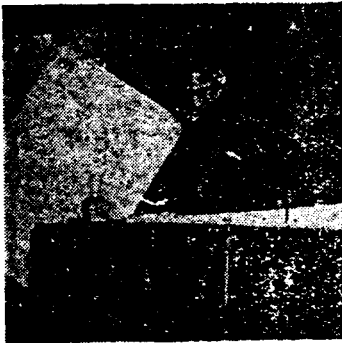


土砂の壓縮強さに及ぼす土量の影響に就て



緒 言

路床に生ずる諸現象中路面に悪影響を與へるものゝ主因子は路床中に存する土と之に含有せられる水分とである、従つて、道路が路床材料の散逸を防止し得る構造を有するか或は舗装自体に荷重を支持分布せしめ得る強度を有する場合には、路床中に土の存在することは望ましくない、併し乍ら、路床が砂のみより成る場合は孰れかと云へば稀有な例であり、又所謂簡易舗装に於ては、道路の構造上から云つても、舗装の強度から云つても、路床自身に或る程度の凍結力の存在を必要とし、従つて、土の存在を豫想せざるを得ないのが實情である、而して路床中に土が存在すれば之が水の影響を受けて好ましからざる影響を路面に與ふることゝなる、故に路床を適當なものとする爲には土砂中に於ける土の量と土砂の工學的性質(工相)との關係を明にする必要がある、然るに考察すべき路床の工學的性質は複雑微妙且多岐であるから本報告に於ては先づ其の第一着手として砂中に混加せられた土の量が土砂の壓縮強さに如何なる影響を及ぼすかを圓筒狀の試片によつて試験測定し其の結果に就て考察し、路床施工上の参考に資せんとするものである。

I 試験方法

(1) 試験概説

砂に土を加へたとき其の性質工相が如何に變化するか

正 會 員 山 田 元[※]

要 旨

砂に土と水とを混和加壓して成形した供試験を用ひ其の壓縮強さと土量、水量及び壓力との關係を明にし、路床施工上参考に資すべき數値を求めた。

目 次

緒 言

試験方法

(1) 試験概説

(2) 資料の性質

(3) 供試験の製作

(4) 試験機械

試験結果

施工上の應用

は、砂の性質、土の性質、土の量、水の量、供試験(試片)の製作方法、養生方法等によつて異なるが本試験に於て砂、土各1種を取り、含水量を3段に分け、10kg/cm²及30kg/cm²の2種の壓力を用ひて高さ約80mm、直徑100mmの圓筒形の試片を造り、製作直後及び充分乾燥せるの壓縮強さを測定した、試験は原則として製作日を異せる3個の結果の平均を採り、特に甚しき懸隔あるとは更に1個を試験し差違の小さな3個の平均を採つた。

[2] 試料の性質

(1) 砂試料の本體である砂は東京府荒川匯のものとして表1の性質を有し比較的粗粒のものである、室内乾燥のものを使用した。(表1)

(2) 土は關東ロームにして從來屢々斯種の試験に用ぜしものと同種のものにして表2の性質を持つ、之一旦絕對乾燥せるものを粉砕して室内に貯藏使用した。(表2)

[3] 供試験の製作

(1) 配合砂に對する土の配合は各々乾燥重量にて100に對し土及3.5, 10, 20, 30, 40, 及び50の7種とした之以上土量を増加せる場合は前同試験の範圍に入るをて除外した。

(2) 成型後室内乾燥せる土を乾燥せる砂に混合する

表1 砂 験 成 試 績

試 験 項 目	試 験 数 値	節 分 析		摘 要
		節 目(mm)	(%)	
比 重	2.72	5 ~ 2.5	7.63	1.2(No.16)~0.3(Mo.50)のもの 61.2%にして大部分を占む
單 位 重 量 (kg/cm ³)	標準	2.5~1.2	17.09	
	標準	1.2~0.6	30.15	
	裝	0.6~0.3	31.09	
空 隙 率 (%)	33.6	0.3~0.15	12.95	
粘 土 沈 泥 (%)	0.4	0.15~0.075	1.09	
有 機 部	1/30	—	—	
粗 粒 率	3.73	—	—	

表2 土 試 験 成 績

試 験 項 目	試 験 数 値	節 分 析 (沈 澱 法)		摘 要	
		節 目(mm)	(%)		
比 重	2.421	2.5 ~ 1.2	0.1	No.200番(0.074)通過のもの No.40番(0.420)通過に對する%	
收 縮 限 界 (%)	65.3	1.2 ~ 0.6	0.7		
收 縮 比	0.95	砂	0.6 ~ 0.3		1.9
收 縮 間 隙 率	60.8		0.3 ~ 0.15		3.3
液 性 限 界 (%)	94.2		0.15 ~ 0.075		4.93
塑 性 限 界 (%)	60.3	沈泥	0.07~50.005		6.9
塑 性 指 數	33.9	粘土	0.005 以下		52.2
遠 心 力 含 水 當 量 (%)	65.4	粉	率		91.5
單 位 重 量 (kg/cm ³)	585.8	—	—		—
空 隙 率 (%)	75.8	—	—		—

測定の水を加へて充分均一になる迄混合し、高さ30mm、内径102mmの鐵製圓筒形内に填充し所定の壓力10kg/cm²又は30kg/cm²に加壓して高さ約80mm(±2mm)に成型した、含水率は3種に分ち、Aは土重量の70%、Bは土重量の70%に砂重量の5%に相當する水量を加へたもの、Cは土重量の70%に砂重量の10%に相當する水量を加へたものである。斯くして製作せる各種試体の含水率は表3に示すが如くである。

(3) 養生同一材料を以て同時に製作せる試験體中1個は製作直後試験し他は硝子板上に置き略々閉め切つた蓋にて自然乾燥せしめ2週間後に試験した、斯種供試體は約3週間にしてその全部に亘り室内乾燥の域に達し壓縮強さは略々その限度に達することは豫備的試験の結果

明である、乾燥後の含水率は3表に示すが如くである。

(4) 試験機械

壓縮強さの測定には主としてアムスラー型60噸壓縮試験機を用ひ、全強度100kg以下の場合には豐田型10kg試験機を用ひた。

II 試験結果

■ [1] 試験結果の要約

製作時を異にせる3個の供試體の試験結果は著しき相違を示さないから略々信頼するに足るものと認め之等の平均値を一括すれば表3及び圖1に示すが如くである。之等の値より土砂の工學的性質と土量及び水量等し關係を要約すれば次の如くである。(表) (圖1)

(1) 砂に土と水を混和して製作した供試體の壓縮強

表3 土砂モルタルの壓縮強さ含水率

- 1) A種は土の燥(絶対乾燥後氣乾状態)重量の70%、B種は土の70%及び砂(氣乾)の5%、C種は土の70%及び砂の10%の水分を夫々混和せしもの
- 2) 土含水率とは全水量より砂の1%(製作直後)又は0.6%(乾燥後)の水分を差除せるもの、土の乾燥重量に對する%
- 3) 全含水率とは土砂の總乾燥重量に對する全含水量の百分率
- 4) 乾燥後とは14日間室内氣乾せるもの

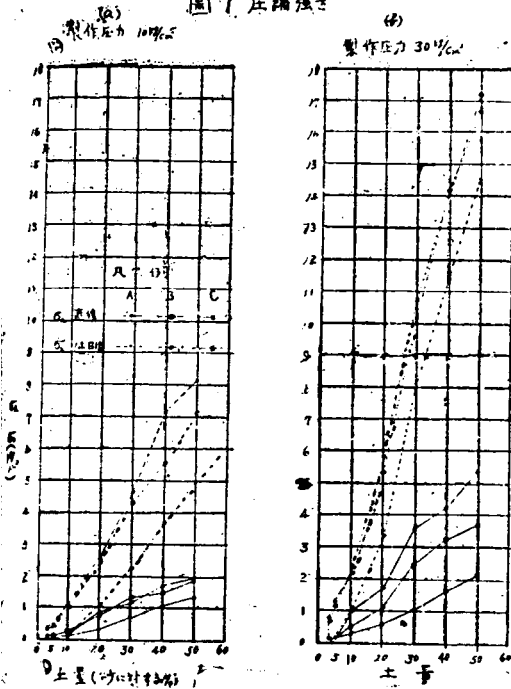
加壓力度 k (gm^2)	土量 (%) 砂に對	A						B						C					
		製作直後			乾燥後			製作直後			製作後			製作直後			乾燥後		
		全含 水率	土含 水率	壓縮強 さ kg/ cm^2	全含 水率	土含 水率	壓縮強 さ kg/ cm^2	全含 水率	土含 水率	壓縮強 さ kg/ cm^2	全含 水率	土含 水率	壓縮強 さ kg/ cm^2	全含 水率	土含 水率	壓縮強 さ kg/ cm^2	全含 水率	土含 水率	壓縮強 さ kg/ cm^2
10	3	2.0	36.7	成形 不能	1.8	1	1	6.9	203	0.06	1.8	41.8	0.30	11.8	370	0.05	1.6	34.6	40.8
	5	3.3	50.0	測定 不能	1.8	1	1	8.1	150	0.08	1.8	25.8	0.38	12.9	250	0.05	1.6	21.6	0.50
	10	6.4	60.0	0.24	2.7	25.9	0.13	10.9	110	0.24	2.7	23.7	0.98	15.4	160	0.12	3.0	27.0	1.06
	20	11.7	65.0	0.80	5.1	25.2	1.08	15.8	90	0.76	5.1	27.6	2.41	20.0	115	0.29	5.1	27.6	2.63
	30	16.2	66.7	1.18	7.5	23.6	2.24	20.0	83	1.24	7.5	30.5	4.26	23.8	100	0.71	7.7	31.4	4.61
	40	20.2	67.5	1.65	8.0	23.7	3.61	23.5	80	1.47	8.0	26.5	5.53	27.0	90	1.04	8.6	28.6	7.16
50	23.2	68.0	1.90	9.7	24.0	4.92	26.6	70	1.82	9.7	27.9	7.10	30.0	88	1.31	1.0	78.8	8.16	
30	3	2.0	36.7	成形 不能	1.7	1	1	6.6	203	0.13	1.7	38.4	0.64	11.8	370	0.08	1.4	28.1	0.77
	5	3.3	50.0	0.16	1.9	30.0	0.14	8.1	150	0.13	1.9	27.9	1.11	12.9	250	0.11	1.8	25.8	1.33
	10	6.4	60.0	0.97	2.0	21.5	1.08	10.9	110	0.52	2.8	24.8	2.33	15.4	160	0.24	3.2	29.2	2.13
	20	11.7	65.0	1.71	5.0	25.2	3.32	15.8	90	1.12	5.0	27.0	5.81	20.0	115	0.58	5.6	30.6	5.36
	30	16.2	66.7	3.55	7.1	25.4	7.97	20.0	83	2.41	7.1	28.8	10.77	23.8	100	1.01	7.6	31.0	10.16
	40	20.2	67.5	4.20	8.7	25.8	11.38	23.5	80	3.20	8.7	29.9	14.03	27.0	90	1.67	8.5	25.3	14.12
50	23.2	68.0	5.23	10.6	25.5	14.53	26.6	78	3.67	10.6	30.6	17.22	30.0	88	2.12	10.6	30.6	16.69	

さ(以下土砂モルタルの壓縮強さと略稱)は、配合(土の砂に對する重量百分率)、混合するときと試験するときの含水率及び供試體製作の際の加壓力度(製作壓力と略稱しPを以て示す)等に影響される所が大きい。故に之等要素の内の1又は2のみを以て土砂の壓縮強さ、從つて之等より組成される路床の支持力を推定することは來ない。

(2) 砂が凝結性を得て、土の有する工學的性質の一部即ち 1)乾燥によつて固結する、2)加壓力度換言すれば空隙率によつて其の壓縮強さに大なる影響を受ける、3)水分が多寡によつて壓縮強さを異にする等の性質を具

備する爲には一定の土量、水量及び加壓力度に與へらなければならない、而して、土量は混加される水量と相俟つて砂粒の空隙の一部を填充し、且之等を密着せしめるために必要な量を最少限度とする、水量は砂粒に土砂を吸着せしめるに必要な水分と、土と混和されて土の粘着をして砂粒空隙の一部を填充せしむるに要する水分との和を最少限度とする(斯種の土に凝結力を附與するに適當なる含水率の最低限界は40%と推定されることは既に實驗報告せし所である)、加壓力度は土粒子を砂粒に密着せしめ且空隙を減少せしめるに必要である、而して、之等三者間に存する關係に就て前掲表3中より要約す

