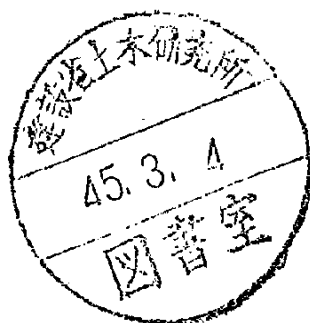


土木研究所資料

518
号

四国地建における一日土研資料



昭和44年8月26(火)~27日(水)

主催 建設省土木研究所
建設省四国地方建設局

四国地建における一日土研資料

昭和44年8月26日~27日

建設省四国地方建設局

目 次

1 共 通 部 門	1
1 コンクリートの配合と品質管理及び検査について	1
2 基礎工法における問題点	23
3 盛土の締め固めに関する問題点	31
4 法面処理について	39
5 そ の 他	45
 2 河 川 部 門	47
1 河道計画上の問題点	47
2 ダム放流施設について	57
3 そ の 他	61
 3 道 路 部 門	65
1 維持修繕舗装工事の問題点	65
2 トンネル施工上の留意点	69
3 そ の 他	83

1 共 通 部 門

- 1 コンクリートの配合と品質管理及び検査について
- 2 基礎工法における問題点
- 3 盛土の締め固めに関する問題点
- 4 法面処理について
- 5 そ の 他

1 コンクリートの配合と品質管理及び
検査について

質 問 1

標準配合表を作成した主旨とその適用範囲について説明されたい。また適用範囲外のものについての積算基準の作成方針ならびに実際に施工する際の注意事項について説明されたい。

解 答

コンクリートの配合は、構造物の種類、構造物がうける気象条件、使用材料、施工方法などのいろいろな条件を考えて配合設計を行なつて定めるのが原則である。しかし、全ての構造物にこの考え方を適用することは、かならずしも適当でない。従来行なっていた方法は、積算のときに考慮した単位セメント量と現場で施工上必要とするコンシステンシーが得られるような単位水量とを中心に考えて配合決定を行なっていた。この結果、単位セメント量の適否が大きな問題であつた。また、地建間においても構造物の種類とその工事に使用する単位セメント量との関係も多少の違いがあつたため、現在の段階で得られるかぎりの資料をもととして、全国一本の標準配合表を作成した。骨材の良、不良などに関係なく、全国一本の標準配合表としたことによつて、ある場合には大きなゆとりをもつことになるので、その制限として、 $\delta OK 210 kg/cm^2$ 以下、コンクリート量 $1000 m^3$ 以下とかぎつて、まずこの程度ならば、1件ごとに配合設計をするよりは標準配合表を使用する便利が大きいと判断した。しかしながら、十分な資料の得られるもの、高強度、高品質のもの、大規模なものについては、当然、予かじめ十分に検討すべきである。この結果、レデーミクスコンクリートならびに $1000 m^3$ 以上のコンクリートは各地建の実状に合った配合表なり、発注時の判断の基準なりを必要とし、P O 構造物などはその都度検討することが望ましい。

標準配合表の作成に用いた資料は、建設省共同試験の試験結果ならびに、直轄工事における品質管理試験の試験結果でなり、それぞれ図-1、図-2にしめすものである。

これらの結果から、所要のコンシステンシーを得るに必要と思われる単位水量、所要の品質を得るのに必要と思われる W/O と ϕ_{28} との関係を表-1

～表-3のようにまとめたものである。

標準配合表作成に用いた資料

(I) 単位水位

砂利使用の場合

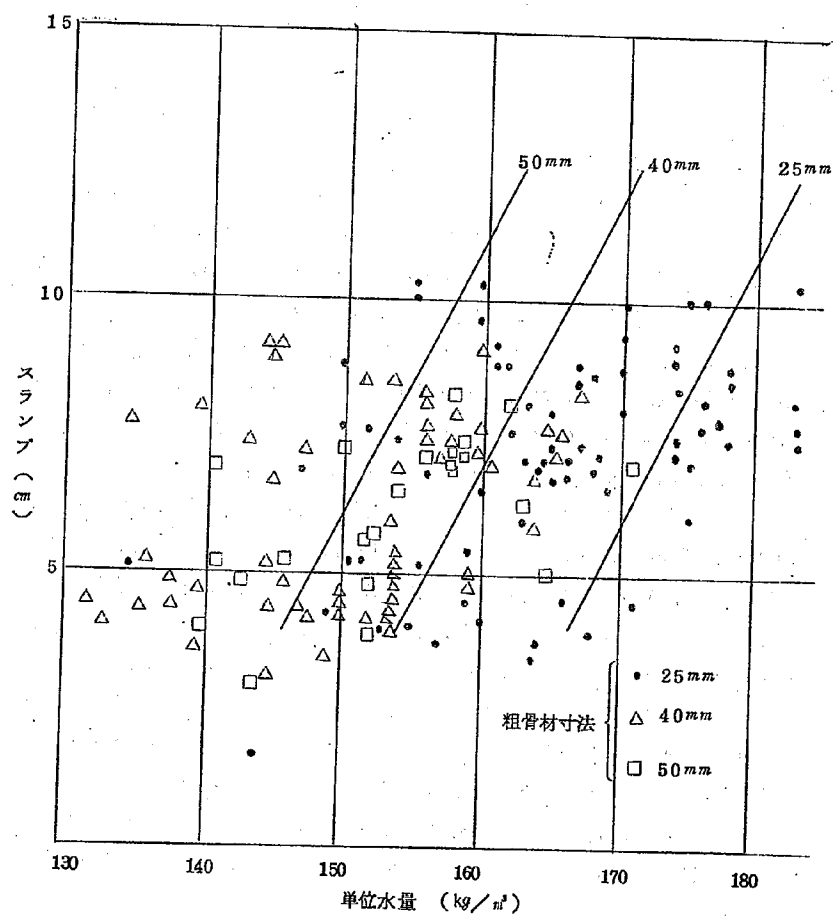


図 - 1

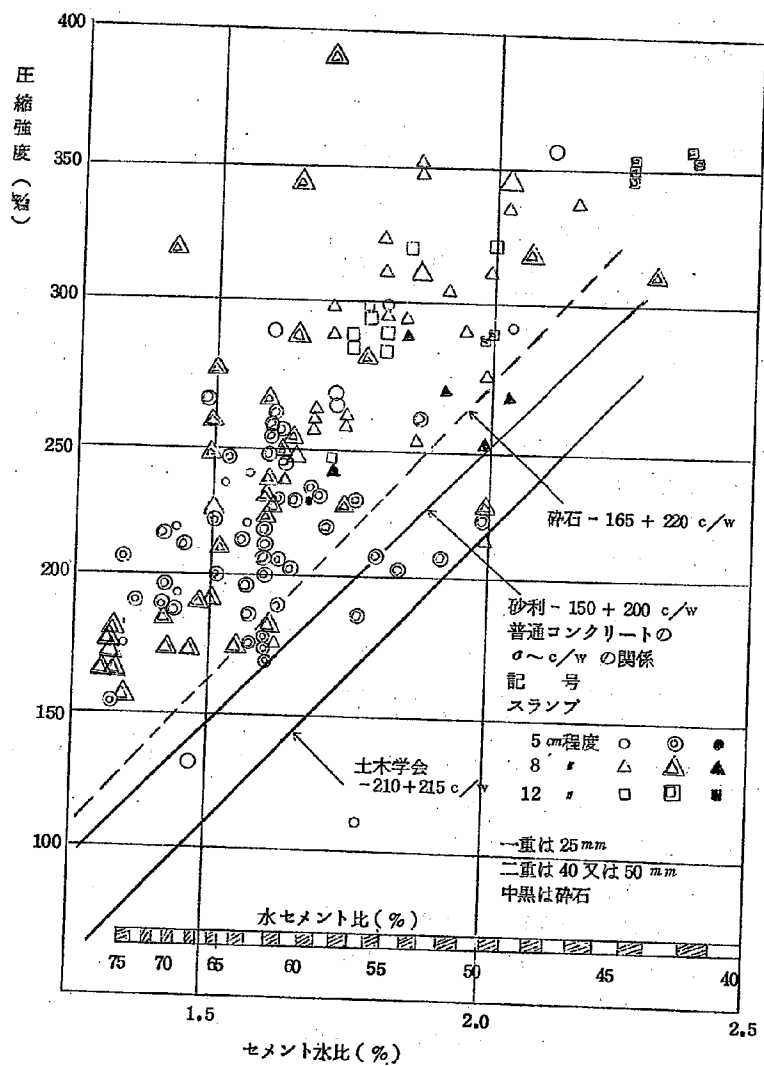


表-1

粗骨材最大寸法		25mm			40mm			50mm		
粗骨材	スランプmm	5	8	12	5	8	12	5	8	12
砂利		168	174	182	156	162	170	148	154	162
碎石		185	191	200	172	178	178	163	169	178

注 碎石コンクリートの単位水量は砂利コンクリートの場合より10%増とした。

表-2

混和剤の種類	設計基準強度 (MPa)				記 事
	120	160	180	210	
A E 剤	0.90	0.92	0.93	0.94	
減水剤	0.85	0.87	0.88	0.89	

(2) 単位セメント量

イ 割増し係数

表-3

	設計基準強度 (MPa)			
	120	160	180	210
変動係数(%)	20	20	15	15
割り増し係数	1.19	1.19	1.12	1.12

割り増し係数は土木学会制定コンクリート標準示方書により $P_1=1/20$ $P_2=1/4$ として求めた。

ロ C/Wと δ との関係

普通コンクリート

$$\text{砂利} \quad -150 + 200C/W = \delta_{28}$$

$$\text{碎石} \quad -165 + 220C/W = \delta_{28}$$

AEコンクリート

$$\text{砂利} \quad -132 + 176C/W = \delta_{28}$$

$$\text{碎石} \quad -145 + 194C/W = \delta_{28}$$

A E 剤、減水剤を用いた A E コンクリートの場合は空気量 1% 毎に圧縮強度が 4% 減少するものとした。

質問 2

碎石を使ったコンクリートの設計施工上の留意事項について御教示願いたい。

解答

碎石コンクリートであるからといって、砂利を用いたコンクリートと設計施工方法に大きく異なるところはない。碎石の選択と配合の決定とが、それぞれ適正であればよいわけであるが、そのためには碎石コンクリートの性質を熟知していなければならない。

碎石コンクリートの性質ならびに碎石の品質の実態については建設省技術研究会（20, 21, 22回）報告およびその他の参考資料に述べてあるのでこれらを参照していただきたい。

なお、当日説明に使用した資料は図-3～図-7ならびに表-4～表-7のとおりである。

参考資料

碎石コンクリート 土木学会誌 Vol. 52 No. 5 昭和42年
 碎石および碎石コンクリート コンクリートジャーナル Vol. 7
 No. 9 昭和44年 コンクリート用骨材の品質規準 土木技術資料
 Vol. 11 No. 9 昭和44年

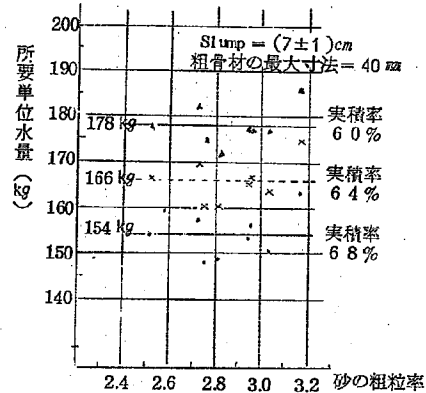


図-3 粗骨材の実績率と単位水量との関係

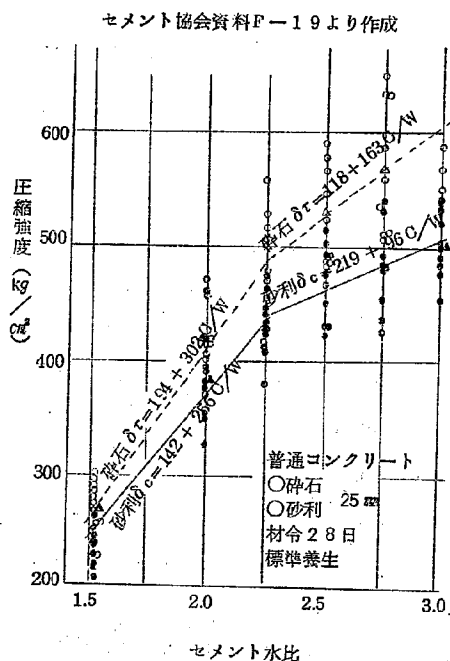


図-4 セメント水比と圧縮強度

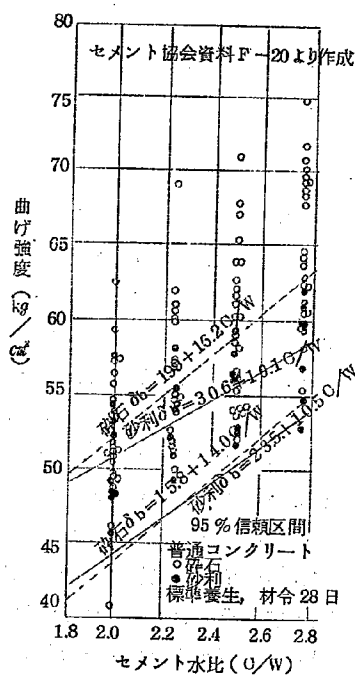


図-5 セメント水比と曲げ強度

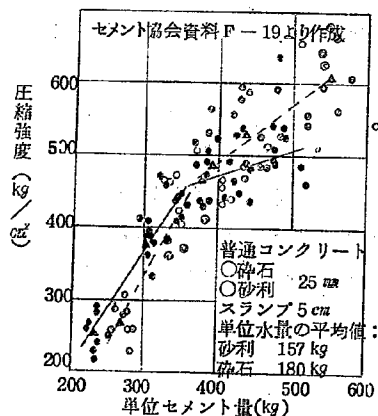


図-6 単位セメント量と圧縮強度

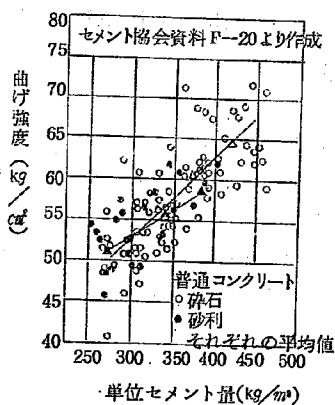


図-7 単位セメント量と曲げ強度

表-4 JIS A 5005に規定された碎石材料

比 重	2.5以上	安 定 性	12%以下
吸 水 量	3%以下	スリヘリ減量	40%以下

注) コサンゼルス試験機による場合

表-5 風化岩を用いたコンクリートの圧縮強度

碎石の種類	比 重	吸水量 (%)	安定性試験による 損失重量 (%)	28日圧縮強度(MPa)			記 事
				w/c=45%	w/c=50%	w/c=60%	
砂 岩 (新鮮な原石) を破碎	2.64	0.9	5	449 (100)	384 (100)	297 (100)	セメント : 中熱 スランプ : 2~3cm 骨材最大寸法 : 40mm 単位水量 : 160kg
砂 岩 (かなり風化 している)	2.57	2.1	22	372 (83)	325 (85)	261 (88)	
粘 板 岩 (かなり風化 している)	2.57	2.7	41	338 (75)	313 (78)	266 (89)	

碎石コンクリートの配合設計

イ 砂利コンクリートと同じワーカビリティをうるために、つぎのごとく行なう。

(a) 単位水量は砂利コンクリートの場合よりも10%(約17kg)増加する。

所定のスランプがえられないときはスランプ1cmに対して水量を1.2%変更して調整する。

(b) 単位粗骨材量は、JIS A 1104の規定によつて単位容積重量を求め、この単位容積重量に表-4の値を乗じて求める。

表-6 単位粗骨材容積

粗骨材の 最大寸法 (mm)	細骨材の粗粒率			
	2.40	2.60	2.80	3.00
20	0.65	0.63	0.61	0.59
25	0.70	0.68	0.66	0.64
40	0.76	0.74	0.72	0.70
50	0.79	0.77	0.75	0.73

注: 碎石コンクリートの場合は表の値を0.03程度小さくするのがよい。

表-7 配合設計参考表

(細骨材はFM=2.75, コンクリートのコンシステンシーはスランプ7.5~10cm)

粗骨材 最大寸法 (mm)	AEコンクリート			AE剤を用いないコンクリート	
	空気量(%)	単位水量(kg)	細骨材率(%)	単位水量(kg)	細骨材率(%)
20	6	168	42	187	45
25	5	158	37	178	41
40	4.5	145	33	166	36
50	4	136	30	158	33

他の条件に対する調整

上表の条件に対する	数 値 の 調 整	
	単 位 水 量	細 骨 材 率
細骨材FM 0.1の増減	—	± 0.5 %
スランプ1cmの増減	± 1.2 %	—
空気量1%の増減	± 3 %	± 0.5 ~ 1.0 %
W/C 0.05の増減	—	± 1 %
細骨材率1%の増減	± 1 %	—
砕 石	+7 ~ 10 %	+3 ~ 5 %
舗装用コンクリート	— 3 %	— 3 %

ロ 単位セメント量についてはつぎの如く行なう。

- 水セメント比が耐久性から決まる場合には、耐久性に必要な水セメント比がえられるよう、単位水量の増加に応じて単位セメント量を増加する。
- 水セメント比が強度で決まる場合には、試験によつて、水セメント比と強度との関係を求め、これによつて水セメント比を定めるのがよいが、良質な砕石を用いる限り、砂利コンクリートの場合と同じセメント量でよい。

質 問 3

- 1 マスコンクリートにおけるセメント（普通セメント，中庸熱セメント，高炉セメント）混和材（フライアッシュ）混和剤（ビンゾール，ボゾリス）の使用組合せに関する最近の考え方について。
- 2 各種セメントの工事目的又は構造による使い分けについて最近の傾向をお教え願いたい。
（特にトンネル及びセメントコンクリート舗装等について）

解 答 1

マスコンクリートは，部材断面が厚く，セメントの水和熱などによつて生じた熱の放散が困難となる。また，種々な要因によつて温度変化による変形が拘束されるときはひびわれが生ずる。このような理由でマスコンクリートでは特にコンクリートの温度管理が重要視される。

コンクリートの温度調節には次の方法がある。

- (1) 単位セメント量を減少する。
- (2) セメントの単位当りの発熱量を減少する。（中庸熱セメント，混合セメント，混和材などを使用する）
- (3) 施工により調節する（リフト厚さ，打設間隔，クーリングなどを考慮する。）

一般にこれらは単独であるいは組合せで適用される。フライアッシュを使用することは(2)に該当する。

また，単位セメント量をできるかぎり低減し，しかも耐久性，水密性などの所要の品質を満足する上から，単位水量をも低減することが望ましいので，混和剤を利用することが多い。特に，凍結融解をうける地方では，AEコンクリートとしてこれらに対する抵抗性を高かめるためにAE剤を用いる。

