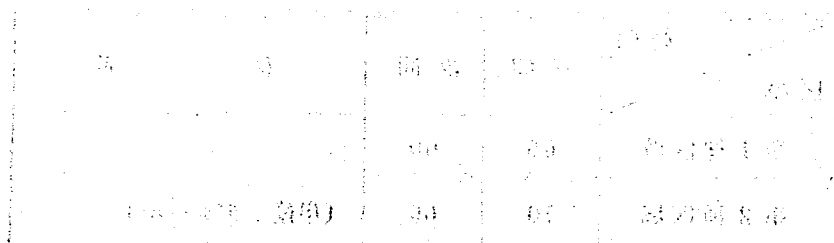
第1種区域：良好な住居の環境を保全するため特に静穏の保持を必要とする区域及び住居の用に供されているため静穏の保持を必要とする区域。

第2種区域：住居の用に合わせて商業・工業などの用に供されている区域であってその区域内の住居の生活環境を保全する必要がある区域及び主として工業などの用に供されている区域であってその区域内の住民の生活環境を悪化させないため、いちじるしい振動の発生を防止する必要がある区域。

1. 地盤改良

地盤改良工法は軟弱地盤における道路交通振動軽減対策として有効である。図-1.1は直径40cm、深さ12mのケミコパイルを90cmのピッチで打設した地盤における振動実験の結果を示している¹⁾。打設範囲は10m×30mおよび20m×30mの2種類について実験を行った。図-1.1によると上記の軟弱地盤改良により加速度は $1/2 \sim 1/3$ に減少している。また地盤改良の幅を増加させてもあまり影響は見られない。また有限要素解析においても、地盤改良の幅よりも深さの方が振動軽減に対する影響が大きいという結果が得られた。²⁾

図1.2は軟弱地盤改良による道路交通振動の軽減量の予測図として提案されているものである。³⁾ この図は有限要素解析の結果に基づいて作成されたものである。



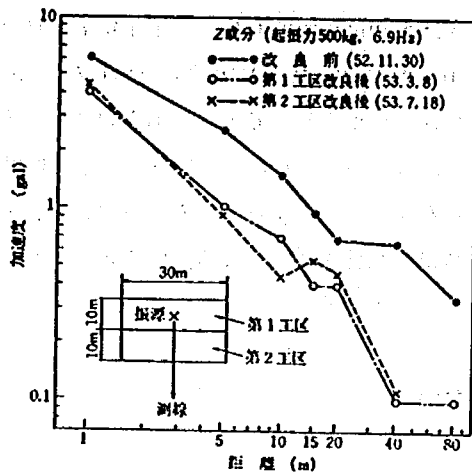


図-1.1 地盤改良による振動軽減効果⁴⁾

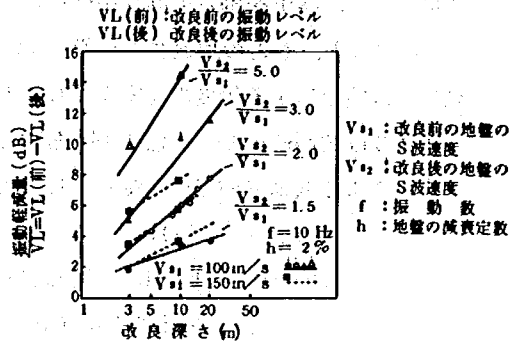


図-1.2 地盤改良による振動軽減量の予測図³⁾

2. 盛土道路の構築

盛土道路においては平面道路に比べて振動が小さくなる。図-2.1は盛土による振動軽減効果の実測値である⁵⁾。小さくなる原因としては、一般によく締め固められた盛土本体の剛性は地盤の剛性より高い場合が多いので、発生する振動そのものが小さいこと、および盛土道路では車線から道路端（法尻）までの距離が平面道路に比べて長いので、距離減衰が大きくなることが考えられる。

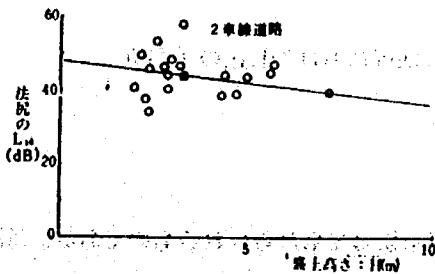


図-2.1 盛土道路における振動軽減効果⁵⁾

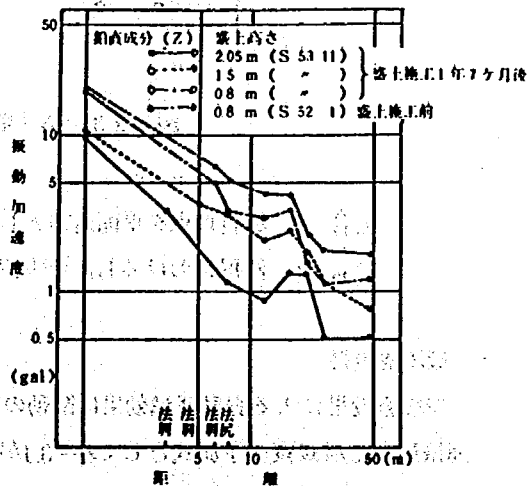


図-2.2 盛土による振動軽減効果⁶⁾

図-2.2は軟弱地盤上の盛土における起振機による振動実験の結果を示している。⁶⁾ 本実験では盛土施工前（施工前においても機械搬入のため0.8mの高さの土をまきだしてあった）、施工1年7ヵ月後に振動実験を実施した。盛土高さは当初は3mであり、施工1年7ヵ月後には2m5cmに沈下したが、これを高さ1.5m、0.8mに削って振動実験を実施した。図-2.2によると、盛土を削って高さを低くすると振動加速度は増大し、盛土高がもとの高さ（0.8m）になると、もとの加速度より若干低い値までもどっている。したがって盛土による振動軽減効果は盛土による地盤の圧密よりも盛土自体が存在することによってもたらされたと言える。

図2.3は実測値に基づく盛土の断面積と振動軽減量の関係を示しており、⁵⁾ このデータを基に盛土による振動軽減量の予測式として次式が提案されている。

$$\sigma_A = -0.05A$$

ここに σ_A : 盛土による振動軽減量 (dB)

A : 盛土断面積 (m²)

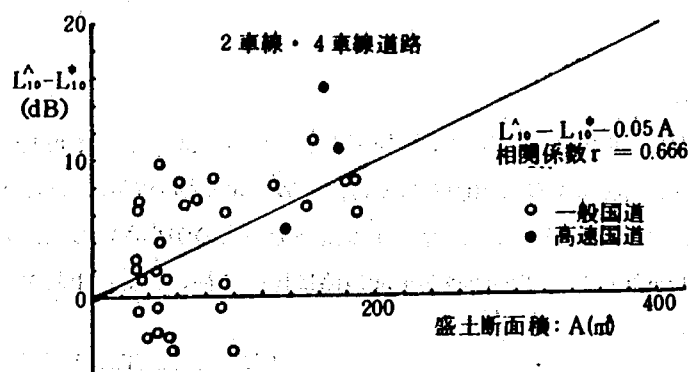


図-2.3 盛土断面積と振動軽減量⁵⁾

$L_{10}^{\wedge}$: 調査地点を平面道路としたときの法尻における L_{10} の予測値

L_{10}^* : 法尻における L_{10} の実測値

3. 環境施設帯

環境施設帯による振動軽減効果は振動の距離減衰によってもたらされるものである。道路交通振動の距離減衰の予測式として表-3.1が提案されている。⁴⁾ いま道路端に沿って幅20mの環境施設帯が設けられ、道路端が外側車線中央より5m地点にあったと仮定する。この場合の環境施設帯設置による振動軽減効果は表-3.1によって与えられ、砂地盤においては環境施設帯

の外端の L_{10} は道路端に比べて5.0～11.6 dB減少し、粘土地盤においては2.6～6.2 dB減少すると予測される。環境施設帯に盛土がある場合にはさらに振動は減少する。

表-3.1 道路交通振動の距離減衰予測表
倍距離に対する減少量 (dB) (平面道路)

地盤区分 \ 基準点の L_{10} (dB)	0～45	45～55	55～65
	粘土地盤	2.0	3.1
砂地盤	2.5		5.8

基準点：外側車線中央より5m地点

4. 地中防振溝・地中防振壁

道路交通振動の伝播経路上での防止法の一方法として地中防振溝あるいは地中防振壁が考えられている。そして、現在までに各方面でその軽減効果について調査・研究が実施されてきている^{7)～16)}等。土木研究所においても本省および地方建設局の協力を得て地中防振壁の軽減効果に関する現地試験を実施するとともに、土木研究所構内での室外試験および数値解析を実施した。これらの調査結果の概要は建設省技術研究会道路部門指定課題論文集^{7)～9)}あるいは技術管理業務連絡会環境部会で報告した。同報告では、地中防振溝・地中防振壁の軽減効果が地盤条件により異なること、調査地点数が少ないことを踏まえて、地中防振溝・地中防振壁の総合的な定量評価は行わず、地点毎に軽減効果の特性を明らかにした。これまでの調査で明らかとなった事項は次のようである。なお、地中防振溝・地中防振壁の適用に関しては、現時点では試験的な施工例があるだけであり実用化には至っていない^{10)～15)}。

- ① 空溝の地中防振溝の場合に最も振動の遮断効果がある。しかし、その効果は防振溝の深さが地表面を伝播する波の波長の4割以上の場合に現われ、波長以上の深度の場合に顕著となる。従って、防振溝の深さは対象地点の地盤条件により異なり、それに合わせた深さの設定が必要となる。たとえば、道路交通振動の主成分の周波数が10 Hzであり、地盤の表面波の伝播速度が100 m/secである場合の波長は10mとなり、地中防振溝の深さは4 m程度以上必要ということになる。
- ② 地中防振壁の場合の効果も防振壁の幅よりも深さに左右され、地盤と防振壁の音響インピーダンス比¹¹⁾ $(v'\rho'/v\rho; v'$ および v は各々地盤および壁材料の波動伝播速度、 ρ および ρ' は各々地盤および壁材料の密度) が大きい程効果がある。従って、深さの設定ばかりでなく、地中防振壁の材質についても地盤条件の影響を考慮する必要がある。
- ③ 発泡スチロールの地中防振壁を用いた調査結果によれば、土木研究所旧千葉支所構内では

防振壁（幅 80 cm）の後方約 40 cm の範囲で平均的に 2～9 dB の効果が得られており、一般国道 50 号では幅 40 cm で壁の後方 30～35 m および幅 80 cm で壁の後方 35～40 m までで、各々平均的に 2～10 dB および 2～12 dB の効果がみられた。さらに、一般国道 357 号では防振壁の幅が 40 cm、80 cm および 120 cm に対して、壁の後方 35 cm 程度までで、各々平均的に 0～2 dB および 1～8 dB の効果がみられた。なお、これらの防振壁はいずれも深さが 3.6 m である。

- ④ 地中防振壁の効果の経年変化については、一般国道 50 号および 357 号で、各々 2 ケ年および 1 ケ年の継続調査を実施したが、同調査期間内では防振壁の効果に有意の差はみられなかった。また、一般国道 357 号では一年経過後の防振壁の圧縮変形は皆無であった。
 - ⑤ 地中防振溝の場合は溝の維持、安全性に特に留意する必要がある、地中防振溝・地中防振壁の設置の際には対象地点の地盤条件（土質、地下水位など）を考慮した上で、最適な構造、施工法を採用することが必要である。
 - ⑥ 或る地点に地中防振溝あるいは地中防振壁を設置した場合の振動の軽減効果の推定を行う際には、地盤条件の類似した既往の調査地点の結果を参考にする他に、数値解析プログラム（2次元有限要素法）を用いて対象地点の地盤条件を反映させた解析を実施する方法もある。
- 図-4.1 は一般国道 357 号の調査地点を対象として、深さを変えた防振壁による振動レベルの変動に関する解析結果例である。同図において相対振動レベル差のプラス値が防振壁設置に伴う軽減量を示す。

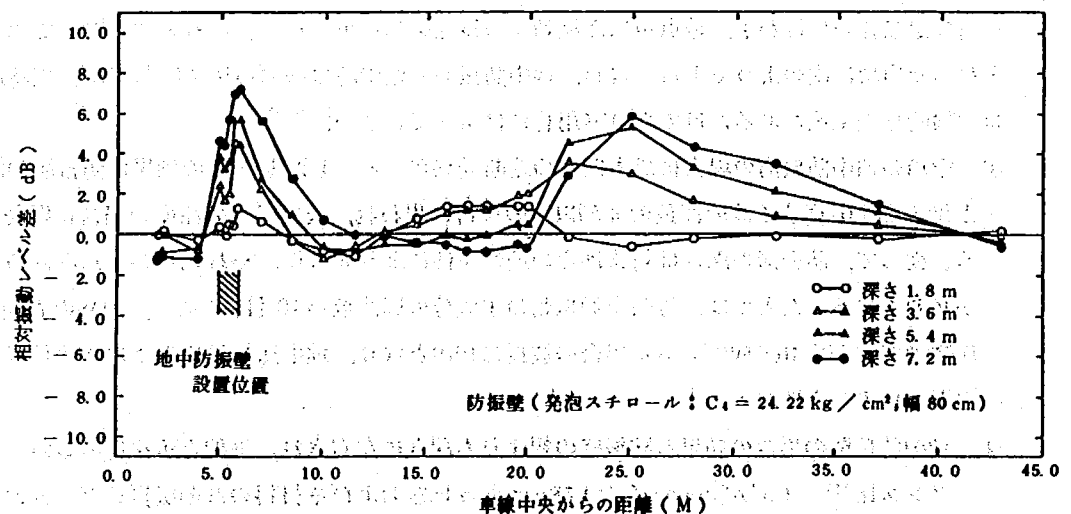


図-4.1 振動レベルの軽減に及ぼす防振壁の効果に関する数値解析例

5. 路面の平坦化

路面平坦性は道路交通振動の大きさに影響を及ぼす因子の中で、その影響度が最も大きいものであると考えられている。特に、段差部では自動車路面に加える衝撃荷重が急激に増大する¹⁸⁾ため、これにより誘起される地盤振動もいちじるしく増加する。図-5.1は図-5.2にその形状を示す踏板上を大型トラック（後車軸重9.96 t）を走行させた時に、車輪通過位置から2.25 m離れた地点で発生した振動レベルのピーク値を示すものであり、¹⁹⁾これより高さ30 mmの段差を設けることにより、振動レベルは20 dB以上も増加することが読み取れる。したがって、路面の亀裂による段差や地下埋設物上の補修路面の段差、あるいは道路横断地下構造物の前後や橋梁取り付け部によく見られる段差を極力平坦化することにより、車両の衝撃力を軽減することが振動源での有効な対策となる。

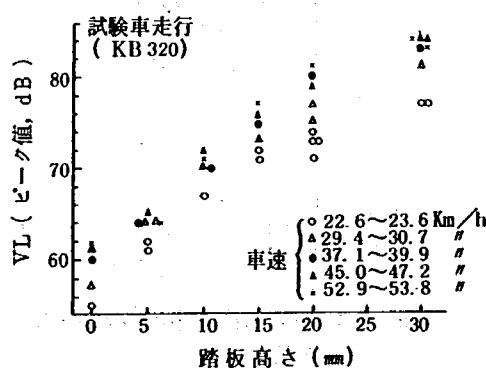


図-5.1 踏板走行試験結果

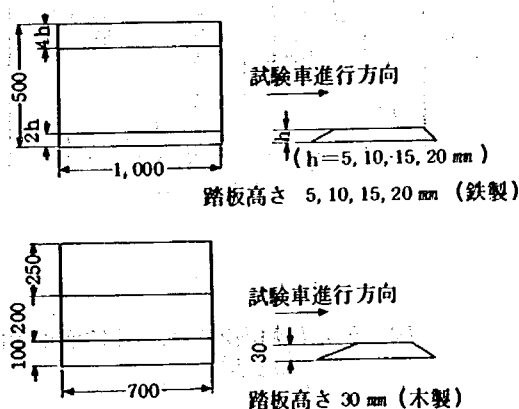


図-5.2 踏板の形状

また、段差のない道路においても縦断方向の路面平坦性の改善も振動対策としてその効果が大きい。現在では、縦断方向路面平坦性は、3 mプロフィールメータで測定された路面凹凸高を道路軸方向に1.5 m間隔で読み取り、その標準偏差 (σ 値) によって評価する²⁰⁾のが一般的である。図5.3は直轄国道における路面平坦性の測定結果²¹⁾であり、 σ の値は3以下に大部分が集中しているが、最大値は7に達するものも見られる。また、表-5.1は日本道路協会が提案した路面平坦性の検査基準及び補修基準²¹⁾である。

一般的に、路面平坦性は舗装完成直後が最も良く、累計通過交通量の増加とともに漸次劣化していく傾向にあり、劣化の程度がある限界以上になると路面の補修工事（オーバーレイ、打ち換えなど）が実施される。そこで、補修工事が実施される前後において同一地点で振動調査が

実施されている。図-5.4⁸⁾はその結果であり、路面平坦性は上下各車線の σ 値の平均で、また、振動レベルは工事前後において同時間帯に測定された24個の $L_{10}^{22)}$ の平均値で表現されている。これより、路面平坦性の改善は振動レベルの低減に大きく寄与すること、またその影響度は約4dB/mmであることが理解される。

高架道路においては伸縮装置の前後に段差を生じている場合が多く、振動発生原因の一つと考えられている。土木研究所では高架道路に対する振動レベル予測モデル式を提案しているが¹⁷⁾この中において、高架道路における路面平坦性は図-5.5に示されるような伸縮装置部前後

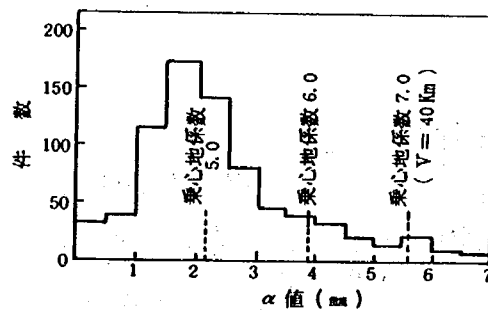


図-5.3 直轄国道における路面平坦性測定結果

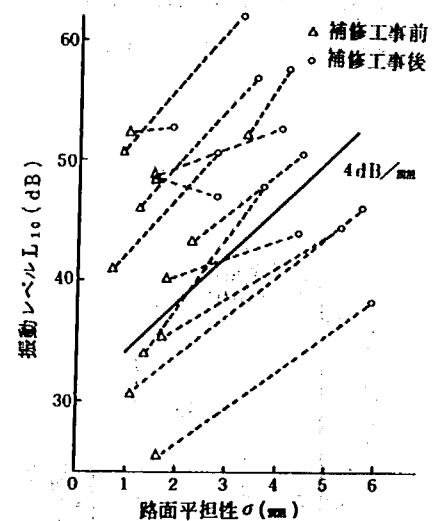
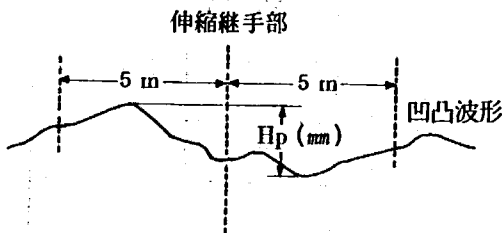


図-5.4 路面補修工事前後の平坦性と振動レベル

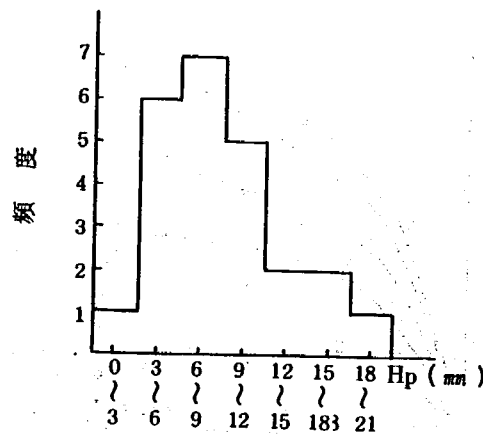
±5m、計10m区間内の最大凹凸量(H_p , mm)で評価することとされており、この時の影響度を0.5dB/mmとしている。図-5.6は24地点の高架道路で測定された H_p のヒストグラフであり、平坦性が良くない地点もかなり多く、これから判断すると、高架道路の伸縮装置付近の平坦性改良も振動軽減対策として有効であると考えられる。

表－ 5.1 路面平坦性の基準

道 路 種 別	建設時の検査基準		供用時の補修基準	
	測定方法	基準値	測定方法	指針値
一般道路 (国道・主要地方道等)	3mプロフィールメータによる σ 値 (mm)	2.4	3mプロフィールメータによる σ 値 (mm)	4.0
その他 (街路・地方道等)	同 上	3.7	同 上	5.0



図－ 5.5 高架道路部最大凹凸量 (HP) の定義



図－ 5.6 最大凹凸量 (Hp) の分布

6. 交通規制

道路交通振動の評価値 L_{10} (dB) は、原則として5秒間隔で読み取られた振動レベルの瞬時値100個の80パーセントレンジの上端値と定義されている。²²⁾ したがって、振動対策としての交通規制には、次の二つの方策が考えられる。

(1) 単一車走行時の発生レベルを低下させる。すなわち、評価時間内の振動レベルを全体的に低減させること。

- 走行速度を低く抑える。
- 走行位置を道路中央部に規制する。

(2) 評価時間内の交通量を低減させることにより、振動の発生頻度を少なくすること。

図-6.1は国道16号線袖ヶ浦地区で測定された単一車走行時の地盤振動加速度である。¹⁹⁾ この調査では単独走行車両を対象として、その総重量と走行速度、及び車両通過時に車線中央から約3.4m離れた地点での発生地盤振動加速度を計測した。この結果より、単一走行車両の場合には走行速度と振動の大きさの間には明確な相関があることがわかる。しかし、実交通流下で測定された振動レベルと平均走行速度の関係は、図-6.2¹⁷⁾ に実測例を示すように、必ずしも単一走行車両の場合とは一致しないこともある。これは実交通流においては、交通量の増加は平均走行速度の低下をもたらすという両者間の相関関係のために見られる現象である。したがって、平均走行速度が L_{10} に及ぼす影響度を考慮する場合には、交通量の影響を取り除く必要がある。これに関する解析例には、土木研究所が提案している平面道路に対する振動レベル予測モデル式¹⁷⁾に含まれたものがあり、それによると平均走行速度の影響は 0.2 dB/km/h と表わされている(1)式参照)。

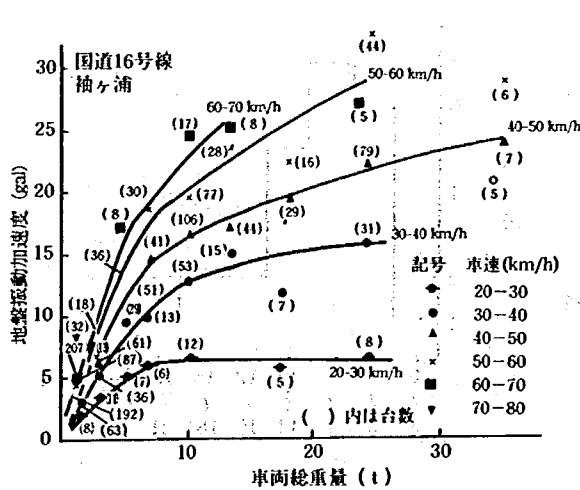


図-6.1 総重量、車速と地盤振動加速度の関係

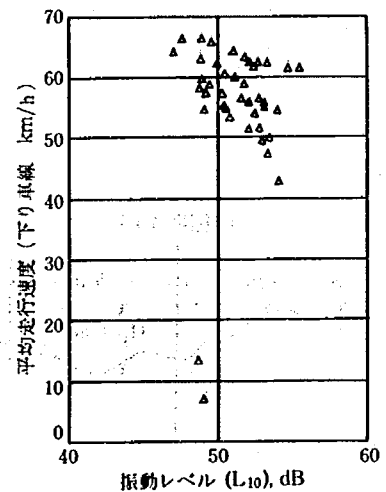


図-6.2 平均走行速度と振動レベル

建設省が昭和51年度に実施した道路交通振動全国調査では、供用開始前の道路に試験車を走行させ、走行車線の違いによる発生レベル(ピーク値)の差を求めた。調査地点(5か所)により、第1車線中央から測点までの距離が2.5~5.0mと異なっているが、第1車線及び第2車線走行時の発生レベルをそれぞれ $VL(1)$ 、 $VL(2)$ とした時、 $VL(1)$ と $\Delta VL = VL(1) - VL(2)$ の関係をまとめたものが図-6.3²³⁾である。これより、車両の走行位置を道路中央部

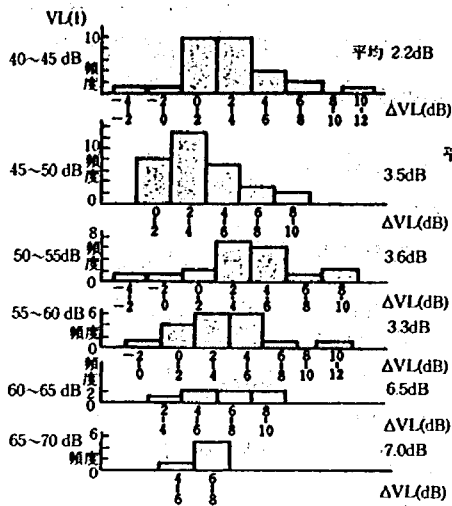


図-6.3 走行車線の影響

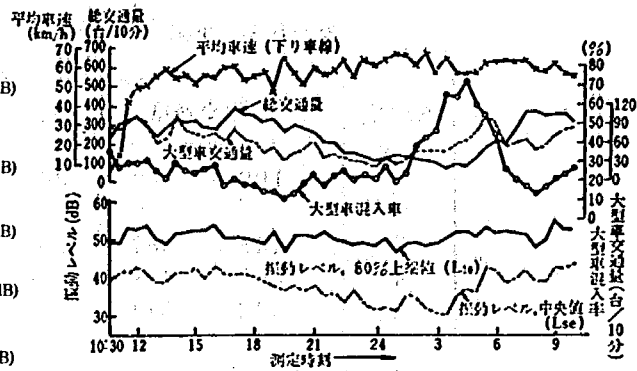


図-6.4 振動レベルと交通量、車速の時間変動

に寄せることが振動軽減に結びつくこと、またその効果の程度は第1車線走行時の振動レベルが大きいかほど強いことが理解される。

振動レベルは評価時間内の交通量の影響を強く受けることが知られている。図-6.4は国道沿線において24時間連続測定（ただし、正時及び30分から10分間測定）を行った結果である。ここでは、交通条件として平均車速、総交通量、大型車交通量、大型車混入率が示されている。これによると、振動レベル（ L_{10} ）と最も相関が強いのは、大型車交通量であるといえよう。しかし大型車の走行台数が少ない場合には、大型車以外の車両が L_{10} の決定に関与することとなる。前にも述べた土木研究所の平面道路に対する予測モデル式¹⁷⁾では、(2)式で定義される等価交通量（大型車に対して重み付けを施した交通量）を用いて、(1)式のように振動レベルとの関係を定式化している。

$$\hat{L}_{10} = 65 \cdot \log_{10} (\log_{10} Q^*) + 0.2 \cdot V + 4 \cdot \log_{10} M + \alpha_s + \alpha_f + \alpha_l + 14 \quad (1)$$

$\hat{L}_{10}$: L_{10} の予測値

Q^* : 1車線500秒間当たりの2車種分類等価交通量

$$Q^* = (Q_1 + 12 \cdot Q_2) / M \quad (2)$$

Q_1, Q_2 : それぞれ小型車種、大型車種の走行台数（台/500秒）

M : 上下車線合計の車線数

V : 平均走行速度（km/h）

$\alpha_s, \alpha_f, \alpha_l$: それぞれ、路面平坦性、地盤条件、距離減衰による補正項（dB）

(1) 式にもとづく予測値の試算結果を表-6.1に示す。ここでは、補正項 α_o , α_f , α_l はすべて0とし、 V は50 km/hとした。これより、交通量の制限による振動低減効果の大きさが推察できよう。また、大型車の通行規制は特に効果が大きい。

表-6.1 予測値の試算結果 (L_{10} , dB)

車線数 (M)	等価交通量 (Q^* , 台 / 500 秒 / 車線)				
	100	200	300	400	500
2	44.8	48.7	50.8	52.2	53.2
4	46.0	49.9	52.0	53.4	54.4
8	47.2	51.1	53.2	54.6	55.6

ただし、 $V=50$, $\alpha_o = \alpha_f = \alpha_l = 0$

あとがき

ここでは既往の研究成果から判断して、振動軽減対策として有効と認められるものを幾つか紹介した。現在のところ最も効果的な対策は路面の平坦化であり、したがって、路面の維持管理の強化だけでなく、新設道路においては長期間にわたって良好な路面状態が保たれるような配慮を払うことが特に重要となる。例えば地盤改良、路床・舗装の剛性増大、橋梁などの結合部分や地下埋設物あるいは道路横断構造物の設計と施工などに注意することが従前以上に必要になるものと考えられる。

また、自動車の構造を改良することによって、タイヤを介して路面に加えられる荷重を小さく抑え、振動の低減を期待する考え方もある。懸架構造やスプリング強度の改良などがその具体例であるが、この方面における我が国の研究成果は非常に少ない。イギリスの報告²⁴⁾には、このような改造が路面への荷重を減少させ得ると述べられているが、同時に各車輛の荷重分担が不均一になること、また加減速性能が弱められるなどの悪影響が誘起されると指摘している。

最後に、ここに紹介した資料には建設省技術研究会道路部門指定課題「道路交通振動の対策に関する研究」の一環として収集されたものが数多く含まれていることを付記し、関係者各位に感謝の意を表わしたい。