図1 壓縮強さ



ば率を増すか(Bの場合203%)或は加圧力を増大して30kg/cm²となすときは凝結性を得るに至る。

3) 凝結性を與ふる土含水率の最低限度は前述の如く40%と(斯種の土では)推定されるが表4に於ても土含水率なるときは土量3%、加圧力度P=10kg/cm²のとき凝結性なしと推定され、土含水率50%土量5%に於ても壓縮強さの測定不能である、然るに加圧力度P=30kg/cm²のとき凝結性の徴候を示すは加圧力大なる場合には砂に歸屬せると推定せる水分(砂の1%)が加圧によつて移出せしめられて實際上の土含水率増大して上記最低限度の水量40%を超過する爲ならん。

4) 本試験の範囲内即ち土量にては土含水率土量3%にては370%、土量5%にては土含水率250%に達して水分の過多なるの故を以て凝結性を失ふに至らない。

5) 砂粒體に數量的に表現し得る程度の凝結性を與ふるに必要な限度は次の如くである。

ア) 3%の土量、Bに相當する水量(土含水率203%)と10kg/cm²の製作壓力

料を得之等兩表より次の如き事實を摘記し得る。(表4)

表4 砂に凝結性を與へるに要する最小土量

- 1) 凝結性は壓縮強さkg/cm²を以て測定するものとし、微弱とは0.1以下、弱とは0.1~1.0を云ふ。
- 2) 全含水率とは土砂の全乾燥重量に對する含水率(%)
- 3) 土含水率とは、砂の乾燥重量の1%に相當する含水量を控除せる含水量の土重量に對する百分率(%)

製作壓力 (kg/cm ²) P	土量 (%)	土砂種別(含水率による)								
		(A) (含水量:土の70%)			(B) (含水量:砂の5%及土の70%)			(C) (含水量:砂の10%及土の70%)		
		全含水率 (%)	土含水率 (%)	凝結性 (%)	全含水率 (%)	土含水率 (%)	凝結性 (%)	全含水率 (%)	土含水率 (%)	凝結性 (%)
10	3	2.1	37	ナシ	6.9	203	微弱	11.9	370	微弱
	5	3.3	50	徴候	8.1	105	微弱	12.8	250	微弱
30	3	2.1	37	徴候	6.9	203	弱	11.9	370	微弱
	5	3.3	50	微弱	8.1	105	弱	12.8	250	弱

1) 土量3%を用ふればA種P=10kg/cm²では凝結しないがその他の場合に於ては凝結の徴候を看取し得る。

2) 土量3%にて加壓力低く、(P=10kg/cm²)水分砂土含水率37%、土に混和せる水量70%、全含水率2.1%)は凝結性を得るに至らざるも同一土量にても土含水

b) 5%の土量、Aに相當する水量(土含水率36.7%)と30kg/cm²の製作壓力

(3) 土量以外の條件が同一ならば壓縮強さは乾濕共に土量の大なるもの程大である、特に壓縮強さを急増せしめ又は其の傾向を激變せしめる様態な特異な土量と認

むべきものは本試験の範囲内には存在しない。(圖1)

し、土量、含水量、乾燥の前後等に拘はらず常に

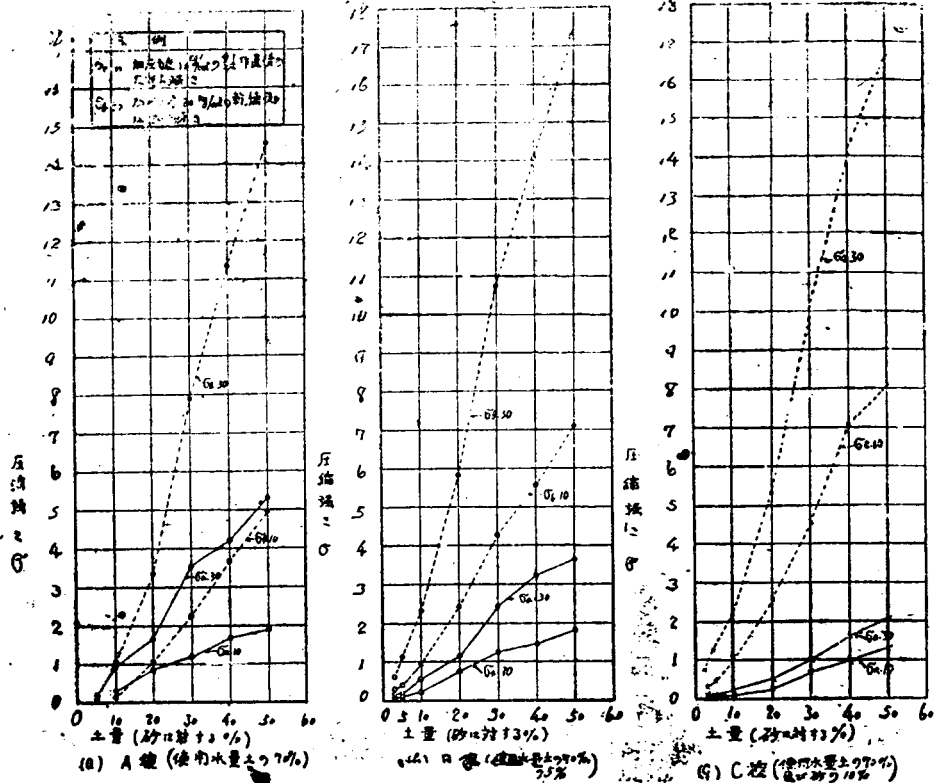


表5 土砂モルタルの壓縮強さとその加壓力度

- 1) 6は壓縮強度、 \angle はその加壓力度(p)に對する百分率を示す
- 2) 下附略號a,bは夫々製作直後又は乾燥後の値を意味す
- 3) A, B, Cは含水量による種別にして表3に示す

土量 % (砂に對す 3%)	A				B				C			
	p=10kg/cm ²		p=30kg/cm ²		10		30		10		30	
	$\angle a. 10$ =100 $\frac{6a}{10}$	$\angle b. 10$ =100 $\frac{6b}{10}$	$\angle a. 30$ =100 $\frac{6a}{30}$	$\angle b. 30$ =100 $\frac{6b}{10}$	$\angle a. 10$	$\angle b. 10$	$\angle a. 30$	$\angle b. 30$	$\angle a. 10$	$\angle b. 10$	$\angle a. 30$	$\angle b. 30$
3	--	--	--	--	0.6	3.0	0.4	2.1	0.5	3.4	0.3	2.6
5	--	--	0.5	0.5	0.8	3.8	0.4	3.7	0.5	5.0	0.4	4.3
10	2.4	1.3	3.2	3.6	2.4	9.8	1.7	7.8	1.3	10.8	0.8	7.1
20	8.0	10.8	5.7	11.1	7.6	24.1	3.7	19.4	2.9	26.3	2.0	17.9
30	11.8	22.4	11.8	26.6	12.4	42.6	8.0	35.9	7.1	46.1	3.3	33.9
40	16.5	36.1	14.0	37.9	14.7	55.3	10.7	46.8	10.4	71.6	5.6	47.1
50	19.0	49.2	17.7	48.4	18.2	71.0	12.2	57.4	13.1	81.6	7.1	55.6

(4) 製作壓力の大なるものは小なる同種のものに比 強さ大である、製作壓力の影響は此の場合に於て

後更に擴大される。

(圖2)

に土量の大なる程大である(圖1 圖2 表3)

(5) 製作直後の壓縮強さ(6 a)の値と之に關係ある

2) 6 aは土量、混和水量等しければ加壓力度Pの大小

表6 壓縮強さの比較

- 1) α は壓縮強さ6の加壓力による比較
- 2) β は壓縮強さ6の乾燥の前後による比較
- 3) 下附略號a, bは夫々乾燥の前又は後を、10, 30は加壓力度(pkg/cm²)を示す
- 4) A, B, Cは含水量による種別にして表3に示す

土量 (砂に對する%)	A				B				C			
	α		β		α		β		α		β	
	$\frac{\alpha_{a=30}}{\alpha_{a=10}}$	$\frac{\alpha_{b=30}}{\alpha_{b=10}}$	$\frac{\beta_{10}}{\beta_{30}}$	$\frac{\beta_{30}}{\beta_{10}}$	$\frac{\alpha_{a=30}}{\alpha_{a=10}}$	$\frac{\alpha_{b=30}}{\alpha_{b=10}}$	$\frac{\beta_{10}}{\beta_{30}}$	$\frac{\beta_{30}}{\beta_{10}}$	$\frac{\alpha_{a=30}}{\alpha_{a=10}}$	$\frac{\alpha_{b=30}}{\alpha_{b=10}}$	$\frac{\beta_{10}}{\beta_{30}}$	$\frac{\beta_{30}}{\beta_{10}}$
3	—	—	—	—	2.18	2.14	5.0	4.9	1.59	2.27	6.8	9.6
5	—	—	—	0.9	1.62	2.95	4.7	8.5	2.20	2.60	10.0	11.8
10	4.00	8.35	0.5	1.1	2.18	2.33	4.1	4.5	2.00	2.00	9.0	8.8
20	2.15	3.15	1.3	1.9	1.47	2.40	3.3	5.3	2.00	2.05	9.1	9.3
30	3.00	3.55	1.9	2.2	1.95	2.52	3.4	4.5	1.43	2.20	6.5	10.2
40	2.55	3.12	2.2	2.7	2.18	2.53	3.8	4.4	1.60	2.00	6.9	8.5
50	2.91	2.95	2.6	2.7	2.02	2.45	3.9	4.7	1.61	1.05	6.2	7.9

諸要素との關係を一括すれば次の如くである。

1) 同種(混和水量による區別)のものに就ては6 a常

るもの程大である。

3) 6 aは加壓力度(P)、及び土量の等しきものにあつては、含水率小なるもの程大即ちA>B>Cであるが加壓力度p=10kg/cm²の場合に於てはA, Bの差極めて僅少にして時にBの方大なることもある(圖1 表3)

4) 製作直後の壓縮強さ6 aの加壓力度Pに對する百分率 α は6 a同様土量と共に増大するが土量50%以内では最大19%を當てない(表5)

5) 製作直後の壓縮強さ6 aの加壓力度に伴ふ増率(6 ap=30の場合の値6 a30の場合の値6 a10に對する倍率)を α とすれば α は同種のもの(混和水量等しきもの)にあつては殆んど變はらない(圖4表7)

(6) 製作直後の壓縮強さ6 aを大ならしめんが爲には加壓力及び土量に應じ含水率を適當なる一定範圍内に保たしめることが必要であり、加壓力10kg/cm²の場合には土量20%以上のA種、土量20%以上のB種及び土量30%以上のC種、加壓力30kg/cm²の場合には土量10%以上のA, B兩種及び土量30%以上のC種、等は上記範圍内

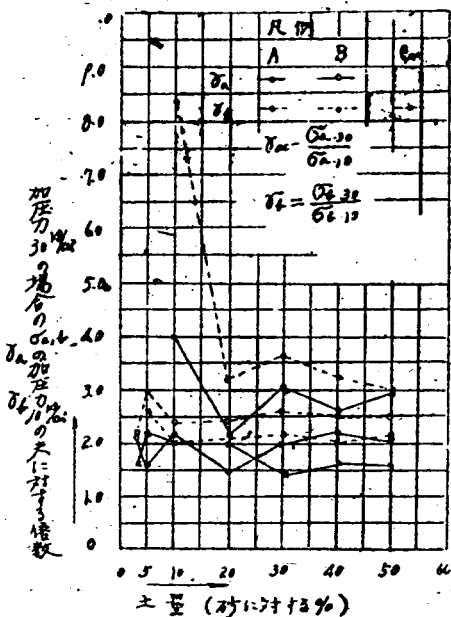


圖3 壓縮強さの加壓力に對し比較

にあるものと認め得る。(製3)

(7) 作直後の壓縮強さ(6a)と土含水率との關係は表3圖4aに示が如くにして

1) 土含水率が6aに著しき影響を與ふるは其の一定範圍内に限られ、該範圍外に於ては6aに及ぼす土含水率の影響は極めて微弱である、これはこの場合6aは概ね土量少く従つての値は極めて小なるを常とするためである。