所期の目的に対して，それぞれをどのように組合せるかということについては特に定説はない。

コンクリートの温度上昇におよぼすセメントの種類，混和剤の影響は図-8，9に示すように，単位水量と圧縮強度におよぼすセメントの種類と混和剤との影響は図-10に示すとおりである。

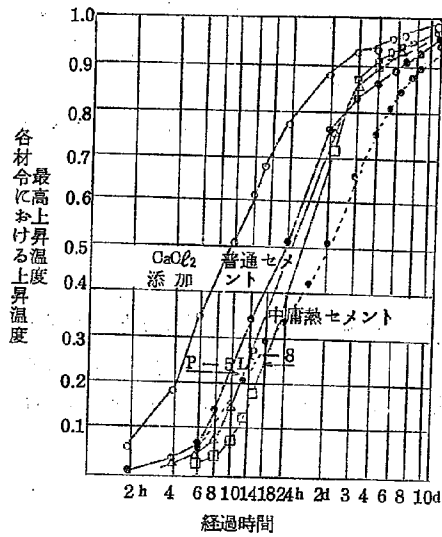


図-8 セメントの種類、混和剤の使用が
温度上昇におよぼす影響

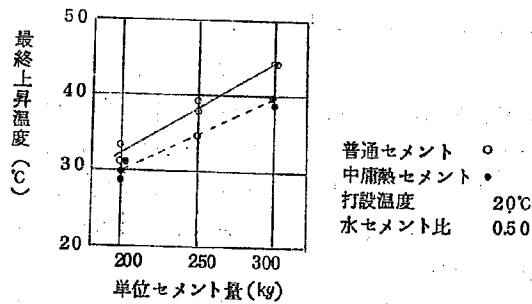
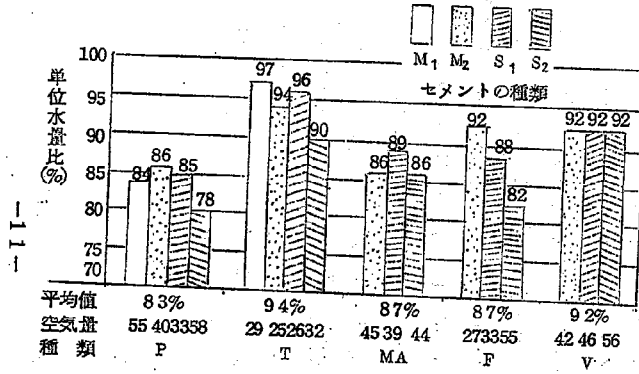


図-9 単位セメント量と上昇温度との関係

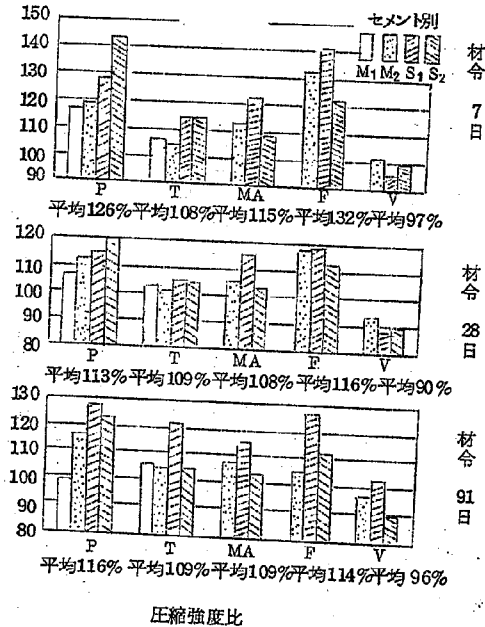
決



単位水量比

M₁, M₂ : 中熟セメント
S₁, S₂ : 高炉セメント

図-10 セメントとの組合せの1例



解 答 2

高炉セメントはJIS R5211に規定されているように、スラグの混合率によってA種からC種までである。一般には、A種、B種がよく用いられている。高炉セメントはポルトランドセメントに比較して、酸、塩などによる耐食性に優っており、A種は強度的にも、ほぼ同程度であるがただクリンカーが入っている分だけ強度の出現が遅れるので（特に低温で大きい）十分な養生が必要である。地域的な条件が違うのではつきりどれを使用すべきだという事はいい難いが、いずれにせよセメントの特徴をいかして使い分ける事が望ましい。

質 問 4 設計基準強度について

トンネル覆工の設計基準強度をどの程度にとればよいか、又アーチ部と側壁部での設計基準強度の考え方について。

解 答

トンネルの強度はどれくらいいるか、鋼製支保工との関連もあり、最近いろいろディスカッションが行なわれているが1つの考え方としてトンネルの土圧は鋼製支保工をガッチリやれば十分であり、支保工が全部荷重を受けて覆工ははだ落ち応力配分程度であり、施工において支保工応力を測定して、又、コンクリートを打設し応力を測定する。そうするとコンクリートの方はほとんど応力はいかからない。温度応力、熱応力程度のものである。したがって強度は余り必要でないという意見もある。ところが地質の悪い場所では支保工が半分、覆工が半分応力を受けるという測定例もある。いずれにせよ、支保工が永久構造物として覆工の中にかい込まれていてコンクリートと1体となつて荷重を受けるという考え方でコンクリートの強度を計算するのが適当である。したがってトンネル標準示様書では160～200kg/cm²程度でよいとしている。

質問5 品質管理項目とこれに対する最も有効な管理手法について

解 答

品質管理を行なうには、あらかじめ、規格値を満足するように目標値を設定する必要がある。また、場合によっては規格値と管理に用いる特性値との

結びつけを行っておくことが便利である。

そのため、工事前にはあらかじめ試験を行なつて、使用材料の品質を確認したり、配合を定めたり、機械設備をチェックしたりする必要がある。

工事中は一般の場合、表-9 にしめす程度の品質管理が行なわれている。

表-9 品質管理項目

種 別	試験項目	試験基準 または規格	試 験 度 数		
			*1 建設省	*2 日本道路公団	*3 レミコンJIS 工場審査 (案)
セメント	一般物理試験	JIS R5201 5210	1回/月 製造会社の成績表	同 左 3ヶ月以上前迄	製造会社の 成績表
骨 材	比重, 吸水量	JIS A1109 1110	細骨材1回/300 粗骨材1回/500 採取地変更のとき	工事開始前 産地の変更 品質の変化 1回/月 定期管理試験	1回/月以上 採取地の変更 品質の変化
	洗い試験 単位容積重量 砂の有機不純物 すりへり減量 安定性	JIS A1103 1104 1105 1121 1122	必要により特記仕 様書に指示		
	ふるい分け 表面水量	JIS A1102 1111	2回/日以上 午前, 午後の2回を標 準として2回/日	細骨材2回/日, 粗骨 材1回/日, 粗骨材2回/日 粗骨材1回/日, 降雨 のとき	1回/日 粗骨材2回/日
	混和剤	品質試験 土木学会規準	必要により特記仕 様書に指示	入荷ごと 製造会社の品質 証明	—
	まだ固まらない コンクリート	ス ラ ン プ 空 気 量	JIS A1101 2回/日以上 午前, 午後の2回を標 準	配合の異なるごとに 最初の連続5台以 上10台ごと	3回/日以上
化 したコン クリート	洗 い 分 析	JIS A1112	必要により特記仕 様書に指示	—	—
	コンクリート温度	—	—	午前, 午後各1回	—
	単位容積重量	JIS A1116	—	—	1回/月以上
	圧 縮 強 度	JIS A1103	1回/日以上 各1回につき試体を 3個	1回/110m ³ または 1回/日1回に つき3個	1回/150m ³ 以上 1回につき3本
	曲 げ 強 度	JIS A1106	2回/日	1回/1000m ³ 1回につき3個	—
プ ラ ン ト	コ ア	JIS A1107	2箇所/2000m ³	舗装厚400mm以 上1箇所/250 ~4001mm/2箇所 50mm以下1箇所/3箇所	—
	計量器の原器検査 自動計量装置の検 査	—	—	工事開始前 原器検査1回/月 計量装置1回/月	計量装置 (計)1回/年以上 (動)1回/月以上
	ミキサ性能試験 計量器自感検査 (0点補正)	JIS A1119	—	工事開始前 作業開始前	1回/6月以上 毎日
注	*1 施工管理基準および道路技術基準 *2 中央自動車道のコンクリートの品質管理 *3 レデーミクストコンクリートのJIS工場審査				

質問 6

生コン工場におけるコンクリート圧縮強度の変動係数は平均どの程度と考えれば良いか御教示願いたい。

解答

レデミクストコンクリートの強度のバラツキは、一般に図-11が報告されている。小さいものは変動係数が1~2%, 大きいものは20%に達している。ダム工事におけるコンクリートの変動係数は表-11に示す程度であり、標準偏差は20~50Kg/cm²である。建築学会では、施工管理の程度を標準偏差でしめしているが、その程度は表-12のとおりである。

このようなコンクリートの強度のバラツキの要因としては表-10が考えられる。全体の標準偏差は

$$\delta^2 = \delta_m^2 + \delta_s^2 + \frac{\delta_t^2}{n}$$

δ = 全体の標準偏差

δ_m = 品質の標準偏差

δ_s = 試料採取の標準偏差

δ_t = 試験の標準偏差

n = 供試体の箇数

である。セメント協会における共同試験の結果では品質以外のバラツキは表-13のようで、たとえ同一試験所の結果であつても変動係数で2%を下廻ることは容易でない。

建設省技術研究会(19回)における調査結果では表-8に示す程度であつた。

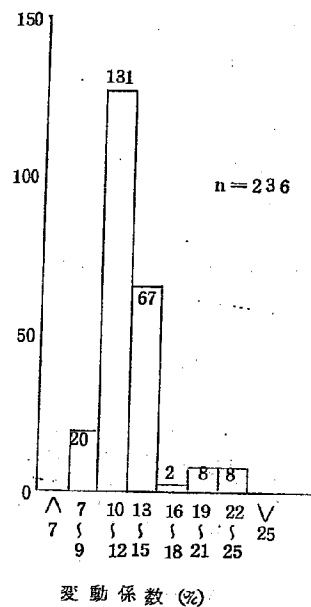
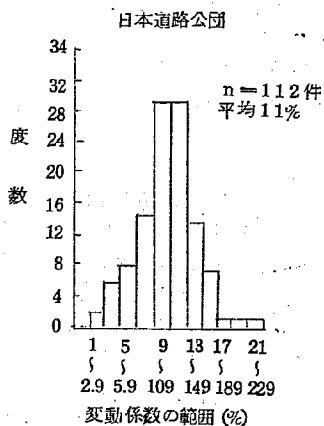
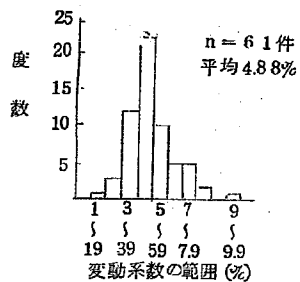
1 コンクリートの強度の変動

表-10 コンクリートの品質のバラツキに影響する要素

コンクリートの品質のバラツキによるもの	試験の技術によって生ずる見かけのバラツキ
水セメント比のバラツキ	供試体の製作
使用水量のバラツキ, 計量の誤差	試料採取の方法
骨材表面水量のバラツキ	締固めの程度
骨材の粒度	試料の取扱い
骨材の粒度が均一でない	固まってない供試体の持ち運び
使用する各材料の品質のバラツキ	養生のバラツキ
骨 材	温 度 変 化
セメント	温 度 の 変 化
混和材料 (ボツランその他)	試 験 誤 差
温度および練り混ぜ方法	供試体のキャッピングのしかた
	圧 縮 試 験

表-11 ダムコンクリートの品質

ダム名	型式	スラン/cm	空気量%	WK _g	C Kg	平均値 δmk _g /cm ³	変動型数 V %	記 事
有 峰	G	内 5±1	4±0.5	104	155	157	12.3	(1217)
		表 .	.	98	220	331	5.8	.
黒 四	A	一 3±1	3±1	89	190	366	13.8	(938)
畑 離	Hg	内 3~6	3±1	93	127+43	166	25.1	(274)
		表 .	.	92	157+53	248	20	(881)
奥 新 冠	A	一 4±1	Fullsize 1.5±0.5	105	245	405	4.4	(188)
八 久 和	G	内 5~4	3.5±1	99	155	130	14.3	(195)
		表 3~4	.	97	216	241	12.6	(280)
加 治 川	G	内 3±1	4.5±1	121	119+51	151	15.5	(18)
		表 .	.	121	165+55	250	13.2	(83)
奥 之 見	G	内 25±1	3.5±1	95	98+42	95	22.4	(2133)
		表 .	3.5±0.5	98	147+63	196	17.7	(502)
田 子 倉	G	内 3±1	4±1	83	105+35	75	20	(229)
		表 .	.	89	220	273	18	(167)



建設省アンケート(44.1)
配合設計に用いている変動係数

図-11 レデーミクスコンクリートの品質のパラッキ

表-12 JASS5(建築仕様書)標準偏差の標準

施工級別	施工管理の程度	標準偏差
A	自動式パッチャープラント、レデーミクスコンクリートで施工管理が非常にすぐれ、諸試験を励行する場合	Kg/cm^2 25
B	簡易パッチャープラント、レデーミクスコンクリートをなどによる場合または普通の工事現場練りの場合で、かつ施工管理がすぐれ諸試験を励行するとき	35
C	普通の工事現場練りの場合で、施工管理の程度は普通で、ある程度の試験を行なう場合	45

表 - 8

構造物の種類	試験回数	配合設計時			試験値		試験値	構造物の種類	試験回数	配合設計時			試験値		試験値
		設計基準強度 (Kg/cm^2)	変動係数 (%)	配合強度 (Kg/cm^2)	平均値 (Kg/cm^2)	変動係数 (%)				配合強度 (%)	設計基準強度 (Kg/cm^2)	変動係数 (%)	配合強度 (Kg/cm^2)	平均値 (Kg/cm^2)	
橋梁上部	46	220	15	240	339	10	141	擁壁	69	180	17	207	258	2	125
	50	250	15	280	344	16	123		97	150	20	179	253	13	141
	195	250	15	280	364	4	130		17	180	17	207	191	19	92
	114	250	15	280	370	3	132		28	160	27	232	265	7	114
	147	250	15	280	366	5	131		34	220	15	246	323	10	131
	25	237	17	273	335	5	130		28	160	20	190	227	15	119
	15	220	17	253	289	10	122		14	190	20	226	247	11	109
	平均	240	16	269	344	.8	130		11	210	17	241	382	7	117
橋梁下部	10	220	17	230	224	21	98	水門・樋門	11	210	17	241	324	6	134
	33	260	17	300	320	11	107		10	134	17	154	182	8	118
	24	240	17	276	306	9	111		30	270	17	310	250	6	81
	25	240	20	288	265	6	98		平均	188	19	221	255	10	116
	12	130	17	150	153	8	102		14	200	18	232	383	9	165
	50	250	15	280	344	16	123		154	180	20	216	364	12	164
	11	225	12	248	293	5	118		12	180	20	216	323	9	150
	50	180	27	261	304	9	108		16	180	20	216	292	14	135
砂防工事	57	160	27	232	278	8	120	護岸等	24	180	20	216	380	12	176
	54	240	17	276	275	12	100		30	180	20	216	419	9	194
	平均	215	19	256	278	11	109		27	180	20	216	329	4	152
	10	160	17	184	242	8	135		42	180	20	216	298	14	136
	15	120	15	134	169	17	126		平均	172	20	218	347	10	159
	25	130	22	163	151	16	93		17	180	15	202	219	6	108
	10	130	15	146	211	9	144		26	280	19	328	308	4	94
	52	120	22	135	129	17	96		23	250	19	293	328	7	112
トンネル	13	160	15	179	218	11	122	岸等	25	160	17	184	165	1	90
	33	170	9	182	247	14	136		19	150	17	173	224	2	129
	平均	141	16	161	195	13	122		23	150	17	173	242	7	140
	55	180	17	207	209	7	101		11	160	15	179	224	11	125
	169	180	24	240	237	6	99		14	160	15	179	227	11	127
	36	240	15	269	246	5	92		92	140	17	161	151	10	94
	40	200	17	230	258	4	112		74	120	17	138	130	14	94
	78	220	15	246	285	5	116		14	300	17	345	352	7	102
トンネル	144	180	15	202	245	10	121	平均	186	17	214	232	9	110	
	104	180	15	202	243	9	120								
	43	160	20	190	248	3	130								
	20	220	17	238	238	9	100								
平均	196	17	225	245	6	110									

質 問 7

試験方法がコンクリート試験結果に与える影響について強度試験値の変動のうち試験方法が原因と考えられる変動はどの程度か、又品質管理試験に於て試験方法の各作業（例えば、キャッピング、養生温度など）が試験毎に若干違った場合、どのような措置をとるのがよいか。

解 答

圧縮強度におよぼす試験方法の影響としては、次のイ～ラまでのとおりであるが、それぞれ個々の変動はどの程度かという事はわからないが、おおまかにわけた場合次の表のとおりである。

同一プラントで製造されたコンクリートから供試体を採取したとき、キャッピングの違いとか、養生温度の違いとかが強度におよぼす影響は分散分析をやつて、それぞれのバラツキを取り出して来ないと不明であり若干の相異は同一と見なして取扱いこれらを含めた全体の誤差として考えるほかはない。

- イ 骨材の性質と使用時の含水状態
- ロ 計量誤差
- ハ ミキサ（容量、羽根の構造、ドラムの傾斜、回転数）
- ニ 練り方（投入順序、練り時間、モルタルの処理）
- ホ 切り返し
- ヘ 成型方法（詰め方、突き方）
- ト 型わくの誤差
- チ 振動機の性能
- リ 表面仕上げの精度
- ス 養生方法
- ル 圧縮試験機（精度、載荷面の平滑）
- ラ 試験時の操作、供試体の取扱

表-13 セメント協会の試験例（共同試験より）（9試験所の平均）

試験番号		1	2
コンクリート		最大寸法 40mm	最大寸法 25mm
		スランブ 1.5~2.5cm	スランブ 20±1cm
		水セメント..... 42%	水セメント..... 65%
		細骨材率 35%	細骨材率 45%
各要 因別 の 数	unavoidable 誤差	1.9%	2.3%
	強度試験機および 操作	2.1%	2.5%
	練り混ぜ、成型	3.8%	6.8%
	全 体	4.7%	7.6%

戸外養生と標準養生を行なった供試体の強度比(%) 気温(℃)