参考文献

- 1) 佐々木康, 谷口栄一, 小笠原久, 館山悟 "改良地盤の振動特性に関する調査" 土木研究所資料 No 1483, 1979
- 2) 沢田健吉, 谷口栄一 : 2次元有限要素法による地盤を伝播する振動の解析, 土木技術資料 Vol. 20, No 9, pp. 15~20, 1978
- 3) 谷口栄一, 岡田進, "Reduction of Ground Vibrations by Improving Soft Ground" 土質工学会論文報告集 Vol. 21, No 2, 1981
- 4) 佐々木康, 谷口栄一 : 道路交通振動とその対策, 道路, 1979. 9
- 5) 館山悟, 谷口栄一, 小笠原久 : 道路交通振動の盛土による軽減効果, 第6回土木学会関東支部年次研究発表会講演概要集 pp. 157~158, 1979
- 6) 佐々木康, 谷口栄一, 小笠原久, 館山悟, "盛土による振動軽減効果に関する現場実験" 土木研究所資料 No 1575, 1980
- 7) 建設省 : 道路交通振動の対策に関する研究, 第31回
建設省技術研究会道路部門指定課題論文集, 1977
- 8) 建設省 : 道路交通振動の対策に関する研究, 第32回
建設省技術研究会道路部門指定課題論文集, 1978
- 9) 建設省 : 道路交通振動の対策に関する研究, 第33回
建設省技術研究会道路部門指定課題論文集, 1979
- 10) 岩崎, 常田, 後藤 : 道路交通振動の軽減対策に関する調査(その1), 第15回土質工学研究発表会, 1980
- 11) 岩崎, 常田, 後藤 : 道路交通振動の軽減対策に関する調査(その2), 第16回土質工学研究発表会, 1981
- 12) 佐々木, 木元, 能登, 東海林 : 防振壁による地盤振動の遮断効果について(第2報), 北海道開発局土木試験所昭和51年度地盤振動調査研究報告, 1971
- 13) 江島, 吉岡, 坂田, 吉村 : 空溝と地中壁による振動遮断効果, 土と基礎, Vol. 28 No 3, 1980
- 14) 道路交通振動防止対策委員会 : 道路交通振動防止対策についての報告, 1977. 6
- 15) 斉藤, 小出, 木村 : 地盤振動と対策について(その2), 大林組技術研究所報, No 9 1974
- 16) 畠山, 早川, 杉本 : 地中防振壁および防振柱による振動軽減効果の比較, 昭和47年度土木学会関西支部年次学術講演会, 1972
- 17) 環境庁 : 道路交通振動防止技術マニュアル, (株)ぎょうせい, 1980
- 18) 成田, 桂樹, 野中 : 自動車走行にともなう道路の騒音と振動, 自動車技術, Vol. 30, No 12, 1976年12月

- 19) 成田, 横山, 桂樹, 山田 : 交通振動に関する試験調査報告書 (Ⅱ-1976), 土木研究所資料第1232号, 昭和52年3月
- 20) 日本道路協会 : アスファルト舗装要綱
- 21) 栗本 : 路面性状とその影響, 道路, 1976年1月
- 22) 桂樹 : "L₁₀" - 道路交通振動公害の評価単位, 道路, 1979年9月
- 23) 成田, 横山, 桂樹 : 道路交通振動に関する研究報告書 (Ⅱ-1977), 土木研究所資料第1352号, 昭和53年3月
- 24) Whiffin, A. C., and D. R. Leonard, "A Survey of Traffic-induced Vibrations, RRL Report, LR 418, 1971

構造研究室
動土質研究室
振動研究室

道一7 軟弱地盤上の低盛土道路について

(質問)

軟弱地盤上に低盛土で道路を建設した場合、供用後に路面の沈下が生じ、平坦性や舗装の維持に問題を及ぼすことが多い。

この原因としては、供用開始後の交通荷重の影響が大きいとされているが、交通荷重による沈下量の簡便な予測手法ならびに低盛土に適した軟弱地盤対策工法についてお伺いしたい。

(四国技術事務所)

(回答)

質問の中でも指摘されているように、軟弱地盤上に高さの低い、いわゆる低盛土道路を施工した場合、供用後に路面の平坦性や舗装の維持に問題を及ぼすような不同沈下を生じることが多い。

これは、低盛土の場合には、高盛土のように交通荷重を盛土内で十分に分散させることができないため、交通荷重が基礎地盤の変形や沈下を促進することに大きな原因があると考えられる。このほか、支持力の低い表層に接して施工が行われるため、路床部が十分に転圧できないことや、地下水位が路床付近まで上昇するため、路床の支持力が低下しやすいことなども、低盛土の問題点の一因として挙げられる。

どのような高さまでの盛土に著しい不同沈下が生じるかは、軟弱地盤の性状、特に上部層の均一性、盛土及び路床の性質、舗装の種類と構造、及び大型車交通量などによっても異なるので一概にいうことはできないが、一般には路面までの高さが 2.0 ～ 2.5 m 以下の低盛土道路において不同沈下による被害を受けることが多いようである。

低盛土に生じる沈下を予測するためには、盛土荷重による圧密沈下のほかに供用後の繰返し交通荷重による沈下を知ることが重要である。交通荷重による沈下量を予測する方法としては、基礎地盤から採取した試料を用いて繰返し荷重を加えた圧密試験を実施し、その試験値をもとに解析する方法、及び、類似の盛土について得られた観測値を用い、外挿によって推定する方法などが考えられる。しかし、前者の方法においては、外力としての交通荷重の評価そのものが難しいことや、繰返し荷重を加える圧密試験が一般には用いられていない特殊な試験であることもあって、実用に供するためにはまだいくつかの困難な点が残されているようである。そこで以下には、後者の類似盛土における観測例にもとづく簡便的な沈下推定法を紹介する。

建設省土木研究所では地方建設局と協力して実際の低盛土道路に各種の対策工を試験施工した調査区間を設け、供用前と供用後の路面の沈下や平坦性の変化などを長期的に追跡調査した。そして、得られた沈下観測記録をもとに沈下に及ぼす交通荷重の影響の大きさを評価し、簡便的に沈下量を推定する方法を検討した。¹⁾ 数箇所の低盛土の観測結果のうち、Aバイパスについては図-1に示したような時間-沈下曲線が得られている。図をみると、盛土荷重による沈

下のほかに、供用開始後新たな沈下に加わっている。この沈下が交通荷重によるものと考えられるので、交通荷重の影響を静的な盛土荷重に置き換えて、供用開始後新たに加わる沈下を生じさせるのに必要な盛土荷重を求めると、図-1に示したように高さが約1m程度の盛土に相当する。

(交通荷重の影響に相当する盛土荷重)

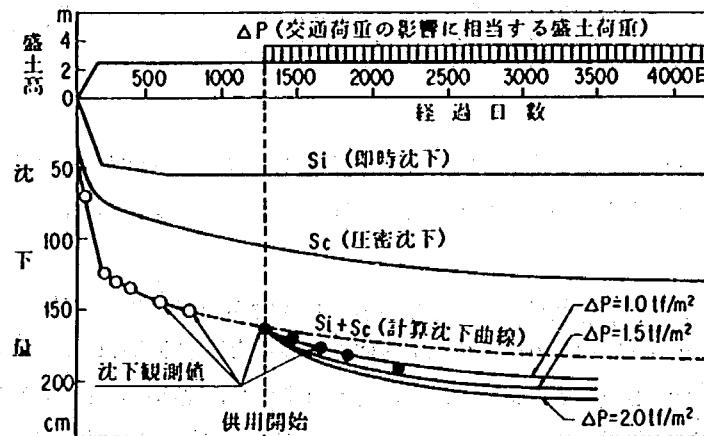


図-1 Aバイパスにおける時間-沈下曲線

同様に、BバイパスおよびCバイパスについても交通荷重の影響に相当する静的な盛土荷重を求めて、盛土厚さに対してプロットすると図-2に示すような関係が得られた。図から盛土厚が薄くなるに従って交通荷重の影響が増大するため、交通荷重に相当する盛土荷重の大きさも大きくなることがわかる。

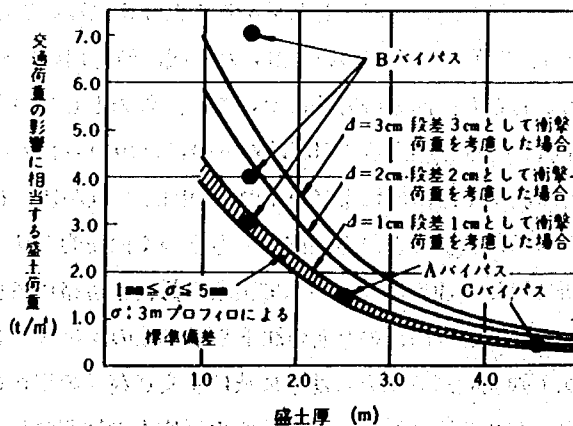


図-2 盛土厚と交通荷重の影響に相当する盛土荷重との関係

従って、簡便的には低盛土の盛土厚に応じた荷重を図-2から求め、低盛土の荷重にこの荷重を加えて沈下量を計算すれば、供用後の交通荷重の影響を含めた沈下が予測されることになる。

なお、軟弱層が薄い場合には、沈下の収束が早いうえに供用前に加わる工事用の車両の重量がサーチャージの役割を果たしやすいこともあって供用後の沈下量は少ないので、図-2で求められる荷重より小さめの値を用いるとよい。また、路面の平坦性が既に悪化しているような道路では、図-2中に示したように通常の平坦性の道路の場合よりかなり大きめの荷重を用いる必要がある。

軟弱地盤上の低盛土で供用後の沈下が問題となるのは、軟弱層が厚い箇所、地層の変化が激しい箇所および橋梁やカルバートなどの構造物との取付部などであることが土木研究所の調査などによって明らかになっている。従って、このような箇所では、剛性の高い盛土構造とする、盛土内の排水を良好にする、サーチャージ工法を適用する、あるいは地盤改良工法を採用するなどの対策を行うことが望ましい。なお、サーチャージ工法における盛土高さや載荷期間の決定には図-2が利用できよう。また、低盛土道路における軟弱地盤対策として、石灰パイル工法や混合処理工法を用いる場合には、表層に近い部分だけでなく、できればかなり深部まで改良することが供用後の沈下を押さえるためには望ましいという指摘¹⁾もあるので、地盤改良工法を設計する際の参考としていただきたい。

参考文献

- 1) 久桑, 三木, 真下, 関 : 軟弱地盤上の低盛土道路の沈下とその対策, 土木技術資料 Vol. 22, No. 8, 1980
- 2) 建設省土木研究所土質研究室 : 軟弱地盤上の低盛土道路に関する調査報告書(4), 土研資料第1661号, 1981

(土質研究室)

道-8 低盛土における舗装厚の設計について

(質問)

低盛土における舗装厚設計にあたり多層構造弾性解析法をもって試行したが、これらについての留意点および追跡調査方法について

(高知工事事務所)

(回答)

舗装を弾性体とみなして各層のひずみ、応力、たわみ等を求め、舗装厚を決定する方法は種

種の方法が試みられているが、確立された方法はないのが現状である。したがって過去に行われた工事より各種の条件が似ている成功例を参考にして設計を行う方法を用いることになると思われる。

このような場合、設計の妥当性の検証のために、および今後の資料と資するために各層の強度特性等を測定することが多い。よってそのような場合の必要な測定等について述べると以下のとおりである。

まず、強度特性として各層を舗設するごとに平板載荷試験およびベンケルマンたわみ量試験（5トン荷重）を行うことが必要であると考えられる。測定点数は多いほど良いわけであるが、統計的および試験の難易等から考えるとK値は5ヶ所程度以上、たわみ量は20点程度以上とするといえよう。

また強度特性に関係が深いと考えられる締固め度、厚さ、さらに粒状層については施工時の含水比を測定しておく必要があると思われる。セメントあるいは石灰による安定処理層に対しては一軸圧縮試験用供試体を作成し、所定日数の強度だけでなく1ヶ月後、3ヶ月後等の長期養生後の強度も求めておくことと最終強度が予想でき、層の弾性係数を確認する場合に有用であると考えられる。

このようにして測定した結果より各層の弾性係数を求める方法については、一般に地盤を1層と考えた場合K値と弾性係数の関係は式(1)で表わされる。

$$K_{30} = \frac{E}{1.18 a} \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに K_{30} : 支持力係数 (kg/cm³)
 E : 弾性係数 (kg/cm²)
 a : 平板の半径 (= 15 cm)

したがって図-1において最下層の弾性係数 E_4 は式(1)より求められる。次に第3層が舗設された場合 E_{23} は同様に求められる。さらに E_4 と E_{23} より E_3 を求めるが、これにはブーゼンスクの弾性理論にバーバーの等置法の仮定を利用した方法すなわち式(2)を利用する。

$$\frac{1}{E_{23}} = \frac{1}{E_3} + \left(\frac{1}{E_4} - \frac{1}{E_3} \right) \frac{1}{\left(1 + \left(\frac{h_3}{a_3} \right)^2 \left(\frac{E_3}{E_4} \right)^{\frac{2}{3}} \right)^{\frac{1}{2}}} \quad \dots\dots\dots (2)$$

式(2)より第3層の弾性係数 E_3 が求まる。そしてK値より E_{12} を求め、式(2)を利用して E_{23} と E_{12} より E_2 を求めるという手順をくり返すことによって各層のEが求められることになる。

またベンケルマンたわみ量より舗装の各層の弾性係数を求める方法は、図-1において第4層上面でのたわみ量と E_4 の関係は式(3)で表わされる。

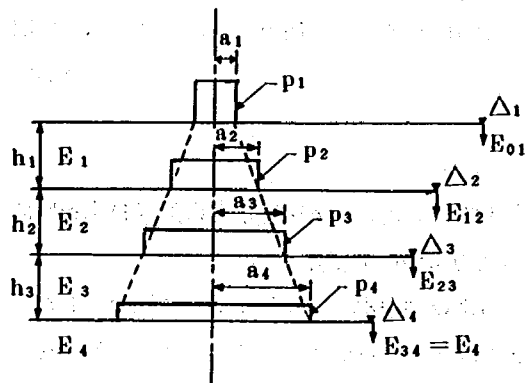


図-1 多層構造計算の説明図
(例として4層の場合を示した)

$$W_4 = \frac{1.5 P_4 a_4}{E_4} \dots\dots\dots (3)$$

ここに W_4 : ベンケルマンたわみ量 (cm)

P_4 : 荷重強度 (= 5.5 kg/cm²)

a_4 : 載荷半径 (= 17 cm)

同様に第3層上面のたわみ量より E_{23} を求め、式(2)を利用して E_2 を求めるという手順をくり返せばよい。

このようにして求めた舗装の各層の弾性係数を利用して舗装後の表層上のたわみ量を再計算し、場合によっては施工中に舗装構成を一部変更することとも必要であると考えられる。また舗装完了後は定期的に路面たわみ量測定を行い、それが当初想定した限界たわみ量以下であることを確認することとも必要である。

参考文献

- 1) 竹下, 桃井, 「軟弱地質上の舗装に関する一考察」, 道路, 昭和40年5月

(舗装研究室)

道-9 舗装設計の考え方について

(質問)

1. 凍結指数のない地方での凍結深さによる舗装厚設計について (実測による凍上抑制層のとり方)

2. すべり止舗装として開粒度アスコン使用の場合、舗装構成の取り方について

(徳島県土木部道路建設課)

(回答)

1. 凍上についての基本的な考え方は道路排水工指針（日本道路協会発行）に詳述されているので、以下にその考え方について紹介する。

凍上は、土質、温度および地中水の三条件が同時に満たされたときに起こる。したがって、これらのうち一つ以上を除去または改善することによって凍上を防止または抑制することができる。

舗装設計においては、そのうち土質の改善すなわち凍上性の土を凍上を起しにくい材料と置き換える方法を採用するのが一般的である。よってその置換深さを求める手順について述べると次のようである。

まず凍結深さはメチレンブルー凍結深度計を利用するかあるいは調査孔を掘って求める。そして、図-1に示すように換算凍結深さ D_e を求める。

換算最大凍結深さとは現地の地盤が凍上を起しにくい均一な粒状材料からなると仮定して、現地で実測した最大凍結深さから換算した凍結深さを言い、つぎの簡略式を用いて求めてよい。

$$D_e = D_c + 1.8 D_f \quad \dots\dots\dots (1)$$

ここに D_e : 換算最大凍結深さ (cm)

D_c : 実測した凍結深さ内の凍上を起しにくい粒状材料からなる土層の総厚 (cm)

D_f : 実測した凍結深さ内の凍上を起しやすい細粒材料からなる土層の総厚 (cm)

D_e と D_f の和は凍結深さに等しく、それぞれの厚さは土層調査の結果などを利用して決定する。これらの関係を図示したのが図-1である。

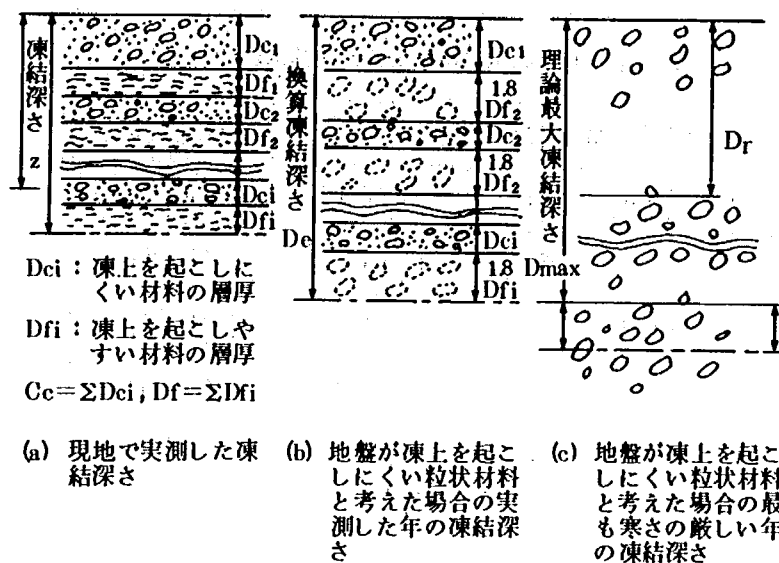


図-1 理論最大凍結深さ

また凍結指数は図-2あるいは表-1のように求める。

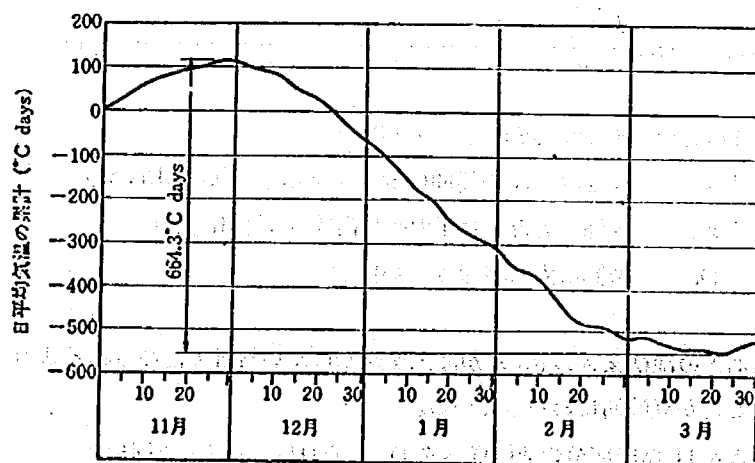


図-2 日平均気温から求めた凍結指数

表-1 月平均気温から求めた凍結指数

月	月平均気温	日数	月平均気温×日数	累 計
12	-6.3	31	-195.3	195.3
1	-8.3	31	-257.3	452.6
2	-6.4	28	-179.2	631.8
3	-0.2	31	-6.2	638.0
凍結指数 638℃・days				

最近10年間の最大凍結指数は一般にはアスファルト舗装要綱の付録-2を利用するが、比較的温暖な地方において局部的に凍結が予想されるような場合には付録-2は利用できない。このような場合には式(2)において便宜的に $E_c = F_{max}$ と考えてもよいと考えられる。気候がややきびしいと考えられる場合には付録-2等より考えてほぼ同じ条件の F_{max} を使用すれば十分であろう。

$$D_{max} = D_e \sqrt{\frac{F_{max}}{F_e}} \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 D_{max} : 理論最大凍結深さ (cm)

F_{max} : 現地の最近10年間の最大凍結指数 (℃・days)

F_e : 現地の調査した年の凍結指数 (℃・days)

D_e : 換算最大凍結深さ (cm)

さらに換算したあとの凍結深さの80%が凍上を起しにくい材料で占められるように置換深さを決めればよいことが経験的にわかっている。

よって置換深さを D_r 、路床部分の凍結深さを D_s とすれば、式(1)と同様に

$$D_{max} = D_r + 1.8 D_s$$

$$\text{また } \frac{D_s}{D_r} = \frac{20}{80}$$

$$\text{両式から } D_r = 0.7 D_{max}$$

すなわち置換深さは理論最大凍結深さの70%をとればよい。

なお、凍結指数が要綱等に掲載されていない地方では、仮に凍結したとしてもその深さは舗装厚以下と考えられますので、一概には考慮する必要はないと思われる。

2. 開粒度アスコンはアスファルト舗装要綱にも記されているように粒度的には 2.5 mm 以下の通過量が 15~30% と少なく 13~5 mm の碎石が多く、アスファルト量は 3.5~5.5% と少ないアスコンである。したがってマーシャル安定度はあまり大きくなく、図-3 および図-4 に示すように 400 kg 程度以上であると考えられ、フィラーに消石灰を添加すると安定度が増加することが知られている。空げき率は図-5 に示すように 10% 程度はあるものと考えられる。

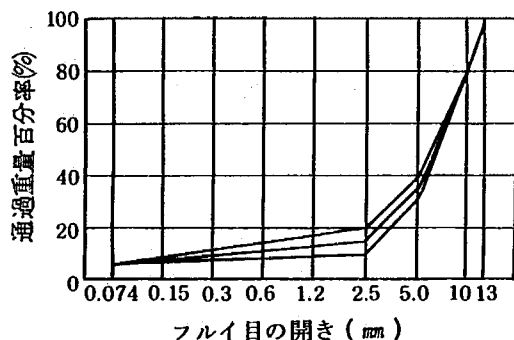


図-3 混合物の粒度

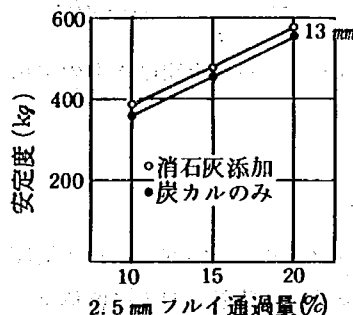


図-4 2.5 mm フルイ通過量と安定度の関係

このように開粒度アスコンはアスファルト量を少なくして骨材を多く表面に露出し、しかもマクロな凹凸もつけられており、降水もはやく処理されるのですべり止め舗装として用いられている。しかし路面の摩耗、飛散等が著しい、降水が開粒度アスコン層の下層の表層上部にまで浸透滞留し、はく離の進行がはやい等の欠点も指摘されている。そこで骨材はスリヘリ減量の小さいものを用いる、骨材の把握力を増し耐久性のある混合物とするためゴム入りアスファルトを用いる等の対策も必要となろう。はく離に対しては図-6 に示すように消石灰を用いると有効であることが知られている。アスファルト量はマーシャル安定度試験によって決定できないので経験的な値を用いるが、通常は 4.5% として良いようである。さらに開粒度アスコンの下層には密粒度アスコンのような水密性のある混合物を用いる必要がある。

一般に開粒度アスコン層は 3 cm 程度の厚さで施工されるが、摩耗、飛散、はく離等によって舗装の他の部分より早期に破壊することが考えられるので T_A には含めるべきではないと考えられる。

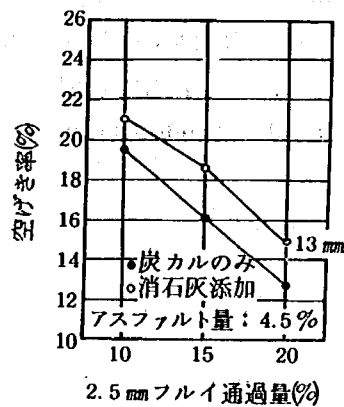


図-5 粒度と空けき率の関係

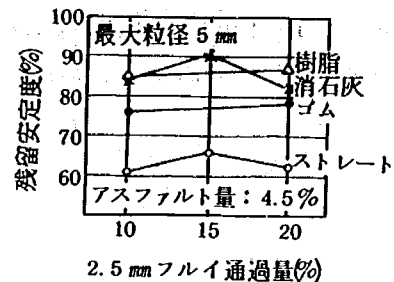


図-6 残留安定度

参考文献

- 1) アスファルト舗装要綱, 日本道路協会
- 2) 道路排水工指針, 日本道路協会
- 3) 相田慈, 「スベリ止め舗装」, 舗装, 昭和43年9月
- 4) 透水性舗装研究委員会, 「透水性舗装に関する研究(上)(中)(下)」, 道路建設, 昭和51年7月~9月
- 5) 市原薫, 「すべり止め舗装の考え方」, 土木技術資料, 昭和47年6月
- 6) 佐々木, 細谷, 近藤, 「開粒度アスコンのはく離とその対策」, 舗装, 昭和50年9月 (舗装研究室)

道-10 わだち掘れ対策について

(質問)

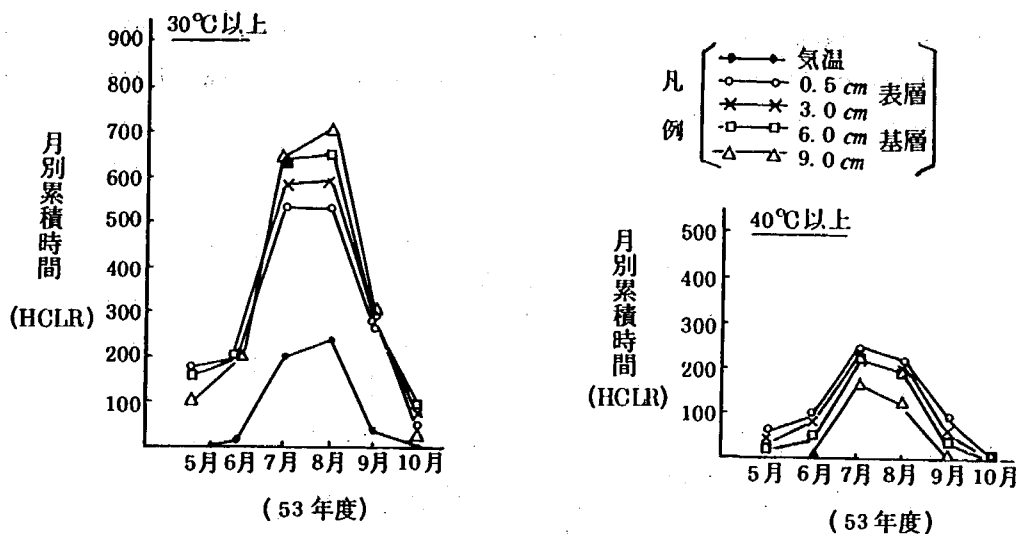
1. オーバレイ舗装のわだち掘れ対策について

コンクリート舗装版上に、オーバレイ(基層及びレベリング層5 cm, 表層4 cm)を施工した試験道路においてわだち掘れの増大する時期は、毎年7, 8月の夏期に集中しており他の期間はほとんど増加していない。

舗装体温度が30℃以上の各月の累計時間をみると、舗装面から-6 cmでは、7月 650

時間、8月660時間であり0.5 cmではそれぞれ550時間程度となっている。また舗装体温度が40℃以上では、累積時間は7月(260時間)が最高で路面に近い程累積時間が長い(下図のとおり)、したがって夏期には、ほとんどの時間舗装体は高温のままであると言える。また舗装体温度が30℃の場合は基層部の方が高温状態が持続し、40℃の場合は表層部の方が高温状態の持続時間が長い結果となっている。

わだち掘れ対策として表層混合物に主眼をおいていたが、今回の温度測定結果から基礎についても検討する必要があると考えます。これらに対する対応策についてお伺いしたい。



牟礼試験舗装体温度累積時間

(四国技術事務所)

2. 重交通道路 (D交通) 2車線道路のわだち掘れ対策について

(1) 改質アスファルト使用の場合の動的安定度 (DS) 又は変形率を特記仕様書で規定したので実績があれば御教示願いたい。

(2) タックコートについて

建設省においてはタックコートを舗装要綱に示されている $0.4 \sim 0.8 \text{ kg/m}^2$ の中央値 (0.6 kg/m^2) で散布しているが、最近の著書等では 0.15 kg/m^2 の散布が良い結果が得られているので散布量について御教示願いたい。

(3) アスファルト量について

重交通に対するアスファルト量 (表層, 基層) について室内マーシャル試験で求められる最適アスファルト量の -1.0% のものが重交通に対して安定しているという著書もあるが資料があれば御教示願いたい。

(土佐国道工事事務所)

(回答)

首都高速道路公団の55年度の調査によれば、東京管内の舗装面積（約200万 m^2 ）のうち約27%が打換え補修を行っており、補修原因の90%近くがわだち掘れであるという調査結果を報告している。さらに7号線をケーススタディにした調査では、打換え補修を行った箇所のうち短期間（1～2年以内）に再びわだち掘れが発生した箇所は約35%近く認められ、その原因が表層のみを打換えたことによるものが多い結果を示している。

同公団では補修が必要であるか否かの判定基準を表層のわだち掘れ量が20mm以上とし、このうち表層だけの打換えは、基層のわだち掘れが10mm未満、基層まで打換えを行うものは基層のわだち掘れが10mm以上という暫定基準を設けている。実際に補修箇所のコアーをとり表層と基層のわだち掘れ量の影響を調査すると、図-1に示すように基層の圧密変形によるわだち掘れの寄与率が極めて高いことが判る。

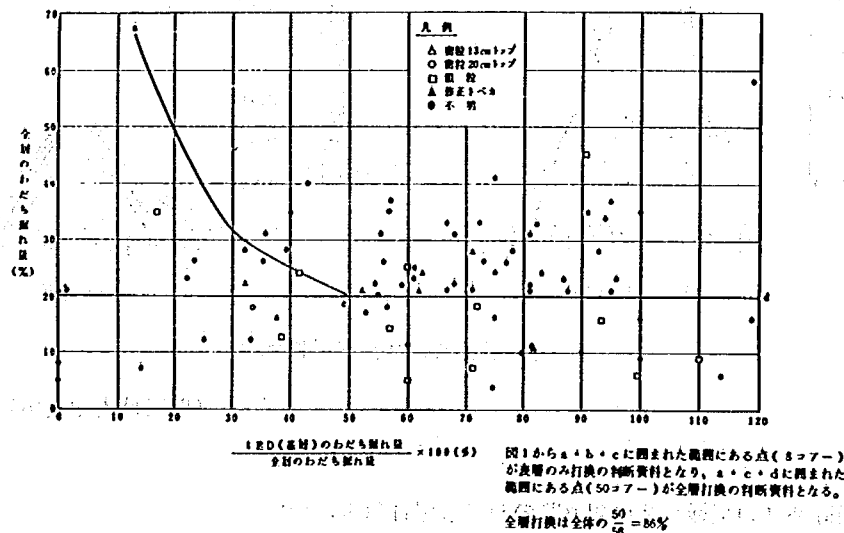


図-1 表層と基層のわだち掘れの寄与率

このような意味から、重交通道路におけるコンクリート舗装のオーバーレイ工事では、わだち掘れ対策は表層はもとより基層に対しても耐流動対策を行なうことが効果的であると思われる。