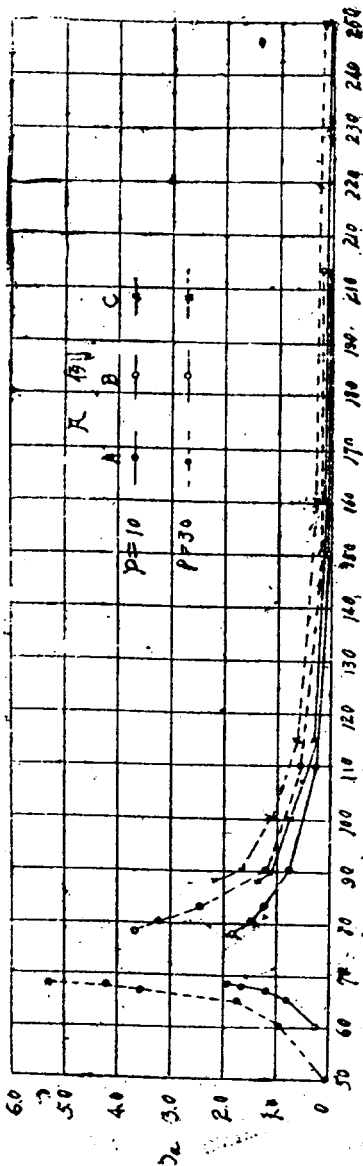
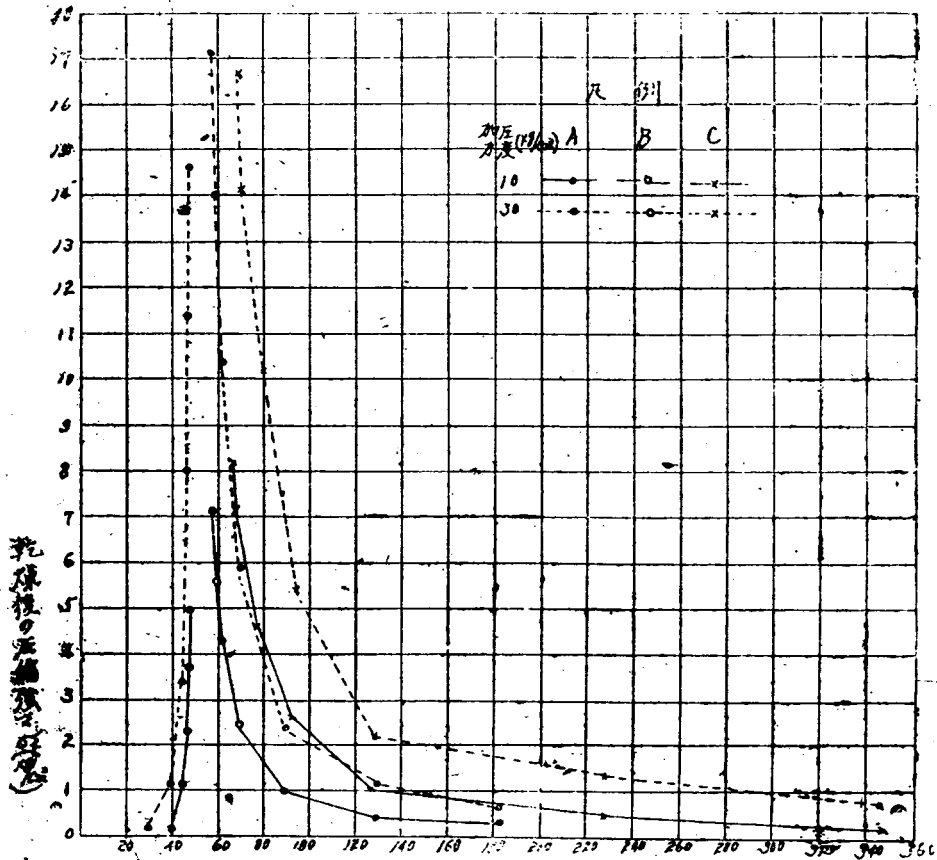


圖4 土含水率(%) 壓縮強さと土量 (a) 製作直後

2) 圖4aに於て土含水率と6aとの關係は、A種とB種とでは明に其の傾向を異にして居る、即ち、Aに於ては土含水率の増加によつて6aは増大するに反し、Bに於ては土含水率の増加によつて6aが減少する、之は量の相違による影響によることも勿論であるが又土含水率と6aとの關係には土含水率との關係には土含水率ある限界に於て明確なる工相の相違あることを示すものであり、該範圍は加壓力度によつて多少の相違はあるが概ね65-75%の間(即ち、收縮限界の附近)にあるものと認められる、(但し、收縮限界との關係に就ては他の土つきて實驗を重ねる必要がある)従つて6aを大ならしめんとするには土含水率を上記範圍内に介在せしめることが必要である。

(8) 乾燥後の壓縮強さを6bとすれば、土量、(Aはp=10では10%、p=30で5%、B p=10 3%以下)土含水率(p=10ではAで60%、p=30%ではAが50%)が過少なからざる限り(表3)

- 1) 6bは土量の増大に伴つて増大する(少くとも土50%までは)
- 2) 6b同種、等土量のものにあつては加壓力度の大なるもの程大である。
- 3) 6bは乾燥後の土含水率が限界含水率に近い限り含水率には殆んど無關係で主として土量及び加壓力度による(圖4c)
- 4) 6bは等土量のものに就ては原含水率が(従つて乾燥した含水率が)大なる程大であるが、ある限界を越へれば乾燥含水率によつては、さして大なる影響なく、乾燥状態に於ける保有含水率によつて略々一定である(圖4b.c)
- 5) 6bの原含水率の種別による相違は(等土量のものに)加壓力度pによつて異り、p=10の場合には主としてCが、p=30の場合には主としてBが最大である、(圖表3)(p=30に於てはCの原有土含水率過大にして加壓力の好影響減衰するによる)
- 6) 6bの加壓力度pに対する割合は土量と共に増大し、等土量のもの、原土含水率に対しては略々其の大



るもの程大であるが或る程度加圧力度(p)自身の影響を受け、C種のp=30のものゝみはB種に比して却つて小である、最大、p=10に對してはCの81.6%、p=30に對してはBの57.4%であり共に土量50%の場合である(表5)

(9) 燥後の壓縮強さ6bは土量加圧力度が同一ならば原含水量が相違しても一定範圍内にある限り(本試験のB、Cの程度)甚だしき相違なく略々其の性状即ち土量、製作壓力及び含水量に相當する値を有するものである、但し製作時壓縮強さに對する増率(β)は製作時の含水量によつて異なることは勿論である。

10) 乾燥によつて壓縮さを増大せしめるには或る限度の原土含水量のあることを要する、而してこの限度は加圧力度pによつて異り、p=10に於てはA種の土量20%(全含水量11.7%、土含水量65%)、p=10に於てはA種の土量10%(全含水量6.5%、土含水量60%)の場合の含水量である。(表3)

(11) 乾燥後の壓縮強さ6bの製作直後の壓縮強さ6bに對する比率を β とすれば

- 1) β は加圧力度の大なる程大である
- 2) β は原含水量の大なる程大である
- 3) β は含水量ある程度を起せば必ずしも土量に伴つて増大せず原含水量による種別及び加圧力度によつて略一定であつて土量には拘はらない。(表6圖5)

(12) 供試體製作の際の加圧力pが壓縮強さ6a、6bに甚大の影響があることは明であるが今p=30の場合の壓縮強さのp=10の場合のそれに対する比を夫々 α_a 、 α_b とすればこれらと土量又は含水量等との關係は圖3表6の如くにして

- 1) α は土量と共に増大する傾向なし
- 2) α は原含水量による影響をうけること微弱である
- 3) α_a 一般に6bより小である、即ち製作壓力の影響

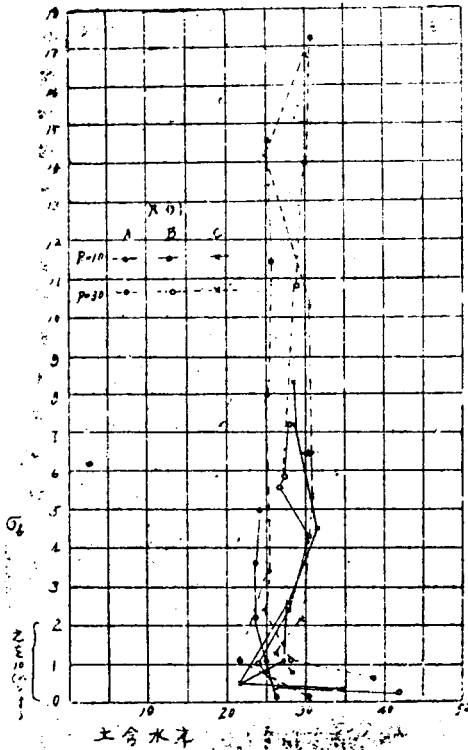
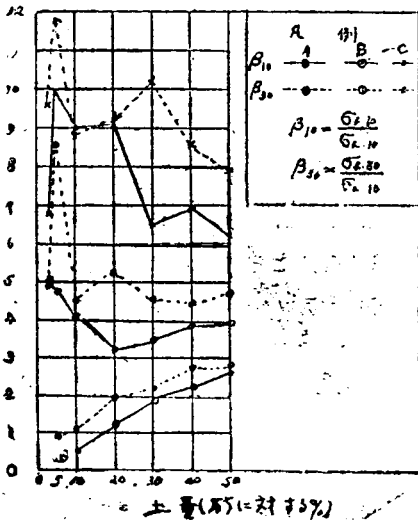


圖4 壓縮強さと含水量
(a) 乾燥後

は乾燥によつて擴大されることが數字的に示される。

4) β は等土量のものにあつては原含水量の小なるも

圖5 壓縮強さ乾燥前後の比較



土量(石)に対する%

の程大である β はA種では2.1~4.0、B種では1.5~2.2、C種ではの1.4~2.2、間にある、 β はA種3.0~3.5、B種2.1~2.9、C種2.0~2.6の間にある

〔2〕 試験結果の施行への應用

上述の試験結果より路床施行上に資し得る點を擧ぐれば次の如くである。

(1) 土使用量を儘少にして其の膠着力を利用せん、する場合は砂の含水量を5%程度に達せしめるを可とする。

(2) 當面する土の凝結性を附與するに必要な百分幾何なるかを豫め知つて置く必要がある。

(3) 土が土砂に凝結性を附與するために持つべき含水量の最低限界の幾何なるかをも亦豫め知つて置く必要がある。

(4) 元來土砂モルタルに於て其の工學的性質に至るの影響あるは土含水量である、従つて現地の土砂モルタルの性状を測定する場合に全含水量のみを以てするは可である。等しく全含水量が11.7~11.8位であつてA.20%p=30では土含水量65%に止まるに反し、C3%p=0では土含水量37%に上り、従つて壓縮強さ6.0前者1.71kg/cm²に違するに反し後者は僅に0.08kg/cm²に過ぎない(表3)。

(5) 路床築造に際しては築造の際出來得る限り膠力を以て軋壓し、併も乾燥後の支持力起では壓縮強さを充分ならしめるに必要な水分に近き迄の含水量を有せしめなければならない、而して此の壓力と含水量との關係を定めるには表3は參考となり得る。