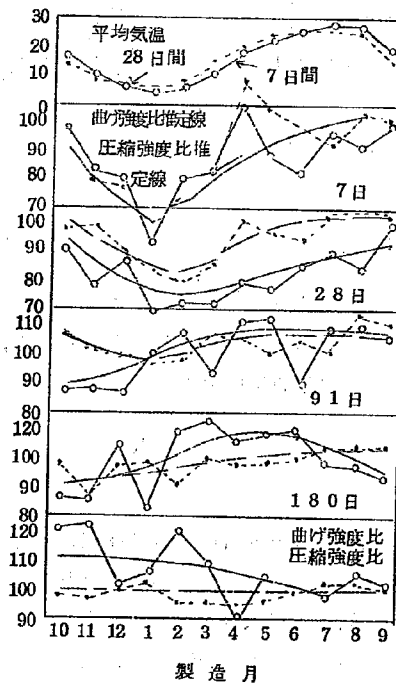


図-12 養生温度と強度

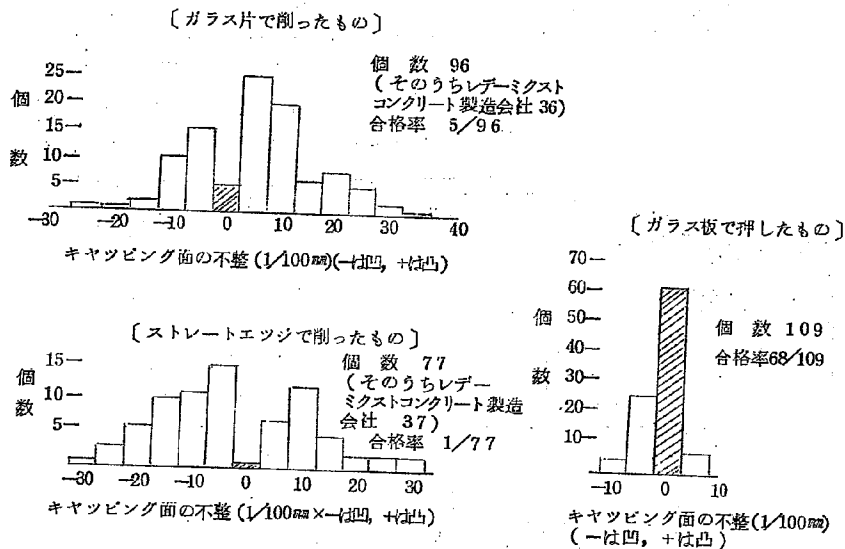


図-13 キヤッピング方法

質問 8

現在圧縮強度の管理は $\sigma 28$ で実施しているが管理限界外の強度のものが発生した場合、原因の究明及び処理が困難となるおそれがあるので、 $\sigma 7$ 、 $\sigma 14$ 等でも管理をおこなっている。これ以外に簡単なコンクリート品質管理方法はないか。

解答

品質管理に用いる特性値として材令 28 日の強度 $\sigma 28$ 用いることは確かに遅すぎるところであつて、 $\sigma 3$ 、 $\sigma 7$ を用いることが提案されている。

しかし、そのためには、管理図の管理限界もそれに見合ったものとおかなければならないし、また、規格値も $\sigma 3$ 、 $\sigma 7$ の値に換算しておかなければならない。特に、このような早期材令の強度は温度の影響を受け易いので (図-12, 14) 季節に応じて考慮しなければならない。

σ_7 と σ_{28} との関係については中国地建、広島技術事務所でもかなり長期間調査されている。

このほか、温水を使用して促進養生を行なうこと、また次にしめずまだ固まらないコンクリートの分析を行なうことも現在検討されている。まだ固まらないコンクリートを分析する方法

- (1) コンクリートの洗い分析による方法
- (2) セメントの濁液の比重を測定する方法
- (3) 重液により成分を分離する方法
- (4) その他の方法

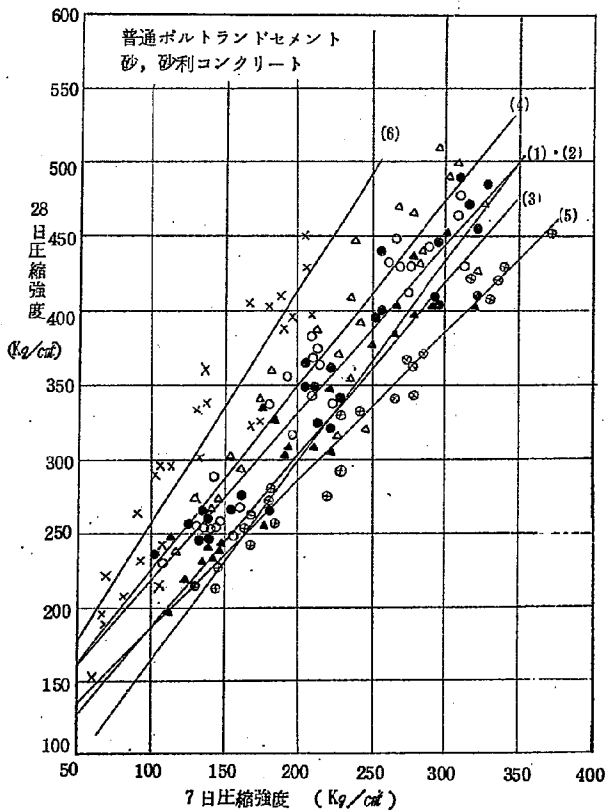


図-14 σ_7 と σ_{28} との関係

No	符号	製管時 季節	生コン平 均温度(℃)
1	●	夏季	20
2	○	冬季	207(187-230)
3	▲	夏季	302(270-348)
4	△	冬季	85(58-143)
5	⊗	夏季	302(270-348)
			養生平均 水温(℃)
			20
			20
			20
			20
			25.9(223-280)

1. The first part of the document is a letter from the
author to the editor, dated 1955. The letter is
written in a very formal and polite style, and
contains a detailed account of the author's work
and the results of his research. The author
mentions that he has been working on this project
for several years and that he is now ready to
submit his findings for publication. He also
mentions that he has received some feedback from
other researchers in the field and that he has
taken their comments into account in his work.



2 基礎工法における問題点

質問 1

既設橋梁に近接する橋梁の設計及び施工にあたっての留意事項について
概要

国道55号線の南国バイパスの施工にあたり、高知市、高須地先において国分川を横断する新葛島橋の架設を計画している。

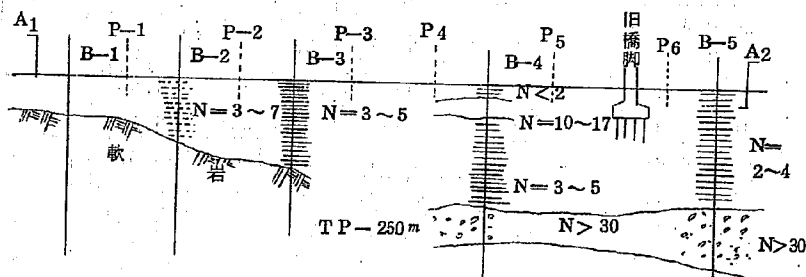
この橋は、別紙平面図に示すように私鉄軌道に近接（最短距離約7.0m）しており、設計施工にあたり慎重な配慮が要求される。

本地点の地盤後述するように軟弱層が相当の厚さにわたり分布しており又、既設橋梁の基礎構造は、別紙図面に示すとおり木杭（未口18cm 長480cm）で施工されているので特に既設橋への施工時の影響が予想されるので次の点について伺いたい。

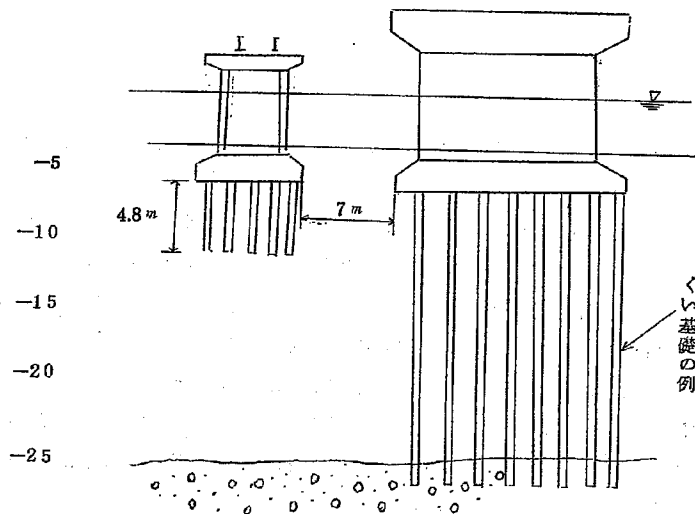
- (1) 基礎形式の選定にあたり留意すべき事項
- (2) 施工中における隣接橋梁の挙動調査の方法
- (3) 万一沈下、傾斜等が起つた時の対策

解答

添付資料より土質条件をつぎのように理解する。



今、P6付近を取って横断図を書くと、下図のような相対位置になろう。



(1) 基礎形式の選定にあたり留意すべき事項

近接施工については、昭和40年日本鉄道技術協会に設けられた研究委員会の報告があり、そこでまとめられたものを中心に以下述べる。

選定にあたり参考とすべき選択基準

新基礎種別		既設基礎種別 (特に不適当でない基礎)	中間基礎地盤					N 値	施工可能深さ (m)	施工環境				
			砂	粘土	シルト	障害物	地下水以下			陸地	水中	市街地		
クイ基礎	直接基礎	全	部	◎	◎	△	×	◎	△	25以上	5	◎	△	◎
	RCグイ			◎	△	◎	◎	×	◎	30	25	◎	◎	△
	PCグイ			◎	△	◎	◎	×	◎	25	35	◎	◎	△
	Hグイ			◎	◎	◎	◎	△	◎	35	35	◎	◎	△
	鋼管グイ	直接基礎を除く		◎	△	◎	◎	△	◎	35	35	◎	◎	△
場所打ちグイ	ベノト	全	部	△	△	◎	△	△	◎	50	25	◎	△	◎
	カルウエルト	直接基礎を除く		△	×	◎	△	×	◎	50	30	◎	△	◎
	リバース	全	部	△	△	◎	◎	×	◎	50	55	△	◎	△
	深基礎	直接基礎を除く		△	◎	◎	×	△	△	50	25	◎	×	◎
ケーソン	ニューマチック	直接基礎、木グイ基礎を除く		△	△	◎	◎	◎	◎	50	30	◎	◎	◎
	オープン			△	△	◎	×	×	△	50	25	◎	◎	×

(注) ◎施工可能 △施工困難 ×施工不可

(註) ◎施工良好 △施工やや困難 ×施工非常に困難

上記の表は極めて概念的な分類であるが、この表から候補として残るものは、
○鋼管ぐい ○ベントぐい ○リバーズぐい となる。水中施工の条件を考えると、鋼管ぐいが好ましいが、市街地施工での公害の問題が残る。RC、PCなどの密着なクイは計画対象からはずれる。ウエル工法、ニューマチックケーソン等は施工管理という面から考えて好ましくない。

(2) 施工中における隣接橋梁の挙動調査の方法

雑誌「橋梁と基礎」1巻5号 昭和42年5月に「阪神電鉄本線新淀川橋梁架替え工事」の報文があり、参照されたい。

在来橋脚の変動：○鉛直および水平変位をレベルまたはトランシットで測定

○橋脚天端に中浅測器製水管式傾斜計を固定設置し、毎日定刻観測した。

周辺地盤の変動：○塩ビチューブを土中に立て坂田式傾斜計により測定した。

○締切り矢板の天端および周辺に打ちこんだ観測ぐいの天端の測量を行った。

(3) 万一沈下傾斜が起つたときの対策

前記阪神電鉄の場合の交通量は、今回の土佐電鉄よりはるかに多く車輦重量も大であつた。そのため、予め在来橋脚の健全度調査から老朽化しているものを知り、予め補強梁を施工した。（実際はその助けを必要としなかつた）。

参考文献：建部ほか、振動測定による橋梁下部構造の健全度判定法

鉄道土木 6巻4号 昭和39年4月

なお、一般に保線巡回をヒンバンに行くことにより、旧橋脚の10～20cmの変状については対処できるのが通常である。ウエル施工時の水替えによるボーリング、ニューマチックケーソン施工における排気沈下による周辺地盤の破壊などのほか、一般に変状は除々にあらわれるので、十分、対処できるものである。なお今回の場合も前記阪神電鉄の場合のように予め在来橋脚の健全調査をし、老朽化しているものにつき、予め補強梁を施工すれば沈下、傾斜を防止する事が出来よう、施工に当っては土佐電鉄と十

分協議して保線巡回を行うようにしておけばよいであろう。

質 問 2

ダムの付替橋梁は非常に急峻な地形に橋台を計画する、石手川ダムの場合花崗岩の風化層が厚く、岩着が不可能である。従つてすべりのチェックを行なうことになるが、 f 、 τ 等の諸係数を推定する一般的方法はないか。

又、橋台が貯水池水面下になる場合は f 、 τ 等をどの程度低減させるべきか御教示願いたい。

解 答

摩擦係数 f とせん断抵抗 τ は本質的に違うものである。 f は岩盤の場合0.6を通常とつている。この0.6の内には相当の安全率が入つている。土研の実験で、マサ土の f として1以上の数値が得られている。この f は便宜的なものであり τ として取扱うべきである。 τ はおきかえると0、 ϕ の問題であり、したがつてマサ土の場合、0あるいは ϕ の値をいかにほどにとるかという事になつてくる。現在ではこの試験方法として三軸試験方法がある。マサ土に水を十分浸潤させた試料として三軸試験をやり、0、 ϕ を決める。設計に当りその結果をそのままに使うかどうかという事は、設計者の判断になろう。

参考文献：土質工学会「土質試験法」44年10月改定の予定

質 問 3 山間部橋梁下部工の基礎の考え方について

表土が厚く急峻な地形のところに橋台、橋脚を施工する場合、場所打鉄筋コンクリート杭を設けることがあるが、この場合の杭の水平抵抗力の算定方法について。

解 答

この問題は土研においても今研究テーマとして現在検討中であるので、ストレートには解答出来ないが考え方として述べてみる。

杭径に対して杭の長さが非常に短い場合、杭として取り扱ってよいかという問題がある。この問題については現在「ケーソンの設計指針」をとりまとめ中である。杭とケーソンの分類をどこでわけるかという事になるが、現在次のように考えている。計算結果で $\ell_1 \sqrt{\frac{KH \cdot B}{4EI}} < 2.0$ の場合躯体自身の曲げ変形は無視出来る。したがって杭の計算でなくてケーソンの計算でよい。ここで問題になってくるのは耐震の問題である。耐震設計法が杭とケーソンでは違っており杭の場合は躯体自身に設計震度を乗じておらず、ケーソンになると躯体自身に設計震度を乗じている。これは耐震設計法全体の設計体形の問題で、杭とケーソンを同一の耐震設計体形の中にどういうふうになじませるか現在土研でも検討中である。尚、短い杭の計算については全建の「月刊建設」1969年7月号参照されたい。もう1つの問題として地山の前落の場合にはKバリューをどう考えるかという事である。土研でも今検討中で結論に達していないが、抵抗できる仮想の地盤面を下げて計算することが一般に行われている。

質 問 4 井筒基礎について

- 1 井筒を設計する場合の設計方針について最近の考え方を御教示願いたい。
- 2 井筒において岩掘削を行なうような施工はどうか。

岩盤上に2~3m程度の支持層がある場合、施工困難な岩掘削を行ってすぐ岩着する方がよい。



砂礫 (N値 40~50)

岩盤線

- 3 井筒を施工する場合、最終沈下後の偏心例とその処置について、事例があれば御教示願いたい。
- 4 井筒基礎に働く浮力(t)の取扱い方について

道路橋下部構造設計指針ケーソンの設計篇(案)には十分信頼度の資料がない場合0%または100%いずれかで設計する様になっているが具体的な適用方針について、御教示願いたい。

- 5 井筒基礎の安定計算に用いる地盤反力係数の推定方法と地質別の常識的な反力係数の範囲はどの程度か
なお比較的短い($\phi=10\sim15\text{m}$)ウエルにおいて中埋土砂の良否について

解 答

- (1) 道路協会橋梁委員会下部構造分科会で「ケーソンの設計指針」を作成中で今年の12月頃まででみなさんの手に入る予定である。Kバリュー、設計震度等の取扱いの問題があるが杭の設計方法とケーソンの設計方法を同一のベースにのせるよう考えている。
- (2) 砂礫層が安定している場合には、岩堀削をして岩着する必要はない。砂礫層が不安定な場合、たとえば水分を含み岩盤線との間に水が流れてスベルおそれがあるようなものであれば岩着する方がよい。
- (3) オープンケーソンの場合、少なくとも偏心距離を20cm以上、あるいはもう少し安全を見込むと側壁の厚さの半分の距離をとる(側壁の厚さ60cmであれば30cm)、傾斜した場合には、早期に発見して、早期に修正することが望ましいが1cmあるいは2cmでも傾斜したらすぐ修正するよう配慮する。その修正方法として次の3つの方法がある。
- 1 部分載荷
 - 2 部分掘削
 - 3 部分ジェットキチング
- (4) 本四連絡橋等とも関連があり現在土研でも研究テーマとして検討中である。
- (5) ケーソンの場合にもKバリューを地質調査の条件から妥当に推定をして設計に使えば変位の計算をし、変位というベースの上で杭と全く同じような考え方で設計をする。Kバリューの推定については「直接基礎の設計編」43年3月発刊参照、ここでKバリューを考えるにあたり地盤のみならず載荷方法、変位置の3つの影響をうけるのでその点十分考慮してつかいこなすよう注意されたい。中埋土砂についてはウエルそのものは非常にしつ

かりしている構造物であるが、構造上の弱点としては、頂版にあり、頂版の弱点をカバーするという意味で工期的にも許される場合、土砂を入れた方がよいであろう。また、構造物の安定性から考えると、重心が低い構造物を造るという事は耐震構造という意味からも好ましい事であり地盤に余裕があるとしたら土砂を詰めると良いであろう。

質 問 5 杭基礎の設計について

軸直角方向力に対する許容支持力を求めるとき上部構造から決まる杭頭の許容変位位置で制限されている場合がある。

構造物の種類による許容変位位置の基準を御教示願いたい。

解 答

杭の設計指針は許容変位量を前面におしだして設計体形を作ったという所に基本的な問題があった。質問の上部構造から決まる杭頭の許容変位量とは何かというと、けつして杭頭で10mmであるとか、15mmと限定されたものではない。それでは杭頭で10mm、15mmの変位量は何かという道路公団では杭頭で10mmの許容変位量で設計しなさい。首都公団では杭頭で15mmの許容変位量で設計しなさいとしている。建設省ではそのような表現はしていない。10mm~15mmの許容変位量をとると構造物がある程度以上の剛度をもつ、また一方地盤の変形がそれほど大きくないあるいは残留変位量自身もそれほど大きくない等の点から考えてみて安全である。と判断しているのである。それでは杭の応力一杯まで使うとすると杭頭で変位量が20mmになる。それではこの場合設計はいけなかいという、ある意味ではかまわないと言える。というのは、設計の1つの手段としてKバリュウを採用しているが、このKバリュウの測定に当り100%の精度で調査されたとしても地盤自身の均一性に問題があり個々の杭の地盤条件は違うはずである。したがって、Kバリュウも異なりその差というのは逆算によって出したものの場合によって50%位の差は予想される。もう1つは、杭頭で10mm~15mmの変位量で設計しているがこれは設計上各杭が杭頭でそれぞれ同じ水率抵抗力を持つのだという前提で設計しているが、各杭を杭群として考えると各杭にかか

