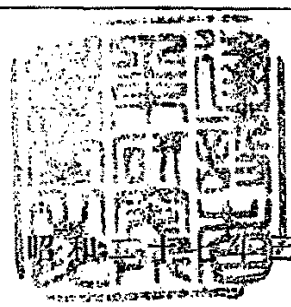
土木研究所報告

第八十三号

貫入試験機による地盤支持力の測定……谷藤正三
浮游流砂量に関する二，三の考察……吉川秀夫
ランガー橋の振動に関する研究（1）……谷藤正三
漂砂に関する研究（5）……佐藤清一
海岸防砂堤の長さとの間隔について
恒温熱量計によるアルミン酸……有泉昌
石灰の水和熱に関する研究
弾性波式地下探査による堰堤予定
地点の岩盤の深さに関する調査……新谷錝三
（神奈川県相模川城山堰堤予定地点）
最近国産ポルトランドセメントの
組成および二，三の性質について……有泉昌



昭和二十七年三月

建設省土木研究所

正　誤　表

貫入試験機による地盤支持力の測定

頁		行	誤	正
10	上より	8	$AC_{\cdot}\cos\theta$	$Ac\cos\theta$
〃	上より	9	$A\cdot C\cos\theta$	$Ac\cos\theta$
〃	上より	13	C：	c：
11	上より	1	$\frac{Q_1{}^2h}{Q_2+\theta_2}$	$\frac{Q_1{}^2h}{Q_1+Q_2}$
〃	上より	3	$\frac{\theta_1{}^2h}{\theta_2+\theta_2}$	$\frac{Q_1{}^2h}{Q_1+Q_2}$
〃	上より	5	$\frac{2\theta_1h}{\theta_1+\theta_2}$	$\frac{2Q_1h}{Q_1+Q_2}$
16	上より	1	載荷重中心の……	載荷面中心の……
17	上より	6	少くない……	少ない……
19	上より	3	…にの荷重を加える.	…の荷重を加える.
〃	下より	12	少くないので,	少ないので,
24	下より	9	許容地下量に……	許容沈下量に……

浮游流砂量に関する二, 三の考察

頁		行	誤	正
1	下より	10	$[1+\log_e(y/H]$	$[1+\log_e(y/H)]$
3	上より	6	$\{(v_m+\sqrt{gHI})I_1+\sqrt{gHI}I_2\}$	$\left\{\left(v_m+\frac{\sqrt{gHI}}{k}\right)I_1+\frac{\sqrt{gHI}}{k}I_2\right\}$
5	上より	4	τ_0/ρ	τ_0/ρ
6	上より	1行目～5行目	(14)″式は……正しくない.	削　除
9	上より	15	$\left(\frac{30.2}{J}d\right)$	$\left(\frac{30.2}{J}H\right)$

頁		行	誤	正
12	下より	13	$H_1^2I/H_0^2I=1.15$	$B_1H_1^2I/B_0H_0^2I=1.035$
〃	下より	12	1.5 割	3.5%

ランガー橋の振動に関する研究（1）

頁		行	誤	正
11	上より	7	$y=\gamma(\xi)\sin(\nu t+\beta)$,	$y=\eta_1(\xi)\sin(\nu t+\beta)$,
13	下より	5	$+\sum_{n=1}^{\infty}{}'a_n\delta(\vartheta_{mn}-\varpi_{mn}\nu^2)=0$	$+\sum_{n=1}^{\infty}{}'a_n(\vartheta_{mn}-\varpi_{mn}\nu^2)=0$
14	下より	7	$\varpi_{mn}=\int_0^1\sin^2 m\pi\xi d\xi=\frac{1}{2}$	$\varpi_{mn}=\int_0^1\sin^2 m\pi\xi d\xi=\frac{1}{2}$
15	上より	6	最後に ϑ_{mn} の……	最後に ϑ_{mn} の……

18 表−11

m \ n	1	2

m \ n	1	3

漂砂に関する研究（5）

頁		行	誤	正
2	下より	3	出ておく	出しておく
8	下より	10	海測風向範囲	海側風向範囲
12	下より	13	先端の砕波水深	先端を砕波水深
13	下より	1	風力の変りに	風力の代りに
15	下より	9	I_1	I_0
18	下より	16	果する	果す
〃	下より	7	方法は	方位は
19	上より	4	漂砂は	汀砂は

恒温熱量計によるアルミン酸石灰の水和熱に関する研究

頁		行	誤	正
3	上より	14	sept. 24 1932	sept. 24 1932
〃	上より	15	Brawn.	Brown.
〃	上より	17	H. M. Larmour	H. M. Larmour
〃		〃	113 114 1934	113 114 1934
〃	下より	11	初期の発熱の様相の	初期の発熱様相の
〃	下より	7	Hanf.	Manf.
4	下より	4	39 43 1929	39 43 1929
6	下より	17	(U)	U
10	下より	12	45 版	4,5 版
11		表−5	均 減	灼 減
〃		表−5下2	64.85	64.65
17		表−9表題	$C_3A_5-H_2O$ 系,	$C_3A_5-H_2O$ 系,
〃		〃	(cal/)	(cal/g)
18	下より	16	Farblich	Forblich
19	上より	12	……行わない.	……行わない,
20	上より	5	行われる前には液中…	行われる前の液中…
26	上より	9	$v=\frac{dH_n}{dt}=\frac{N}{t}$	$v=\frac{dH_n}{dt}=\frac{N}{t}\times 0.435$
〃	上より	10	$vt=N$	$vt=0.435\,N$
〃	下より	6	Al_2O_3 の溶解熱を……	$Al_2O_3\cdot 12H_2O$ の溶解熱を……
〃	下より	4	Assorsson	Assarsson
27	上より	1	(図−01,12,表−12)	(図−10,12,表−12)
29	下より	9	低発熱緩結性で	低発熱緩結性化合物で

弾性波式地下探査による堰提予定地点の岩盤の深さに関する調査

頁	行	誤	正
9	上より 3	電管	雷管
〃	下より 5	Refrection	Refraction
〃	〃	Refraction	Reflection
12	図—13	(時間軸)・10^2	10^{-2} sec

最近の国産ポルトランドセメントの組成および二，三の性質について

頁	行	誤	正
6	表—1右より8	2 laO・	2 CaO・
9	表—5右より1	遊離 Ca	遊離 CaO
10	表—6左より1	MaO	MgO
11	図—4成分比率	10 20 30 40 50	1.0 2.0 3.0 4.0 5.0
13	上より 10	酸化,	硬化,
〃	下より 6	米聯邦規格に於てはⅣ型……	米聯邦規格に於てはⅡ型(中庸熱型), Ⅳ型……
14	上より 5	表—1,3,5	表—1,2,3,5
15	表—7,b.上より3	88.5	68.5
16	下より 2	特に 15,16 は	特に 14,15 は
17	下より 9	……有する．8以外は……	……有するが何れも……
18	上より 2	Ee_2O_3	Fe_2O_3
〃	下より 3	石灰事情の	石炭事情の
19	上より 14	代つて鉄率の増加が認められる	なお鉄率の増加が継続して認められる．
20	上より 6	強度，増進率が……	強度増進率が……
〃	表—8上より3	201～41.3	20.1～41.3
〃	〃	325～532	32.5～53.2
24	表—13上より1	供試作の……	供試体の……

貫入試験機による地盤支持力の測定

建設技官　谷藤正三
早稲田大学　森　麟

目　次

要　旨……(1)
Ⅰ　まえがき……(2)
Ⅱ　貫入試験の特性試験……(2)
〔1〕実験方法……(3)
〔2〕均等な地盤における深さと貫入指数の関係……(4)
〔3〕貫入量と地表面の膨れ上り量の関係……(6)
〔4〕含水比，乾燥密度と貫入指数の関係……(8)
Ⅲ　貫入指数と容積圧縮率の関係……(10)
〔1〕実験理論……(10)
〔2〕実験方法……(11)
〔3〕実験結果……(12)
〔4〕結果に対する考察……(14)
Ⅳ　横膨脹を妨げた場合の弾性係数 E_0 と弾性係数 E との関係……(14)
Ⅴ　貫入試験機による地盤支持力の測定……(15)
〔1〕実験理論……(15)
〔2〕実験方法……(17)
〔3〕実験結果……(19)
〔4〕結果に対する考察……(19)
Ⅵ　既設路床における支持力の測定……(20)
〔1〕実験方法……(21)
〔2〕実験結果……(21)
〔3〕結果に対する考察……(23)
Ⅶ　結　語……(24)

要　旨

本試験装置は地盤支持力を測定するに際して，面倒な載荷試験を行う代りに，現場で簡単に支持力係数および許容沈下量を与える荷重を測定し，同時に地盤内部の力学的な状態を推測するために考案したものである．

本試験機は錘の落下により地盤内に貫入する錘の落下の都度貫入量を測定し，貫入指数（打撃 n 回目の貫入指数は $n+1$ 回目の貫入量より $n-1$ 回目の貫入量を減じたもの）を求める．この指数について，次のことを実験的に明らかにした．

1. 貫入指数は飽水状態に遠しない地盤においては，地表附近（深さ約 4 cm）を除外すると，深さに略無関係に土の物理的，力学性質特に容積圧縮率によつて定まる．

2. 土の容積圧縮率として横膨脹を妨げた場合の弾性係数 E_v を考えると，貫入指数 $P.I.$ との間に次の如き簡単な関係がある．

$$P.I.(\mathrm{cm})=a\frac{1}{E_v(\mathrm{kg/cm^2})}+b$$

常数 a, b は主として土と貫入試験機との摩擦係数により定まる．又この E_v は横膨脹を妨げない場合の弾性係数 E に近似的に換算出来る．

以上のことより，各深さの貫入指数を測定すれば，それに応ずる弾性係数 E が求まるので，Boussinesq の弾性理論式を適用することにより，地盤の弾性的支持力を求むることが出来る．

一例として荒川堤外地の砂質ロームを突き固めた実験地盤における載荷試験との比較結果を示すと，次の如くで計算値と実測地とはかなりよく一致する．

支持力係数 $K(\mathrm{kg/cm^3})$

実験番号	1	2	3	4	5	6
計算値	2.83	4.00	3.23	4.68	2.56	4.20
実測値	3.20	4.25	3.34	4.25	1.53	4.62

許容沈下量 0.5 cm に対する限界荷重 $(\mathrm{kg/cm^2})$

実験番号	1	2	3	4	5	6
計算値	1.41	2.00	1.61	2.34	1.28	2.10
実測値	1.40	1.90	1.60	1.90	0.65	2.00

I まえがき

地盤支持力測定装置として貫入試験機を利用した過程については既に発表[1]してあるので，本報告は平板載荷試験による地盤支持力との連関性を理論的ならびに実験的に考察した結果について報告する．

普通載荷試験では載荷面積が小さいので，表面地層附近の性質を比較的多く示し，下層地盤の特性を明らかにすることが困難であり，又荷重限界を求むるにも，2 つ以上の大きさの異なる載荷板を使用する必要がある等手数がかゝるので，現場では施工各段階において簡単に実施しにくいと云う欠点を持つている．

それゆえ，本試験機は載荷試験のかわりに，路床，堤防，アースダムの築造中に現場で使つた際，その相対支持力のみでなく定量的な支持力を判定しうる装置として利用出来るかどうかを明らかにするために行つたものである．

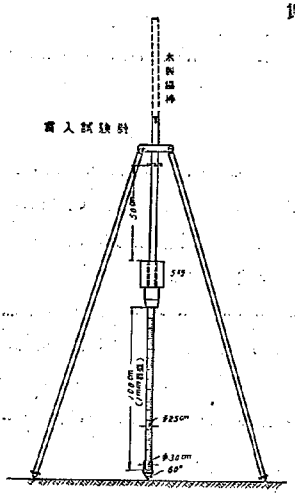
II 貫入試験機の特性試験

貫入試験機械を用いて，地盤支持力を測定するには，あらかじめこの試験機の特性を実験的に明らかにする必要がある．

貫入試験機は図—1 に示す．貫入棒の直径は 2.5 cm，長さは 100 cm，先端の円錐体の直径は 3 cm，その尖端角は 60°，全重量は 14.4 kg であり，錘の重量は 5 kg，落下高は 50 cm である．

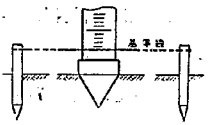
貫入試験機の使用法は，先ず先端円錐体の部分を図—2 の如く貫入させ，その位置を 0 とする．試験機は錘の落下により，地盤内に貫入する．錘の落下の都度貫入棒の目盛を基準線の位置で測定する．その読みは地

1) 松村琢治：地盤支持力の測定装置について：道路 Vol. VII No. 72.



図—1

表から貫入棒の先端までの深さを示すものであり，単に貫入量ということにする．



図—2

本研究は貫入量よりも，貫入量の増加の割合が地盤の性質を判定するのに適しているので，打撃 $(n+1)$ 回目の貫入量と $(n-1)$ 回目の貫入量の差を打撃 n 回目の貫入指数と名付け，これについての特性を次の事項につき実験的に調べた．

1. 均等な地盤における，深さと貫入指数との関係．
2. 含水比および乾燥密度と貫入指数との関係．

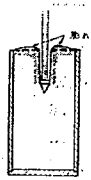
この他に貫入機構を明らかにするために

1. 貫入量と地表面の膨れ上り量との関係．

も調べた．

〔1〕実験方法

実験地盤として，大きな容積を均等な状態にすることは困難であるので，内径 20 cm，高さ 40 cm の鉄製円筒（以下モールドという）に試料土を 8 層に突き固め，表面をモールドの縁に切り整えたものを使用した．



図—3

錘の落下の都度貫入量を測定し，貫入指数を求める．又貫入試験の途中において膨れ上つた土を図—3 の如く切り取り，重量を測定する．

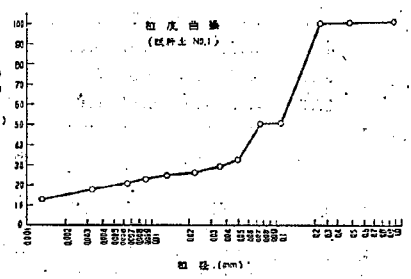
貫入試験はモールド 1 箇の場合には，深さ 30 cm 附近まで，モールドを 2 箇重ねた場合には，深さ 70 cm 附近まで貫入させる．実験後含水比を測定する．

この様な実験を含水比および乾燥密度を種々に変えた供試体につき実施し，貫入試験機の特性を求めた．

表—1

粒径 mm	重量百分率	粒径 mm	重量百分率
0.864 以下	99.94	0.022 以下	25.70
0.381 〃	99.58	0.013 〃	24.50
0.221 〃	99.48	0.009 〃	22.50
0.107 〃	50.30	0.0065 〃	20.90
0.074 〃	50.19	0.0033 〃	17.70
0.049 〃	32.10	0.0013 〃	12.80
0.035 〃	28.90		

塑性限界	20.1 %	液性限界	23.1 %
比重	2.71	採取地	荒川赤羽堤外地



図—4

本実験に使用した試料土 No.1 の物理的性質は表—1 の通りである．なお粒度を図示すれば図—4 の如くである．

〔2〕 均等な地盤における深さと貫入指数の関係

本実験は突き固めによる供試体の深さの方向の密度変化による誤差を除去するために，ほゞ同一な状態の供試体を2個つくり，1個はそのまま他の1個は逆にして底部より貫入試験を行い，貫入指数を測定し，両者の平均値を求める．この平均値によつて，均等な地盤における深さと貫入指数の関係を予備的に試験し，モールドの影響のない 1.5 m×1.5 m の突き固め地盤における貫入試験結果により照合してみた．

（1） **実験結果**　深さとして，表面より 5 cm までの各点と 7.5 cm, 12.5 cm, 17.5 cm, …… の各点をとる．7.5 cm 以下の点は，その前後 5 cm の間の平均貫入指数を用いた．例えば 7.5 cm の貫入指数は 5 cm より 10 cm までの貫入指数の平均値である．

実験結果は表—2, 図—5 の通りである．ただし表面より 5 cm までの各点の貫入指数は図—5 にのみ示してある．

表—2

番号	1		2		3		4		5		6	
含水比 %	14.5	14.4	13.0	13.7	10.4	10.1	10.8	11.0	10.5	10.8	13.8	13.4
乾燥密度	1.56	1.55	1.53	1.52	1.48	1.47	1.47	1.47	1.49	1.49	1.51	1.51
深さ cm ＼ 貫入指数 cm	正	逆	正	逆	正	逆	正	逆	正	逆	正	逆
7.5	1.02	0.91	0.82	0.72	0.82	0.70	1.00	0.88	0.91	0.67	1.18	1.02
12.5	0.91	0.84	0.73	0.66	0.74	0.65	0.89	0.80	0.75	0.63	1.02	0.96
17.5	0.85	0.81	0.65	0.60	0.65	0.59	0.82	0.78	0.63	0.61	0.88	0.93
22.5	0.78	0.78	0.60	0.59	0.59	0.61	0.75	0.75	0.56	0.57	0.80	0.86
27.5	0.74	0.77	0.55	0.58	0.53	0.57	0.70	0.78	0.51	0.61	0.80	0.87
32.5	0.75	0.78	0.57	0.59								
37.5	0.76	0.79	0.56	0.56								
42.5	0.74	0.80	0.53	0.59								
47.5	0.76	0.79	0.54	0.61								
52.5	0.74	0.81	0.52	0.60								
57.5	0.75	0.81	0.54	0.60								

（註）　深さ　貫入指数
7.5 cm : 1
27.5 cm : 0.75
57.5 cm : 0.75
ただし 深さ 7.5 cm の貫入指数を 1 とした．

表—3

番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9	10
地表の貫入指数 cm	1.8	1.8	1.2	1.8	1.8	1.8	1.6	1.8	1.2	2.1
4 cm 附近の貫入指数 cm	1.5	1.6	1.4	1.2	1.4	1.4	1.1	1.4	1.0	1.5
10 cm 附近の貫入指数 cm	1.5	1.7	1.3	1.0	1.3	1.2	1.0	1.3	1.0	1.4

番号	11	12	13	14	15	16	17	18	19	20
地表の貫入指数 cm	1.3	1.0	1.0	1.3	1.6	1.1	1.6	1.2	2.1	1.4
4 cm 附近の貫入指数 cm	1.0	1.1	0.9	1.2	1.3	0.9	1.1	1.2	1.5	0.9
10 cm 附近の貫入指数 cm	0.9	0.9	0.9	1.5	1.5	0.9	1.0	0.9	1.5	0.9

表—4

1		2		3		4		5		6	
γ_d : 1.60, w : 15.9		γ_d : 1.37, w : 12.5		γ_d : 1.48, w : 11.4		γ_d : 1.45, w : 7.9		γ_d : 1.50, w : 8.42		γ_d : 1.54, w : 7.2	
貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g
8	91.0	6	85	2	52	8	237	8	150	8	200
18	103.5	19	97	30	121	18	268	18	173	18	228
29	105.0	30	97	—	—	28	268	28	176	28	232

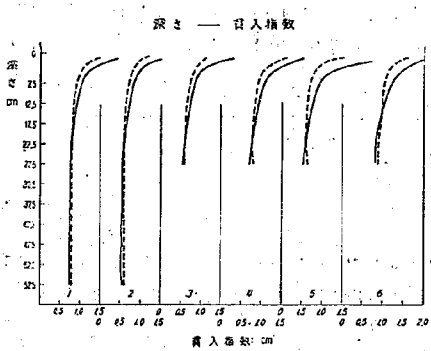
7		8		9		10		11		12	
γ_d : 1.56, w : 13.1		γ_d : 1.64, w : 20.2		γ_d : 1.63, w : 19.7		γ_d : 1.74, w : 18.5		γ_d : 1.62, w : 17.9		γ_d : 1.54, w : 14 6	
貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g
8	75	8	115	8	200	8	73	9	53	8	100
18	118	18	237	18	350	18	127	19	68	18	107
29	128	29	337	28	450	28	180	29	72	28	107

13		14		15		16		17		18	
γ_d : 1.43, w : 14.2		γ_d : 1.61, w : 13.3		γ_d : 1.46, w : 12.8		γ_d : 1.42, w : 12.5		γ_d : 1.65, w : 20.4		γ_d : 1.51, w : 20 3	
貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g
8	56	8	65	8	107	8	101	8	91	7	100
18	64	18	111	18	122	18	108	18	121	17	140
28	64	28	121	28	122	28	108	28	127	27	150

19		20		21		22		23		24	
γ_d : 1.55, w : 19.0		γ_d : 1.61, w : 18.8		γ_d : 1.68, w : 14.0		γ_d : 1.47, w : 13.9		γ_d : 1.58, w : 13.7		γ_d : 1.55, w : 13.7	
貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g
8	60	8	66	8	75	8	27	8	65	8	54
18	73	18	93	18	84	18	36	18	79	18	64
28	73	28	93	23	89	28	40	27	79	27	67

25		26		27		28		29		30	
γ_d:1.78, w:15.5		γ_d:1.63, w:15.6		γ_d:1.47, w:15.0		γ_d:1.72, w:15.0		γ_d:1.41, w:13.1		γ_d:1.62, w:13.0	
貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g	貫入量 cm	膨れ上り g
10	88	10	49	11	42	10	85	10	72	10	55
20	106	20	51	20	45	20	90	21	78	20	61
30	109	30	51	30	47	30	92	30	81	30	66

（註）　表中の γ_d は乾燥密度 (g/cm³)，w は含水比 (%) を示す．



図—5

1.5 m×1.5 m の面積を突き固めた地盤における貫入試験結果は表—3 の通りである．

表—3 によると，4 cm 附近以下は 10 cm 附近の貫入指数と殆んど同一である．ここに 10 cm 以下の指数を示してないのは一回の突き固め厚さが 15 cm 内外であるため，これ以下の貫入指数とは比較出来ないからである．

（2）　結果に対する考察．　モールドの場合の貫入指数は地表より 7 cm 附近まで深さの方向に漸減し，これ以下では減少率が非常に小さくなる．7.5 cm の深さの貫入指数を 1.0 とすると，27.5 cm の深さでは 0.75 に相当する．27.5 cm 以下では殆んど一定値となることが表—2，図—5 に示されている．然し表—3 によると，1.5 m×1.5 m の突き固め地盤では，深さ 4 cm 附近以下になると殆んど一定値となることが推定される．これは前者の場合，モールドの影響が若干あることを示すものである．

以上のことから貫入指数は地表附近を除いては，深さに無関係にその位置の地盤の土質条件によつて定まる指数であると考えることが出来る．

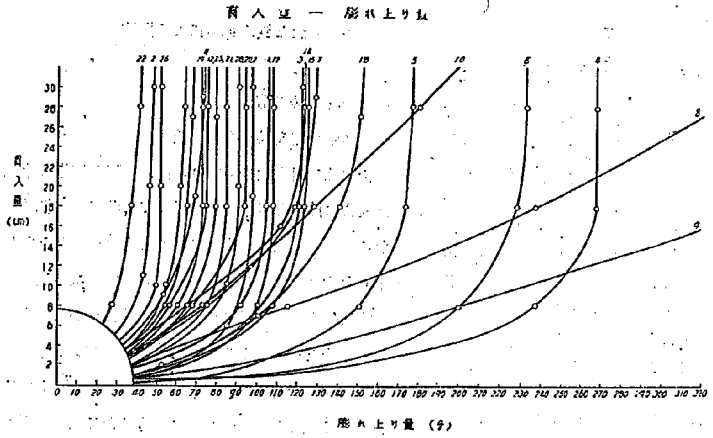
〔3〕　貫入量と地表面の膨れ上り量の関係

貫入機構が土の剪断破壊によるものであるか，或は圧密によるものであるか，又深さにより，それが如何に変化するかと言う点について考える．

（1）　実験結果　〔1〕に示した方法による実験結果は表—4，図—6 の如くである．

（2）　結果に対する考察　表—4，図—6 によつて明らかな如く，膨れ上り量は貫入試験の初期において生じ，貫入量 7～8 cm 附近で大部分が終了する．膨れ上りは剪断破壊による現象であるゆえ，地表附近の貫入抵抗は主として剪断抵抗であると考えられる．

貫入量 7 cm 附近以下では，膨れ上りの現象は非常に少なくなる．貫入量 10 cm につき排除する土量は供試体の見掛けの比重により異なるが，極少量の範囲であるので，排除された土は殆んど圧密されてしまうことになる．この場合土粒子と水分は圧縮されないと考えられるので，結局空気間隙が減少するわけである．

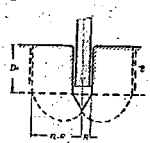


図—6

即ち地表附近は剪断破壊が生じて貫入し，内部では土の圧密により貫入する．

貫入現象が剪断破壊によるか，又は圧密によるかと云うことは次の条件によつて定まる．即ち剪断抵抗力 Q，圧密抵抗力を P とすれば $Q<P$ なる場合は剪断破壊が起り，$Q>P$ なる場合は圧密により貫入する．

表面摩擦がなく根入 D_f の場合に，貫入棒が剪断破壊により貫入するに要する荷重 Q は次式で与えられる．[2]



図—7

$$Q=\pi l^2(1.3CN_c+\gamma_1 D_f N_q+0.6\gamma N_\gamma)$$

ここに　C=粘着力　γ=土の単位重量　$\gamma_1=\gamma+2\dfrac{n\tau}{(n^2-1)R}$

n：Q が最少となる値

$$N_c=\cot\phi\left[\frac{a_\theta^2}{2\cos(45°+\phi/2)}-1\right]\qquad a_\theta=\left(\frac{3}{4}\pi-\frac{\phi}{2}\right)\tan\phi$$

$$N_q=\frac{a_\theta^2}{2\cos^2(45°+\phi/2)},\quad N_\gamma=\frac{1}{2}\tan\phi\left(\frac{\tan^2\left(45°+\frac{\phi}{2}\right)}{\cos^2\phi}-1\right)$$

圧密により貫入する場合の荷重 P は次式で与えられる．[3]

$$P=\frac{2Q_1^2h}{(Q_1+Q_2)\left(a\dfrac{1}{E_v}+b\right)}$$

ここに

E_v：横膨脹を妨げた場合の土の弾性係数

---

2) Terzaghi : Theoritical soil mechanics p. 136

3) 本文(4)式に $s=\dfrac{a\dfrac{1}{E_v}+b}{2}$ を代入．

表—5

番号	含水比%	乾燥密度 g/cm³	貫入指数 cm
1	15.9	1.60	0.92
2	12.5	1.37	1.85
3	11.4	1.48	0.85
4	7.9	1.45	0.84
5	8.4	1.50	0.63
6	7.2	1.54	0.54
7	13.1	1.56	0.70
8	20.2	1.64	4.10
9	19.7	1.69	2.90
10	18.5	1.74	1.21
11	17.9	1.62	1.10
12	14.6	1.54	0.98
13	14.2	1.43	1.74
14	13.3	1.51	0.42
15	12.8	1.46	1.16
16	12.5	1.42	1.48
17	20.4	1.65	3.60
18	20.3	1.61	3.80
19	19.0	1.55	2.32
20	18.8	1.61	1.67
21	14.0	1.68	0.32
22	13.9	1.47	1.45
23	13.7	1.58	0.58
24	13.7	1.55	0.82
25	15.5	1.78	0.47
26	15.6	1.63	0.76
27	15.0	1.47	1.72
28	15.0	1.72	0.41
29	13.1	1.41	1.92
30	13.0	1.62	0.44
31	9.7	1.55	0.54
32	9.9	1.49	0.77
33	9.1	1.59	0.33
34	7.2	1.55	0.46
35	11.1	1.52	6.66
36	16.3	1.61	0.90
37	16.9	1.53	1.63
38	16.7	1.61	0.92

a, b：土と貫入試験による常数

h：錘の落下高

Q_1：錘の重量

Q_2：貫入試験機の重量

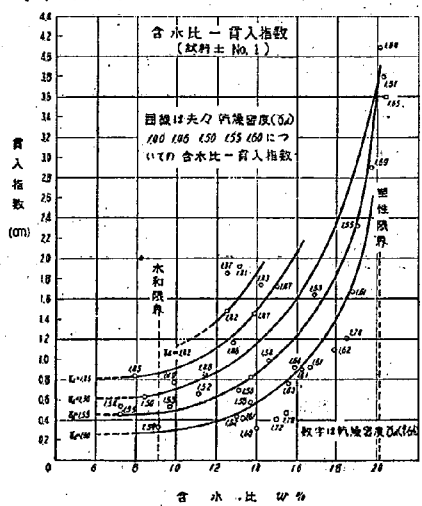
含水比が相当大きくなり，空気間隙が非常に小さくなつた場合には，容積圧縮率が減ずると共に剪断抵抗が小さくなるので，貫入量が大きくなつても $Q<P$ となり，膨れ上りを生ずることが実験結果の 8,9,10 等に示されている．

本実験もモールドにつめた供試体についてのものであるため，土とモールドの内面との摩擦抵抗力が小さく，剪断破壊面がモールドの面に沿つて生じ，$Q<P$ となる条件の成立する深さが実際地盤より大きくなると考えられる．既述のようにモールドの影響のない場合には深さ 4 cm 以下では膨れ上りが生じないことが観察された．

〔4〕 含水比，乾燥密度と貫入指数の関係

含水比，乾燥密度の異なる種々の供試体につき，〔1〕に示した方法により貫入試験を行つた．

（1） 実験結果　含水比，乾燥密度と貫入指数の関

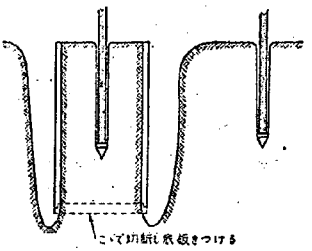


図—8

係を求めるには，深さに無関係な位置のものでなければならないため，深さ 10 cm より 30 cm までの各点について平均貫入指数を計算した．

実験結果は表—5 の通りである．

これを図示すると図—8 の如くなる．



図—9

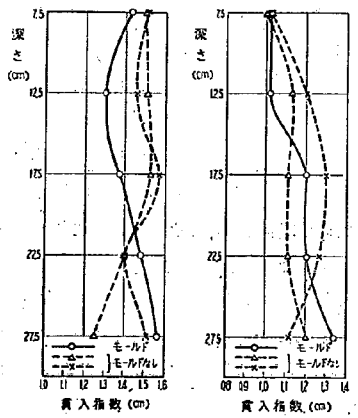
（2） **結果に対する考察**　図—8 によると，含水比 9 % 附近までは貫入指数は殆んど乾燥密度のみによつて定まる．これは含水比 9 % 附近までは水分が水和水として存在するためと

表—6 a

深さ cm	モールドなし 貫入指数 cm	モールドなし 貫入指数 cm	モールドあり 貫入指数 cm
7.5	1.51	1.50	1.43
12.5	1.46	1.51	1.30
17.5	1.57	1.53	1.37
22.5	1.40	1.40	1.48
27.5	1.51	1.25	1.57

表—6 b

深さ cm	モールドなし 貫入指数 cm	モールドなし 貫入指数 cm	モールドあり 貫入指数 cm
7.5	1.02	1.00	1.02
12.5	1.20	1.13	1.02
17.5	1.30	1.11	1.20
22.5	1.27	1.11	1.20
27.5	1.12	1.20	1.34



図—10

考えられる．

含水比が 9 % 以上になると水分は土粒子に潤滑性を与えるために土の圧密性が大きくなり貫入指数は含水比と共に増加する．

なお塑性限界附近になると潤滑性の激増と共に剪断抵抗が非常に小さくなり，貫入機構は剪断破壊となつて貫入指数は急激に増加する傾向を示す．

これ等の結果は全てモールド中に締固めた供試体について実験して得たものであるので，モールドが貫入指数に与える影響を関東ローム の地山において調べてみた．実験方法として図—9 の如く 1 つは地山を切り取つてモールドに填め，1 つは地山に直接貫入試験を行つた．この両者の貫入指数を比較すると表—6，図—10 の如くになつた．

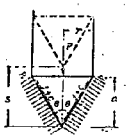
貫入指数は土質状態の変化に相当に敏感であるので，この結果では在来地盤に充分な均等性を求めることは無理であつたため 明確な判定は 出来ないが，本地盤では モールドの影響は認められないと考えてよいと思わ

れる．

Ⅲ　貫入指数と容積圧縮率との関係

〔1〕実 験 理 論

特性試験の結果より空気間隙のある地盤では，地表附近を除外すれば，貫入機構は主として土の圧密現象であるので，均等な地盤において，次の如き貫入機構が考えられる．



図—11

貫入試験機が貫入する場合，円錐体表面の応力分布を図—11 の如くであるとすれば，この面の静的均合条件のみ考えると次の式が成立する

$$P' = Ap_0 \sin\theta + Af\cos\theta + AC\cos\theta$$
$$= Ap_0 \sin\theta(1+\cot\theta\tan\alpha) + A\cdot C\cos\theta \quad \cdots\cdots(1)$$