(6) 路床の組成と支持力の比較的の値との關係は表3に據つて大略を窺ひ得る。

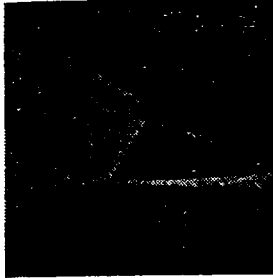
(7) 路床の支持力は表3によつて軋壓力より略々推定し得る。

(8) 土量が砂の20%以上の組成の路床は其の性状一傾向であると推定し得る。

以上

永久凍土内の基礎工法

正會員 原 田 千 三*



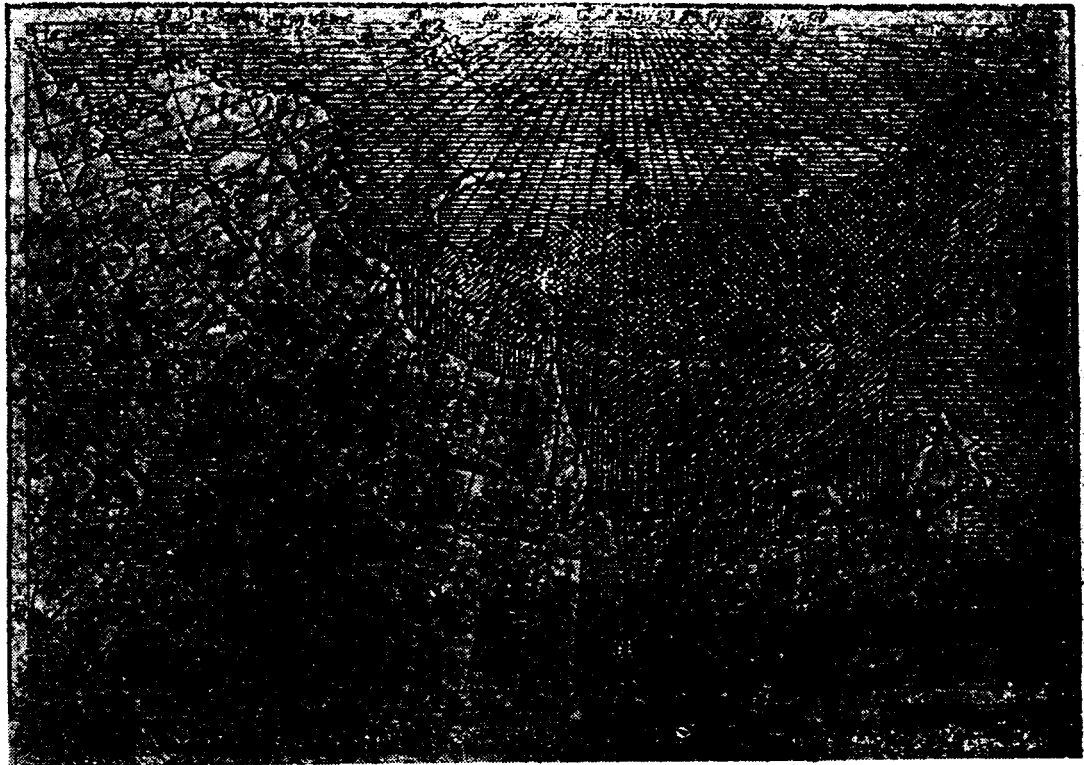
永久凍土内の基礎工法を述べるに先きだち先づ永久凍土の概要に就き申上げます。

永久凍土とは地表下或る深さに賦存し、無限な長期に亘りマイナス温度を保持し、土内

の水は固體状に存在する土を謂ひます。

永久凍土の最も廣大に賦存してゐるのはソ聯領域であつて、滿洲國にもその南方限界が延びて來て居り、約北
圖-1.

素は氣温と積雪であります。例へば世界最寒地と云はれるグエルホヤンスクの年平均氣温は -16° であります。又ヤクウツクは -10° チター -8° といふ様に永久凍土が賦存し得るためには、年平均氣温がマイナスであることを必要としてゐる様であります。又積雪の少ないことも必要條件としてゐます。例へばウラル北方では積雪が1.5mもありますから、即ち土地は積雪といふ熱保温材料で被覆されてゐる譯でありますから嚴寒が地中深く迄滲透せず、従つて永久凍土の賦存を困難ならしめます。然るにグエルホヤンスクでは0.25m、チタでは0.15mでありまして積雪少く前者とは反對の現象を生じます。即ち嚴寒でありしかも積雪が少いといふ事が永久凍土の賦存を可能



永久凍土分布圖

緯 47° の線に達してゐると想像されて居ります。(圖-16なる線ソ聯内、7なる線ソ聯外永久凍土南方限界線)

永久凍土地域の氣候上の特異性のうち最も重要な要

ならしめる主要因であります。

氣温と積雪の外、地勢や地下水や地質や、植被等の要素も關係して來ますが省略致します。

永久凍土地域を凍土の賦存状態、主として凍土の温度

*工學士南滿洲工專專門學校教授

より分類すれば次の様になります。

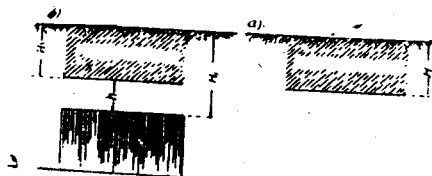
北方地域永久凍土が連続的に存在する地域でありまして、その厚さも非常に厚い。處によつては100m以上もあります。凍土の温度は -5° 以下。(圖-11なる地域)

中部地域：大塊な永久凍土の處々に融解土が島状に分布して居る地域で、層厚は平均70~80m。地表下10~15mの凍土の温度は -5° 乃至 -1.5° であります。(北より南に)(圖-12なる地域)

南方地域：大なる融解土の處々に永久凍土が島状に分布して居る地域で、層厚は種々であります。處によつては50~60mにも達します。凍土の温度は -1.5° 以上。(圖-13なる地域)ここに注意すべきは、永久凍土と一時的凍土と區別せねばなりません、一時的凍土とは例へばシベリヤの或る地方では形成されてから數年存在し得るものや翌年に持越す所謂年越し凍土といふものがあることとであります。

活動層に就て。活動層とは直接地表に在り、冬期凍結

圖-2



し夏期融解する地層を謂ひます。

圖-2. 活動層と永久凍土との關係

圖-2のa)は普通の凍結状態であります。b)は活動層と永久凍土と間に融解土が介在して居るもので、非融合永久凍土と申します。

圖中Hは活動層の厚さ、hは融解土の厚さ、H₁は永久凍土層上部限界であります、この外、活動層と永久凍土との間に融解土を介在しない融合永久凍土があります。

活動層の厚さは概して南方は厚く北方は薄くなつて居ります。ソ聯では永久凍土に關し特別の示方書が出来て居りまして、これに準據して設計施工をやつて居ります。この示方書に活動層の厚さを次の如く規定して居ります。尚以下の諸表もこの示方書に據つたことを附言致します。

表-1 活動層の厚さ

永久凍土地域	土質に對し活動層厚m		
	砂 土	粘 土	泥 炭 質 濕 地
北緯55°以南	3~4	1.8~2.5	0.7~1.0
ヤクウツクを通る緯度に於て	2.0~2.5	1.5~2.0	0.5~0.8
北氷洋岸に於て	1.2~1.6	0.7~1.0	0.2~0.4

土の熱傳導性、永久凍土地域に於ては土の熱傳導性といふ問題は基礎根入深さを決定する上に重大な意義を持つて居ります。

表-2 に各種土並に種々構築材料に關する熱傳導係数を掲げます。

表-2土及び構築材料の熱傳導係數

材 料 の 名 稱	容積重 kg/m ³	含水量 % (重さに よる)	熱傳導係數 kcal/m ³
コンクリート搦固	2000	標準	1.10
〃 澗成	1900	〃	1.00
〃 スラツク(コンクリートスラツク)	550	—	0.19
鐵筋コンクリート	2200	標準	1.33
石工、切石積	1850	—	1.30~2.10
〃、輕質石積	1000	—	0.60
空 氣	—	—	0.02~0.022
水	1000	—	0.50
氷、溫度0乃至 -20°	900	—	2.00~1.90
花 崗 岩	2500	—	3.00
細砂、砂土混り及び粘土混、植土、砂、砂質粘土	2020	14	2.00
砂利(建物の下に於て)	1800	—	1.00
土、乾 燥	—	—	0.12
〃、濕 潤	—	—	0.52
〃、礫 混	2040	—	1.4
泥 炭	180	—	0.03~0.04

永久凍土地域の基礎を設計施工するに當り豫め次の諸項を調査研究するを要します。即ち建設地區の地質構造崗の作製、凍結諸要素、即ち活動層の厚さ、永久凍土の賦存深さ、永久凍土の温度と構成特性例へば永久凍土の

厚さ、連続状況、層状、島状、融合非融合等。

建設地の水文地質学的条件、即ち地下水源、その隣相温度水位の季節的変化、氷上滲出水現象等

土の構造上の諸性質、即ち一般的な物理、機械的諸性質、粒状組成、見掛及び眞比重、間隙率、含水率等。殊に純粹氷のレンズ間層の介在には注意を要します。かかる氷を介在する地区に構造物を建設することは極力避けねばなりません。

永久凍土の許容圧力。永久凍土の許容地耐力は地質工学的研究並に特別の研究より定めます。

永久凍土上に建造せられる構造物に対する許容地耐力は、その構造物の運営中凍土が常に一定のマイナス温度を保持せらるべき場合、土の空隙が氷で十分に充滿されてある場合及び該土内に純粹氷の間層を介在してない場合には、粒状組成並に基礎に於ける土の温度に依拠して表3の如く定められてます。

永久凍土が永久に凍結状態を保持する様に工夫せねばなりません。その工夫として：

構造物を成可く北向傾斜面に配置すること

構造物に日光の直射を避けるため、植物を附近に繁茂せしめ蔭影を與へること。

0.5m以上の床下空間を造り、冬期風を通すこと

床下空間部自體を熱不良導性材料を用ひて建造し、また天然表土を泥炭、苔、スラック、スラックコンクリート等熱不良導性材料で置換被覆すること。地中に在る構造物基礎を地下水流より防護すること。構造物より降下及び地表水を迅速に除去すること。本方法で基礎を建造する場合注意すべき點は：

イ) 基礎は熱不良導性材料を用ふること。

ロ) 基礎は成可く個々別々となつた獨立的支柱を用ふること。

ハ) 基底層に熱絶縁材料より造れる層を設置すること

表-3 永久凍土の許容地耐力

永久凍土の土質	許容地耐力(但し地温下記の場合) kg/cm ²		
	-0.2°乃至-0.5°	-1.5°	-2.0°以上
砂(1mm以下の細片—100%、但し0.005mm以下の細片3%以下)	3.5	4.5	6
砂土(0.005mm以下の細片10%以内)	2.5	3.5	4.5
砂質粘土(0.005mm以下の細片10乃至30%)	2.0	3.0	4.0
粘土(0.005mm以下の細片—30%以上)	1.5	2.5	3.5
沈泥—泥粘土(0.01~0.005mmの細片—50%以上、10.005mm以下の細片—30%以内、特別の場合には有機物質の存在10%以内)	1.0	2.0	3.0

永久凍土地域に構造物を建設する場合、その基礎工法として次の方法が用ひられます。

- 1) 土を永久に凍結状態から絶滅する方法
- 2) 土を永久に凍結状態のまま保持する方法
- 3) 構造方法を沈下に順應させる方法

以下順次これらの方法に就き解説致しますと：

1) の方法は永久凍土が小規模な塊状である場合とか假令連続的凍土であつても層厚の薄い場合に用ひられます。永久凍土を貫通除去し粗砂或は出来れば砂利、礫で以て置換します。

2) の方法は永久凍土の上に基底を置きます。

と。或は基底に木の角材を組んで根積を造ること。

ニ) 巨大基礎では出来ればその内部に空気層を造ること。

ホ) 基礎周囲を熱導性の悪い乾燥せる土或は砂などで以て置換填充を行ふ而してこの際填充物は防水性並に熱不良導性材料で以て防護すること。

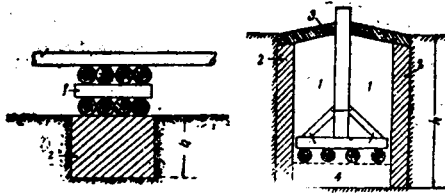
ヘ) 基礎土層の永久凍結状態を破壊しないため、基礎根柢は特に冬期に行ふこと。

3) の方法は構造物の各部分が假令不等沈下をしても安全である様に構造方法を工夫するにあります。不等沈下を避けるためには、基礎の下に砂層、コンクリート

及び鉄筋コンクリート枕材等を設けるのが有効です。

凍上対策に就て。永久凍土地域では使用する材料に就て特に考慮するを要します。例へばコンクリートは熱の良導體であるから、コンクリート枕を使用すれば凍土の融解を促進します。従つて木杭の方が適當です。尙木材は永久凍土内では腐蝕を蒙らないといふ利點もあります。