つてくる水平抵抗力は違ってくるはずである。そうすると逆にKバリューを変位量に対するメジャーとして考えるとき、Kバリュー自身も変わるはずであるにもかかわらずこれを計算上の約束で前記のごとく設計を行っているのである。そのように考えてくると静的な変位量でさえ、仮りに計算上15mmであるから実際に出来あがつたもので15mm変位量を起こすかという、そうはならないと思われる。また、反対に計算以上の変位量が出る事もあり得る。したがって、設計という事から考えると、余りに許容変位量にこだわるのは設計方法として余り好しくない、もう少しいえばもし仮りに変位量を10mmに設計したいとすると、変形量も10mmでしかも応力でも10mmでちょうど一杯になるというような杭を選び出す作業が必要になる。

Kバリュー、あるいは変位量というものは固定化されたものでなく、もう少し有機的なものとして考えるべきで質問のように杭頭の許容変位量だけで制限して、杭を設計するというふうにあまり狭く考えないでもう少しKバリューの性格を考えて設計すべきである。

3 盛土の締め固めに関する問題点

質 問 1

築堤盛土の締固めについては、転圧機種、転圧回数、層厚等を指定しているが、河床土（砂利）を使用する場合その後の締固め度の管理方法として合理的なものはなにがよいであろうか。

解 答

盛土の締固めの管理の方法には、密度細粒の場合であれば飽和度、間隙率で行なう場合がある。さらに強度とか地表面であれば支持力（K値）の方法で規定することもある。転圧試験に対する層厚を指定するともつと雑な場合であれば一様まき出し厚を示しておいてあとでまき出せというこのような方法がある。

このような方法を選ぶ前提には、総ての施工計画、施工管理、検査のことは全体の最終的な検査のことまでを含めて考えられた方法であるからやはり転圧機種と転圧に対する層厚で施工していることは、その方法メソッドを定めたわけであるからメソッドの管理ということ以外にないではないか。

一昨年日独会議が開催されその内容は土工、舗装、その他の諸問題について討議された。この会議の中で最近ドイツでは盛土の締固め管理の方法として平板載荷試験が非常に多い頻度で用いられ、むしろ従来の置換法その他の方法が無理な状態の現場と推察されるが、ドイツではバックディンチーを計れる試験よりも、かえって平板載荷試験というものを非常に利用する頻度が增大している。この日独会議前に名阪でかなり礫を含んでいるような道路盛土の締固めの管理にやはり最終的に載荷試験を使用した。

そういう意味で今話を何と一応ある一定のバラツキがあろうかと思うが、始めの方法自身が最小土質をメソッドで施工するという方法であるので、やはり平板載荷試験という方法でやっていたいかなければならないと思う。

質 問 2 室内突固め試験結果から現場締固め密度を管理する場合の補正方法について。

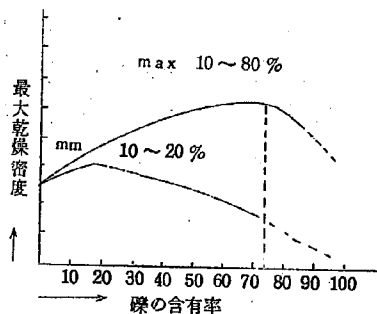
解 答

土質試験のJIS1210突固め試験方法で行なうが、室内試験をする場合、粒径4.75mm約5mm以上の隙分を除外して試験することになっている。ここで問題になるのが室内試験においてオーバーサイズの隙を去除することにある。最初ここでつけ加えておかなければならないことは、室内試験方法が近いうちに改正される予定で、この改正の要点を示すとまず従来の突固め試験は、JIS1210(10cm径のモールドに土を3層と25回)とJIS1211(OBR突固め試験)に定められているがそれらを含めて11ケースの試験を規定したことである。従来の試験法で隙分が5mmでおさえられている点も改正され19.1mm約20mmの隙分を含めて試験できるようになる。さらに従来の突固め試験では突固めエネルギーが少ない場合があり、大きなエネルギーで突固める試験を追加して合計11通りの方法が規定されたものである。従って20mmまでの隙を含んだ土はそのまま試験が出来るようになるので、比較的小さい隙を含んだ土の場合には問題が解決されると思われる。

次に大きな隙が多く混っている場合にはどのように考えるべきかと説明する前に隙を含んだ土の特性について説明する。

隙の含有率を色々と替えた土について試験をやつて最大乾燥密度を求めてみる。右図のように横軸に隙の含有率をとり縦軸に最大乾燥密度をとり同じ突固め方法で土を突固める。隙分の含有量を色々と替え最大乾燥密度を求めると隙分が増加していくと、最大乾燥密度もある程度増していくが、ある一定量以上隙が増すと最大乾燥密度は下りだす。このピークが大体70~80%でこの程度の隙分を含んでいる土が同じ締固めエネルギーで突固めた場合、最大乾燥密度が一番大きくなる。

現場において突固め管理を行う場合に隙分が多くなると簡単に規定の乾燥密度以上の値が出る可能性があるのは隙を含まない土で求めた値を隙混り土に適用するためである。さらに土は隙と土からできているので土



の中の隙分を取除いて土の部分だけに着目すると右図の曲線の下段のごとく隙が10~20%土の中に混入しているとき土の部分が一番よく締固まる。このような観点から土の中にある程度含まれた方が締固まりやすい一般的な傾向を持っている。

室内突固め試験(隙分を取除いたもの)結果から現場締固め密度(隙分を含んだもの)を管理する場合の補正方法はいくつか提案されており、この方法は例えばウオーカホルツの方法、ハンフリーの方法、その他の方法がある。もう一つの方法として現場で隙分を除いた土の部分だけの乾燥密度を求めて、その値を室内の土の乾燥密度と比較して管理する方法がある。この方法は比較的簡単であるが隙の含有率が多くなると隙の中の土が固まりにくくなるので、隙の多く混入している土に対してはシビアな規定になる可能性がある。

従つて土が割合少ない範囲においては、土の部分だけに着目して管理することも可能と思われるが、それ以上多くなつた場合は前述したようにウオーカホルツの方法、ハンフリーの方法を用いることも考えられる。しかし非常にバラツキがあるのが普通である。現地で隙混りの土を掘り出して単位体積重量を計るのは非常に困難で隙が含有されていると一つの隙が試料中に混るが混じらないかにより、又、その他の状態によつて随分変わるので密度で管理するということは困難である。

1で解答した方法あるいはそれ以外に転圧機種と転圧回数というもので管理するか、又は砂隙の場合であると平板載荷試験のような強度の測定を用いて管理するという方が良いように思われる。しかし、ここで考えなければならないことは、平板載荷試験とか貫入試験というような強度を測定する試験は土の状態によつて値が異なる。特に土が乾燥しているときと湿っている場合では平板載荷試験を行つてみると値が大きく幾なる砂質のものは良いが特に粘性土の場合については注意を要する。

質問 3

現場含水量の管理について、乾燥密度~含水比曲線において最大乾燥密度85%に対応する含水比の間で管理するようになっているが、この含水比の巾が曲線の平坦化により広がったときの処理について

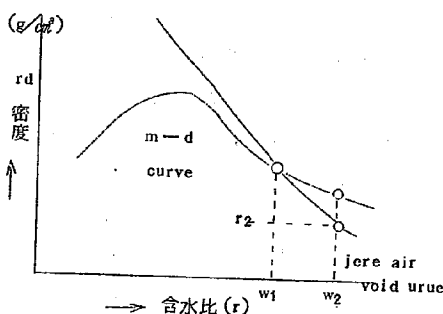
解 答

山土に対する突き固め試験によつてえられた含水比—乾燥密度の関係の含水比は $m \cdot d$ 内の土の水分ではなくして、締固め前の土の水分と解すると図のようなことはありうる。しかし、土の含水比は無限に大きくすることは不可能であり、液性限界程度以上の含水比にすることは、なかなか難しいから御説のように無限に含水比が増え含水比—乾燥密度曲線が無限に水平線になるようなことはおこり得ない。

次に零空ゲキ曲線を締固める前の土の含水比を締固めた土の含水比にとれば左図のように含水比—乾燥密度曲線が零空ゲキ曲線を切ることがある。

しかしながら締固めた土の含水比—乾燥密度曲線は零空ゲキ曲線の必ず下にくるので W_2 の含水比の試料を締固めれば r_2 の乾燥密度に締固まり余分な水は土中に含まれることなく土の外に排除される。

含水比—乾燥密度曲線が往々にして零空ゲキ曲線を横切ることがある。それは比重の測定に使った土と含水比—乾燥密度曲線を求める突き固め試験に用いた土とが同一ではなく両者の間に相違があるためである。突き固め試験で完全に空気を追出すことができないので、乾燥密度曲線は零空ゲキ曲線より下にくるのが普通である。



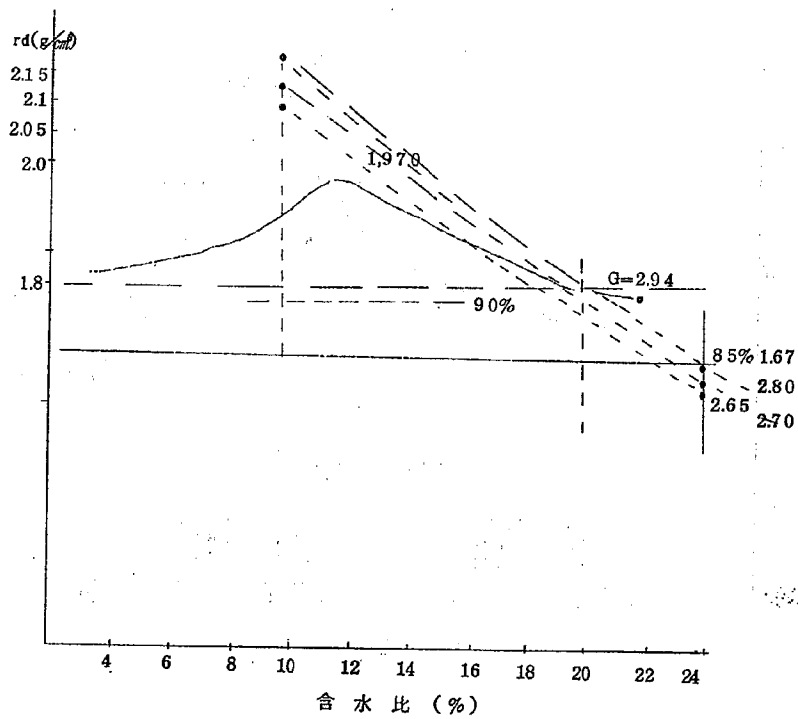
次に締固めの曲線がフラットになった場合の処置は締固めに際しては地山の土はできるだけ排水をよくして含水比をできるだけ下げないようにする。そしてこの含水比の値を求め、できるだけそれ以上の含水比にならないようにする。規定としては+3%位までは認めてもよいであろう。そしてこの場合であると隙混り土であるから90%以上の乾燥密度で締固めるように規定すればよい。

試料番号 山の2 (大洲右岸築堤工事)

最適含水比 11.60 (%)

最大乾燥密度 1.970 (g/cm³)

月 日	自然含水比	月 日	自然含水比
11.18(晴)	13.76 (%)	11.25(晴)	14.66 (%)
11.19(晴)	14.92	12.9(小雨)	21.06
11.22(晴)	16.46	12.10(晴)	19.32
11.23(晴)	15.99	12.0(曇)	17.62
11.24(晴)	14.39	12.2(曇)	26.69
		12.3(曇)	27.39
		2.25(晴)	12.81

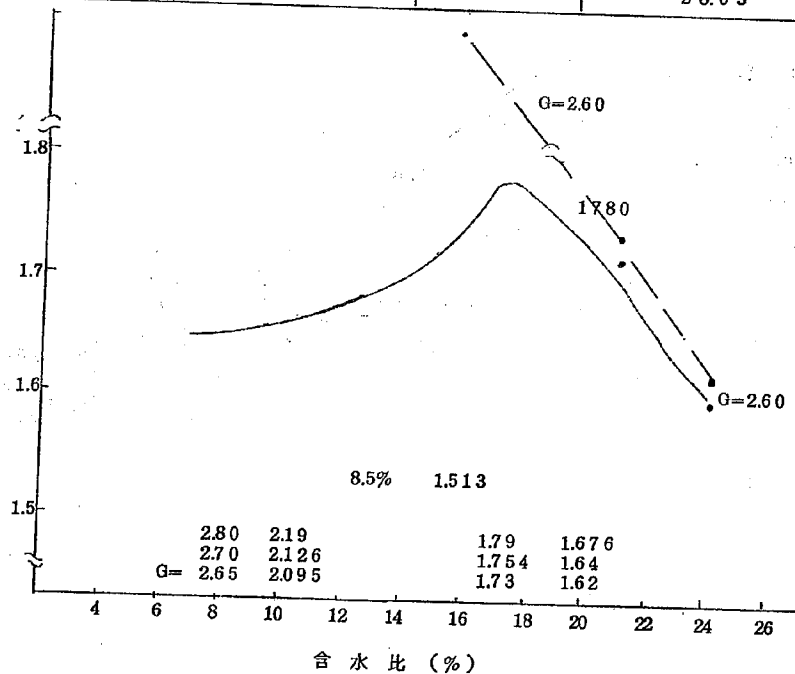


試料番号 36

最適含水比 17.3 (%)

最大乾燥密度 1.780 (g/cm³)

月 日	自然含水比	月 日	自然含水比
9.10	25.56	10.3	28.20
19	27.74	6	26.14
20	30.77	7	31.47
28	30.21	8	32.97
29	26.13	12	21.75
30	25.62	13	22.25
10.1	27.30	14	28.69
2	29.01	11.8	28.03



質 問 4

河床土（砂利）を築堤材料として使用した場合、堤体の圧縮で沈下に対する余盛は既設堤防の例からみて不要と考えられるが如何。

解 答

堤体の余盛は余裕高と異なり将来の沈下に対する予備の高さを考える。堤防の地盤沈下量を別途に考えるならば、堤体自体の沈下量は非常に小さい。特に砂礫で築堤した堤防であると築堤完成後の沈下量は、わずか1%程度である。従来、粘性土では1割、砂質土では25%程度で十分であろう。普通に施工した堤防であると完成後の堤体圧縮量は大体1%程度であるが軟弱地盤であると沈下量は1~2cmになることもある。地盤に対する余盛は別途十分検討して考慮すべきである。

蛇足ではあるが堤防の締固めについて調査してみると道路盛土と比較して平均の密度にはあまり差がないが値にバラツキがある。堤体の密度を計つて締め固め度を求めてみると大体70%以上に分布する。道路盛土についての同じような調査例を見てみると80%以上が分布範囲となっている。

河川の堤防が防災のための重要な構造物であるから、むしろ道路より立派な構造物でなければならないと考えられる。

したがって、河川堤防も80%以上を目標として締固めてバラツキを少なくし良い堤防を造ることに努力すべきである。この堤体の圧縮性とは別であるが堤体の締固めという意味から付記しておく。

この他、洪水時に水がかなり堤体にしみ込むと堤防が変形して“はらむ”こともあるのでこのような心配のあるときには余盛りの取り方は慎重であるべきである。

1. The first part of the report deals with the general situation of the country and the progress of the work during the year. It is a summary of the work done and the results obtained. It is a general statement of the work done and the results obtained.

2. The second part of the report deals with the specific work done during the year. It is a detailed statement of the work done and the results obtained. It is a detailed statement of the work done and the results obtained.

3. The third part of the report deals with the financial statement of the year. It is a statement of the income and expenditure of the year. It is a statement of the income and expenditure of the year.

4. The fourth part of the report deals with the general statement of the work done and the results obtained. It is a general statement of the work done and the results obtained. It is a general statement of the work done and the results obtained.

5. The fifth part of the report deals with the specific work done during the year. It is a detailed statement of the work done and the results obtained. It is a detailed statement of the work done and the results obtained.

6. The sixth part of the report deals with the financial statement of the year. It is a statement of the income and expenditure of the year. It is a statement of the income and expenditure of the year.

7. The seventh part of the report deals with the general statement of the work done and the results obtained. It is a general statement of the work done and the results obtained. It is a general statement of the work done and the results obtained.

8. The eighth part of the report deals with the specific work done during the year. It is a detailed statement of the work done and the results obtained. It is a detailed statement of the work done and the results obtained.

9. The ninth part of the report deals with the financial statement of the year. It is a statement of the income and expenditure of the year. It is a statement of the income and expenditure of the year.

10. The tenth part of the report deals with the general statement of the work done and the results obtained. It is a general statement of the work done and the results obtained. It is a general statement of the work done and the results obtained.