参考文献

- 1) 首都高速道路協会：高架橋等の舗装に関する調査研究（54年度）報告書

2. アスファルト舗装の耐流動対策は混合物の動的安定度 (DS) を確認して、その値が一定水準以上のものを使用することが良いと思われる。この場合舗装要綱ではDSの目標値としては1500 (回/mm) としている。この値は52年度当時に入手できたアスファルト混合物 (以下アスコン) の流動に関する資料 (TRRLの暫定値: $RD < 11.7 \times 10^{-2} \text{ mm/min}$, 北村ら: $RD < 3 \times 10^{-2} \sim 6 \times 10^{-2} \text{ mm/min}$, 福士ら: $RD < 2 \times 10^{-2} \text{ mm/min}$, 土木研究所: $DS > 2500 \text{ 回/min}$ (45℃, 4.3 kg/m²) 等) を参考に $RD < 3 \times 10^{-2} \text{ mm/min}$ 相当の値として決められた背景がある。しかし、最近の研究では、例えば清原らの研究によれば、C交通での5t換算累積輪数 (N_s) が $N_s = 700 \times 10^4$ 台通過時におけるわだち掘れの限界を30mmとし、その時までの供用年数を3~5年とすれば、DSは1800~2800 回/mm, ($RD = 2.3 \times 10^{-2} \sim 1.5 \times 10^{-2} \text{ mm/min}$) が必要であるとされている。

さらに、セミブローンアスファルトを使用したわだち掘れに関する試験舗装の調査結果では、 $DS = 1500 \sim 4000 \text{ 回/mm}$ ($RD = 2.8 \times 10^{-2} \sim 1.1 \times 10^{-2} \text{ mm/min}$) 程度が良好であると報告している。これらのことを考慮すれば改質アスファルトを使用した混合物のRDの目標値は $2.0 \times 10^{-2} \text{ mm/min}$ が推定できるので一つの目安になるものと思われる。

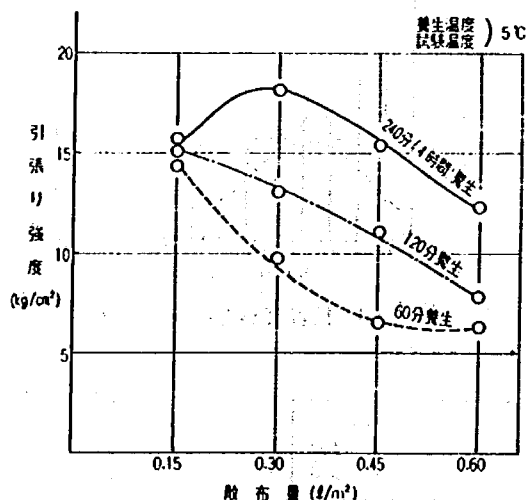


図-2 散布量と引張り強度の関係

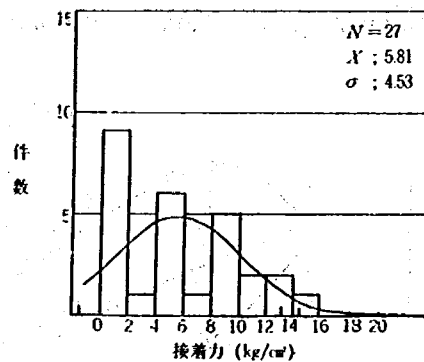
3. タックコート散布量が 0.15 kg/m^2 程度が良好であるという報文は、荒木らの研究を指しているものと思われる。ここでは低温時の引張試験から図-2の結果を報告している。これによれば、短時間の養生で引張強度が安定しているのは 0.15 kg/m^2 散布の時である。しかし引張り強度が大きいのは 0.3 kg/m^2 の時であることがわかる。一方、土木研究所が行った実橋における鋼床版舗装のコーによる引抜き試験結果 (気温 $5 \sim 10^\circ\text{C}$) では図-3の関係をj得ている。

ここで(B)はタックコートを施した部分からはがれたケースであり、これらの平均の接着力は 4.3 kg/cm^2 である。この値はタックコートの平均値的な最小接着強度といえる。

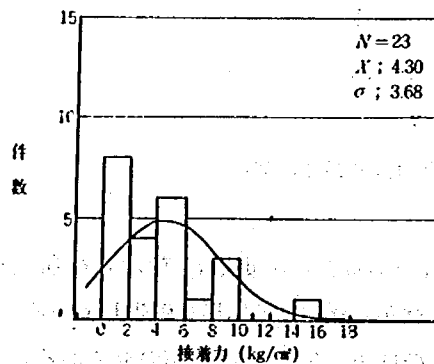
(C)は舗装とデッキプレート間ならびに舗装の上・下層間の接着力がアスコンの引張強度を上まわって舗装が破断したものである。(C)と(A)および(B)の正規分布曲線がクロスする部分の接着力は $8.0 \sim 9.0 \text{ kg/cm}^2$ であり、この程度の接着力がタックコート部分にあれば舗装の上・下層がはがれるケースが少ないものと推定できる。

さらに(C)グループに属するものを舗装の供用年数との関係でみると図-4の結果になり、供用年数とともにアスコンの引張強度も低下する傾向がうかがえる。

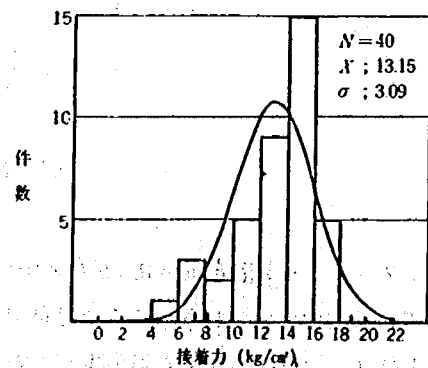
タックコートの接着強度はアスコンの引張強度を上まわる必要はないので、回帰直線の下限を施工直後の時期にもどすと $14 \sim 15 \text{ kg/cm}^2$ が推定できる。タックコートの接着強度がこの程度あれば、タックコート層が原因で舗装が破壊にいたるケースは極めて小さいと思われる。図-3、図-4の結果と図-2は試験方法に差があるものの近似した値であるので、塗布量は 0.15 l/m^2 で良いものと思われるが、下層にくるアスコンは鋼板のように平滑でなく、微



(A) 接着層からはがれたもの



(B) アスコン層の中央部分または表層と下層の境界ではがれたもの



(C) 吊金具の接着部分からはがれたもの

図-3 接着力のヒストグラム(単位 kg/cm^2)

視的な凹凸があるので散布面の均一性と接着強度の大きいことを考慮すれば $0.3 \ell/m^2 \sim 0.4 \ell/m^2$ がより望ましいと思われる。

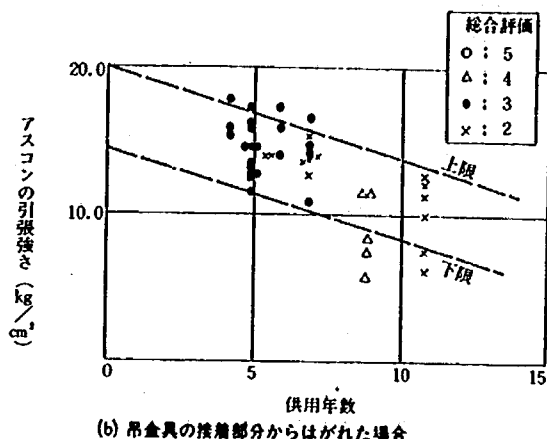


図-4 供用年数とアスコンの引張強さの関係

4. アスファルト舗装要綱に示された9種類の混合物についてマーシャル性状とホイールトラッキング試験を行い表-1の結果を得た。アスファルト量の共通範囲は全て1.0～1.2%であった。この値をもとにDSとアスファルト量(OAC)の関係を求めると図-5の関係になる。これによればDSへの効果はアスファルト量を減らすことが支配的であるが、実用上はアスファルト量を減らしたことによるマイナス面(耐ひびわれ性状)を考慮してアスファルト量を決める必要がある。設計アスファルト量と碎石量の関係を図-6に示した。アスファルト量を1.0%変化させることは碎石量をほぼ10%変化させることに対応する関係がうかがえる。DSの大きいものは、碎石量が多く同時にアスファルト量の少ない配合のものに認められる。しかし、⑨のように碎石量が50%近くありながらDSの低いものがあるので、DSへの効果はやはり、アスファルト量の決定が重要な原因であることがわかる。アスファルト量の共通範囲は最大1.2%である(図-7参照)ことから、共通範囲の中央値(OAC)から最大限ドライ側にアスファルト量を変えても(OAC-0.6)%までしか変えられず、(OAC-1.0)%は要綱以外の判断になると思われます。

一方、室内配合と現場配合を比較すると、プラントにおける練り上がり効果が異なることから、一般に前者は後者より(-0.2～-0.3)%ドライ側になるので、このことを考慮すれば約1.0%シフトさせることはまったく無いこととは言えない。しかしながら、アスファルト量を極端に減らすことはアスコンのひびわれ破壊(曲げ破断歪が小さくなる)の危惧があるので、

表-1 マーシャル試験及びホイールトラッキング試験結果一覧表

混合物の種類	粗粒度 アスコン			密粒度 アスコン (13)			密粒度 アスコン (14)			密粒度 アスコン (13)			密粒度 トップ アスコン (13)			密粒度 トップ アスコン (20F)			密粒度 アスコン (13F)			密粒度 トップ アスコン (13F)			密粒度 アスコン (13)					
	①			②			③			④			⑤			⑥			⑦			⑧			⑨					
砕石量 (%)	73.5			57.0			58.0			41.0			63.0			45.5			46.0			72.3			64.0			78.0		
セメント量 (%) (25mmフルイ通過量)	27.4			42.4			42.5			57.7			37.4			55.0			42.3			55.1			72.3			22.3		
材料の配合	F ₁ 定度			F ₂ 定度			F ₃ 定度			F ₄ 定度			F ₅ 定度			F ₆ 定度			F ₇ 定度			F ₈ 定度			F ₉ 定度			F ₁₀ 定度		
	配合			配合			配合			配合			配合			配合			配合			配合			配合			配合		
	フルイ通過量 (%)	20mm	97.5	98.5	97.5	98.7	100	100	100	100	100	100	97.5	99.1	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100	100		
	13	80.0	79.5	82.5	82.6	97.5	98.2	97.5	98.6	97.5	96.9	87.5	87.3	97.5	98.3	97.5	98.5	97.5	99.3	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	97.5	96.2	96.2		
	5	45.0	45.5	55.0	54.9	65.0	64.9	72.5	72.8	45.0	45.2	65.0	64.8	65.0	66.6	70.0	70.3	65	64.8	55	54.4	34.0	33.8	22.5	22.3	22.5	22.3	22.3		
	2.5	27.5	27.4	42.5	42.4	42.5	42.5	57.5	57.1	37.5	37.4	55.0	55.0	42.5	42.3	55.0	55.1	72.5	72.3	37.5	37.6	22.5	22.5	22.5	22.3	22.5	22.3	22.3		
	0.6	17.0	17.8	23.5	26.6	23.5	26.0	32.5	34.2	30.0	31.0	47.5	46.1	23.5	27.1	47.5	45.7	52.5	52.8	32.5	32.9	14	14.4	9.5	9.5	9.5	9.5	9.5		
	0.3	19.5	11.4	15.5	15.9	15.5	15.5	19.5	19.3	22.5	21.2	32.5	32.7	16.5	19.1	32.5	32.5	32.5	34.3	30.0	25.5	9.5	9.5	7	5.5	7	5.5	5.5		
	0.15	8.0	6.0	11.0	8.1	11.0	8.0	14.0	9.5	10.0	8.5	17.5	15.0	14.0	13.8	17.5	14.9	22.5	15.5	17.5	14.4	7	5.5	7	5.5	7	5.5	5.5		
	0.075	4.5	4.7	6.0	6.2	6.0	6.1	7.0	7.1	6.0	6.3	11.5	11.5	11.5	11.7	11.5	11.5	11.5	11.7	11.5	11.8	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5	4.5		
混合物の性質	実肉粉量 (%)	50	75	50	75	50	75	50	75	50	75	50	75	50	75	50	75	50	75	50	75	50	75	50	75	50	75	50		
	バインダー量 (%)	5.6	5.6	6.1	6.0	6.1	6.0	7.1	7.1	6.4	6.1	7.4	7.4	7.4	7.4	7.6	9.4	5.8	4.5	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3	4.3		
	密度 (g/cm ³)	2.340	2.356	2.345	2.355	2.345	2.355	2.327	2.319	2.340	2.325	2.384	2.290	2.244	2.361	2.245	2.260	2.245	2.260	2.245	2.260	2.245	2.260	2.245	2.260	2.245	2.260	2.245		
	空隙率 (%)	4.6	4.0	3.7	3.6	3.7	3.4	4.0	4.6	4.2	4.0	3.5	4.0	3.7	4.1	10.5	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6	9.6		
	粗粒率 (%)	17.3	16.8	17.6	17.3	17.6	17.3	19.8	18.9	18.8	24.5	15.5	20.9	24.1	17.5	19.8	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3	19.3		
	飽和度 (%)	74.0	76.0	77.0	80	78	80	80	76	77	80.5	78	80	84	75	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49	49		
	安定度 (kg)	890	985	1020	1150	1050	1220	980	1020	1040	1150	1080	1010	540	1170	620	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720	720		
	フロー値 (1/100mm)	26	27.5	30	29.0	24	24	26.5	27	24	34	32	35	38	30	27	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23	23		
	S/F (0.4×cm×10 ⁻⁴)	34	36	34	40	44	51	37	38	43	34	34	29	14	39	23	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32	32		
トンイタリ機械	密度 (g/cm ³)	2.536	2.356	2.366	2.367	2.359	2.353	2.311	2.342	2.343	2.322	2.338	2.299	2.262	2.366	2.262	2.274	2.274	2.274	2.274	2.274	2.274	2.274	2.274	2.274	2.274	2.274	2.274		
	肉内肉度 (%)	100.7	100.2	101.0	100.5	100.6	99.9	100.4	100.9	100.1	100.9	100.6	100.2	100.8	100.8	100.8	100.8	100.8	100.8	100.8	100.8	100.8	100.8	100.8	100.8	100.8	100.8	100.8		
	DS (mm)	1837	975	468	372	919	709	316	692	1155	210	800	485	557	302	3150	1117	1117	1117	1117	1117	1117	1117	1117	1117	1117	1117	1117		

*45℃の値

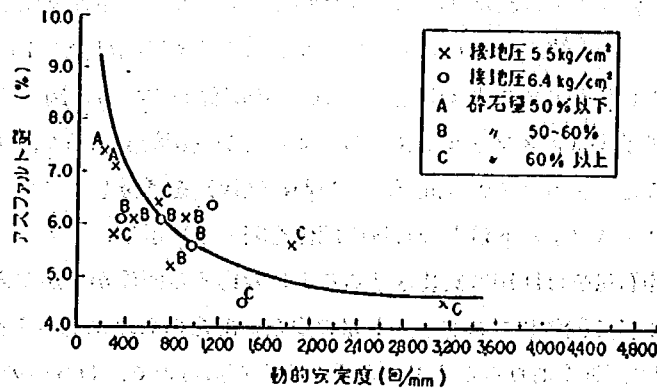


図-5 DSとアスファルト量の関係

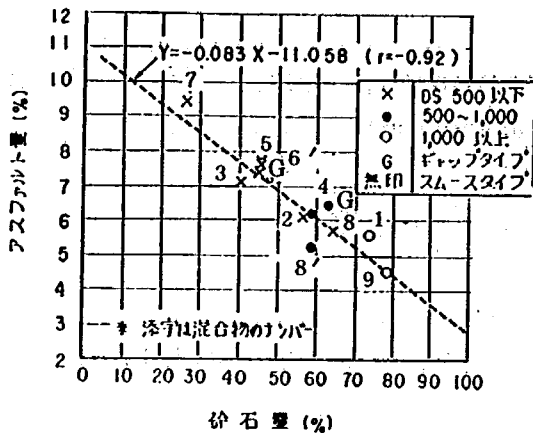


図-6 砕石量とアスファルト量の関係

要綱では最大限、OAC = 0.5% という判断を示しているので、この考え方に従っていただきたい。

参考文献

- 1) 首都高速道路協会：高架橋等の舗装に関する調査研究報告（54年度）
- 2) 清原ほか：市街地重交通路線の耐流動を考慮した舗装補修の試験工事、第13回日本道路会議論文集
- 3) 多田宏行：セミブローシアスファルトを用いた試験舗装
道路 1980-8
- 4) 荒木ほか：タックコートの養生および散布方法に関する2,3の検討
道路建設 No 40-1, 1981-6
- 5) 南雲ほか：鋼床版舗装の実態調査結果 舗装 Vol. 10, No 10 1975
- 6) 小島ほか：アスファルト混合物の動的安定度とマーシャル特性

土木技術資料 Vol 19, No 10 (1977)

(舗装研究室)

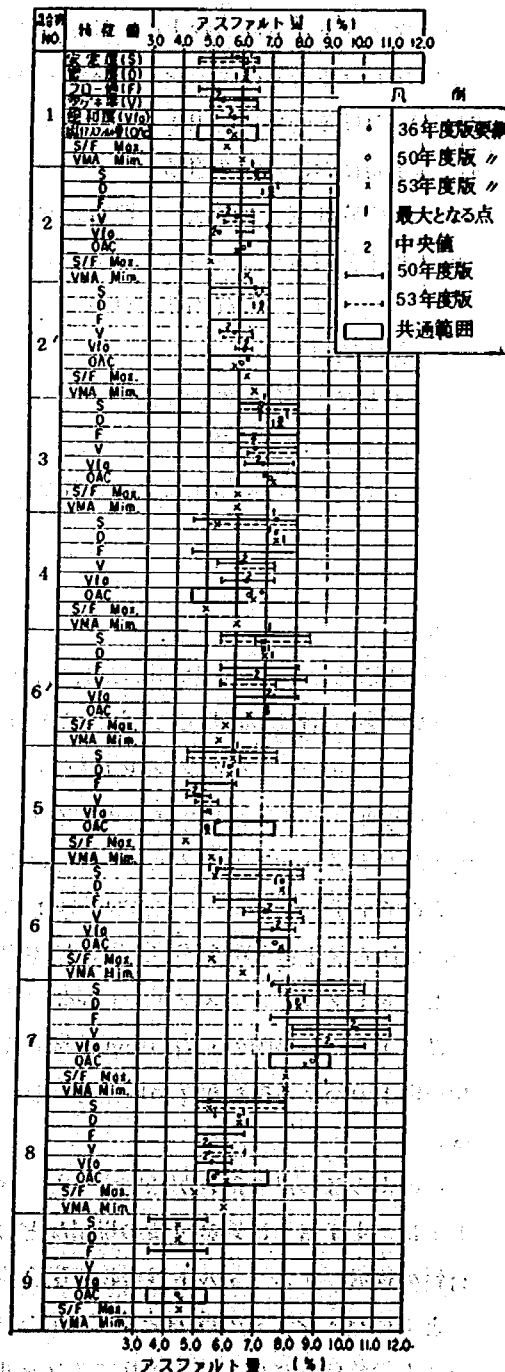


図-7 設計アスファルト量のちがひ

道-11 セミブローンアスファルトを使用したアスファルト合材について

(質問)

1. 合材の粒度及びアスファルト量について
 - (イ) コンクリート舗装版上における修繕工事の基礎及び表層の粒度及び示方アスファルト量
 - (ロ) アスファルト舗装版上における修繕工事の表層の粒度及びアスファルト量
2. (1)における合材のマーシャル試験の基準値
3. (1)における合材に使用するセミブローンアスファルトの規格
4. 施工時における注意事項
 - (イ) 温度管理 (アスファルト温度, 混合温度, 初転圧温度)
 - (ロ) 施工継目 (ホットジョイント or コールドジョイント, ジョイント施工方法)
 - (ハ) タックコートに使用する材料
 - (ニ) 転圧機種
 - (ホ) 現場密度 (施工例の実体)
 - (ヘ) その他の注意事項
5. コンクリート舗装版上に施工された事例

(松山工事事務所)

(回答)

重交通道路のわだち掘れ対策には、アスファルト混合物の材料の選択、配合設計、施工法の改善など種々な注意が必要であるが、このうちバインダーの一つとして最近話題になっているものにセミブローンアスファルトがある。質問はセミブローンアスファルトを用いる場合の合材粒度、アスファルト量、セミブローンアスファルトの規格、及び施工時における注意事項などセミブローンアスファルトを用いる場合についての幅広い質問となっている。

そこでまずセミブローンアスファルトについてこれまでに得られた試験舗装の調査結果を中心に全体的な注意事項を述べ、次に具体的な質問事項について回答する。

1. セミブローンアスファルト開発の背景

表-1は、わが国の国道の路面性状の実態の一例である。

40mm以上のわだち掘れが7%以上もあり、全体の50%以上が20mm以上のわだち掘れとなっている。

このようなわだち掘れが発生すると、水はねや走行安全上の問題となるわけで、この対策としては、まず第1に過載車輛の規制などの交通対策が大切である。次に舗装の対応策としては、材料の選択、アスファルト混合物の配合設計法の改善などが考えられる。

とくにバインダーの改質という面に注目すると、昭和53年6月に改定となったアスファルト舗装要綱には、ゴム入りアスファルトなどと並んで、セミブローンアスファルトが採り

入れられている。

これは、アスファルトに特殊な材料を添加せずに、アスファルトそのものの品質を改良することによって、流動・わだち掘れを防ぐことができないかということで、日本アスファルト協会のアスファルト舗装技術委員会（委員長 多田宏行氏）ならびに建設省の建設技術研究補助金事業としてアス協内に設置された建設技術研究特別委員会（委員長 昆布谷竹郎）が中心になって実施した研究の成果が生かされたものとなっている。

この委員会の活動によって表-2に示しているようなセミブローンアスファルトの規格が要綱の中に採り入れられるに至ったものである。

ここでACはアスファルトセメントの略をACといているわけである。

表-2では従来の規格に変わって60℃粘度、動粘度、粘度比などが新しい項目となっている。特に、60℃粘度は舗装の流動現象を評価するのに最も適切であるということから選ばれたものである。

表-1 わが国の路面性状の実態

(単位: 0.1km)

わだち掘れ ひびわれ率 (%)	0	1-5	6-10	11-15	16-20	21-25	26-30	31-35	36-40	41-45	46-50	51-55	56-60	61%以上	合 計	
															延長	割合
0	0	29	547	876	729	620	524	457	298	145	69	24	9	8	4,335	38.8%
0.1-5	0	35	502	933	837	654	504	413	318	164	67	24	11	9	4,481	40.1%
5.1-10	0	13	118	160	140	145	98	79	54	24	18	4	2	2	857	7.7%
10.1-15	0	4	57	84	74	58	42	30	28	21	9	5	5	3	429	3.8%
15.1-20	0	4	38	48	49	36	40	38	18	15	4	2	1	2	295	2.6%
20.1-25	0	2	16	23	33	29	26	26	26	2	2	3	1	2	201	1.8%
25.1-30	0	2	25	23	21	21	25	17	16	9	5	0	0	0	164	1.5%
30.1-35	0	0	7	17	14	19	13	12	7	6	7	2	2	1	107	1.0%
35.1-40	0	0	1	9	7	11	17	10	17	6	5	2	0	1	86	0.8%
40.1-45	0	0	3	9	11	4	7	13	6	5	2	0	1	0	61	0.5%
45.1-50	0	1	6	5	1	14	5	8	4	2	2	1	0	1	50	0.4%
50.1-55	0	0	2	1	4	5	5	9	6	1	1	0	0	0	34	0.3%
55.1-60	0	0	1	2	4	2	6	3	4	1	1	0	0	0	24	0.2%
60.1%以上	0	0	3	4	7	8	7	13	8	3	2	1	0	0	55	0.5%
合 計	0	90	1,326	2,194	1,831	1,636	1,319	1,137	810	414	194	68	32	29	11,180	100.0%
累 計	0%	0.8%	11.9%	19.6%	27.3%	34.9%	41.8%	48.2%	54.4%	59.7%	64.3%	67.8%	70.0%	71.5%	100.0%	

出典 第3回建設省技術研究委員会

表-2 セミブローンアスファルトの規格

セミブローンアスファルトは均質で水分を含まず、180℃まで加熱してもあわ立たないものであって、次の規定に適合しなければならない。		
項 目	種 類	AC-140
粘 度 (60℃) poise ^①		14,000 ± 4,000
動 粘 度 (180℃) cSt ^②		200 以下
薄膜加熱重量変化 %		0.6 以下
針 入 度 (25℃, 100 g, 5 秒)		40 以上
三塩化エタン可溶分 %		99.0 以上
引 火 点 ℃		260 以上
比 重 (25℃/25℃)		1,000 以上
粘 度 比 60℃ (薄膜加熱後/加熱前)		6 以下

(注) ① 60℃の粘度は減圧毛管式粘度計で測定する。試験方法は日本アスファルト協会試験法規格 JAA-001 (石油アスファルト絶対粘度試験方法) による。

② 動粘度は毛管粘度計を用いて測定する。140℃, 160℃の測定値も明示しなければならない。他の測定器によって測定して動粘度を算出した場合は、測定器の形式と換算式を示さなければならない。

2. セミブローンアスファルトの規格

次に60℃粘度の規格 14,000 ポアズというのは次のような検討を経て決められたものである。
この値を出すについては室内実験として図-1の水浸ホイールトラッキング試験を行っている。

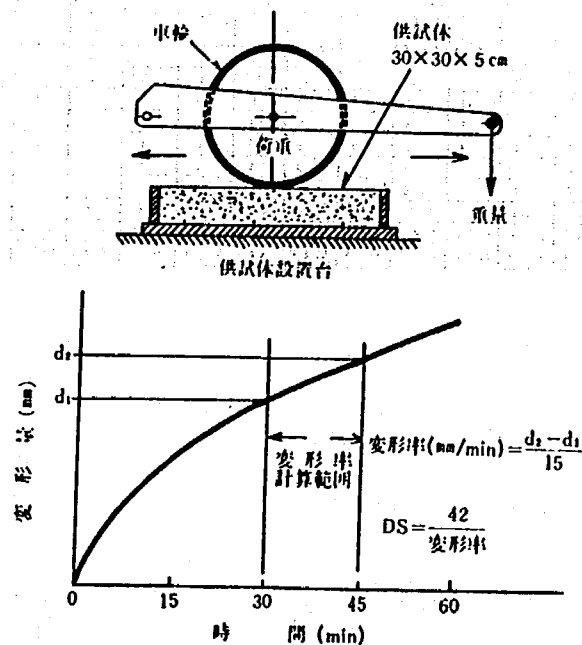


図-1 ホイールトラッキング試験要領

図-1 上図の車輛が通過する位置の供試体上に生じる変形量を時間とともに記録すると、図-1 下図の曲線が得られる。そこで供試体の変形度合を所定時間内の変形量で表わし、下図に示す式のとおりの変形率で表わす。現在のアスファルト舗装要綱の試験法では試験開始後45分から60分までの15分間を変形率の計算基準にとっているが、この研究の時は要綱改訂前であったので、30分から45分までをとっている。また、動的安定度DSの値は下図にある式から求められる。

そこでまず、いろいろな粘度のアスファルトによる密粒度アスコンの供試体を作り、その水浸ホイールトラッキング試験を60℃で行った。こうした実験で得られた変形率を、その試験条件におけるアスファルト粘度で整理してみると図-2のようになり、試験時のアスファルト粘度と変形率の間には良い相関関係の得られることがわかった。

以上の試験結果と諸外国の中でわだち掘れの少ない国が用いている混合物値などを参考にし、変形率の目標を0.023として、60℃粘度の値を14,000ポアズとしたものである。また、 $\pm 4,000$ ポアズはセミブローンアスファルトを製造するための最少限必要な管理幅である。

なお後述するように、52年、53年の試験結果から新たに10,000ポアズ程度の品質のものを作成し、56年度に試験することとしている。

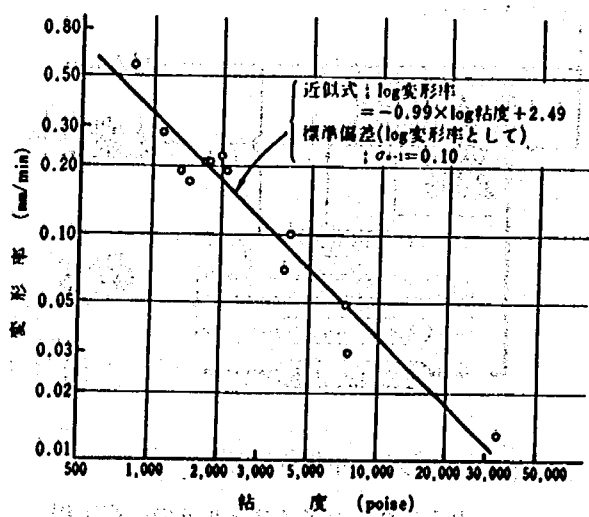


図-2 任意温度におけるアスファルト粘度と密粒

度混合物の水浸WT試験変形率の相関関係

次に規格の中で特徴的なのは粘度比であるが、これは次のようにして決めた。

粘度比とは、加熱前のアスファルトの60℃粘度に対する、薄膜加熱後アスファルトの60℃粘度の比率をいうもので、この数値が大きいということは加熱によってアスファルトの粘度変化

が大きいことを意味する。アスファルトの60℃粘度が大きくなると、この粘度比も大きくなる傾向にある。あまり粘度比が大きくなると、混合時や加熱混合物の運搬時にアスファルトが硬くなって、舗装が割れ易くなるということになる。試験施工の結果やアメリカの規格などを参考にして6倍以下と定めたものである。

3. セミブローンアスファルトの製造

一般にストレートアスファルトは、基本的には原油中にもともと含まれているアスファルト分を常圧、減圧蒸留という操作により濃縮して製造するものである。

順序としては、図-3に示すとおり、原油をまず常圧蒸留にかけ、LPG・ガソリン・灯油・軽油を製造するが、このあと常圧残油は、まだアスファルト分の濃度が低いため、軟かすぎてアスファルトとしては使えないので、これをさらに減圧蒸留にかけて規格に合った製品とすることもある。なお、この他、比較的軟かい減圧残油を溶剤脱れきして固いアスファルトを分離し、これと減圧残油とを混合して規格に合格するものとしたものをも含めて、ストレートアスファルトと総称している。

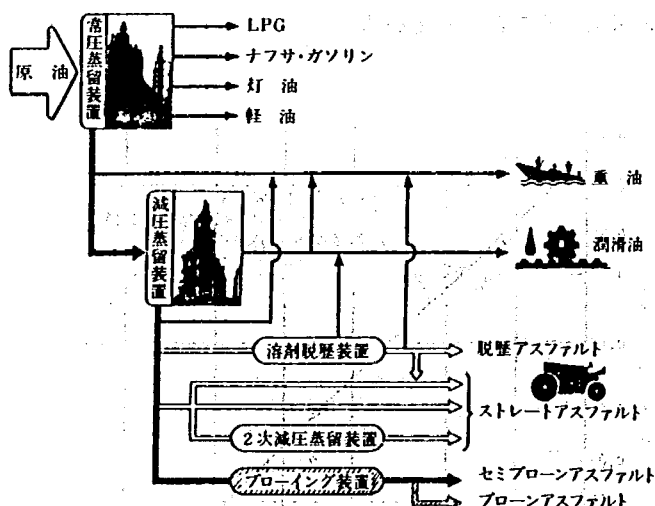


図-3 ストレートアスファルトと
セミブローンアスファルトの生産工程

図-4に、蒸留操作での軽質分の除去に伴うアスファルトの針入度の変化と、それに対応する60℃粘度の変化を示したが、これを見ると、ストレートアスファルトの場合、針入度の変化と60℃粘度の対数の関係が直線関係にあることがわかる。