ここに

f：土と試験機の単位面積当りの摩擦力

α：土と試験機との摩擦角

C：土と試験との単位面積当りの粘着力

A：円錐体の表面積

本実験では純粘土の場合を除外しているので，一般に粘着力 C は小さいから (1) 式の $A\cdot C\cos\theta$ を無視すると (1) は次の如くになる．

$$P_1 = Ap_0 \sin\theta(1+\cot\theta\tan\alpha) \quad \cdots\cdots(2)$$

又一方鍾の重量 W，落下高 H によるモーメンタム $W\cdot H$ によつてなされる仕事は $v=\pi r^2 s=\pi a^3\tan^2\theta\cdot\sec^2\theta$ の容積の土を排除するに要した仕事の量であるから貫入抵抗力 P_1 は土の圧密性に関係する弾性係数 E_v 形状の影響 α,θ の函数であるとも考えられるので $P'=F'(E_v,\theta,\alpha)$ とおくと

$$P_1 = F'(E_v,\theta,\alpha)\times A\cdot p_0\sin\theta(1+\cot\theta\cdot\tan\alpha) \quad \cdots\cdots(3)$$

とおくことが出来る．

なお定められた試験機を用いるときは A, θ, α は常数となるから

$$P_1 = F_0(E_v, p_0, \alpha)$$

となる．

一方貫入抵抗力は Eyterwein の杭の動力学的支持力公式によると次の如くあらわされる．

$$P_2 = \frac{Q_1{}^2 h}{(Q_1+Q_2)s} \quad \cdots\cdots(4)$$

ここに

Q_1=鍾の重さ

Q_2=試験機の重さ

h：鍾の落下高

s：1回の打撃による貫入量

今ここに $P_1=P_2$ とおき，s を求めると

$$s=\frac{\frac{\theta_1^2 h}{\theta_1+\theta_2}}{F_0(E_v, p_0, \alpha)} \quad \cdots\cdots(5)$$

$$\frac{1}{F_0(E_v, p_0, \alpha)}=F_1(E_v, p_0, \alpha) \quad \text{とすると}$$

$$s=F_1(E_v, p_0, \alpha)\frac{\theta_1^2 h}{\theta_1+\theta_2} \quad \cdots\cdots(6)$$

均等な地盤では貫入指数 $P.I.=2s$ である故にこれを書き直すと

$$P.I.=F_1(E_v, p_0, \alpha)\frac{2\theta_1^2 h}{\theta_1+\theta_2} \quad \cdots\cdots(7)$$

この式で支圧強度 p_0 は，その地盤の弾性特性により定まり，摩擦角 α は土質により変化するのであるが，普通現場で締め固めを行う程度の乾燥状態の土では略一定と見なしてよいとすれば上式は貫入指数 $P.I.$ と圧縮弾性係数 E_v との関係であらわすことが出来る．即ち

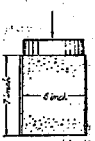
$$P.I.=F_2(E_v) \quad \cdots\cdots(8)$$

とすることが出来る．

従つて貫入指数 $P.I.$ と E_v との関係は (8) 式を実験的に求めればよいことになる．

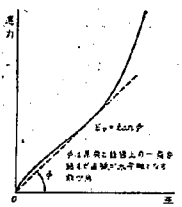
〔2〕実　験　方　法

(1) 試料土 No.1 の場合　(8) 式を実験的に決定する方法として，種々の含水比，乾燥密度の供試体の容積圧縮率として，横膨脹を妨げた場合の弾性係数 E_v[4] を測定し，その供試体の含水比，乾燥密度に相当する貫入指数を図—8 より求める．E_v の測定法は図—12 の如く C.B.R. モールドに試料土を三層詰にし，モールドの内径より稍々小さい載荷板により 100 kg/15 sec の載荷速度で一方向圧縮を行つた．



図—12

その結果より応力—歪曲線を画き，図—13 に示した方法で E_v を計算する．



図—13

(2) 試料土 No.2 の場合　(8) 式は (7) 式で明らかな如く，土と貫入試験機との摩擦角 α が異なれば，(8) 式もそれに応じて変化するゆえに，試料土 No.1 と α の異なる試験土 No.2 について，(8) 式を実験的に求めてみた．

このためには，横膨脹を妨げた場合の弾性係数 E_v を求めることと共に，その供試体の貫入指数を推定する図—8 の含水比——貫入指数の関係を，この試料土 No.2 についても求めておかねばならぬが，この試料土は処理上の差異による物理的，力学的性質の偏差の大きいために，その方法をとることが出来ないので次の様にした．

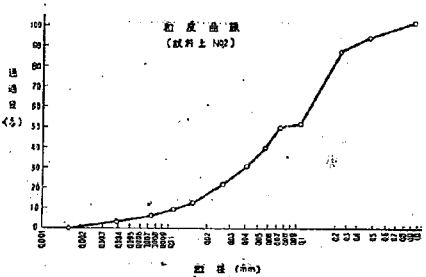
処理状態の同一の試料をモールドの 5.6 倍用意し，含水比の同一の状態で密度の異なる供試体を 3～5 個作成する．そして貫入指数，含水比および乾燥密度を測定することにより，同一な含水比における "乾燥密度と貫入指数" の関係を求める．

---

4) 本実験で求めた E_v は，弾性係数と云うよりも変形係数と称した方が適当と思われるが，一応弾性係数のまゝ使用した．

一方において，この試料の E_v を試料土 No. 1 と同様な方法により測定し，乾燥密度を求むれば，上記の“乾燥密度と貫入指数”の関係より，その供試体の貫入指数が得られる．

なおこの試料土 No.2 の物理的性質は，表—7 の通りで，なお粒度を図示すれば図—14 の如くなる．



図—14

表—7

粒径 mm.	重量百分率	粒径 mm	重量百分率
0.864以下	99.92	0.0260以下	21.48
0.381	93.52	0.0150	12.27
0.221	86.54	0.0110	9.11
0.107	51.14	0.0074	6.14
0.074	49.68	0.0040	3.07
0.057	39.95	0.0016	0
0.041	30.73		

塑性限界	62.7 %	液性限界	——
比　重	2.65	採取地	赤羽高台

〔3〕実験結果

（1）　試料土 No.1　供試体の含水比，乾燥密度，E_v，$1/E_v$，および貫入指数を示すと表—8 の通りである．

表—8

番号	含水比 %	乾燥密度 g/cm³	E_v kg/cm²	$1/E_v$ cm²/kg	貫入指数 cm	番号	含水比 %	乾燥密度 g/cm³	E_v kg/cm²	$1/E_v$ cm²/kg	貫入指数 cm
1	12.0	1.48	126	0.00812	0.90	18	18.1	1.59	77	0.01305	1.45
2	11.6	1.62	365	0.00274	0.30	16	18.0	1.64	115	0.00870	1.15
3	13.8	1.66	299	0.00335	0.38	20	7.7	1.47	188	0.00531	0.78
4	9.3	1.50	196	0.00511	0.70	21	7.5	1.51	246	0.00462	0.65
5	12.5	1.66	348	0.00287	0.30	22	10.8	1.43	119	0.00840	1.00
6	11.4	1.44	96	0.01045	1.03	23	15.3	1.50	80	0.01245	1.38
7	11.2	1.53	216	0.00465	0.65	24	14.8	1.49	82	0.01223	1.30
8	11.0	1.50	187	0.00534	0.76	25	15.6	1.50	72	0.01397	1.48
9	12.9	1.49	95	0.01054	1.00	26	15.3	1.56	110	0.00910	1.04
10	12.8	1.57	204	0.00490	0.60	27	16.2	1.49	52	0.01928	1.80
11	14.9	1.57	125	0.00802	0.86	28	16.1	1.56	93	0.01080	1.20
12	14.8	1.47	65	0.01537	1.60	29	17.5	1.56	73	0.01368	1.55
13	14.7	1.63	205	0.00488	0.55	30	17.2	1.64	145	0.00688	0.90
14	14.8	1.65	232	0.00431	0.50	31	11.0	1.44	121	0.00825	1.04
15	15.9	1.56	95	0.01054	1.14	32	10.3	1.51	187	0.00537	0.70
16	15.2	1.57	127	0.00775	0.92	33	11.2	1.56	243	0.00412	0.54
17	14.9	1.62	199	0.00504	0.60						

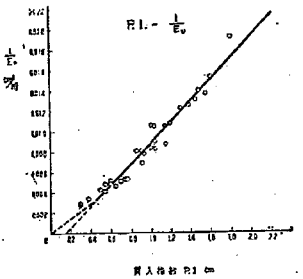
表—8 の貫入指数 $P.I.$ と $1/E_v$ の関係を図示すれば次の如くなる.

貫入指数と $1/E_v$ との関係式は微密に云うと原点を通る曲線と考えられるが, 実験範囲内では, ほゞ直線と仮定出来るので, 最小自乗法により常数を決定すれば次式の如くなる.

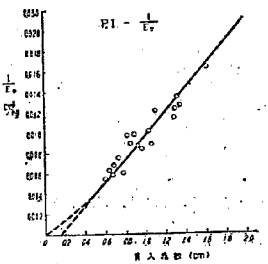
$$P.I.=95.6\frac{1}{E_v}+0.15 \quad \cdots\cdots (9)$$

これを $1/E_v$ について書きなおすと

$$\frac{1}{E_v}=0.01045\,P.I.-0.00157 \quad \cdots\cdots (10)$$



図—15



図—16

（2） 試料土 No.2　乾燥密度と貫入指数, E_v などの関係の〔2〕実験方法により求めると 表—9 の如くになる. これを貫入指数と$\frac{1}{E_v}$の関係に図示すると図—16 の如くになる. これは実験範囲内では, ほゞ直線

表—9

	含水比 %	乾燥密度 g/cm³	E_v kg/cm²	$1/E_v$ cm²/kg	貫入指数 cm
実験 1, 1	48.9	0.852	160	0.00627	0.64
〃 , 2	50.0	4.829	168	0.00597	0.77
〃 , 3	49.5	0.847	171	0.00586	0.67
〃 , 4	49.2	0.824	130	0.00772	0.81
〃 , 5	48.0	0.815	115	0.00870	0.92
〃 , 6	50.1	0.792	80	0.01260	1.35
実験 2, 1	53.8	0.803	75	0.01340	1.32
〃 , 2	53.6	0.802	114	0.00880	1.06
〃 , 3	53.6	0.828	121	0.00835	0.96
実験 3, 1	54.0	0.808	61	0.01630	1.16
〃 , 2	54.0	0.848	99	0.01010	1.03
〃 , 3	53.9	0.848	83	0.01210	1.10
〃 , 4	54.6	0.829	81	0.01230	1.30
〃 , 5	53.8	0.830	88	0.01140	1.29

実験 4, 1	55.7	0.883	113	0.00384	0.84
〃 , 2	55.4	0.877	103	0.00375	0.88
〃 , 3	55.3	0.926	184	0.00544	0.60
〃 , 4	55.2	0.902	134	0.00749	0.73
〃 , 5	55.1	0.910	148	0.00675	0.63

と仮定してよいから，最小自乗法により，常数を決定すると次式の如くなる．

$$P.I.=87.5\frac{1}{E_v}+0.163 \quad \cdots\cdots (11)$$

これを $\frac{1}{E_v}$ につき書きなおすと

$$\frac{1}{E_v}=0.01143\ P.I.-0.00186 \quad \cdots\cdots (12)$$

〔4〕 結果に対する考察

(8) 式を実験的に決定したものは，$P.I.$ 0.4 cm—2.0 cm までの範囲では

$$P.I.=a\frac{1}{E_v}+b \quad \cdots\cdots (13)$$

なる形で表わされる．しかし $P.I.$ 0.4 cm 以下では (13) 式は成立せず，図—15, 16 の如く曲線となつて原点を通るものと考えられる．

(13) 式の常数 a, b は (7) 式において，明らかなように，土と貫入試験機との摩擦角 α によつて異なり，α の小なる程常数 a, b は大となる．

試料土 No.1, No.2 については，それぞれ (9), (11) 式によつて示される．

即ち

試料土 No. 1 $P.I.=95.6\frac{1}{E_v}+0.150$ ……(9)

試料土 No. 2 $P.I.=87.5\frac{1}{E_v}+0.163$ ……(11)

土と貫入試験機との摩擦角 α は装置の関係上測定出来なかつたが，α が土の内部摩擦角に比例するものとすれば，試料土 No.1, No.2 の内部摩擦角は気乾状態において，それぞれ 27°35′, 28°15′ であるので，α もほぼ同一と考えられる．それ故 (9), (11) 式の a, b の値が接近しているのも当然のことである．

本実験が粘土を除外したのは，粘土地盤は載荷法が静的又は動的であるかにより，その力学的性質に及ぼす影響が相当異なるので，動的な貫入試験により静的な支持力と関係づけることが困難であること，および水分により飽和されている場合が多く，貫入機構が空気間隙が減少する圧密作用でなく，水分の移動による圧密となり解析が複雑となるためである．

Ⅳ 横膨脹を防げた場合の弾性係数 E_v と弾性係数 E との関係

金属の如き弾性体については，E_v と E との間に次の如き関係がある．

$$E=\frac{1-\nu-2\nu^2}{1-\nu}E_v \quad \cdots\cdots(14)$$

ただし　ν：ポアソン比

土のような物質でも，応力—歪曲線は初期においては直線と見做されるので，上式が近似的に成立するものと考えられる．[5]

土は含水比，乾燥密度によりポアソン比 ν は異なるが，本実験の範囲では，空気間隙が相当ある場合であるから，一様に $\nu=0.2$ と仮定すると，(14) 式は次の如くなる．

$$E=\frac{1-0.2-0.08}{1-0.2}E_v=0.90\,E_v \quad \cdots\cdots(15)$$

この式を用いて (10)，(12) 式を弾性係数 E について書き直すと，夫々次の通りである．

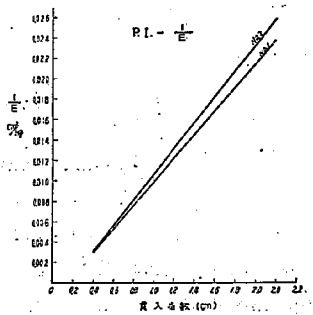
試料土 No. 1 (10式)　$\frac{1}{E}=0.0116\,P.I.-0.00174$ ……(16)

試料土 No. 2 (12式)　$\frac{1}{E}=0.0127\,P.I.-0.00207$ ……(17)

ただし　E：kg/cm²，　$P.I.$：cm

16，17 式を図示すれば図—17 の如くである．

従つて，貫入指数 $P.I.$ を測定すれば 16，17 式或は図—21 により，弾性係数 E を求めることが出来る．



図—17

V　貫入試験による地盤支持力の測定

〔1〕 実 験 理 論

貫入試験結果より貫入指数を求むれば，IV の (16)，(17) 式又は図—17 により，各深さの弾性係数 E を計算することが出来る．しかし地表部分の貫入指数は使用出来ないので，[6] 深さ 4 cm 附近の貫入指数を地表部分のものと同等と仮定して，地表の弾性係数 E_0 を求める．

この様にして，各深さの弾性係数を求むれば Boussinesq の弾性的支持力理論[7] を応用して

1. 支持力係数
2. 許容沈下量に対する荷重

を計算することが出来る．

一定の荷重 (kg/cm²) により生ずる沈下量は載荷面の形状，大きさおよび荷重分布状態により異なる．本研究は路床支持力の測定に主眼を置いたので，載荷面は円形とした．荷重分布状態は載荷法が同一でも，地盤の性質により異なる[8] のであるが，粘土と砂地盤の中間をとつて等分布と仮定した．

---

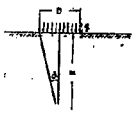
5) Terzaghi : Erdbaumechanik 第 I hauptstück.

6) 本文 II 章〔2〕

7) 谷藤正三：路盤に関する土質力学的研究　建設省土木研究所 24 年 3 月．

8) Kegler, Scheidig : Baugrund und Bauwerk. S 100.

直径 D なる円形載荷面に等分布荷重 q kg/cm² が加えられた場合，載荷重中心の沈下量 w は次式で求められる。[9]



図—18

（1） 均等な地盤（貫入指数の一定な場合）

$$w=\frac{(1-\nu^2)D}{E}q \quad \cdots\cdots (18)$$

（2） 深さの方向に弾性係数の増加する地盤（深さの方向に貫入指数の減少する場合）

$$w=\frac{\zeta(1-\nu^2)D}{E_0}q \quad \cdots\cdots (19)$$

ここに

$$\zeta=\int_0^{\frac{\pi}{2}}\frac{E_0}{E_z}\left(\frac{1-\cos\alpha}{\sin^2\alpha}-\frac{1-\cos\alpha-\sin^2\alpha\cos\alpha}{2(1-\nu)\sin^2\alpha}\right)d\alpha \quad [10]$$

E_0：地表の弾性係数

E_z：深さ z の位置の弾性係数

ν：ポアソン比（0.2 と仮定する）

この ζ を求める積分は一般に不可能であるので図式的に計算する。

（3） 深さの方向に弾性係数の減少する地盤（深さの方向に貫入指数の増加する場合）および弾性係数の増減が交互する地盤（貫入指数の増減が交互する場合）

この場合一般に沈下量 w を計算によつて求めることは困難であるが，しかし弾性係数減少の比率が小さい場合には近似的に（19）式が使用出来る。

支持力係数 K は

$$K=\frac{\text{荷重強度}}{\text{沈下量}}=\frac{q}{w} \quad \cdots\cdots (20)$$

である。それゆえ

（1）の地盤では

$$K=\frac{E}{(1-\nu^2)D} \quad \cdots\cdots (21)$$

（2）の地盤では

$$K=\frac{E_0}{\zeta(1-\nu^2)D} \quad \cdots\cdots (22)$$

（3），の地盤では

前述の如く一般には，計算式はたてられないが弾性係数の変化率の少くない場合に限り（22）式が使用出来る。

許容沈下量 w_0 に対する荷重 q_0 は次式によつて求められる。

---

9) 谷藤正三：路盤に関する土質力学的研究　建設省土木研究所．昭和24年3月

10) 星埜和，基礎の支持力論 p.72

(1) の地盤では

(18) 式より　$$q_0=\frac{w_0E}{(1-\nu^2)D} \quad \cdots\cdots (23)$$

(2) の地盤では

(19) の式より　$$q_0=\frac{w_0E_0}{\zeta(1-\nu^2)D} \quad \cdots\cdots (24)$$

(3) の地盤では

弾性係数の変化率の少くない場合に限り (24) 式が使用出来る.

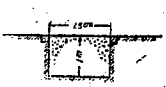
載荷面の直径 D は状況に応じて決定すべきものであるが, 路盤, 路床の場合には D=30 cm が適当と考えられる.[11]

D=30 cm とすると(22), (24) 式の ζ の値は $\alpha_1\fallingdotseq 10°$ (深さ 70 cm) までで充分に決定出来るので, 貫入試験も 70 cm 附近まで行えばよいことになる. しかし D が大きくなれば, 貫入試験もより深くまで行う必要があるわけである.

以上の如くして計算した支持力係数および許容沈下量に対する荷重を実測値と比較するために, 貫入試験と同時に D=30 cm の載荷板により載荷試験を行つた.

〔2〕 実 験 方 法

(1) **貫入試験**　実験地盤として, 図—19 の如き 1.5 m×1.5 m×1 m の坑を掘り試料土 No. 3 を層厚 15 cm 毎に "タコ" により突き固めた.



図—19

貫入試験は中央部を除いた 3 箇所, 載荷試験前実施し, 深さ 70 cm 附近まで行い, 深さ 4 cm——10 cm, 10 cm——15 cm, 15 cm——20 cm, 20 cm——25 cm, 25 cm——40 cm, 40 cm——55 cm, 65 cm——69 cm の各区間の平均貫入指数を求め, これを夫々 7 cm, 12.5 cm, 17.5 cm, 22.5 cm; 32.5 cm, 47.5 cm, 67 cm の深さの貫入指数とする.

これ等の貫入指数を用いて (16) 式又は図—17 より各深さの弾性係数 E を計算する. この場合地表の弾性係数 E_0 は深さ 7 cm のものと同一とし, 又深さ 67 cm 以下は 67 cm の位置の弾性係数と同等と仮定した. ここに試料 No.1 の貫入指数と弾性係数の関係式を用いたのは, 本実験に使用した試料土 No.3 が No.1 と物理的性質が殆んど一致しているためである.

この様にして, 各深さの弾性係数 E が求まれば, 支持力係数 K は (21) 式, および (22) 式より計算出来る. これ等の式に D=30 cm, ν=0.2 を代入すると

(21) 式は次の如くなる.

$$K=\frac{E}{(1-\nu^2)D}=\frac{E}{(1-0.2^2)30}=\frac{E}{28.8}\ \mathrm{kg/cm^3} \quad \cdots\cdots (25)$$

又 (22) 式は次の如くなる.

$$K=\frac{E}{\zeta(1-\nu^2)D}=\frac{E}{\zeta(1-0.2^2)30}=\frac{E}{\zeta 28.8}\ \mathrm{kg/cm^3} \quad \cdots\cdots (26)$$

---

[11] 谷藤正三：路盤に関する土質力学的研究 p. 45

ここに

$$\zeta=\int_0^{\frac{\pi}{2}}\frac{E_0}{E_z}\left(\frac{1-\cos\alpha}{\sin^2\alpha}-\frac{1-\cos\alpha-\sin^2\alpha\cos\alpha}{2(1-\nu)\sin^2\alpha}\right)d\alpha$$

$$=\int_0^{\frac{\pi}{2}}\frac{E_0}{E_z}\left(0.375\frac{1-\cos\alpha}{\sin^2\alpha}+0.625\cos\alpha\right)d\alpha \quad \cdots\cdots(27)$$

許容沈下量 0.5 cm に対する荷重 q_0 は (23), (24) 式により求めることが出来る．これ等の式に D=30 cm, ν=0.2 を代入すると，(23) 式は次の如くなる．

$$q_0=\frac{w_0E}{(1-\nu^2)D}=\frac{0.5E}{(1-0.2^2)30}=\frac{E}{57.6} \quad \cdots\cdots(28)$$

又 (24) 式は次の如くなる．

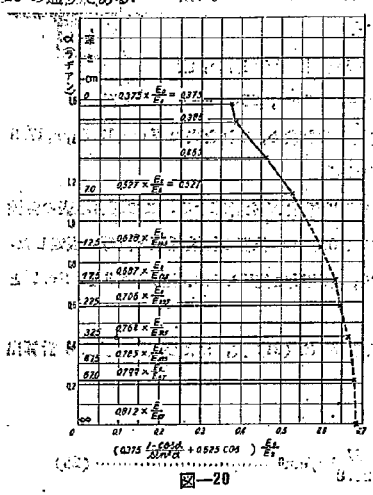
$$q_0=\frac{w_0E_0}{\zeta(1-\nu^2)D}=\frac{0.5E_0}{\zeta(1-0.2^2)30}=\frac{E_0}{57.6\zeta} \quad \cdots\cdots(29)$$

ここに

ζ は (27) 式と同じである．

(27) 式の ζ は一般に積分不可能であるので，次の如くして図式的に求めることが出来る．

即ち各深さに相当する角 α (図—18 参照) を求め，27 式の ( ) 中を計算する．この結果を示せば，表—10 の通りである．



図—20

表—10

深さ (cm)	α (ラヂアン)	$0.375\frac{1-\cos\alpha}{\sin^2\alpha}+0.625\cos\alpha$
0	1.571	0.375
—	1.484	0.385
—	1.309	0.460
7	1.135	0.527
12.5	0.876	0.628
17.5	0.710	0.637
22.5	0.585	0.726
32.5	0.433	0.764
47.5	0.305	0.785
67.0	0.221	0.799
—	0.037	0.809
∞	0	0.812

又地表の弾性係数 E_0 と深さ z の位置の弾性係数 E_z との比 $\frac{E_0}{E_z}$ を求め，これを 27 式の ( ) の値に乗じたものを横軸にとり，縦軸に角 α をとれば図—20 の如くなる．この場合深さ 7 cm より地表までは $\frac{E_0}{E_z}=\frac{E_0}{E_0}=1$ である．

図—20 において面積を計算すれば (27) 式の ζ を直ちに求めることが出来る．

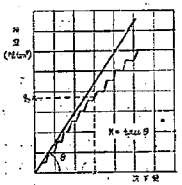
（2） 載荷試験　貫入試験終了後，試験地盤中央部において実施した．

載荷板は水平に整えた地盤面に厚さ約 2 mm の乾燥砂を敷いて，その上に設置し，地盤と密着させるため，0.354 kg/cm². (5 LB/inch²) にの荷重を加える．

載荷法は荷重を 0.354 kg/cm² ずつ増加し，荷重の増加毎に 10 秒間に 1/500 cm 以内の沈下速度になるまで放置する．これは載荷速度によつて沈下量に差異を生ずる欠点を除くためである．

沈下量の測定は 2 箇のダイヤルゲージを載荷板の直径上の対称点に取りつけ，平均値を求め，これを沈下量とした．

この様にして求めた荷重と沈下量を図—21 の如く荷重—沈下量曲線として表わし，初期接線より支持係数 K，この曲線より許容沈下量 0.5 cm に対する荷重強度 q_0 を求めた．



図—21

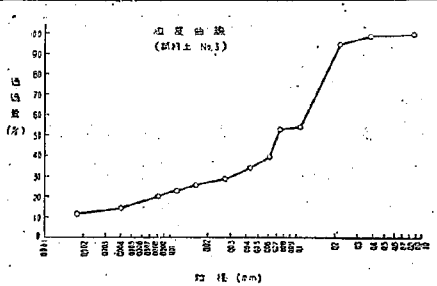
載荷装置として，3 ton 圧縮試験機を応用した．

本実験に使用した試料土 No. 3 の物理的性質を表示すれば次の通りである．なお粒度を図—22 に示す．

表—11

粒径 mm	重量百分率	粒径 mm	重量百分率
0.864 以下	100.0	0.028 以下	28.4
0.381	99.1	0.016	25.5
0.221	95.1	0.011	22.7
0.107	54.3	0.008	19.8
0.074	53.6	0.004	14.2
0.061	39.6	0.002	11.3
0.043	34.0		

比重	2.72	採取地	荒川赤羽堤外地
塑性限界	20.8 %		



図—22

〔3〕 実験結果

各深さにおける貫入指数 $P.I.$ およびそれに相当する弾性係数 E を 16 式又は図—17 により求めた結果は表—12 の如くである．

表—12 によれば，これ等の実験地盤は深さの方向に弾性係数の増加するものと，弾性係数の増減が交互するものとあるが，後者はその変化率が少くないので，前者の場合に適合する (26) 式が共に使用出来る．それ故上表の弾性係数より $\frac{E_0}{E_z}$ を計算し，図—20 を利用して ζ の値を図式的に求めた結果は表—13 の通りである．

上表の ζ の値と E_0 を (26) 式に代入して得た支持力係数 K と載荷試験により求めた値とを示すと表—14 の如くである．

又 (29) 式によつて求めた許容沈下量 0.5 cm に対する荷重 q_0 と載荷試験により求めた値とを示すと表—15 の通りである．

〔4〕 結果に対する考察

表—14 と表—15 において明らかな如く実験 5

表—12

番号	1		2		3		4		5		6	
深さ cm	$P.I.$ cm	E kg/cm²	$P.I.$ cm	E kg/cm²	$P.I.$ cm	E kg/cm²	$P.I.$ cm	E kg/cm²	$P.I.$ cm	E kg/cm²	$P.I.$ cm	E kg/cm²
0	1.45	66.5	1.10	91	1.31	74.5	0.90	115	1.32	74.0	0.99	102.5
7.0	1.45	66.5	1.10	91	1.31	74.5	0.90	115	1.32	74.0	0.99	102.5
12.5	1.38	70.0	0.94	109	1.18	84.0	0.87	120	1.48	65.0	0.95	108.0
17.5	1.29	75.5	0.86	121	1.07	94.0	0.82	128	1.55	61.5	0.92	112.0
22.5	1.15	86.0	0.82	128	1.12	89.0	0.79	135	1.92	49.0	0.93	110.0
32.5	1.06	95.0	0.81	131	0.93	110.0	0.78	137	1.75	54.0	0.88	118.0
47.5	1.03	98 0	0.95	108	0.88	118.0	0.77	139	1.36	71.0	0.84	125.0
67.0	0.95	108.0	0.87	120	0.80	132.0	0.62	184	0.60	192.0	0.65	172.0
以下	0.95	108.0	0.87	120	0.80	132.0	0.62	184	0.60	192.0	0.65	172.0

表—13

番号	1	2	3	4	5	6
ζ	0.815	0.790	0.790	0.855	1.00	0.85

表—14

実験番号	1	2	3	4	5	6
$K=\frac{E_0}{\zeta 28.8}$ (kg/cm³)	2.83	4.00	3.23	4.68	2.56	4.20
実測 K 値 (kg/cm³)	3.20	4.25	3.34	4.25	1.53	4.62

表—15

実験番号	1	2	3	4	5	6
$q_0=\frac{E_0}{\zeta 57.6}$ (kg/cm²)	1.41	2.00	1.61	2.34	1.28	2.10
実測 q_0 (kg/cm²)	1.40	1.90	1.60	1.90	0.65	2.00

を除いて，支持力係数 K および 0.5 cm の沈下に対する荷重 q_0 は載荷試験による実測値と相当によく一致している．

実験5は含水比 20.0 % で水分が飽和状態に近く，中央に載荷すると周囲が膨れ上り，載荷板の沈下が土の圧縮によるものでなく側方移動による場合であつたので，当然この貫入試験法の理論による計算値とかなりの差を生じたわけである．

従つて，これ等のことから地盤に空気間隙が存在し，その間隙の圧密によつて地盤が沈下する場合には，この貫入試験法は非常に有效であると云える．

Ⅵ 既設路床における支持力の測定

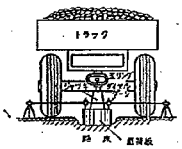
実験地盤が前章で取扱つた如き土に組織のない突き固め地盤の場合には貫入試験機が貫入する際，その先端附近の土は単に機械的に密度が大きくなるのみであつて，その状態に根本的な差異を生じないので，静力学な載荷試験との間に単一な取り扱いが出来たが，土に組織のある地山（既設路床）においては貫入指数が組織の破壊抵抗の影響を受けるため，この貫入試験法の理論はそのまま適用することは出来ないかもしれないが，一応この方法で処理した結果と実測値とを比較してみた．

又粘土地盤については今まで土に組織のない突き固め地盤についても貫入試験法は無理な点が多いので取り

扱わなかつたが，ここでは粘土地山（既設路床）においても一応貫入試験法を適用してみた．

〔1〕 実 験 方 法

路表の砂利層を除去して路床面を水平に切り均らし，図—23 に示すようにトラックを荷重としてオイルジャッキにより載荷した．載荷法は前章と同様な方法を用いた．荷重は歪リングで測定し，沈下量を2箇のダイアルゲージで求めた．載荷板は径 30 cm とした．



図—23

貫入試験は載荷試験終了後その位置で行つた．この場合，載荷試験による地盤の密度の増加が貫入指数に及ぼす影響は無視出来る程度のものであることは，前章の実験で経験した所である．又路床は深さの方向の貫入指数の変化が大きいので，この方法を取らざるを得なかつた．

実験は埼玉県の既設道路の路床について実施した．土質は関東ロームと粘土の2種類である．

貫入指数により弾性係数 E を求めるには，土質に拘らず (16) 式又は図—17 を使用した．

関東ローム路床の支持力は前章の (26) 式および (29) 式で与えられる．

即ち

$$\text{支持力係数}\quad K=\frac{E_0}{\zeta 28.8}\ \text{kg/cm}^3 \qquad (26)$$

$$0.5\ \text{cm 沈下に対する荷重}\quad q_0=\frac{E_0}{\zeta 57.6}\ \text{kg/cm}^2 \qquad (29)$$

粘土路床においては，載荷板下の反力分布が弾性地盤上の剛性板による反力状態と同一と考えられるので[12]次式を使用した．

$$\text{支持力係数}\quad K=\frac{E_0}{\zeta\zeta'(1-\nu^2)D}=\frac{E_0}{\zeta 22.6}\ \text{kg/cm}^3 \qquad (30)$$

$$\text{但し}\qquad \zeta'=\frac{\pi}{4}\quad (\text{反力分布による係数})^{13}$$

$$0.5\ \text{cm 沈下に対する荷重}\quad q_0=\frac{0.5E_0}{\zeta\zeta'(1-\nu^2)D}=\frac{E_0}{\zeta 45.2}\ \text{kg/cm}^2 \qquad (31)$$

なお，路床表面の貫入指数は前章の如く深さ 7 cm の位置のものと同等とは見做し得ないので，深さ 1 cm より 4 cm までの貫入指数の 80 %[14] をとつた．この値の多少の差異は結果に殆んど影響はない．

〔2〕 実 験 結 果

（1） **関東ローム路床**　各深さにおける貫入指数およびそれに相当する弾性係数は表—16 の如くである．表—16 によると，これ等の地盤は表面部分が相当に弾性係数が大きく，内部に行くに従い漸次減少する傾向がある．この様な場合にも近似的には (26) 式が適用され得るものとし，上表より $\frac{E_0}{E_x}$ を求め，図—20 を

12) Kögler, Scheidig : Baugrund und Bauwerk S. 100.