4 法 面 処 理 に つ い て

質 問 1 切取法面の法面処理工法について

現実には吹付（セメントモルタル、ソイルセメント、種子）工法、網工法、柵工法等をなかば経験的に行なっているが、法面土質、湧水、表面水の状況による過去の実績追跡調査による標準化の検討は如何。

解 答

○ 切取法面の法面処理工法について数年前国道を中心に200箇所について実態調査を実施したことがある。法面が造られたからの期間、土質などが異なり、又、その時々にとられた方法もまちまちであるから一定の法面の追跡調査ではないが、その実態を説明する。法枠工法、モルタル吹付工法、植生吹付工法、これらが法面処理工法の主なもので、ごく概括的にいうと法枠工法は10ケース程度あり不安定になつたものはない。モルタル吹付工法では花崗岩のやや風化したもの中生層のものは非常に良好で、ただ三紀層のようなもの、いわゆる軟岩では非常に崩壊している。土質条件でなく凍上などの条件だと思われるものがあり山地部の法面は非常に崩落が早い。特に植生吹付工法のもの未処理のものは不安定になつたり崩落しているものが多い。それぞれの法面処理工法の効果というものは国道においては発揮されていると考える。

○ 法面処理工法というものを考えてみるに法面の安定と美観という二つの大きな目的がある。ある面では法面を安定させておいて美観を保ち自動車の走行が快適に行なわれやすくする面があり、反面では両者が相反することがある。特に美観を重点に考えると極力緑の方法を選ぶと思われる。

植生は、日陰や極端に水が枯れるところ、湧水箇所では育成しない、従つて土質や基層上の制限があつて必ずしも美観が保てない。そこで整然とした機械的な美しさにたよらざるを得ない場合がある。ブロック、法枠工のようにととのつた形のものがモルタル吹付の様な不整形なものコンクリートの塊のものより美観という点からも感心できる工法である。ただ、モルタル吹付工は一般に数年でクラックが入り崩落するケースが多いが、クラックの多い地山を掘削した直後に“バラバラ”と法面の浮石が崩落するのをおさえると

いう意味では非常に有効な方法で、一様美観というものを犠牲にした方法である。

ここで法面の土質、湧水、表面水の状況により過去の実績追跡調査による標準化の検討としては現在、日本道路協会において法面保護工の調査計画から維持管理までを含めたものについて解説版が目下検討中である。吹付工に対する吹付厚さ、配合などについての設計指針は専門的に実施していないので経験者に意見をきくと、返答があいまいで経験的にしか実施していないのが実情である。

モルタル吹付の場合には、セメントと砂との重量比は1:2.5~1:3.0でW/Oは45~50%程度で、コンクリート吹付の場合にはセメント、砂、砂利、水の比が1:3, 1:0.4程度、W/Oは45%前後で一つの目安しかない。ソイルセメントの吹付実績によると強度は、モルタルより弱くあまり使用されていないが小工事の排水溝とかごく一部のものあるいは法面が不整形でコンクリート吹付の下地に吹付という程度に使用されている。

質 問 2 盛土法面の法面処理工法について

現実には筋芝工（種子帯）が一般的となつているが、発芽迄に法面浸蝕の発生する実態が多いが他に適切な工法はないか。

解 答

植生工が最近広く用いられるようになったのは従来芝を使つていたものが芝の入手などが困難になつたことならびに施工の容易なことによると思われる。

芝付には筋芝と張芝の二つがあり植生工においてもこれに対応する工法がある。張芝工に対応するものは植生マットでネットのものとか、藁のようなものに種を付け法面全体を保護する方法であり筋芝に対応するものは部分的に覆う工法であつて、植生袋工、植生板工、植生穴工など色々のタイプのものである。植生袋工、植生筋芝工などで部分的にカバーする植生を行つた場合に法面が浸蝕されることがあるがそれに対する対策は次のとおりである。

- (1) 土羽土の良否によつて異なるが、一般的に粘性土の土羽土を使用すれば

表面の浸蝕の発生を防止できる。

- (2) 筋芝、植生袋工、植生穴工のように法面を部分的に覆う工法であつても、完全に植生が繁茂してしまえば表面浸蝕は起らない。要するに草が育つまでに法面の浸蝕を防止する工法であるから張芝工に対応する植生マット工で全面をおおえば効果が上げられる。
 - (3) 植生を植える時期であるが植生には夏冬は不適期で春秋が適期であると考えられる。夏場は植生の発芽の条件が悪くやはり表面の浸蝕防止、凍上防止、風により飛ぶ土を防止するという意味で粘性土、砂質土すべての土に対し植生マット工で全面を覆う必要がある。
 - (4) 植生の適期である春秋においても粘土を除いて砂質土の場合にはやはり植生マット工で全面を覆うてやるのがよい。
 - (5) 筋芝、植生種子工、植生袋工のような部分的に種をまくような方法は、土羽土の良い場合に限って使用しないと浸蝕される可能性が強い。
 - (6) 植生工法以外の場合は、コンクリート張、ブロック張、石張の工法を適宜選択して施工する方法と表面水が集中して法面を流れないように路肩又は小段などに排水溝などを設け縦下水に結び処理する方法がある。
- 〔注〕 法面保護に関する土工指針の解説書を検討中であるが植生工に適するか否かの判定に土壤硬度計を使用することを加えることにしている。これは植物が繁茂するためには土壤にある一定の間隙が必要であり、また根が土中に伸びて行くためには土にある程度の軟らかさが必要である。この2つを調査するもので参考のため附記しておく。

質 問 3

切取部及び盛土部の地質に応じた法勾配及び小段の設計方針を御教示願いたい。

解 答

これは非常に難しい内容を含んだ問題で解答しがたいが私の短かい経験的な話と土工指針での打合せグループの中から過去1年以上のデーターを各自が持込んでディスカッションした過程での話をとりまとめてある程度の解答に

替えたい。

切土では地質が非常に複雑なので岩種別にどのような切り方をするという表現にはならない。先づ設計方針という前に法面を見てどのような形での崩壊が多いか一種の崩壊のタイプを考えてみると (1)表層的なもの (2)円弧のスベリに近いような深いもの (3)地スベリはかなり広範囲である法面を含んでもっと大きい地山が動くものがある。ここで問題になるのが表層的なもので、数多く発生し交通障害などになっている。表層で割目が多くこれらが落ちてゐる。即ち法面の勾配より緩い角度で割目が流れ盤の場合に割目が非常に発達している地山での崩壊と非常に顕著な割目があつて、それに沿つて数メートル、数十メートルにわたつて、次々とすべつてしまうような崩壊の仕方がある。極端な強度又は透水性の不連続な面、例えばガイスと基盤との間というような不連続面による崩壊、硬い玉石と軟い基質からなり、基質が崩れて、玉石と共に崩壊するという例がある。花崗岩の真砂で地山から單純に強度が次第に深度によつて硬くなつていくという変化をしないで玉石が残りその下がまた風化してゐて真砂になつてゐるケースのところで崩壊してゐる。

風化速度が非常に早い特殊な岩石、蛇斑岩、凝灰岩で切取り時には非常に硬く、切取り後数ヶ月後には殆んど土になるというものがあり、当え方5分勾配で切土したが後で2割勾配に切りなおした事例がある。この場合の岩は凝灰岩で、このような場合には切り始めに察知しておく必要がある。又、腐蝕土、シラス、火山灰などが表流水によつて浸蝕を受けていくケースが多い。

以上のような崩壊のタイプがあり、これに見合つた法勾配と小段をどのように設けていくか一つの考え方の基準といつたものになる。あとはそれぞれ計画された法面で特に注意しなければならないのはどの項目かというのを知るのが大切である。

このような問題を取り上げる上においては、各岩質の限界勾配という考え方がある。岩質が同種であれば、法肩が高くなる程、勾配が急な程、危険になり、どこか一線があるのではないかという考え方で研究されているが、こゝで問題になるのは、どのような要素を含めて分類していく岩盤分類の仕方が問題になる。單に風化一つ取上げても何を決め手にしていえるのかというのが問題で結局、見た目では硬いか、軟いか、あるいは岩石の分離状態の要

素から判断するとなるとバラツキが多くて何が限界勾配か判断に苦しむケースがある。

もう一つの方法として弾性波伝播速度を使うのがある。各技術事務所での研究課題となつているが一つのやり方だと思う。この弾性波伝播速度を使用する場合、法対象となる地質というのが大体風化し又はクラックが多い、表層に近いえてして速度の遅い部分になる。このように遅い部分で従来からとられている弾性波の探査法は非常にエラーが多い。

現在各地建でリッパーマーターによりリッパービリティーを出すという意味で掘削の難易性というもの或は岩石工の積算基準にする目的でデッパーメーターで測定しているが非常に簡便で使いよい反面エラーが大きい。どうしてこの岩石でこれだけの速度がでないか速度のダウンの方に注目すると一つの目安になると思う。

このような前提から、それでもなおかつ勾配をある程度基準化しようと土質工学会の盛土部会の中で議論されたが結論を得るにはいたらなかった。

小段をどのような場合に設けるといふときに、小段の利点あるいは欠点というようなものを考慮し均質な地山岩帯であれば一応なくしていく。又、10 m以下の法であれば小段なしでいこうと小段を設ける場合には6~8のところで小段を一つ設け又小段巾は1~2 mの目安でしようという程度である。

小段の欠点の一つに小段を設けた故に、そこから地山の法面下に水が浸透し除々に軟化していく弱点がある。だから小段に排水溝を設けてその上の法面の表面水を小段の排水溝で流す方法と又、小段そのものに勾配をつけて排水を良好にすることで解決していくという方法がある。

特に湧水があるような不連続な面即ち基盤とガイスイ或は礫層との境というものももし一つの法面であらわれるとすると、それが10 m以上のものであれば標準的な6~8 mにかかわらずできるだけ境目に小段を設け小段から上の排水を良くすることが考えられる。小段が地形的になくはならないというような場合につくられるものと、一種の小さい崩落の溜りとして永久に使用できなくとも小さい崩壊が道路まで落下しなく溜つていればよいという考え方もある。

盛土の法勾配は現在検討中で、盛土勾配及び小段巾に関しては現在土工指針に記載されている表からそれ以上のものが見出せないのが現状である。

5 そ の 他

質問 1 擁壁工の水抜きについて

- (1) 海岸擁壁が岩着した場合、背面の排水について一般の擁壁のような水抜孔を施工すべきか特殊に考慮すべきか特殊な水抜きを考慮するとすればどのような構造が良いか。
- (2) ダム貯水区域における擁壁（法溜，張コン）の貯水面以下に水抜パイプを設置すべきかどうか。

解答 (1)～(2)について

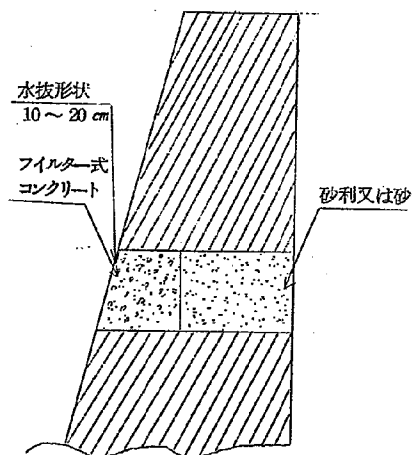
一般の方法は(1)，(2)の場合とも水抜孔を設けているのが多い。

先づ水抜孔の設置する目的は、擁壁の背面に水が溜り、その大きな水圧が擁壁に加わるのを防ぐ目的で施す。

水抜孔を造ると孔から流れ出る水とともに擁壁背面の細粒土が洗い流されて背面自体が不安定となり擁壁自体の崩壊を招くことがある。このようなことで災害を受けた事例があり特に注意を要する。

ここで擁壁背面の細粒土の吸出し防止と排水を兼用する水抜孔として土木研究所で右図の特殊水抜孔を考案したことがあるので紹介しておく。

ダム貯水区域の擁壁には水抜孔を設置すべきで、特に水位の変動差の大きいところは、やはり擁壁背面の細粒土が排出される関係上やはり特殊水抜孔を設置すると効果があると思われる。



[Faint, illegible text covering the majority of the page, possibly bleed-through from the reverse side.]

2 河 川 部 門

- 1 河道計画上の問題点
- 2 ダム放流施設について
- 3 そ の 他

1 河道計画上の問題点

質 問 1

河道内の堰を撤去した場合、全川の河床を下げた場合、または、狭く部を開削した場合等に、河床の変化の予測はどうすべきか。

解 答

河床変動の予測方法として、河床変動計算が有効な方法である。しかし、現在まだ確立したものとは考えないでほしい。

河床変動計算は、二つの断面を通過する流砂量の差でもって、断面間の堆積、洗掘の量を求めるのであるが、流砂量は流量、河床の変化に応じて変化していく。

流砂量を推定するうえで、どのような公式を用いるか、またその精度はどれ位かという問題がある。また、洗掘される場合には、粒径の鉛直的な分布が、河床材料を持ち出していく現象を論じる際に、大きな影響を与える。

不規則な断面をもつ河川を、矩形断面と仮定して計算を行なうので、複断面に近い河川の場合には、実際には水深の小さい箇所は計算値よりも小さく変動することが考えられる。

このように種々の問題点があるので、河床変動計算の計算手法を高度化しなければならないが、ごく概括的に将来の変動の予測を立てるには、河床変動計算により目安を立てている。

人工的に河川に手を加えた場合の影響を把握するには、現地の河川において洪水によってどのように河床が変動するかを、現地の観測によって知ることの一つの方法である。しかし、現地観測は洪水の回数が少ないことで、データを集めにくい。

以上のほかに、模型実験による方法がある。模型実験は三次元性を含んだ問題を取扱う際にとくに有効である。

質問 2

上流からの供給土砂量を河床変動計算でどのように取扱うか。また、対象区間のすぐ上流にダムがあつて、供給土砂量がほとんど無い場合に河床変動計算をどのようにするのか。

解答

河川は全体をならず性質があつて、上流からの供給土砂が無くなつても、河床は上流から運ばれた土砂から形成されているので、かなりの期間は河床が供給源となる。そこで、計画の対象としてどれ位の年数を考えるか、いいかえれば河川構造物を将来どれ位の期間にわたつて維持するのかという問題に帰着する。10～20年先と50～100年先を対象とする場合では計算の取扱い方は異なる。

つぎに、満砂しないダムのすぐ下流を対象区間として考える場合には、粒径別の河床変動計算を行なう。このような区間では、河床が急激に低下していき、あるところで低下速度がゆるくなる。これは、土砂が移動していくさいに、小さい粒子は移動し、大きな粒子はとり残されて表面をおおつてしまうからで、これを、アマーリング現象といっている。対象区間で起きる掃流力 τ_c が砂礫の限界掃流力 τ_{c0} に等しくなつて、砂礫の洗い出しが終ると考えてよい。したがつて、河床の移動層厚の粒子の分布を調べないと予測できない。一般に、河川に生ずる砂堆の大きさを移動層厚と考えてよい。

河床低下が止まるのは、限界掃流力 τ_{c0} に見合つた状態にまで河床材料がふるい出された時であり、河床の縦断曲線は静的平衡縦断曲線となる。

質問 3

河川の低水路計画にあつての留意事項について

解答

原則として、低水路計画をとり入れるのがよい。理由としては、高水敷部分の流速を下げて堤防の安全を高めること、平水時における河岸の欠込みが低水護岸により防禦できること、また低水路を固定して取水、舟運の便をは

かることができる等である。

現実には、河積でどれ位の流量を流下させるかということで、河巾が十分にある河川でないと低水路計画がとり入れられないのであって、河巾と流量の二つの要素によって決ってくる。また、低水路を維持するためには、低水護岸が必要となり、将来の治水投資がどれ位予測されるかという問題も重要な要素である。

質問 4

○ 物部川規模の河川（川巾 250～300 m、計画流量 4,740 m³/sec、河床勾配 1/255）で常水路の設定を考える必要があるか。

解答

省 略

質問 5

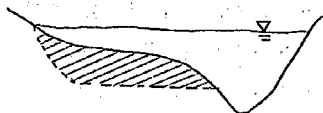
計画河床設定に際し、彎曲部における深掘部分の扱い方について

解答

○ 彎曲部の水の流れは、二次流が発生するために、水の流れと河床材料の移動方向が異なって深掘れが生じる。この現象について研究されているが、彎曲部で流量と河床材料から洗掘深を求める公式はまだ無い。材料、彎曲の度合い、流量等の河川で起っている現象をみて推定するのが、一番確かな方法ではないかと考える。

計画河床線を設定する場合にも、深掘部は平面形状が修正されない限り発生すると考えてよい。

深掘部は一般に図のように、反対側に砂洲が生じているので、掘削計画を考慮する場合には、当該断面は大きくなるが、掘削するだけで何も手を加えないならば、砂洲の部分は再び堆積し



ていく。

計画断面として掘削部分も含めて考えるならば、将来にわたって相当な維持が必要である。したがって、常に掘削断面を維持するならば有効断面と考えてよいし、維持しないのならば現状断面を有効断面と考えるべきである。

質 問 6

改修区間の河道計画を立てるとき、支川が荒廃した急流河川である場合、支川の流砂量を推定する方法、またその精度を向上させるための調査方法について

解 答

急流河川の流砂量を概算するには、土研公式から導いた下記の式を用いて推計する。

$$Q\beta = Q \cdot \frac{\varphi(n)f(\tau_c/\tau_0)}{\varphi_0(\sigma/p-1)} i$$

$Q\beta$: 掃流砂量, Q : 流量, $\varphi(n)$: 粗度係数 n の関数

$f(\tau_c/\tau_0)$: 限界掃流力 τ_c と掃流力 τ_0 の比により決まる係数

i : エネルギー勾配 (等流の場合は河床勾配)

$$\varphi_0 = \frac{h^{1/6}}{n\sqrt{g}} \quad (\text{マンニング公式の場合})$$

この式は掃流砂のみであり、浮流砂については Kalinske 式などがあるが急流河川での適用性は不明である。浮流砂も考慮しなければならない時は掃流砂の3～6倍と見積るのも1方法である。

ある流域から年間にどれ位流砂量があるかを求める場合、各地点の河床勾配を測定し、雨量の記録から総流量を推計すれば流砂量が求められる。すなわち雨量から掃流砂量が計算できる。

しかし、急流河川の場合には、土研公式で考えている掃流形式だけで流出土砂を計算してよいかという問題がある。すなわち山腹の急激な崩壊等による土石流が、大洪水の場合は支配的となってくる。したがって土石流等は別

途に推計しなければならない。上記の式は、溪流等に堆積している土砂が年間を通じて流出してくるような場合には用いてよい。

流砂量を把握するうえでどのような調査を実施するかという点については次の事項が考えられる。

- (1) 流量の精度を上げるための流量観測
- (2) 流砂量観測（砂防ダムを利用することが考えられる）
- (3) 河床材料の広い範囲にわたってのマクロ的な把握
- (4) 砂防ダムや河道内での堆積など河床変動量を把握し全体的な流出土砂の収支計算から流出土砂量の推定

質 問 7

実際河川に適合する流砂量公式の検討のため、全国的に流砂量観測が実施されているが、現在どの程度の成果を上げているか。

解 答

流砂量観測は全国で30河川、47地点で掃流砂量と浮遊砂量の観測を実施している。

掃流砂観測は次の方法によっている。

- (1) 土研式採取器を使用しているが、観測の実施段階で改良の必要を生じ、昭和43年度より改良型を使用している。
- (2) 河床に穴を掘り、そこに入ってくる土砂量を測っている。問題は蓋の開閉がうまく行かないので、観測方法として問題がある。
- (3) 低水路に沿って、長300m、巾30m、深3mぐらいの溝を掘削して、出水があれば土砂が溜るので、土砂量と水理量との関係を把握する。土研公式とはオーダー的に合っている。
- (4) 砂防堰堤と副堰堤の間を掘削し、ここに溜ってくる土砂を測定する方法
(1)の採取器による方法は、河床を移動する砂鏈を測定するのであるから、砂鏈のどの部分を補足したかということで量が変わってくるので、回数を多く取ることが必要である。

現在のところ、(3)の方法が一番確実に測定できるようである。これをもつ

と大きく範囲を拡げると、貯水池あるいは砂防ダムを利用する方法になる。

浮遊砂は、水面に近い箇所は wash load に近い性質のものであり、浮遊砂は河床に近いところが問題になる。洪水時には採取器を河床まで入れることが困難であり、また河床がどこかということもわかりにくい、したがって水深方向の分布のうち河床近くの分布が把握しにくく、今後の観測はできるだけ河床付近の分布を把握するようにしてほしい。

より詳しい成果は毎年行なわれる技術研究会に報告されているのでそれらを参照して頂きたい。。

質 問 8

河床変動計算に使用する河床の粒度について、採取方法、採取位置について留意すべき事項、また平均粒径の計算方法と適した方法について。

解 答

採取方法については、その成果をどのように使うか、目的に応じて変わってくる。ここでは河床変動計算に使用する前提で説明する。

複断面形状に近い河川で、低水路の河床材料が高水敷に移動しないと想定される場合は、高水敷と低水路とにわけて採取する必要がある。一般には横断方向に5点位採取するのがよい。

低水路に常時流水がある場合は、グラブ等で採取するときは細粒部分が採取できない。これに対処できる良い方法は無いが、土研式の採取器を使用するのも一つの方法であり、現地において採取方法を工夫してほしい。

河床の表層を取除いて、その下を平均的に採取している場合も見られるが、とくに河床低下が問題になる場合には、アマーリング効果の検討が必要であるから、鉛直方向に河床材料の分布を把握するような採取方法を行なうべきである。