次にセミブローンアスファルトは、軟かい原料を高温下で酸素と反応させることにより、元々含まれているアスファルト分に加え、新たにアスファルト成分を作り出して、適当な固さに

するものである。アスファルト分の濃縮だけによるストレートアスファルトの製造法とはかなり異なる。

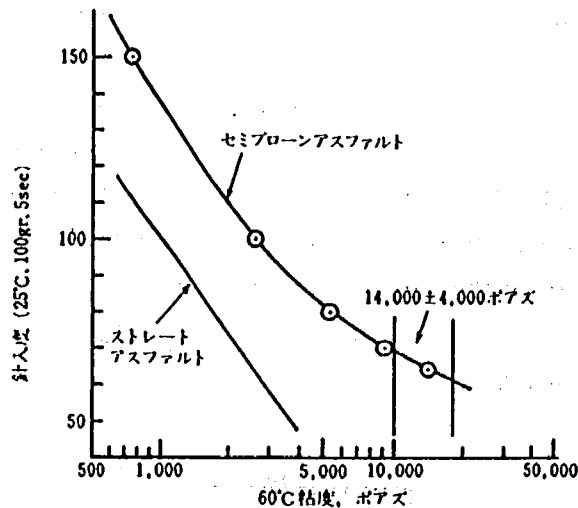


図-4 針入度と60℃粘度の関係

セミブローンアスファルトの製造方法を図-5によって説明すると、減圧残油もしくは、これに少量の潤滑油留分を加えた原料油を加熱炉で250～300℃に加熱し、これを反応槽に移し、空気を吹込みながら、数時間反応させて製造する。

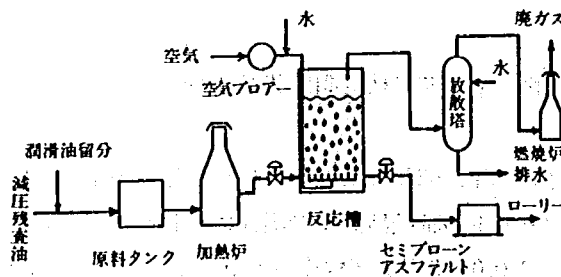


図-5 回分式ブローイング装置系統図

反応によるアスファルト成分の割合を極端に高めたものが、防水工事などに使われる、いわゆるブローンアスファルトであるが、セミブローンは、ストレートアスファルト本来の特性を残しながら、かつ、粘度を高め、流動に強い特性を付与するため、ブローンに比べ反応より生成するアスファルトの比率を比較的強く押えて製造している。

セミブローイングの進行に伴う針入度と60℃粘度の関係は図-5に示すとおりで、ストア

スと比較するとセミブローンの特長が良く判ると思われる。すなわち、セミブローンは同一針入度での60℃粘度がストレートに比べて高いこと、セミブローイングの進行、つまり針入度の低下に伴ない、その差がますます拡がる傾向があることなどである。

4. 60℃粘度の測定

前述のようにセミブローンアスファルトは60℃における粘度が重要な特長となっているが、その測定は減圧毛管粘度計で測定することになっている。その測定法は次のように行う。

図-6が減圧毛管粘度計の概念図である。はじめに60℃の恒温槽に減圧毛管粘度計を浸漬し、試料アスファルトを図のように入れる。試料温度が完全に60℃になったところで、左側の真空ポンプを作動し、減圧一定装置で管内を一定の真空度に保ちながら毛管粘度計中のアスファルトを引っ張り上げる。毛管内の一定の距離を引っ張り上げるに要する時間からアスファルトの粘度を求めることができる。

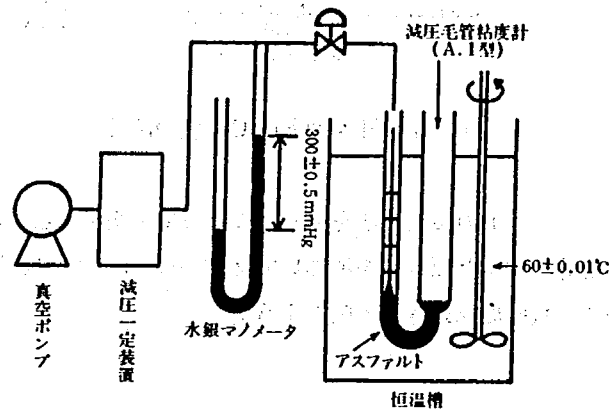


図-6 60℃粘度測定装置 (JAA-001)

なお、後述するように昭和52年、53年の試験結果をふまえて昭和56年度には、全国11ヶ所においてセミブローンアスファルトの試験舗装が計画され、現在実施されつつある現状である。この試験舗装では新たに10,000ボアズ程度の性状のセミブローンアスファルトが試験されることとなっているが試験に先立ち、粘度の試験法について共通試験を実施した。この試験にあたって前述の日本アスファルト協会制度のJAA-1による試験法では、資料の採取や準備など細部の規定が明らかな点があり、土木研究所では試験法の原案をまとめつつあるが、その試験法原案に則って試験を実施したものである。

試験結果を表-3に示すが、土木研究所原案の試験法によると試験機関が異なっても精度のよい値が得られることがわかる。

表-3 セミブローンアスファルトの60℃ 粘度共通試験結果

(56年8月実施11機関)

試験項目 試験機関	原アスファルトの60℃ 粘度			薄膜加熱後の 60℃ 粘 度			薄膜加熱後 の質量変化 率 (%)	粘度比	備 考
	$\bar{P}$	σ_n	V	$\bar{P}$	σ_n	V			
1	9810	18239	1.86	33600	57626	1.72	-0.10	3.43	
2	9300	17988	1.93	32500	23570	0.73	-0.08	3.49	
3	9740	33.00	0.34	27300	169.97	0.58	-0.13	3.01	
4	9530	196.19	2.06	31800	16330	0.51	-0.038	3.34	
5	10500	47.14	0.45	23800	21602	0.91	-0.14	2.27	
6	9960	35368	3.55	32700	97411	2.98	-0.08	3.28	
7	9790	2000	0.20	34700	32660	0.94	-0.02	3.54	粘度管2本
8	10300	7071	0.69	47300	100.00	0.21	-0.06	4.59	粘度管2本
9	9580	10209	1.07	30000	1102.52	3.68	-0.004	3.13	
10	*1)10400	400.00	3.85	*2)26400	° 25000	° 0.95	-0.086	2.54	*1) 粘度管2本 *2) 粘度管1本の2回平均
11	9190	11860	1.29	*3)32400	64657	2.00	-0.05	3.53	*3) 粘度管2本
全平均	9830	15488	1.57	32200	43282	1.38	-0.072	3.29	
標準偏差	411.72	-	-	567452	-	-	-0.041	0.57	
変動係数	4.19	-	-	17.62	-	-	-56.94	17.33	
max	10500	400.00	3.85	47300	1102.52	3.68	-0.14	4.59	
min	9190	2000	0.20	23800	100.00	0.21	-0.004	2.27	

5. セミブローンアスファルトの性状

52年、53年に全国約90工区においてセミブローンアスファルトを用いた試験舗装を実施したが、そのうち53年度に実施したセミブローンアスファルトの性状を表-4に示す。比較のためにストレートアスファルトの値も同時に測定しているので参考にされたい。これらによるとストレートアスファルトと比較して60℃粘度がほぼ4倍（40/60の場合と比較）の値になっていることがわかる。

表-4 セミブローン、ストレートアスファルトの性状

項 目	種 類	セミブローン(1) アスファルト (A C-140)	ストレートアスファルト (2)		
			40~60	60~80	80~100
粘 度 (60℃) poise		13,800±2,100	(3,110)	(2,430)	(1,290)
動 粘 度 (140℃) cSt		(500~1,110)	(366~717)	(137~506)	(111~424)
	(160℃) "	(177~393)	(148~296)	(55~241)	(60~214)
	(180℃) "	(75~165)	(69~140)	(27~102)	(24~126)
薄膜加熱重量変化	%	0.29減~0.21増	0.11減~0.12増	0.23減~0.13増	0.30減~0.12増
針 入 度 (25℃, 100g, 5秒)		49±6	45~57	60~80	80~99
三塩化エタン可溶分	%	99.4~99.9	99.7~99.9	99.0以上~99.9	99.0以上~99.9
比 重 (25℃/25℃)		1.012~1.031	1.0293~1.0398	1.019~1.0409	1.0130~1.0381
粘度比 (薄膜加熱後/加熱前)		3.9±0.6	(1.9)	(2.2)	(1.2)
軟 化 点	℃	(54~60)	49.0~53.5	45.0~52.5	44.0~48.5
伸 度 (15℃)	cm	(46)	100以上	100以上	100以上

注(1): 53年度試験舗装使用製品の性状範囲

注(2): 54年度市販アスファルトの性状範囲 (アスファルト誌, № 124より)

() 内は道路協会規格外項目

6. 試験舗装

セミブローンアスファルトを用いて52年、53年に全国20箇所、約90工区の試験舗装を実施した。試験舗装の個所選定に当っては目的が充分達せられることが大切であり、次の点を考慮して選定した。

- ① 交通条件は大型車交通量が、CまたはD交通区分であること。
- ② 道路条件は、曲線および縦断勾配がきつくない所、具体的には、直路であり勾配が7%以下がよい。
- ③ 1区間の延長は、使用アスファルトの受け入れ条件等を考慮して、100m以上。これは、幅(W)=7.0m、施工厚さ5cmと仮定して、アスファルトタンクに受けたときに残存アスファルトととのコンタミによる粘度低下を防ぐ意味から、最少の受け入れ量として5~6t以上必要となるので、設計アスファルト量を5.5%で計算すると、 $l=130$ m程度となることから1区間の延長は100m/工区以上とした。

④ 修繕工事の場合は、既設舗装の舗装構成、材料が明らかであり、しかも、施工前の路面わたり量を調べることに。

⑤ 改築工事の場合は、CBR、TA、舗装構成、配合や、施工直後のたわみ量も明らかにすること。

以上の条件をもとに実施した試験舗装箇所の一覧表を表-5に示す。

53年度は、10機関で37工区、53年度は9機関で53工区、合計19機関、90工区に及んでいる。ここで1工区とは、試験舗装にとり上げる要因のアスファルト量、混合物の粒度、表層と基層の適用箇所などが変れば、これを1工区としている。

なお、アスファルトの欄にAC-80とあるのは、60℃粘度が8,000ポアズ相当の検討も必要であろうということで採りあげたものである。60℃粘度は8,000±2,000ポアズで、他の規格項目はAC-140と同じである。

アスファルト混合物の種類は、密粒(20)、密粒G、粗粒が中心で、アスファルト量はOACによるものが主体となっているが、なかには、OACより一律0.3、0.4、0.5%マイナスとしたもの、あるいは共通範囲の下限值にしているものなどがある。

表-5 試験舗装箇所一覧表

年 度	工事事務所名	要 因			区 間 数	修 繕 工 法	メーカ-	備考
		アスファルト	混 合 物	アスファルト量				
52	大 宮 国 道	AC-140	密 粒 (20) 粗 粒 (20)	OAC	2	オーバーレイ	富士興山	ア
	相 武 国 道	AC-140	密 粒 (20) 密 (20)	OAC	2	(改 築)	shell	ア
	川 崎 辰 巳	AC-80	密 粒 (20)	OAC	2	オーバーレイ	shell	ア
	国 道 有 明	AC-80	密 粒 (20)	OAC	2			
	横 浜 国 道	AC-80	密 粒 (20)	OAC	5	オーバーレイ	shell	コ
		AC-140 ストアス			[交差点部2] [単路部1]			
	名 古 屋 国 道	AC-140	密 粒 (20) 粗 粒 (20)	OAC	8	オーバーレイ	shell	ア
			粗 粒 G (25) 粗 粒 (25)		[交差点部4] [単路部4]			
	大 阪 国 道	AC-140	密 粒 (13)	共通範囲の下限值	1	オーバーレイ (高架部)	大 協	★
	兵 庫 国 道	AC-140	密 粒 (13)	共通範囲の下限值	1	オーバーレイ	丸 善	ア
53	神奈川県藤沢土木	AC-140 (製造方法が異なるもの2種)	密 粒 G (20) 粗 粒 (20)	OAC	2	オーバーレイ	目石・三菱	ア
	東京都浦安	AC-140	密 粒 (13)	OAC	1	打 換 え	日 石	ア
	川 崎 国 道	AC-80 AC-140 ストアス40~60	密 粒 (20) 密 粒 (20)	OAC±0.3	11	(改 築)	富士興山	ア
	滋 賀 国 道	AC-140 AC-80 ストアス60~80	密 粒 (13) 密 粒 (13)	OAC OAC±0.4	18	オーバーレイ	日 石	ア
	岡 山 国 道	AC-140 ストアス60~80 ゴムアス	密 粒 (20) 密 粒 G (13) 粗 粒 (20)	OAC±0.3 共通範囲の下限	11	オーバーレイ	三 菱	ア
	香 川 工 事	AC-80 ストアス60~80	密 粒 (13) 粗 粒 (20)	OAC	8	(改 築)	三 菱	ア
	首都高速	AC-140 AC-80	粗 粒 G (20) 密粒下限 (20)	VMAの最小点	5	オーバーレイ (高架部)	日 石	コ
	名古屋寺部高速	AC-140	密 粒 (13) 粗 粒 (20)	OAC	1	(改 築) (高架部)	shell	コ
	要 町	AC-140	密 粒 (20) 粗 粒 (20)	OAC	2	オーバーレイ	shell	ア
	千葉県舗装補修事務所	AC-140	密 粒 (20)	OAC	1	オーバーレイ	shell	ア
	千葉県三田	AC-140	密 粒 (20) 粗 粒 (20)	OAC	1	オーバーレイ	shell	ア
	千葉県君津	AC-140	密 粒 (20) 粗 粒 (20)	OAC	1	オーバーレイ	shell	ア
	千葉県葛南土木	AC-140	密 粒 (20)	OAC	2	オーバーレイ	日 石	ア
	大阪府岸和田	AC-140	密 粒 (20)	OAC	1	オーバーレイ	日 石	ア
	岸和田	AC-140	密 粒 (20)	OAC	1	オーバーレイ	日 石	ア
	土木貝塚	AC-140	密 粒 (20) 2層	OAC	1	オーバーレイ	日 石	ア
合計90工区							◆鋼床版	
＊1 混 物 密粒 (20) : 密粒度アスコン, 竹材最大粒径 20mm 粗 粒 : 粗粒度アスコン 密 粒 G : 密粒度ギャップアスコン ＊2 アスファルト量 共通範囲の中央値で決めているものは単に OACと記している。								
(ア) : アスファルト上のオーバーレイ (コ) : コンクリート上のオーバーレイ								

備考に示したように一般的にはアスファルト舗装のオーバーレイが多く、コンクリート舗装のオーバーレイは1個所となっている。アスファルト舗装とコンクリート舗装の違いによってオーバーレイの混合物の種類を特に変えてその違いを見たいというところにはない。どちらの場合も粒度は表層に密粒(20)、基層には粗粒(20)が一般的で、表層に密粒ギャップや、粗粒ギャップを用いた例もある。セミブローンアスファルトを用いた混合物では若干のアスファルト量の変化によって、表面性状がかなり異なったものとなることから、これらの変化に対して比較的安定している密粒アスコンが適しているものと考えられる。また、支持力が低い所に用いた例では早期にひびわれが発生した例があるので、セミブローンアスファルトを用いる場合には特に路盤条件が良い所が望ましいものと考えられる。また、できるだけセミブローン層の厚さを厚くした方がよいように思われる。

なお、試験にはAC-140以外にAC-80を比較のため用いている。

7. 試験舗装の結果

これらの試験舗装の調査結果は次のとおりとなっている。

セミブローン適用の主目的が、耐流動性の高い表層材の開発にあるわけなので、まず耐流動について、わだち掘れと大型車累積交通量の関係について整理したのが図-7である。

一般に交差点部では、静止や制動荷重によって、単路部に比べわだち掘れが大きくなる。ストアスと比較するために直枝(23回)の結果を図中に点線で示してある。100万台、300万台時において、図に示したようにセミブローンはストアスの1/2程度のわだち掘れであることが判る。

次に、道路維持修繕要綱に示されている式によって、舗装のサービス指数PSI(Present Serviceability Index)を計算し、累積大型車交通量(N)との関係を調べたのが、図-8である。

実線で示すAC-80、AC-140を用いた個所のPSIの推移は、破線で示すストアスライン(第34回建設省直轄技術研究会データ)より良い傾向が認められる。

表面処理が必要となるPSIの水準は3とされているが、この水準に達するNの値を直枝のラインとの差で求めると、 $N = 300 \times 10^4 \sim 400 \times 10^4$ の差になる。この値はD交通区分道路での下限値である大型車交通量、3,000台/日・方向の交通量で計算すると、3~4年舗装のサービス性が改善されると推定される。

しかし、80%包絡線からはずれた位置で、極端に悪い例もあることを見逃してはいけないと思われる。このように悪い個所は、アスファルトの60℃粘度、および粘度比が規格からはずれたものを使用した個所に限定されている。このようなことから、規格に合格したセミブローンアスファルトを使用することが極めて重要である。

図-9は舗装、切取り供試体またはプラント製造混合物による供試体のホイールトラッキング動的安定度(DS)と原アスファルトの60℃粘度との関係を示したもので、一見してバラ

ツキが見られるが、この関係は室内実験でのアスファルト60℃粘度とホイールトラッキングDSとの関係とほぼ一致しており、60℃粘度の妥当性がある程度確認できた。この図のバラツキが大きいのは、種々の混合物が混っているためでありちなみに密粒アスコンのOACだけに限定してみると、かなり相関が良いことがわかる。なお、図には示していないが、DSの大きさと路面のわだち掘れ量との関係を調べてみると、 $DS < 1,500$ 回/mm のレベルでは、わだち掘れが大きくなる傾向があり、アスファルト舗装要綱のDS目標値1,500回/mmの妥当性が確認された結果となっている。

図-10は、傾向的に見ると、DSがおおきいほどひびわれ率が大きくなっている。ただし、横軸右側にあるひびわれ率0%の2～3の点は首都高速の例であり、コンクリート床版上のように、基盤が堅固な場合にはDSが大きくても問題はないようである。 $DS = 8,000$ 回/mm付近にあるひびわれ率の大きい点は、粘度規格の上限を外れた場合の例であるが、これを考慮しても、ひびわれ防止を考えた場合は、概略的に $DS = 4,000$ 回/mm 程度ではないが、したがって、わだち掘れ防止とひびわれ防止の両方を考慮した場合、セミブローンに限定して言えることは、DSは1,500～4,000回/mm程度が適当ではないかと考えられる。

試験舗装では各種混合物とそれに対するアスファルト量を変化させたものが幾つか実施されているが、そのうち、表層用としての密粒と密粒ギャップについてみると、密粒ギャップは確かに耐流動性に優れた混合物であるが、締り易い混合物であるため、一般的に密粒よりアスファルト量が少なくなり、アスファルト量の変動に対して敏感な混合物であると言える。とくに、OACのマイナス側になったとき、ひびわれに対してかなり厳しい条件になるようで、密粒よりもひびわれが多く見られている。このようなことを考慮すると、セミブローンアスファルトを用いる場合は、密粒度がよいと考えられる。ただし、コンクリート床版上の場合はギャップタイプでも大丈夫であると思われる。

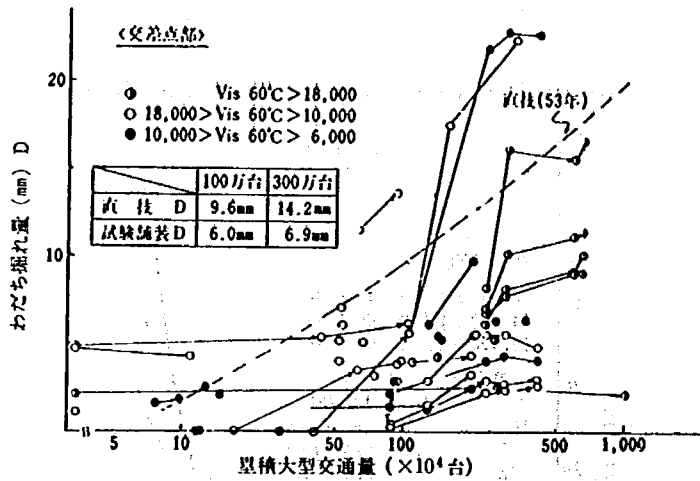
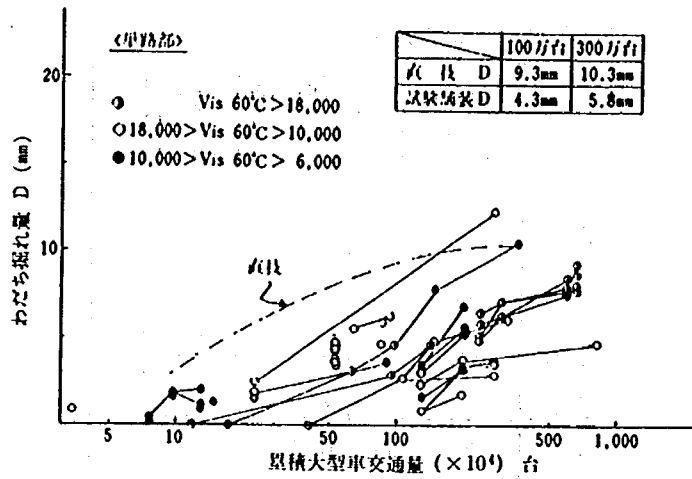


図-7 累積大型車交通量(N)とわだち掘れ量(D)の関係

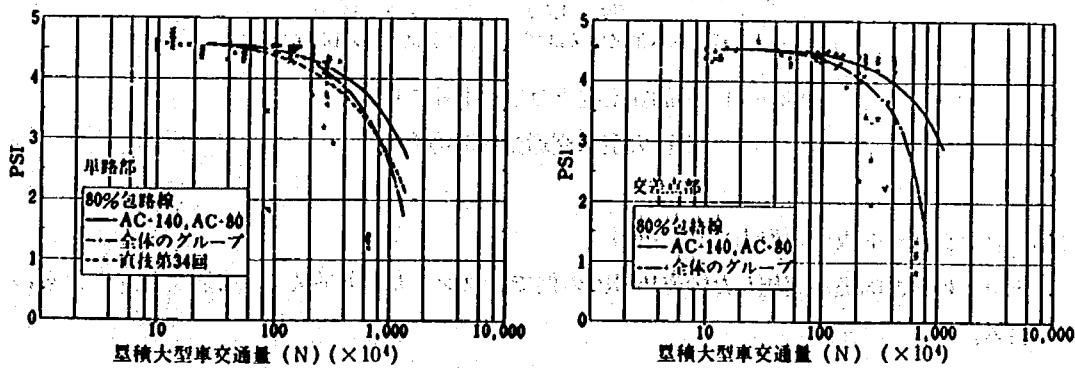


図-8 累積大型車交通量(N)と供用性 (PSI) の関係

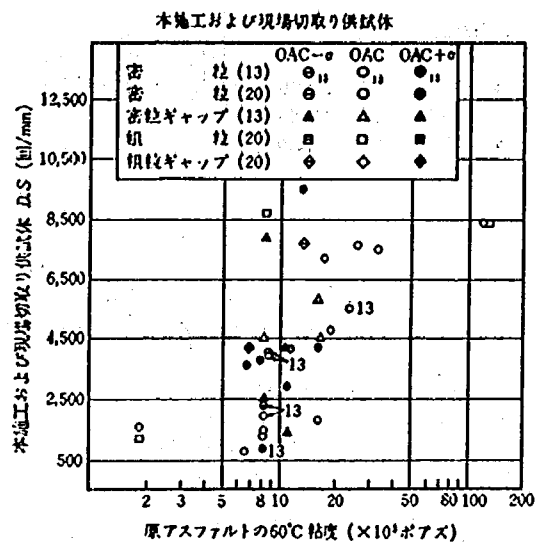


図-9 原アスの60℃粘度と混合物の動的安定度

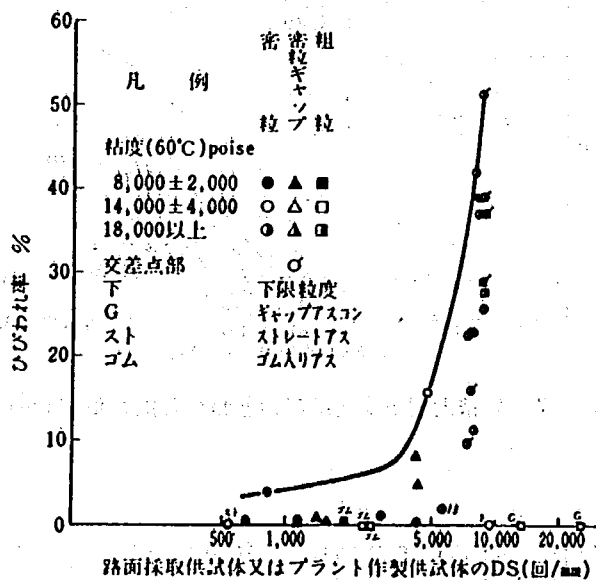


図-10 動的安定度とひびわれ率の関係
(累積大型車交通量 300万台レベル)

8. コンクリート版上に施工された事例

表-6 は横浜国道が実施した国道16号線の例で、コンクリート舗装上に2層で施工したものである。

表-6 コンクリート舗装のオーバーレイの例

工事事務所名		横浜国道	路線名	国道16号	施工年月日	52.12.6~7	52.12.14~15
工 区		神奈川縣綾瀬町小園、上川井舗装修繕工事					
アスファルトの 種類・性状	メーカー	シェル石油					
	種類 (AC針入度級)	AC-80		AC-140			
	粘 度 (60℃) ポアズ	—		26.170			
	針入度 (25℃)	54		49			
	軟化点 (R&B) ℃	59.0		62.5			
	TFO接粘度 (60℃) ポアズ	179,900		—			
	粘 度 比						
	伸 度 (15℃)						
	調査年月日						
	粘 度 (60℃) ポアズ	336,700		340,200			
	原アスとの粘度比	(—)		13.0			
	針入度 (25℃)	34		34			
	軟化点 (R&B) ℃	74.5		74.5			
	伸 度 (15℃)	3.2		3.2			
混 合 物 の 種 類 ・ 性 状	種類 (表層・基層ごとの種類)	密粒度 (20)		密粒度 (20)			
	粘 2.5mm通過量%	42.5		42.5			
	0.6 "	24.0		24.0			
	度 0.074 "	6.0		6.0			
	骨材の種類	粗骨材					
	細骨材・混合のとき比率	S/SC = 16		S/SL = 16			
	アス量の範囲 %	5.2~5.85		5.5~6.2			
	設計アス量の決め方	中央値		中央値			
	OAC %	5.6		5.85			
	S. F. S/F	S/F=55		S/F=56			
	空けき率 %	3.3		4.2			
	VMA %	16.4		16.8			
	DS 回/mm	—		—			
	基準密度	2.364		2.361			
本 施 工 品 質 管 理 の 性 状	空けき率 %	3.4		3.2			
	S. F. S/F	S=1442 S/F=48.9		S=1599 S/F=49.2			
	DS 回/mm	—		—			
	アス量 %	5.62		5.86			
	2.5mm 通過量%	42.1		41.9			
	粘度 2.5mm	22.7		23.7			
	0.6 "	5.8		5.9			
	0.074 "	99.1		99.2			
	現場切取試体	DS 回/mm		7241			
	アス量 %	5.61		5.86			
	2.5mm 粘 度	43.2		42.9			
	0.6 粘 度	23.6		22.3			
	0.074 粘 度	5.9		5.7			
	調査年月日						
供 用 性 能	最大						
	最小						
	平均						
	縦断凹凸	mm					
	縦断凹凸	mm					
	ひびわれ率%	調査区間面積					
	たわみ量mm/路面温度 ℃						
	新設、打換、オーバーレイの区別	打換及びオーバーレイ					
	切土盛土の別、横断 (コンクリート鋼床版)						
	路 床 CBR						
	構成断面図	密粒度 (20)AC-80 密粒度 (20)AC-140 5cm 粗粒度 (20)ストラス 5 セメントコンクリート舗装 20 マカダム 10 砕 石 30					
	交通量	大型交通量 台/日・方向		上り: 7448 下り: 7616			
	車 線 数 (片側)	乙 車 線					
	施工場所	交差点					
	日照、日陰の別						
	平面線形 (直線、曲線の別)	直 線 部					
	縦断勾配 %						
備 考	調査年月日						
	全体的な目視の特徴 (主なひびわれが出て いる位置、ジョイント開きの有無)						
	施工条件 (Hot Joint, Cold Joint等)						

(注) アスファルトの種類性状の項はケトルから採取して、アスファルトについての試験値である。

9. セミブローンアスファルト使用上の手引き

これまでに述べてきたセミブローンアスファルトの試験結果から使用上の注意は次の手引きにまとめられている。この手引きはアスファルト協会の試験舗装調査分科会（分科会長，飯島尚）によってまとめられたものである。内容は質問の解答になっていると思われるので一括して掲げることとする。

(参考)

昭和56年度セミブローンアスファルト舗装工事の手引

第1章 総 則

この手引は、重交通道路におけるアスファルト舗装の耐流動対策を図ることを目的として、セミブローンアスファルトを用いて舗装工事を実施するための技術的事項を示したものである。

したがって、計画、実施に当っては、十分その目的を徹底させるよう、以下の項目について留意しなければならない。

第1条 適用の範囲

この手引は、セミブローンアスファルトを用いる舗装工事に適用する。ここに明記されていない事項については、アスファルト舗装要綱、アスファルト舗装工事共通仕様書(I)の他、各機関で定める土木工事共通仕様書によるものとする。

第2章 セミブローンアスファルト

第2条 セミブローンアスファルト

セミブローンアスファルトは、60℃粘度を高めるために、ストレートアスファルトにブローイング操作を加えて製造したものである。

これを用いて製造した混合物は、高温時の変形抵抗が高くなるものである。

第3条 セミブローンアスファルトの品質

セミブローンアスファルトは、表-1に示す規格に適合するものでなければならない。

なお、アスファルト舗装要綱の規格では、60℃粘度は $14,000 \pm 4,000$ 、粘度比は6以下となっているが、56年度の試験工事では、表-1の規定を用いるものとする。