13) Timoshenko : Theory of Elasticity.

14) 地表附近は均等な地盤でも内部より大きく出るので 80 % とした．

表—16

番号	1		2		3		4		5		6		7		8		9	
深さcm ＼	P.I	E	P.I	E	P.I	E	P.I	E	P.I	E	P.I	E	P.I	E	P.I	E	P.I	E
0	0.40	350.0	0.50	250.0	0.70	156.0	1.00	101.0	1.00	101.0	0.40	350.0	0.80	133.0	0.50	250.0	0.30	500.0
7.0	0.64	175.0	0.88	118.0	0.81	130.0	1.08	92.5	1.12	89.0	0.71	154.0	1.06	94.0	0.92	112.0	0.65	172.0
12.5	0.66	170.0	1.15	86.0	1.04	97.0	1.20	82.0	1.06	94.0	1.03	98.0	1.41	68.5	1.12	89.0	0.99	105.0
17.5	0.84	125.0	1.40	69.0	1.15	86.0	1.36	71.0	1.08	92.5	1.15	86.0	1.53	62.5	1.20	82.0	1.13	88.0
22.5	1.12	89.0	1.82	52.0	1.40	69.0	1.31	75.0	1.17	85.0	1.11	90.0	1.30	75.0	1.19	83.0	1.43	67.5
32.5	1.99	49.0	1.73	54.5	1.70	56.0	1.46	66.0	1.06	94.0	1.23	80.0	1.07	93.5	1.30	75.0	1.38	70.0
47.5	1.51	63.5	1.32	74.0	1.46	66.0	1.20	82.0	1.14	87.0	1.00	101.0	1.26	77.5	1.26	77.5	1.54	62.0
67.0	1.03	98.0	1.07	93.5	1.28	76.5	1.52	63.0	1.57	60.5	1.07	93.5	1.05	96.0	1.26	77.5	1.24	79.0
以下	1.03	98.0	1.07	93.5	1.28	76.5	1.52	63.0	1.57	60.5	1.07	93.5	1.05	96.0	1.26	77.5	1.24	79.0

利用して ζ の値を図式的に求めた結果は表—17 の通りである.

表—17 の ζ の値と E_0 を (26) 式に代入して得た支持力係数 K と載荷試験により求めた値とを示すと表—18 の如くである.

又 (29) 式によつて求めた許容沈下量 0.5 cm に対する荷重 q_0 と載荷試験により求めた値とを示せば表—19 の通りである.

表—17

番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
ζ	3.39	2.95	1.83	1.31	1.19	3.30	1.57	2.76	5.10

表—18

番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$K=\frac{E_0}{\zeta 28.8}$ (kg/cm³)	3.60	2.95	2.97	2.69	2.95	3.68	2.94	3.14	3.40
実測 K 値	5.92	4.00	3.34	3.00	2.61	3.47	2.88	3.92	4.25

表—19

番号	1	2	3	4	5	6	7	8	9
$q_0=\frac{E_0}{\zeta 57.6}$ (kg/cm²)	1.79	1.47	1.48	1.34	1.47	1.84	1.47	1.57	2.55
実測 q_0	2.90	2.00	1.50	1.50	1.22	1.72	1.40	1.90	2.88

(2) 粘土路床　各深さの貫入指数およびそれに相当する弾性係数を求めると表—20 の通りである. (粘土の貫入指数と弾性係数の関係式は (16) 式と相当差異があると思われるが, 一応この式を使用した.)

表—20 より $\frac{E_0}{E_z}$ を求め図—20 を利用して ζ の値を図式的に求めた結果は表—21 の通りである.

表—20

番号	1		2		3		4		5		6	
深さ cm	P.I. cm	E kg/cm²	P.I. cm	E kg/cm²	P.I. cm	E kg/cm²	P.I. cm	E kg/cm²	P.I. cm	E kg/cm²	P.I. cm	E kg/cm²
0	0.40	350	0.80	133	0.90	115.0	0.40	350	0.90	115	1.40	69
7.0	0.44	300	0.90	115	1.08	93.0	0.40	350	0.89	116	1.57	61
12.5	0.47	274	0.83	126	1.20	82.0	0.61	189	1.46	66	1.97	47
17.5	0.52	236	0.81	130	1.24	79.0	0.83	126	1.66	57	1.01	100
22.5	0.63	180	0.80	133	1.34	72.5	1.10	91	1.85	51	0.63	180
32.5	0.81	131	1.32	74	1.58	60.0	1.35	72	2.21	42	0.78	137
47.5	0.91	114	1.72	54	2.07	45.0	2.29	40	2.76	25	2.11	44
67.5	0.91	114	1.80	52	2.10	44.0	1.80	52	2.60	33	0.63	180
以下	0.91	114	1.80	52	2.10	44.0	1.80	52	2.60	33	0.63	180

表—21

番号	1	2	3	4	5	6
ζ	1.90	1.51	1.73	3.75	2.31	0.85

上表の ζ および E_0 を (26) 式に代入して計算した支持力係数 K と実測値とを表—22 に示す.

表—22

実験番号	1	2	3	4	5	6
$K=\frac{E_0}{\zeta 22.6}$ (kg/cm³)	8.15	3.90	2.94	4.15	2.20	3.60
実測 K 値 (kg/cm³)	11.60	6.36	5.96	9.30	4.14	4.23

又 (29) 式によつて求めた許容沈下量 0.5 cm に対する荷重 q_0 と実測値とを示すと表—23 の通りである.

表—23

実験番号	1	2	3	4	5	6
$q_0=\frac{E_0}{\zeta 45.2}$ (kg/cm²)	4.08	1.95	1.47	2.06	1.10	1.80
実測 q_0 (kg/cm²)	測定不能	2.50	2.45	4.20	2.04	2.14

〔3〕 結果に対する考察

既設路床は一般に上層の弾性係数が大きく内部に行くに従い弾性係数が小さくなるので (26) 式および (29) 式により計算した支持力係数 K, 許容沈下量に対する荷重 q_0 は理論的に過小になるのであつて, 本実験結果が実測値よりも小さいのもこの影響があるものと考えられる.

なお粘土路床は関東ローム路床よりも実測値に対し更に小さい値を示しているが, これは粘土の場合には貫入指数と弾性係数の関係が (16) 式とは相当に異なるためである. 粘土は貫入試験機との摩擦角 α が 0 に近

いので (7) 式で明らかな如く一定の貫入指数に対する弾性係数の値が (16) 式より大きく出るのである．それ故粘土について貫入指数と弾性係数との関係式を実験的に求むれば，粘土地盤についても相当によい結果が得られると考えられる．

本章の既設路床の如く土に組織のある地盤でも，この組織の影響は案外に小さいことが関東ローム地盤の実験結果により明らかにされた．ただ既設路床は内部程弾性係数が小さくなるので計算値が実測値より小さく出る．それゆえ地下水位が地盤面に近い所ではこの傾向が著しくなり，表面の弾性係数が内部の 10 倍を超えると本実験法は不適当である．

Ⅶ 結　　語

上述の結果を要約すれば次の通りである

（1） 貫入指数は地表附近（深さ約 4 cm）を除外すると，深さに無関係に主として土の容積圧縮率によつて定まる．

（2） 土の容積圧縮率として，横膨脹を妨げた場合の弾性係数 E_v (kg/cm²) をとると，貫入指数 $P.I.$ (cm) との間に次の如き関係がある．

$$P.I.=a\frac{1}{E_v}+b$$

常数 a, b は主に土と貫入試験機との摩擦係数によつて定まる．

（3） 横膨脹を妨げた場合の弾性係数 E_v は横膨脹を妨げない場合の弾性係数 E に換算出来るので，各深さの貫入指数を測定すれば弾性係数 E が求められ，これを Boussinesq の弾性理論式に適用して地盤の支持力を計算することが出来る．

突き固めた実験地盤において，この方法により計算した支持力係数および許容地下量に対する荷重は載荷試験により求めた夫々の値と相当によく一致する．

（4） 粘土地盤については本試験法による支持力値と載荷試験による実測値との間にかなりの差異を生じたが，これは粘土に関する貫入指数と弾性係数との関係式が本文中に掲げたものとは相当の偏差があるためで，この関係式さえ実験的に求むれば粘土地盤の支持力も相当精確に測定出来るものと考えられる．

（5） 本試験法は地表に比し内部の貫入指数が大きい程不適当である．又路盤，路床の支持力測定には約 70 cm までの貫入指数を求むれば充分であるが，載荷面が ϕ 30 cm 以上になれば更に深く貫入試験を行う必要がある．

地盤中に少々の砂利等が混じていても大して差支えない．

浮游流砂量に関する二，三の考察

建設技官　吉　川　秀　夫

目　　次

要　　旨……（1）
〔1〕 浮游流砂に関する理論……（1）
〔2〕 実際問題への応用……（6）
〔3〕 結　　語……（12）

要　　旨

従来研究されて来た理論を整理，検討して，実際河川に於ける浮游流砂量を計算する理論的方法を与え，更に此の理論を使つて採水器の理論を検討し，浮游流砂量を普通に測定される水理量から計算する近似式の検討を行い，洪水期間中の浮游流砂量の時間的変化を調べ，又浮游流砂多き河川の改修方針に言及した．

〔1〕 浮游流砂に関する理論

（1） 渦動粘性係数　開水路の流速分布に関しては従来多くの研究が行われ，色々の実験式或いは半理論式が出されているが，未だ実際河川に於ける流速分布を表わす式は導かれていない．浮游流砂量を計算するに当つては，砂粒を浮游状態に置くと考えられる渦動粘性係数を決定する事が必要であり，そのためには現在の吾々の知識の範囲内では流速分布より求めなければならない．然し流速分布より求めた渦動粘性係数と含砂量分布から求めたものとが一致するかどうかについては直ちに断定する事は出来ないが，本文の取扱いに於ては両者が等しいと仮定して議論を進める．

開水路の流速分布は対数法則に従うとして次式の如く仮定する．

$$v/v_m=1+(\sqrt{g}HI/kv_m)[1+\log_e(y/H)] \quad \cdots\cdots(1)$$

茲に

H＝水深，

I＝水面勾配，

y＝河床より鉛直方向の距離，

v_m＝鉛直断面平均流速，

v＝河床より y なる点の流速，

k＝常数（普通は 0.4）

g＝重力の加速度．

渦動粘性係数 ε は次式に依つて求められる．

$$\varepsilon=\frac{\tau}{\rho}\frac{1}{\frac{\partial v}{\partial y}} \quad \cdots\cdots(2)$$

茲に τ=剪断力,

ρ=流体密度.

故に $\partial v/\partial y$ を (1) 式から求め, (2) 式から ε を求めれば

$$\varepsilon=\frac{\tau}{\rho}\frac{ky}{\sqrt{gHI}} \quad \cdots\cdots(3)$$

となる. 今剪断力 τ の鉛直方向の分布を直線分布とし, 河床に於ける τ を τ_0 とすれば

$$\tau=\tau_0(1-y/H) \quad \cdots\cdots(4)$$

茲に $\tau_0=\rho gHI$ である.

故に渦動粘性係数は

$$\varepsilon=kH\sqrt{gHI}(1-y/H)\frac{y}{H} \quad \cdots\cdots(5)$$

となり, 之が開水路に於ける渦動粘性係数の分布式である.

(2) 流砂量垂直分布　水深に比して幅の広い開水路に於ける流砂濃度分布の基本方程式は河床上の高さ y に於ける砂泥の濃度, 即ち単位体積当りの砂泥質量を N とすれば

$$\frac{\partial N}{\partial t}=\frac{\partial}{\partial y}\left(\varepsilon\frac{\partial N}{\partial y}\right)+c\frac{\partial N}{\partial y} \quad \cdots\cdots(6)$$

茲に c は砂泥粒子の静水中の沈降速度とす. $\frac{\partial N}{\partial t}$ は定常状態となつて砂泥濃度が時間的に変化しない場合には $\frac{\partial N}{\partial t}=0$ であり, 又洪水時の様に N が時間的に変化する場合でも, $\frac{\partial N}{\partial t}$ は他の項に比較して無視し得る場合が多いので, 今の場合には $\frac{\partial N}{\partial t}=0$ とする. 然るときは

$$\frac{d}{dy}\left(\varepsilon\frac{dN}{dy}\right)=-c\frac{dN}{dy} \quad \cdots\cdots(6)'$$

となる. 此の式を河面では砂泥の上昇は出来ないと云う条件, 即ち

$y=H$ では　　$-\varepsilon\frac{dN}{dy}-cN=0$

を入れて解けば

$$N=N_a e^{-\int_a^y\frac{c}{\varepsilon}dy} \quad \cdots\cdots(7)$$

となる. 茲に N_a は $y=a$ なる点の流砂濃度である.

(7) 式に ε の分布式 (5) 式を代入して整理すれば

$$N/N_a=\left[\frac{(H-y)a}{(H-a)y}\right]^{\frac{c}{k\sqrt{gHI}}} \quad \cdots\cdots(8)$$

となり, 之が浮游流砂の垂直分布を与える式である.

(3) 浮游流砂量　N_a および各水理量が知られているとすれば，(8) 式に依り y なる点の含砂量が求められる．故に単位幅当りの河床上 a なる距離の部分を除く浮游流砂量 q_s は

$$q_s=\int_a^H I\cdot v\,dy$$

に依り求める事が出来る．

今 $a/H=A$，$c/k\sqrt{gHI}=p$ と置き前式に (1)，(8) 式を代入すれば

$$q_s=N_a\cdot H\left(\frac{A}{1-A}\right)^p\left\{(v_m+\sqrt{gHI})I_1+\sqrt{gHI}I_2\right\}\quad\cdots\cdots(9)$$

となる．但し

$$I_1=\int_A^1\left(\frac{1-y}{y}\right)^p dy$$

$$I_2=\int_A^1\left(\frac{1-y}{y}\right)^p\log_e y\,dy$$

である．故に I_1，I_2 を計算する事が出来れば流砂量を計算する事が出来る．然し I_1，I_2 は共に解析的には積分出来ないので，数値積分に依るより外はない．H. A. Einstein[1] は同様な方法に依り別個に研究し，既に此の数値積分を行つているので，此処では其の結果を利用する事とする．

Einstein に依れば垂直流速分布 (1) 式の代りに Keulegan の対数分布式である

$$v/v_m=5.75\log_{10}(30.2\,y/\Delta)\quad\cdots\cdots(10)$$

を用いて，前述の方法と同じ仮定を行つて，流砂量分布並びに流砂量を求める式を導いた．茲に記号は前述のものと同じであり，

$\Delta=k_s/x$，壁面の見掛の粗度，

k_s=河床の粗度，Einstein に依れば之は河床材料の篩別通過百分率 65% の粒径で与えられる，

x=補正パラメーター，

である．

(10) 式を用いて前と同じ計算を行えば，y なる点の浮游流砂の濃度 N は

$$N=N_a\left(\frac{H-y}{y}\cdot\frac{a}{H-a}\right)^p\quad\cdots\cdots(11)$$

となり，(8) 式と同じ結果になる．次に浮游流砂量は

$$q_s=11.6\sqrt{gHI}\cdot N_a\cdot a\left\{2.303\log_{10}\left(\frac{30.2H}{\Delta}\right)I_1+I_2\right\}\quad\cdots\cdots(12)$$

となる．但し

$$I_1=0.216\frac{A^{p-1}}{(1-A)^p}\int_A^1\left(\frac{1-y}{y}\right)^p dy$$

$$I_2=0.216\frac{A^{p-1}}{(1-A)^p}\int_A^1\left(\frac{1-y}{y}\right)^p\log_e y\,dy$$

1) H. A. Einstein: The bed-load function for sediment transportation in open channel flow. U. S. Department of Agriculture, Technical Bulletin No. 1026, Sept. 1950.

であり，I_1, I_2 は Einstein が数値積分を行つて居り，その結果を示せば図—1，図—2 の如くである．

結局 (9) 式或いは (12) 式に依り浮游流砂量を計算する事が出来る．

(4) N_a の決定　前述の如く N_a が判れば理論的に水理量から浮游流砂の垂直濃度分布，或いは流砂量を計算する事が出来るが，実際問題としては N_a を観測によつて求める事は相当困難である場合が屢々であるから，理論的に N_a を求める事が出来れば甚だ便利である．

浮游流砂の組成および濃度は河床材料の構成並びにその地点の水理的性質に関係があると考えられるので，斯の如き考えの下に Lane および Kalinske[2] は次に示す如き N_a の決定法を考えた．

河床材料から渦乱に依り粒子が拾い上げられる割合は渦乱によつて生ずる流速の垂直方向の成分に比例すると考えられる．Kalinske および Van Driest[3] の実験に依れば，此の垂直成分は統計的に正規誤差分布法則に従つて分布する．此の頻度函数は

$$f(v)=(1/\sqrt{2\pi}\sqrt{\overline{v^2}})e^{-v^2/2\overline{v^2}} \quad \cdots\cdots(13)$$

但し

$$\int_{-\infty}^{\infty} f(v)dv=1$$

であり，$[f(v)dv]$ なる量は垂直方向の流速が v と $(v+dv)$ との間の大きさである時間の割合を表わす．従つて $\sqrt{\overline{v^2}}$ を求める事が出来れば $f(v)$ なる函数は v のあらゆる値に対して計算する事が出来る．即ち v なる垂直速度が河床に働く割合は $f(v)dv$ であるから v が河床に及ぼす影響は $vf(v)dv$ で表わされる．

又河床から拾い上げられる粒子は平衡状態の場合を考えるから必ず河床材料の組成に関係する．それ故に任意の大きさの粒子が河床より拾い上げられて浮游状態に置かれる平均割合は河床材料中のこの大きさの粒子の占める割合およびこの大きさの粒子を拾い上げる事が出来る最小垂直速度の大きさ，および拾い上げる事が出来る垂直速度が存在する時間の割合に比例する．或る大きさの粒子の沈降速度に等しいか，或いはそれより大きい上向きの垂直速度に依つてその粒子は浮游状態にあると考えられるので，或る大きさの粒子の沈降速度を c とすれば，河床材料中の c なる速度を持つ粒子の占める割合は河床材料の篩分曲線から得られ，之れを $\Delta F(c)$ とする．又 c なる沈降速度を有する粒子を拾い上げ，浮游させる垂直速度の総和は $\int_c^{\infty} vf(v)dv$ で与えられる．故に c なる沈降速度を持つ粒子を河床より拾い上げる平均割合は

$$\Delta F(c)\int_c^{\infty} vf(v)dv \quad \cdots\cdots(14)$$

に比例する．

Reynolds の理論に依れば二次元の流れでは

$$\tau=\rho\overline{uv}$$

であり，河床附近では $\overline{uv}=k\overline{v^2}$ と考えられるから

---

2) E. W. Lane and A. A. Kalinske: The relation of suspended to bed material in rivers. Trans. Amer. Geoph. Union, 1939. p. 637

3) A. A. Kalinske and Van Driest: Application of statistical theory of turbulence to hydraulic problems. Proc. 5th. Internat. Congress Applied Mechanics, 1939.

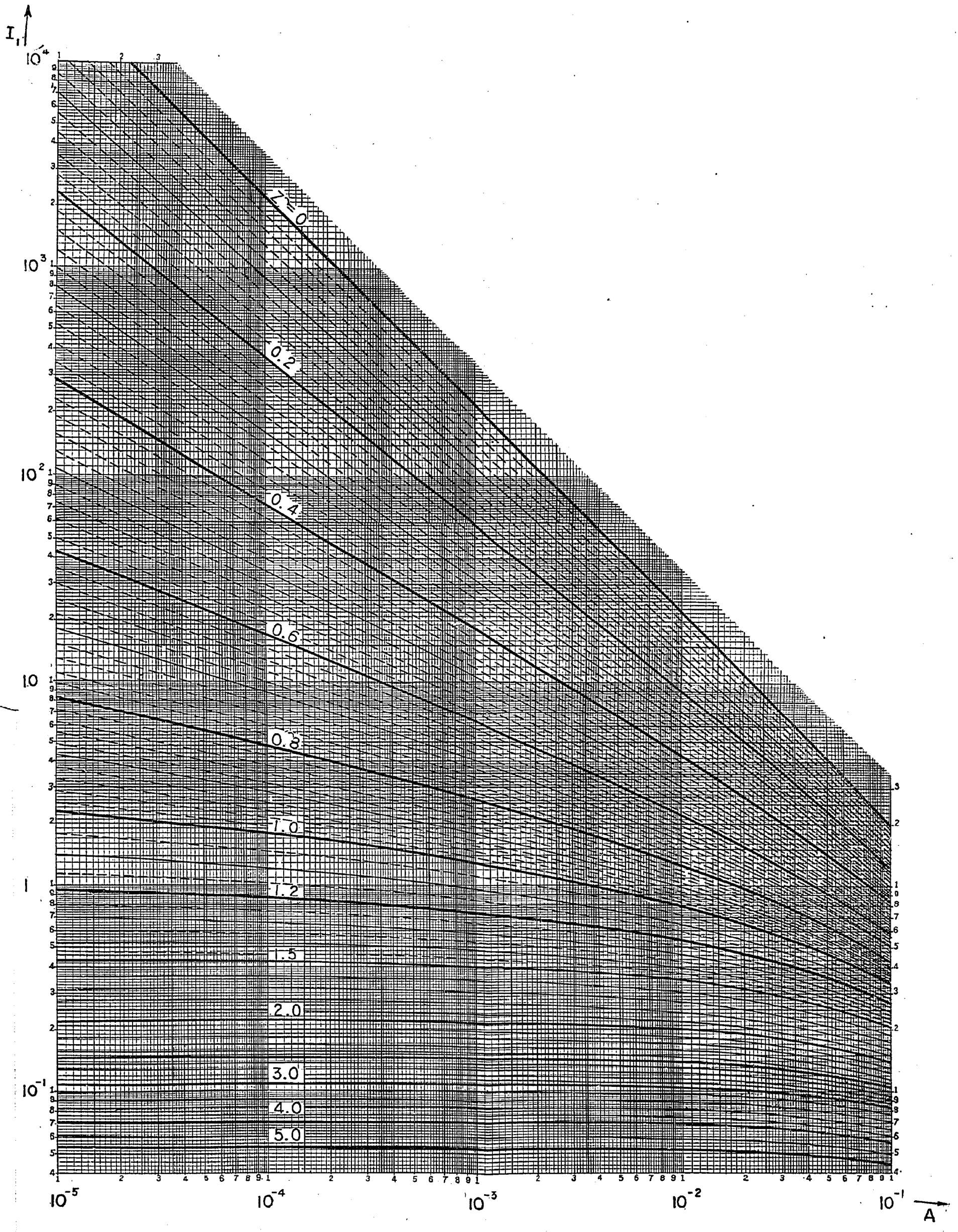

I_1
10^4
10^3
10^2
10
1
10^{-1}
0.1
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
1.5
2.0
3.0
4.0
5.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
A

図 — 1

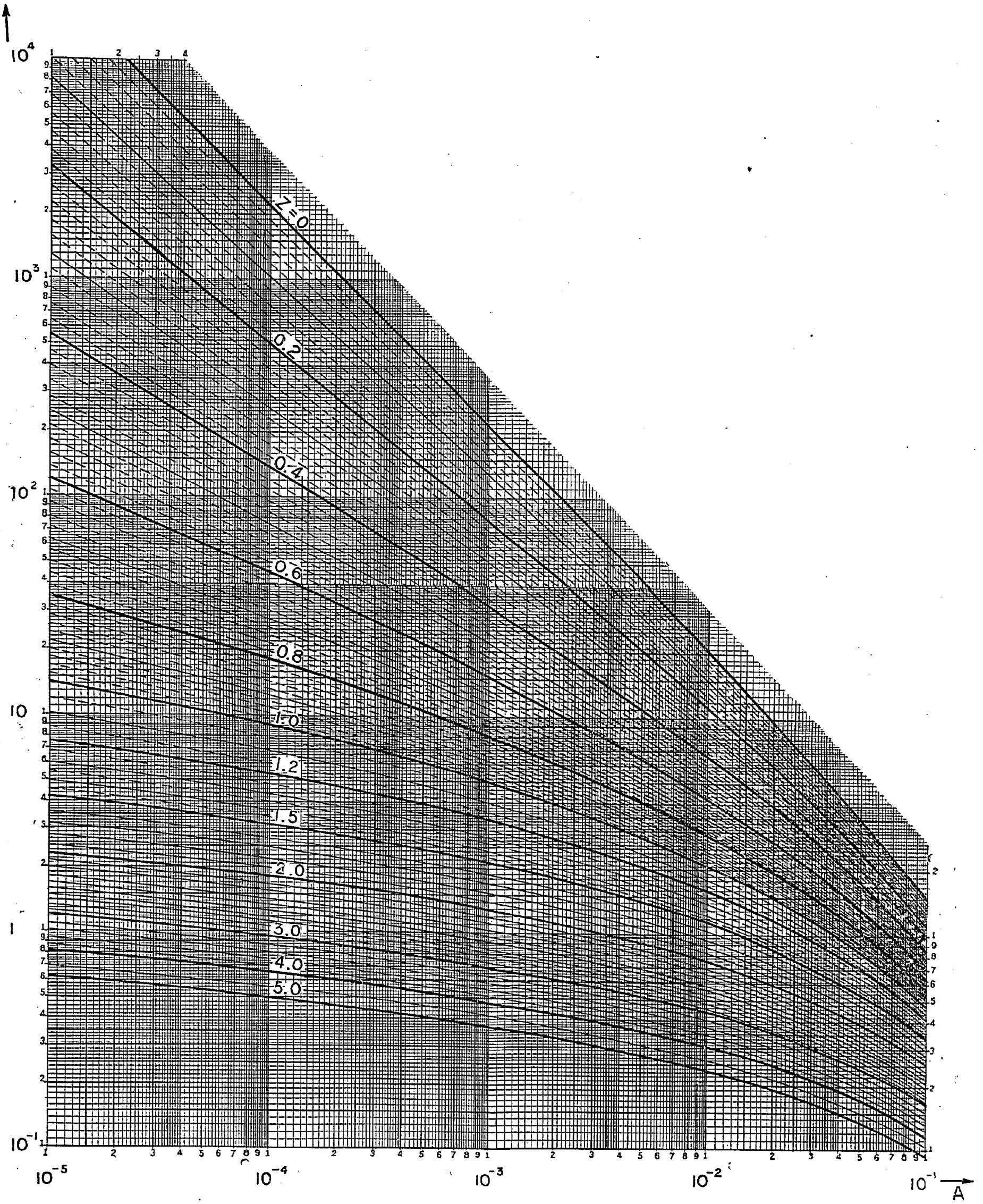

I_2
10^4
10^3
10^2
10
1
10^{-1}
Z=0
0.2
0.4
0.6
0.8
1.0
1.2
1.5
2.0
3.0
4.0
5.0
10^{-5}
10^{-4}
10^{-3}
10^{-2}
10^{-1}
A

図 — 2

$$\sqrt{\tau_0/\rho}=k\sqrt{\tau_0/\rho}$$

である．茲に k は比例常数であり，水深に比して河幅の広い場合には k は一定と考えてよい．

故に (14) 式は次の如くなる．

$$\Delta F(c)\int_c^{\infty}\left(v/\sqrt{2\pi}k\sqrt{\tau_0/\rho}\right)e^{-\frac{v^2}{2k^2\tau_0/\rho}}dv \quad \cdots\cdots(14)'$$

今 $t=v/\sqrt{\tau_0/\rho}$，$t_c=c/\sqrt{\tau_0/\rho}$ とすれば，(14)′ 式は

$$\Delta F(c)\sqrt{\tau_0/\rho}\int_{t_c}^{\infty}te^{-t^2}dt \quad \cdots\cdots(14)''$$

と書かれる．

又河川は平衡状態にあるものと考えるから河床から砂泥を拾い上げる割合はその大きさの粒子が沈降する割合に等しくなければならない．故に

$$N_a c \propto \Delta F(c)\sqrt{\tau_0/\rho}\int_{t_c}^{\infty}te^{-t^2}dt$$

従つて

$$N_a/\Delta F(c)\propto P \quad \cdots\cdots(15)$$

茲に

$$P=(1/t_c)\int_{t_c}^{\infty}te^{-t^2}dt=\frac{1}{2t_c}e^{-t_c^2}$$

となる．

Lane および Kalinske は上式を実際河川に適用した結果

$$N_a/F'(c)=\alpha P^n \quad \cdots\cdots(15)'$$

なる式が実際をよく表わす事を知つた．彼等の結果に依れば $\alpha=5.55$，$n=1.61$ であつた．

故に (15) 式 或いは (15)′ 式に依り河床材料から N_a を決定する事が出来る．

(5) **理論に対する考察**　上述の如く河床材料より N_a を求め，更に浮游流砂量を求める事が出来るが，之には前述した種々の仮定がある．今後更に之等の仮定について検討し，実際に一層よく合致する様な理論に発展させて行く様にしなければならないが，本文では現在の段階を一応示すに留めた．

今後検討を要する点としては

(a) 開水路の流速分布．

(b) 流速分布より求めた渦動粘性係数と浮游流砂分布より求めたものとが一致するかどうか．

(c) 剪断力の鉛直分布，即ち水面では $\tau=0$ であり，そのために水面では浮游流砂濃度は 0 となる．

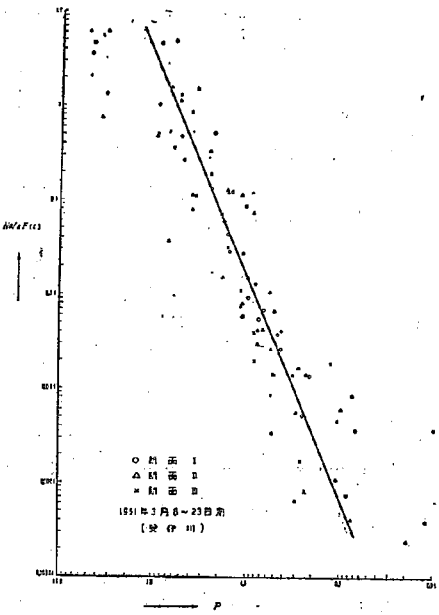
(d) 流砂量の時間的，距離的変動に対する影響．

(e) $\overline{uv}$ と $\overline{v^2}$ との関係を表わす k の値の測定．

(f) (13) 式の検討．

(g) (14)″ 式の検討．

等が考えられる．



図—3

(14)″式は(14)′式より導かれたのであるが

$$\frac{\rho v^2}{e^{2k^2 r_0 \infty e^{-t^2}}}$$

としているが，$2k^2=1$ でない限り此の関係を満足しないから，Lane および Kalinske の理論は正しくない．然し Lane および Kalinske は実際の例を計算して(15)′式がよく実際に合う事を述べている．然し(15)′式は便宜的なものであり，(15)式より(15)′式に導く意味は不明である．

次に斐伊川，肝属川について実測値より(15)′式を検討してみると，(15)′式の関係のある事が判る．斐伊川の例を示せば図—3の如くであり，此の場合には

$$N_a/dF(c)=0.0143P^{2.36}$$

となる．

なお上記の理論は河川を等流と考えての議論であり，実際河川への適用の場合には等流と考えられる区間に分けて，各区間の平衡状態に於ける浮游流砂量を計算する事が出来る．

此の計算に依り我々は河川が平衡状態にあるか否か，および河川を平衡状態にするには如何にすべきかを判定する事が出来る．

又(15)′および(12)式に依り浮游流砂量を計算する事が出来るが，此の式中の Na は沈降速度 c を持つ粒子についてのものであり，河川の全浮游流砂量は c の各大いさのものを持つ粒子全部について積分されねばならない．