つぎに、平均粒径の計算方法について述べると、概略的にある場所の粒度を平均粒径で表わしているが、代表値のもつ意味が厳重に検討されて決ったものでない。掃流砂を問題にする場合、ある程度以上掃流力が大きい場合は粒度分布はあまり問題ないが、アマーリングの現象のように限界掃流力に近

い状態のものを扱う時は、粒度がどのような分布をしているかが問題となってくる。

平均粒径の表わし方は、
$$d_m = \frac{\sum_{p=0}^{p=100} d \Delta P}{\sum_{p=0}^{p=100} \Delta P}, \quad d_{50}, d_{60} \text{ などがあるが}$$

平均粒径を求める目的はおおよそどの位の大きさの粒子が存在するのかを知ることにあるから、これらのうち、何れを使用しても大差はない。ただし、どの定義による平均粒径かを明らかにしておく必要がある。

質 問 9

河床変動計算の計算結果は実状と数量的にあるいは時間的にどの程度あうと考えてよいか。

解 答

河床変動計算の精度を支配する要因には次のようなものがある。

1) 流砂量公式の精度

河床変動量は2断面間の砂流量の差として生ずるから計算に用いる流砂量公式の精度は変動量計算の精度を支配するといつてよい。流砂量には掃流砂と浮遊砂とあり、実測値と計算値の比較がなされているが数倍程度の差は普通であろう。特に浮遊砂の信頼できる観測結果が少ないので(wash load は別にして)公式の適合性についてはよく分らないといつてよい。従つて計算結果も数倍程度の誤差はあるものと考えた方が安全であろう。

2) 不等流計算の問題

流砂量を求めるのに不等流計算を行なうが、流量の小さい(低水流量以下)場合には河床の形状の不規則性のために計算がうまくゆかないことが多い。また、限界勾配に近い河川では、時流がでたり等流になつたりして計算が非常に困難であり、流砂量が極端な変動を示すので計算結果が現実的でない場合も生ずる。

3) 河床変動計算上の問題

河床変動は一般に河川を長方形断面と仮定するため、実際と異なる場合

が出てくる。即ち流砂の移動巾は水面巾と異なるのでこれの影響がどの程度あるかが問題である。また複断面水路の場合、高水敷の土砂の移動、高水敷と低水路での土砂の交換があり得るのか否かなどその取扱い方もよく分っていない。従ってこれらの影響を定量的に表現することも現在不可能である。

また、混合粒径の計算はまだ不完全であり細粒径のフルイ出し効果やアマーリング現象のモデル化もまだ十分とはいえない。

また、彎曲部での局所洗掘や堆積などは計算できないからそのような要素は無視した計算となる。

4) 水文量の予測の問題

予測計算に使用している流量資料は、過去の流量時系列であって、これを用いて将来の河床変動を計算している。将来の流量時系列が全く過去の流量時系列と同じであるかということが問題となる。一年間のうちである地点を通過する流砂量は、どの流量で一番多くなるかは、河床材料と流況によって変ってくる。平水流量以下の流況が流出土砂量として支配的ならば毎年の流況を平均化して用いることによりかなり精度のよい予測となり得るが大出水が支配的であると、その予測はかなり精度が落ちることになる。

5) 河床変動量の問題

河川に人工的に大きな変化を与える場合（例えばダム の 築造、床止め の 撤去）には比較的精度もよくなると思う。一方、平衡に近い状態で土砂の移動が行なわれている河川では、長期間にわたっての計算を行なっても、変動が非常に小さい場合が多いと思われる。

過去の変動計算と現地の変化との比較を行なった例もあり、計算と実状がよく合っている場合もあり、その場合には将来の予測の精度はある程度高いといえそうである。

質 問 10

河川水路の模型実験の規模を相似率により決めているが、とくに移動床実験で「時間」とか「粗度係数」をどのような方法で決定しているか。

解 答

時間、粗度係数ともに相似則から理論的に誘導されるが、実験では多くの要素に影響されるため、なかなか理論どおりにはならない。すなわち、時間（通水時間）は河床材料、河床形状、粗度係数に左右されるため、現地河川の河床変動を参考として予備実験をくり返しながら決定する。

粗度係数も同様で、予備実験の段階で得られた水理量から粗度係数を逆算し、相似則に合った流れがどうかを判定している。

移動床模型実験の問題点については、土木技術資料第9巻第9号「河川移動床模型実験とその問題点」（山口高志技官）を参照されたい。

質 問 11

狭さく部について、その場所を含む上下流の計画高水位の決定方法はどうか。

解 答

省 略

質 問 12

派川那賀川の河口（地方落湾富岡港）の浚渫計画があり大巾な河床掘削を予定している。河口部の掘削により上流の河道に与える影響について定量的に求める方法があれば教示願いたい。

〔諸元〕河口港湾部 河 道 部

平均巾… 400 m（長 2 Km）	150 m
河床勾配… 1/1000	1/1000
計画高水流量… 700 m ³ /s	700 m ³ /s
掘削深度… 港湾部を規河床から 7 m 掘り下げる	

解 答

省 略

質 問 13

流出解析に関する最近の動向について

解 答

省 略

質 問 14

水流量観測の精度向上に関する最近の動向について

解 答

省 略

質 問 15

河川水位低下に伴う沿川地下水位低下の推定法

(現在物部川沿川においてかんがい期および非かんがい期において各々1回の多数の同時井戸水位観測および選定井戸の日地下水観測を実施しているが現地調査としてはこれでよいか。)

解 答

省 略

2 ダムの放流施設について

質 問 1

ゲートの構造設計において最近問題とされている事項について

解 答

クレスト・ゲートの構造設計において最近問題とされている事項については、43年度建設省技術研究会の指定課題「クレスト・ゲート及び関連問題の研究」で、そのほぼすべてが取り上げられた。

特に和知ダムのテンターゲートの事故については、脚の骨組み構造の座屈が原因とされ、補剛形式としてのトラスまたはラーメンの座屈に対する配慮が特に必要とされている。

スキンプレート背面の縦桁と横桁の組み方については、横桁の前面に縦桁を並べ、その前面にスキンプレートを張る方式は剛性に難点がある。両桁を格子に組んでその前面を一致させる方式では、扉体の剛性が著しく高まる。

最近ゲートなどの鋼構造物が軽量化され、強度の大きい材料が使われ始めたが、撓みや座屈の検討がおろそかになる傾向があるので注意したい。

質 問 2

高圧テンターゲートにおいて、水深が中程度ならば圧着式・摺動式いづれにしても可能と考えられるが、これらを決定する上での考慮すべき点について

解 答

テンターゲートは水理的にも構造的にも好ましいので、好んで用いられるが水密に弱い欠点がある。高圧ゲートの四方水密ゴムは、扉体側か戸当り側かに取付けられる。

扉体側に取付けて摺動水密とする場合は、四周に段落ちなどの水路断面の拡幅がよい点と、ゲートの開閉操作中に扉体上部からの噴水が、ほとんどよい点がすぐれている。

しかし完全水密が難かしく特に底部において著しい。すなわち上部と底辺との二辺において、閉鎖時の水密にゴムまたはメタルタッチの押付け型式がとられるが、良好な下部水密を得るには力を加えて、リップを敷部に押付ける必要がある。

敷部にバビットを使用し得るのは、水深が中程度の場合に限り、しかも長期にわたっての十分な水密は望み得ない。水密シートにゴムを使用すれば可成りの高水深にも耐し得ると考えられる。

また上辺と側部水密の接続隅部はとかく噴水し易く、扉体側に水密ゴムを非連続に取付け、摺動水密構造とする型式は水密に若干の問題がある。

圧着水密方式では、四辺連続のダブルシステム型水密ゴムが、機械的に単一方向に圧縮されるので、高水深でも水密は完全で摺動抵抗もよい。また半開時でも上部及び側部水密が完全に確保できる。

さらにリップ下端で水密を取る必要がよいので、起振力の発生を防止するような、狭いシャープなリップ形状をとり得る点ですぐれている。

圧着方式の欠点は、放水管断面の外側周辺に20 cm程度の段落ちができる点である。特に水落底面にある段落ちはキャビテーションを発生し、この部分には当然、空気を十分供給する必要がある。またゲートを上流側に向つて移動させ、もしくは水密ゴムを下流側に押出す機構を余分に必要とする。

最近中程度の水深で圧着式にない場合、四周連続のPゴムを戸当り側に額縁状に設け、スキンプレートをこれに摺動させて完全な水密効果を上げた例がある。

質 問 3

放流設備の計画設計についてのマニュアルを作る計画はないか。

解 答

マニュアルは、大ダム会議の設計基準より詳細なもので、ある程度建設省としての技術基準が確立された後に、これに準拠して計画設計する場合に参照しながら使用するのが原則と思われる。今の所こうした技術基準を確定してしまうことには、種々の長所と欠点があるのでその動きはない。

従って現状では個々の現場において、既往の技術的蓄積を勉強しながら、できるだけ現地に適合した良い設計を行なう心掛けが必要である。

最近の設計で特に留意すべきことは、計画洪水流量を慎重に決定すべきこと、放流設備は将来の洪水調節計画の、多少の変更にも対処し得るよう配慮すべきことなどである。

質 問 4

放水管等ダム開孔部周辺の応力集中に対する補強の設計で注意すべき点について

解 答

均等な一次応力をうけた薄板に橢円孔を明けた時、単位集中応力としてチモシエンコの解がある。もし孔が矩形であると、隅角部に著しい局部応力がおこるが、その範囲はごく限られ、これに対処するにはフイレットを設ければよい。

ダム内部の孔口の周りの応力状態はチモシエンコの解より複雑で、厳密には適用できないが近似的な応力を知り得る。監査廊のように堤軸に平行な開口については、これに直角な二次元断面についてチモシエンコの矩形板を考え、相直交する二系の主応力について計算する。

放水管のように堤軸に直角方向の孔口については、第一主応力に平行なダムの縦断方向の対片を考えて計算する。最大応力は溢水時堤体下流表面におこる。

こうして求めた引張力に対して補強する場合、鋼材は全引張力に対して適重孔の表面に近く、集中して水平または鉛直方向に直線状に挿入する。補強鉄筋は付着を十分にするため引張力を受ける限界よりさらに先まで延長し、その全長を孔口の直径の2倍とする。圧縮鉄筋についても同じことが言える。

矩形孔その他を上述のように近似的に取扱うのは、概略値にすぎないので精密に解析するためには応力関数解析、あるいは光弾性実験によらねばならない。最近二次元の有限要素法によって電子計算機を用い、解析計算ができるようになった。

質 問 5

埋設鉄管周辺の処理工法、たとえばグラウトやアスファルト巻きはどのような方法がよいか。

解 答

埋設鉄管の周辺コンクリートには、その孔口に沿って応力集中があるので前項の補強を行なうが、埋設鉄管にも内外圧が作用するので補強を要する。この場合両者は単独に他の存在を無視して補強計算を行なうのが通例である。

埋設管に作用する内圧は貯水圧で、外圧は周辺外側に滲透する貯水圧と、隙間充填のためのグラウト圧である。この場合のグラウトは、埋設管の内圧の一部をコンクリートが受持つためと、両者の間に生ずる滲透水圧を軽減もしくは皆無とするためである。

このような考え方で両者を補強するために、現実には埋設管周辺にはステイフナーやダウエルの外側に、多量の鉄筋が取りまく結果となり、管周囲のコンクリート打設が極度に困難で、品質の低下も甚だしい状態である。

特に角型放水管では底部が平面であるため、この傾向が著しくなる。これを補うために、打設時ブリージングした水を逃がす孔を鉄管底面に設け、ハンマーで叩いてコンクリートの廻っていない空隙部を探してモルタルを充填し、またはグラウトを実施している。

こうした欠点を回避する意味からも、また構造上、水理上からも円形管が望ましい。またコンクリートポンプやプレキャスト・コンクリート工法を使用するのも、施工を確実にする方法と考えられる。

埋設管周辺をアスファルトで巻くのは、両者を絶縁することにより付着力をなくし、埋設管の軸方向の伸縮を許す目的である。この場合周辺の防錆や滲透水防止の意味もあるが、埋設管からの力をコンクリートに伝達することはできない。

絶縁材としてアスファルト・コルクを使用した例では、コルクの粒の大きさが米粒の半分程度のもを使用し、ダイナミックセメントを加熱してその4～1に対し、コルクの配分を1としてかき廻し、50～60℃の温度で鉄板に13%厚さに木どてで塗った。その品質はすべり、ねばり、弾力性、施工の難易などによって判断した。

-44.1.1.3-

3) そ の 他

C

質 問 1

平時における低水流量調整でダムの調整放流と下流基準点との関係についての調査方法について

解 答

省 略

質 問 2

ダムの調整効果として問題となる河道低減量を求める適当な方法について

解 答

河道の低減量を求めるには、不定流計算を行なうのが、河道の特性が計算値に入ってくるので適当である。

不定流計算は、流れの運動方程式と連続式を連立に解いて求められる。その場合、運動方程式の各項の省略の仕方により種々の方法が考えられている。

ここには急流河川用として比較的簡便な近似解法を説明する。

1 急流河川用の不定流計算法

不定流の基本式

$$\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t} + \frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial x} = - \frac{\partial H}{\partial x} - \frac{n^2 v^2}{R^{\frac{4}{3}}} \quad (1)$$

$$\frac{\partial A}{\partial t} + \frac{\partial}{\partial x} (A v) = 0 \quad (2)$$

ここに x : 上流より下流への河道に沿った距離

H : 水位

v : 平均流速

A : 断面積

R : 経深

n : Manning の粗度係数

(1)式の各項のオーダーをみると表-1の通りである。

表 - 1

ケース	水面勾配($\frac{\partial H}{\partial x}$)	加速度項($\frac{1}{g} \frac{\partial v}{\partial t}$)	速度勾配($\frac{v}{g} \frac{\partial v}{\partial n}$)	エネルギー勾配($\frac{n^2 v^2}{R^4}$)
1	10^{-3}	2×10^{-5}	2×10^{-4}	10^{-3}
2	10^{-4}	1×10^{-5}	5×10^{-5}	10^{-4}
3	10^{-5}	5×10^{-6}	1×10^{-5}	10^{-5}

本表よりみると、勾配が1/1000程度であれば、加速度項、速度勾配項の影響が比較的小さく、省略しても差支えない。この場合には不定流の基本式は(1)式の代りに

$$\frac{\partial H}{\partial x} = \frac{n^2 v^2}{R^4} \quad (3)$$

を用いることができる。

(3), (2)式を解く場合には、 Q (流量) = $A \cdot v$ を用いて、

$$Q = \sqrt{\frac{AR^{\frac{2}{3}}}{n}} \left(-\frac{\partial H}{\partial x} \right) \quad (4)$$

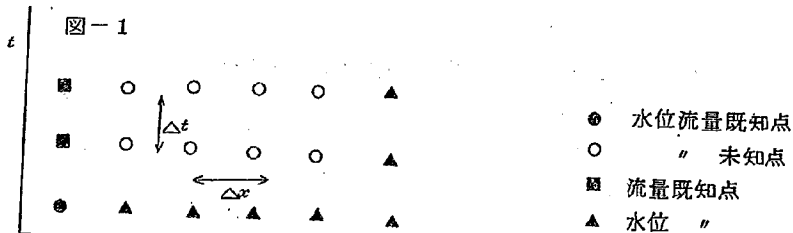
$$\frac{\partial A}{\partial t} = -\frac{\partial Q}{\partial x} \quad (5)$$

このように変形して用いる。

2 数値解法

解を求める領域を図-1の如く、 x の間隔を Δx 、 t の間隔を Δt とした mesh に分ける。初期条件としては、ある時刻を $t=0$ として、その時のあらゆる点における水位を与えるものとする。

境界条件としては、上流端の点を $x=0$ として Q と、 H が時間の関数として与えられるものとする。



計算のための差分式として

$$\left(\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{t, x} = \frac{H_{t, x} - H_{t, x-1}}{\Delta x} \quad (6)$$

$$\left(\frac{\partial Q}{\partial n}\right)_{t, x} = \frac{Q_{t, x+1} - Q_{t, x}}{\Delta x} \quad (7)$$

を用いる。この差分式によりまず $t=0$ 時の各点の Q は

$$Q_{0, x} = \sqrt{\frac{2}{(AR)^{\frac{2}{3}}}} \left(0, x \left(-\frac{\partial H}{\partial x}\right)_{0, x}\right) \quad (8)$$

により, $x=1$ から $x=l$ まで求める。

次に, この Q を用いて $t=t+1$ の時の A を

$$A_{t+1, x} = A_{t, x} + \Delta t \left(\frac{\partial Q}{\partial x}\right)_{t, x} \quad (9)$$

により, $x=0$ から $x=l-1$ の各位置の断面積 A , 水位 H を求める。

最下流端の $x=l$ では水位は既知数 $t=t+1$ 時の水位は全部求まる。

このようにして $t+2$, $t+3$, を求めていく。

3 計算時間ビッチは, 誤差の検討よりほぼ次のようである。

$$\Delta t < \frac{8 \cdot n^2 \Delta x^2 B \cdot Q}{A^2 R^{\frac{4}{3}}} \quad (10)$$

$$\text{又は} \quad < \frac{4A^2 RB \cdot \Delta x}{\frac{\partial}{\partial h} (A^2 R) - Q} \quad (11)$$

質 問 3

三次元応力解析による直線重力式砂防ダムの許容引張応力度の考え方について

解 答 省 略

質 問 4

河川堤防に設置する樋門の基礎杭の配置方法について

解 答

弾性床上の梁として樋門、暗渠を解く場合に、計算で求めた反力に対して見合うだけの杭を配置することが普通の方法であるが、土木研究所で暗渠の標準設計を作成する際には縦方向鉄筋の量を決めることが一番大きな問題となった。

この弾性床上の梁としての解法のほかに、上載荷重の重心と反力の重心が一致するように直線変化の反力形を求め、その反力形に合せた杭の配置を行なうこともある。また軟弱地盤では、樋門の両端 $1/4$ づつで反力を分担するとして、一様分布の反力を求め、縦方向鉄筋として、大きな断面を必要とするような便法をとっている場合もある。

いずれにせよ、現在のところ、完全な解答は得られないと言ってよく、杭 1 本あたりの支持力に余裕をもたせて、一様配置とするのが無難とも言えよう。

3 道 路 部 門

- 1 維持修繕舗装工事の問題点
- 2 トンネル施工上の留意点
- 3 そ の 他

1 維持修繕舗装工事の問題点

質 問 1

設計 CBR 2 以下の路床上の舗装で、コンクリート版、鋼板などを用いるサンドイッチ工法を採用したとき、弾性計算を行なって検討したいが、理論式としてどれを使用するのが適切か。上田、西中村、増井方式は計算が繁雑で時間がかかるので、shell 石油の Jones と Peattie の計算図表を使えば簡単に計算できるが、これを使用した場合の問題点は何か。