圖3及4



木造の小規模な建物或は假構造物、例へば輕量な一階造建物、附屬的建物、物置等の基礎は凍上作用を輕減するため所謂「可動基礎」(圖-3)を使用することが出來ます。

尙永久凍土内に基礎を設置する場合、融解水を避くべき處置を豫め考慮し置くことが必要であります。

活動層と表層界面との引張力を減小するため表面の

り引抜かれる力に對し、またその力が作用した場合の基礎の裂隙に對し計算して置かねばなりません。表-4はこの計算に必要な基礎と土と凍着時の引張力であります。

この力は基礎材料、土の含水度及び基礎周圍材料の温度に依據します。

又永久凍土内の基礎工法として次の如き3種に分類して考察するが便であります：

- 1) 人の住まない、従つて火氣のない構造物
- 2) 人が住む、従つて火氣のある構造物
- 3) 火を使用する工場の構造物

次にこれ等につき順次説明を加へることとします。

1) 火氣なき場合の基礎工法。火氣のない木造構造物として、圖-3の如き工法が屢々用ひられます。圖中1は丸太の「コロ」で、スラック褥層の上に置かれる。この褥層の厚さは活動層の厚さよりも小さい。

圖-3 「コロ」基礎

前者と同様の場合に用ひるのであるがしかし形状の異つた圖-4の如き木造基礎があります。凍結せる活動層の

表-4 基礎と土と凍着時の引張力 kg/cm²

凍着面の状況	温度 -1°				温度 -10°			
	含 氷 度							
	0.25	0.50	0.75	1.0乃至1.4	0.25	0.50	0.75	1.0乃至1.4
微粒砂、砂土、砂質粘土、粘土、沈泥、泥粘土、と木	2	3	4	6	3	7	13	16
同上とコンクリート	1	2	4	5	7	10	13	13

滑かな柱基礎を設けるが良い。

かく基礎表面を滑かにする外、基礎周圍の土を凍着力の弱い又凍上しない土、例へば礫、砂利、粗砂などで置換するが良い。しかしこれ等は水で飽和されるとその効果の大半を喪失するから防水工並に排水工に注意を拂はねばならぬ。建設地點を撰定する際、出來れば豫め排水に關し考慮し置くが良い。

尙普通の凍上の外、水平方向の力に對しても建物が堅牢である様に處置しておくことが必要であります。

永久凍土内に在る基礎は、それが土と凍着する際土よ

有害な作用を避けるために、基礎周圍に1の如き砂填充を行ふ、この砂は濕潤にならない様2の如き粘土層の隔壁で以て防護します。砂填充の上部は3の如き勾配のついた粘土層で以て覆ふ。基礎底部は砂利或は砂褥層4の上に置かれます。この圖は理論的には立派で難點がない様であるが、實際的には不満足なところがあります。それは粘土隔壁を十分防水的に施工することが困難であるのと、往々龜裂が入り、そのため濕氣が内部に浸入し填充砂を濕潤ならしめ、所期の効果の大半を喪失せしむるからであります。

圖-5

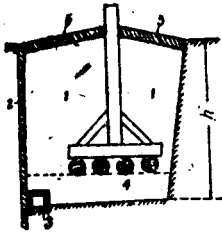
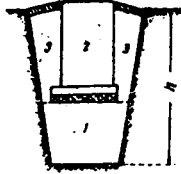


圖-6



上記事實を考慮して、より目的に適した木造基礎を考案したのが圖5であります。

圖中1は砂填充であり、この漏るのを防護するために外方に納接合の矢板2を設置します。尙その下方に排水管3を設けます。基礎底部は前者同様砂利或は砂層4の上に置く。この場合5の被覆は水が透過しないために小さい碎石に石粉及び色々な粒子の砂を混合したものを十分搗固めて用ひるのであります。

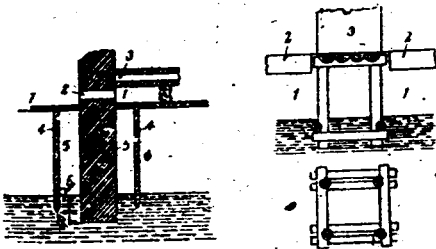
圖-7



石造基礎として圖-6の如きものが築造されます。或は砂利層を少しづつ、薄層毎に十分搗固めながら填充してゆき

ます。この層層の上に木の角材を根積し、その上に石2を疊積します。基礎の周囲には砂填充3を詰めます。

圖-8



2) 火氣ある場合の基礎工法。建物内部に爐等の火氣があり、下方深く熱が傳はる惧れある構造物には、高さ0.5m以上の床下空間を造るがよい。

圖-7に建物側壁が石造の場合の基礎工法を描げます。この圖の特異點は床下空間1があることであつて、その床下空間は多中開けられた儘になつて居り、夏には通氣孔2を閉じる、しかし夏中床下空間を密閉して置くと著

しく凝縮が形成せられるから、時々通風するがよいと述べてゐる者もあります。

住宅のベーチカの下に基礎は圖-8の如き木造枠組を用ふるのが良い。

3) 高熱なる火使用工場の基礎工法

強大な熱源のある工場の構造物基礎を如何にして熟絶縁を行ふかは永久凍土地域に於ては、殊に重大な事項であります。

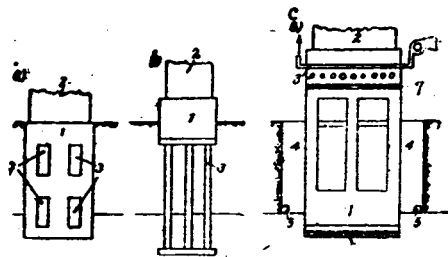
圖-9はこの熟様相の特殊性を考慮して構造せる種々なる基礎形式を示せるものであります。

圖 a) は爐2の下に巨大な基礎1を置き、その基礎の中に數段數列に亘つて貫通孔を開けたものである。

圖 b) は爐2の下に基礎1があり、それを高い鐵筋コンクリート枠組3で支へる。但し基礎の上方は地表上に出てゐます。

圖-c) 爐2の下に基礎1が置かれて居るが、その上部には縦横に通風管3が設置され人工的に冷却空氣が送られる。尙その通風管の下部には絶縁7層が置かれてゐる。地内基礎の側方には砂填充4が施され、その下方に排水管5が置かれる、基礎底部には木の角材を敷設します。

圖-9 a) b) c)



最後に永久凍土地域に構造物を築造する時期に就く。永久凍土内に構造物を築造する場合施工時期を如何に選ぶかは殊に該地域に於ては重大なる考慮を拂はねばならぬ事項であります。

永久凍土内に基底を置かねばならぬ獨立支柱状或は帶狀の木造或は鐵筋コンクリート造基礎は、凍上の開始以前に(例へば8月或は9月に)施工せられると、融解土で填充せられるからその構造物は當初の年には墮つたる運營を期待し得ない。尤も基礎が土から引抜かれる作用が

ない場合には、別に實際上の意義を持たないのでありますが永久凍土内に基底を置く基礎を凍土に對し安全ならしめるには、凍上過程の開始後に(12月～1月に)施工せねばなりません。この際基礎は凍土で填充されます。その後活動層が融解する際、水はこの空隙の多い土内へ滲透しそして其處で凍結します。

要するに永久凍土内に基礎を建造する場合注意すべきは、氣候の溫暖なる時期を極力避けねばならぬことです。しかしどうしても避けられない場合には、施場所に直射光線をあてない様にするとか、凍土の露出間を出来るだけ短縮するとか、其の他種々の方法を適せねばなりません。

會費納入に就て御注意

本會々員の會費は下記の通り規定されて居ります。尙正會員、准會員には會誌を二種配布の關上臨時會費を納入願ふ事に成りますから御承知下さい。

會員種別	年 額 會 費			第1期分	第2期分
	會 費	臨時會費	合 計	自1月至6月	自7月至12月
正 會 員	1200	600	1800	900	900
准 會 員	900	400	1300	650	650
學 生 會 員	600	—	600	300	300
副 會 員	400	200	600	300	300

- 備考
- ◎會費の納期は第1期分3月、第2期分は9月の2回に分納願ふ事に成つて居ります、納入の通知が御手元へ参りましたら直に御拂込下さい。
 - ◎會費納入に就ては送附します振替用紙御利用下さいますと拂込料金不要です、御旅行其他御不在の場合でも拂込に支障なき様御配慮願ひます、尙振替貯金事務を取扱はる地方に在住の方は爲替其他適當の方法にて御送金下さい。
 - ◎新入會員の會費並轉格の場合は月割計算とします。
 - ◎會費御拂込後領收書は普通御送り致しません、特に必要の場合又は御不審の點あります場合は御一報下さい。

高堰堤の本體設計及取水並に溢流設備の設計に就きて

正會員 山 本 將 雄[※]

内 容 梗 概

高堰堤の本體設計に當り考慮せる基本断面決定の方法特に水壓の影響に對する考察及断面決定の重要因子たるコンクリート岩盤及地層泥壓等に就き設計用假定

數値に關し各係に就き數々論じたる後算出断面と施工決定断面に對する筆者の所見を述ぶ。

次に本體各部設計に就き最も苦心を要する水壓管及制水門、除塵格子等の取入關係に關し筆者の行ひたる水理實驗による独自の設計次第を電力經濟及施工の方面より説明す、更に溢流部設計に關しては主として溢流頂部構造及溢流水門に就き洪水調節を考慮せる堰堤の特殊使命に關して同じく水理實驗に依り研究せる構造の特長を説明し治水利水兩用の堰堤設計に對する一方法を示す、水門部及放水路關係の研究に就きては今回はふれざるものとす。

只今御紹介を頂きました水電局吉林工學堂土木科長を勤めております山本であります。此の度學會總會に當り委員の御指令により高堰堤に關し講演致す事になりましたが幾多諸先輩を前にして私如き其の資格もありませんが單なる機上のいたずらでなく實際の工事に當面致しまして其の設計に當りあふでもないこうもいかぬと誠に一日に云へぬ苦心を致しまして中には數萬圓を費し模型による實驗等を行ひまして研究致しました體験を元に此の構造物の設計に關し思ひ出すまいに23の事項をとりとめもなく申上げて見度いと思ひます。何分短時間なので盡せぬ事も多々有りますので此の點御容察願ひ上げます尚又圖面其他に關しては單なる略圖にとどめ其の詳解やデメンションは申上げかねますので予め御容謝を

※ 水力電氣建設局技師

願ひます。特に又取入口關係は略圖をも示しねかますので御不明の點もあらうと思ひますが予め御許を願ひ上げて置く次第であります。

第一章 堰堤断面の設計

先づ堰堤の基本断面の決定に就いて申上げます、之には勿論各種の方法が有りますが重力堰堤に於きましては最も一般に用ひられてゐるものは基本三角形による方法でありまして我國では普通に物部公式が用ひられます。之は堰堤の前面水壓を水平等置度度にし外力として靜水壓動水壓、堆泥壓、地震力及揚壓力を考へ之に自體の重力に依り對抗し合成力が底の三等分點以内にある條件と滑動係数が岩盤との摩擦係數より小に止る様に背面勾配を決定する方法であります、物部式では之に更に堤頂の断面増加に依る影響を空虛時下流方向よりの地震に對して計算し上流面を修正するのでありますが私は之を止めて最初より堤頂部の附加断面の影響を公式に導入してやつたのでありますがすると下流面 m の計算公式は第1

第1圖(A)及第2圖(B)

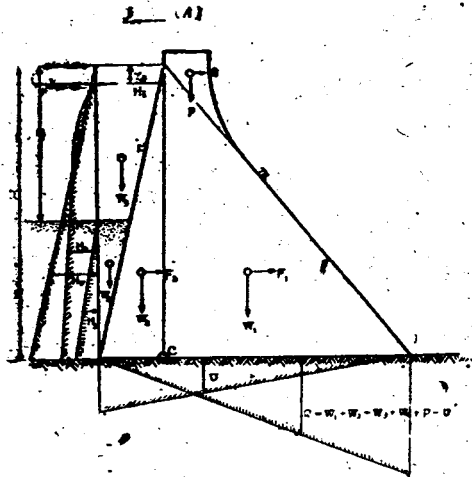


表 1 圖 (b)