〔2〕 実際問題への応用

(1) Depth-integrating type の採水器に依る採水の意義　河川等の浮游流砂量の測定をするための採水器には河川横断の任意の一点で時間をかけて河流の水平層より採水する Point-integrating type のものと，鉛直方向に河水を各層から採水する Depth-integrating type のものと二種類がある．勿論 Point-integrating type に依つて断面内の各点から採水することが望ましいが，之には時間も労力も多くかゝるので，Depth-integrating type で採水することが考えられる．又更に Depth-integrating type の方が Point-integrating type のものよりも器械の構造も簡単であり，操作が簡便な利点がある．

然し従来 Depth-integrating 法に依る採水に関しては採水速度が流速に比例するもの以外は何等の理論的検討がなされていない様である．採水速度を流速に比例させる場合には現在の段階では測定誤差が多く，一般

には採水速度が一定のものが使われている．

之について前述の理論を使つて考察を行つてみる．

浮游流砂の濃度分布は (11) 式に依り

$$N=N_a\left(\frac{A}{1-A}\right)^p\left(\frac{1-z}{z}\right)^p$$

で与えられる．

Depth-integrating type の採水器で採水した試料の含砂量 N_T は採水速度が一定であるとすれば

$$N_T=\int_b^H Ndy=H\int_B^1 Ndz$$

で与えられる．茲に b は採水器を最も下した時の採水器の河床上の高さであり，$B=\frac{b}{H}$ である．

故に

$$N_T=N_a\cdot H\cdot\left(\frac{A}{1-A}\right)^p\int_B^1\left(\frac{1-z}{z}\right)^p dz$$

となり，$B\leqq A$ なる場合には N_T を実測することに依り，N_a を求める事が出来る．但し $\int_B^1\left(\frac{1-z}{z}\right)^p dz$ は $B=A$ なる場合には前記の Einstein の I_1 積分と同じになるが，$B<A$ なる場合には I_1 と同様に数値積分を行わねばならない．

一般に Depth-integrating の方式を用いる場合には採水器を一様速度で上下して，相当回数を行つて，水深方向の平均が求まる様にするのが大部分であるから，此の場合には含砂量は問題にならず，含砂率のみが考えられるから，含砂率を n にて表わせば

$$n_T=n_a\left(\frac{A}{1-A}\right)^p\int_B^1\left(\frac{1-z}{z}\right)dz$$

となる．

かくして n_T の測定に依り，n_a を求める事が出来，濃度分布および流砂量を計算する事が出来る．

此の方法に依れば，流速大にして採水器を河床近くまで下すことの出来ない場合，或いは水深大にして採水器が河床迄届かない場合にも浮游流砂量を求める事が出来る．又前述の Lane および Kalinske の理論に依り河床材料から N_a を求める場合の n および α が不明の場合にも，簡単な採水に依り N_a を求める事が出来る．

然しこの方法を使用する場合には必ず勾配 I の測定が必要であり，又前述の仮定のある事を忘れてはならない．

(2) **浮游流砂量と水理量との関係**　浮遊流砂量を採水作業を行つて実測する事は最も望ましいが，労力，費用を要し，作業は仲々困難であり；又洪水時等には採水し難い場合もあるので，水位，水面勾配，或いは流量等の河川の水理量で以つて浮游流砂量を表わす事が出来れば甚だ便利である．

かゝる試みは従来多くの人に依つてなされており，次にその大要を述べる．

W. W. Rubey[4] は流れのエネルギー損失を河床摩擦によるエネルギー消耗と砂泥を保持するに要するエネルギー消耗とに別けて，浮游砂泥を保持するに要する仕事より次式を得た．

$$\frac{N}{\rho_f Q}\frac{W_0(\rho_s-\rho_f)}{\rho_s c(1-k^2/g)}=R^{\frac{1}{2}}I^{\frac{2}{3}}$$

茲に　N＝単位時間の浮流砂泥量

ρ_f, ρ_s＝水および砂泥の密度

W_0＝静水中の砂泥の沈降速度

c＝Chézy の流速公式の粗度係数

k＝河底の摩擦係数

R＝径深

I＝水面勾配

Q＝流量

故に此の式は浮泥の平均濃度が水深の 1/2 乗に，又勾配の 2/3 乗に比例すると云う法則を与える．なお砂泥浮流量 N は $Q\cdot R^{\frac{1}{2}}\cdot I^{\frac{2}{3}}$ に比例することになる．此の事から考えると N は $R^2\cdot I^{\frac{7}{6}}$ に比例する事となる．

G. M. Brune[5] は Missouri 河および Upper Mississippi 河の浮游流砂量を調べて；年間流出土砂量を計算するために，流砂量と流出水量との関係を次の如く表わした．

$$N=cR^{2.0}$$

茲に R は流出水量，c は常数である．c の値は地点に依り異つたが，羃数の 2.0 は之等の地域全体に汎つてほぼ一定であつた．

Straub[6] は Missouri 河に関する研究で，Kansas City では

$$N=30.4\times10^{-11}Q^{2.16}$$

なる式を得た．

Campbell および Bauder[7] は Red River について

$$N=9.5\times10^{-9}Q^{2.036}$$

なる式を得た．

Brown[8] は Colorado River, Green River および San Juan River の各地点で調査して

4) W. W. Rubey: Equilibrium conditions in debris-laden streams. Trans. Am. Geo. Union, 1933, p. 497.

5) Grunner M. Brune: A comparison of the sediment load carried by the Missouri and Upper Mississippi Rivers. Trans. Am. Geo. Union, 1949, p. 396.

6) United States War Department (73rd Congress, House Document No. 238), Missouri River U. S. Goverment Print Office, 1935.

7) F. B. Campbell and H. A. Bauder: A rating-curve method for determing silt-discharge of stream. Trans. Am. Geo. Union, 1940, p. 603.

8) C. B. Brown: Rates of sediment production in southwestern United States, U. S. Soil Conservation Service. SCS-TP-58, 40 pp., 1945.

$$N=cR^{x}$$

なる式で流砂量が表わし得られる事を知り，X の値は 1.17 乃至 2.50 で平均 1.81 なる事を知つた．

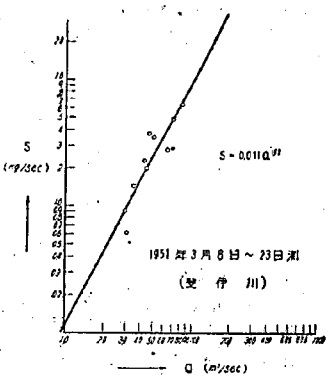
又当研究室に於て利根川，斐伊川，肝属川等で実測した結果に依れば

$$N=cQ^{x}$$

となり，X は大体 2.0 附近であつた．次に我々が斐伊川に於て測定した結果を示せば

$$N(\mathrm{kg/m^3/sec})=0.011Q^{1.92}$$

であつた．Q の単位は $\mathrm{m^3/sec}$ である．測定結果を図示すれば図—4 の如くである．



図—4

以上の如く浮游流砂量は概略流量の二乗に比例すると思われるが，此の根拠について前述の理論に依り検討して見る．

Kalinske の理論に依り N_a を決定し，之を Einstein の流砂量式に代入すれば，単位幅当りの流砂量は

$$q_s=11.64F(c)\left(\frac{\sqrt{gIH}}{2c}e^{-\frac{c^2}{gIH}}\right)^{n}\sqrt{gIH}\cdot H\cdot\left\{2.303\log_{10}\left(\frac{30.2}{\Delta}d\right)I_1+I_2\right\}$$

となる．故に

$$q_s\propto\left(\frac{\sqrt{gIH}}{2c}e^{-\frac{c^2}{gIH}}\right)^{n}\cdot\sqrt{gIH}\cdot H$$

となる．

今 $n=1$ とすれば

$$q_s\propto H^2Ie^{-\frac{c^2}{gIH}} \qquad \cdots\cdots(16)$$

となり，又 c が余り大きくないものとすれば

$$q_s\propto H^2I \qquad \cdots\cdots(16)'$$

となる．

一方単位幅当りの流量 q は

$$q\propto\sqrt{IH}\cdot H$$

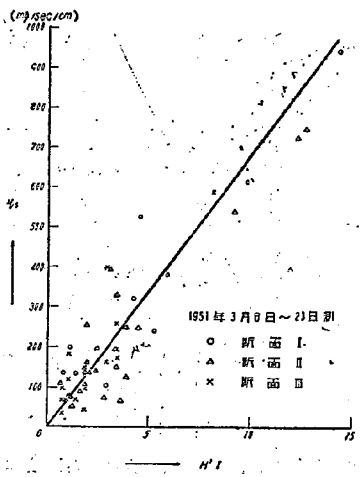
故に

$$q^2\propto H^3I \qquad \cdots\cdots(17)$$

となる．従つて

$$Hq_s\propto q^2$$

となり，水深変化の少い場合には大略流砂量は流量の二乗に比例すると云う前述の法則が成り立つ．即ち実際観測が行われたのは，大部分減水期であるから H の変化が少いから上記の関係が成立するものと思われる．然



図—5

し(16)又は(16)′式の方がより実際に近いと考えられる．

次に当研究室が昭和26年3月斐伊川に於て流砂量を実測した資料を使つて上記の理論の検討を行つて見る．

測定は三断面で行われ，各断面5～6箇所宛で鉛直方向に数点採水観測が行われた．測定時の水深は25乃至135cm，水面勾配は 0.0008 乃至 0.0011 の間を変化した．

之の測定結果より q_s と H^2I との関係を描けば図—5の如くなり，多少の散らばりはあるが，大体直線と見做してよい事が判つた．即ち(16)′式は此の場合には妥当であると思われる．

又 q_s と $H^2Ie^{-\frac{c^2}{gHI}}$ との関係を c を浮游砂泥の平均粒径から求めてグラフを描けば図—6の如くなり，之も略々直線である．此の場合図—6の方が点の散らばり方が少い事を予期したのであるが，図—5と大体同じ程度の点の散り方であつた．此の事は観測が充分な精度を持つていなかつた事に依るものと思われる．

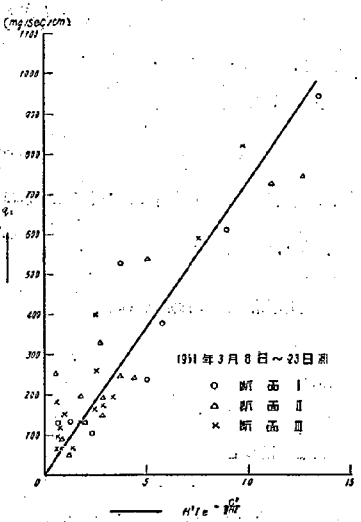
以上の事より斐伊川に於ては(16)′式で浮游流砂量を決定しても大略良いと考えられる．

(3) 洪水中浮游流砂量最大は何時生ずるか　洪水時には浮游流砂量は非常に増大する．そして従来洪水の水位上昇時(増水時)に浮游流砂が非常に多く，下降時(減水時)には急激に流砂量が減少すると考えられて来た．然し，従来一洪水期間を通じて浮游流砂量が測定された例は寡く，又観測された場合でも，相当の誤差を含むために，明確に此の点を実証する迄には到つていない現況である．此の点に就て前述の理論を応用して検討して見た．

(16)′式より浮游流砂量は概略 H^2I に比例するものとして良いと考えられるので，$q_s \propto H^2I$ として一洪水中の浮游流砂量の変化状況を調べて見る．

実際河川の実際の洪水について調べる事が望ましいが，残念ながら各水理量の測定の完備した記録が見当らないので，当研究室に於て現在実施中である洪水実験の結果を利用した．

洪水実験はコンクリート製の屋外水路に人工洪水を発生させ

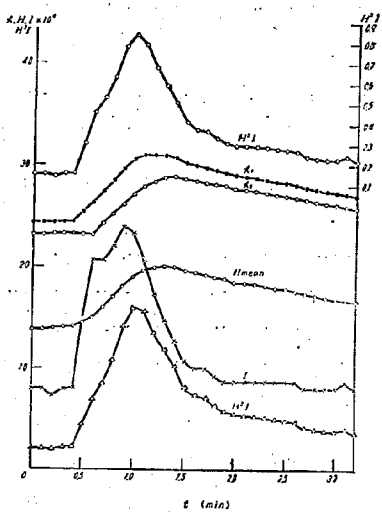


図—6

る事に依り，洪水に関する測定を行つているものであり，水路は長さ 120 m，幅 78 cm，底勾配 1/1,000 で底面には高さ，幅共に 1 cm の桟を 5 cm 間隔に取り付けてあり，此の水路の Manning の粗度係数は大略 0.03 (m/sec 単位) である．

こゝに計算に用いた洪水水位は水路下流端より 75 m のもの (h_1) と下流端より 60 m のもの (h_2) とであり，底高を差し引いて両者の水深を求め，この平均を水深と考えた．水面勾配は h_1, h_2 より求めた．

之等の資料より H, I, HI^2, H^3I を計算し，一洪水期間中の変化を図示すれば図—7 の如くなり，前述の理論より HI^2 は q_s に，H^3I は q^2 に夫々比例するから，H, I, q_s, q の時間的変化を知る事が出来た．



図—7

図—7 より判る如く q_s は H の最大より前に最大となり，増水期には q_s は非常に大きくなり，減水期には急激に減少して変化が少くなる事が知られる．又 HI^2 と H^3I とは大略同じ変化をしており，$q_s \propto q^2$ の関係のある事も首肯される．又同図より I, v, q_s, q, H の順序に最大が生ずる事が認められる．

以上の事より最高水位の時には q_s は大部少くなつているから，現場観測に於ては之等の点を充分考慮して行う事が必要であると思われる．又洪水の増水時には τ_0 即ち HI が大きいから河床の洗掘力が大きく，最高水位を過ぎれば，急激に河床は埋め戻されて行くであろう事も想像される．

(4) **河川断面改修の効果**　浮游流砂が支配している河川部分で断面改修，即ち浚渫，水制等の工事を行つた場合の効果を非常に大雑把な計算に依り大体の目安を検討してみる．

断面変化に依つて河床材料は変化しないものと仮定し，浮游流砂量は HI^2 に比例するとする．又河川断面は幅 B なる矩形断面と考える．

先ず河幅 B を変化させないで，水深 H を ΔH だけ増減した場合を考える．

河川流量は改修の前後を通じて変化しなく，又改修前には

$$Q=cBH^{\frac{3}{2}}I^{\frac{1}{2}}$$

で表わされる．

改修後には H の変化に伴い，I が変化するからその変化量を ΔI とすれば

$$Q=cB(H+\Delta H)^{\frac{3}{2}}(I-\Delta I)^{\frac{1}{2}}$$

$$\therefore \quad \left(1+\frac{\Delta H}{H}\right)^{\frac{3}{2}}\left(1-\frac{\Delta I}{I}\right)^{\frac{1}{2}}=1$$

ΔH, ΔI は夫々 H, I に比して小さいとし，微小量を省略すれば

$$3\frac{\Delta H}{H}=\frac{\Delta I}{I}$$

然して断面変化前の q_s を H^2I に比例するものとするから，変化後の流砂量を q_s' とすれば

$$q_s'=(H+\Delta H)^2(I-\Delta I)$$

$$=H^2I\left(1+2\frac{\Delta H}{H}\right)\left(1-\frac{\Delta I}{I}\right)=q_s\left(1-\frac{\Delta H}{H}\right)$$

となる．

今若し $\frac{\Delta H}{H}=0.1$，即ち水深を 1 割増したとすれば，浮游流砂量は 1 割減少する事になり，此の場合には折角浚渫してもやがて埋つて来る事が予想される．

次に浚渫等を併用して水面勾配を現況と変らない様にして河幅を狭めた場合について考えてみる．

断面変化前と後との記号に夫々添字 0，1 を付ければ

$$Q=cB_0H_0^{\frac{3}{2}}I^{\frac{1}{2}}=cB_1H_1^{\frac{3}{2}}I^{\frac{1}{2}}$$

であり，今 $B_1=\alpha B_0$ とすれば

$$H_1=(1/\alpha)^{\frac{2}{3}}H_0$$

となり，断面変化前後の浮游流砂量を比較すれば

$$H_1^2I/H_0^2I=\{(1/\alpha)^{\frac{2}{3}}H_0\}^2I/H_0^2I=(1/\alpha)^{\frac{4}{3}}$$

となる．

今 $\alpha=0.9$，即ち河幅を 1 割狭めれば

$$H_1^2I/H_0^2I=1.15$$

となり，流砂量は断面変化前に比し 1.5 割増すことになり，浮游流砂の多い河川では此の方法が有利であろう．

〔3〕 結　　語

河川に於ける浮游流砂量を計算する理論式を求め，之を使つて浮游流砂についての問題の二，三を検討して次の様な結論を得た．

(1) Depth-integrating type の採水器を使用して採水した場合，合理的な浮游流砂量の計算法を求めた．

(2) 浮游流砂量は大略 H^2I に比例する事を知り，比例常数を知る事が出来れば，河川の任意の箇所で流砂量を計算出来る様にした．

(3) 浮流量が計算出来るから，之に依つて河川の安定度の基準とする事が出来，河川改修上の根拠の一つとする事が出来る．

(4) 洪水期間中には水面勾配，流速，浮游流砂量，流量，水位の順序に最大が表われる事を知り，観測上の指針を与え，又洪水期間中の河床の洗掘の問題の参考にする事が出来る．

(5) 河床の洗掘，堆積を軽減するための工事方針について，ある程度の指針を与える事が出来た．

終りに種々有益な助言を与えてくださいました佐藤研究室長，並びに観測に当つて多大の便宜を与えてくださいました建設省要伊川工事々務所に深謝いたします．

ランガー橋の振動に関する研究 (1)

建設技官　谷　藤　正　三
建設技官　安　部　清　孝

目　　次

要　　旨……(1)
Ⅰ　使用記号の一般的説明……(2)
Ⅱ　振動の基礎微分方程式の誘導……(3)
Ⅲ　固有振動の基礎微分方程式および固有円振動数方程式……(8)
Ⅳ　エネルギー法による固有円振動数方程式……(11)
〔1〕　エネルギーの基礎式の誘導……(11)
〔2〕　固有円振動数方程式の誘導……(12)
Ⅴ　数値計算例……(15)
〔1〕　舟橋の固有振動周期の計算(抛物線拱軸の場合)……(15)
〔2〕　犀川橋の固有振動周期の計算(円弧曲線拱軸の場合)……(20)
Ⅵ　実測結果と計算結果との比較検討……(23)
Ⅶ　結　　語……(23)

要　　旨

元来，吊材を用いて軸力のみを受ける拱助によつて単純橋[1]を吊り，これを補強する目的に使用される型式として発達して来たのがランガー橋であるが，これは近年独立した橋梁型式として採用されるようになり，終戦後には一層盛んに設計されるようになつて来た．しかしこのランガー橋は発達の歴史から見てもわかるのであるが，一般に振動量が多いといわれている．筆者の知る限り目下のところランガー橋の振動を取扱つた論文が見当らないので，既設橋梁の強度判定という実際問題の必要に迫られて筆者はこの研究に着手した．

この研究は基礎微分方程式に立脚点を置いた場合とエネルギーの関係式に立脚点を置いた場合とについて取扱つた．本編においては主として理論的解析を述べ，併せて若干実測結果と比較検討した．すなわち福井県の抛物線拱軸をもつ舟橋と長野県の円弧拱軸をもつ犀川橋とにつき其の固有振動周期を算出し，なお舟橋については京都大学土木教室の測定結果と比較検討した．

その結果を舟橋について示すと

基礎微分方程式による計算周期　$T'_d=0.333$ sec

エネルギー式による計算周期　$T'_e=0.327$ sec

実測周期の平均値　$T'_n=0.351$ sec

1) 単純トラス又は単純桁の意であるが，近年は主に前者のものが多い様である．

となつているので，その計算周期の実測周期に対する誤差の百分率は

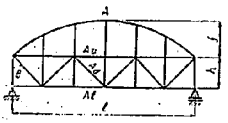
$$\frac{T_a-T_d}{T_a}\times 100=5.4\,\%$$

$$\frac{T_a-T_e}{T_a}\times 100=6.8\,\%$$

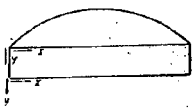
となつている．これよりして T_a は T_e より T_a に約 1.4 % 近い値となつている事が分つた．

今後引続いて発表する予定の第 II 編においては新設および既設のランガー橋に対する実測結果について論ずる積りである．

I 使用記号の一般的説明



図—1—a



図—1—b

x : 単純橋および拱肋の任意点の左支点よりの距離 [2]

l : ランガー橋の径間長

f : 拱肋の拱矢

h : 単純橋の高さ

ξ : x の l に対する比，すなわち x/l

y : 単純橋の振動変位

y_s : 単純トラス橋の腹材変形による振動変位

y_m : 単純橋の曲げ変形による振動変位

η : 単純橋の振動の正規函数

η_n : 単純橋の第 n 次の正則型振動の正規函数

ds : 任意点における dx 部分の拱肋の微小弧長

δ_{ds} : 拱肋の ds 部分が振動中に変化する長さ

φ : 拱肋の軸曲線を表わす函数

A : 任意点における拱肋の断面積

A_u : 任意点における単純トラスの上弦材の断面積

A_l : 任意点における単純トラスの下弦材の断面積

A_d : 単純トラスの斜材の平均断面積

a : 垂直吊材の径間方向の単位長当りの断面積

F : A_u と A_l との和，すなわち (A_u+A_l)

2) 左支点を原点に取る．

θ ： 単純トラスの斜材の垂直材に対する傾斜角

I ： 単純橋の断面二次率

J ： A_u および A_l のそれぞれの重心軸に関する断面二次率の和

p ： 任意点における径間方向の単位幅部分の垂直吊材に作用する張力

ε ： 垂直吊材の上記部分の p による伸び

H ： 拱助に作用する軸力の水平分値[3]

H_x ： 任意点における拱助の振動中の軸力の水平分値

H_0 ： $x=0$ なる原点における H_x の値

δP ： 任意点における拱助の振動中の軸力の変化量

P ： 任意点における拱助に作用する軸力

Y ： ランガー橋の単位長当りに作用する強制力

ρ ： ランガー橋の単位長当りの質量

E ： ランガー橋を構成する材のヤング弾性係数

ν ： ランガー橋の固有円振動数

ν_n ； ランガー橋の第 n 次の固有円振動数

U_P ： P による振動中の最大ポテンシャルエネルギー

$U_{\delta P}$ ： δP による振動中の最大ポテンシャルエネルギー

U_{H_0} ： H_0 による振動中のポテンシャルエネルギー

U_m ： 単純橋の振動中の最大ポテンシャルエネルギー（曲げモーメントによる）

V ： ランガー橋の振動中の最大運動エネルギー

単純トラス橋に対しては断面二次率としては次の式によつて表わされるものを採用するものとする．

$$I=\frac{A_uA_l}{A_u+A_l}\cdot h^2+J$$

なお η はつぎの式によつて表わされる．

$$\eta=\sum_{n=1}^{\infty}a_n\eta_n\quad(n=1,2,\cdots\cdots\infty)$$

a_n は任意常数とする．

Ⅱ　振動の基礎微分方程式の誘導

拱助の軸線の縦距 y および単純橋の振動変位 y は共に下向きを正とする様に座標を取るものとし，垂直吊材は橋長方向に一様断面をもつように橋の全長に亘り等分布するものと仮定して考察を進める事にする．

振動中の拱助軸力の変化量 δP と軸長変化量 δds との間および垂直吊材の軸力 p と軸長変化量 ε との間にはそれぞれフックの法則が成立するものとすれば，つぎの関係式がえられる．

---

[3] 自由振動の場合には自重による軸力の水平分値となる．

$$\delta P=\frac{\delta ds}{ds}\cdot AE \quad \cdots\cdots(1)$$

$$\varepsilon=\frac{p\varphi}{Ea} \quad \cdots\cdots(2)$$

ここに

$$ds=\sqrt{dx^2+d\varphi^2}=\sqrt{1+\left(\frac{d\varphi}{dx}\right)^2}dx=\sqrt{1+\varphi'^2}dx \quad \cdots\cdots(3)$$ [4]

いま φ が振動中に $(\varphi+y+\varepsilon)$ になつた場合に ds が $(ds+\delta ds)$ になるものと仮定して，高位の微小量を無視して δds を求めると，

$$\delta ds=\frac{d\varphi}{ds}\cdot(dy+d\varepsilon) \quad \cdots\cdots(4)$$

これより

$$\delta P=\frac{d\varphi}{ds^2}(dy+d\varepsilon)\cdot AE \quad \cdots\cdots(5)$$

δP の水平分値を δH とすると

$$\delta H=\varphi'\left(\frac{\partial y}{\partial x}+\varepsilon'\right)\cdot(1+\varphi'^2)^{-\frac{3}{2}}\cdot AE \quad \cdots\cdots(6)$$

ここに

$$\left.\begin{aligned}&\varepsilon'=\frac{d\varepsilon}{dx}\fallingdotseq\frac{p\varphi'}{Ea}, &&\varepsilon''=\frac{d^2\varepsilon}{dx^2}\fallingdotseq\frac{p\varphi''}{Ea}\\&\varphi'=\frac{d\varphi}{dx} &&\varphi''=\frac{d^2\varphi}{dx^2}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(7)$$

振動中の軸力の水平分値 H_x は

$$H_x=H+\varphi'\left(\frac{\partial y}{\partial x}+\varepsilon'\right)(1+\varphi'^2)^{-\frac{3}{2}}\cdot AE \quad \cdots\cdots(8)$$

従つて，振動中の軸力の垂直分値を V_x とすると，

$$V_x=\left\{H+\varphi'\left(\frac{\partial y}{\partial x}+\varepsilon'\right)(1+\varphi'^2)^{-\frac{3}{2}}AE\right\}\left(\frac{\partial y}{\partial x}+\varepsilon'+\varphi'\right) \quad \cdots\cdots(9)$$

となる．

いま $(x+dx)$ 点における拱肋の軸力の垂直分値を V_{x+dx} とすると，これは近似的につぎのごとく与えられる．

$$V_{x+dx}=V_x+\left\{H\left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}+\varepsilon''+\varphi''\right)+\psi AE\left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}+\varepsilon''\right)+\phi AE\left(\frac{\partial y}{\partial x}+\varepsilon'\right)\right\}dx \quad \cdots\cdots(10)$$

ここに

$$\left.\begin{aligned}&\psi=\varphi'^2(1+\varphi'^2)^{-\frac{3}{2}}\\&\phi=\frac{d\psi}{dx}+\frac{\psi}{A}\cdot\frac{dA}{dx}=\psi'+\frac{\psi}{A}\cdot\frac{dA}{dx}\end{aligned}\right\} [5] \quad \cdots\cdots(11)$$

---

4) $\varphi'=\dfrac{d\varphi}{dx}$

5) : A が一定の場合には $\phi=\dfrac{d\varphi}{dx}=\psi'$ となる．

従つて x 点における垂直吊材の単位幅に作用する軸力 p はつぎのごとく与えられる.

$$p=-H\left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}+\varepsilon''+\varphi''\right)-\phi AE\left(\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}+\varepsilon''\right)-\phi AE\left(\frac{\partial y}{\partial x}+\varepsilon'\right) \quad \cdots\cdots(12)$$

これに (7) 式の関係を代入して p を求めると,

$$p=-u\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}-v\frac{\partial y}{\partial x}-\sigma H \quad \cdots\cdots(13)$$

ここに

$$\left.\begin{aligned} u&=(AE\phi+H)\left\{1+\frac{1}{Ea}(EA\phi+H)\varphi''+\frac{A}{a}\cdot\phi\varphi'\right\}^{-1}\\ v&=AE\phi\left\{1+\frac{1}{Ea}(EA\phi+H)\varphi''+\frac{A}{a}\phi\varphi'\right\}^{-1}\\ \sigma&=\varphi''\left\{1+\frac{1}{Ea}(EA\phi+H)\varphi''+\frac{A}{a}\phi\varphi'\right\}^{-1}\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(14)$$

つぎに $x=0$ なる原点における H_x の値を H_0 とすると,[6]

$$H_0=\left[H+AE\frac{\phi}{\varphi'}\cdot\frac{\partial\eta}{\partial x}\right]_{x=0}\fallingdotseq H+\frac{AE}{l}\cdot\left(\frac{\phi}{\varphi'}\right)_{x=0} \quad \cdots\cdots(15)$$

この H_0 による単純桁の x 点における軸力の垂直分値は

$$v_x=H_0\frac{\partial\eta}{\partial x} \quad \cdots\cdots(16)$$

によつて与えられるから, $(x+dx)$ 点における軸力の垂直分値は

$$v_{x+dx}=v_x+H_0\frac{\partial^2\eta}{\partial x^2}dx \quad \cdots\cdots(17)$$

によつて与えられる. 従つて H_0 による垂直方向の dx 区間の分布力は

$$p_0=H_0\frac{\partial^2 y}{\partial x^2} \quad \cdots\cdots(18)$$

によつて与えられる.

いま x 点における断面の剪断力および曲げモーメントをそれぞれ Q および M とする.

一方, トラスにおいて剪断力 Q と剪断変形 γ_s との間にはつぎの関係が存在する事が明らかにされている.[7]

$$Q=EA_d\sin\theta\frac{\partial\gamma_s}{\partial x} \quad \cdots\cdots(19)$$

従つて

$$\frac{\partial Q}{\partial x}=EA_d\sin\theta\frac{\partial^2\gamma_s}{\partial x^2} \quad \cdots\cdots(20)$$

---

6) : y の振幅を 1cm と仮定し, $\frac{\partial y}{\partial x}$ の時間的最大値を取つた値である. この第2項をどう取るかは検討の余地が残されている.