解 答

設計 CBR が 2 以下のような軟弱な路床土上の舗装の設計に対してはまだこれといった決め手がないのが現状である。

アスファルト舗装要綱では弾性計算の方法を参考にして決定することが示されているが、弾性計算にも種々の方法があり、問題点も多いので、現状としては相対比較を行ない、判断の参考にする程度にしか使用できないと思われる。弾性計算の方法には、各層の弾性係数を 3 乗平均して 2 層問題として取扱う方法、質問にある上田、西中村、増井の方法、Nascimento の方法更に 2 次元、3 次元の場合の厳密解を求める方法など、かなり高度な計算方法も用いられている。いずれの方法を用いるにしても各層の弾性係数をどのように取るかによって計算結果が大きく相違する。特に路床土の弾性係数は計算結果に対する影響が大きく、一般に用いられている 50~100 CBR の範囲で路面沈下量が 2 倍以上も異なってくる。したがってどの式を使用すればよいという決定的なものがないので、比較的簡単な方法で、各種の断面の相対比較を行なう程度に利用すればよいと考えている。上田氏等の方法の計算は面倒であるが、舗装研究室にはすでにプログラムができていたので、条件さえ送っていただければすぐ計算することができるので利用していただきたい。

質 問 2

オーバーレイを行なう場合既設のコンクリート版の等値換算係数をどの程度にとって計算すべきか。

解 答

高速道路調査会「舗装補修基準に関する報告書」によればオーバーレイの場合の既設コンクリート版の等値換算係数を0.85～0.5として、アスファルト舗装と同様の設計を行ないオーバーレイ厚をきめることになっている。一般にひびわれ度が20cm/m²程度では0.85、ひびわれ度が50cm/m²程度で0.5ぐらいにとればよい。

質 問 3

スラグの等値換算係数はどれくらいにとったらよいか。

解 答

関西および九州地方では粒度調整したスラグの等値換算係数を0.55以上としている場合が多い。しかしスラグはその製法によって硬化の具合が異なるので注意しなければならない。

上記の値はよく硬化するスラグに対する値であり、硬化し難いものについては0.25～0.35程度の値しか取りえない。

質 問 4

アスファルト注入施工上の問題点

- (1) アスファルト注入に際して路面の穿孔数は土質等により異なると考えられるが通常10m²当り何個程度が適当と考えるべきか。

解 答 (1)

現地の状況に応じ処理されたいが普通3m²に1個程度が多い。

- (2) アスファルト注入に当り、一部目地の破損或は注入の確認等を考慮した場合、目地補修を注入より先か、或は後にすべきかその合理的方法について

解 答 (2)

アメリカの示方書などでは目地補修を先にする方が良いとなっている。

- (3) 注入圧力についてはアスファルト温度及び外気により異なると考えられるが通常の最適温度と圧力はどの程度でよい。

解 答 (3)

注入時の最適温度は 190～210 度程度が普通である。注入時の圧力は標準では 1.4～2.5 k/cm² であるが 4 k/cm² でも大丈夫である。

- (4) 注入時における注入充当の確認方法には種々あるがどの方法によるのが適切であるか。

解 答 (4)

支持力試験等で確認するのが一番いい方法である。

ベンケルマンビームで測定する場合には前脚の沈下をある程度補正すると比較的正確に測定できる。ベンケルマンビームを2台使用し1台をすこし離して前脚の沈下を測定して普通どおりもとめたベンケルマンビームの値にこの前脚の沈下の2倍を加えたものが正確なベンケルマンビーム値である。

- (5) 注入後の交通開放時期については、一般に注入アスファルトの温度低下をまて行なっているが、この開放時期の温度をどの程度に考慮すべきか。

解 答 (5)

気温が22度程度であれば1時間後で開放(東京国道)。ブロンアスファルトは軟化点 80℃程度であるから 80℃ぐらいに温度が下ったあと 20～30 分後開放すれば良い。

Handwritten text, mostly illegible due to fading and bleed-through. The text appears to be organized into several paragraphs, with some lines starting with capital letters. The handwriting is cursive and somewhat slanted.

2 トンネル施工上の留意点

質問 1

トンネルアーチ支保工は、基岩の走行、傾斜、節理の状況等により適宜工法を変えているが定量的に示されるものはないか。

解答

トンネルの技術的な基準としては、土木学会の標準示方書が39年に出来て、5年たっているので今、改訂作業をやっています。

その中で質問の主旨のことが非常に問題になります。これは示方書が調査編、施工編に別れていて、調査編では、色々な調査方法が書いてあり、数値的なものを求めているが、それが設計編に少しも反映されていない。

つまり調査編、設計編、施工編の結びつきがない設計編になるとせっかく弾性波速度を計っておきながらアーチ支保工の設計としては、土圧がある場合にはこれこれの支保工を、これこれの間隔で作れと書いており、その次に土圧が大きくな時にはこれこれと非常に漠然としてしまうのでありどういうふう

に、結び付きをさせるべきかという事が問題になってくる。
今回の改正に当り、調査編は実質的な指導は、土研の芥川地質部長がまとめつつあるのですが、その問題について各種の資料を集めた訳で、その中で鉄道研究所の一つの案を持っておられまして、今回はその要点を説明して、

こういう事があるんだという事を最初に話したいと思います。

この話につきましては、月刊建設の中に芥川部長が書いてあります。
土木に使う地質学というので月刊建設に、その初めのあたりを説明しておりますが、この考え方は岩石の種類と弾性波の速度から支保工の間隔、形状、火薬の使用といったものと結びつけたものである。

まず、岩石を、大きく分け、

A: (1) 古生層、中生層、 (2) 深成岩、 (3) 半深成岩、 (4) 火山岩、
(5) 変成岩

B: (1) 剝離のはげしい変成岩、 (2) 細層理の古生層、中生層

C: (1) 中生層の一部、(2) 火山岩、 (3) 古第3紀層

D: 古第3紀層～新第3紀層

E: 新第3紀層～洪積層

F : 洪積層 ~ 沖積層

G : 表土, 崩壊土

とし, その弾性波速度を調べると, 図-1のごとくなる。

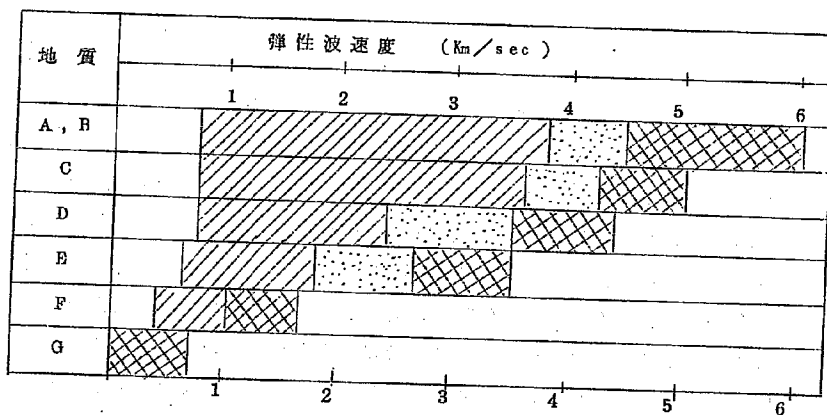


図-1 各地質の弾性波速度

この図のように, それぞれを, 3つのグループに分けてみると, 同じ印の部分の性質は, トンネルの施工上, ほぼ同一の性向を示すことが分った。それで, これを, さらに細分して, 地山の強度を7種類に分類して, 各岩質と, 弾性波速度とを対比してみると, 表-1のごとくなる。

表-1 地山の強度分類

分類	岩 質						備考
	A	B	C	D	E	F	
1	>5.0		>4.8	>4.2			
2	4.4 ~ 5.0	>4.8	4.2 ~ 4.8	3.6 ~ 4.2			
3	4.0 ~ 4.6	4.2 ~ 4.8	3.8 ~ 4.4	3.2 ~ 3.8	>2.6		
4	3.6 ~ 4.2	3.8 ~ 4.4	3.4 ~ 4.0	2.8 ~ 3.4	2.0 ~ 2.6		
5	3.2 ~ 4.8	3.4 ~ 4.0	3.0 ~ 3.6	2.4 ~ 3.0	1.6 ~ 2.2	1.2 ~ 1.8	
6	<3.4	<3.6	<3.2	<2.6	<1.8	0.8 ~ 1.4	
7					<1.4	<1.0	

この地山の強度分類で、既往のトンネルの資料について、き裂間隔、破碎風化、固結程度、塑性地圧、地圧、さらに施工法として、掘削法、火薬量、支保工、巻厚などを整理してみると、表-2のごとくなる。その中の支保工について若干詳しく説明すると、図-2のごとくである。いま断面30㎡のトンネルにおいて、支保工間隔を縦軸、地圧を横軸として、プロットしてみると、崩壊した分としない分の境目が明らかとなる。

従って、H-125、H-150、H-175の使用範囲が求められる。

同様なことをすべての項目について一覧表としたのである。

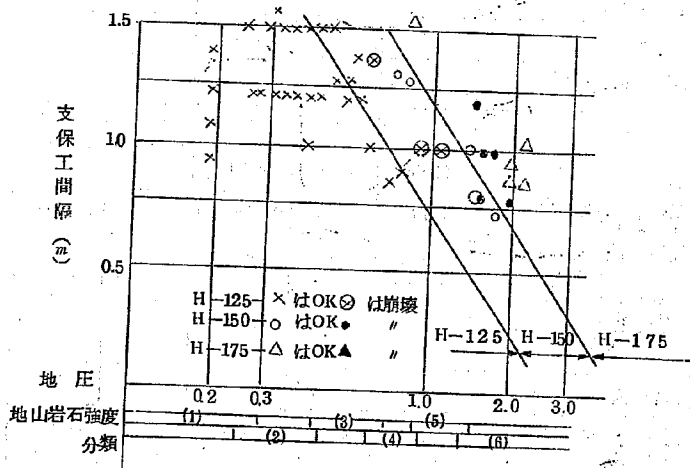


図-2 地上の強度分類と支保工

表-2 地山分類と設計，施工

分類	地質	地山・地質状況					
		き裂間隔 (cm)	破碎・風化・固結程度 など	準地山圧縮強度 (Kg/cm ²)	準地山引張強度 (Kg/cm ²)	地山ポアソン比	塑性地圧 地圧 単 線
1	A	>30~50	硬 い	>1000	>100	<0.20	作用せず <0.3
	C	>50~70	"	1000~1500	100~150	"	"
	D	>70~90	"	900~1500	90~150	"	"
2	A	30~50	"	500~1500	60~150	0.16~0.24	" 0.25~0.45
	C	50~70	中硬 ~ 硬い	400~1200	50~120	"	"
	D	70~90	"	"	"	"	"
3	A	<20~30	時に破碎質，所々小断層を挟む	100~1000	15~100	0.24~0.34	時に作用する 0.42~0.70
	B	<20~30	"	100~700	15~70	"	"
	C	30~50	中軟岩。時には所々小断層を挟む	100~1000	15~100	"	"
	D	50~70	中硬 ~ 軟岩	"	"	"	"
	E	>70~90	軟 岩	100~600	15~60	"	"
4	A	<5~10	破碎帯，或は風化 (I~II)	20~500	3~50	0.3~0.44	多くの場合作用する 0.55~1.0
	B	"	"	"	"	"	"
	C	<20~30	破碎帯，或は小断層多い。或は軟岩	"	"	"	"
	D	30~50	破碎質の軟岩	"	"	"	"
	E	"	軟岩。或は固結程度悪い。	20~300	3~30	3~30	"
5	A	<5~10	破碎帯，或は風化 (I~II)	<200	<20	0.35~0.48	" 0.85~1.5
	C	"	破碎帯，或は小断層多い或は風化 (II)	"	"	"	"
	D	"	破碎帯，或は軟岩或は風化 (I)	"	"	"	"
	E	"	軟岩。或は固結程度悪い。	"	"	"	"
	F	"	軟岩。或は固結程度悪い。	<30	<12	"	"
6	A	<5~10	破碎帯，或は風化 (III~IV)	<50	<8	0.4~0.5	" >1.2
	D	"	破碎帯，或は軟岩。或は固結程度悪い。或は風化	<30	<6	"	"
	E	"	固結程度悪い或は風化	<20	<4	"	"
	F	"	固結程度悪い或は風化	<20	<4	"	"
7	B	"	固結程度悪い。風化	<10	<3	"	"

設計・施工									
(kg/cm ²)	掘削法		適性火薬量(kg/m ³)		支保工		覆工		その他
復線	単線	復線	単線	復線	単線	復線	単線	復線	
<0.35	全断面掘削	全又は半断面掘削	1.4~1.8 (半断面)工法	1.2~1.6 (半断面)工法	必要なし 時にH-125 ↓ 1.5m	(1)必要なし (2)ルーフボルト (3)H-150 ↓ 1.3~1.5m	(1)30cm (2)吹付	40cm	大部分先進導坑必要ない
0.3~0.5	"	先進導坑半断面掘削	1.1~1.5 (全断面)工法	0.9~1.3 導坑半断面工法	H-125 ↓ 1.3~1.5m	(1)H-150 ↓ 0.9~1.2m (2)H-175 ↓ 1.3~1.5m	(1)30cm (2)吹付	40~60cm	時にボーリングマシン適す
0.45~0.72	(1)全断面掘削	(1)導坑先進逆巻工法	0.7~1.3	0.6~1.1 導坑先進半断面掘削	(1)H-125 ↓ 0.9~1.2m (2)H-150 ↓ 1.2~1.5m	(1)H-150 ↓ 0.7~1.0m (2)H-175 ↓ 1.1~1.4m	30~40cm	50~60cm	多くの場合、ボーリングマシン適す。
0.6~1.3	(2)半断面先進掘削	(2)半断面掘削工法							
"	(1)半断面先進掘削	導坑先進半断面掘削	0.4~0.8	0.3~0.7	(1)H-150 ↓ 1.0~1.3m (2)H-175 ↓ 1.3~1.5m	(1)H-175 ↓ 0.6~1.2m (2)H-200 ↓ 1.1~1.5m	40~60cm	60~70cm	(1)時に水抜工、緑地工法を必要とする。 (2)A, B地質を除いてボーリングマシンに適す。
"	(2)導坑先進普通工法								
0.9~2.0	(1)導坑先進	(1)側壁導坑 (2)頂設導坑	0.2~0.6	0.1~0.5	H-175 ↓ 1.1~1.4m	H-200 ↓ 0.7~1.2m	50~60cm (インバート)	70~80cm (インバート)	(1)時に水抜工、注入縫地施工必要 (2)A, B, F地質を除いてボーリングマシン施工可能
>15	"	"	0~0.4	0~0.3	H-175 ↓ 0.6~1.2m	H-250 ↓ 0.8~1.2m	>60cm (インバート)	>80cm (インバート)	(1)時に水抜工、注入縫地施工必要 (2)円形断面、全壁鋼管必要場合あり (3)B, Fではシールド必要の場合あり
"	シールド工法		0	0			"	"	注入凍結

この土圧を、地山の比重2.7で割ると土荷重の高さになるが、この値は、土木学会の標準示方書の設計編の土圧と一致している。従って、支保工の断面および座込み間隔も大体あっている。

これに2つの反対意見が出ました。1つは地質の方面からの意見で、こんなに簡単に地質と弾性波速度で割り切れるだろうか、こんなに簡単なものではない、この様な分類に対して地質屋として確信が持てないという意見、もう1つはトンネル局から出た反対意見で、これで見ると全て岩が違っていると、かなり違うが、実際は岩質にかかわりなく落ちる時は落ちる、そんなに変化がありはしない、こんな芸の細かいことは必要ないという意見、だから設計編でいっている様に土圧が有る時はこれくらいの間隔でおけばよいというのが本当なんだ、この考え方では6では非常に悪いことになっているが、これも怪しい。

それで今回の示方書の改正では、この様な考え方があるんだという程度の紹介にとどめようではないかということである。

この様な地質調査の経験的な結果を地山の判定に用いようという試みは case by case で参考して頂きたい。

地質とトンネル工法（支保工、巻厚など）の間の関係を定量的に出すため弾性波探査を1つの有力な手段として使っているのであるがここで問題なのはその弾性波探査と言うものがここにあたえているような細かい区分まで本当に信頼出来るかどうかと言うことである。

岩の細かい分類が波のとらえ方の上手下手、あるいは地山の条件が非常に悪い場合にくるわけである。それとこれはあくまでも弾性波速度でとらえている分類で、これはその地山の性質とは必ずしも一致しないと言うことである。特に問題となるのは弾性波の速度と言うのは弾性体と仮定しての考えであり、その他の物理的性質、つまり圧縮強度であるとか、引張強度とか言うもののありかたと直接に結びつかないと言うことである。

トンネルの設計の場合は強さと言うものを考えなければいけないので、ここで決めているやり方ではいくらかのギャップがあるが基本的な考え方でこの様な決め方をしている。

要するに比較的岩自体の速度が小さくて密度が低い場合でもゆるみが少な

ければ土圧のかかる度合が少いし、硬い岩でもクラックが非常に大きい場合は土圧が大きくかかるのではないかとということで、岩そのものの弾性波速度はもともと速いにもかかわらず地山でおそくなるのは、ゆるみが多いのではないかという判断に結びついてトンネルと言うものを考えた場合にはそれらの速度の比すなわち地山での速度の減り方が支保工の判断に役立つと考えられる。

質問 2

トンネル支保工の応力について

偏圧のかかる場所にH鋼支保を立て込んだ場合応力解析をどのようにすれば良いか、又どの程度の耐荷力を期待できるか。

解答

トンネルに荷重がかかるとき、偏圧のかからない場合はまずない、しかし、実際にトンネルにかかる荷重を考えて見ると、図-1に示すように、偏荷重がかかった場合その反対側に、受動土圧が起り、結局支保工にかかる外力としては対称荷重になつてしまうのが実状である。よく偏圧といわれるものには、くさびが所定の間隔に入っていない場合にその受動土圧が完全に働かないでその弱いところが壊れるというような場合、又もう1つは現場で多く見られるのですが、図-2のような半断面の工法で、機械化施工のために大きな断面の導坑も掘ると、ここが1つの傾斜面となり少し圧力が加わると地すべりが起り、支保工支承面が下り受動土圧がかからなくなると言うケースが多い。

したがって特に偏圧のかかるところでは支保工の足もとをしっかりとおさえること、又くさびを出来るだけ多く入れることによって実際の偏圧を対称荷重に変えることが、大切である。

次に足もとをしっかりとおさえ、くさびをたくさん入れても偏圧が非常に大きいと言う場合が考えられる。この場合は片側に集中的に荷重が働き反対側は地山でおさえられてしっかりした盤の上に支保工を押しつけたような形で

曲げモーメントも全部しめつけられたような形となっている。一方集中荷重も受けた方は、曲げモーメント及び軸力がだんだん増加し、フランジの所で座屈が起りそして崩壊することとなる、このような場合の応力計算は、支保工を3ヒンジの構造物として計算すれば良い、それでクサビの入った所は1つのブロッキングポイントとして、テルツアギー式の計算、図式解法で算出することが考えられる。