部 位	部 位	計算式
工 - 堰頂の長さ	$H_0 - \frac{1}{2}x^2$	$H_0 - \frac{1}{2}x^2$
石 - 堰頂の長さ	$H_0 - \frac{1}{2}x(x-x_0)^2$	$H_0 - \frac{1}{2}x(x-x_0)^2$
BC - 堰頂の長さ	$H_1 - \frac{1}{2}x_0(x-x_0)^2$	$H_1 - \frac{1}{2}(x-x_0)^2$
Y - 堰頂の長さ	$F_1 - \frac{1}{2}x_0^2$	$F_1 - \frac{1}{2}x^2$
石 - 堰頂の長さ	$F_1 - \frac{1}{2}x_0^2$	$F_1 - \frac{1}{2}x^2$
K - 堰頂の長さ	$P - mQ - KxH - z$	$P - mQ - x - ah - x - x_0$
A - 堰頂の長さ	$W_1 - \frac{1}{2}rx^2$	$W_1 - \frac{1}{2}rx^2$
石 - 堰頂の長さ	$W_2 - \frac{1}{2}rx^2$	$W_2 - \frac{1}{2}rx^2$
土 - 堰頂の長さ	$W_3 - \frac{1}{2}rx^2$	$W_3 - \frac{1}{2}rx^2$
f - 堰頂の長さ	$W_4 - r_1 \frac{1}{2}n(x-x_0)^2$	$W_4 - \frac{1}{2}n(x-x_0)^2$
n - 堰頂の長さ	$V - \frac{1}{2}(m-n)x^2$	$V - \frac{1}{2}(m-n)x^2$
m - 堰頂の長さ	$R - m_1, m_2, m_3, m_4$	$R - \frac{1}{2}(m-n)x^2$
C ₀ - 堰頂の長さ	$P - V$	

(1) 力の計算式

$$(m-n) \left\{ n \left[(r-r_1) \frac{1}{2}x^2 + r_1 \frac{1}{2}(x-x_0)^2 \right] + \frac{1}{2}n(x-x_0)^2 \right\} - (1-r) \left\{ C_0 + m \left[(x-x_0)^2 + 6(x-x_0) + 6A \left[(x-x_0) + r_1 \right] \right] \right\} - \frac{1}{2} \left\{ m \left[(x-x_0)^2 + 6(x-x_0) + 6A \left[(x-x_0) + r_1 \right] \right] \right\} = 0$$

(2) 力の計算式

$$m - \frac{1}{r} \left\{ (r-r_1) \frac{1}{2}x^2 + r_1 \frac{1}{2}(x-x_0)^2 + \frac{1}{2}n(x-x_0)^2 \right\}$$

圖の如くなります、尙之には氷壓も入れました。

以上の如く堰堤の設計には假定を總分入れねばならぬのでありまして先づ堰堤全體が均齊一體なりとの前提の元に更にコンクリートの重量、揚壓力、震度堆泥壓、摩擦係數等總てを假定するのであります。即ち公式や理論を如何にひねくつたとてそれは部分的努力にしか過ぎません、又之等の事は色んな發表も澤山あり又計算すれば誰でも出来る事でありまして要するに技術者として之等の假定數値を如何に定めるかの問題であり又その計算上より出たものを如何に取扱ふかでありまして、之は施工の良否とにらみ合せての關係でもあり又實際の施工斷面を如何に定めるかは安全率の上からは政治的問題でもあります。私もそれで以下之等の點につき個人的意見として2.8申述べて見たいと思ひます。

1. 先づコンクリートの比重であります之はいつに骨材に依るのでありまして現地に有る砂利及砂につき色々調べる必要があるのであります、吉林の如く大河川の下流部にては砂利も比較的丸く、又粒度組成も長ければ定率率32%位を示すものもあります、(一般に1:3:6配合なり1:2:4等とするは定率率40%位としてのものです)又大堰堤には砂利として相當大きな20種位のものを迄入れるので重量は相當案に出ます、實際に依りまして比重2.4

は充分出來ますが設計値としては安全を見て2.85位でうかと思ひます、碎石を使つても2.4近くのを内でも打つておりますが此の場合は設計用としては2.3とすれば良いと思ひます又パイブレーターを使用致すと0.5~1割は緊迫出來ます、又セメント使用量にもりますが大體堰堤では1m³當り220kg~300kg平均250は使ひますので(尤も外國では180kgの例も有りますが)多少影響はしますが重量は主に骨材の如何施工の何に依ります、角度の多い扁平なものを用ひると其は輕くなります、實際に當りましては免に角0.5~1m²位供試體を作つて實測する事です、強度試験でないから大きい程良いのです。

2. 次の問題は揚壓力ですが之は實際も出來ないものありまして岩盤の状況及施工良否及グラウトの如何に随分違つて來るのでありまして仲々その假定は困難あります、而も之が一番影響の大きいものでありまして堰堤の倒壞は最後は揚壓力に依り自重を減じ滑動に依られるのであります故に列國に依り各々標準を定めらるべきであります我國では靜水壓の40~60%位を採用してゐるのであります、或る方面の人々は他の假定を除いて之を最大限の100%にとる事を主張してあります、(伊の定は100~60%であります)要するに實地の岩盤と施を考へまして所謂技術的感覚により決めるのであります、私としては普通の岩盤だつたら設計値として60%を取りて良いだらうと考へます、岩盤と施工良好なれば此の値よりは遙かに少く出來ると思ひます、之に連してカットオフの問題がありますが此處では時間が無いのでふれぬ事に致します。

3. 次に地震の事でありまして滿洲に於ては幾分の記は散見致しますが又地動といふ言葉があるのを見ても震は無い譯ではなく私自身も新京及吉林にて相當人體感するのを経験しました、此のとき南滿氣象台に問ひさせた處70ミクロンとの事でした、免に角御承知の滿人屋が地震でやられた例は無い、之は震度 $\frac{1}{1,000}$ 位のものですから即ち千分程度以上の地震は無かつたやうであります、而し將來は解らんし又溢流やその他の震動もなとはいへないので設計としては0.5%位の震度を取つた

と思ひます、而も前述公式に依ると之が堤全體に直接作用し即構造物が加速度の方向にそれ丈傾いたと假し又之の動水壓も入れてありますが最近の地震の研究は非常に進歩致しまして斯の如き震度の静力學的な計算はダムの如き大質量の構造物に對しては不適當でありまして即ち小さな石塔は倒れてもダムは倒れないと云ふのでありまして之を説明するものは固有振動の周期と云ふ事になつて來ます、その所論の概要を述べますと(先年伊太利に客死されました地震研究所長の石本博士の説)構造物は小規模である間は地震加速度は静力學的に考へて大體支へないが構造物が次第に大となればその固有振動周期は大となるから安定は加速度丈の問題でなく周期が耐震性を判定する基礎となると云ふのであります、所が地震動は土地自身の弾性係数や層の厚さ等に依り違ひ軟弱所ではその周期は大でありますが堅固なる岩盤上には非常に小、即ち耐震性が大であり、その又構造物が大ければ大きい程安全な譯であります、實測に依りますと硬質岩盤の周期は0.04~0.08秒位で如何に最大加速度は大であつても大なる振幅を有せず堰堤の如き大構造物に對しては殆も音響として傳播する位で構造物を振動せしめる事はない、即ち破壊力は伴はないので從來習慣的な設計公式に用ひてゐる震度を相當引下げても不安はないと申すのであります、故に之の觀に見ましても5%とれば充分安全側だと思ひます。

4次は堆泥であります之も一般に用ひる總高の $\frac{1}{4}$ を算用すれば安全過ぎる程であります、尤も内地の様な急激な河川とか特別な洗砂量が多い河で排砂機の設備もない時はこうも言へませんが一般の瀨洲に於ける大堰堤に於きましては $\frac{1}{4}$ の堆泥も實際は到底考へられませんが、即ち大貯水池に於ける洗速を考へても分るのでありまして1cmやそこら位では到底泥は運び得ないのであります、瀨湖や鏡泊湖が古代より未だかつて埋まつてゐないのを見ても分る事ですが相當な技術者で泥は大丈夫か等と聞かれる人がありますには驚きます、大部餘錢になりましたが要するに大貯水池では泥は來ない、若し假に無量の將來に上流より運來押まるとしてもその頃は泥も硬化して岩質となり泥壓は及ぼさぬだらうと考へます。

5.次に滑動計算に於ける岩盤面の摩擦係数でありますが重力堰堤と云ふ建前上70~75%位にとれば充分と思ひます、70%位としますと第一の公式に依る m の値とは同じものが出来る様であります、所が實際は相當高低をつけて仕上げ又下流を尻上りになる様に心掛で打つて遙かに摩擦は大きくなり充分安全率を得る事が出来ます。

6.最後に一番私も苦手に思つております、氷壓について申し上げます氷の研究は滿載でも最近仲々やつておられる様でありますその目的が違ひますので堰堤の氷壓に關しては文献も少く確なる資料も私は持ちません只氷の破壊強度を見ると相當大きいので奥慮致します然し實地に於ける氷壓として何とか實測する機械は無いものかと思ひますが又瀨洲に似た所はカナダやロシアであります此れをどう取扱つてゐるかは良く解りません、私は要は氷壓を及ぼさない方法を講ずるのが一番良いではないかと思ひます、殊に一般に云はれてゐる15t~30t/mもの力がかつてはゲート等はたまりません、氷を張らさないのには電熱を通ずるとか(之は本年度吉林ダム取入口でやつて見ました相當効果があります)、空気をポコポコ吹かすとか一番簡単なのは毎日人夫をかけてたゞき割るのです、然し一應堰堤に對し氷壓を考へて見たのですが若し多は水面が下るとすれば假に30t/mを假定して多2m低下するとも見ますと堤高30m以上ではかへつて満水位に依る外力の方が大きいのです、又堤頂幅を相當廣くとりますと堤高30m以下の兩端部分では氷壓は相當影響しますが附加断面があるので安定には差支へない様であります即ち大堰堤では多期多少の水位低下を考へますと堤體本體には氷壓の影響なしと云ふ事になります、以上述べました數値に依り計算して見ますと8cm高内外の堰堤にては上流 $\frac{1}{2}$ 程5%として下流 $\frac{1}{2}$ 程75%内外の値を得ます、又御參考迄に各假定値の變動に依る影響を申ししますと

- (1) 重量に於て0.05變ると $m=0.01$ 變る
- (2) 揚壓力に於て0.10變ると $m=0.02$ 變る
- (3) 摩擦係數に於て0.05變ると $m=0.05$ 變る

以上計算に依る結果を第一次決定断面と致しまして實際

施工に當りましては更に此れに餘裕を取つた方が良いと思ひます、と申しますのは抑々計算の出發點に於て堰堤本體を均密一體なるものとしての事でありましてクラックの發生とか施工接手其の築造上の弱點の生ずる事は考へに入れてないのであります所が堰堤は高さや大きさの増すと共に施工益々困難を伴ふものでありましてクラックの發生や漏水透水の防止等には最善の努力は致すものではあります所が此れが絶無を期する事は出来ないものであります、又打設工程上ブロックシステムを採用しますと施工接手はグラウト等はやりませんが到底コンクリートの材齡の運ぶ以上應力を完全に傳へる如き密着は爲し得ないのであります、それかと申して施工接手を設けない事は大きなクラックが何處に入るか分らない危險を招來するものでありまして餘り面白くもないのであります、又堰堤には地形上相當大きな水壓管や工事用假排水路(後で充漬するもの)の如きクラックの發生や一體性に對する弱點となるものを作らざるを得ないのであります此等弱點を考慮して何分の餘裕斷面を増大して決定する必要があります、又政治的に申しましても下流に重要地方を控へてゐる時等更に此の必要があり、英國帝國主義に依る印度の統治方針の現はれの一つは印度に於けるダムの薄つべらなものが多く60何%と云ふ如きものもある事も御參考までに申上げて置きます、我々は此れに習ふ必要も有りませんが餘り餘裕を付け過ぎるのも、(技術者の信念として)必要ないと思ひます、此の間の適當なる判定が仲々難かしいものであります、材料國費の經濟から申しまして大堰堤になりますと1%の勾配率大は約數十萬圓に相當します、私の考へとしては如何なる假定に依り計算すると致しまして85%上下面勾配合計内外で良いではないかと思ひます、序に上流面勾配に關し少々意見を述べて見たいと思ひますが私は從來の如く、5~15%位を取る事は大堰堤にては必要ないと思ひます、と申しますのは堰堤空室になりて、しかも下流から地震を受ける等と言ふ事は先程の地震の説及一度満水すれば絕對空になる事はないしかも工事中は又その必要なく誠に意味の無い事だと思ひますやつては悪いと云ふのではありませんが之を施工の方より申しますと上流面型