7) : 土木学会誌 36~9 P. 7

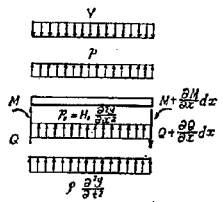


図 — 2

図—2 は単純橋の任意点 x における微小要素 dx 部分に作用する力および曲げモーメントを表わしたものであるが，これよりして鉛直方向の力の釣合式および廻転運動の釣合式はそれぞれつぎのごとく与えられる．

$$\frac{\partial Q}{\partial x}+Y-\rho\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}-p-H_o\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}=0 \quad \cdots\cdots(21)$$

$$\frac{\partial M}{\partial x}-Q=-\frac{\rho I}{F}\cdot\frac{\partial^3 y_m}{\partial x\partial t^2} \quad \cdots\cdots(22)$$

ここに y_m は単純橋の曲げ振動変位にして，

$$y_m=y-y_s \quad \cdots\cdots(23)$$

によつて与えられるものである．

又 M はつぎの如く与えられる．

$$M=-\frac{\partial^2}{\partial x^2}\left(EI\frac{\partial^2 y_m}{\partial x^2}\right) \quad \cdots\cdots(24)$$

断面二次率の変化が廻転慣性の項に及ぼす影響は微小であるから，この影響を無視して，式(20),(21),(22),(23),(24) より，y_m, y_s, Q, M を消去すれば，つぎのごときランガー橋の強制振動の基礎微分方程式がえられる．

$$\left\{EI+\frac{I}{A_d\sin\theta}(u-H_o)\right\}\frac{\partial^4 y}{\partial x^4}+\left[2E\frac{dI}{dx}+\frac{1}{A_d\sin\theta}\left\{I\left(v+2\frac{du}{dx}\right)+2\frac{dI}{dx}(u-H_o)\right\}\right]\frac{\partial^3 y}{\partial x^3}$$

$$-\left[u-H_0-E\frac{d^2I}{dx^2}-\frac{1}{A_d\sin\theta}\left\{I\left(\frac{d^2u}{dx^2}+2\frac{dv}{dx}\right)+2\frac{dI}{dx}\left(\frac{du}{dx}+v\right)\right\}\right]\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}$$

$$-\left\{v-\frac{1}{A_d\sin\theta}\left(I\frac{d^2v}{dx^2}+2\frac{dI}{dx}\cdot\frac{dv}{dx}+\frac{d^2I}{dx^2}\cdot v\right)\right\}\frac{\partial y}{\partial x}+\rho\left(1-\frac{1}{A_d\sin\theta}\frac{d^2I}{dx^2}\right)\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}$$

$$-\frac{\rho}{A_d\sin\theta}\left(\frac{I}{EF}v+2\frac{udI}{dx}\right)\frac{\partial^3 y}{\partial x\partial t^2}-\rho I\left\{\frac{1}{F}+\frac{1}{A_d\sin\theta}\left(1+\frac{u-H_o}{EF}\right)\right\}\frac{\partial^4 y}{\partial x^2\partial t^2}+\frac{\rho^2 I}{EFA_d\sin\theta}\cdot\frac{\partial^4 y}{\partial t^4}$$

$$=\left(1-\frac{1}{A_d\sin\theta}\cdot\frac{d^2I}{dx^2}\right)Y-\frac{2}{A_d\sin\theta}\cdot\frac{dI}{dx}\cdot\frac{\partial Y}{\partial x}-\frac{I}{A_d\sin\theta}\cdot\frac{\partial^2 Y}{\partial x^2}+\frac{HI}{A_d\sin\theta}\cdot\frac{\partial^2 Y}{\partial t^2}$$

$$+\left(1-\frac{1}{A_d\sin\theta}\cdot\frac{d^2I}{dx^2}\right)\sigma H-\frac{2H}{A_d\sin\theta}\cdot\frac{dI}{dx}\cdot\frac{d\sigma}{dx}-\frac{HI}{A_d\sin\theta}\cdot\frac{d^2\sigma}{dx^2} \quad \cdots\cdots(25)$$

この式 (25) の右辺の H を含む項は振動変位そのものには無関係な静力学的撓度を表わす項であるから，振動の式としてはこれらの項は考えなくてもよいので，以後省略することにする．

なお，A, I, F がすべて一定なる場合には振動の基礎微分方程式はつぎのごとく簡単に表わされる．

$$\left(1+\frac{u-H_0}{EA_d\sin\theta}\right)\frac{\partial^4 y}{\partial x^4}+\frac{1}{EA_d\sin\theta}\left(2\frac{du}{dx}+v\right)\frac{\partial^3 y}{\partial x^3}-\left\{\frac{v-H_0}{EI}-\frac{1}{EA_d\sin\theta}\left(\frac{d^2u}{dx^2}+2\frac{dv}{dx}\right)\right\}\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}$$
$$-\left(\frac{v}{EI}-\frac{1}{EA_d\sin\theta}\cdot\frac{d^2v}{dx^2}\right)\frac{\partial y}{\partial x}+\frac{\rho}{EI}\cdot\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}-\frac{\rho v}{E^2FA_d\sin\theta}\cdot\frac{\partial^3 y}{\partial x\partial t^2}$$
$$-\frac{\rho}{E}\left\{\frac{1}{F}+\frac{1}{A_d\sin\theta}\cdot\left(1+\frac{u-H_0}{EF}\right)\right\}\frac{\partial^4 y}{\partial x^2\partial t^2}+\frac{\rho^2}{E^2FA_d\sin\theta}\cdot\frac{\partial^4 y}{\partial t^4}$$
$$=\frac{Y}{EI}-\frac{1}{EA_d\sin\theta}\cdot\frac{\partial^2 Y}{\partial x^2}+\frac{\rho}{E^2FA_d\sin\theta}\cdot\frac{\partial^2 Y}{\partial t^2}\quad\cdots\cdots(26)$$

さらに単純橋が I 一定なる単純桁よりなるランガー桁橋の場合には桁の廻転慣性および剪断剛性に基因する項の影響を無視すると式 (26) はつぎのごとく簡単に表わされる．

$$\frac{\partial^4 y}{\partial x^4}-\frac{u-H_0}{EI}\cdot\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}-\frac{v}{EI}\cdot\frac{\partial y}{\partial x}+\frac{\rho}{EI}\cdot\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}=\frac{Y}{EI}\quad\cdots\cdots(27)$$

拱肋の断面が一定の場合にはつぎのごとき関係がある．

$$\psi=\frac{d\phi}{dx}=\phi'\quad\cdots\cdots(28)$$

この場合には前出の式中の u, v, $\frac{du}{dx}$, $\frac{dv}{dx}$, $\frac{d^2u}{dx^2}$, $\frac{d^2v}{dx^2}$ はつぎのごとく表わされる．

$$\left.\begin{aligned}
&u=EA(\phi+\lambda)N^{-1}\\
&v=EA\phi'N^{-1}\\
&\frac{du}{dx}=EA\{\phi'N-(\phi+\lambda)N'\}N^{-2}\\
&\frac{dv}{dx}=EA(\phi''N-\phi'N')N^{-2}\\
&\frac{d^2u}{dx^2}=EA\{\phi''N^2-2\phi'NN'-(\phi+\lambda)(NN''-2N'^2)\}N^{-3}\\
&\frac{d^2v}{dx^2}=EA\{\phi'''N^2-2\phi''NN'-\phi'(NN''-2N'^2)\}N^{-3}\\
&N=1+\mu(\phi'\varphi'+\psi\varphi''+\lambda\varphi''),\quad \lambda=\frac{H}{EA}\quad \mu=\frac{A}{a}\\
&N'=\mu(\phi''\varphi'+2\phi'\varphi''+\psi\varphi'''+\lambda\varphi''')\\
&N''=\mu(\phi'''\varphi'+3\phi''\varphi''+3\phi'\varphi'''+\psi\varphi''''+\lambda\varphi'''')\\
&\phi'=\frac{d\phi}{dx},\quad \phi''=\frac{d^2\phi}{dx^2},\quad \phi'''=\frac{d^3\phi}{dx^3}\\
&\varphi'=\frac{d\varphi}{dx},\quad \varphi''=\frac{d^2\varphi}{dx^2},\quad \varphi'''=\frac{d^3\varphi}{dx^3},\quad \varphi''''=\frac{d^4\varphi}{dx^4}
\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(29)$$

つぎに拱軸曲線に由来する各種の函数式を示す事にする．

(1) **軸曲線が抛物線の場合**　軸曲線の座標軸を図—1 に示すごとく取るものとし，

$$k=\frac{4f}{l},\quad \xi=\frac{x}{l}\quad\cdots\cdots(30)$$

とすると，拱軸曲線に由来する各種の函数式はつぎのごとく与えられる．

$$\left.\begin{aligned}
&\varphi=-kl\xi(1-\xi),\quad \varphi'=-k(1-2\xi)\\
&\varphi''=\frac{2k}{l}\\
&\phi=\varphi'^2(1+\varphi'^2)^{-\frac{3}{2}}=k^2(1-2\xi)^2\{k^2(1-2\xi)^2+1\}^{-\frac{3}{2}}\\
&\phi'=\varphi'\varphi''(2-\varphi'^2)(1+\varphi'^2)^{-\frac{5}{2}}\\
&\phi''=\varphi''(2-11\varphi'^2+2\varphi'^4)(1+\varphi'^2)^{-\frac{7}{2}}\\
&\phi'''=-3\varphi'^3\varphi'(12-21\varphi'^2+2\varphi'^4)(1+\varphi'^2)^{-\frac{9}{2}}
\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(31)$$

（2） **軸曲線が円弧曲線の場合**　軸曲線の座標軸を図—1 に示すごとく取るものとし，円弧曲線の曲率半径を R とし，

$$k=\frac{2R}{l}=\frac{1}{4}\left(\frac{4f}{l}+\frac{l}{f}\right),\qquad \xi=\frac{x}{l}\quad\cdots\cdots(32)$$

とすると拱軸曲線に由来する各種の函数式はつぎのごとく与えられる．

$$\left.\begin{aligned}
&\varphi=\frac{l}{2}\{\sqrt{k^2-1}-\sqrt{k^2-(2\xi-1)^2}\}\\
&\varphi'=(2\xi-1)\{k^2-(2\xi-1)^2\}^{-\frac{1}{2}}\\
&\varphi''=\frac{2k^2}{l}\{k^2-(2\xi-1)^2\}^{-\frac{3}{2}}\\
&\varphi'''=\frac{12k^2}{l^2}(2\xi-1)\{k^2-(2\xi-1)^2\}^{-\frac{5}{2}}\\
&\varphi''''=\frac{24k^2}{l^3}\{k^2+4(2\xi-1)^2\}\{k^2-(2\xi-1)^2\}^{-\frac{7}{2}}\\
&\phi=\frac{1}{k^3}(2\xi-1)^2\{k^2-(2\xi-1)^2\}^{-\frac{1}{2}}\\
&\phi'=\frac{2}{k^3l}(2\xi-1)\{2k^2-3(2\xi-1)^2\}\{k^2-(2\xi-1)^2\}^{-\frac{1}{2}}\\
&\phi''=\frac{4}{k^3l^2}\{2k^4-9k^2(2\xi-1)^2+6(2\xi-1)^4\}\{k^2-(2\xi-1)^2\}^{-\frac{3}{2}}\\
&\phi'''=-\frac{24}{k^3l^3}(2\xi-1)\{4k^4-5k^2(2\xi-1)^2+2(2\xi-1)^4\}\{k^2-(2\xi-1)^2\}^{-\frac{5}{2}}
\end{aligned}\right\}\quad\cdots\cdots(33)$$

Ⅲ　固有振動の基礎微分方程式および固有円振動数方程式

固有振動の微分方程式は断面二次率 I および拱助断面積 A が一定の場合には式(26)によつてつぎのごとく与えられる．

$$\left(1+\frac{u-H_0}{EA_d\sin\theta}\right)\frac{\partial^4y}{\partial x^4}+\frac{1}{EA_d\sin\theta}\left(2\frac{du}{dx}+v\right)\frac{\partial^3y}{\partial x^3}-\left\{\frac{u-H_0}{EI}-\frac{1}{EA_d\sin\theta}\left(\frac{d^2u}{dx^2}+2\frac{dv}{dx}\right)\right\}\frac{\partial^2y}{\partial x^2}$$

$$-\left(\frac{v}{EI}-\frac{1}{EA_d\sin\theta}\cdot\frac{d^2v}{dx^2}\right)\frac{\partial y}{\partial x}+\frac{\rho}{EI}\cdot\frac{\partial^2 y}{\partial t^2}-\frac{\rho}{E^2FA_d\sin\theta}\cdot v\frac{\partial^3 y}{\partial x\partial t^2}$$

$$-\frac{\rho}{E}\left\{\frac{1}{F}+\frac{1}{A_d\sin\theta}\left(1+\frac{u-H_0}{EF}\right)\right\}\frac{\partial^4 y}{\partial x^2\partial t^2}+\frac{\rho^2}{E^2FA_d\sin\theta}\cdot\frac{\partial^4 y}{\partial t^4}=0 \quad \cdots\cdots(34)$$

いま変数を $\xi=\frac{x}{l}$ に変換して，振動変位を

$$y=\eta(\xi)\cdot\sin(\nu t+\beta), \qquad (\beta \text{ は任意常数}) \quad \cdots\cdots(35)$$

のごとく変数分離して，式 (34) に代入すれば，η に関するつぎの形の式がえられる．

$$\alpha_1\frac{d^4\eta}{d\xi^4}+\alpha_2\frac{d^3\eta}{d\xi^3}-\alpha_3\frac{d^2\eta}{d\xi^2}-\alpha_4\frac{d\eta}{d\xi}-\left(\alpha_5\eta-\alpha_6\frac{d\eta}{d\xi}-\alpha_7\frac{d^2\eta}{d\xi^2}\right)\nu^2+\alpha_8\eta\nu^4=0 \quad \cdots\cdots(36)$$

ここに

$$\left.\begin{aligned}
&\alpha_1=1+\frac{u-H_0}{EA_d\sin\theta}, \quad \alpha_2=\frac{l}{HA_d\sin\theta}\left(2\frac{du}{dx}+v\right)\\
&\alpha_3=l^2\left\{\frac{u-H_0}{HI}-\frac{1}{EA_d\sin\theta}\left(\frac{d^2u}{dx^2}+2\frac{dv}{dx}\right)\right\}\\
&\alpha_4=l^3\left(\frac{v}{EI}-\frac{1}{EA_d\sin\theta}\cdot\frac{d^2v}{dx^2}\right)\\
&\alpha_5=\frac{\rho l^4}{EI}, \qquad \alpha_6=\frac{\rho l^3 v}{E^2FA_d\sin\theta}\\
&\alpha_7=\frac{\rho l^2}{E}\cdot\left\{\frac{1}{F}+\frac{1}{A_d\sin\theta}\left(1+\frac{u-H_0}{EF}\right)\right\}\\
&\alpha_8=\frac{\rho^2 l^4}{E^2FA_d\sin\theta}
\end{aligned}\right\} \quad \cdots\cdots(37)$$

ランガー橋の支承条件を満足する函数系は

$$\eta_n=\sin\gamma_n\xi=\sin n\pi\xi, \quad (\gamma_n=n\pi)(n=1.2\cdots\cdots\infty) \quad \cdots\cdots(38)$$

によつて与えられる．

これを用いて η をつぎのごとく表わす事にする．

$$\eta=\sum_{n=1}^{\infty}a_n\sin\gamma_n\xi \qquad (a_n \text{ は任意常数}) \quad \cdots\cdots(39)$$

固有振動数方程式を Galerkin の方法により求める事にすれば

$$\int_0^1\eta_m\left\{\alpha_1\frac{d^4\eta}{d\xi^4}+\alpha_2\frac{d^3\eta}{d\xi^3}-\alpha_3\frac{d^2\eta}{d\xi^2}-\alpha_4\frac{d\eta}{d\xi}-\left(\alpha_5\eta-\alpha_6\frac{d\eta}{d\xi}-\alpha_7\frac{d^2\eta}{d\xi^2}\right)\nu^2+\alpha_8\eta\nu^4\right\}d\xi=0 \quad \cdots\cdots(40)$$

ここに

$$m=1,\ 2,\ \cdots\cdots\infty$$

となる． 式 (40) を実際に計算すれば

$$a_m(\vartheta_{mm}-\varpi_{mm}\nu^2+\tau_{mm}\nu^4)+\sum_{n=1}^{\infty/}a_n(\vartheta_{mn}-\varpi_{mn}\nu^2+\tau_{mn}\nu^4)=0 \quad \cdots\cdots(41)$$

ここに

$$\left.\begin{aligned}
\vartheta_{mm}&=\int_0^1(\alpha_1\gamma^4_m\sin^2\gamma_m\xi-\alpha_2\gamma^3_m\cos\gamma_m\xi\sin\gamma_m\xi+\alpha_3\gamma^2_m\sin^2\gamma_m-\alpha_4\gamma_m\cos\gamma_m\xi\sin\gamma_m\xi)d\xi\\
\varpi_{mm}&=\int_0^1(\alpha_5\sin^2\gamma_m\xi-\alpha_6\gamma_m\cos\gamma_m\xi\sin\gamma_m\xi+\alpha_7\gamma^2_m\sin^2\gamma_m\xi)d\xi\\
\tau_{mm}&=\int_0^1\alpha_8\sin^2\gamma_m\xi d\xi\\
\vartheta_{mn}&=\int_0^1(\alpha_1\gamma^4_n\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi-\alpha_2\gamma^3_n\cos\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi+\alpha_3\gamma^2_n\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi\\
&\qquad-\alpha_4\gamma_n\cos\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi)d\xi\\
\varpi_{mn}&=\int_0^1(\alpha_5\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi-\alpha_6\gamma_n\cos\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi+\alpha_7\gamma^2_n\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi)d\xi\\
\tau_{mn}&=\int_0^1\alpha_8\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi d\xi=0\qquad(m\neq n)
\end{aligned}\right\}\cdots(42)$$

式 (41) にて $\sum_{n=1}^{\infty}{}'$ は $\sum_{n=1}^{\infty}$ の中の $n=m$ なる項を除いた和とする．なお φ が対称曲線で与えられる場合には，m および n が共に奇数値又は共に偶数値なる時にのみ ϑ_{mn}, ϖ_{mn} の値は存在し，m および n の何れか一方が偶数値，他の一方が奇数値の時には $\vartheta_{mn}=\varpi_{mn}=0$ となる．

式 (41) よりすべての任意常数を消去すれば，つぎのごとき固有円振動数方程式がえられる．

$$\begin{vmatrix}
\vartheta_{11}-\varpi_{11}\nu^2+\tau_{11}\nu^4, & \vartheta_{12}-\varpi_{12}\nu^2+\tau_{12}\nu^4, & \vartheta_{13}-\varpi_{13}\nu^2+\tau_{13}\nu^4\cdots\cdots\\
\vartheta_{21}-\varpi_{21}\nu^2+\tau_{21}\nu^4, & \vartheta_{22}-\varpi_{22}\nu^2+\tau_{22}\nu^4, & \vartheta_{23}-\varpi_{23}\nu^2+\tau_{23}\nu^4\cdots\cdots\\
\vartheta_{31}-\varpi_{31}\nu^2+\tau_{31}\nu^4, & \vartheta_{32}-\varpi_{32}\nu^2+\tau_{32}\nu^4, & \vartheta_{33}-\varpi_{33}\nu^2+\tau_{33}\nu^4\cdots\cdots\\
\vdots & \vdots & \vdots\qquad\ddots
\end{vmatrix}=0\qquad\cdots\cdots(43)$$

式 (42) における ϑ, ϖ, τ の値を実際に求めるには数値積分法によるのが便である．

工学上の目的を遂するためにはつぎに示す程度の数値積分を行えば充分である．

すなわち積分変域 $0\leqq\xi\leqq1$ を 10 等分して，端点を含めて等分点を原点側より順次 0, 1, 2, 3……8, 9, 10 と名付ける事にし，その等分点における被積分函数 $f(\xi)$ の値を順次 f_1, f_2, f_3……f_8, f_9, f_{10} と名付ける事にすると，

$$J=\int_0^1 f(\xi)d\xi\qquad\cdots\cdots(44)$$

なる積分値はシンプソン公式により近似的につぎのごとく与えられる．

$$J=\frac{1}{30}\{f_0+f_{10}+4(f_1+f_3+f_5+f_7+f_9)+2(f_2+f_4+f_6+f_8)\}\qquad\cdots\cdots(45)$$

なお $f(\xi)$ が $\xi=\frac{1}{2}$ なる軸に対して対称の場合には J はつぎのごとく与えられる．

$$J=\frac{1}{15}\{f_0+2(2f_1+2f_3+f_5)+2(f_2+f_4)\}\qquad\cdots\cdots(46)$$

さて式 (43) より固有円振動数 ν は求められるのであるが，実際上の工学目的のためには $m=n=3$ なる第3項までも取れば充分である．式 (43) より得られる ν の根の内小なるものより並べて順次 $\nu_1\nu_2\nu_3\cdots\cdots\nu_n$ とすれば，これらは順次第1次，第2次，第3次……第 n 次の固有円振動数を表わす事になる．ν_n に対応する

第 n 次の固有振動周期 T_n は

$$T_n=\frac{2\pi}{\nu_n} \qquad (n=1,2,3\cdots\cdots n) \quad \cdots\cdots(47)$$

によつて与えられる.

Ⅳ　エネルギー法による固有円振動数方程式

〔1〕 エネルギーの基礎式の誘導

単純橋の振動変位 y および拱助の基本軸微小曲線長 ds はつぎのごとく与えられるものとする.

$$y=\gamma(\xi)\sin(\nu t+\beta),\ (\beta \text{ は任意数常数}) \quad \cdots\cdots(48)$$

$$ds^2=dx^2+d\varphi^2,\quad ds=\left\{1+\left(\frac{d\varphi}{dx}\right)^2\right\}^{\frac{1}{2}}dx \quad \cdots\cdots(49)$$

垂直材の伸縮の影響を一応無視すれば振動中にはつぎの関係式がえられる.

$$(ds+\partial ds)^2=dx^2+\{d(\varphi+\eta)\}^2$$

これより

$$\partial ds=\left\{\frac{d\eta}{dx}\cdot\frac{d\varphi}{dx}+\frac{1}{2}\left(\frac{d\eta}{dx}\right)^2\right\}\left\{1+\left(\frac{d\varphi}{dx}\right)^2\right\}^{-\frac{1}{2}}dx \quad \cdots\cdots(50)$$

又一方

$$P=H\left\{1+\left(\frac{d\varphi}{dx}\right)^2\right\}^{\frac{1}{2}}$$

$$\partial P=\frac{\partial ds}{ds}\cdot AE=\left\{\frac{d\eta}{dx}\cdot\frac{d\varphi}{dx}+\frac{1}{2}\left(\frac{d\eta}{dx}\right)^2\right\}\left\{1+\left(\frac{d\varphi}{dx}\right)^2\right\}^{-1}AE$$

従つて P および ∂P による振動中の最大ポテンシャルエネルギーはつぎのごとく与えられる.

$$U_P=H\int_0^l\left\{\frac{d\eta}{dx}\cdot\frac{d\varphi}{dx}+\frac{1}{2}\left(\frac{d\eta}{dx}\right)^2\right\}dx \quad \cdots\cdots(a)$$

$$U_{\partial P}=\frac{E}{2}\int_0^l A\left\{\frac{d\eta}{dx}\cdot\frac{d\varphi}{dx}+\frac{1}{2}\left(\frac{d\eta}{dx}\right)^2\right\}^2\left\{1+\left(\frac{d\varphi}{dx}\right)^2\right\}^{-\frac{3}{2}}dx \quad \cdots\cdots(b)$$

式 (a) の被積分函数の第 1 項は H による静的撓度を与えるので考慮する必要なく，式 (b) の被積分函数の前因数項の第 2 項は第 1 項に対して高位の微小量であるから無視する事にすると，U_P, $U_{\partial P}$ はそれぞれつぎのごとく与えられる.

$$U_P=\frac{H}{2}\int_0^l\left(\frac{d\eta}{dx}\right)^2dx \quad \cdots\cdots(51)$$

$$U_{\partial P}=\frac{E}{2}\int_0^l A\left(\frac{d\eta}{dx}\right)^2\left(\frac{d\varphi}{dx}\right)^2\left\{1+\left(\frac{d\varphi}{dx}\right)^2\right\}^{-\frac{3}{2}}dx$$

すなわち

$$U_{\partial P}=\frac{E}{2}\int_0^l A\phi\left(\frac{d\eta}{dx}\right)^2dx \quad \cdots\cdots(52)$$

ここに

$$\phi=\left(\frac{d\varphi}{dx}\right)^2\left\{1+\left(\frac{d\varphi}{dx}\right)^2\right\}^{-\frac{3}{2}}$$

なお H_0 による最大ポテンシャルエネルギーは H_0 が単純橋に対しては引張軸力として採用されているので

$$U_{H_0}=-\frac{Hl}{2}\int_0^l\left(\frac{d\eta}{dx}\right)^2dx \quad \cdots\cdots(53)$$

によつて与えられる.

つぎに単純橋の曲げによる最大ポテンシャルエネルギーは [8]

$$U_m=\frac{E}{2}\int_0^l I\left(\frac{d^2\eta}{dx^2}\right)^2dx \quad \cdots\cdots(54)$$

によつて与えられる.

つぎに垂直吊材の伸び ε と張力 p の間には

$$\varepsilon=\frac{p\varphi}{Ea}$$

なる関係があり，しかも

$$p=-u\frac{\partial^2y}{\partial x^2}-v\frac{\partial y}{\partial x}-\sigma H$$

なる関係がある．この式の u, v の値は (29) 式に示されたものである.

静的項の σH を無視し，p の最大値を取ると，

$$p=-u\frac{d^2\eta}{dx^2}-v\frac{d\eta}{dx}$$

となるから，吊材の伸縮による最大ポテンシャルエネルギーはつぎのごとく与えられる.

$$U_\varepsilon=\frac{1}{2}\int_0^l\varepsilon p\,dx=\frac{1}{2E}\int_0^l\frac{p^2\varphi}{a}dx$$

すなわち

$$U_\varepsilon=\frac{1}{2E}\int_0^l\frac{\varphi}{a}\left(u\frac{d^2\eta}{dx^2}+v\frac{d\eta}{dx}\right)^2dx \quad \cdots\cdots(55)$$

ポテンシャルエネルギーの総和を U とすると

$$U=U_{H_0}+U_m+U_\varepsilon$$

最後にランガー橋の振動中の最大の運動のエネルギーはつぎのごとく与えられる.

$$V=\frac{\rho\nu^2}{2}\int_0^l\eta^2dx \quad \cdots\cdots(56)$$

〔2〕 固有円振動数方程式の誘導

この最大の運動エネルギー V と最大のポテンシャルエネルギー U との差を L とすれば，L は積分変数を $\xi=\frac{x}{l}$ に変えてつぎのごとく表わされる.

$$L=\frac{\rho\nu^2l}{2}\int_0^1\eta^2d\xi-\frac{(1-\gamma)Hl}{2}\int_0^1\left(\frac{d\eta}{d\xi}\right)^2d\xi-\frac{E}{2l}\cdot\int_0^1A\psi\left(\frac{d\eta}{d\xi}\right)^2d\xi$$
$$-\frac{E}{2l^3}\cdot\int_0^1I\left(\frac{d^2\eta}{d\xi^2}\right)^2d\xi-\frac{1}{2El^3}\int_0^1\frac{\varphi}{a}\left(u\frac{d^2\eta}{d\xi^2}+vl\frac{d\eta}{d\xi}\right)^2d\xi \quad \cdots\cdots(57)$$

---

8) Lord Rayleigh 著「Theory of Sound」P. 257.

ここに　$$\gamma=\frac{Hl_0}{EI}$$ ……(58)

いま A, a, I がすべて一定とする場合には

$$L=\frac{\rho\nu^2 l}{2}\int_0^1\eta^2 d\xi-\frac{(1-\gamma)H}{2l}\int_0^1\left(\frac{d\eta}{d\xi}\right)^2 d\xi-\frac{EA}{2l}\int_0^1\psi\left(\frac{d\eta}{d\xi}\right)^2 d\xi$$
$$-\frac{EI}{2l^3}\int_0^1\left(\frac{d^2\eta}{d\xi^2}\right)^2 d\xi-\frac{1}{2Eal^3}\int_0^1\varphi\left(u\frac{d^2\eta}{d\xi^2}+vl\frac{d\eta}{d\xi}\right)^2 d\xi \quad\cdots\cdots(59)$$

のごとくなる.

いま境界条件を満足する η として

$$\eta=\sum_{n=1}^{\infty}a_n\sin\gamma_n\xi \qquad (\gamma_n=n\pi) \quad\cdots\cdots(60)$$

を与えて $\frac{\partial L}{\partial a_m}(m=1,\ 2\cdots\cdots\infty)$ を計算するとつぎのごとくなる.

$$\frac{1}{l}\left(\frac{\partial L}{\partial a_m}\right)=\rho\nu^2\sum_{n=1}^{\infty}a_n\int_0^1\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi d\xi$$
$$-\frac{(1-\gamma)H}{l^2}\sum_{n=1}^{\infty}a_n\gamma_n\gamma_m\cdot\int_0^1\cos\gamma_n\xi\cos\gamma_m\xi d\xi$$
$$-\frac{E}{l^4}\sum_{n=1}^{\infty}a_n\gamma^2{}_n\gamma^2{}_m\int_0^1 I\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi d\xi$$
$$-\frac{E}{l^2}\sum_{n=1}^{\infty}a_n\gamma_n\gamma_m\int_0^1 A\cdot\psi\cdot\cos\gamma_n\xi\cos\gamma_m\xi d\xi$$
$$-\frac{1}{El^4}\sum_{n=1}^{\infty}a_n\left\{\gamma_n{}^2\gamma_m{}^2\int_0^1\frac{1}{a}\varphi u^2\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi d\xi\right.$$
$$+\gamma_n{}^2\gamma_m l\int_0^1\frac{1}{a}\varphi uv\sin\gamma_n\xi\cos\gamma_m\xi d\xi$$
$$+\gamma_m{}^2\gamma_n l\int_0^1\frac{1}{a}\varphi uv\cos\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi d\xi$$
$$\left.+\gamma_n\gamma_m l^2\int_0^1\frac{1}{a}\varphi v^2\cos\gamma_n\xi\cdot\cos\gamma_m\xi d\xi\right\} \quad\cdots\cdots(57)$$

これより $\frac{\partial L}{\partial a_m}=0$ とすることによつてつぎのごとき固有円振動数方程式がえられる.

$$c_m(\vartheta_{mm}-\varpi_{mm}\nu^2)+\sum_{n=1}^{\infty}{}'a_n\vartheta_{(m,n)}-\varpi_{mn}\nu^2)=0 \quad\cdots\cdots(58)$$

ここに

$$\vartheta_{mm}=\frac{(1-\gamma)H}{\rho l^2}\cdot\frac{\gamma_m{}^2}{2}+\frac{E}{\rho l^4}\cdot\gamma_m{}^4\int_0^1 I\sin^2\gamma_m\xi d\xi$$
$$+\frac{E}{\rho l^2}\gamma_m{}^2\int_0^1 A\psi\cdot\cos^2\gamma_m\xi d\xi$$
$$+\frac{1}{E\rho l^4}\left\{\gamma_m{}^4\int_0^1\frac{1}{a}\varphi u^2\sin^2\gamma_m\xi d\xi\right.$$

$$
\left.
\begin{aligned}
&+\gamma_m{}^3 l\int_0^1 \frac{1}{a}\varphi uv\sin 2\gamma_m\xi d\xi\\
&+\gamma_m{}^2 l^2\int_0^1 \frac{1}{a}\varphi v^2\cos^2\gamma_m\xi d\xi\Big\}\\
\varpi_{mm}&=\int_0^1 \sin^2 m\pi\xi d\xi=\frac{1}{2}\\
\vartheta_{mn}&=\frac{E'}{\rho l^4}\gamma_n{}^2\gamma_m{}^2\int_0^1 I\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi d\xi\\
&+\frac{E'}{\rho l^2}\cdot\gamma_n\gamma_m\int_0^1 A\psi\cos\gamma_n\xi\cos\gamma_m\xi d\xi\\
&+\frac{1}{E\rho l^4}\Big\{\gamma_n{}^2\gamma_m{}^2\int_0^1\frac{1}{a}\varphi u^2\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi d\xi\\
&+\gamma_n{}^2\gamma_m l\int_0^1\frac{1}{a}\varphi uv\sin\gamma_n\xi\cos\gamma_m\xi d\xi\\
&+\gamma_m{}^2\gamma_n l\int_0^1\frac{1}{a}\varphi uv\cos\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi d\xi\\
&+\gamma_n\gamma_m l^2\int_0^1\frac{1}{a}\varphi v^2\cos\gamma_n\xi\cos\gamma_m\xi d\xi\Big\}
\end{aligned}
\right\}\quad\cdots\cdots(59)
$$

$$
\varpi_{mn}=\int_0^1\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi d\xi=0\qquad(m\neq n)
$$

なお A, a, I がすべて一定の場合には

$$
\left.
\begin{aligned}
\vartheta_{mm}&=\frac{(1-\gamma)H}{\rho l^2}\cdot\frac{\gamma_m{}^2}{2}+\frac{EI}{\rho l^4}\cdot\frac{\gamma_m{}^4}{2}+\frac{EA}{\rho l^2}\cdot\gamma_m{}^2\int_0^1\psi\cos^2\gamma_m\xi d\xi\\
&+\frac{1}{Ea\rho l^4}\Big\{\gamma_m{}^4\int_0^1\varphi u^2\sin^2\gamma_m\xi d\xi\\
&+\gamma_m{}^3 l\int_0^1\varphi uv\sin 2\gamma_m\xi d\xi+\gamma_m{}^2 l^2\int_0^1\varphi v^2\cos^2\gamma_m\xi d\xi\Big\}\\
\varpi_{mn}&=\int_0^1\sin^2 m\pi\xi d\xi=\frac{1}{2}\\
\vartheta_{mn}&=\frac{EA}{\rho l^2}\cdot\gamma_n\gamma_m\int_0^1\varphi\cos\gamma_n\xi\cos\gamma_m\xi d\xi\\
&+\frac{1}{Ea\rho l^4}\Big\{\gamma_n{}^2\gamma_m{}^2\int_0^1\varphi u^2\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi d\xi\\
&+\gamma_n{}^2\gamma_m l\int_0^1\varphi uv\sin\gamma_n\xi\cos\gamma_m\xi d\xi\\
&+\gamma_m{}^2\gamma_n l\int_0^1\varphi uv\cos\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi d\xi\\
&+\gamma_n\gamma_m l^2\int_0^1\varphi v^2\cos\gamma_n\xi\cos\gamma_m\xi d\xi\Big\}
\end{aligned}
\right\}\quad\cdots\cdots(60)
$$

$$
\varpi_{mn}=\int\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi d\xi=0\qquad(m\neq n)
$$

なお，さらに垂直吊材の伸縮の影響を無視すると，

$$\vartheta_{mm}=\frac{(1-\gamma)H}{\rho l^2}\cdot\frac{\gamma_m^2}{2}+\frac{EI}{\rho l^4}\cdot\frac{\gamma_m^4}{2}+\frac{EA}{\rho l^2}\gamma_m^2\int_0^1\psi\cos^2\gamma_m\xi d\xi$$

$$\alpha_{mm}=\int_0^1\sin^2\gamma_m\xi d\xi=\frac{1}{2}$$

$$\vartheta_{mn}=\frac{EA}{\rho l^2}\cdot\gamma_n\gamma_m\int_0^1\psi\cos\gamma_n\xi\cos\gamma_m\xi d\xi$$

$$\alpha_{mn}=\int_0^1\sin\gamma_n\xi\sin\gamma_m\xi d\xi=0\qquad(m\neq n)$$

最後に δ_{mn} の値は m, n の何れか一方が奇数にして他の一方が偶数の時は A, α, I が $\xi=\frac{1}{2}$ なる軸に対して対称の場合零となる事を附言しておく．この積分に対しては式 (45) 若くは式 (46) を使用すれば充分である．