表-1 セミブローンアスファルトの品質

セミブローンアスファルトは均質で水分を含まず、180℃まで加熱してもあわ立たないものであって、次の規定に適合しなければならない。	
項 目	規 定
粘 度 (60℃) poise ①	10,000±2,000
動 粘 度 (180℃) cSt ②	200以下
薄膜加熱重量変化 %	0.6以下
針 入 度 (25℃, 100g, 5秒)	40以上
三塩化エタン可溶分 %	99.0以上
引 火 点 ℃	260以上
比 重 (25℃/25℃)	1,000以上
粘 度 比 60℃(薄膜加熱後/加熱前)	6以下
(注) ①60℃の粘度は減圧毛管式粘度計で測定する。試験方法は日本アスファルト協会試験法規格 JAA-001 (石油アスファルト絶対粘度試験方法)による。 ②動粘度は毛管粘度計を用いて測定する。140℃, 160℃ の測定値も明示しなければならない。他の測定器によって測定して動粘度を算出した場合は、測定器の形式と換算式を示さなければならない。	

第4条 アスファルトの貯蔵

セミブローンアスファルトをアスファルトタンク内に貯蔵する場合、他のアスファルトが残存しないようにしなければならない。

貯蔵時の品質の変化を防ぐために、貯蔵期間は通常1週間以内とする。また、加熱温度は180℃以下とする。

(注-1)

アスファルトを受け入れるアスファルトタンクの代表例として、容量20トンの横型タンクの形状を図-1に示す。

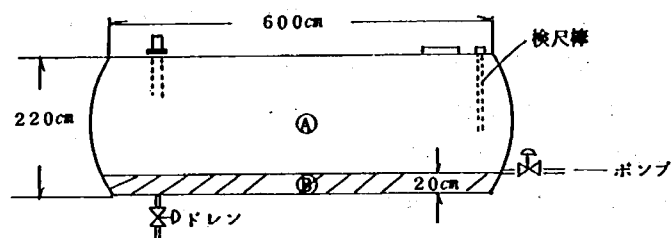


図-1 アスファルトタンクの一例

図-1において、タンク残油を吸引ポンプで完全に除去した場合においても、ドレンからの排除を行わなければ、タンクに残存するアスファルト量(㊸部容積)は約1トンとなり、セミブローンアスファルトをタンク容量一杯($20 - 1 = 19$ トン)受け入れたとすると、セミブローンアスファルトへの混入量は最大5%となる。

セミブローンアスファルトにストレートアスファルトが混入した場合の60℃粘度の低下の一例を図-2に示す。このように他のアスファルトがタンクに残存する場合、その量によってはセミブローンアスファルトの規定を満足しないことも起りうるので、他のアスファルトが残存しないように心掛けることが肝要である。

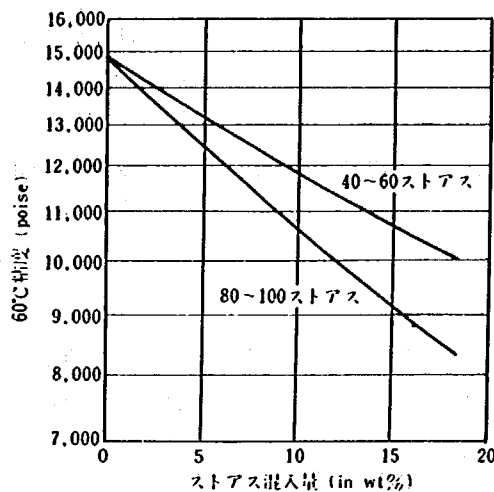


図-2 AC-140へのアスファルト混入による60℃粘度低下

(注-2)

やむをえず他のアスファルトがタンク内に残存する場合は、残存するアスファルトの種類及び残存量を確認し、報告するものとする。

(注-3)

貯蔵期間が1週間を超えるような場合には、オイルヒーターの温度を低温にして、タンク内のアスファルトの熱劣化を防ぐような処置をとらなければならない。

貯蔵日数、温度履歴は報告するものとする。

第5条 アスファルトの品質の確認

混合物の製造時には、アスファルトタンク内のアスファルトを採取し、品質の確認を行うものとする。品質の確認は、アスファルトタンクからサンプリングした試料1kgをアスファルトを納入したメーカーに送付し、第3条表-1の項目について試験を行い報告するものとする。

第3章 混合物の製造

第6条 混合物の種類

セミブローンアスファルトを用いる混合物は、アスファルト舗装要綱5-2に示されている②密粒度アスファルトコンクリート(20, 13)および①粗粒度アスファルトコンクリートを原則とする。

(注-1)

④密粒度ギャップアスファルトコンクリートは、密粒度アスファルトコンクリートに比

較して、アスファルト量の絶対量が少なく、アスファルト量の変動により混合物の性状も変化しやすい。また、追跡調査の結果においても供用性の低下が早くなる傾向にあるので、使用しない方が望ましい。

第 7 条 配 合 設 計

配合設計は、アスファルト舗装要綱 5-3 により、骨材粒度範囲の中央を目標にマーシャル試験を行い、アスファルト量は、マーシャル基準値を満足するアスファルト量の共通範囲の中央値とする。また、設計アスファルト量でホイールトラッキング試験を行い、D.S.を確認するものとする。

D.S.の目標値は、1,500~4,000回/mm とするが、目標値を下廻る場合は、アスファルト舗装要綱 7-3-1 に従い、骨材粒度について検討するものとする。

第 8 条 現 場 配 合

舗設に先立って、室内試験で決定した配合の設計アスファルト量および、その前後の設計アスファルト量±0.3%にアスファルト量を変化させて、混合物を実際に製造する混合所で試験練りし、その混合物についてマーシャル試験およびホイールトラッキング試験を行う。

その結果をもとにして、現場配合を決定するが、室内とプラントでは練り上り状態が異なるので、現場配合のアスファルト量は、室内試験の設計アスファルト量における空げき率となるように決定する。

プラントでは、ホイールトラッキング試験を実施するに当って、温度管理、材料の計量、締固めは正確に行わなければならない。

第 9 条 混 合 温 度

混合温度は、セミブローンアスファルトの動粘度が150~300cSt（セイボルトフロール度75~150秒）を示す温度範囲のなかから選び、混合物を加熱しすぎないように温度管理には十分注意しなければならない。

また、混合物排出時に、トラック上で温度を測定し、報告することとする。

(注-1)

セミブローンアスファルトの規格では、180℃粘度を220cSt以下と規定しているが、アスファルト舗装要綱に示されている混合温度の上限185℃を上廻ることはないが、通常のストレートアスファルトよりも混合温度は、おおむね15~20℃高くなる。

混合時間は、通常のストレートアスファルトの場合と同様に決定してよいものとする。

ただし、特殊な骨材を使用するような時は、別途指示に従わなければならない。

第 10 条 運 搬

混合物の運搬に当っては、十分な保温処置をほどこして運搬するものとする。長時間にわたる運搬や現場においての待ち時間が長くなる場合、混合物の温度低下などによる性状変化がおこることがあるので、注意する必要がある。

したがって、運搬に先立って舗設現場の位置、施工条件、施工能力などについて、現場と十分な打合せを行う必要がある。

第4章 舗 設

第11条 舗 設

舗設に当っては、通常のスレートアスファルトよりも高い温度が必要となるので、転圧作業温度の管理には特に注意し、速やかに締固めを行わなければならない。

(注-1)

53年度のセミブローンアスファルトの試験施工の管理データによると、初期転圧の温度は150～165℃の範囲で行なわれており、この場合の締固め度は96.7～99.9%の範囲にあり、アスファルト舗装要綱の品質管理の合格判定値を満足している。このように、通常のスレートアスファルトを用いた混合物の初期転圧が110～140℃で行なわれることを考慮すると、かなり高い温度で舗設することが必要となる。

また、図-3に経過時間による混合物の温度変化とアスファルト粘度の関係の概念図を示したが、高温で施工するものほど温度が低下する割合が大きいので、速やかな敷均し、転圧を行なわれなければならない。

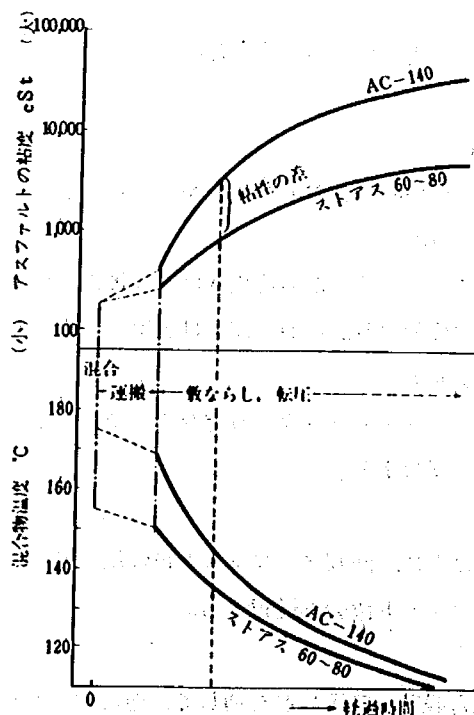


図-3 経過時間による混合物温度変化と
アスファルト粘度の関係(概念図)

(注-2)

転圧は、10tマカダムローラ、15tタイヤローラなどでよいが、冬期の施工では、重量を大きくしたりまたは三軸ローラの使用が望ましい。

転圧機械の仕様や転圧回数は報告するものとする。

第12条 継 目

継目は、ホットジョイントとすることが望ましい。

コールドジョイントの場合は、タックコートをはどこし、さらに加熱しながら十分締固め、密着させるようにしなければならない。

第5章 交 通 開 放

交通開放は、舗装表面の温度が60℃以下で行なうことを原則とする。なお、交通開放時の舗装表面温度を測定するものとする。

第6章 品質管理および検査

第14条 品質管理

本工事における品質管理は、一般のアスファルト舗装工事に準じ、アスファルト舗装要綱の方法に従って行なうものとする。

第15条 検 査

本工事における検査は、各機関が定める検査方法によるものとする。

第7章 調 査

第16条 試験試料

次の項目について、試験試料の作製および採取を行うものとする。

(1) ホイールトラッキング試験

工事中間段階において、ミキサーから排出された直後の混合物について、ホイールトラッキング試験試料を3個作製する。なお、試験は工事と並行して行なう。

(2) セミブローンアスファルト

混合物製造時に、アスファルトタンクより保存用試料を約15kg1缶を採取し、建設省土木研究所舗装研究室に送付する。

(3) コ ア

品質管理用のコアのほか、回収アスファルトの性状を調査するために舗設後のコア3個を採取し、日本アスファルト協会へ送付する。

第17条 アンケート調査

アンケート調査は、配合設計、施工などを通して、通常のストレートアスファルト舗装と比較して、セミブローンアスファルトの差異を観察、評価するものである。

調査は、付表-1に示すように(1)配合設計時、(2)プラント混合物、(3)舗装現場、(4)舗設後の4段階について行なうものとする。評価は同一人によって全般を通して行なうことが望ま

しいが、困難な場合には各段階を担当する技術者が行なうこととする。

第18条 路面観察

舗装の施工が完了後、路面の観察評価を付表-2の記録表の項目について行なうものとする。

第19条 路面調査

路面調査は、以下に示す要領に従って行なうものとする。

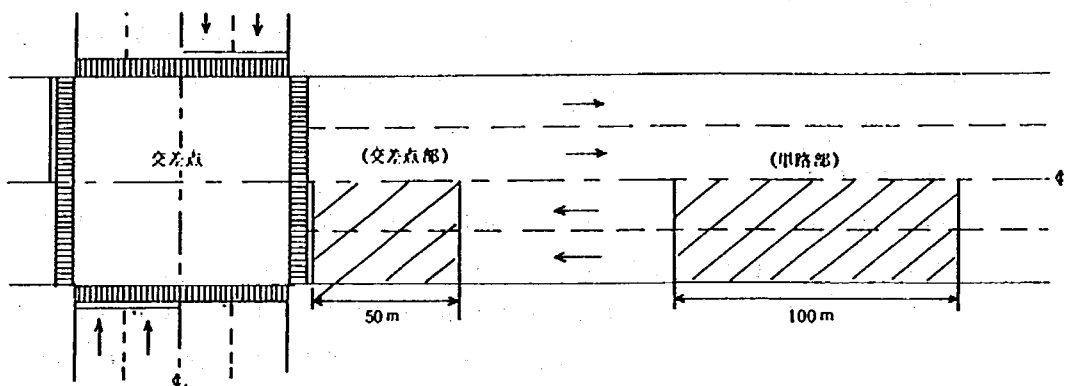


図-4 調査対象区間

(1) 調査区間の設定

路面調査は交差点部と単路部に分けて行うことを原則とする。

交差点部は車両停止線を起点とする交差手前50m区間とし、また単路部は100mを調査区間とする。

(2) 標識の設置

調査対象区間(図-4)は、起点、終点、および調査位置が識別できるように、起点、終点および測定位置毎に、監督職員の指示に従い鋸を用いて標示すること。

(3) 調査項目および方法

舗装後の路面について、縦横断凹凸量、ひびわれ率およびたわみ量の測定を行なう。

① 横断凹凸量調査

交差点部は起点より、10m間隔で計6個所について、また単路部は20m間隔で計6個所について、各々横断凹凸量を図-5に示すように測定し、区間最大、最小、平均と $\sqrt{V}$ を求める。

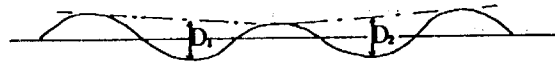


図-5 わだち掘れの測定

② ひびわれ率調査

調査対象全区間について行う。

全区間について、縦断1/200、横断1/20のスケッチのひびわれ状況図を作成し、ひびわれ率を求める。但し、ひびわれ率はひびわれ発生個所の面積（線状クラックは幅30cmとして算出）を全調査面積で除して求める。

③ たわみ量調査

ベンケルマンビームによるたわみ量の測定は、交差点部においては1車線当り6測点、単路部については1車線当り10測点とする。

横断上の測点位置は、外側線より内側80cmのところで、多車線道路の場合には、緩速・高速車線から、ちどりに選択して、それぞれ6または10測点を測定すればよい。

なお、たわみ量測定時の気温、路面温度についても測定する。

④ 縦断凹凸量調査

わだち位置について1車線あたり2測線について測定を行う。

(4) 追跡調査項目と頻度

追跡調査は、表-2に示す項目および頻度で行なうものとする。

表-2 追跡調査項目と頻度

項 目	方 法	年 度(注-1)					
		直後	9月*	1カ年	2カ年	3カ年	4カ年
たわみ量	ベンケルマンビームによる復元たわみ量(輪荷重5t)	○			○		○
ひびわれ率	発生位置対応スケッチ			○	○	○	○
縦断凹凸	3mプロフィールメータにより0.3mmを求める	○	○	○	○	○	○
横断凹凸	横断プロフィールメータによるわだち掘れ量(最大、最小、平均)	○	○	○	○	○	○
密 度	コア採取による(ϕ 100)	○			○		○
路面観察(注-2)	評価員による路面観察			○	○	○	○
大型車交通量(注-3)	四季観測データによる	○				○	
アスファルトコア	コア採取 ϕ =10cm	○					○

注-1) 最初の1年は3月、9月。2年目以降は9月に定期観測。

注-2) アスファルト舗装表面の観察記録表によって行う。

注-3) 交通情勢調査のデータによる(3年に1回)

* 夏期に流動があったあとの時期(9月)

(5) 調査データの整理

調査データの整理は、本文表-6に従って行なうものとする。

(注-1)

修繕工事においては、既設舗装の舗装構成、材料、たわみ量およびひびわれ、わだち掘れ量等の路面性状について、事前にデータを整理しておく必要がある。

(注-2)

ストレートアスファルトを用いる区間についても、第19条に示すように調査区間を設定し、セミブローンアスファルトと同様な調査を行なうものとする。

(舗装研究室)

道一12 舗装修繕について

(質 問)

1. 全面フラッシュ箇所に対する舗装修繕について、雪害等が特に少い箇所で、アスファルト抽出量が6～8%（10cm程度）の場合3cm全面切削して、5cmの開粒度アスコン（アスファルト量4～5%）でオーバーレイしたいのだが御意見をお伺いしたい。
2. オーバーレイに合わせてコンクリート舗装版の縦横及びクラック目地を同時施工する場合填充材はブローンアスファルトでの施工は妥当か御意見をお伺いしたい。
3. コンクリート舗装版に於けるアスファルト注入工法で施工性、経済性、効果の持続性等により注入孔のピッチ及び注入圧との最適相関値はないものですか、例えば3㎡に1箇所程度と密にして、多数孔で支持し注入圧力を極力下げたいのだが御意見をお伺いしたい。

（徳島工事事務所）

(回 答)

1. アスファルト舗装がブリージングやフラッシュを生じる主な原因としては
 - (イ) 骨材粒子の間隙として保持する必要がある3～5%の空隙率が極端に小さい。
 - (ロ) 不適当な粒度による骨材のかみ合せ抵抗の不足。
 - (ハ) アスファルト量が多過ぎたり、軟質であることによるアスファルトコンクリートのコンシステンシーの低下。等が指摘される。したがって、このような個所の舗装を修繕する場合には、これらの原因を個々にクリヤする必要があると思われる。

提案の、3cm切削、開粒度アスコンによる5cmのオーバーレイ工法では、下層に流動しやすい層が残っているといえる。このように切削されずに残る層の流動抵抗性を現地で改善強化する方法の1つとして、例えば4号碎石を約15kg/cm程度圧入して不安定な層を強化する工法などがあり、このような処置を行った後にオーバーレイを行う方が効果的であると思われる。
2. 一般には目地の補修にはこれまでの試験調査から、加熱施工式の高弾性目地材（ゴムなどが添加されたアスファルト系目地材など）が良好なので、これらの採択が良いものと思われる。質問の場合にはブローンアスファルトを施工される予定であるが、ブローンアスファルトは一般には注入材料として使われ、目地材として使用すると夏期に流れ出ることがある。しかし、同時にオーバーレイを行なうことになっているようなのでこの心配はないものと考えられる。なお、補修工法の細部は維持修繕要綱を参考にしていきたい。
3. サブシーリングの効果的な施工管理手法については、貴地建の牟札試験舗装における調査結果が参考になるものと思われる。これによれば、削孔の数と注入厚さ（注入量をコンクリート版の面積で除した値）の関係として表-1の結果を報告している。平均厚さが厚く、バ

表-1 削孔数と注入厚さの傾向

削孔数	注入圧力 (kg/cm ²)	実施Co版の 枚数	平均注入 厚さ(mm)	各Coの版下の注 入厚さの範囲(mm)
1 m ² /1個所	5	2	4.7	4.6 ~ 4.8
	7	2	4.9	4.2 ~ 5.6
2 m ² /1個所	5	4	4.6	2.7 ~ 6.8
	7	4	4.6	3.5 ~ 5.4
4 m ² /1個所	5	4	4.9	3.0 ~ 7.0
	7	4	6.1	5.6 ~ 6.7

ラツキが小さい施工条件は、注入圧7 kg/cm²で4 m²に1個所の削孔であることがわかる。

この他、注入材の注入温が高いもの(230℃以上)(H)と附いもの(230℃未満)(L)、および注入圧力が7 kg/cm²(H)と5 kg/cm²(L)の組合せによる注入厚さの調査から、表-2、図-1 ~ 2の関係が示されている。これより、注入温度は230℃で、注入圧7 kg/cm²が良好であることがわかるので、これらの条件を参考にされると良いと思われる。

表-2 各注入条件における注入厚さの標準偏差と変動係数

項目 \ 注入条件	注入温度 230℃ 未満		注入温度 230℃ 以上	
	注入圧力 5 kg/cm ²	注入圧力 7 kg/cm ²	注入圧力 5 kg/cm ²	注入圧力 7 kg/cm ²
標準偏差 (mm)	1.36	0.59	1.99	1.19
変動係数 (%)	26.0	11.2	44.8	24.4
備 考	標準偏差、変動係数は注入温度、注入圧力の同一条件のCo版の注入厚さの標準偏差を求めたもの。			

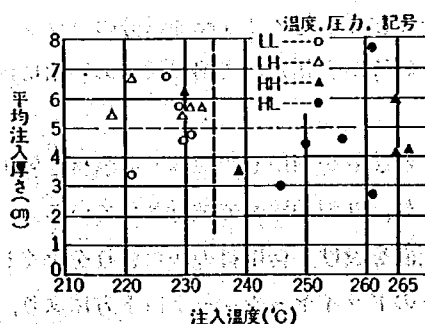


図-1 ブロークアスファルトの注入温度と注入厚さの傾向

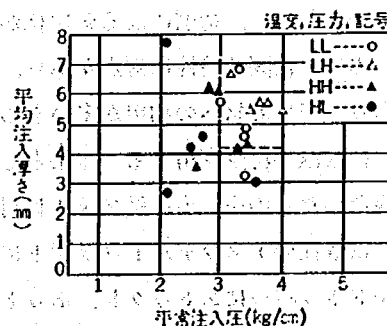


図-2 平常注入圧と注入厚さの傾向

参考文献

- 1) 山之口ほか：わだち掘れ補修方法の一提案（第13回日本道路会議論文集）
- 2) 蒔田実：コンクリート舗装用目地材料の特徴と供用性，舗装 vol 10. №7 1975
- 3) 水田ほか：ブローンアスファルトによる既設コンクリート舗装サブシーリングの試験施工
舗装 vol 13. №4 1978

（舗装研究室）

道—13 舗装工（維持修繕工事に伴う路面切削材の再生利用）について

（質問）

近年産業廃棄物である，切削材の有効利用として都道府県において，農道等に再使用されている事をきき及んでいるが，一般国道に於いても考えなくてはならない時期にきていると思われる。ついては諸基準，配合設計例がないものかどうか，又，再利用における施工後，わだち掘れ，流動性が追跡調査等でどうなっているか。

（香川工事事務所）

（回答）

路面の切削によって発生する舗装廃材の利用方法には，現在のところおおよそ次の3つのタイプがある。

- イ) 切削材をそのまま埋立や盛土路体内に使用する。
- ロ) 乳剤等を加えて歩道舗装等に使用する。
- ハ) プラントにおいて新規混合物に混ぜて，加熱アスファルトとして再生利用する。

これらはいずれも統一的な基準にもとづいて利用されているものではなく，いずれも試行錯誤的なものである。

イ) は利用実態としては多いものと予想されるが，資料はあまりないのが現状である。利用上の問題としては，切削による細粒化があり，（図—1参照）特に2.5mm通過分のバラツキが大きいので，締固め特性に難点があり，所定のCBR値等が必要となる路盤材への利用には限界があり，埋立て材への利用が多いものである。

ロ) は常温で再生利用する一手法として，簡易な混合装置を利用して現地で切削材と乳剤を添加混合したものを，歩道舗装等に利用するものであり，九州地建等で試行されている。

ハ) は既往のアスファルトプラントに簡単な解砕装置を設け，切削材のかたまりをほぐし，コールドホッパーにストックし，ホットエレベーターのドライヤーシュート口下方に送り，ここで加熱された新規骨材に一定量添加混合し，再生加熱アスファルト混合物として利用するものである。混合物の品質管理としては，抽出骨材の粒度，アスファルト量やアスコンのマーシ

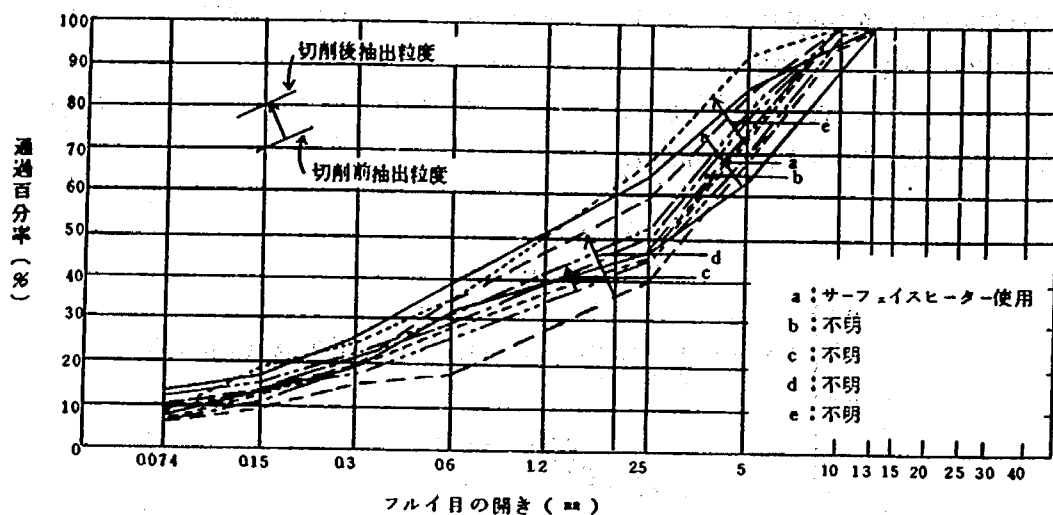


図-1 切削による抽出粒度の変化⁽²⁾(例)

ャル性状をチェックして利用されている。実施例の詳細は文献1を参考にさせていただきたい。

その他、切削材を含めた再生加熱アスファルト混合物の利用に関する技術指針(案)は昭和57年3月を目途に協会で検討中である。

参考文献

1. 舗装廃材再生利用に関する現報告書 昭和56年9月 日本道路協会

(舗装研究室)

道-14 コンクリート舗装版のそりと温度の関係について

(質問)

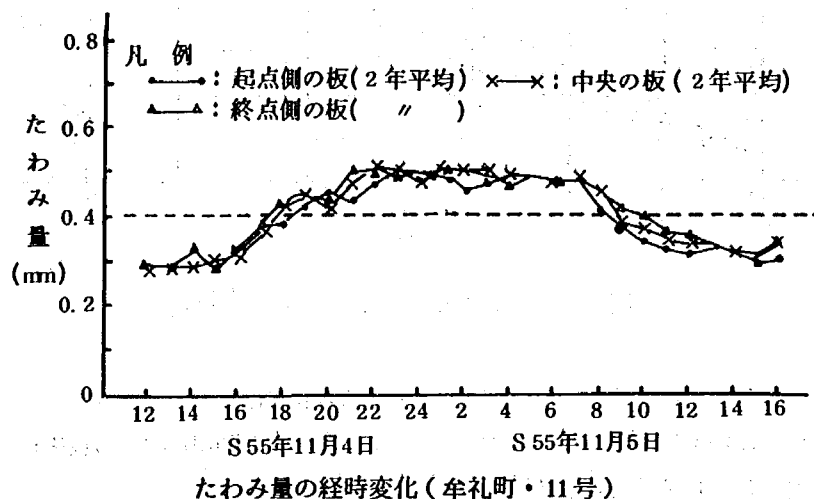
コンクリート舗装版の修繕工法の一つとして、現在、ブローシアスファルトによるサブシーリングが行われており、その注入状況の管理はベンゲルマンソームによるたわみ量で行われている。しかし、たわみ量は、コンクリート版上下面の温度差によって生ずるそりの影響により測定時間帯が異なれば、その値は大きく変化(例: 0.2~1.0 mm)するため信頼性に欠ける。例えば、現在の基準として注入後のたわみ量が0.4 mm以上の場合、再注入を行っているが、午前10時から16時の間に測定すると「OK」となっても、早朝や夜間に測定すると「NO」となる場合が生ずる。

そこで、現在四国技術事務所ではコンクリート版の温度変化とたわみ量の関係について調査

し、コンクリート版にそりが生じていない状態に補正する方法、あるいはそりが生じていない時間帯に測定すること等について検討しているが、補正する場合は誤差が問題であり、そりを生じていない時間帯は交通ラッシュ時に相当するなどの問題がある。

したがって、たわみ量測定における有効な解決方法、あるいは、たわみ量以外で注入状況を管理する適切な方法があれば紹介されたい。

(四国技術事務所)



(回 答)

維持修繕に当ってコンクリート版へのアスファルト注入の管理をベンケルマンビームのたわみ量を利用して行うということであるが、御承知のようにコンクリート版の動きは温度の日変化、年変化によって種々に異なり、さらに版の載荷位置によっても沈下量が大きく異なるので一率に補正係数を定めることは大変困難である。

まず温度変化のある場合のコンクリート版のそり量を考えてみると次のようになる。

図-1において目地間隔を L (cm)、版厚を h (cm)、版表面温度と9時における版表面温度の差を θ_1 ($^{\circ}\text{C}$)、版底面温度と9時における版底面温度の差を θ_2 ($^{\circ}\text{C}$)、自由にそった場合の半径を R (cm)、版中央のそりを ΔR (cm)、コンクリートの温度膨張係数を α (一般には $9 \times 10^{-6}/^{\circ}\text{C}$)とすると次の三つの式が成り立つ。

$$\frac{R-h}{R} = \frac{\frac{L}{2} (1 + \alpha \theta_2)}{\frac{L}{2} (1 + \alpha \theta_1)} \quad \text{①}$$

$$\cos \alpha = \frac{h}{\sqrt{h^2 + \alpha^2 \cdot \left(\frac{L}{2}\right)^2 \cdot (\theta_1 - \theta_2)^2}} \dots\dots\dots ②$$

$$\Delta R = R - \cos \alpha \dots\dots\dots ③$$

①～③から ΔR を解くと

$$\Delta R = \frac{1 + 2\theta_1}{\alpha(\theta_1 - \theta_2)} \times \left\{ 1 - \frac{1}{\sqrt{1 + \left(\frac{\alpha}{2}\right)^2 \times \left(\frac{L}{h}\right)^2 \times (\theta_1 - \theta_2)^2}} \right\} \cdot h \dots\dots\dots ④$$

ここで、9時における温度を基準としたのは次の理由による。つまり、コンクリート版上下両面の温度差からそり位置曲線を求めるには上下両面の温度が等しくなった時を基準として