作は良いのですが伸縮接手の型枠を立てる時に實にくい、殊に止水銅板を傾斜して入れる、(之は上流或間隔に平行)時仲々難しくてホトホト弱りました、に私は施工の方より考へて上流面勾配をつけるといふ念を排して垂直を主張し度いと思ひます、而して之より節約したるコンクリート量は下方に隅角なりに(フーチングの様に)付ける事に依りその上に乗る水の量の安定度を加へる事が出来ます、或は下流勾配をつける方に廻しても良いのであります上下流何れにしても計算上その効果率は余り變りません、斯の如きものは世界中殆んど見當りませんがその例無きにしもあらずであります、私は次のダムから是非こうし度いと申します。

第二章 取入口關係の設計

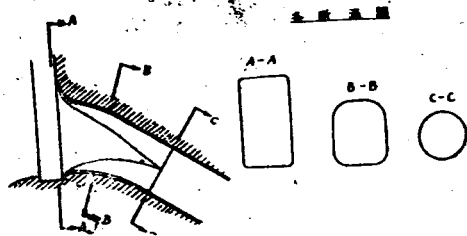
次に取入口關係の構造につき申上げます、高堰堤に於て發電所が堰堤と平行してその直後にある時はどうして堰堤本體の中に取水設備を作らねばならぬ即ち上流堰取入口を堰體を通して水壓管を入れ、而も之を各水庫に要し之の爲堰堤は大變複雑になり設計上も施工工程も仲々面倒となります、尤も發電所が相離れてある場合は地形に依り米國フーパーダムの例に見る如くダムと係なく取水塔及取水總道を計け取水塔も大きくなるとリンダーゲード等の如く伸々面白し設計もあります所が者の如き場合は堰堤そのもの一部分として設計しなければならず而も大發電でありますと相當巨大な管がその胴中に貫きその入口には即ち上流面中腹に制水門、更につき出して除塵格子を附けねばいかんので下端に於て捲揚機附近と共に甚だ厄介になります、堰堤基部より入れますと、あごの突出が要らず施工も樂だし水壓管水平に近くなり短くて済みますが取入制水門にかかる壓が大となり、とても大變になります、又上につける程度は取水上より申しまして貯水池最低水位より管の斷面下方につける、即ち管の中心が水面下直徑の〇〇倍に位置する必要があります、而し實際は之より相當下に取入貯水池の非常濁水時用とも致し又水壓管の節約を含みますゲートも満水時を考へると高壓用として特殊構造になり大變ですが之は又やり方があり後より説明致し

ます、免に角堰堤の胴中に斜に大きな水壓管が入る事に
より壓力上より考へても、又施工に當りても仲々厄介で
又此の爲めには接手間の1ブロックの大きさも相當大
きくなければならず大抵此の1ブロックに1本入れてま
す、又水壓管は安全の爲露出管としての強度計算を致し
ますが堰堤のコンクリートは又別圖に考へそれ丈の孔が
あつたものとして鐵筋を入れてクラックの發生その他に
對して補強したのが安全であります、更にゲートは堰堤
中心線外につけるのでこの支弁並にその又前方につける
スクリーンの支持の爲前面中腹よりあごを突出せしめる
事になり、之は施工が極めて困難となりますのである丈
此の突出の短い事が望ましい、即ち之等一貫した附近の
構造を如何にするか工費及發電損失にも至大の影響を
おしますので相當研究する必要が生じます、先づ此の突
出スクリーンの設計でありますがこのあごの短い事が施
工よりは良いがさて水頭の損失より考へますと余り短く
てもいけません、即ち格子透過水の流速は1m以下約50
cm位が良いですが之より計算しますと管に直径の〇倍
下方位に相當する格子面積を要しますそして此の距離並
に隔壁の形を決定する爲めに第2圖(前略)に示す如きA
B.C.各構造につき水理實驗をやつて見たのですが之は

第3圖の様な裝置により流入 loss. を測定したのであり
ます、その結果は第4圖に示す通りになりました、(各測
定値、寸法等は省略致します、)

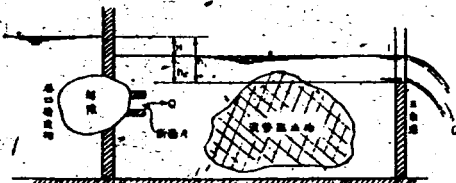
何れなく考へますとA型の方が流線に近いので loss が
少い様に思ひますが實は壁面との摩擦の多い爲か追つて
少し悪い事が分ります、又此の形では施工も困難であり
ます故に施工の樂なB型の方が又 loss も良い様でありま
す、そして其の距離は又近過ぎては遠過ぎては悪いほど
高さの〇〇即ち水壓管直径の〇〇位の所が loss も最小で
ある事が分りました、損失係数そのものゝ價については
水壓管入口そのものゝ loss も入つてゐますからO型のベ
ルモウス丈の結果を参照すると之より外の格子關係のみ
の數値が分ります、次にゲートの型と水壓管入口の形で

第3圖



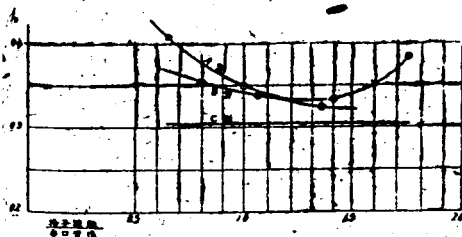
ありますが從來の實例は殆んど全部と云つて良い位第5
圖の如く長方形ゲートに合はす爲に水壓管を奥の方より
次第に短形に變形してありますが之は管の製作取付も面
倒な事及ゲートを締めて水壓管を空虚にした時の裏面水
壓(どうしても裏面に水はまわります)に依りパツタリン
を考へねばならず余り面白くありません、又第6圖の

第3圖

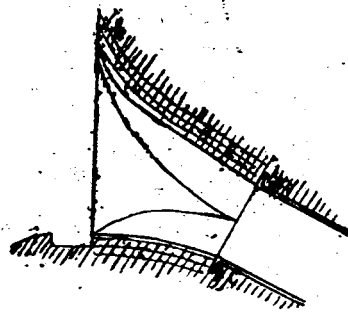


(1) 管の径は...
2- 管の長さ
3- 管の径(水頭)...

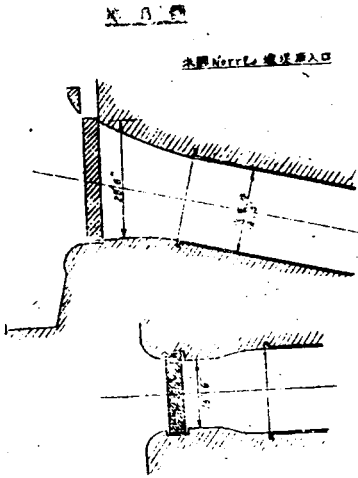
第4圖



第6圖

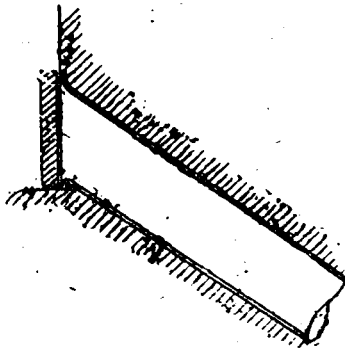


如く此の變形部を鐵筋コンクリートとして圓形になつた以下を水管にしてゐる例が米國にもありますが之も配筋施工及水密施工等、困難であり勞して功少きものと思ひます、そこで私は大體に圓型の儘カーブして水平となりて呑口に至り(半徑の1割5分内外の)ベルモウスを附して垂直面に閉口し(此の面を少くとも堰堤中心線より上流にとる)之を四角の戸當りにて圍み之に四角のゲートをつける斯くすればゲートは幾分余分の面積にはなりますが水管の工作に無理がない事及圓形ベルモウスなる爲 loss の少い事も實驗で確り得ましたそして又ゲートの兩側面及下面に對する壁面は突圓形を以て隅角にあて水流



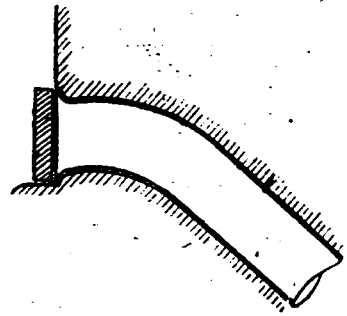
の衝突を出来る丈少くすると施工は幾分うるさいですが良好果を得ます、以上第7圖(削除)の如くであります、之

第 9 圖

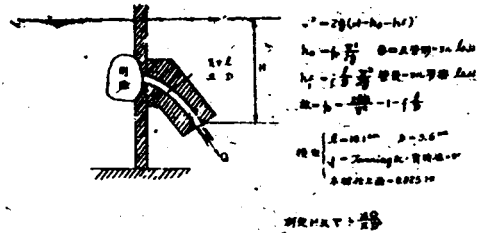


は現在米國その他内地等何處でもやつてゐる第8圖のき設計よりも施工及 loss より見て決して悪くないと信じます。次に今一つ呑口附近水管ルートの問題ですが界中何處の堰堤でも氣付かず在來皆やつてゐる誤を指摘します、即ち第9圖の如く呑口より直ちに下方にと方法である誰も之を不思議とするものもなく水流に逆した最良と信じてゐる様であるが、私は之に疑問を抱き水流に順應して loss を少くするには垂直のゲートを取けた呑口である以上或長さ水平にしなければいかぬ、それからカーブして下方に向ふ第10圖の如きものが運

第 10 圖



第 11 圖



第 12 圖



であると思ひます即ち之を第11圖の如き方法にて實驗しました所、結果は第12圖の通りでありまして相當明かに後者の優秀を示してゐます、即ち0.3の損失係數に

當する遠のある事が分ります、故に此の形を採用する事に依り gate の高さを減じ得ると共に (斜に開くとゲートは高くなります) 電力に於て松花江にて換算すると約 90 萬圓近い Cost になります、之は單なる金丈の問題でなくそれ丈の電力を永久に得るか失ふかで國家的利益は申す造りありません、誠にさういふ設計の一つでも永久設備となると電力經濟に於てはおろそかに出来ないと思ふ事が分ります。

次にゲートの事ですが數十米の水深の上に大直径の水壓管となると相當大きなものになり松花江ダムの如きでは總水壓 2,000t にも上り門扉鐵材も 10ct 内外にも上りますが此の設計を如何にするか在來造の日本一流の大きさは水壓 400t~500t 位ですから一種數倍の大きさのものを製作する事になります又此の如き高壓大水門の行き方としてはフーバーダム排水路の 50 尺 × 53 尺 gate の如くキャタピラーを數組具へる方法がありますがその水密裝置が仲々難しく色々難しい考察があります、製作も仲々厄介です、又キャタピラーの代りとしてはロッカービーム式、ストーン式等色々ありますが私は此の種の水壓をローラーに受ける裝置は高壓大型となる程大變であるから下流の水車直前にあるバルブと適用して水壓を受けないで上下する方法をとり即ちバイパスを利用して水壓管を充し水壓をバランスしたる後上下するのであります。扉體としては一番簡單で水壓自身で吸付き戸當り面全面に依り水壓を受ける、即ちローラーとしては上下する時戸當り面を傷めないで、所定の位置に誘導するガイドローラーを具へれば良い、バイパスを作る事及之に依る運動操作が多少余分ではありますがキャタピラーその他の對壓ローラーを用ひる事は構造複雜にして非常に高價にもなり、時局窮乏材を數割多量に要する事資材的にも非常に不經濟であります。又斯くする事に依り戸當り水密も簡單に完全なるものが出來ます。

又扉體の設計も製作も非常に樂になります唯單に數 10 m に堪へる位のガイドローラーを備へ所定の位置に下れば之を引込めて扉體を後方戸當り面にあてる、此の引込方法につきては色々考察もあり特許も取りましたが之は別の方にゆづります、ガイドレールそのものを引込める方