V　数値計算例

〔1〕 舟橋の固有振動周期の計算（抛物線拱軸の場合）

計算に必要な基本的数値並びに基本曲線数値はつぎのごとくである．[9]

$l=5810$ cm,　$h=200$ cm,　$f=750$ cm,　$A=286.4$ cm^2,　$A_u=132.36$ cm^2,　$A_l=213.14$ cm^2

$A_d=91.66$ cm^2,　$I'=345.76$ cm^2,　$\alpha=0.213287$ cm,　$I=3266132$ cm^4,　$\sin\theta=0.900861$,

$H=-165897$ kg,　$H_0=H+\frac{AE}{l}\left(\frac{\phi}{\varphi'}\right)_{x=0}=-203394$ kg,　$\rho=0.03817415$ kg sec^2/cm^2,

$E=2100000$ kg/cm^2,　$k=\frac{4f}{l}=0.516351$,　間格長 $\lambda_0=415$ cm,　$\lambda=\frac{IH}{EA}=-0.275833\times10^{-3}$,

$\mu=1.342.792$,　$\gamma=\frac{IH_0}{IH}=1.226026$

なお基本曲線数値はつぎの表—1 に示すごとくである．この表中のダッシュは微分記号を示す．

表 — 1

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	単　位	備考
φ	0	−270	−480	−630	−720	−750	cm	対　称
φ'	−0.51635111	−0.41308090	−0.30981067	−0.20654044	−0.10327022	0	1	逆対称
φ''	0.17774565	0.17774565	0.17774565	0.17774565	0.17774565	0.17774565	10^{-3}cm^{-1}	対　称
ϕ	0.18703450	0.13472172	0.08365417	0.04007141	0.01049638	0	1	対　称
ϕ'	−0.88109729	−0.90371320	−0.83379146	−0.64737018	−0.35560310	0	10^{-4}cm^{-1}	逆対称
ϕ''	−0.10922590	0.03298959	0.22066763	0.41886477	0.57319706	0.63187032	10^{-7}cm^{-2}	対　称
ϕ'''	0.19646261	0.29026437	0.34563644	0.32029410	0.19533005	0	10^{-10}cm^{-3}	逆対称
u	10.15778239	7.47090063	4.75454439	2.32921603	0.61012746	−0.01658861	10^7kg	対　称
u'	−3.94488680	−4.24527225	−4.22046409	−3.60185685	−2.08666218	0	10^4kgcm^{-1}	逆対称
u''	−0.63818420	−0.11329560	0.65348890	1.99902130	3.26489250	3.79682040	10kg cm^{-2}	対　称
v	−4.79226435	−5.02176124	−4.75459036	−3.78902633	−2.12281351	0	10^4kg cm^{-1}	逆対称
v'	−0.74339680	−0.02532360	1.03752600	2.29481410	3.36925160	3.79432050	10kg cm^{-2}	対　称
v''	0.94937600	1.53947700	2.02658200	2.06982200	1.35570400	0	10^{-2}kg cm^{-3}	逆対称

9)：α, A_u, A_l, A_d, I, I' の値としては近似的に平均値を採用した．

つぎに固有振動周期算定に必要な正弦および余弦値を示すと表—2 のごとくである．この表中 $\gamma_n=n\pi$ $(n=1,2\cdots\cdots)$ とする．

表 — 2

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	備考
$\sin\gamma_1\xi$	0	0.30902	0.58779	0.80902	0.95106	1	対称
$\cos\gamma_1\xi$	1	0.95106	0.80902	0.58779	0.30902	0	逆対称
$\sin\gamma_2\xi$	0	0.58779	0.95106	0.95106	0.58779	0	逆対称
$\cos\gamma_2\xi$	1	0.80902	0.30902	−0.30902	−0.80902	−1	対称
$\sin\gamma_3\xi$	0	0.80902	0.95106	0.30902	−0.58779	−1	対称
$\cos\gamma_3\xi$	1	0.58779	−0.30902	−0.95106	−0.80902	0	逆対称

(1) 基礎微分方程式による計算

1) 最も一般的な場合　前記の E, A_{cl}, $\sin\theta$, I, ρ, l, F, H_0 および表—1, 表—2 の値を用いて α_1, α_2, α_3, α_4, α_5, α_6, α_7, α_8 の値を求めると表—3 のごとくなる．

表 — 3

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	単位	備考
α_1	1.5901437	1.4343544	1.2768554	1.1362310	1.0365555	1.0002175	1	対称
α_1	−4.3059250	−4.5519320	−4.4452150	−3.7031580	−2.1209990	0	1	逆対称
α_3	5.0496864	3.6892413	2.2960530	1.1431908	0.0867235	−0.2209940	10^2	対称
α_4	−1.3807997	−1.4531180	−1.3822882	−1.1067379	−0.6222824	0	10^3	逆対称
α_5	6.3405451	6.3405451	6.3405451	6.3405451	6.3405451	6.3405451	$\sec^2$	対称
α_6	−2.8650700	−3.0022700	2.8425400	2.2652800	1.2691300	0	$10^{-3}\sec^2$	逆対称
α_7	1.0247670	0.9972690	0.9694670	0.9446450	0.9270510	0.9206370	$10^{-2}\sec^2$	対称
α_8	1.3259870	1.3259870	1.3259870	1.3259870	1.3259870	1.3259870	$10^{-5}\sec^4$	対称

この場合の ϑ_{mn}, ϖ_{mn}, の値を求めると表—4, 表—5 のごとくなる．なお $\tau_{mn}=0.6629935\times10^{-5}\sec^4$

$\tau_{mn}=0$　$(m\neq n)$　である．

表—4　ϑ_{mn} (単位 1)

m \ n	1	2	3
1	1642.075215	0	2003.767827
2	0	4346.405871	0
3	2065.778623	0	9595.537480

表—5　ϖ_{mn} (単位 $\sec^2$)

m \ n	1	2	3
1	3.21897310	0	0.00388610
2	0	3.36097327	0
3	0.00407391	0	3.59707683

この ϑ_{mn}, ϖ_{mn}, τ_{mn} の値を用いると，ν^2 の最小根は式 (43) よりえられるところの

$$(\vartheta_{11}-\varpi_{11}\nu^2+\tau_{11}\nu^4)(\vartheta_{33}-\varpi_{33}\nu^2+\tau_{33}\nu^4)-(\vartheta_{13}-\varpi_{13}\nu^2)(\vartheta_{31}-\varpi_{31}\nu^2)=0\cdots\cdots\cdots\cdots(61)$$

を用いて求められ，つぎのごとくなる．

$$\nu_1^2=355.971322\ \text{sec}^{-2}$$

これより ν の最小値は

$$\nu_1=18.87\ \text{sec}^{-1}$$

となる.

これより第一次の固有振動周期は

$$T'_1=\frac{2\pi}{\nu}=0.333\ \text{sec}$$

としてえられる.

2) 腹材変形の影響を無視した場合[10]　この場合の必要な α, ϑ, ϖ の値を求めると表—6, 表—7, 表—8 のごとくなり, $\tau_{mn}=0$ となる. すなわち A_d を含む項を無視すればよい.

表 — 6

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	単 位	備 考
α_1	1	1	1	1	1	1	1	対 称
α_3	5.0080955	3.6860311	2.34945832	1.1560857	0.3102182	0.0018456	10^2	対 称
α_4	−1.3700003	−1.4356121	1.3592340	−1.0832007	−0.6068652	0	10^3	逆対称
α_5	6.3405451	6.3405451	6.3405451	6.3405451	6.3405451	6.3405451	sec^2	対 称
α_7	0.0017747	0.0017747	0.0017747	0.0017747	0.0017747	0.0017747	sec^2	対 称

表—7　ϑ_{mn} (単位 1)

m \ n	1	3
1	1614.934701	1879.024514
3	1950.492411	9835.384158

表—8　ϖ_{mn} (単位 sec^2)

m \ n	1	3
1	3.17027256	0
3	0	3.17027256

これらの値を用いて式 (61) により ν^2 の最小根を求めると,

$$\nu_1^2=375.649542\ \text{sec}^{-2}$$

これより ν の最小値は

$$\nu_1=19.38\ \text{sec}^{-1}$$

となる.

これより第一次の固有振動周期は

$$T_1'=\frac{2\pi}{\nu}=0.324\ \text{sec}$$

としてえられる.

3) 腹材変形および垂直吊材の変形の影響を無視した場合　この場合には A_d を含む項を無視し, $\mu=0$ とおけばよく, u, w', u'', v, v', v'' および各 α の値および ϑ の値はそれぞれ表—9, 表—10, 表—11 に

10) : 腹材とはトラスの腹材の事である.

示すごとくである．この時 $\alpha_{11}=\alpha_{33}=3.17027256\ \mathrm{sec}^2$，$\alpha_{13}=\alpha_{31}=0$ である．

表 — 9

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	単位	備考
u	11.23244532	8.08611361	5.01470688	2.39346536	0.61470476	−0.16589700	10^7kg	対称
$u'=v$	−5.29927154	−5.43529213	−5.01475536	−3.78418300	−2.12206000	0	10^4kgcm^{-1}	逆対称
$u''=v'$	−0.65690830	0.19841260	1.32718340	2.51922730	3.44743640	3.80032090	10kgcm^{-2}	対称
v''	1.18160500	1.74576600	2.07879600	1.92637700	1.17479300	0	10^{-2}kgcm^{-3}	逆対称

表 — 10

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	単位	備考
α_1	1	1	1	1	1	1	1	対称
α_3	5.53686132	3.98872879	2.47746255	1.18769743	0.31246950	0.00184502	10^2	対称
α_4	−1.51494577	−1.55383107	−1.43360967	−1.08181610	−0.60665140	0	10^3	逆対称
α_5	6.34054512	6.34054512	6.34054512	6.34054512	6.34054512	6.34054512	sec^2	対称
α_7	0.17747000	0.17747000	0.17747000	0.17747000	0.17747000	0.17747000	10^{-2}sec^2	対称

表 — 11 ϑ_{mn}（単位1）

m \ n	1	2
1	1677.176991	2065.756870
3	2081.723451	10564.584662

これらの値を用いて式 (61) より ν^2 の最小根および ν の最小根を求めると，

$$\nu_1^2=383.834227\ \mathrm{sec}^{-2}$$

$$\nu_1=19.59\ \mathrm{sec}^{-1}$$

これより第一次の固有振動周期を求めると，

$$T_1''=0.321\ \mathrm{sec}$$

となる．

いま参考までに T_1' および T_1'' の T_1 に対する誤差の百分率を求めると，

$$\frac{T_1-T_1'}{T_1}\times 100\,\%=2.6\,\%$$

$$\frac{T_1-T_1''}{T_1}\times 100\,\%=3.7\,\%$$

となる．

（2） エネルギーの式による計算

1） 垂直吊材の伸縮を考慮に入れた場合　この場合に A, a, Γ, はすべて一定として平均値を採用す

る[11]事にする.

前出の基本数値並に基本曲線数値[12]を用いて ϑ_{mn} を求めると，表—12 のごとくなり，又 $\alpha_{mn}=0.5$ $\alpha_{mn}=0$ $(m\neq n)$ となる.

表 — 12　ϑ_{mn} (単位 1)

m \ n	1	3
1	263.719506	316.462617
3	347.236813	1565.114620

これらの値を用いて式 (61) より ν の最小根を求めると，

$$\nu_1'=19.19\ \mathrm{sec}^{-1}$$

となり，これより第一次固有振動周期

$$T_1'=\frac{2\pi}{\nu_1'}=0.327\ \mathrm{sec}$$

がえられる.

2) **垂直吊材の伸縮の影響を無視した場合**　この場合にも A, a, I, はすべて一定として平均値を採用する事にし，ϑ_{mn} を求めると表—13 のごとくなり，$\alpha_{mn}=0.5$, $\alpha_{mn}=0$ となる.

表 — 13　ϑ_{mn} (単位 1)

m \ n	1	3
1	266.235275	323.934010
3	323.934010	1584.857251

これらの値を用いて式 (61) より ν の最小根を求めると，

$$\nu_1''=19.54\ \mathrm{sec}^{-1}$$

となり，これより第一次固有振動周期

$$T_1''=\frac{2\pi}{\nu_1''}=0.322\ \mathrm{sec}$$

がえられる.

(3) 基礎微分方程式による計算値とエネルギーの式による計算値との比較

基礎微分方程式による計算値の内前記 (B), (C) の場合の値をそれぞれ T_d' および T_d'' とし，エネルギーの式による計算値の内前記 (B), (C) の場合の値をそれぞれ T_e' および T_e'' とすると，それぞれの場合に対する T_d と T_e との誤差の百分率はそれぞれつぎのごとく与えられる.

$$\eta'=\frac{T_e'-T_d'}{T_d'}\times 100=0.90\,\%$$

---

11) : A は実際一定値である.　12) : 表—1 の数値

$$\gamma''=\frac{T_e''-T_d''}{T_d''}\times 100=0.25\,\%$$

これよりして基礎微分方程式による計算値とエネルギーの式による計算値との間には差は殆んどないことが確認された.

基礎微分方程式による計算周期 T はエネルギー式による計算周期 T' より実測値 T_d に約 1.4 %近い値となつているので, T の方が T' より, より正しい計算値として一応認められる. 従つて固有振動周期のより正確な値を求めるには, 出来れば基礎微分方程式による計算をする事が望ましい.

〔2〕 犀川橋の固有振動周期の計算（円弧曲線拱軸の場合）

計算に必要な基本的数値はつぎのごとくである.

$l=6020$ cm, $h=185$ cm, $f=700$ cm, $A=240.80$ cm², $A_u=115.6457$ cm², $A_l=195.4801$ cm², $A_d=66.9260$ cm², $a=0.121276$ cm, $F=311.1258$ cm², $J=17796$ cm⁴, $I=2494588$ cm⁴, $\sin\theta=0.918592$, $H=-118453$ kg, $H_0=-148302$ kg, $\rho=0.0235306$ kg sec²/cm², $E=2100000$ kg/cm², $R=6821.5$ cm, $k=\frac{2R}{l}=2.26628$, $\lambda=-0.234245\times10^{-3}$, $\mu=1.935554\times10^{3}$.

基本曲線数値はつぎの 表—14 のごとくである. この犀川橋の固有振動周期は基礎微分方程式による計算を行つて求める事にする.

表 — 14

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	単位	備考
φ	0	−0.086671	−0.128587	−0.196978	−0.223716	−0.232558	3010cm	対称
φ'	−0.491709	−0.377290	−0.277481	−0.179316	−0.088596	0	1	逆対称
φ''	2.028550	1.789854	1.652252	1.537223	1.483246	1.465953	10^{-4}cm^{-1}	対称
φ'''	−0.488229	−0.317419	−0.206879	−0.123160	−0.058018	0	10^{-7}cm^{-2}	逆対称
φ''''	3.587274	2.256392	1.577228	1.187378	1.001686	0.945107	10^{-11}cm^{-3}	対称
ψ	0.174723	0.116588	0.070357	0.030663	0.007758	0	1	対称
ψ'	−1.020606	−0.903726	−0.746111	−0.504241	−0.256721	0	10^{-4}cm^{-1}	逆対称
ψ''	1.412912	2.549537	3.387676	3.892565	4.200284	4.298032	10^{-8}cm^{-2}	対称
ψ'''	−2.223110	−1.585818	−1.109693	−0.694406	−0.332400	0	10^{-11}cm^{-3}	逆対称
u	7.5420004	5.3052467	3.3328170	1.4979385	0.3785290	−0.0118422	10^{7}kg	対称
u'	−3.6648127	−3.6666939	−3.3206185	−2.4163370	−1.2813395	0	10^{4}kgcm^{-1}	逆対称
u''	−0.6227047	0.2618180	1.0100682	1.6434309	2.0382370	2.1737257	10kgcm^{-2}	対称
v	−4.4114018	−4.1206055	−3.5456175	−2.4822275	−1.2898374	0	10^{4}kgcm^{-1}	逆対称
v'	0.1848247	0.8256144	1.3749652	1.8562303	2.0313811	2.1734288	10kgcm^{-2}	対称
v''	−6.1975710	−3.5673840	−1.7583390	−0.8008820	−0.2391090	0	10^{-3}kgcm^{-3}	逆対称

1) 最も一般的な場合　前記の基本的数値および表—14, 表—2 の値を用いて α_1, α_2, α_3, α_4, α_5, α_6, α_7, α_8 の値を求めると表—15 のごとくなる.

なお $\tau_{11}=\tau_{22}=\tau_{33}=0.510684\times10^{-5}$sec⁴, $\tau_{13}=\tau_{31}=\tau_{23}=\tau_{32}=0$ である.

表 — 15

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	単位	備考
α_1	1.585391	1.412121	1.267073	1.117187	1.030472	1.002315	1	対称
α_2	−5.475369	−5.360307	−4.950548	−3.411238	−1.796586	0	1	逆対称
α_3	5.234839	3.626667	2.279072	0.896158	0.098045	−0.180990	10^2	対称
α_4	−1.826686	−1.710025	−1.473626	−1.032389	−0.536759	0	10^3	逆対称
α_5	6.421140	6.421140	6.421140	6.421140	6.422140	6.421140	sec^2	対称
α_6	−2.922256	−2.729623	−2.348733	−1.644309	−0.854430	− 0	$10^{-3}sec^2$	逆対称
α_7	0.944168	0.919558	0.975139	0.877661	0.865306	0.861047	$10^{-2}sec^2$	対称
α_8	1.021367	1.021367	1.021367	1.021367	1.021367	1.021367	$10^{-5}sec^4$	対称

表—16　ϑ_{mn} (単位 1)

m \ n	1	2	3
1	1617.554101	0	2103.602792
2	0	4545.037947	0
3	2205.938440	0	9836.453092

表—17　ϖ_{mn} (単位 sec^2)

m \ n	1	2	3
1	3.255994	0	0.008348
2	0	3.391282	0
3	0.004041	0	3.616562

この ϑ_{mn}, ϖ_{mn}, τ_{mn} の値を用いて式 (61) により ν_1 の最小根を求めると

$$\nu_1=18.22\ sec^{-1}$$

これより第一次の固有振動周期は

$$T'_1=0.345\ sec$$

としてえられる.

2) **腹材変形の影響を無視した場合**　この場合の必要な α, ϑ, ϖ の値を求めると, 表—18, 表—19, 表—20 のごとくなり, $\tau_{mn}=0$ となる.

表 — 18

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	単位	備考
α_1	1	1	1	1	1	1	1	対称
α_3	5.22773568	3.68037208	2.38462919	1.04651765	0.27212192	0.00020671	10^2	対称
α_4	−1.83715981	−1.71605520	−1.47659706	−1.03374164	−0.53716255	0	10^3	逆対称
α_5	6.42114023	6.42114023	6.42114023	6.42114023	6.42114023	6.42114023	sec^2	対称
α_7	0.00142063	0.00142063	0.00142063	0.00142063	0.00142063	0.00142063	sec^2	対称

表—19　ϑ_{mn} (単位 1)

m \ n	1	3
1	1657.154190	2123.069359
3	2164.649370	10108.681039

表—20　ϖ_{mn} (単位 sec^2)

m \ n	1	3
1	3.21057011	0
3	0	3.21057011

この v_{mn}, ε_{mn}, τ_{mn} の値を用いて式 (61) により ν_1 の最小根を求めると,

$$\nu_1'=18.89\ \mathrm{sec}^{-1}$$

これより第一次固有振動周期は

$$T_1'=0.333\ \mathrm{sec}$$

としてえられる.

3) 腹材変形および垂直吊材の変形の影響を無視した場合　この場合の u, u', u'', v, v', v'' および α の値および ϑ の値はそれぞれ表—21, 表—22, 表—23 に示すごとくである. この時

$$\varepsilon_{11}=\varepsilon_{33}=3.210570\ \mathrm{sec}^2,\quad \varepsilon_{13}=\varepsilon_{31}=0$$

である.

表 — 21

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	単位	備考
u	8.8235597	5.8837891	3.5464906	1.5387438	0.3809793	−0.0011843	10^7kg	対称
$u'=v$	−5.1610004	−4.5699616	−3.7729341	2.5498459	−1.2981868	0	10^4kgcm^{-1}	逆対称
$u''=v'$	0.7144813	1.2892499	1.7730600	1.9683923	2.1239996	2.1734288	10kgcm^{-2}	対称
v''	−1.1241823	−0.8019164	−0.5611496	−0.3511472	−0.1650880	0	10^{-2}kgcm^{-3}	逆対称

表 — 22

ξ	0	0.1	0.2	0.3	0.4	0.5	単位	備考
α_1	1	1	1	1	1	1	1	対称
α_3	6.11429909	4.08060381	2.46368400	1.07474530	0.27381688	0.00206651	10^2	対称
α_4	−2.14933526	−1.90319248	−1.57126635	−1.06189612	−0.64064014	0	10^3	逆対称
α_5	6.42114023	6.42114023	6.42114023	6.42114023	6.42114023	6.42114023	sec^2	対称
α_7	0.00142063	0.00142063	0.00142063	0.00142063	0.00142063	0.00142063	sec^2	対称

表—23 v_{mn} (単位1)

m \ n	1	3
1	1764.759922	2337.473710
3	2346.082531	11052.746686

この v_{mn}, ε_{mn} の値を用いて式 (61) により ν_1 の最小根を求めると,

$$\nu_1''=19.39\ \mathrm{sec}^{-1}$$

これより第一次の固有振動周期は

$$T_1''=0.324\ \mathrm{sec}$$

としてえられる.

いま T_1' および T_1'' の T_1 に対する誤差の百分率を示すと,

$$\frac{T_1-T_1'}{T_1}\times 100=3.5\ \%$$

$$\frac{T_1-T_1''}{T_1}\times 100=6.0\ \%$$

である.

Ⅵ 實測結果と計算結果との比較検討

福井県下の舟橋は福井震災後に架設された終戦後流行の鋼ランガートラス橋の一つである. これは架設後間もないにもかかわらず振動が多いといわれていた橋であるが, この振動の多いと云う事実はランガー橋全般に通ずる事実であると云えよう.

いま 表—24 に示すごとき京都大学での実測結果を引用させて貰き, 理論計算結果と比較検討して見る事にしよう.

表 — 24

測定径間	測定周期 (sec)	各連平均値 (sec)	全平均値 (sec)
第 1 連	0.377～0.323	0.350	
第 2 連	0.388～0.326	0.357	
第 3 連	0.377～0.321	0.349	0.3508
第 4 連	0.374～0.326	0.350	
第 5 連	0.370～0.326	0.348	

実測固有振動周期の平均値を求めると,

$$T_a=0.351\ \text{sec}$$

となる.

厳密計算による固有振動周期の計算値は

$$T'=0.333\ \text{sec}$$

である.

T' にす対る T_a の差の百分率を求めると

$$\frac{T_a-T'}{T_a}\times 100=5.3\ \%$$

である.

これよりして筆者の計算結果は実測結果に割合よく合致する事が認められた.

Ⅶ. 結　　語

本文はとかく振動の多いと云われているランガー橋に関する強制振動並に固有振動の式を誘導すると共に, 固有円振動数を求めるためのエネルギーの関係式を誘導し, 舟橋については基礎微分方程式およびエネルギー

の式の双方によつて固有振動周期を算出し，両結果の一致する事を確め，もつて理論式の妥当性を一応認めたので，長野県の犀川橋[13]の固有振動周期も併せて算出したものである．

なお舟橋については京都大学で行つた実測結果とも比較検討して，ここに発表した理論式の妥当性を確める事が出来た．

今後振動実測，および強制振動に関する研究を引続き行う積りであるが，本研究がランガー橋の振動に関する参考資料ともなれば幸甚である．

終りにこの舟橋の測定結果を引用させていただきました京都大学土木教室当局に厚く謝意を表明いたします．

13) 近く実測を行う予定

漂砂に関する研究（5）

海岸防砂堤の長さと間隔について

建設技官　佐　藤　清　一

目　　次

Ⅰ 緒　　言……（1）
Ⅱ 鳥取県弓ケ浜皆生海岸に於ける防砂堤の施工……（1）
［1］施工方針……（1）
［2］突堤の施工……（6）
Ⅲ 防砂堤施工の結果に対する考察……（6）
［1］防砂堤施工の結果……（6）
［2］風との関連に於ける考察……（7）
［3］防砂堤Eの破壊および過去の防砂堤の破壊……（10）
［4］施工方針に対する批判……（12）
Ⅳ 防砂堤の長さと間隔の決定法……（13）
［1］防砂堤風上側の汀線の方向……（13）
［2］海岸の縦断形状……（14）
［3］防砂堤の長さと間隔の関係……（15）
［4］皆生海岸に於ける実例についての検討……（17）
Ⅴ 結　　言……（18）

Ⅰ 緒　　言

さきに鳥取県弓ケ浜海岸の欠潰に関し，漂砂の供給源および移動機構について研究したが，その結果に基き次章で述べる如き設計方針を助言し，県当局に於て皆生海岸に防砂堤工事を施工した．今回最初に施工したのは昭和22年夏季であつたがそれより引続いて殆ど毎年1,2本ずつ施工し現在ではその数5本に達するとともに，その結果も見えてくるに至つた．そこで現在までに現われた結果を分析して防砂堤の効果を検討するとともに，設計当初に行つた助言が正しかつたかどうかを検討し，なお進んで海岸防砂堤の長さと間隔の決定方法について考察し，算定式を導き，この海岸に施工した防砂堤によつてこの式を検討した．

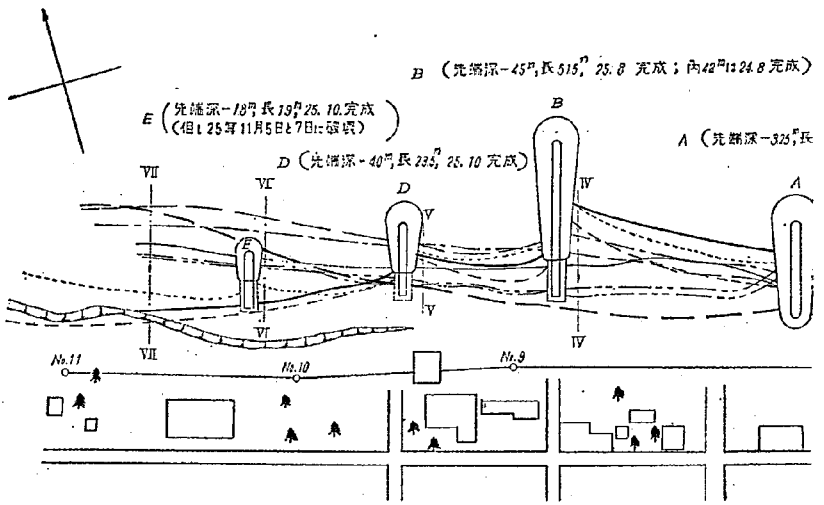
(26. 11. 11)

Ⅱ 鳥取県弓ケ浜皆生海岸に於ける防砂堤の施工

［1］施工方針

先回に於ける研究[1]により，弓ケ浜海岸に於ける漂砂の供給源は日野川であること，又漂砂は逐次皆生海

[1] 佐藤清一・細井正延：漂砂に関する研究（3），弓ケ浜の漂砂について，土木研究所報告81号，昭和26年3月

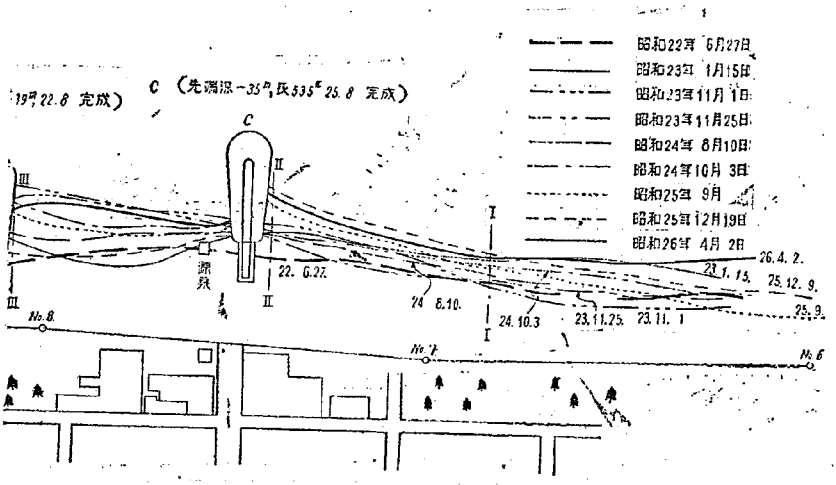


岸から境の方に向つて移動するものであること，即ち東から西に移動するものであることを確認することが出来た．而して皆生海岸の近年に於ける著しい欠潰は，日野川よりの土砂供給が近年著しく減少してきているにもかゝわらず皆生海岸に於ける砂の移動には特別な変化がないために海岸砂は主としては汀線漂砂として西へ移動していることに起因するものであることを知つた．そしてこの地区より移動した砂は大体に於て境地区に至つて堆積していることがわかつた．

そこでこれに対する方策として次のように考えた．

皆生地区の欠潰を防ぐには供給源としての日野川よりの土砂量を増してやることとこの地区の海岸砂移動を直接防害することである．前者は従来行つて来た砂防工事を除去するとか山肌を剝ぐことによつて直接その目的を達せられるが，これは山地を荒廃せしめることになり他に大きな害を生ずる．それで前者に対しては降雨による搬出土砂のみを期待するということにした．次に漂砂移動を直接防害するという方策については，沿岸漂砂は微粒であり且つその量も非常に少いと推定されるのみならず対策としても実施困難となるので専ら汀線漂砂のみを防ぐこととした．それには海岸より突堤を出して海岸沿いの流れを切断することであり，その長さはしけの時の砕波による攪乱域を被うに足るだけの長さを必要とする．このようにして乱れの多い汀線漂砂帯を突堤により寸断絶縁することである．而もなお突堤自体が波浪によつて破壊されてしまつては仕事の目的を失うので，少くともその先端はしけ時の砕波水深よりも深いところまで出ておく必要がある．皆生海岸地区では期待されるしけ時の波高が 2.8 m の程度のものであり，従つてこれに対する砕波水深 H' は前の研究[2]により

[2] 佐藤清一：漂砂に関する研究 (1)，沖波，岸波，砕波について，土木研究所報告，79 号，昭和25年3月，141 頁



図—1　鳥取県皆生海岸に於ける防砂突堤と汀線の変化

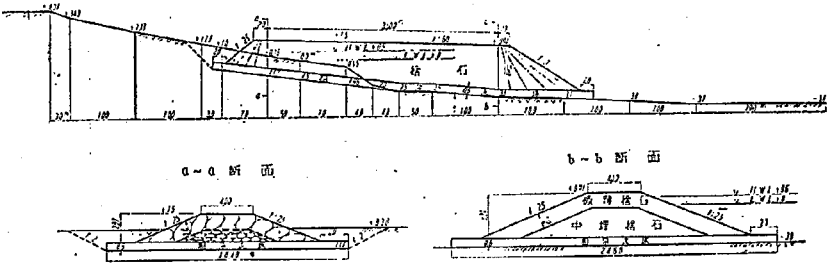
$H=1.3\times 2a=3.6$ m

程度のものであること，およびこの地区海岸の縦断測量によると水深 3～4 m のところで海岸勾配が急に折れて，それより沖の方は極めて緩なものになつていることとを照合して，この地区の突堤の先端は水深 3～4 m 又は出来ればこれ以上のところまで出すべきであることを助言したのである．特に，従来の考え方の慣習では長さいくらの突堤を出してその間隔をいくらにする，というふうに突堤については先ずその長さのことを考えるが，それは誤りであつて，どの水深まで出さねばならぬかを考えるべきであることを指摘した．従つて突堤の長さは先端の深さを決めれば自然に定つてくるべきものである．突堤と突堤との間隔については，当時この点までは研究が至つていなかつたので諸外国に於てもよくみられるように2倍程度を考えたらよかろうという見解で対処した．