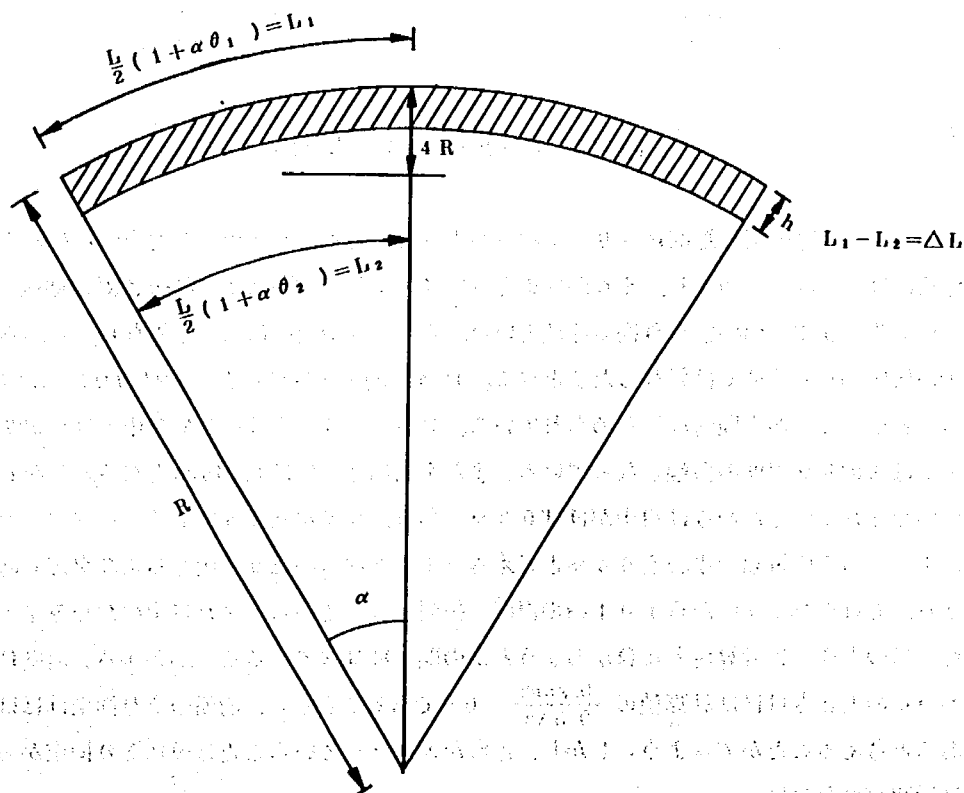


図-1 コンクリート版のそり

計算すべきであるが、これまでの経験から朝8～9時付近にほぼ上下面の温度が等しくなる。質問の場合にも、朝9時頃を境にして日中と夜半のそり量に変化していることが観測されている。

④式を用いて図のようなケースを想定して ΔR を計算してみるとそれぞれ0.027 cm, 0.018 cmとなる。但し路盤の影響から厳密には(b)の場合は計算のようにはならない。

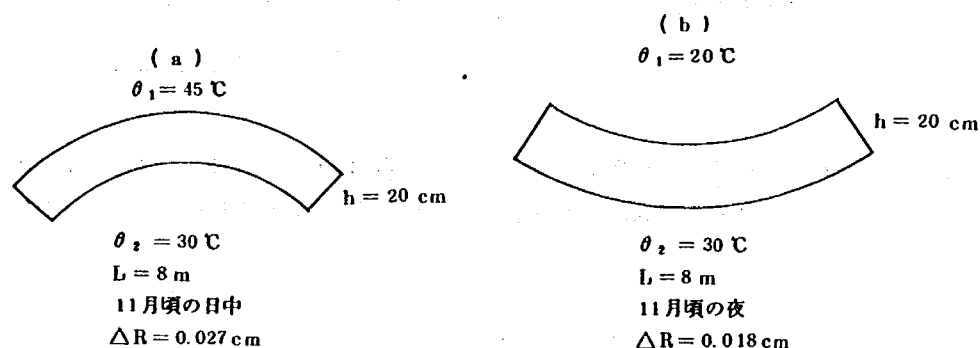


図-2 コンクリートのそり状態

しかし、実際の版は端部にスリッパが入っていることや版重量の拘束からこのように理想的にはそらない。つまり、そりが拘束されて ΔR よりはるかに小さな値 $\Delta R'$ が観測されることになる。 $\Delta R'/\Delta R$ をそり拘束係数といい、版の長さや版厚によって異なり、しかも前回の(a)の状態と(b)の状態では異なった値となる。10 m以内の版長の場合、 $\Delta R'/\Delta R$ の値は0.5～1.0の値となることが実験的に確かめられている。計算では9時を境にして日中では0.027 mm, 夜半では0.018 mm程度の振幅となっている。また全振幅ではほぼ0.045 mmとなる。しかし、実際に観測されているたわみは日中がほぼ0.3 mmであり、夜半が0.5 mmである。ベンケルマン試験によるたわみの振幅の中心を0.4 mmと考えると±0となるのは9時頃(および夕方6時頃)となり、それぞれ0.4 mmから±0.1 mmの温度、振幅となっている。また日中のたわみ量と夜のたわみ量の大きさは計算値と正負がちょうど逆の関係になっていることがわかる。温度によるたわみ量の大きさは計算値の $\frac{0.25\text{ mm}}{0.5\text{ mm}} = 0.5$ であることから、前述のそり拘束はほぼ60%であると考えることができよう。しかし、正負が逆になっていることは単にそり拘束からだけでは説明がつかない。

この原因はベンケルマン試験における載荷重の位置と、ベンケルマンの脚の位置に原

因があるものと考えられる。まず最初に荷重による変形であるが、Westergard によればコンクリート版中央部に载荷した場合の直下のたわみは⑤式によって与えられる。さらに直下より ℓ (剛比半径) の距離では $0.64 \Delta i$, 2ℓ の距離では $0.254 \Delta i$ のたわみ量となることが明らかにされている。

$$\Delta i = \frac{P}{8 K \ell^2} \dots\dots\dots ⑤$$

$$\ell = \frac{4}{\sqrt{12(1-\mu^2)K}} F h^3 \dots\dots\dots ⑥$$

今 $h = 20 \text{ cm}$, $\mu = 0.25$, $E = 300,000 \text{ kg/cm}^2$, $K = 7$, $P = 5 \text{ ton}$ を考えると,

$$\ell = \frac{4}{\sqrt{12(1-0.25^2) \times 7}} \frac{300,000 \times 20^3}{\text{cm}} = 74 \text{ cm}$$

$$\Delta i = \frac{5,000}{8 \times 7 \times 74^2} = 0.016 (\text{cm})$$

$\ell = 77 \text{ cm}$ の位置では $0.64 \Delta i = 0.008 \text{ cm}$, $2\ell = 150 \text{ cm}$ の位置では 0.004 cm のたわみ量となる。ベンケルマンビームの試験ではタイヤは両輪あり, この影響を考えると, たわみ量は,

(測定輪直下) (他の輪 $\ell = \text{約 } 1.5 \text{ m}$)

$$\Delta i = 1 \Delta i + 2 \Delta i = 0.016 + 0.004 = 0.02 \text{ cm}$$

つまり図-2のような温度, 勾配のときに载荷試験を実施すれば理論的なたわみ量は次のとおりとなり図に表わせば図-3のように模式的に表わすことができる。

$$(a) \quad \Delta R - \Delta i = 0.027 - 0.02 = 0.007$$

$$(b) \quad \Delta R + \Delta i = 0.018 + 0.02 = 0.038$$

h , K 値 E 値が推定であるから計算結果はあくまで推定の域を出ない。しかし, 図-3にも示したように傾向的には実測値を現わしていると判断してよい。

つまり K 値や E , μ , 温度条件などの諸条件が正しく把握されれば, たわみ量の補正あるいは計算は基本的には可能であるといえることができる。

しかし, すべての条件を正しく把握することは事実上困難ですので, 維持修繕にあたってはより実務的な管理方法の開発が望まれます。四国技術で実施した注人工法の調査結果では注入温度と注入圧力 (7 kg/cm^2) による管理が実用的であり, たわみの管理は補助的な位置付けとしてはいかがか。

なお, コンクリート版のたわみ量をベンケルマンビームを用いて測定するときには, 脚の位

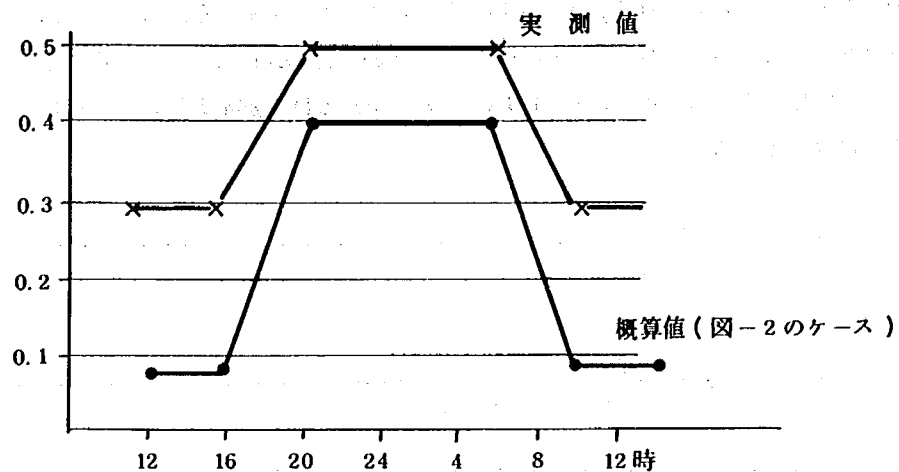


図-3 (たわみ量)

置を隣の版におくか、2台のベンケルマンを用いて補正するなどの工夫が必要です。

(舗装研究室)

道-15 鋼橋の無塗装表面処理について

(質問)

耐候性鋼材を表面処理することによって錆による被膜を作り、塗り替えによるメンテナンスを省く工法が開発されていると聞いている。鋼橋自体の構造上、管理上問題は無いのか、又、施工例を御教え願いたい。

(徳島工事事務所)

(回答)

一般に、耐候性鋼材を塗装を行わずに用いる場合、次の2つの方法が考えられる。

- (1) 完全な裸使用(黒皮もしくはブラストのまま用いる)。
- (2) ブラスト後に表面処理を行なう。

(1)の場合、環境条件および橋梁の構造によって適用に制約を受けることは周知のとおりである。詳細は省略するが、海岸沿いで海塩粒子が多い地点や、亜硫酸ガス濃度の高い地点などでは、耐候性鋼材の裸使用は問題点があり、構造的にも水やゴミが堆積する部分での裸使用は、さびが安定しないために問題を生じることが多い。耐候性鋼材を裸使用できる条件はまだ明確ではないが、当面山間部の上路プレートガーダーが最も適用しやすい条件であると考えられている。また基本的に、塗装寿命の短い地域では耐候性鋼材の適用性も悪く、したがって、塗装環

境が悪いことを理由に耐候性鋼材を使用するのは、あまり妥当ではない。

一方、(2)の表面処理剤は、一般に、安定さびを早期に生じさせるさび安定化促進剤と、安定さびが生じるまで表面を保護し、初期さびの発生を防止する被膜剤より成る。耐候性鋼材を裸使用した場合、安定さびを生じる前に不安定な初期さびを生じるため、初期さびの流出により周囲を汚染する恐れがあるが、表面処理を行った場合、このような初期さびの流出は防止できる。さらに、以前は、表面処理を行うことにより、耐候性鋼材の適用範囲が拡張されと考えられていた。すなわち、表面処理を行えば、海岸沿いなどの地点でも耐候性鋼材の無塗装使用ができると考えられていた。しかし、その後の調査により、このような耐候性鋼材の適用を拡張する効果はあまり期待できないことがほぼ明らかになりつつある。

したがって、現段階においては表面処理剤を用いた場合も、初期さびの流出は防止できるが、耐候性鋼材の適用性には効果はあまり期待できないと考えておくのがよいと思われる。さらに、表面処理の価格が高いことも問題の1つであり、価格に見あった効果を期待できるかどうか議論のあるところである。

(化学研究室・橋梁研究室)

道—16 道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工について

(質 問)

昭和53年4月13日付 建設省都街発第18号、建設省道企発第18号による、道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工について通達が出されていますが、桁端部の床版の配筋で斜角 $90^\circ > \theta \geq 70^\circ$ となっていますが、 $\theta = 90^\circ$ の場合は、いかに扱ったら良いのでしょうか？

(土佐国道工事事務所)

(回 答)

図—解 5.3 は、配力筋の配置のほか主鉄筋の方向についても示したものであり、斜角が 70° 以上の場合は、支水線に平行に主鉄筋を配置してよいということも示している。このような説明の都合上斜角 $90^\circ > \theta \geq 70^\circ$ と斜橋を対象を限定したものと思われ、もちろん図は $\theta = 90^\circ$ の場合もそのまま適用してよい。

境が悪いことを理由に耐候性鋼材を使用するのは、あまり妥当ではない。

一方、(2)の表面処理剤は、一般に、安定さびを早期に生じさせるさび安定化促進剤と、安定さびが生じるまで表面を保護し、初期さびの発生を防止する被膜剤より成る。耐候性鋼材を裸使用した場合、安定さびを生じる前に不安定な初期さびを生じるため、初期さびの流出により周囲を汚染する恐れがあるが、表面処理を行った場合、このような初期さびの流出は防止できる。さらに、以前は、表面処理を行うことにより、耐候性鋼材の適用範囲が拡張されと考えられていた。すなわち、表面処理を行えば、海岸沿いなどの地点でも耐候性鋼材の無塗装使用ができると考えられていた。しかし、その後の調査により、このような耐候性鋼材の適用を拡張する効果はあまり期待できないことがほぼ明らかになりつつある。

したがって、現段階においては表面処理剤を用いた場合も、初期さびの流出は防止できるが、耐候性鋼材の適用性には効果はあまり期待できないと考えておくのがよいと思われる。さらに、表面処理の価格が高いことも問題の1つであり、価格に見あった効果を期待できるかどうか議論のあるところである。

(化学研究室・橋梁研究室)

道—16 道路橋鉄筋コンクリート床版の設計施工について

(質 問)

昭和53年4月13日付 建設省都街発第18号、建設省道企発第18号による、道路橋鉄筋コンクリート床版の設計・施工について通達が出されていますが、桁端部の床版の配筋で斜角 $90^\circ > \theta \geq 70^\circ$ となっていますが、 $\theta = 90^\circ$ の場合は、いかに扱ったら良いのでしょうか？

(土佐国道工事事務所)

(回 答)

図—解 5.3 は、配力筋の配置のほか主鉄筋の方向についても示したものであり、斜角が 70° 以上の場合は、支水線に平行に主鉄筋を配置してよいということも示している。このような説明の都合上斜角 $90^\circ > \theta \geq 70^\circ$ と斜橋を対象を限定したものと思われ、もちろん図は $\theta = 90^\circ$ の場合もそのまま適用してよい。

作成について検討してみたい。

(耐震研究室)

道一18 落石の跳躍量について

(質 問)

四国地方は、地形、地質や気象等の関係から落石が生ずることが多い。

落石から道路交通や道路施設を守るとは、きわめて重要である。しかし落石の運動形態を十分な精度をもって予測することは困難である。

昭和55年度に香川県牟礼町内で実大斜面における落石運動形態に関する実験が行われたが、その結果についてお伺いしたい。

(四国技術事務所)

(回 答)

1. 研究の経緯

異常気象時の道路交通規制の最近の動向によれば、予測される危険内容の約半数が「落石」であり、質問内容に指摘されるように道路利用者や道路施設を落石から守ることの重要性が一段と高まっていると考えられる。

これは、従来は「落石現象」があっても「落石災害」にまで至ることが少なかったものが、近年山間部等の道路の整備延長が長くなったこと、交通量が増大したこと、あるいは道路建設後の時間の経過と共に、斜面の風化が進行したことなどの原因のためと考えられるが、最も重要なことは厳しい自然条件の中であっても道路交通を確保すべき社会経済的要請が急速に増大してきていることと、管理に対する世間の期待が増大してきていることであろうと考えられる。

このような情勢を背景にして、昭和48年9月、日本道路公団の委託により高速道路調査会が実施した現地実験や、その他の資料をまとめて同会から昭和49年2月に「落石防護施設の設置に関する調査研究報告書」¹⁾が出されている。また、このデータやその他の研究成果をもとに日本国有鉄道の委託により日本鉄道施設協会が「落石対策の手引き」²⁾を昭和53年3月に刊行している。

さらに、道路協会では建設省の委託により、昭和53、54年の両年度にわたり道路防災施設調査特別委員会を設け、小委員会において落石発生の危険度予測ならびに落石災害の防止技術に関する検討を行なうて、昭和56年3月に「道路防災施設報告書」³⁾をとりまとめている。また、この報告書をもとに「落石便覧(仮称)」のとりまとめ作業が現在実施されている。

これらの検討を通じて、落石災害の防止に関する現在の技術的情報は、委員会報告書に一

応とりまとめられてはいるものの、落石防護施設の設計方法を合理化するに足る十分な資料が整っていないことも明らかとなっている。特に、斜面内に想定される落石発生源を対象に施設対策を構じようとする場合に、斜面を滑落あるいは転落する落石の運動形態を十分な精度をもって予測することは現在では困難な技術レベルにある。

このため、施設設計に当たってとられている現在の設計思想は大略次のように要約できよう。

施設に持ち込まれる落石の運動エネルギー又は衝撃力は、施設から落石の発生源までの高さ、すなわち位置のエネルギーに斜面状態による低減を行なって求める。斜面状態による低減は経験に基いて斜面勾配や被覆状態によって異なるものとする。

斜面内で跳躍する落石の跳躍高さは、既往の実験等に基づき、斜面に垂直な距離にして2 mを越えないと考える。

一方で、これまでに生じた落石災害の最近の実態を把握するために行なった調査結果^{4) 5)}によれば被災の形態は次の3つのものに大別できる。

- 1) 防護施設の高さは十分であるが、落石エネルギーに耐えられなくて降伏したもの。
- 2) 防護施設の高さが足りないために、これを飛び越えて路面に落石が到達したもの。
- 3) 防護施設の道路延長方向の設置長さが足りないため、或いは隣接する2つの施設間のわずかな間隙から路面に落石が到達したもの。

このような被害形態から、落石防護施設の設置に当たっては、落石エネルギーを適確に予測し、適正な規模の施設を適正な位置に配置すべきであることが知れる。

このためには次のような諸点が解明される必要がある。

- 1) 設計対象とする落石を明確に想定する方法を確立すること。
- 2) 斜面状態を考慮した落石の運動形態を合理的に想定すること。
- 3) 施設に作用する落石エネルギー或いは衝撃力を適確に想定すること。
- 4) 想定外力に対して十分な耐力を持つ施設種類を選定すること。
- 5) 想定外力に対して十分な耐力を持った施設規模の設定法を合理化すること。
- 6) 施設の適用限界を明らかにし、落石の運動形態を考慮した組合せや、設置基準を明らかにすること。

これらの問題点のうち、2)に関連して、落石の跳躍量と石の重量、形状、速度、斜面の状態等の関係を求めること、ならびに落石の運動をシミュレートする方法を開発することを目的として、野外実験を実施することとなった。

2. 実験の方法

現実の斜面は複雑であり、また落石の形状、寸法、材質も多種のものがあって落石の運動形態を解析的に予測することは非常に難しい。このため、相似則を考慮することなく実大の実験斜面における観測データから、運動形態を予測する経験則をより合理化することを目的として実験が計画された。

実験の実施に当っては、当四国地建道路部、ならびに四国技術事務所の多大な協力によって高松市近郊の土取場跡地の人工斜面が選定され、標識の設置、斜面や落石の硬度測定等の準備作業を四国技術事務所が担当し、実験によって得られたデータ解析を土研が担当する形の協同作業のもとに実験が行われた。



写真－１ 実験斜面全景

実験斜面は風化花崗岩から成っていて斜面勾配は約 60° 、斜面長は約 35 m である。写真－１に示すように斜面には微妙なくぼみが存在するがほぼ一様な勾配を持っており、また表土はない。

この風化花崗岩の斜面にくらべて、より固く、かつ均質な斜面状態における落石の挙動を把握するため、コンクリートを打設した人工斜面を実験斜面に設けた。コンクリートの人工斜面の勾配は 60° の部分と 30° の部分とから構成されていて、斜面勾配による影響も把握できるように計画している。

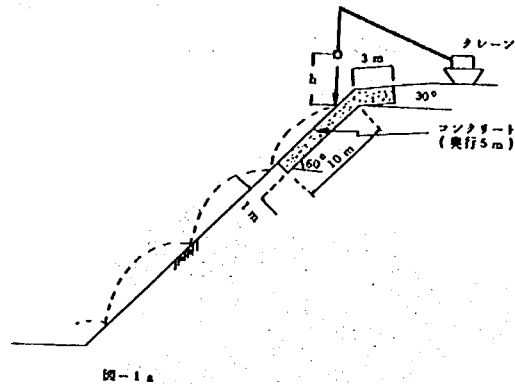
落下させる石は花崗岩で、板状ならびに塊状の２種類の形状のものを用意した。それぞれの形状毎に石の大きさは最大径で、 30 cm 、 50 cm 、 70 cm の３種類のものが準備された。

実験は表－１ならびに図－１に示すような４種類に区分して実施している。

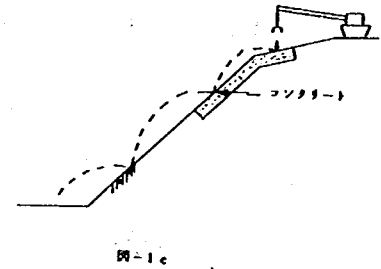
表－１ 実験の種類

基礎実験	実験 1	落石の運動エネルギーに関する実験
	" 2	" 回転エネルギー "
	" 3	" 入 射 角 "
総合実験	" 4	実際の斜面における落石の運動形態に関する実験

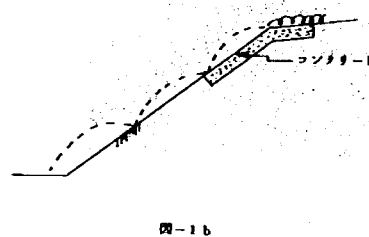
〔実験1〕 落石の運動エネルギーに関する実験



〔実験3〕 落石の入射角に関する実験



〔実験2〕 落石の回転エネルギーに関する実験



〔実験4〕 総合実験

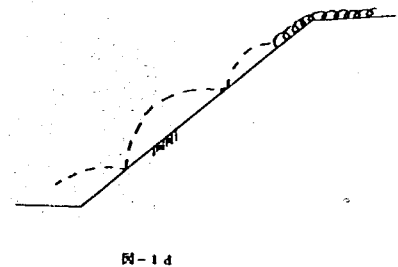


図-1 実験の種類

実験-1では落石の落下高さ h を変えてコンクリート上に石を落下させ、斜面に衝突する時の落石の速度が跳躍量に及ぼす影響を調べた。

実験-2では 30° のコンクリート斜面から人の手により回転を与えて落下させ、回転エネルギーが跳躍量に及ぼす影響について調べた。

実験-3では石が衝突するコンクリート斜面の勾配を 30° の部分とし、実験-1と比較して斜面への入射角が及ぼす影響について調べた。

実験-4では自然斜面において静かに石を落下させ、斜面内での跳躍量を調べた。

実験-1～3のコンクリート斜面での実験が116ケース、自然斜面での実験-4が96ケース、合計212ケースで、その内訳は表-2のようになっている。

落石の跳躍量、運動形態の追跡は斜面内に設けた4カ所の観測地点から16mm撮影機を用いて行なっている。

表-2 実験のケース数

*実験の 種 類	投石線	投石の 高さ(m)	板 状			塊 状			計
			30cm	50cm	70cm	30cm	50cm	70cm	
1	I	3	—	—	5	—	—	5	10
		6	—	—	6	—	—	6	10
		9	5	5	5	5	5	5	30
2	I	0	5	5	5	5	5	5	30
3	I	9	6	6	6	6	6	6	36
4	II	0	13	13	13	13	13	13	78
		3	2	1	—	—	—	—	3
	III	0	2	2	2	2	2	2	12
	IV	0	2	1	—	—	—	—	3
計			35	33	41	31	31	41	212

3. 実験結果

3-1 落石の跳躍量

1つの石が斜面を落下するとき、数回にわたって跳躍することがあるが、これらの各々の跳躍の軌跡を図-2のように16mmフィルムから読みとり、各々の跳躍量の最大値と、落下運動の開始位置からの落差との関係性を全てのケースについて整理したものが図-3である。

投石番号	160
落石番号	1,710
形 状	塊状
大きさ(m)	70

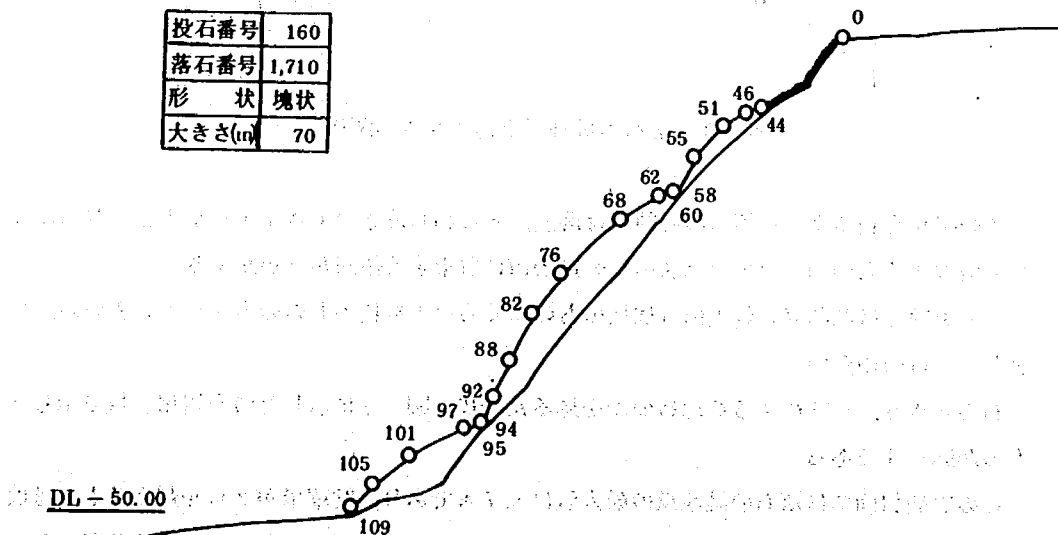


図-2 落石の跳躍

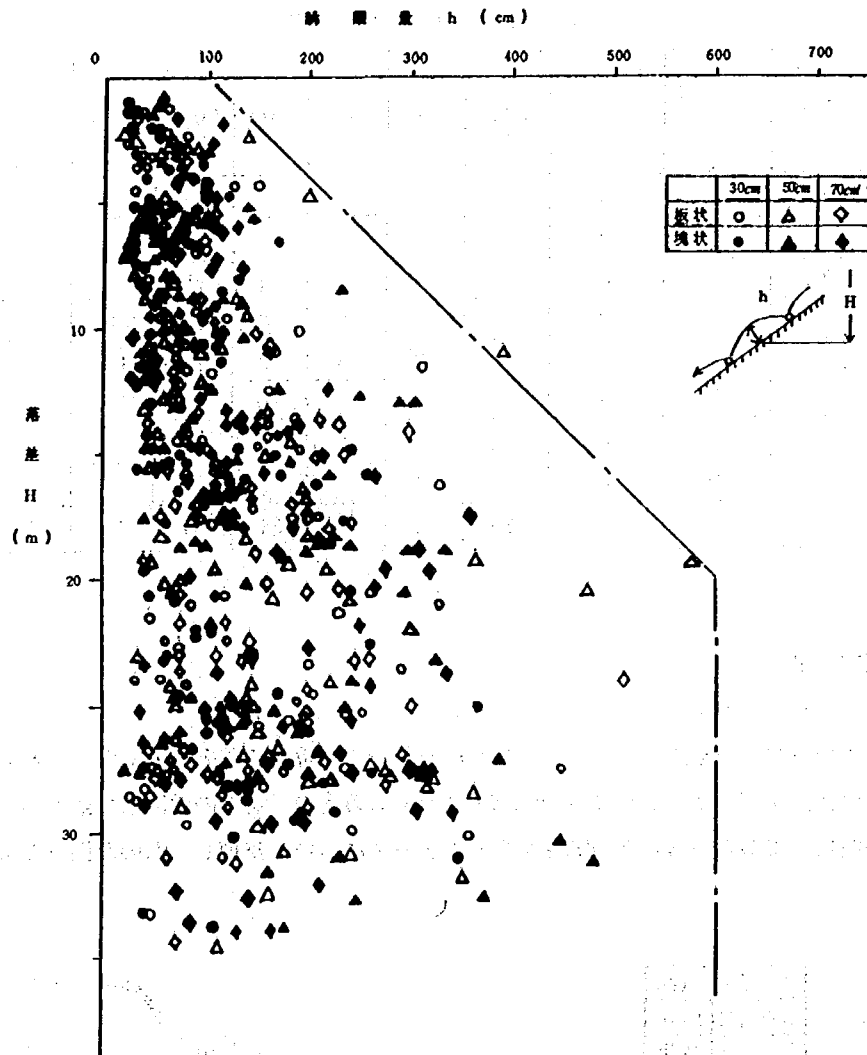


図-3 落石の跳躍量と落下高さの関係

この図から判るように落石の跳躍量は落差，すなわち位置のエネルギーが大きくなるにつれて増大するものの，その値は次第に一定の値に収束する傾向がうかがえる。

この実験では跳躍量の最大値は塊状のものにくらべて板状のものの方がやや大きい，顕著な差とは認め難い。

石の大きさ，形状による跳躍量の差を見るために，図-3に示した値を累積度数で示したものが図-4である。

この実験斜面では落石の跳躍量の最大値は5.7 mであり，跳躍量が2 mを超えるものは板状の場合に約16%，塊状の場合に約20%となっている。また石の大きさによる跳躍量の差には顕著な相異は認め難い。