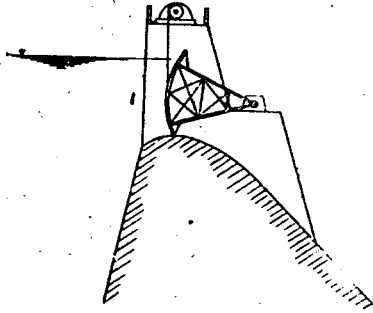
法即ち在來のストーン式もありますが此の方が遙かに垢抜がしてゐます、以上第 14 圖(省除)に示す通りでありますがバイパスその他操作坑の費用は大した事はありません、又扉體の構造に關してスキンプレートそのものも在來の如く上流側表面につけて横桁のウェブの中間につける之も内地では又何處でも余りやつてゐませんがその理由とする處は上流側につけると側面主桁及上下端横桁に横壓が掛りゲート自身も彈力を受ける、(上流水面水密なら問題ありません) それかと申して下流面につけるとリベットに張力が掛る事となり面白くない、故にその中間をとり横桁各ウェブの中間を張るのであります、此の缺點は各スキャンが直接連続しなくウェブを挟んであるので水密に心理がありますがグラウンドクローリーでは之を皆溶接致して居ります、下流水面水密の高壓大型水門はどうしても將來此の型になるではないかと思ひます。

もう一つついでに申上げたい事は此のバイパス管に採用致します(バイパスでなくても 2m 以内位の水管なら) バルブにつき日本に優秀な發明があります、バタフライバルブとジョソソバルブの特徴を取入れたものでバタフライの如く中心軸にて回轉したる後辨が上下二枚あつてウェヂの作用に依り上下に分れて戸當り環に當り水密になる、仲々良い思付で最近各地の水道にも擴く使用され(新京市も使つてゐます)一般のスルースバルブより遙かに資材も少く、輕易なるもの(米英を遙かに凌いだ優秀な發明で高松宮の御獎勵金をも頂いて居ります)がある事を一寸申上げて置きます、我々使ふ側にある立場の者として、此の種のもは施工機械と云はず皆我々自身が考へなくちやいかん、メーカーにリードされる様ではいかぬ、又若し此の種のもが出來た時は卒先之が研究採用するに吝であつてはいかんと痛感致します。

第三章 全流頂部附近の設計

次にオーバーフローに關して申上げます、一般に溢流構造としては堰堤の或幅に於て満水面より或高さ低くして溢流頂を作り之にピアを立てその間に、アンター、又はローラー、或はローリングドラムゲート(或は米國では持上り式セクターゲート)等を具へ計量溢流量に對して幅及高さ及門數を決め第 14 圖の如く設計致しますが此

第 14 圖



の欠點は洪水調節が變らも出來ない、洪水波は人體第15

圖の如くなり相當貯水池の空虛があり

り又は廣い場合でない限り洪水調節

は不可能であります、即ち例へ何百

何千立米の放流能力があると云つて

も満水位附近での話であり、少し

水位が低いと何うにも出せない、殊

に溢流頂附(近一般に洪水調節をは

じめたい頃)の水位ではチヨロで溢

流頂以下では當然一滴も流せない、

之では大洪水が來ても如何んともな

し難く指を壓へて満水するのを待た

ねばならず余程の廣大な貯水面積を持たない限り洪水半

減はおろか2割位の低下も時として難しいと思ひます、是

れ即ち此の種發電用ダムには河川の計畫洪水量以上の放

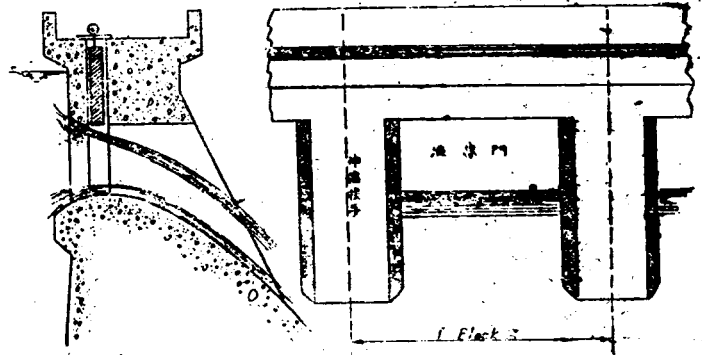
流能力を持たせる様な規則となり引いては發電ダムでは

洪水は反つて増大する治水の敵だ等と論ずる人もある譯

の目的を達するのであります、即ち洪水波の中腹以上を
切取つて後方に平均してならす爲には低い水位の時でも
相當必要量の放流能力を持つ事が必要であり此の爲には
下に放流孔をあける方法もあるがすると高壓水門又はバル
ブを必要とし設備相當高價になる、又下流射出水の處
理も困難となる、そこで私の案は此の如きものを提唱致
します。

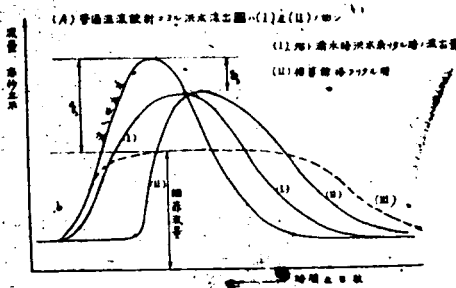
即ちオーバーフローゲートをずつと下げて貯水池低水位
にても相當出せるやうにする、然しその儘にては高水位
にては少し出過ぎるし又水流も脊面に飛び過ぎるので堰
堤の安定も悪く又單位幅の流量も莫大となり水脹も亂れ

第 11 圖



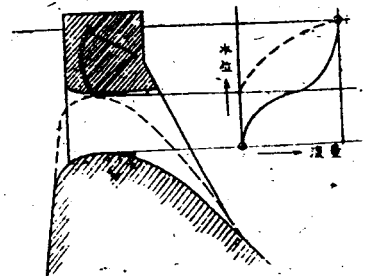
水叩の處理も困難となるので之を防ぐためその上部に又
堤體をつくるつまり孔にする、即ち低水位にては普通の
オーバーをなし高水位にては溢孔流出となる構造であり
ます、斯くする事に依りスラブの施工多少困難となり又

第 15 圖 第 16 圖



であります之を第16圖點線の如く調節すれば始めて治水

第 18 圖 次流能力比較圖



溢流頂部には多少シヤアーに対する補強が入りますが第
圖に示す如き放流能力を具へ前圖に示す如き洪水調節も

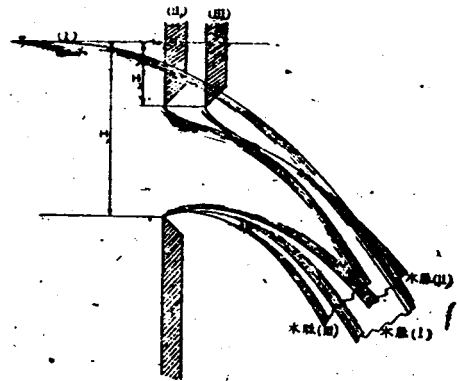
なし得、又gateは捲上鐵塔及橋桁も不要にして捲上機は堤上天端に直接鋼へ扉體は全く堰堤コンクリートの中にあるので防衛上も良くなります。

然しgateは四角水密を要し多少水壓も大きくなるので此の點考へる方もあるかも知れませんが之は大した問題でなく工費も一般溢流ゲートに比べそれ程の増大でありません、又水密は四周共簡単に片づきます之に使用するにはローラーゲートが適當と思ひます。

又此の溢流と出孔を相當間隔をおきて作る事に依り即ちピアに相當する部分の幅をうんと戻し、事に依り溢流水を擴散し水叩部に於て單位幅の流量を何割か減じ水叩邊圍を容易ならしめ且つスラブの場合外觀上も豪壯になります、ブロックの接目より申しましても普通はgate戸當の中央に接目を持つて来る爲此部戸當金物の水密の伸縮構造の特別なものを必要と致しますがピアを広くとる事即ち1ブロックに1門作る事に依り廣いピア

の中央を伸縮接手にすれば接手止水鋼板も天端まで通り非常に具合が良くなります、次に斯の如き方針にて水脈

圖 20 (A)



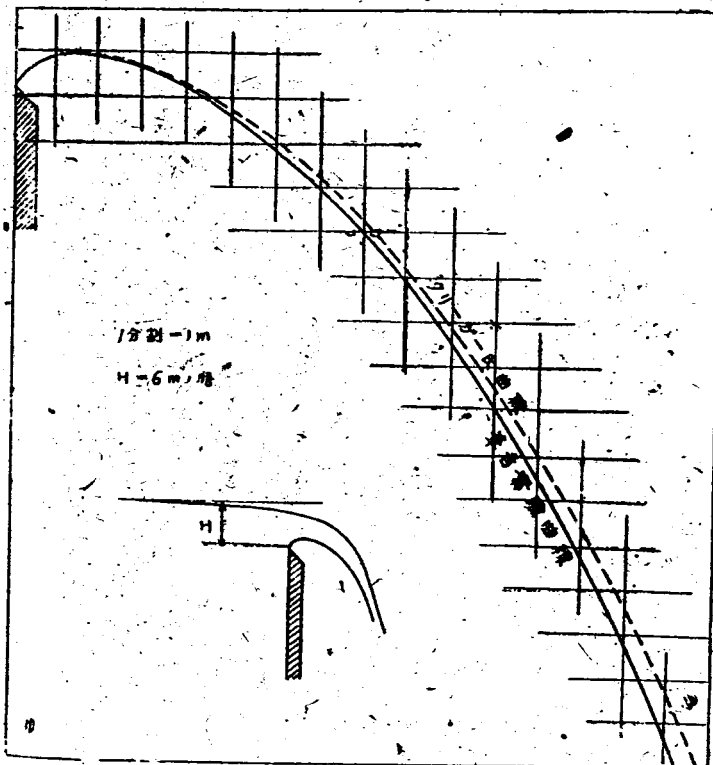
を背面に順應せしめる爲の構造を如何にするか未だ此の如き水脈公式もありませんので、私は50分1横型により實驗を致しました、先づ一般溢流のクリーガーの曲線を

調べて見ましたが同氏の價より幾分下つた第19圖の如きものを得ました、次に此の溢流堰の上をおさへた時は水脈下面は幾分上りますがおさえる面を少し後方にずらすと水脈を下に向けて背面に順應せしむる事が出来ます、又溢流原點を少し前方に移す、即ち頭部を上流側に2~3米突出す事も有効であります、私は此の3つを併用して第30圖の如き實驗をやり下流面曲線を實測により決定致しました。

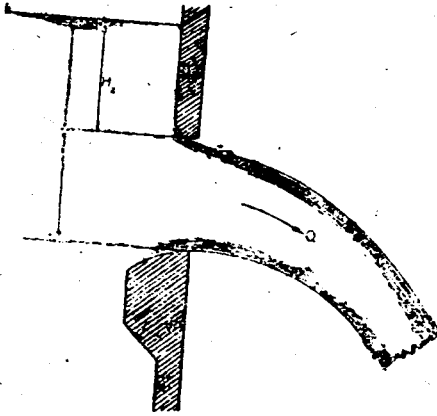
尙此の形に依る溢流係数は實測によると第21圖の如くなり普通溢流では1.8に向ふ傾向でありますが高水位となると急に増へて2.1に近い價を表しました、即ち流水は普通より良くなります、之は上のスラブを後に下げた爲斷面を大きくした事と同じ結果になる爲だと考へられます。

以上を以て本講演を終る事に致しまず免に角いざ工事となると殊に實例が

圖 19

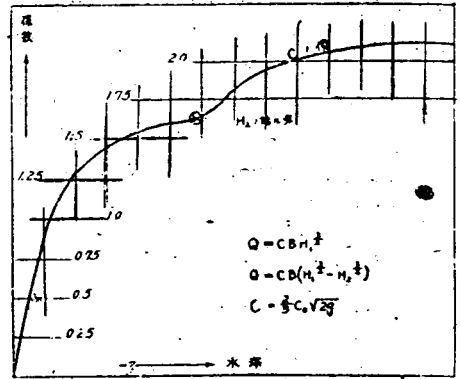


第 20 圖 (B)



少く又その土地特殊の要求があり、他のものをたのみにする譯にも行ず適切な書物や文献も少く何にたよる事も出来ないのでありまして色々自ら苦しまねばいけません、以上述べました事もその2、3でありまして何かの御参考になれば幸であります、水叩の實驗及發電放水路

第 21 圖



の形もやりましたがこれは長くなるから、又次にゆづります。

誠に走り走の説明で尚且つ幾分特殊的になりますので随分御了解に苦しむ點も多いと思ひますが何卒御答願ひます。 以上