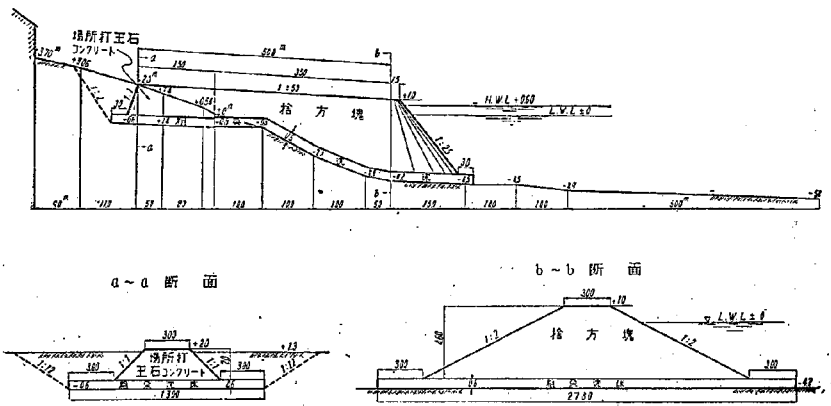
そこで突堤を何処から始めるかであるが，日野川の吐砂が皆生海岸に移り，それが逐次西に移動して境地区に至つて堆積するのであり，又日野川よりの吐砂量は近年減少してきたとはいえ絶無ではなく，河川流量の多い場合には必ず存在する[3]のであるから，欠潰地区を境よりから逐次皆生地区へと突堤を出してくればよいのであるが，それでは突堤による海岸の前進が皆生に至るまでにはかなりの時日を要し，その時日の間に皆生は市街地にまで欠潰が到達する恐れがあるので，皆生地区の最も緊急を要する場所から施工開始することとした．

従来の一般的経験によると突堤の風下側では海岸が欠け込むのが常であるので，この場合にもこのような現象が起つたら風下側に更に突堤を追加して行く以外に方法はない．そして逐次その欠け込み量を減少させる如

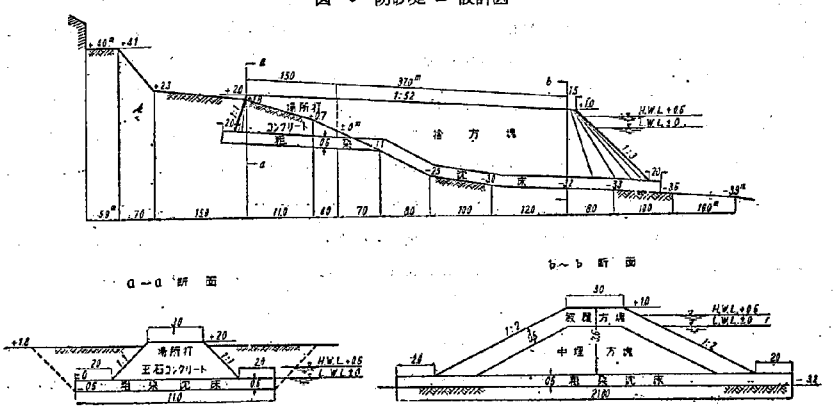
[3] 脚註(1)



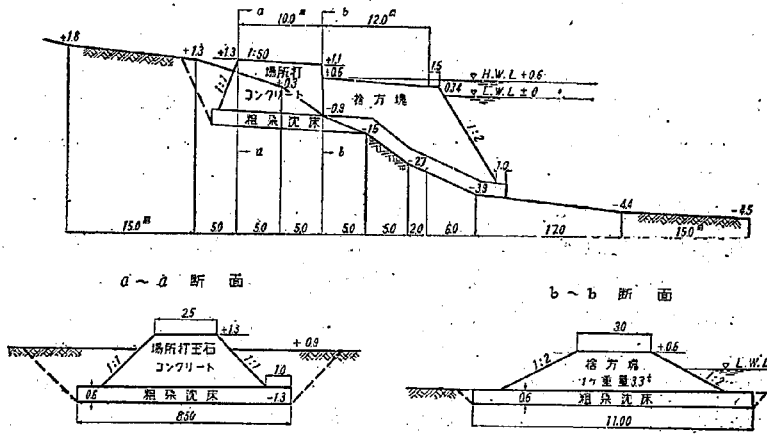
図—2 防砂堤 A 設計図



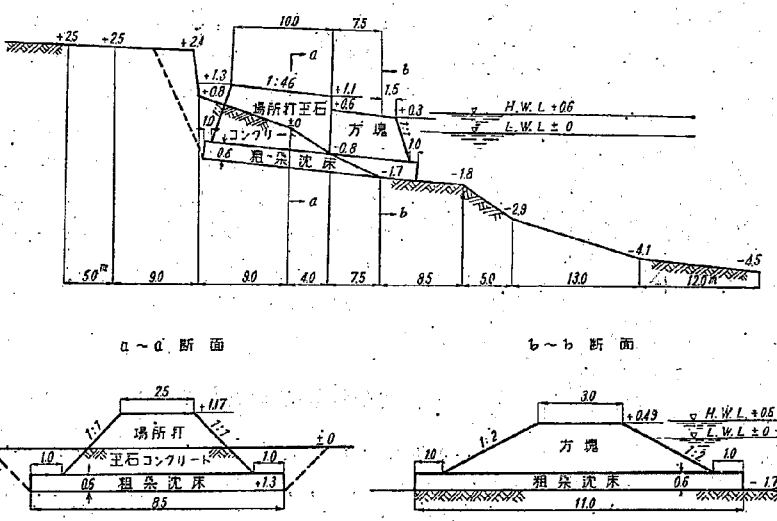
図—3 防砂堤 B 設計図



図—4 防砂堤 C 設計図



図—5　防砂堤 D 設計図



図—6　防砂堤 E 設計図

く導いて行くより仕方ないという考え方で施工を行つたのである.

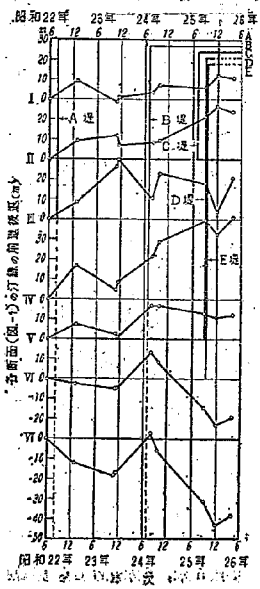
又防砂突堤の数については，たゞ一本の突堤では効果は期待出来ないのであつて少くとも欠潰地区の全般に亘つて実施することが望ましいのであるが，費用の点でこれが不可能な場合には5本，6本だけでも最重点的に実施したいということにした.

[2] 突堤の施工

昭和 22 年度に於て，日野川河口左岸より西方約 800 m のところに最初の突堤（これを A 堤とする）を施工し昭和 22 年 8 月に完成した（図—1 参照）．これは水深約 −3.2 m まで出し長さは約 40 m である．構造は 図—2 に示す如く最下部に厚さ 60 cm の粗朶沈床をしき天端幅 4 m，側面勾配 1：2.5 の梯形断面の捨石を行い，天端高は堤基部で +1.50 m 先端で +0.91 m の不透過堤である．

次いで昭和 24 年度に A 堤より西に 93.6 m 離れて長さ 51.5 m の防砂堤（これを B 堤とする）を施工したが，その内の大部分 42 m は昭和 24 年 8 月に完成し，残りは昭和 25 年 8 月に完成した．これは水深 −4.5 m のところまで出し，構造は図—3 に示す如く厚さ 60 cm の粗朶沈床の上に捨方塊を置いたものであり，基部の 15 m は場所打コンクリートである．天端高は基部で +2.0 m 先端で +1.0 m の不透過堤である．

次に昭和 25 年度には A 堤より東に 99.6 m 離れて長さ 53.5 m の不透過堤（これを C 堤とする）を先端 −3.5 m のところまで出して昭和 25 年 8 月に完成し，B 堤より西に 60 m 離れて長さ 23.5 m の不透過堤（これを D 堤とする）を先端を −4.0 m のところまで出して昭和 25 年 10 月に完成し，又更に D 堤より西に 60 m 離れて長さ 19 m の不透過堤（これを E 堤とする）を先端水深 −1.8 m のところまで出して昭和 25 年 10 月に完成した．これらの構造はそれぞれ図—4,5,6 に示す通りで，粗朶沈床の上に捨方塊と場所打コンクリートであり，天端高は C 堤は基部で +2.0 m 先端で +1.0 m，D 堤では基部で +1.3 m 先端で +0.34 m，E 堤では基部で +1.3 m 先端で +0.3 m に施工された．但し高さの基準点は低潮面を零にとり，高潮面は +0.6 m である．



図—7 皆生海岸の汀線の出入り（昭和 22 年 6 月から昭和 26 年 4 月まで）

ところがその後最も西寄りの E 堤は昭和 25 年 11 月 5 日および 7 日の暴風で場所打部分は破壊して水面すれすれとなり，捨方塊は飛散してしまつた．そのために昭和 26 年度では これを長さ 32 m として 復活せしめるとともに D 堤も長さ 32 m とし，更に E 堤の西側に長さ 32 m の防砂堤を施工中である．

Ⅲ 防砂堤施工の結果に対する考察

[1] 防砂堤施工の結果

5 本の防砂堤 A, B, C, D, E の施工後の汀線変化を知るために，図—1 にて防砂堤の直ぐ東側（主風の風上側）に Ⅱ～Ⅵ なる 5 本の縦断を，更に又これら 5 防砂堤の両端外に Ⅰ および Ⅶ なる 2 本の縦断を皆生海岸の平均汀線に直角に設定し，汀線の出入りを調べた結果は図—7 の如くである．図は A 堤施工直前の昭和 22 年 6 月 27 日測量の汀線を基として，これよりの進出を正，後退を負として測定したもので，その結果は 表—1 の如くである．

図によると次のことがわかる．A 堤を昭和 22 年 8 月に完成した後

表—1　皆生海岸の A 堤施工直前（昭和22年6月27日）の汀線を基準としての汀線の出入り；単位は m. 進出を正，後退を負とする．Ⅰ～Ⅶ は図—1 に示す測定断面．

年 月 日	Ⅰ (m)	Ⅱ (m)	Ⅲ (m)	Ⅳ (m)	Ⅴ (m)	Ⅵ (m)	Ⅶ (m)
22. 6.27	0	0	0	0	0	0	0
23. 1.15	9.6	9.6	8.4	16.8	7.2	—2.4	—12.0
23.11. 1	—1.2	12.0	26.4	4.8	2.4	—4.8	—18.0
23.11.25	1.2	7.2	30.0	8.4	1.2	—4.8	—16.8
24. 8.10	3.6	8.4	10.8	21.6	16.8	13.2	2.4
24.10. 3	7.2	9.6	22.8	28.8	16.8	8.4	—6.0
25. 9	6.0	21.6	18.0	39.6	13.2	—14.4	—31.2
25.12.19	12.0	26.4	3.6	32.4	10.8	—22.8	—43.2
26. 4. 2	10.8	24.0	20.4	40.8	12.0	—19.2	—38.4

は A 堤の位置の Ⅲ 断面を境としてこれより東の汀線は前進を示し西側の汀線は後退を示している．しかし A 堤東側の汀線前進は A 堤より東に離れるに従って A 堤の影響がなくなり，Ⅰ断面では殆んど無影響である如くに見える．次に昭和24年8月に B 堤が出来てからは B 堤より東側の汀線は漸時前進の傾向を示し，これより西側の汀線は後退を示している．但し A 堤のところの断面 Ⅲ が B 堤施工後平均して出入りのないのは B 堤の先端が A 堤のそれよりもはるか沖に出ているために（A 堤施工当時の水深は −3.2 m，B 堤施工当時の水深は −4.5 m）A 堤が B 堤に被われてしまつた結果と考えられる．

次に昭和25年8月に C 堤が完成すると，その後は C 堤より東の汀線は前進を示し，西側の汀線は後退を示している．併し B 堤は一番沖に出ているために B 堤のところの断面 Ⅳ は依然として全体としては前進的傾向を示している．従つてこれより西の汀線は依然として後退の傾向を示している．

次に昭和25年10月に D 堤と E 堤とが完成したが D 堤は B 堤の西側の大きな後退の中に短く作られたために汀線を前進させる程の効果はなく，Ⅴ 断面の汀線は殆んど同一状態を保つている．E 堤は施工後間もなく破壊したために施工されなかつたと同一である．

以上の結果これらの防砂堤の施工により，Ⅰ断面よりⅤ断面までは全体として汀線は施工前に比して前進を示し，D 堤より西の Ⅵ および Ⅶ 断面は後退を示している．

以上の結果によつて防砂堤施工の目的は明らかに達せられていることがわかる．

［2］ 風との関連に於ける考察

汀線漂砂に関係するものは砕波による海水の乱れと沿岸流であり，漂砂に関係ある沿岸流は主として風による吹送流と波による流れとであることは前の研究に於て述べたところである．[1] これらを総合しての，風の海面に与える力は風力によつて表現出来るから，風力の頻度分布を年別月別方向別に調べれば漂砂の方向が大体わかつてくるわけである．しかしこの作業は非常な手数を要する．然るに岩船海岸の漂砂を研究した際の風の

[1] 脚註 (1)

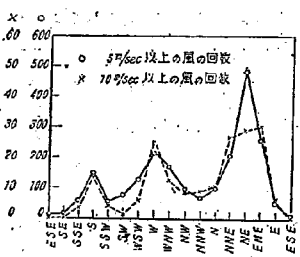
研究によると，強風頻度分布をもつて風力頻度分布を充分に代用することができることを知つたのでこの場合にも強風を用いることにした．

皆生地区を代表する風として米子側候所で観測したものを用いることとした．米子は海岸線から約 4 km 陸地に入つているのでこゝで観測された風速は海上に於ける風速よりも小さくなる傾向をもつはずであるから，この場合の強風としては 5 m/sec 以上をとることとした．

表—2 昭和22年6月より昭和26年5月までの4年間に於ける強風の風向別頻度分布（米子測候所に於ける毎時観測による）

	N	*NNE*	*NE*	*ENE*	*E*	*ESE*	*SE*	*SSE*	*S*	*SSW*	*SW*
5～10 m/sec	349	721	1820	916	185	33	51	218	542	212	302
10 m/s 以上	42	107	117	123	25	1	1	14	53	16	5
5 m/s 以上	391	828	1937	1039	210	34	52	232	595	228	307
5 m/s 以上の風の年当平均回数	97.75	207.0	484.25	259.75	52.5	8.5	13.0	58.0	148.75	57.0	76.75
10 m/s 以上の風の年当平均回数	10.5	26.75	29.25	30.75	6.25	0.25	0.25	3.5	13.25	4.0	1.25

WSW	*W*	*WNW*	*NW*	*NNW*
487	762	624	358	235
24	101	50	34	35
511	863	674	392	270
127.75	215.75	168.5	98.0	67.5
6.0	25.25	12.5	8.5	8.75



図—8 強風の風向別頻度分布（昭和22年6月から昭和26年5月までの4年間に於ける平均．米子測候所における毎時観測）

昭和22年6月1日（即ち最初の防砂堤Aの施工直前の月）から昭和26年5月31日までの満4年間における米子の毎時観測の風について強風の風向別頻度分布を調べてみると表—2の如くである．図—8 は 5 m/sec 以上の強風および 10m/sec 以上の強風の風向別頻度を4年間の平均について表わしたものである．これを見ると主風は北東風と西風と南風との3つであることがわかる．このうち南風は陸風であり，西風は海岸に沿つた風であり，北東風は主な海風であつてこの海岸には重要な役割をもつものである．

更に又この地区の海岸線の方向は大体に於て *ESE* より *WNW* に走つているので，漂砂に有効な海浜風向範囲として *ENE*～*NNW* をとると，海強風（*ENE*～*NNW*）の各年の頻度は表—3 の如くになり，年によつて多少の差はあるが 5 m/sec 以上の強風は一年間に平均して 1217 回（又は 1217 時間）吹き，それに対して大しけとなる 10 m/sec 以上の海強風は平均して 117 回（又は 117 時間）吹いていて，而も 5 m/sec 以上の海強風の多い年程 10 m/sec 以上の強風の多いことがわかる．

表—3 海強風（*ENE*～*NNW*）の回数，昭和22年6月から昭和26年5月までの各年についての回数

	22.6～23.5	23.6～24.5	24.6～25.5	25.6～26.5	平均
5～10m/s	939	1046	1311	1103	1100
10m/s以上	34	81	182	171	117
計	973	1127	1493	1274	1217

以上の両者によれば，1 年間 8760 時間のうち 1217 時間即ち 1/7.2 は

海強風が吹き，そのうちの約 40 %は北東強風が吹くことがわかる．従つてこの地区の主要な海強風は北東強風であつて，その意味から漂砂は東から西に移動するものと推定される．この点をも少し詳しく調べてみよう．

皆生海岸の平均汀線の方向は ESE より WNW に走り，その法線方向は SSW—NNE である．従つて NNE より W まわりに NW までの海風は漂砂の東への移動を，又 NNE より E まわりに E までの海風は西への移動を生ぜしめると期待することができる．速水氏が湾内の波高分布を図式により調べたところによつても，沖波が N 方向より来る場合には沿岸流は一般に東方に向い，NE 方向より来る場合には西方に向うと推定している[5]．

そこで NE と ENE と E の3強風の回数の和を以て西に向う漂砂の指数とし，これを $\overline{NE}$ を以て表わし，NW と NNW と N の3強風の回数の和を以て東に向う漂砂の指数とし $\overline{NW}$ で表わすこととする．

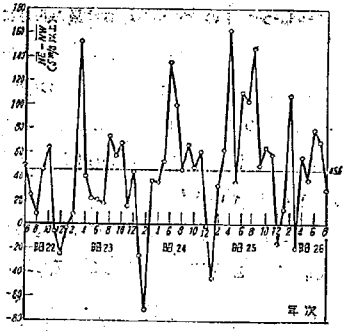
表—4　$\overline{NE}$, $\overline{NW}$ の月別回数，括弧内は 10 m/sec 以上の強風回数，括弧なきは 5～10 m/sec の強風回数

年	月	$\overline{NE}$	$\overline{NW}$	$\overline{NE}-\overline{NW}$	年	月	$\overline{NE}$	$\overline{NW}$	$\overline{NE}-\overline{NW}$
22	6	60	11	49	24	8	47 (3)	5	45
	7	25	1	24		9	73 (3)	10	66
	8	8	0	8		10	65 (4)	16 (6)	47
	9	61	15	46		11	44 (28)	12	60
	10	75 (2)	13	64		12	17	14 (5)	— 2
	11	18	24 (2)	— 6	25	1	14 (6)	54 (11)	—45
	12	6	27 (4)	—25		2	62 (11)	34 (6)	32
23	1	10	13	— 3		3	72 (9)	19	62
	2	29	21	8		4	171 (9)	18	162
	3	170 (4)	21 (1)	152		5	87 (10)	49 (3)	35
	4	55	15	40		6	114	4	110
	5	31	10	21		7	93 (10)	0	103
	6	29	9	20		8	145 (6)	4	147
	7	18	1	17		9	61 (3)	13 (2)	49
	8	75 (1)	3	73		10	79 (14)	28 (1)	64
	9	58	1	57		11	69 (24)	14 (1)	58
	10	79	12	67		12	6	16 (6)	—16
	11	33	18	15	26	1	24 (16)	25 (3)	12
	12	51 (7)	12 (2)	44		2	98 (45)	31 (4)	108
24	1	0	23 (3)	—26		3	33 (2)	47 (8)	—20
	2	47 (4)	94 (28)	—71		4	85 (18)	42 (4)	57
	3	74 (7)	35 (10)	36		5	52	15	37
	4	69	34	35		6	85	6	79
	5	60 (8)	15	53		7	94 (5)	30	69
	6	137 (19)	20 (1)	135		8	39	10	29
	7	112 (2)	14	100					

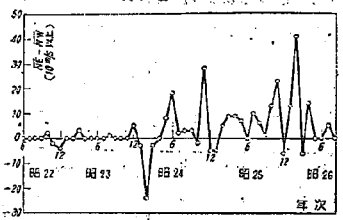
[5] 鳥取県漂砂対策調査委員会：漂砂対策調査報告書，昭和25年4月．64頁．

これらを昭和22年6月から昭和26年8月までについて調べたものが表—4である．表中，$\overline{NE}$ および $\overline{NW}$ 欄の括弧のない数字は 5 m/sec～10 m/sec の強風回数であり，括弧内の数字は 10 m/sec 以上の強風回数である．

そこで $\overline{NE}$ 風と $\overline{NW}$ 風との合成結果を知るために $\overline{NE}-\overline{NW}$ を調べると表—4 および図—9 の如くなり，一般には $\overline{NE}$ 風が卓越して漂砂は西に向うであろうことが推定される．併し時としては東向きの漂砂の生ずることもあり，これは概して 12 月，1 月，2 月の真冬に起ることがわかる．このことは 10 m/sec 以上の強風についても同一の傾向がみられる(図—10)．



図—9 5 m/sec 以上の $\overline{NE}$ 風と $\overline{NW}$ 風の回数の差



図—10 10 m/sec 以上の $\overline{NE}$ 風と $\overline{NW}$ 風の回数の差

併し昭和22年6月から昭和26年8月まで 50 カ月間の $\overline{NE}-\overline{NW}$ の平均をとると +45.6 となり，綜合的結果としては漂砂は東から西へ移動する性質をもつていることがわかる．

そこで図—7 をみると，A 堤にしても B 堤にしても C 堤にしても，防砂堤を出した結果その東側の海岸では汀線が前進し，西側では汀線が後退を示していることは，今の風の考察と全く一致する．

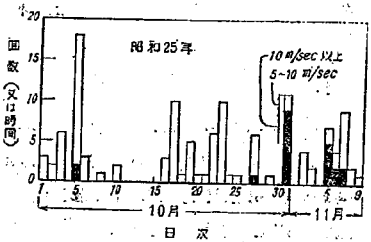
たゞ昭和23年12月から昭和24年8月までの間はこの傾向が逆になつている．これは図—9 でわかる通り，昭和23年12月から昭和24年1月にかけて $\overline{NW}$ 風が著しく卓越したためであつて，結局防砂堤の風上では堆積が起り風下では洗掘が起ることに外ならない．

このようにして防砂堤の施工直前の昭和22年6月に比し現在（昭和26年4月）では，破壊せずに残つている防砂堤 D より風上では汀線は前進し，風下では後退という綜合結果になつていることは，図—9 の示す如く $\overline{NE}-\overline{NW}$ の総平均値が正となつていることと一致するわけである．即ち，日野川よりの吐砂が如何に減少したとはいえ，これを防砂堤が効果的にとらえていることを示すものであり，Ⅶ断面以西の汀線後退は供給がなくなつた結果と解することにより充分説明されるのである．

[3] 防砂堤 E の破壊および過去の防砂堤の破壊

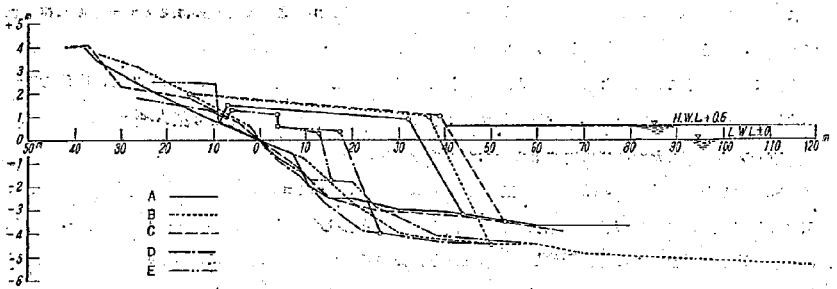
現場よりの報告によると防砂堤 E は昭和25年10月中に完成し11月5日および7日のしけで破壊したとのことである．これに対し，10月1日より11月9日までの海強風の毎日の回数を調べると図—11 の通りである．図中白の縦棒の長さは 5～10 m/sec の海強風の回数を，黒の縦棒の長さは 10 m/sec 以上の海強風の回数を示すものである．これによると，既に10月中に 5～10 m/sec の海強風が屢々吹いておるにもかゝわらず 10 月中に破壊しなかつたところをみると，この程度の風にはそれだけの力がなかつたためであり，10 m/sec

以上の海強風が破壊の原因をなしたと考えるべきである．ところが 10 m/sec 以上の海強風は 10 月 31 日に 9 時間も吹いており，それより 4 日おいて 5 日には 5 時間，6 日には 2 時間，7 日には 2 時間吹いている．従つて E 堤の破壊は 5 日と 7 日のしけでのみ生じたのではなく，実は 10 月 31 日のしけで崩壊の直前まで破壊されていて 11 月 5 日から 7 日までのしけで最後的破壊に立ち至つたものと考えねばならない．そこでこの原因を次に考えてみよう．



図—12　海強風の毎日の回数（昭和 25 年 10 月 1 日より同 11 月 9 日まで）

A, B, C, D 堤はすべて 3 m 又は 4 m 以上の，海岸勾配が急に折れて海底が充分に深になつているところまで先端を出しているにもかゝわらず，E 堤のみは先端がこのようなところまで出されておらず，約 −1.8 m の中段のところでとめられている（図—12）．



図—12　各防砂堤 A, B, C, D, E の縦断の比較

一方この海岸における波高を推定してみるに，風の記録を調べてみると海強風は短くて数時間，長くて数十時間の間ほゞ同一方向に吹き続けることがわかる．そこで海強風の中，$\overline{NW}$ 風による波は離岸距離によつておさえられるので，離岸距離を地図上より測つて 12.5 km とすれば，Stevenson の式によりこの方向からの波高は

$$2a=1.5\ \mathrm{m}$$

と推定される．

然るに $\overline{NE}$ 風によるものは，海岸が日本海に直接さらされているから $\overline{NE}$ の風速より推定しなければならない．$\overline{NE}$ 風は最大 15 m/sec のものが米子で屢々観測され瞬間風速では 20 m/sec を越えるものがある．そこで $\overline{NE}$ の平均強風速を $V=12$ m/sec とすれば，著者の実験式[6]により

$$2a=0.233\,V=2.8\ \mathrm{m}$$

を得，前者よりはるかに大きい．

そこで $2a=2.8$ m に対する砕波水深 H を求めると，これは $H=1.3\times 2a$ であるから，

---

[6] 佐藤清一：風速と波高との関係について，土木試験所報告，63 号，昭和 16 年 10 月，8 頁，

$H=3.6\,m$

となる.

これに対し，海岸の縦断形状は図—12 に見る如く —3 m 乃至 —4 m の水深を境として急に緩になつており，3～4 m の水深までの浅い海岸傾斜は砕波によつて形成されるものであることがわかる．従つてこの海岸では 3～4 m の水深を境として，これより浅い部分は大体に於て移動性の海底，これより深い部分は安定した海底であるとすることができる.

然るに防砂堤の先端は前述の如く E 堤のみはこの安定した海底にまで出されていない．これが E 堤破壊の原因である.

これを破壊させぬためには根入れを —3～—4 m 又はそれ以上にし，砕波の圧力に耐えうる如く設計すべきである.

破れなかつた防砂堤 A, B, C, D の根入れは図—2～6 によつてわかるように先端の深さと同一深度には行われていない．然るにこれが破壊されていないのは，先端の水深が充分なところまで出してあるために漂砂が堤の風上側に堆積することとなり，浅い根入れが洗われるに至らなかつたためである．これに反し，E 堤の場合には先端水深が充分でないために漂砂は勿論堆積することなく，しかも堤の先端より深い部分の砂は砕波によつて風下の方へ移動したために破壊するに至つたものである.

又既に報告した如く，[7] 昭和 13 年に施工した長さ 20 m の 2 m 角コンクリート方塊防砂堤が破壊し，昭和 16 年，18 年の両年度にわたつて施工した合掌枠，三角枠が破壊したのも，同報告の図—12 からわかる如く，これら構造物を汀線から陸の方に築造したものであり，従つて前記と同様の理由によつて破壊したものと考えねばならない.

結局防砂堤が破壊されないためにはその先端の砕波水深に相当する海底勾配の急折箇所よりも深いところまで出すことが必要であり，根入れはその水深又はそれ以上にすることが望ましい．又先端をそのような水深まで出さない場合には根入れは海底急折水深以上にして砕波による洗掘に耐えるとともに砕波の圧力に耐えるように設計されねばならない.

[4] 施工方針に対する批判

以上に述べた防砂堤施工の結果およびその考察からみると，防砂の効果をうるために堤の先端を —3～4 m の海底勾配急折水深又はそれ以上の水深のところまで延すように助言したことは正しかつた．従つて防砂堤は長さを第一に云々すべきではなく先端水深を先ず定めるように提言したことも正しかつた．従つてそれにより長さは自然に定まるのである．しかし間隔について助言しえなかつたのは遺憾であるが，これは次章に述べる如く今回一応の結論を得ることが出来たので今後の施工の役に立たせたい.

又皆生地区より少くとも 5～6 本の防砂堤を施工することにより，この地区の欠潰を防禦するという方針に対しては，日野川河口より西に約 2 km にわたる汀線変化の調査図よりわかる如く，C 堤から E 堤に至る 5 本の防砂堤によつて被われた皆生市街地区の汀線のみがその東又は西の汀線に比して突出して保持されて

[7] 前脚註 (1) 26 頁

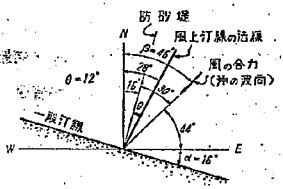
いる点からみて充分効果のあつたものと云うことができる.

B 堤より西では部分欠潰の形が表われたが，これは始めに想定した通りであつて，これをこのまゝの程度に維持するために短い防砂堤を用いるならばその根入れを少くとも —3～4 m の深さにすべきことを助言しなかつたことは遺憾である.

Ⅳ　防砂堤の長さと間隔の決定法

[1] 防砂堤風上側の汀線の方向

皆生海岸に施工した防砂堤により生じた汀線の形をみると，図—1 の如く堤の東側即ち漂砂の流れて来る側に堆積が起り西側即ち漂砂の流れて行く側には特別な堆積はなく，防砂堤によつて汀線は不連続に切断されていることがわかる. しかも A, B, C 各堤の風上側（東側）の汀線の方向は殆んど同一であることに気づく. これは海岸に到達した波がその進行方向と直角になるようにこの汀線を形成したためであると考えられる. 即ち沖で発生した波は海岸に接近するに従つて水深の影響をうけて海岸線と平行になろうとする傾向を生じ，これが全く平行となり切らないうちに砕波となり始める. 従つて砕波線に於ては波頂線は平均の汀線に全く平行とならずにある角度を残すことになり，それによつて砂を移動せしめ，汀線は砕波線に於ける波向と直角になつて平衡の形になると考えられる. 従つて防砂堤風上方向の風による波は砕波線に於て防砂堤の方向と風の合力即ち沖波の方向との中間に来ることになり，



図—13

従つて防砂堤風上側の汀線の法線の方向も又これと同一方向となるものと考えられる.

そこでこのことを確かめるために，図—13 の如く，平均汀線の法線の方向を $N\alpha°E$，従つて平均汀線に直角に出した防砂堤の方向を $N\alpha°E$，沖波の波向として防砂堤風上側の風の合力の方向を $N\beta°E$，風上汀線の法線が平均汀線の法線から風の合力の方向へのふれの角度を θ とする.

然るとき防砂堤 C, A, B の風上汀線の法線の方向を図—1 から測れば夫々

C 堤の東側汀線の法線の方向			$N\ 30°E$
A	〃	〃	$N\ 24°E$
B	〃	〃	$N\ 29°E$

となり，その平均は $N\ 28°E$ となる.

然るに防砂堤の方向は $N\ 16°E$（即ち $\alpha=16°$）であるから風上汀線の法線の，防砂堤の方向よりふれる角度 θ は

$$\theta=28°-16°=12°$$

である.