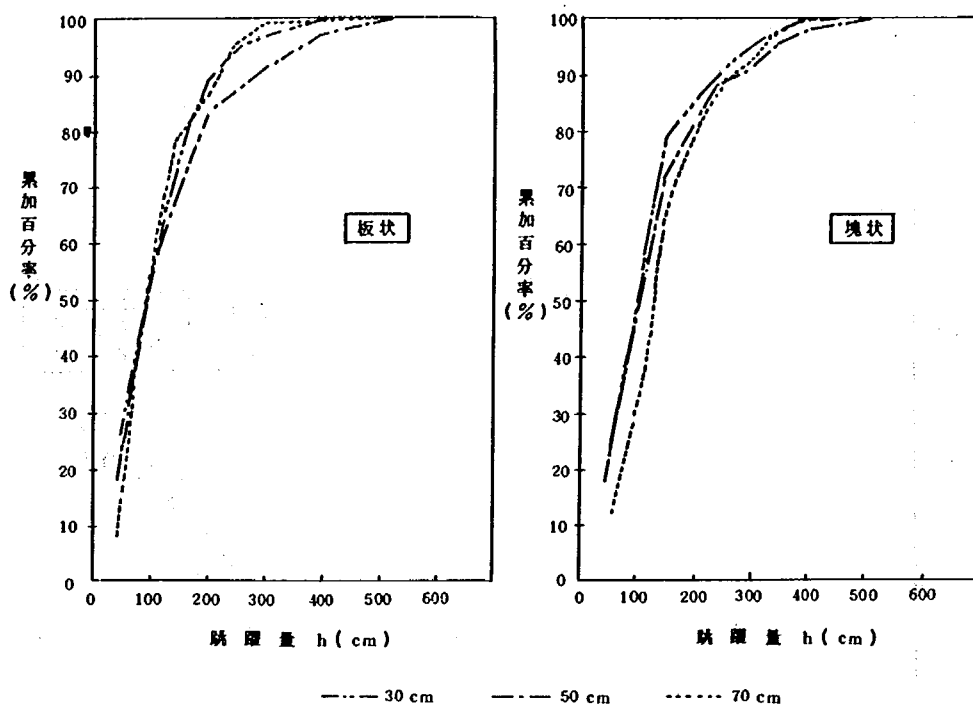


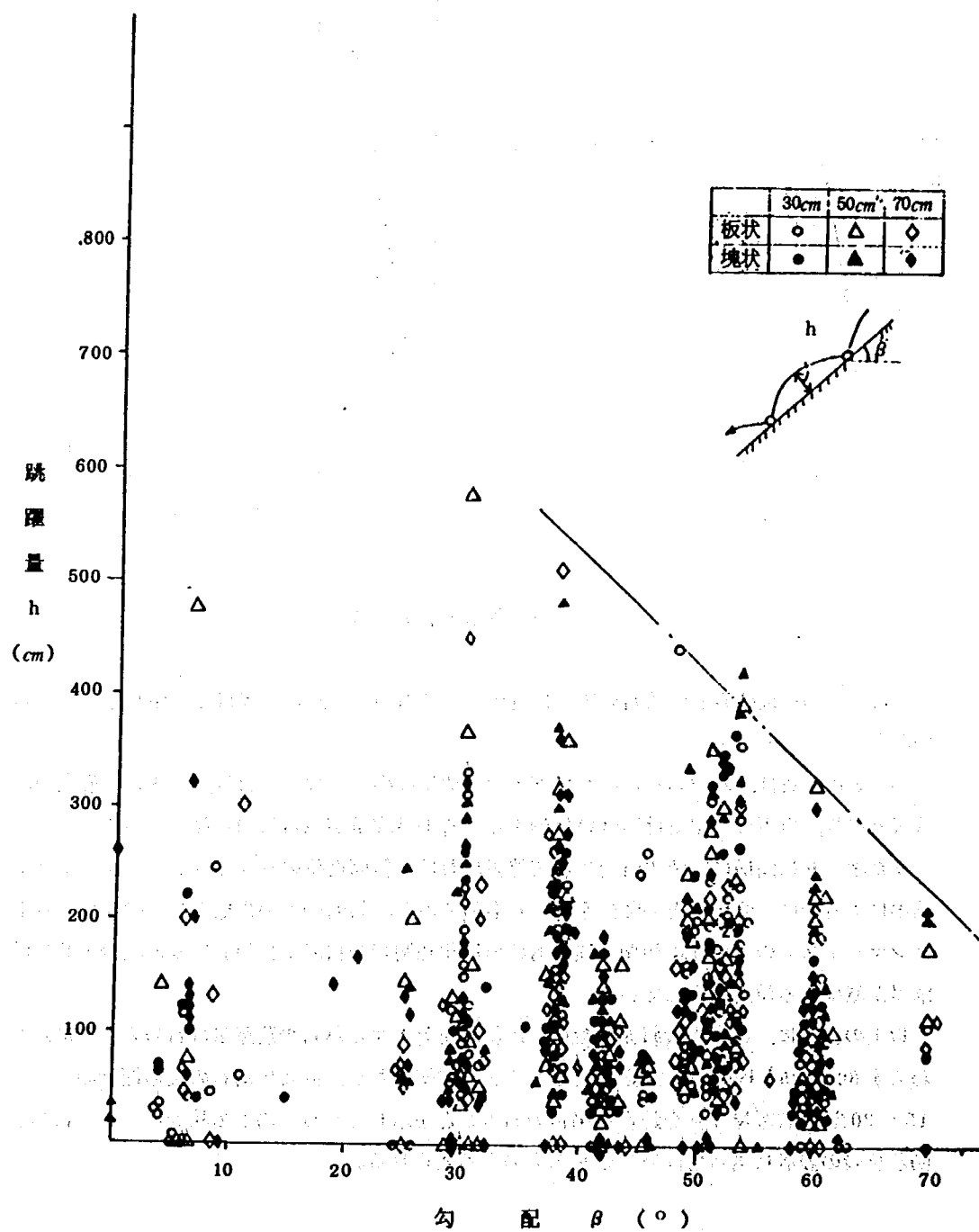
図-4 跳躍量の累積度数分布

次に各々の跳躍の直前の落石の衝突位置における斜面の勾配と跳躍量の間係を整理したものが図-5である。

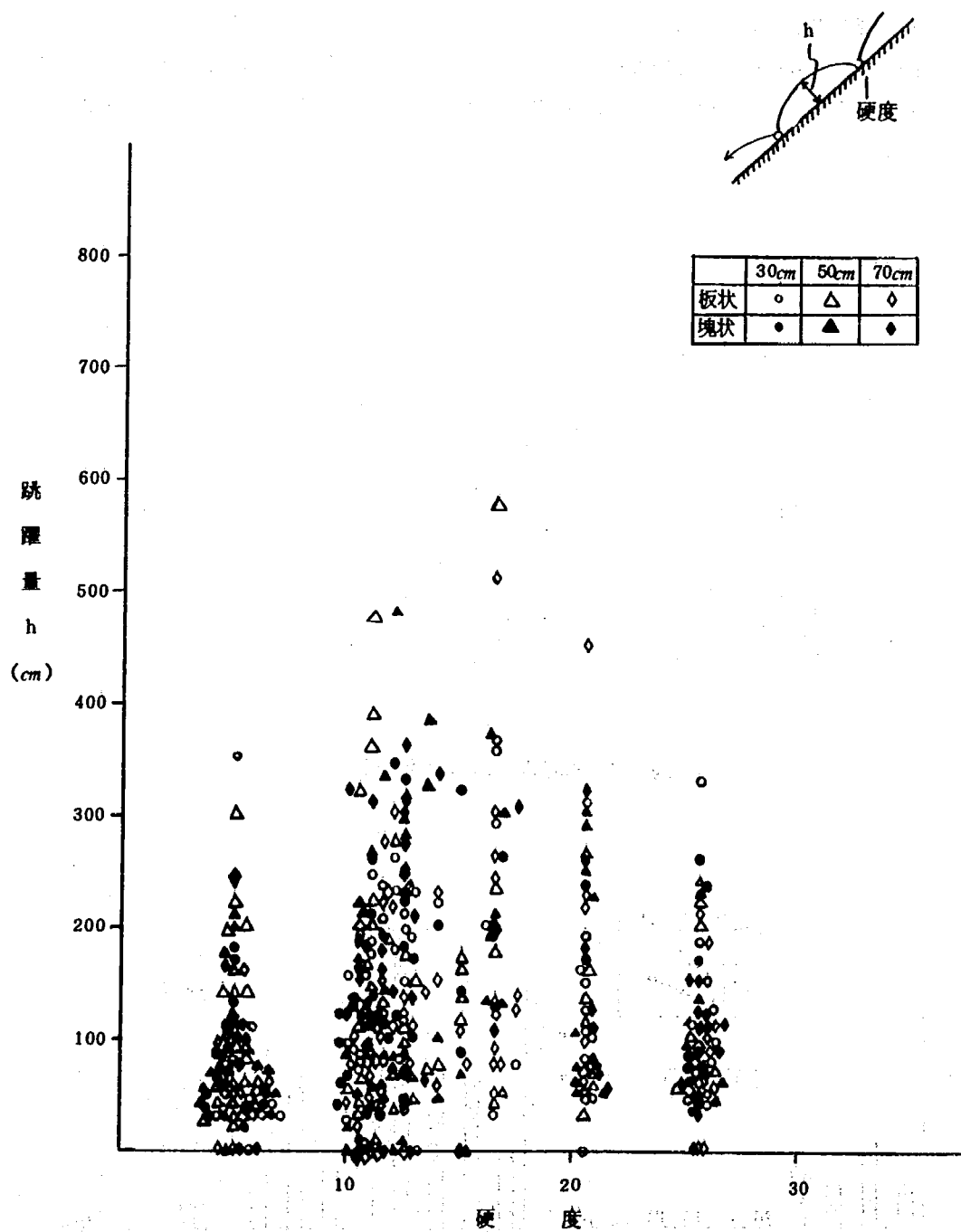
図-5によれば、勾配の急な斜面ほどその跳躍量は小さくなっており、約 30° で最大の跳躍量となり、以下の勾配では横ばい状態または若干跳躍量が減る傾向となっている。

また図-6は同様に跳躍の直前の衝突位置における斜面近傍のシュミットハンマーテスト結果による硬度と跳躍量との関係を示したものである。斜面硬度の指標としてのシュミットハンマーテストの適用性に問題は残るものの風化花崗岩の斜面では斜面硬度の減少と共に跳躍量が減少する傾向を示している。

以上のように、この実験斜面においては斜面を落下する落石の跳躍量は石の大きさにかかわらず80～85%程度が2m以下となることが判明したが、同時に落石の跳躍運動のうち、15～20%は跳躍量2mを超える場合のあることを示しており、斜面の状態によっては落石防護施設の設計に当たって注意を要するものと考えられる。



図一5 斜面勾配と跳躍量



図—6 斜面硬度と跳躍量

3-2 落石運動のシュミレーション

落石が斜面を転落していくとき、転落の線速度あるいは回転の角速度がある値を超えると落石の運動形態は転落から飛跳運動に変わる。

図-7は転り運動をしていた落石が跳躍を開始した時点における線速度の頻度分布を示したものであり、図-8は同様に跳躍を開始した時点の回転の角速度の頻度分布を示したものである。

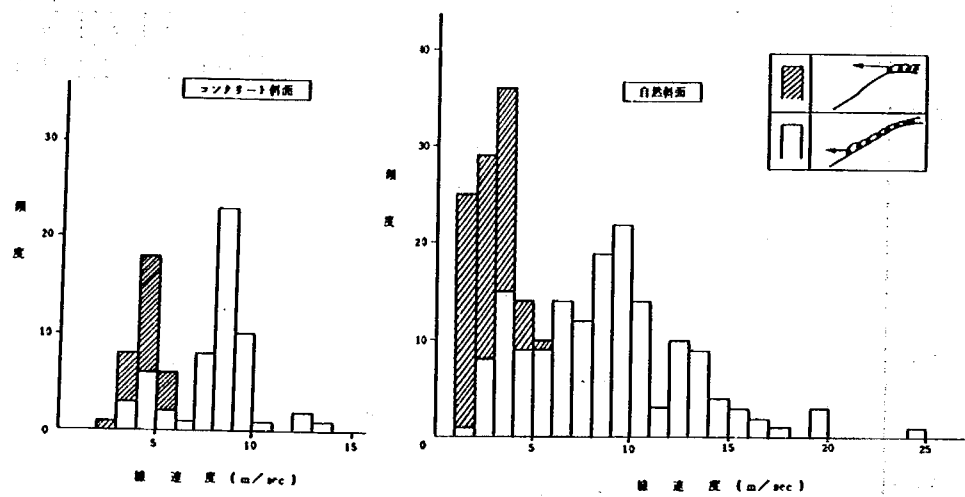


図-7 跳躍開始時の線速度分布

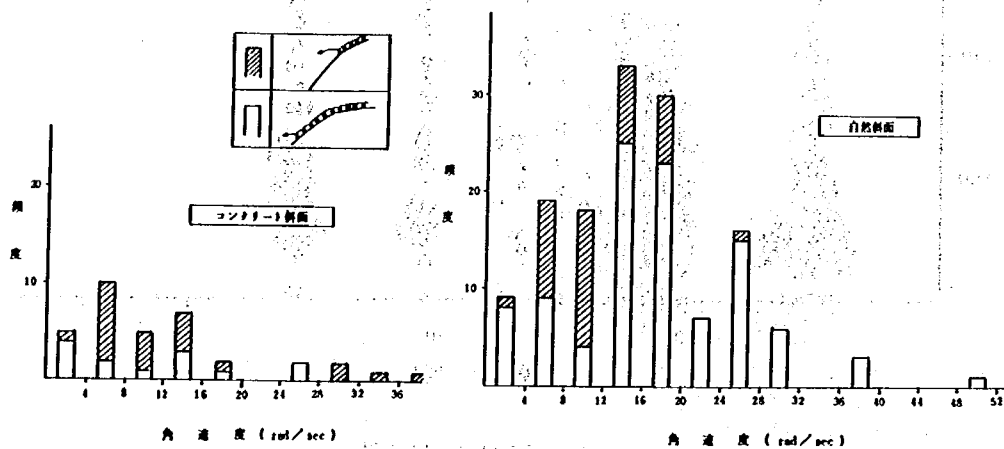


図-8 跳躍開始時の角速度分布

図-7によれば、跳躍を開始する線速度のピークは3～5 m/secと、8～10 m/secの2つの値の領域において表れている。ところが落石の運動軌跡をもとに跳躍開始をした斜面状況を調べてみると3～5 m/secにピークを有するものの大部分は斜面勾配の変化点で跳躍を開始していることが判明した。したがって一様な勾配が連続している場合の跳躍開始の線速度8～10 m/secというピーク値の方が、転がり運動から飛跳運動に変る限界速度として一般性があるものと考えられる。

同様に図-8から、飛跳運動を開始する限界の角速度は12～20 rad/secであることが判明した。

これらの値の下限值8 m/sec, 12 rad/secという値を用いて、剛体球が斜面を落下すると仮定して導いた落石の運動方程式から、落石のシミュレーション結果の一例を示すと図-9が得られる。

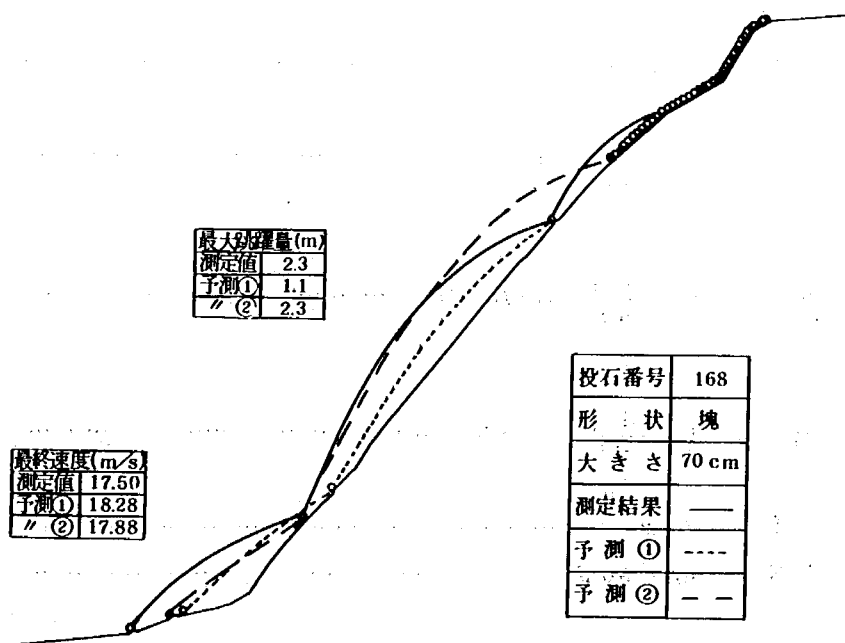


図-9 落石運動のシミュレーション結果

シミュレーションに用いた運動方程式は図-10に示す記号を用いて 次のように表わされる。

$$dt F_2 = m v_2 \cos \theta_2 - m v_1 \cos \theta_1 \dots\dots\dots (1)$$

$$dt F_1 = m v_2 \sin \theta_2 + m v_1 \sin \theta_1 \dots\dots\dots (2)$$

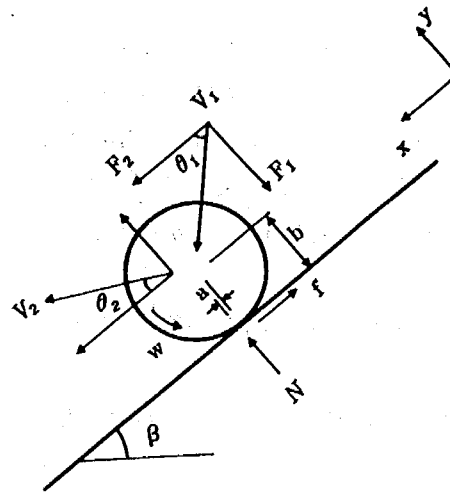


図-10 剛体球のモデル

$$\Delta t M = I \cdot \omega_2 - I \cdot \omega_1 \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$F_2 = m \cdot \frac{d v_1}{d t} \cos \theta_1 - f \quad \dots\dots\dots (4)$$

$$F_1 = m \cdot \frac{d v_1}{d t} \sin \theta_1 - N \quad \dots\dots\dots (5)$$

$$M = I \cdot \frac{d \omega_1}{d t} + a \cdot N + b \cdot f \quad \dots\dots\dots (6)$$

$$f = F \cdot \mu \quad \dots\dots\dots (7)$$

$$N = mg \cdot \cos \beta \quad \dots\dots\dots (8)$$

反撥係数 e と斜面の摩擦係数 μ は次式から求めた実測値を用いている。

$$e = \frac{v_2 \sin \theta_2}{v_1 \sin \theta_1} \quad \dots\dots\dots (9)$$

$$\mu = \frac{v_1 \cos \theta_1 - v_2 \cos \theta_2}{g \cdot \Delta t} \quad \dots\dots\dots (10)$$

図-9 において予測①と記されているものは、落石が跳躍を開始して最初に斜面に衝突し

た時点以降について計算を行なったものであり、予測②と記されているものは投石開始時点からの計算結果である。

図-9によると運動の軌跡は若干異なっているが最終速度はかなりよく一致している。予測①の跳躍量と実測の跳躍量が余り一致していないが、この原因は石が斜面に衝突する地点の斜面の凹凸を適確にシミュレートできていないことによるものと考えられる。

3-3 落石の運動エネルギー

測定された落石速度は落石の形状や大きさによる差はほとんどみられず、自由落下速度に対する比(残存係数)の上限値は0.9~0.95程度であった。

この残存係数の上限値を既往の実験結果¹⁾と比較したものが図-11である。また、等価摩擦係数の形で斜面分類との関係を示す既往の実験値と比較したものが図-12である。

次にこの実験斜面において観測された回転エネルギーと線速度エネルギーの関係を整理したものを示すと図-13のようになる。

この図に示されるように、回転エネルギーは線速度エネルギーの0.02~0.2倍の範囲にあり、大部分は0.1倍と考えるとよいことが判る。

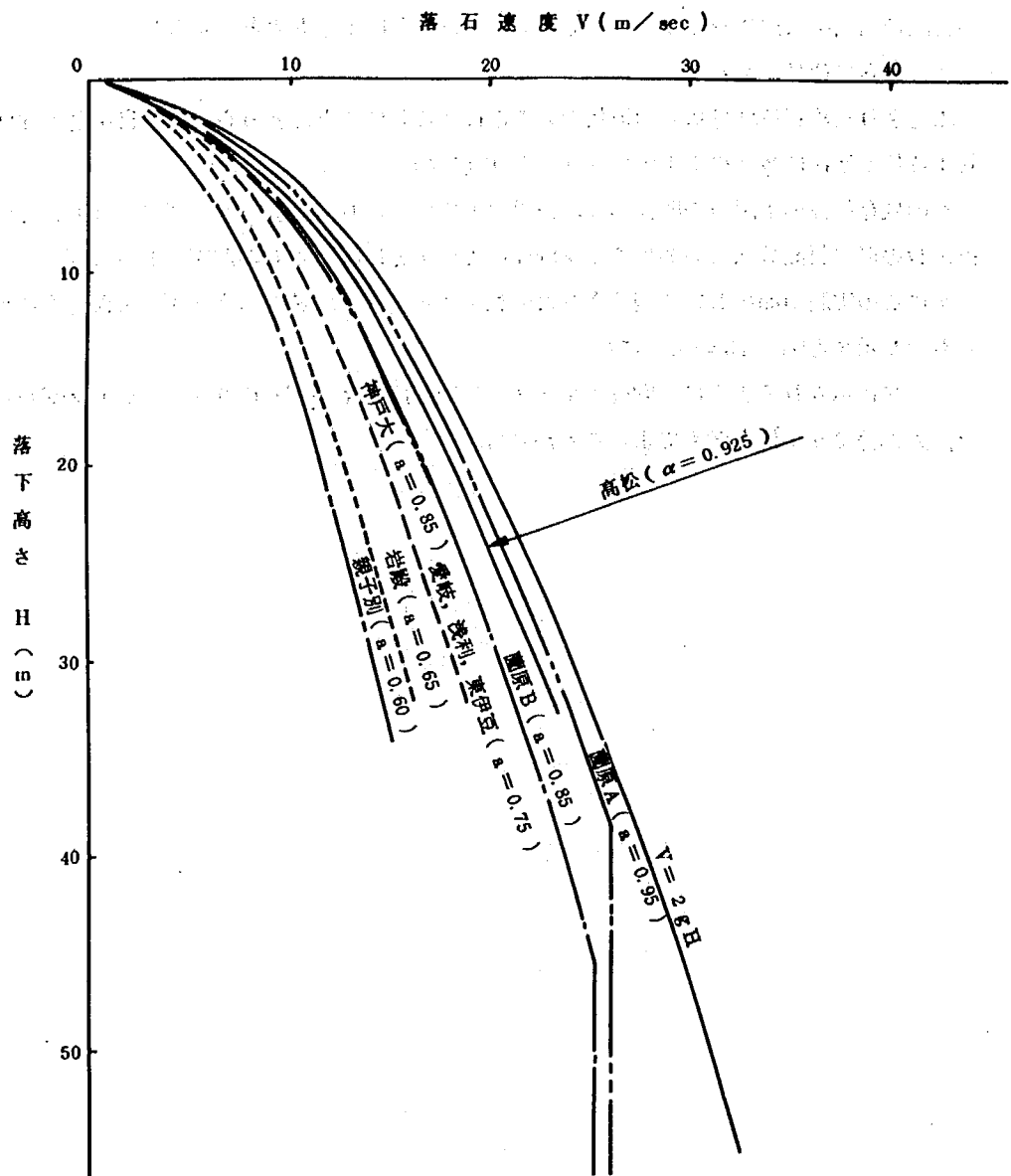


図-11 残存係数 α の上限値の比較
 (高速道路調査会；落石防護施設の
 設置に関する調査研究報告書より)

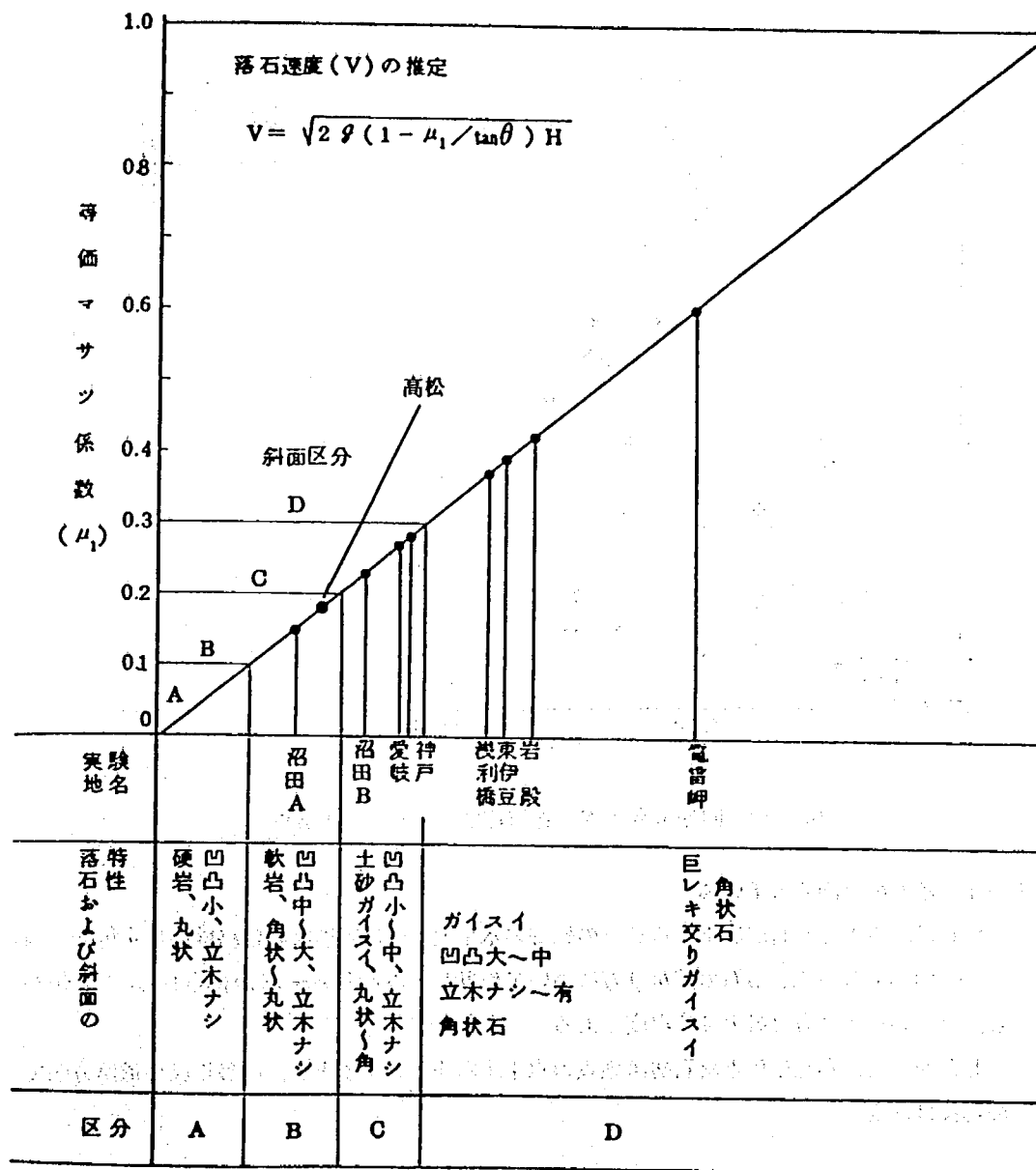


図 - 12 斜面分類と等価摩擦係数

(高速道路調査会；落石防護施設の
設置に関する調査研究報告書より)

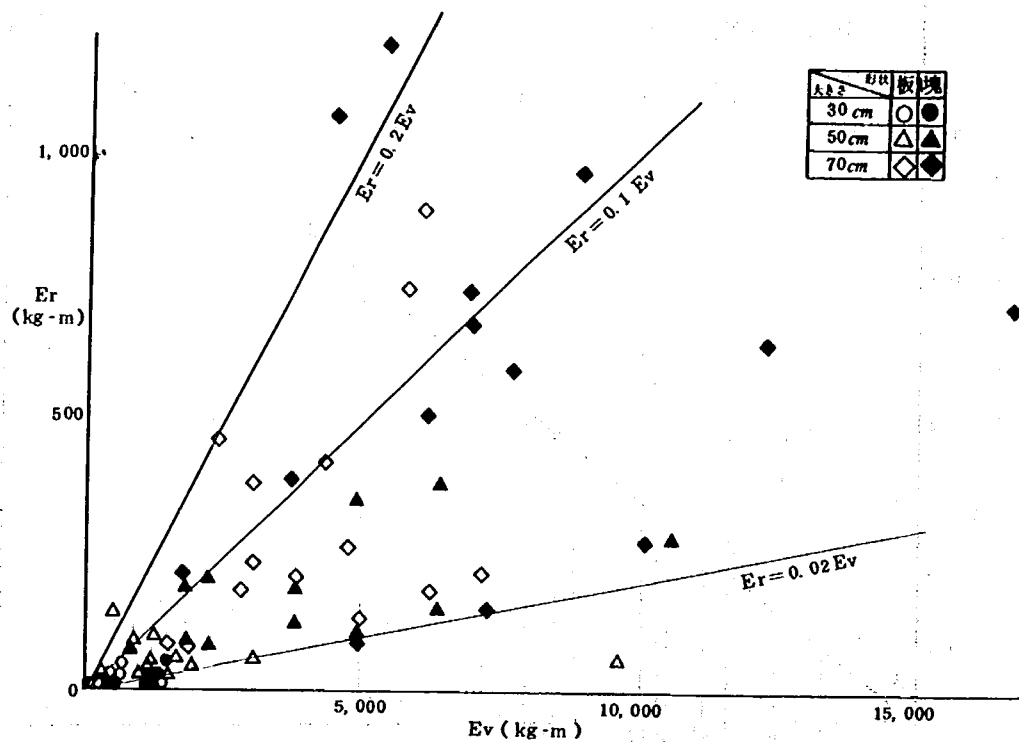


図-13 回転エネルギーと線速度エネルギーの関係

3-4 落石の平面的落下軌跡

投石後、落下した石が静止するまでの軌跡の水平面への投影軌跡の包絡線のなす角度を図-14のように定義し、落石の拡がり方について整理してみると図-15が得られる。この図から、落石の拡がり方は最大 45° 程度であることが判る。

したがって落石発生源と落石防護施設の水平距離を S とするとき、防護施設の道路方向での延長は最大

$$L = 2 \cdot S \cdot \tan 22.5^\circ$$

$$\approx 0.8 \cdot S \quad \text{..... (1)}$$

だけ必要であることを示している。

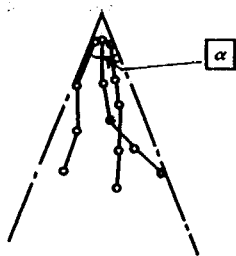


図-14 落石の拡がり

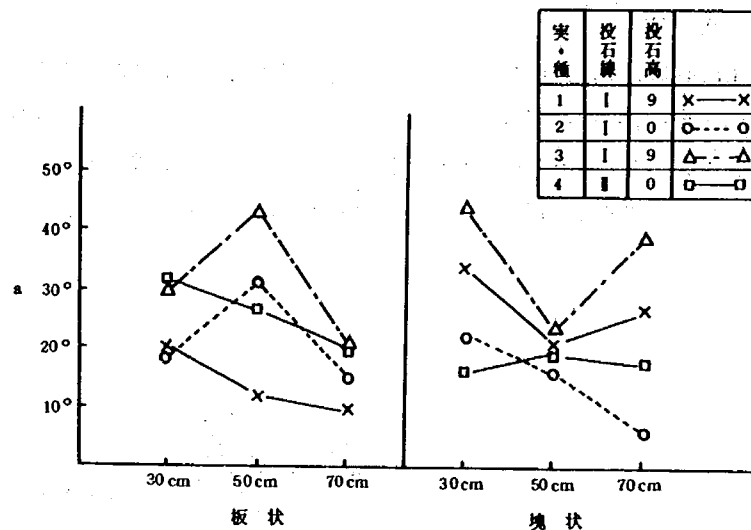


図-15 落石の形状と拡がり（平場まで）

参考文献

- 1) 高速道路調査会：落石防護工の設置に関する調査研究報告書，昭和49年
- 2) 日本国有鉄道施設局土木課：落石対策の手引き，昭和53年
- 3) 日本道路協会：道路防災施設調査報告書，昭和55年
- 4) 佐々木康，谷口栄一，舟見清己：落石防護工の被害に関する実態調査（第1報），土木研究所資料第1572号，昭和55年
- 5) 佐々木康，谷口栄一，舟見清己：落石防護工の被害に関する実態調査，土木技術資料 vol 23-8，昭和56年