偏圧がきた時この支保工はどれ位の耐荷力があるかについては、破壊時の軸力で大体6割程度を考えておけばよいのではないかと思います。

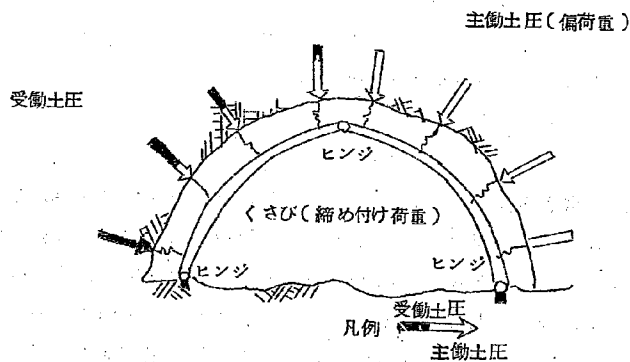


図-1 支保工および地山の構造モデル

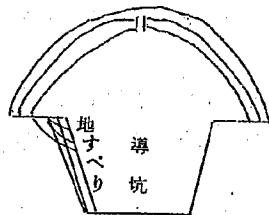


図-2 支保工の脚部がしっかりしていないと、偏圧を受けた形になって崩壊する。

質問 3

トンネルアーチ部覆工コンクリートの打設方法（機種）による品質の優劣について（例えば強度、密度透水性等の比較資料）

解答

コンクリート打設の場合最も大切なことはウォーカービリティであって施工が出来れば極端な事を言えばどんな機種でもよいということになる。特にこのような機械の場合に最も大切なことはその作られたコンクリートがどんな品質かということよりはむしろ連続してうまく打設出来るかどうかという点にある。

例を上げると軽量コンクリート骨材が最近出回っているが、これを使用して現場施工する場合、コンクリートポンプをトラックに積んで工事現場へ行け打設する場合一番困ることは、軽量コンクリートは非常に空ゲキが多く、そのポンプで送っている最中に10%ぐらいの吸水量があり、これは普通の気圧の状態でも10%位、さらにコンクリートポンプで空気を送ってやるとその気圧がかかると同時にその吸水量が上ってしまう、従って当初のウォーカービリティが確保されないという現象が起きてくる。もう1つはそれに入る前の段階でメーカーの持つて来た、カタログによる検討が必要であり、カタログの大半は一定条件でデーターを取っているので現場条件に対してうまくマッチするかどうかもう1度条件を変えて注文通りゆくかどうかの検討が必要と思われる、ともかく機械の性能をよく知って目的に合った機械を使用することが大切である。

一般に、コンクリートポンプは、コンクリートが分離せず、良いコンクリートが打てるし、一方コンクリートブレスアーはアーチ部のコンクリートが良く詰まって空隙ができないと言われている。

しかし、実際問題としては、コンクリートブレスアーでも空隙が残る。

また、コンクリートポンプで打つ場合、型枠の高さの半分位までは、型枠の窓から打つとしても、それから上になると、パイプをアーチの頂部に持って行く。

従って、コンクリートは型枠のクラウンから、たれ流しになるわけで、少なくともパイプの先端がコンクリートの中に埋めこめるようになるまでは、分離がおこる状況である。従ってどちらが良いとは言えない。
要は使い方をよくマスターすることであろう。

質 問 4

覆工継目用止水板を施工するにあたり、止水を完璧なものとするための施工技術または止水板に代る工法があれば御教示願いたい。

解 答

1 良いコンクリートを打つ

コンクリート打設機種についてはブレーサーで施工すると、コンクリートの分離がある、しかしポンプで打設すると、隅がよくつまらない等どちらが優れているといいがたい。

A コンクリートの分離を防ぐ方法として

イ s/a を大きくする

ロ AEコンクリートとする(空気量を増すと強度が落ちる)

ハ 細骨材のP, Mを小さくする

ニ セメント量を増す(発熱を押えるためフライアッシュセメントを使用)

上記の事を、次第に試みしてみる、とりあえず s/a をあげ次でMax sizeを落してみる更にやや空気量をあげる必要がある。

コンクリート示方配合（全地建）

地 建 名	示 方 配 合						混 和 剤	設計強度
	Max si/c	スランプ	空気量	W Kg	C kg	s/a		
北海道	40	3	4±1	134	250	36	ボゾリス	160
東 北	40	15±3	4.5±1	165	300	36	"	180
関 東	40	7.5	4	135	290	35	"	220
中 部	40	12±1	3~4	143	270	39	"	180
北 陸	40	12~15	4±1	148	302	36	"	240
近 畿	40	13~15	4	136	250	35	"	180
中 国	50	10	—	139	265	37	"	200
九 州	50	6~12	2~4	135	300	33	デュー	240
四 国	50	12~16	4	140	280	31	一般用	特記なし

2 コンクリートに再振動を加へる

打込後1部固まりかけているコンクリートに再振動を加えると、密度、強度等充分有効である、またすでに硬化したものにあたえる影響も振動の伝播が次第に微弱になりほとんどない。

3 止水板について

A ゴム止水板の両端の穴に鉄筋 $\phi 9$ mmをさしこみ止水板が振れない様にする、現場にはセンターバルブ型200×5を使用しているが最近は両端の穴がふさがり鉄筋を入れた様になっている、又1~2m毎に止水板の取り付け金具により止水板が定位置になる様にしている。

B 止水板の水みちが長くなる様なものを使用し止水効果を高める様にすることがある。

質 問 5

トンネルグラウト施工の基準と最近の工法について

- (1) 覆工背面へのグラウトについては施工するのが望ましいと思われるが、
この目安について
- a どの程度の山の場合には必ず施工すべきであるかの基準
 - b 比較的良いとされている場合でも坑門附近に対しては施工の方が良いとの意見もあるが、この場合どの範囲まで施工すべきであるか。

解 答 1

経済性の問題によりトンネル覆工背面へのグラウトの施工を実施しなくて良いという意見もあるようだが、これに対しては絶対に反対である。

トンネルの背面には、覆工と地山との間に間隙が必ずあり、これに地山の圧力がかかってくると時間的に押されて来て塑性ゾーンが広がって行って荷が大きくなって荷重がかかってくることになる。

土木学会のトンネル標準示方書では、とにかく裏込め注入をせよ、覆工厚を増すより裏込め注入する方が有効であるという思想になっており、原則として裏込め注入をするものと考えられたい。

グラウトを施工した場合の利点として覆工背面の間隙を埋めることにより、

- ① ユニホームなロードがかかるようになるため、偏圧を防ぐことが出来る。
- ② 坑門などで山の荷がトンネル延長方向にかかっているような場合のトンネル覆工への荷重となる、塑性ゾーンの横方向の移動を防ぐことが出来る。
- ③ 将来の地山圧力の進行を防ぐことが出来る。

これらの利点が考えられるのでスムーズブラッチング等で非常にきれいに掘削出来ており、且つ非常に岩質が硬くて無支保でいけると言うような場合以外は総べて裏込め注入をやっていただきたい。

- (2) グラウト材が種々あるが、種類とその適応性について、

解 答 2

昔はカンナクズや豆砂利をつめたりしていたが最近非常に便利な方法としてフォームクリートと言う方法が出来ており、セメントに気泡剤を入れて約40~70%位の空気量で注入すると流動性が大きいので、かなりすみずみま

で入ってしまう方法である。間隙に注入するグラウトは圧縮強度が 10kg/cm^2 位あればよく、この程度のもので充分であり、しかも経済的でもある方法である。

- (3) 漏水対策とからみ、グラウトするとかえって漏水が多くなるケースも考えられるため、既設排水工も閉塞させないための配慮とグラウト施工を前提とした場合の排水設備はどのように考えたらよいか。

解 答 3

グラウトしたら漏水がかえって増えると言うことは、たしかに水が散って増えて来る。この点は裏込め注入に際しトンネルの縦方向にバルヘッドを作って注入する方法で或る程度までは止めることが出来るつまり、ストッパーを設けることも一方法とも思われる。土木資料の7刊の12号で中部地建での一日土研の時に話したもので排水管の端にセメントの袋をかぶせておき、注入後棒でつついてやる方法がある。側壁のところで水が出ているような場合には止めないで排水溝や排水管に排水するのが良い。

質 問 6

トンネルの換気設備に関する容量決定方法の最近の考え方について
特に大型ディーゼルドンプトラック(10t車)でトンネル平均断面積 23.7m^2 において停止、始動の極めて激しい一方通行のトンネルの場合

- (1) 停止、始動時の煤煙発生量の想定について
- (2) 自然換気の期待性について
- (3) 適当な換気方式
- (4) $20\sim30\text{m}^3/\text{s}$ 換気に適当な送風機型式
- (5) 照明に対する配慮

解 答 (1)

始動、発進が多いと煤煙がかなり多くなるものと思われる。

尙発生量については3～5倍程度と思われる。

又自動車の煤煙だけではなく、路面からのほこり、碎石の石粉、壁面からの剝離等が考えられるので余裕を充分に（5割増）もたすことが必要と思われる。

解 答 (2)

先ず一般的な風が通るかについてですが断面が237 m^2 のトンネルで今トラック入れると約9 m^2 (2.5×3.5) の面積を塞ぐから普通の風はこれにさえぎられてほとんど通らないと思われます。

又自分（トラック）が動くとき一方通行のトンネルだとかなり動くことが知られている、しかしこの場合はトラックが動いたり止ったりするので自然換気はむしろ期待しない方がよいと思われる。

解 答 (3)

現場の状態に応じて天井へファンを吊下げ進行方向に向かって送風する、つまり縦流式で結構だと思う。

ファンも非常に安値ですので天井に連続的に吊下げるが良策かと思われる。

解 答 (4)

20～30 m^3/s 程度であれば軸流のファンを並べれば良いでしょう。

容量に合わせしかもなるべく吹出し速度の大きい軸流ファンを選んで下さい。

解 答 (5)

なるべく明るくすべきであるが余り明るくすると場合によっては光が散って悪影響を及ぼす事もあるので10ルクス程度が良いと思われる。

現実にはほこり等が附着して1ルクス以下に落ちるので管理については充分注意して欲しい。

3 そ の 他

C

C

7

質問 1

セメントコンクリート舗装におけるすべり止めの施工で縦断勾配の基準をどの程度に考えればよいか。

解 答

- (A) 駆動の面から——荷重配分係数，路面のすべり摩擦係数，から雪氷路面を除くと勾配はあまり問題にならない。

表-1 車種による荷重配分係数

車 種	乗 用 車	トラック	トレーラー
係 数 (β)	0.41	0.43	0.38

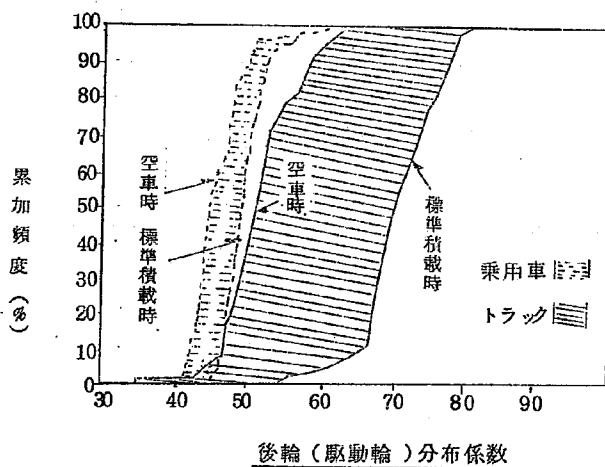


図-1 乗用車および普通トラックの荷重配分

(B) 制動の面から —— 走行速度勾配とすべり摩擦係数，制動停止距離の関
係，オーバースピードの出やすい線形の所を注意する。

表-2 勾配が制動停止距離に及ぼす影響

V (km/h) i (%)	120	100	80	60	備 考
0	210	160	110	75	基準値
+1	210	150	105	70	上：下り勾配 下：下り勾配
-1	215	155	110	75	
+2	205	150	100	70	
-2	225	160	110	75	
+3	200	145	100	70	
-3	230	165	110	75	
+4	195	145	100	70	
-4	235	170	115	80	
+5		140	100	70	
-5		175	115	80	
+6			95	65	
-6			120	80	

質 問 2

最近のすべり止め構造について

解 答

(A) すべり止め舗装とは——結合材，骨材，フラッシュに注意すること。

(B) 新小松川橋のすべり止め舗装配合

最大粒径	13 mm
2.5 mm 通過量	20~30 %
アスファルト量	4.5 %
アスファルトの種類	ゴムアスファルト

(C) 特殊溝切り工法

巾	深	長
$1/4"$	$\times 1/4"$	— 1"
$1/8"$	$\times 1/8"$	— $3/8"$

質 問 3

四国地建のすべり摩擦係数測定結果

解 答

(A) 全体的にあまり差がない。

(B) 三島旧舗装は改良の要がある。

(C) 高知の石灰岩はすべり特性が比較的良好である。

表-3

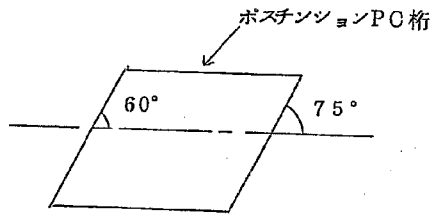
月 日	試験場所	路面種類	乾 湿	速 度 (km/h)	すべり摩擦係数			温 度 (°C)		路面のあらさ	
					左 輪	右 輪	平 均	路 面	外 気	砂	あらさ計
44. 7.22	高 松 11 号	アスファルト	乾 燥	4 0	0.793	0.785	0.789	37.0°C	34 °C	49.5 cm	
			湿 潤	2 0	0.581	0.580	0.580	37.0°C	34 °C		
			"	4 0	0.512	0.508	0.510	"	"		
			"	6 0	0.447	0.443	0.446	38.0°C	37.0°C		
		コンクリート	"	2 0	0.677	0.671	0.674	34.0°C	31.5°C	35.5 cm	
			"	4 0	0.517	0.548	0.532	"	"		
			"	6 0	0.504	0.491	0.497	37.0°C	32.1°C		
44. 7.23	三 島 11 号	アスファルト (旧)	乾 燥	4 0	0.637	0.693	0.665	38.5°C	31.5°C	52.5 cm	
			湿 潤	2 0	0.531	0.554	0.542	35.1°C	31.0°C		
			"	4 0	0.501	0.514	0.507	"	"		
			"	6 0	0.345	0.381	0.363	38.0°C	32.0°C		
		アスファルト (新)	乾 燥	4 0	0.799	0.785	0.792	37.6°C	30.0°C	43.5 cm	
			湿 潤	2 0	0.678	0.658	0.668	34.9°C	31.0°C		
			"	4 0	0.568	0.545	0.556	"	"		
			"	6 0	0.499	0.498	0.498	38.0°C	31.8°C		
		アスファルト	"	2 0	0.603	0.601	0.602	36.2°C	31.1°C		
			"	4 0	0.482	0.473	0.477	37.0°C	32.0°C		

表-4

月 日	試験場所	路面種類	乾 湿	速 度 (Km/h)	すべり摩擦係数			温 度 (°C)		路面のあらさ	
					左 輪	右 輪	平 均	路 面	外 気	砂	あらさ計
44.7.24	財 田 32号	アスファルト (シリカサンド)	乾 燥	20	0.775	0.793	0.784	28.9°C	26.0°C		
			湿 潤	20	0.587	0.575	0.581	28.9°C	26.0°C		
			"	30	0.494	0.523	0.508	31.5°C	26.5°C		
		アスファルト (スベリ止め)	乾 燥	20	0.744	0.753	0.748	28.9°C	28.8°C	22.0 cm	
			湿 潤	20	0.552	0.516	0.534	28.9°C	28.0°C		
			"	40	0.489	0.466	0.478	"	"		
			"	60	0.471	0.445	0.458	33.2°C	28.8°C		
		アスファルト	乾 燥	20	0.728	0.785	0.756	28.9°C	28.8°C		
			湿 潤	20	0.470	0.448	0.459	28.9°C	28.0°C		
			"	40	0.423	0.423	0.423	33.2°C	28.8°C		
		アスファルト	乾 燥	20		0.784		30.0°C	28.0°C		
			湿 潤	40	0.517	0.498	0.507	31.2°C	26.7°C		
44.7.25	高 知 (南国バス) 55号	アスファルト	乾 燥	40	0.854	0.863	0.861	37.0°C	32.0°C	44.0 cm	
			湿 潤	20	0.662	0.645	0.653	37.9°C	32.4°C		
			"	40	0.573	0.554	0.563	"	"		
			"	60	0.534	0.510	0.522	39.0°C	33.0°C		
	高 知 (バス) 32号		乾 燥	40	0.805	0.824	0.814	40.0°C	34.8°C	48.5 cm	
			湿 潤	20	0.564	0.538	0.551	40.5°C	34.0°C		
			"	40	0.479	0.471	0.475	"	"		
			"	60	0.446	0.445	0.445	40.8°C	36.5°C		

質問 2

P.C 桁の横締について



斜角が異なる場合の T 桁橋の横締方法について御教示願いたい。

解答

省略

質問 3

S 43.5 の道路局長通達における鋼道路橋の床版の設計に関する暫定基準の 5 荷重分配横桁について

$$Z = \left(\frac{L}{2a} \right)^3, \quad \frac{IQ}{I} \text{ が } 10 \text{ 程度以上が望ましいとあるが支間 } 20 \text{ m}$$

程度以下になると主桁本数が多くなるが経済的にどうか。

解答

省略

質 問 4

道路の交通容量の算定方法について

道路の交通容量は道路を計画する場合の基本的な事項の一つであるが、これの算定方法について御指導願いたい。

また道路構造令の改正案では設計基準交通量として示されているが、この考え方について御説明をお願いする。

解 答

道路の交通容量の考え方としては、まず基本交通容量があり、これは道路が理想的な状態における交通容量（台／時、乗用車で）でアメリカでは2000台をとっているが、わが国では2500台と定めている。

ところが実際の道路では、いろいろな状況によって制約され、道路の交通容量は低下する、つまり実際に通行可能な交通量を可能交通容量と呼んでいる。可能交通容量の算定方法は、基本交通容量に対して偶員による補正、側方余裕による補正、大型車の混入による補正、交差側方障害による補正などを行なって求める。

さらに道路を計画する場合、可能交通容量いっぱいの設計を行なうのではなく、道路に余裕を持たせることが必要である、これがサービス水準の考え方である。従来はサービス水準に対して、実用交通容量というものを使い、余裕のとり方を一種類にしていたが、アメリカではAからFまでの6段階のサービス水準を設けており、わが国でもこれにならって、サービス水準を1から3段階をとることとした。

可能交通容量は、時間単位の交通容量であり、これを1日単位の交通量になおすとき、サービス水準の考え方を入れ時間帯の集中度、重方向交通量の割合を考慮して、年平均日交通量、すなわち設計基準交通量を求めるのである。

次に道路構造令の改正案における設計基準交通量は、現在の国道における全国的な平均値で、大型車の混入率、縦断勾配、時間帯の集中度をとり、これらの数値をあてはめて計算した結果をかかげたものである、したがって道路の条件が全国の平均値と異なる場合にあっては、設計基準交通量をそれぞれ計算して求めることが必要である。