（動土質研究室）

道-19 複合擁壁の設計法について

（質問）

- 1) ブロック積擁壁とコンクリート擁壁を組合せた複合擁壁の設計の考え方を教えていただきたい。
- 2) また，ブロック積擁壁の安定計算を行う際に，裏込め栗石を擁壁の一部として考慮に入れ

られるかどうかを伺う。

(徳島県土木部道路建設課)

(回 答)

1) 道路盛土などにおいては、盛土高、用地幅、経済性などを考慮してブロック積擁壁とコンクリート擁壁を組合せて用いる場合があります、その一般的な断面は図-1に示すようなものである。このような複合擁壁の特徴は、コンクリート擁壁の上に直接ブロック積擁壁が設置される点である。以下、その設計の考え方について略述する。

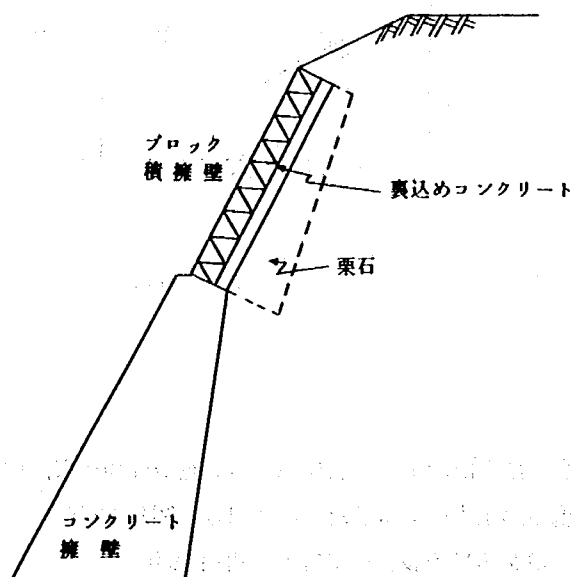


図-1 複合擁壁

ここでは構造形式の異なる二種類の擁壁を扱うため、個別にその安定性を検討することになるが、ブロック積擁壁に関しては特殊な条件下にない限り建設省制定土木構造物標準設計に従えばよい。すなわち、直高、前面勾配、裏込め土の種類が設計条件として与えられれば、控長、裏込めコンクリート厚さなどの設計諸元を求めることができる。

次に、コンクリート擁壁に関しては「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」に述べられているように、次の①～⑤について検討する必要がある。

- ① 滑動に対する安定
- ② 転倒に対する安定
- ③ 基礎地盤の支持力に対する安定

④ 背面盛土及び基礎地盤を含む全体としての安定

⑤ 地震時における安定

周知のように、一般的な設計条件に対してはこれらの項目を検討した結果として標準設計が準備されているが、図-1に示すような断面の場合、次の理由から標準設計をそのまま適用することが困難である。

- a) ブロック積擁壁を用いるために背面盛土の勾配がきつく、標準設計の集録範囲を逸脱すること。
- b) ブロック積擁壁からコンクリート擁壁に直接作用する荷重を考慮しなければならないこと。

したがって、複合擁壁のうちのコンクリート擁壁の部分については個々の設計条件に応じた安定計算を行う必要があり、基本的には上記①～⑤について「道路土工 擁壁・カルバート・仮設構造物工指針」に従って検討を行えばよい。ただし、その場合に外力の算定に若干の注意が必要なので、以下にこの点について触れておく。

コンクリート擁壁に作用する土圧の計算法には種々のものがあり、標準設計ではテルツァギー図表、クーロン公式、試行くさび法が使われている。テルツァギー図表を用いる場合には、背面盛土の勾配及び壁高と盛土高の比を与えれば土圧係数を求めることができる。しかしながら、この図表には背面盛土の勾配が1:1.5までしか示されておらず、ブロック積擁壁のように1:0.3～1:0.6の急勾配をもつ場合には適用できない。背面盛土が急勾配になれば、それに応じて土圧係数が大きくなることは容易に想像されるが、これを定量的に把握した例はこれまでにないので、現在、施工研究室では各種実験により基礎資料を収集しつつある段階である。

また、背面盛土ののり勾配が裏込め土の内部摩擦角よりも大きいとクーロン公式を適用することもできないので、図-1のような例の場合には試行くさび法により土圧を計算するのがよい。その具体的方法については専門書にゆずるが、この方法では擁壁背後の地表面が長大斜面をなす場合にくさびが必要以上に大きくなり、土圧を過大に計算してしまう可能性があるため、その場合には折線あるいは放物線状のすべり線を仮定する方法も検討する必要がある。

コンクリート擁壁の安定計算の上で、土圧の他に考慮しなければならない外力はブロック積擁壁から直接受ける荷重である。すなわち、ブロック積擁壁が土圧に抵抗するのに必要な反力がコンクリート擁壁の天端に作用することを考慮する必要がある。この力を無視すると、転倒、滑動などに対して危険側の設計になるので注意を要する。この力の算定については、図-2に示すようにブロック積擁壁に作用する土圧(P_H 、 P_V)及びブロックの自重(W)につり合う力(H 、 V)として求めるのが基本となろう。ただし、ブロック積擁壁のようにコンクリート擁壁に比べて剛性の小さい擁壁に作用する土圧については十分に解明されてい

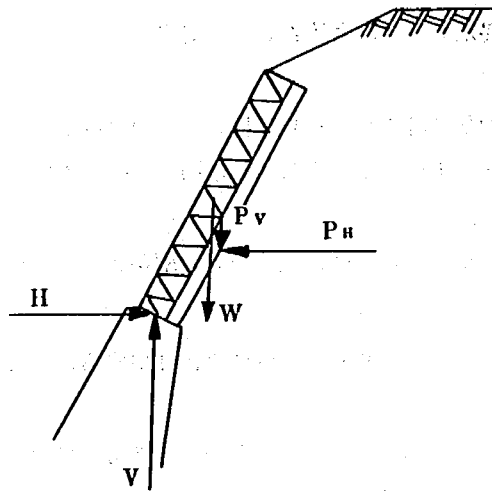


図-2 擁壁に作用する外力

ないので、現時点においてはコンクリート製もたれ擁壁の土圧算定法を準用せざるを得ないと思われる。

2) ブロック積擁壁の裏面には盛土側から浸透する雨水を外面に排出し、水圧による擁壁背後の圧力増大を防ぐ目的で透水性の良い材料が入れられることが多い。裏込め材として栗石が用いられるケースは多いが、土圧に抵抗する力を栗石に期待するのは栗石の本来の目的ではないと思われる。栗石は普通の土に比べれば大きなせん断抵抗を期待できることからブロック積擁壁の安定性に対して安全側に機能するものと考えられるが、これを定量的に扱うことは材料や施工状況に関係する問題なので、十分な信頼性をもって算定するのが困難な現状にある。したがって、質問にあるような安定計算(ブロックの自重と土圧を考慮したモーメントのつり合い)を行う際には栗石を擁壁の一部とはみなさずに安全側の設計を行っておく方が無難であろう。

(施工研究室)

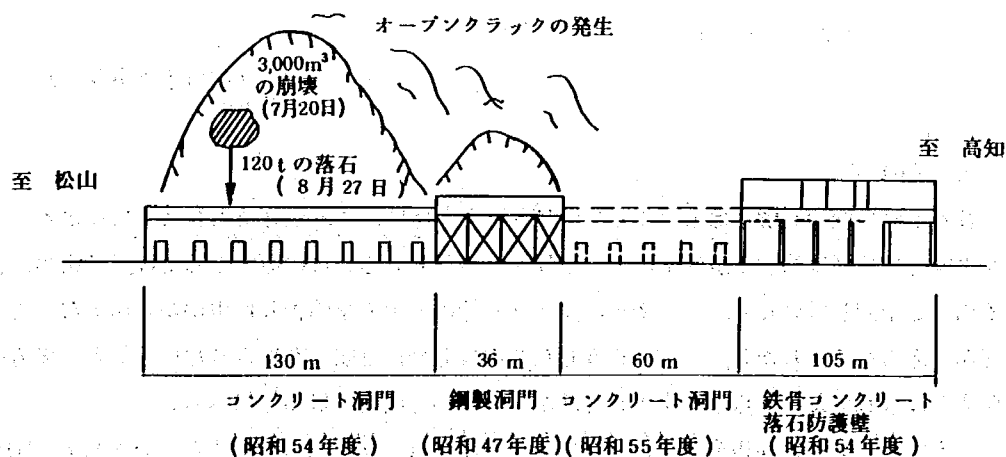
道-20 鋼製洞門の補強工法について

(質問)

当該洞門の位置する愛媛県柳谷村は、年間3000mmを超える降水量があり、地形地質も急峻で脆弱なことから、落石、斜面崩壊等の災害が従来より多発しており、交通規制区間の指定を受けている。このため防災上の観点から昭和48年度に衝撃力80t(推定)の落石荷重を対象とした鋼製洞門(L:36m)が建設された。そして引きつぎ、昭和53年度より当該洞門に接続して松山側にL:130mのRC洞門を施工中(落石80t+崩土の設計荷重、落石換算荷重210

い)であったが、昭和54年7月、8月の2回にわたり大規模な斜面崩壊があり、(第34回建設省技術研究会講演概要共通部門)、同一断面で鉄筋量を増すことにより落石換算荷重510tに増強された。さらに昭和55年度にも高知側にL=60mのRC洞門が同じ設計条件で完成した。このため、鋼製洞門の強度が両側のRC洞門より劣ることとなり、湧水による腐食が著しいこと、背後の斜面に崩壊の危険性のあること等もあって、早急に補強する必要が生じてきた。

そこで、(1)鋼板溶接による補強 (2)主構増設による補強 (3)鋼板溶接と主構溶接による補強 (4)コンクリートまきたてによる補強 (5)RC洞門の新設の5ケースの補強工法について検討したところ、あくまでも補強という観点から他の工法に比べ経済的で工期の短いこと、施工時の通行制限は片側のみでよいこと等から、(1)案が有力とされた。しかしながら、(1)案は現場溶接を主体とした補強であるため、溶接の信頼性や母材に悪影響を及ぼすことも考えられる(洞門の屋根にはクッション材として2m厚の真砂土が載荷されている)ので、本工法を採用する場合にあっては、その留意事項及び施工事例についてもあわせてご教示願いたい。



(松山工事事務所)

(回答)

図面その他の資料がないため、一般論として概略を述べることにする。

洞門工については、特に設計荷重に不確定な面が多いため、設計荷重を越えた荷重が作用した場合にも急激な破壊を生じないような、ねばりの大きい構造にすることが望ましい。

このようなことから、まず補強工法として考えられるのは、ブレースングの補強である。ブ

レーシングを補強することにより、座屈長が小さくなり、荷重分配効果もあがるため、耐荷力、ねばりはかなり向上すると思われる。

一方、現場溶接により鋼板を重ね合わせる工法については、構造系の弱点となる柱基部の十分な補強が可能であるかどうかについて疑問がある。したがって、この場合でも基部はコンクリートを巻く等の対策が必要であると考えられ、また新旧鋼板の応力状態を十分詳細に解析する必要がある。さらに、全面的にコンクリートをまき、SRC構造とすることも考えられよう。

溶接の施工については、部材が主として圧縮材であり、またくり返し応力をひんぱんに受ける部材でもないため、特にきびしい品質を要求されるわけではないが、溶接姿勢に無理があると考えられるので、工場溶接工により慎重に行うことが必要である。

(橋梁研究室)

道一21 トンネル掘削工法(ナトム)について

(質 問)

ナトム工法はオーストリアにおいて経験的な工法として施工され、最近日本でも使われているようになりましたが、この工法については理論的な解明はまだのように聞いています。土研の方で研究されたものがあれば御説明願いたい。

(中村工事事務所)

(回 答)

NATMの理論的解明は未だに完全になされたとはいえず、現在でもNATMによるトンネルの設計には経験的要素が非常に多く取り入れられている。この原因としては、地山の性状が不均一で予測し難いこと、トンネルの支保材と地山との力学的相互作用が明らかでないことなどが考えられる。しかし、一方、こうしたことは完全には明らかにされないまでも、多方面で研究がなされており、以下に土木研究所が行っている内容の概略を述べる。

土木研究所トンネル研究室で行っている研究項目は、支保部材に関するものとして、(1)ロックボルト (2)吹付コンクリートがあり、また、切羽付近での地山制御をより有効にするために、(3)切羽付近の応力再配分を解明するための3次元模型実験を行い、さらに(4)有限要素法による数値解析も行っている。

(1) ロックボルト

ロックボルトの作用効果を確認するため、基礎模型実験と応用模型実験を行った。

基礎模型実験では図一1に示すようなロックボルトを含んだ角柱供試体の1軸圧縮試験を行った。この実験では地山材料を石膏・モルタル等数種類変化させ、そのときの耐力、変形特性に及ぼすロックボルトの効果を検討した。その一例を示すと、供試体はまず型枠

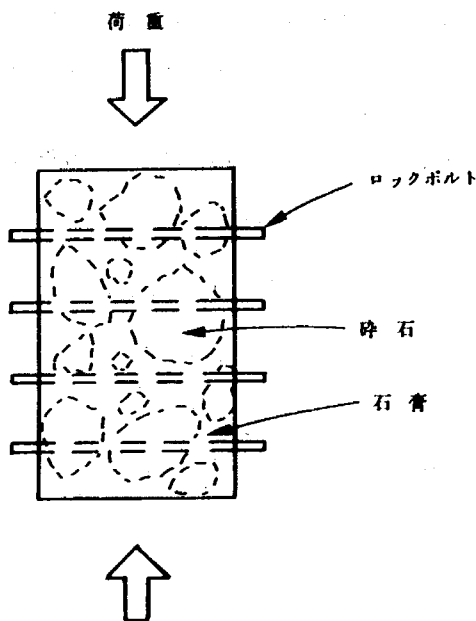


図-1 角柱供試体

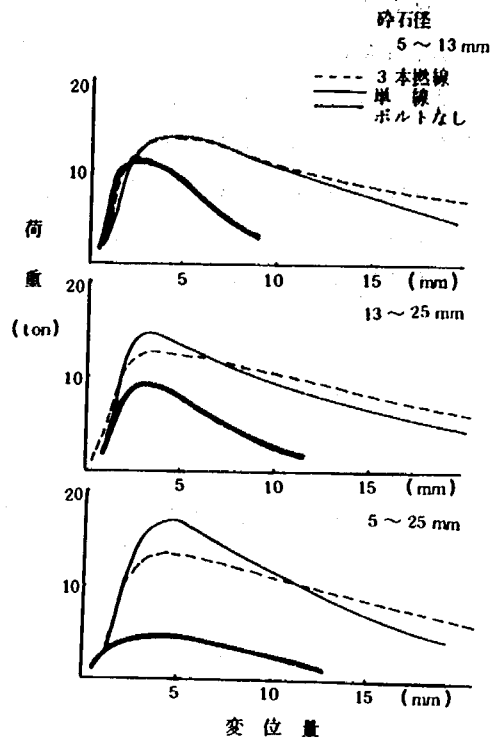


図-2 供試体の1軸試験の荷重・変位量曲線

中にロックボルトにみたてた番線を水平2方向に配し、砕石をつめ低強度の石膏を流し込んで作製した。その結果は図-2のようになった。図-2で破線は番線を3本よってロックボルトの模型とした場合の模型実験結果を示している。図より明らかなように、ロックボルトを有する供試体の方が最大強度も残留強度も増大しており、ロックボルトが地山強度を著しく改善することが推測される。

また応用実験であるロックボルトのトンネル模型実験ではボルトによる内空変位抑制効果が明らかとなり、また、内空面の剥離等の変状発生はほぼ内空変位量によるもののボルトにより変状発生までの変位量は増大する傾向がみられた。

(2) 吹付コンクリート

吹付コンクリートは地山との付着強度によって支持機能を発揮すると考えられている。

このため、吹付コンクリートの厚さをいたずらに大きくすることは不経済である。そこで

吹付けコンクリートの付着強度に着目して、押し抜き試験機による強度試験を行っている。

実験は1.8 m × 1.8 mの板にコンクリートを吹付け、中央部0.6 m × 0.6 mの押し抜き板をジャッキで押し抜いて、吹付コンクリートの耐荷力をもとめた。実験により吹付コンクリートの吹付厚さの変化による押し抜き荷重に対する破壊形態の変化を明らかにした。

(3) 切羽付近の応力再配分

NATMにおいては、特に切羽付近において地山変位と支保に作用する荷重を制御することが重要である。それには切羽付近の応力再配分について明らかにしておかなければいけない。このため実際に模型トンネルを実験地山中に掘進してトンネルの周辺の地中応力を計測し応力再配分の機構を明らかにした。

実験によるとスプリング・ラインと同じ水平面に働く地山中の鉛直応力のトンネル近傍での縦断方向の変化は図-3の通りである。

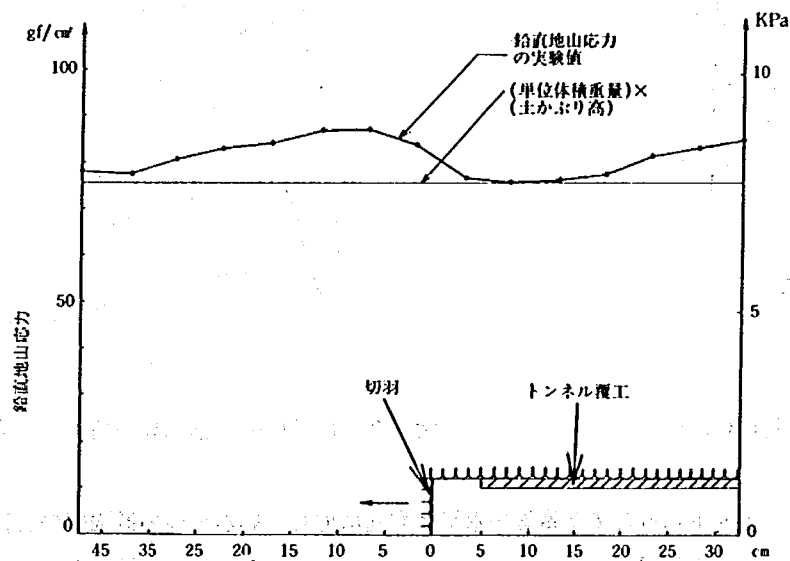


図-3 切羽付近の鉛直地山応力(模型実験)

これによると地山中の応力は切羽における応力解放によって一時減少するが、覆工を建て込むことによって漸増する傾向がみられる。これは覆工からの反作用によって地山が側圧を受け地山強度が増大するためであると考えられる。これによって、実験時発生したようなゆるみ土圧のみが発生するようなトンネルでは、なるべく早期に支保工、覆工を施工した方が良いことがわかる。

(4) 有限要素法による数値解析

現在当研究室で使用している有限要素プログラムはTrilinearな2次元弾塑性体の計算ができる。しかしbar要素、beam要素が組み込めないため、トンネルの周辺の計算領域を広く想定した場合、ロックボルトや吹付コンクリートをうまく表現できないという欠点を有している。このため、こうした点を改良した新しい有限要素法プログラムを開発すべく現在検討中である。(トンネル研究室)

道一22 既設トンネルの拡幅について

(質 問)

既設一車線トンネルに待避車線を設ける場合、地質図等の既存資料がなく、待避所設置のための調査方法及び現道交通へ与える影響を最少限とする施工計画、施工方法並びに事例があればお聞かせ願いたい。

(富郷ダム調査事務所)

(回 答)

トンネルの中には、覆工コンクリートの老朽化、変状や建築限界の不足等の理由により改築した例がいくつか報告されている。本質問の主旨から、これらのうち全断面改築あるいはアーチ部の改築のような本格的な取壊し改築の例について表-1に示す。改築工法の選定に当たっては、地形、地質条件、トンネル断面、覆工コンクリートの健全度、交通条件、工事条件(工事数量、工期等)などを考慮し、総合的な判断のもとに決定しなければならない。

表-1 トンネルの取壊し改築例

トンネル名	改 築 の 原 因	改 築 方 法	備 考
郷 津(8号)	国鉄廃線トンネルの 拡幅	旧トンネルを底設導坑と して上半切上げ	新設 S. 49
関 (25号)	覆工コンクリートの 変状	アーチコンクリートの打替え とインパートの新設	交通は迂回させた S. 51
月山第一(112号)	"	アーチ及び側壁コンクリ ートの打替え	新設 S. 53
殿河内(54号)	建築限界の不足等	上半先進の在来工法	交通は迂回させた S. 55
高倉,他(国鉄 田沢湖線)	電化のため	上半先進又は側壁先進の 在来工法	死線改築 S. 54
相沢山,他(")	"	上半先進で ロックボルト工及び 吹付けコンクリート工	" S. 54
小野子(国鉄 吾妻線),他	"	在来工法	活線改築 S. 42

本例では、適当な迂回路が無く交通(500台/12時間)を通しながらの施工が条件となっている。しかし、交通に対する安全の問題はもちろん、改築作業の能率向上のためにも一時的な通行止めを行うことが不可欠である。このため、交通量調査を行い、通行止めが可能な時刻および時間の検討を行う。特殊な架台をつくり、せん孔時シェルターをかけて通行させる場合でも、発破、ずり処理等で2~3時間の通行止めが必要であり、また、トラブル等で予告通りに通行再開できない場合の問題を考えると、昼間2~3時間ずつの通行止めによる作業は現実的

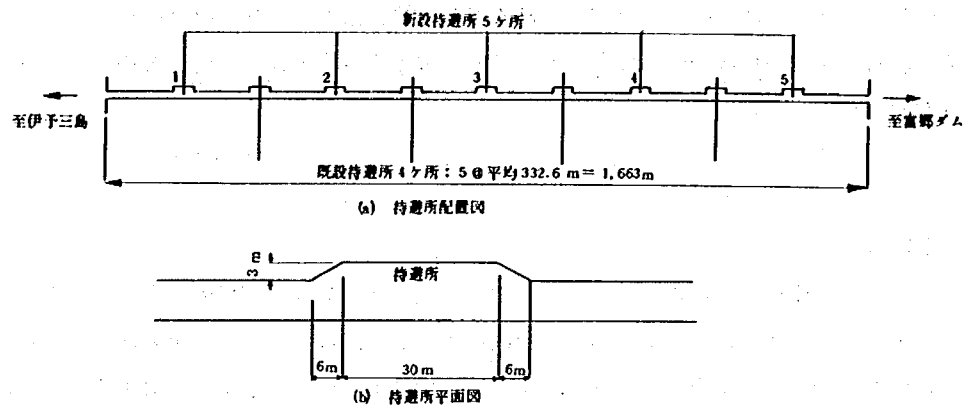


図-1 法皇トンネル一般図

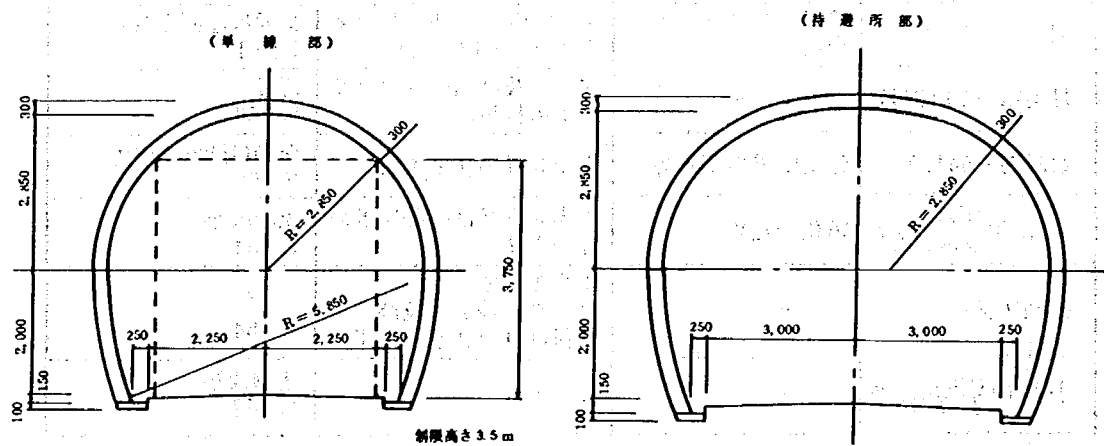


図-2 法皇トンネル標準断面図

でない。できるだけ、夜間を選び6時間程度の通行止めを行うことが望ましい。

地質調査の記録が無いとのことであるが、トンネル建設当時の企業者および施工業者の担当者から当時の施工状況について聞きとりを行う(三波川変成帯、珪質片岩?)。拡幅部の位置

はその性格から設計より20m以上移動すべきではないと思われるので、現設計に固定して調査設計を進めるのが原則となろう。したがって、地質調査も、拡張側の側壁部をS.L.の高さ付近まで幅1m程度にわたって取壊しを行うのが、ボーリングを行うよりの確である。なお、待避所№3については地表に溪流があるので待避所両端で抜き掘り調査を行うのが望ましい。片理の走行傾斜を考慮して施工しやすい側に待避所の位置を変更することも検討の余地がある。

施工方法であるが、最近、吹付けコンクリートとロックボルトによって施工されたトンネルは力学的な挙動や耐久性、維持管理面において在来工法に比べて優れていることが明らかになりつつある。したがって、トンネル改築に当たっても、まず吹付けコンクリートとロックボルトによる改築について検討するのがよい。本工法の適用について施工上の検討項目を表-2に示す。

表-2 改築工法の施工上の検討項目

条件		工法	在 来 工 法	吹付けコンクリートとロックボルト
作業上 必要な空間			覆工背面での施工が可能	広い施工空間が必要 吹付けコンクリート……吹付け面から3m程度必要 ロックボルト……ロックボルト長+2~3m程度必要
地 質	崩壊性 地 質		縫地工法で対処 場合により地盤改良	吹付けコンクリート、ロックボルトの施工性、切羽の自立性、地盤改良等について検討、在来工法より注意が必要
	湧 水		地質状態によるが、 水抜工法、注入工等 が必要	吹付けコンクリート、ロックボルトの施工性の検討が必要であり、在来工法より補助工法の必要性が高い

湧水が多くて吹付けコンクリートが付着しないと判断されたときは、通常の山岳トンネル工法で設計・施工するものとするが、以下に、湧水が吹付けコンクリートの施工に影響がないと判断される場合として、吹付けコンクリートとロックボルト支保による改築工法の設計と施工計画について紹介する。

吹付けコンクリートの吹付け厚は岩質により5~10cmとし、ロックボルトは長さ2~3mのものを岩質によりアーチ部に8~10本打設する。岩盤が良好な場合は吹付けコンクリートのみでよい。覆工は現場打ちコンクリートとし、巻厚は標準断面と同じ30cmとする。

施工順序としては、まず交通を防護するシュルターを設置する。シュルターは容易に移動可能な構造とする。

次に、覆工背面に空洞あるいはゆるみがある場合は、裏込め注入により処置をする。これは

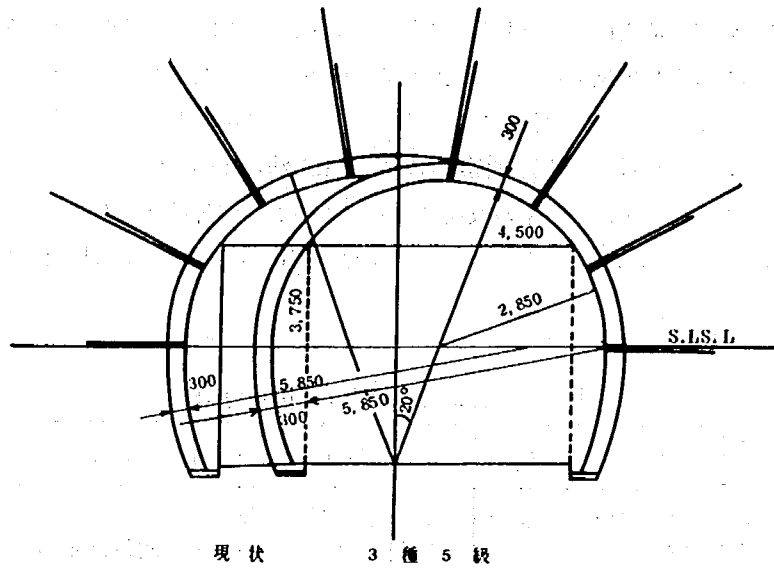


図-3 標準断面図（地質の良い場合）

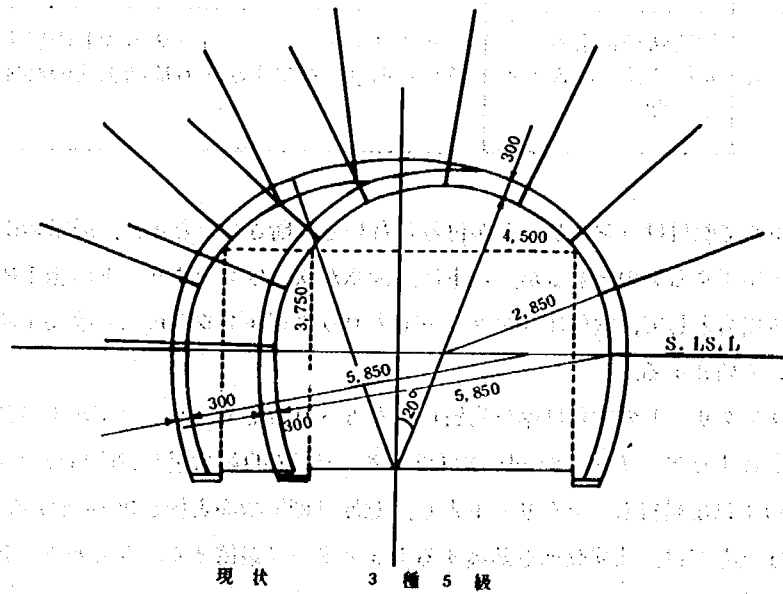


図-4 標準断面図（地質の悪い場合）

空隙充填が主であり、又、あとで取壊すものであるから、注入材料としては高強度のものは不要であり、気泡モルタルとする。注入圧は最大 $2 \sim 3 \text{ kg/cm}^2$ 以下とする。注入範囲は拡幅部の前後 10 m 程度までとする。

ロックボルトは、拡幅しない側については覆工内面より先行設置する。拡幅する側については、地質が良好な場合は覆工の取壊し及び掘削の後に打設する（図-3）。地質が不良な場合には前以って覆工内面からロックボルトを打設した後、覆工取壊し、掘削を行う。

掘削により断面内に残ったボルトは吹付けコンクリート施工後切断し、その後新たにボルトを打設する（図-4）。

発破を用いる場合は、できるだけスムーズブラスティング工法を採用し、必要な場合、制御発破を行う。

・クラウン部の覆工で 30 cm の巻厚がとれていない場合には、その部分を取壊して打替える。

（トンネル研究室）

57. 2. -8