これに対し沖波の方向として，防砂堤の東側に於ける有効海強風の合力方向を求めるに，前章に於けると同じく風力の変りに強風の回数を以て代用することとし，有効強風 NNE, NE, ENE の年間平均回数 26.75

29.25, 30.75 のベクトル合成をすれば，合成風力の方向は $N\ 46°E$ となり，$\beta=46°$ である．即ちこの皆生の場合に於ては防砂堤の東側汀線に関係する有効強風の合力の方向は NE であるということになる．

一方速水氏は前述の如く NE より来る沖波について美保湾内の波向および波高分布を図式に調べているので，この図より砕波線に於ける波の方向を測定してみると，この波向と防砂堤とのなす角は 10° となり，前の θ と殆んど一致する．故に防砂堤風上の汀線は砕波線に於ける波の方向に直角に形成されることがわかる．

この θ の値は前述の如く一般に角度 β と α との中間値となるべきであるから

$$\theta=\mu\left(\frac{\beta-\alpha}{2}\right)$$

で表わされ，一般に $\mu<1$ であるはずである．

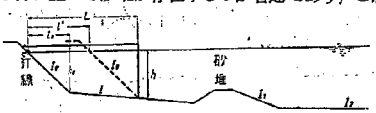
この皆生の場合について μ の値を求めてみると，

$$\alpha=16°,\ \beta=46°,\ \theta=12°$$

であるから，$\mu=0.8$ となる．

[2] 海岸の縦断形状

砂質海岸の縦断勾配はこの地区平均最大波高に対する砕波水深に相当する水深で急折して緩となり，これより沖に至つて砂堆が存在するのが普通であり，これを過ぎてより沖の海底勾配は前の緩なる海底勾配より更に緩であるのが普通である．しかも第2の沖の緩勾配は第1のものの連続である如くに出来ているのが通常である．これを模型的にかいたのが図—14 である．岸近くの I_0 なる勾配が急に折れて I となり，砂堆を過ぎて I_2 となる．



図—14　海岸の模型縦断形

しかして一般に

$$I_0>I_1>I>I_2$$

であり，I_2 は I の連続となる．

昭和24年4月，7月，9月，10月，12月の5回にわたり，日野川河口より西方約 2200 m の範囲について沖約 600 m までを運輸省第3港湾建設部が測量して得た計 76 箇の縦断[8]はすべてこのような形状を呈している．

I_0 および I なる勾配は皆生海岸では図—12 からわかる如く大体に於て

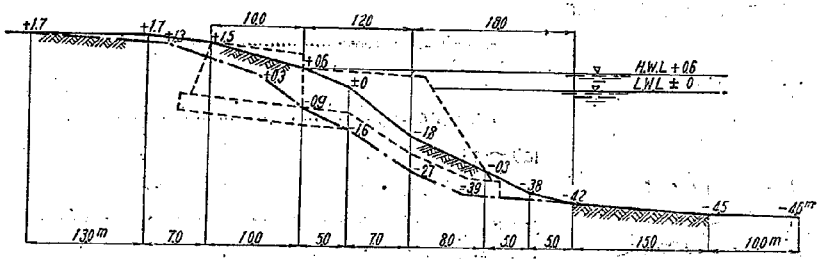
$$I_0=\frac{1}{6.02},\ I=\frac{1}{62.5}$$

であり，又上記の 76 箇の縦断についても大体に於てそのような値である．

又上記 76 箇の縦断図をみるに，これらの測量が4月から12月に至る5回にわたつて行われたにもかゝわらず殆んど同一の形状であり，かつ I_0, I, I_1, I_2 には殆んど変りがない．このことは砕波によつて汀線が前進又は後退しても I_0 なる斜面を全般的に変動せしめるような平均最大波に対しては斜面 I_0, I は夫々平行移動を行つたことになり，砕波により新たなる海岸が出来てもその勾配 I_0, I には殆んど変化がないことを示すものである．

---

[8] 前掲註（5），84～87頁．

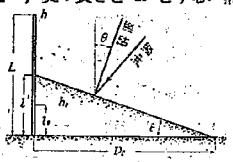


図—15　防砂堤 D に於ける海岸の縦断形状，鎖線は昭和25年6月頃，実線は昭和26年5月頃のもの．

これの良い例として，図—15 は砦生海岸に施工した防砂堤 D の箇処に於ける縦断である．図の鎖線は D 堤施工前の昭和25年6月頃のものであり，実線は昭和26年5月頃に測られたものである．これによつても明らかなように汀線の前進は勾配 I_0 の平行移動によつていると同時に I なる海底には殆んど変化が起つていない．

[3] 防砂堤の長さと間隔の関係

今図—16 の如く平均汀線に直角に防砂堤を出し，その先端に於ける水深を h，堤の長さを L とする．然るときは前節 [1] により防砂堤の風上側では新汀線は元の平均汀線に θ なる角度をなして形成され，この θ は砕波線に於ける波向が汀線の法線となす角に等しくなる．これの実例は図—1 の C 堤に見出すことができる．この時，堆積による防砂堤に沿つた汀線の前進の距離を l' とし，堆積の平均汀線に沿つた長さを D_0 とする．



図—16

そこで θ が一定である限り l' の長さ如何によつて D_0 は如何ようにもなるわけであつて，l' は何程まで大となりうるかという問題になる．

前節 [2] によれば汀線の前進後退に於ては勾配 I_0 は平行移動するのであるから l' の限度は図—14 に示す如く防砂堤の先端底から I_0 なる直線を引いたところまでとなる．この値を以て更めて l' とする．

然るときは，図—14 に於て海岸勾配が I_1 から I に急変する点の水深を h_0 とすれば，

$$I_0=\frac{h_0}{l_0} \quad \cdots\cdots(1)$$

であり，又

$$l'=L-\frac{h}{I_0} \quad \cdots\cdots(2)$$

である．

然るに図—16 により

$$\frac{l'}{D_0}=\tan\theta \quad \cdots\cdots(3)$$

であるから，(3) と (2) 式により

$$\frac{D_0}{L}=\left(1-\frac{h}{I_0 L}\right)\cot\theta$$

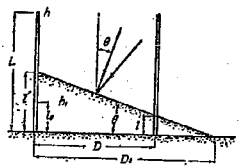
となる．これに (1) 式を用いれば，

$$\frac{D_0}{L}=\left(1-\frac{hl_0}{h_0L}\right)\cot\theta \quad\cdots\cdots(4)$$

なる関係が得られる．h は

$$h=h_0+I(L-l_0) \quad\cdots\cdots(5)$$

によつても表わされる．



図—17

図—18

従つて風上の方から汀線に沿つて砂の移動がありさえすれば，(4) 式により求められる D_0/L に従つて防砂堤を平均汀線に直角に出し並べれば，元の平均汀線は確保されることになる．

更に元の汀線を l だけ前進させるためには隣りの防砂堤との間隔は図—17 に示す如く D_0 より小さい D となり，これは前と同様の考え方により求めれば

$$\frac{D}{L}=\left(1-\frac{l}{L}-\frac{hl_0}{h_0L}\right)\cot\theta \quad\cdots\cdots(6)$$

となる．

しかし実際には，(4) 式による D_0/L なる関係に防砂堤を配置しても，新たな汀線が元の平均汀線にすりつくところは丸味を帯びたものとなるし，又今考えている風とは逆方向の風も必ずあるのであるからこの風の大小に応じて図—18 の如くに堆積が起り，元の平均汀線は少しく前進することとなるのであろう．

以上の考え方によつて防砂堤の長さと間隔を定めようとする場合には次の如き順序となる．

(1) h_0 の決定　一般には海岸の縦断形状によりこれを決定するが，平均最大波高に対する砕波水深をも計算して参考とする．殊に海底勾配の急折が明らかでない場合には砕波水深より少しく大なる水深をとる．

h_0 を決定すれば l_0 が定まる．

(2) 先端水深 h の選定　先端水深は h_0 より大なる水深を選定する．h が余り大となると構造物に費用がかゝり又場合によつて施工困難となる．従つて h の選定に従つて定つた L および D 又は D_0 によつて施工費の経済性によつて最も安価なるところの h を選定すべきである．

h が定まれば L は自から定まる．

(3) θ の決定　Sverdrup および Munk の方法により図式によつて砕波線に於ける波向を求めて θ を決定するのが最も望ましい．この場合の沖波の方向は汀線の法線の両側について，夫々有効風力のベクトル合成によつて求める．

上記図式の方法を行う時間的余裕のない場合，又は極く大体を見積ろうとする場合には上記合成風力の方向と平均汀線の法線の方向との中間値をとることとし，

$$\theta=\mu\left(\frac{\beta-\alpha}{2}\right) \qquad \mu<1$$

による．皆生海岸の場合では $\mu=0.8$ であつた．

(4) l の希望値の決定　以上の諸元が定まれば D_0/L 又は D/L は (4) 式又は (6) 式により算出さ

れる.

[4] 皆生海岸に於ける実例についての検討

上式に従つて皆生海岸に施工された防砂堤の長さと間隔の関係を検討してみるために,

$$I_0=\frac{1}{6},\ I=\frac{1}{60}$$

の場合を

$$h_0=3\text{ m},\ h_0=4\text{ m}$$

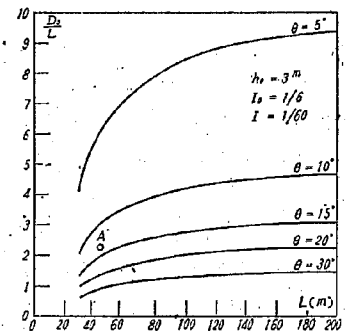
の2つの場合について,

$$\theta=5°,\ 10°,\ 15°,\ 20°,\ 30°$$

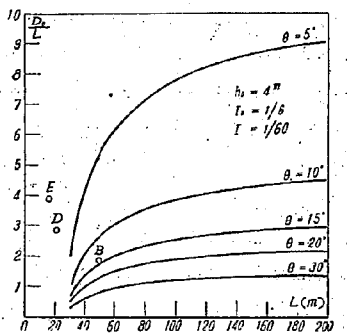
に対して D_0/L を (4) 式により計算してみると 表—5 および 図—19,20 の如くなる. これらによつてみる

表—5

L(m)	D_0/L									
	h_0=3 m					h_0=4 m				
	θ=30°	θ=20°	θ=15°	θ=10°	θ=5°	θ=30°	θ=20°	θ=15°	θ=10°	θ=5°
30	0.62	0.99	1.34	2.04	4.12	0.32	0.50	0.67	1.02	2.06
50	0.99	1.57	2.14	3.24	6.54	0.81	1.29	1.75	2.65	5.35
100	1.28	2.03	2.76	4.19	8.44	1.18	1.88	2.55	3.88	7.81
150	1.37	2.18	2.96	4.49	9.05	1.31	2.11	2.82	4.28	8.65
200	1.42	2.25	3.06	4.64	9.35	1.37	2.18	2.96	4.49	9.05



図—19　点 A は皆生海岸の防砂堤 A を示す.



図—20　点 B, D, E は皆生海岸の防砂堤 B, D, E を示す.

と θ=10° の場合には防砂堤の長さ 40 m～100 m に対しては間隔 D_0 は長さ L の 2～4 倍となる.

そこで前章で述べた皆生海岸に施工された防砂堤 E, D, B, A, C について L (この場合には堤の先端は傾斜しているが, 海底に於ける先端から汀線までをとる), h, D, h_0, D/L を調べると表—6 の通りである.

A 堤は θ=10°～12° であるから図—19 によつてみると平均汀線を少しく前進させる傾向のものであると考えられる. これを図—1 によつてみれば, 施工直前の汀線より確かに前進せしめていることがわかる.

又 B 堤も θ=10°～12° の場合のものであるから図—20 によれば汀線を前進せしめる傾向のものであることになり, 図—1 によれば確かに施工前よりも前進させていることがわかる.

表—6 皆生海岸に施工した防砂堤の長さと間隔

防砂堤	L(m)	h (m)	D(m)	h_0(m)	$\frac{D}{L_0}$
E	15.5	1.8	60	4.0	3.87
D	21	4.0	60	4.0	2.86
B	50	4.5	93.6	4.0	1.87
A	44	3.25	99.6	3.0	2.26
C	53	3.5		3.0	

D 堤の場合は Γ_0 が 1/6 より大であるので図—20 によつては直接比較出来ない．又 E 堤は h_0 なる水深まで出していなかつたために施工後間もなく破壊したので論外である．

これを要するに (4) 式と比較出来る A 堤および B 堤は算定式より求められる D_0/L とよく一致し，その施工結果も良好である．従つてこれを逆に云えば A,B 堤なる実物実験によつて上式の正しいことが実証されることとなる．

V 結　　言

以上考察したところを要約すれば次の如くである．

(1) 砂浜の縦断形に於て，海底勾配が最初に急折して極めて緩となるところの水深は，この海岸に於ける平均最大波の砕波水深に相当するものであり，直接波浪による海蝕深である．

従つて汀線からこの水深までの海岸砂は特に移動性のものであり，汀線からこの水深までの勾配は汀線の前進後退に際し殆んど平行移動するものとしてよい．

(2) 従つてこのような砂浜に防砂突堤を設ける場合には，この水深より深いところまで先端を延ばさなければ堤自体は破壊して災害となるのみならず防砂堤として目的を果すことができなくなる．

防砂堤をこれほど長く延さない場合には，この海蝕深又はこよりも深く根入れをして波による洗掘に耐え且つ砕波の圧力に耐えるように設計するか，又は堤の先端が洗掘されても防砂堤として目的を達しうる如き工法をとるべきである．

(3) 深浅測量によりこの海蝕深を知りうればこれにより逆にこの海岸の平均最大波高を推定しうる．

(4) 皆生海岸の場合には防砂堤の先端を海蝕深 3~4 m のところまで延すべきことを助言したが，その通りに計画施工したものは殆んど破壊せず予期通りの効果をもたらした．然るにこれに反して，−1.8 m の水深までしか延ばさなかつたものは直ちに破壊して防砂としての目的を達することができなかつた．

(5) 防砂堤を砂浜の平均汀線に対して直角に出した場合，堤が平均汀線となす海側の一つの象限に於て形成される新汀線の法線の方法は，その象限に関する汎波の合成力が砕波線でなす方位に等しくなる．

一般に波の合成力は観測困難であるので，汎波については風力の合成をもつて代用することができる．砕波線に於ける方位 θ は波の分散の図式計算によつて求めるか，又は

$$\theta=\mu\left(\frac{\beta-\alpha}{2}\right)$$

α=平均汀線の法線の方位 (度)

β=一つの象限に関する風力の合成の方位 (度)

μ=1 より小なる係数

により μ を推定して求める．皆生海岸に於ては $\mu=0.8$ であつた．

(6) 砂浜に於ける防砂突堤の長さと間隔の関係は (4) 式又は (6) 式によつて決定される．

(7) 上の計算式は砂浜を基準としたものであり断崖性の海岸では自ら多少異る．断崖性の海岸では海面上に現われる漂砂は極めて少いのが普通であり，従つて移動性の海底砂は少いのが普通である．従つてこのようなところに築造された海岸道路の護岸に附帯して設けられる防砂堤は短くして間隔をつめることが必要である．長すぎる場合にはこの突堤の先端を廻つて砂が移動するようになるまでに堤の風下に汀砂の浸蝕を生ぜしめることとなり，このために却つて護岸の根を洗掘せしめることになることが屢々ある．

海岸堤防に附帯して設けられた防砂突堤についてもこれと同じ考え方でよい．

(8) 防砂突堤の中，河口デルタ附近のものは，河が海岸への砂の主たる補給源となつていることを考え，透過性とすることが望ましい．場合によつては基部を不透過にしなければならないこともある．

恒温熱量計によるアルミン酸石灰の水和熱に関する研究

前建設技官　福島彌六
建設技官　有泉昌

目　次

Ⅰ 緒　言 …… (1)
Ⅱ 恒温熱量計について …… (2)
〔1〕 セメントの水和熱測定法 …… (2)
〔2〕 恒温熱量計 …… (4)
Ⅲ Diphenyl-ether 恒温熱量計による測熱装置および測熱法 …… (5)
〔1〕 Diphenyl-ether の合成および精製 …… (5)
〔2〕 熱 量 計 …… (5)
〔3〕 恒温装置 …… (6)
〔4〕 実験操作 …… (7)
Ⅳ 本熱量計に於ける熱量変化に伴う体積変化量および本実験の測定値について …… (8)
〔1〕 本熱量計に於ける熱量変化に伴う体積変化量について …… (8)
〔2〕 本実験の測熱値について …… (9)
〔3〕 Diphenyl-ether の融点，融解熱，比重について …… (9)
Ⅴ Diphenyl-ether 熱量計によるアルミン酸石灰の水和熱測定結果 …… (11)
〔1〕 アルミン酸石灰試料 …… (11)
〔2〕 測定結果 …… (12)
〔3〕 考　察 …… (17)
Ⅵ 氷熱量計によるアルミン酸石灰の水和熱について …… (20)
〔1〕 氷熱量計 …… (20)
〔2〕 測定結果 …… (21)
〔3〕 考　察 …… (21)
Ⅶ 総　括 …… (28)

Ⅰ 緒　言

セメント類は水和に基づく硬化に伴い相当量の熱量を発生する．普通のコンクリート構造の場合には輻射によりこの熱は除かれるのでコンクリートの温度上昇は僅であるが，堰堤のような断熱状態に近い大塊コンクリートに於てはコンクリートの温度上昇は甚だしい．この温度上昇はセメントの硬化中は膨脹の原因となり，次で徐々に周囲の温度にまで冷却するときは収縮を起し龜裂の原因となる．又寒中コンクリート工事に於ては水和熱の発生は凍結をふせぐ作用を行つている．

大塊コンクリート工事および寒中コンクリート工事の場合にはこれら構造物の設計，施工にセメントの水和熱およびその発生速度が重要な資料となる．なお水和熱の研究はセメントの水和機構の解明に有力な一手段を提供する．

米国に於ては堰堤のような大塊コンクリート用セメントとしては低発熱型のII型，IV型セメントの規定が聯邦政府および A.S.T.M. により定められ更に水和熱の測定法も A.S.T.M. C—186—44 T として確定された．

著者等はセメント類の水和熱に関する広範な研究を目的とし，その一部として石灰—アルミナ系化合物の水和熱を研究した．ここに石灰—アルミナ系化合物を選んだ理由はこれら化合物は高発熱性であり，比較的短時間内に反応の大部を終る．その合成法も比較的簡単であり，化学的性質も他のセメント化合物に較べてより明らかにされているからである．なお，これら化合物はアルミナセメントの主要成分の一つであると同時に，その内の $3CaO \cdot Al_2O_3$ はポルトランドセメントの主成分の一つであり，その発熱性に最も大きい関係を有する．

水和熱の測定は多数の方法により行われている．著者等はこれらの方法の特性を述べ比較し，セメントの水和熱の測定には恒温熱量計の使用が有効なことを確め，低温に於ける氷熱量計および常温に於ける Diphenyl-ether 熱量計を製作した．特に Diphenyl-ether 恒温熱量計は従来のものに較べて最精密熱量計となした．Diphenyl-ether の合成，精製，融点の決定，この熱量計に於ける発熱量と体積変化量との関係，又其の精度，再現性および本法による測熱値等について吟味検討して批判を加える．次で低温および常温に於ける石灰—アルミナ系化合物の水和発熱作用の特色および相違をこれら両種熱量計の使用により明瞭ならしめた研究を述べる．

II 恒温熱量計について

〔1〕 セメントの水和熱測定法

セメントの水和熱研究の初期に於ては，セメント・ペーストの温度上昇曲線の解析により水和機構の研究が F. Killig (Zement 8 499, 511, 523, 536, 548 1919), H. E. Schwiete (Dissert. Frankfurt a M. 1932 26) 等により行われたが，これらの方法では完全な断熱を得ることが出来ないし，且つ水和熱を定量的に測定することが不可能であつた．

これらの方法を改善して定量的に水和熱を測定するために断熱熱量計の研究が N. Davey, E. N. Fox (Bldg Res. Tech. Paper. 15 1933, Concrete and Constr. Eng. 26 572 1931) H. Keller (Zement 27 423 1938) R. W. Carlson, L. R. Forbrich (Ind. Eng. Chem. Anal. Ed. 10 382 1938) 等により行われた．このような方法はコンクリートの温度の上昇も同時に知ることが出来るほか如何なるセメントも使用出来，すべての材令について特に初期の発熱速度を知ることが出来，更にコンクリートとしての発熱による到達温度を知る利点があるが，この熱量計は高価であり長期間の運転は困難であり，且つ水和熱を算出する方法について正確度を欠く．即ちセメント水和物の比熱は材令温度，水セメント比により著るしく変化するからである．

なおこの方法は発熱速度が温度により甚だしく変化することも考慮すれば，実用的ではあるが水和機構の研究には有効な手段とは云えない．

次で米国に於いて大堰堤工事用セメントの研究に伴い，セメントの水和熱の基本的研究が多数の学者により

行われるに至つた．この方法は何れも熱量恒存に関する Hess の法則を利用した溶解熱法であり，未水和および水和セメントペーストの溶解熱の差を測定する方法である．これらの研究の結果各セメント鉱物の水和熱，水和速度，粉末度，水セメント比，反応温度計等の関係が明らかにされ低熱型セメントの確定を見るに至つた．A.S.T.M. C-186, 44 T. も溶解熱法による水和熱測定法である．

溶解熱法の研究は下記の人々により行われた．

H. Wood, H. H. Steinour, H. R. Starke	Ind. Eng. Chem. 24 1207 1932
	Eng. News. Rec. 110 431 1932
R. W. Carlson, L. R. Forblich	Ind. Eng. Chem, Anal. Ed. 10 382 1938
W. Lerch, R. H. Bogue	Zement. 24 155, 169 1935
	J. Res. Nat. Bur. Stand. 12 645 1934
	Eng. News. Rec. 113 1 1934
W. R. W. Stenzel, S. B. Morris	Ind. Eng. Chem. Anal. Ed. 6. 246 1934
S. B. Biddle, J. W. Kelley	Proc. A.S.T.M. 33 571 1933
S. L. Meyer	Rock Prod. Sept. 24 1932
T. Thorvaldson, G. Brawn, C. R. Peaker	J. A. C. S. 52 3927 1930
T. J. Noland	Civil Eng. July 365 1934
S. C. Pierce, H, M. Larmour	Eng. News. Rec. 113 114 1934

これらの方法は簡単で，一定期間に於ける水和熱については充分再現性のある結果を得ることが出来るが，全発熱経過については何ら知ることが出来ない．特に初期の水和については難点を有する．然し長期に亘る研究および硬化のおくれて起る反応の解明には適している．なおこの方法の難点は混合セメント等には使用することが出来ないことである．

溶解熱法，断熱法の欠点を改良して簡単な実用的熱量計が又多くの人により研究されている．これらは如何なるセメントにも使用出来，特に 初期の発熱の様相の研究に好適とされている．特に W. Lerch (Proc. A. S. T. M. 1946) はこの種の熱量計によりポルトランド・セメントの水和熱に関するに広範な研究を行つている．これらの熱量計については次の文献を参照されたい．

R. W. Carlson, L. R. Forblsich	Ind. Eng. Chem. Anal. Ed. 10 382 1938
L. R. Forblich	Cement and Lime Manf. 14 37 1941.
	J. Am. Conc. Inst. 12 161 1940
R. W. Carlson	Proc. A. S. T. M 34 322, 1934
W. Lerch	Res. Reports. PCA. May 1942, March 1945
	Proc. A. S. T. M 1946
W. Swietoslawsky, Pomolwsky	Zement 27 759 1938
	Zement. 25 665 1936

F. W. Gessen, C. E. Weber Ind. Eng. Chem. 31 745 1939

なおこれらの熱量計以外に恒温熱量計が研究された.

〔2〕 恒温熱量計

一般に測熱法に於ては完全な断熱を行い，精密な温度計を造ることは困難のことである．若し一つの系が周囲と熱交換を起すことなく，又熱量計の水当量のような誤差の原因となる量を知る必要のない熱量計測装置が考えられれば測熱法を容易ならしめるであろう．このためには反応熱によりその系の温度変化を起さないようにすることが望ましい．この熱量計の一種に R. W. Bunsen (Ann. 141 1 1870) の氷熱量計がある.

セメントの水和熱はこの反応が不均一系反応であり，その発熱は徐々に行われ長期間経続する．而も発熱速度は温度により異り，水和物の比熱も次々変化して行く．このような発熱を示す場合に精密な測熱を行いその熱現象を解析するには恒温熱量計が最も好適だと云うことが出来る.

氷熱量計は水・氷共存系に於て熱変化に基づく固・液相相互間の変化により起るこの系の体積変化量を測定し変化した相の量を知る．この量と氷の融解熱の関係からこの系に起つた熱量変化を求めるのである．従つて氷熱量計は 0°C に於てしか使用することは出来ない.

0°C 以外の温度に於て Bunsen 式恒温熱量計を使用するためには水以外の物質を使用せねばならない．これらの物質には測熱法の原理より考えて次の性質が満足されることを必要とする.

（1） 一定の融点を与える純粋な物質が割合容易に得られること.

（2） この物質は安定であること．その融点は空気中の水分，炭酸ガス，酸素等により影響されないこと.

（3） 融解熱が小さく固相，液相の比重の差が大きいこと.

（4） 融解，凝固が自由的に行われ過冷却等の現象のないこと.

（5） 融点は室温より高いことが望ましい.

これらの性質をある程度満足させる物質として下記の化合物が使用された.

	融点	融解潜熱 (cal/g)	
醋酸 *	16.5965	46.42	Visser (Z. Phy. Chem. 9 767 1892)
Anethol	19.5	25.80	Grassi (Rend. Acad. Lincei. 22 494 1913)
Diphenylmethan	24.685	25.20	Budnikoff, Gulinowa (Kolloid Z 67 88 1934)
Diphenyl-ether **	26.55	16	H. Sachse (Z. Phy. Chem. A. 143. 95 1929)
Phenol ***	40.35	—	S. J. Gregg (J. Chem. Soc. 1494 1927)

* 1 cal=3.436 mm³ ** 1 cal=2.705 mm³ *** 1 cal=1.69±0.02 mm³

Diphenylmethan 熱量計はセメント混合剤と石灰との反応の研究に，Diphenyl-ether 熱量計はゴムの硬化現象の研究 (Gumi. Z. 39 43 1929) に Phenol 熱量計は吸着熱の研究に夫々使用され長時間に亘る微小の熱量変化の測定に有効であることを示した.

著者等は Diphenyl-ether が精製しやすいこと，吸湿性でないことおよび測定温度がセメントの水和熱測定に好適であること等を考慮して，この物質による恒温熱量計を製作使用するこに決定した.

Ⅲ　Diphenyl-ether 恒温熱量計による測熱装置および測熱法

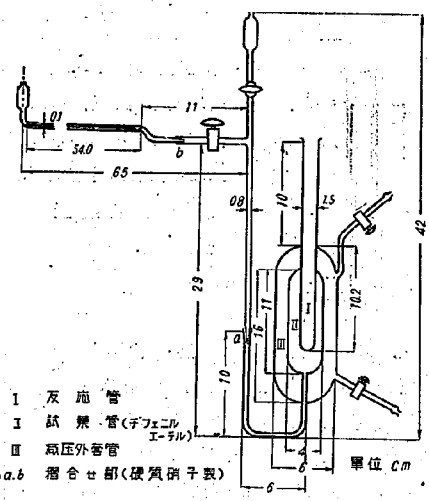
〔1〕 Diphenyl-ether の合成および精製

Diphenyl-ether $C_6H_5 \cdot O \cdot C_6H_5$ は L. Vanino (Handbuch der Präparativen Chemie Ⅱ 445 1937) に記述された Ullmann-Sponagel (Ber. 38 2211 1905) の方法により合成した. 即ち, 実験室に於て精製した Brombenzol と phenol より合成する. 蒸溜を繰り返し得た Diphenyl-ether は純アルコールで4回再結晶を行つて臭素は殆んど存在しない. 融点は 26.53°C である. 更に再結晶を繰り返えしその都度融点を測定すると 10 回目頃より融点は一定に近づくので, 更に4回再結晶を行つて融点を測定し 26.830°C にて完全に融解することを認めた. 芳香性純白鱗片状結晶, 融点 26.830°C

〔2〕 熱 量 計

熱量計は図—1 に示す.

熱量計は何れも硬質ガラスで造られ摺り合せ部 a, b により熱量計の主体, 毛細管部, 水銀調節管および水銀デリバリー部に分けられている. 熱量計の主体は反応管 Ⅰ, 試薬管 Ⅱ, 減圧外套管 Ⅲ よりなる. Ⅱ は Diphenyl-ether の封入, 整形にも使用するが Ⅱ 部を出来るだけ外部より断熱するために真空とするためである. Ⅰ 部は下方がやや太いように造らないと Diphenyl-ether の結晶は液体より重いので Ⅰ 管より離れて落下することがある.



図—1　熱量計の寸法

Diphenyl-ether の封入には先ず a 部を取り外し, Ⅱ 内に精製した Diphenyl-ether を液状として導管を除いた部分に全部満たすように入れる. 次で Ⅲ に温水を入れ, 約 40°C としたままこの熱量計を倒立させ, a 部に真空ポンプをつけて 24時間真空として溶存する空気を充分に除く. 次に温度を調節し Diphenyl-ether を結晶させ, 続いて手早く融解させると, 除去出来ない溶存空気は結晶化に当り分離したまま完全には再溶解せずに残るのでこれを除く. このような操作を10回以上行うことにより脱ガス操作を完全に行うことが出来る. この操作が終つた後に精製した水銀を導管内に封入する.

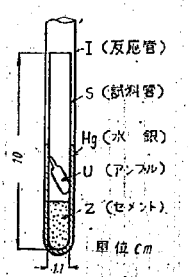
Ⅰ 管の外部に Diphenyl-ether 結晶膜を造るには, 水銀を充たした Ⅰ 管内に固体炭酸—アルコールのペーストを入れた冷却管を入れ, 急冷して管壁に結晶を生ぜしめる. この際結晶の密度の方が大きいことおよび急激に結晶化が行われるので, 結晶間に空隙が生じ, 水銀がこの毛細管に上昇する. 然し水銀に充たされない空隙の存在することは許すことが出来ないし, 又速かに熱平衡を保持させる必要があるので, 結晶膜を適当の厚さに

せねばならない．このために Ⅱ に湯を入れて生成する結晶膜の厚さを調節する．この整形操作を注意して行えばⅠの外周に適当の厚さを持つた Diphenyl-ether 結晶膜を一様に附着させ固相一液相共存体を造ることが出来る．この操作を終つた後に Ⅱ は 10^{-2}mmHg 程度の真空とし，a; b で各部を結合して熱量計を組立て，次節に述べる恒温装置中に設置する．

熱量計の毛細管は長さ約 50 cm，内径 1 mm で 1 mm の目盛を有する．この毛細管の太さは各部で一様でないので，普通の水銀法で各部分の太さを検定した．その結果を表—1 に示す．

表—1 目盛毎の毛細管の太さ

目　盛(cm)	断面積 (mm^2)	目　盛(cm)	断面積 (mm^2)	目　盛(cm)	断面積 (mm^2)
0—2	0.9186	14—16	0.9173	28—30	0.9741
2—4	0.9326	16—18	0.9168	30—32	0.9855
4—6	0.9886	18—20	0.9208	32—34	1.0026
6—8	0.9271	20—22	0.9345	34—36	0.9930
8—10	0.9141	22—24	0.9490	36—38	0.9882
10—12	0.9202	24—26	0.9522	38—40	0.9835
12—14	0.9157	26—28	0.9582		



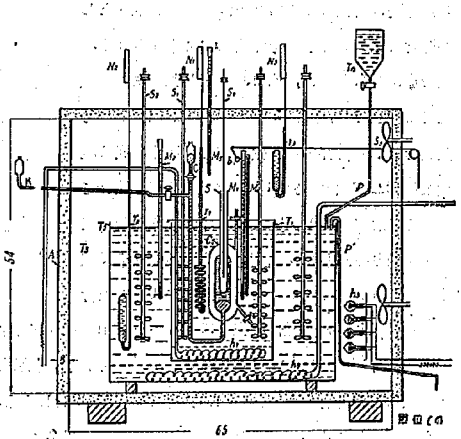
図—2 試料投入図

反応管Ⅰの内部には図—2 に示す様に温度の分布を均一にするために水銀でかこまれた肉薄の試料管 S があり，S の内部にはセメント試料および混合水を入れた非常に肉薄のアンプル(U)を入れて置く．アンプルは竹で造つた攪拌棒で容易に破ることが出来る．Ⅰ管の上部には S の固定および水の蒸発を防ぐ気密装置を附す．

〔3〕 恒温装置

恒温装置は図—3 に示す．

この熱量計に於ては熱量計の内外の間に熱の交換が起らないように熱量計の周囲は熱量計の作動するDiphenyl-etherの融点26.830°C に保たねばならない．この目的には Diphenyl-etherの浴を使用することが最も簡単であるが，ここでは恒温装置に依ることとした．この熱量計を入れる恒温槽を精密に定温に保持することは，熱量を計測する毛細管と Diphenyl-ether を結ぶ水銀導管中の水銀が温度計の水銀球として働き，毛細管の示度に影響を与えることを防ぐ上からも必要である．この熱量計に於てはこ



図—3 Diphenyl-ether 熱量計装置(配置図)

の恒温槽を精確に 26.830±0.002°C に保持するために種々の工夫を試みてこれに成功した.

T'_1, T'_2, T'_3 は何れも恒温槽であり T_1, T_2 は水槽 T_3 は空気槽である. T_1 は 26.830°C に保ち, T_2 は 26.50±0.01°C, T_3 は 25.8±0.1°C に保持する. 温度調節器 r_1, r_2, r_3 が各槽にあり, r_1 は水銀のみよりなり, 鋭敏で充分 2/1000°C の感度を有しており, T_3 槽中に露出する水銀—白金接触点の位置は T_3 槽の温度変化により影響される. これら調節器の水銀—白金接点の調節は何れも微動装置 N_1, N_2, N_3 にて T_3 槽外部より行う. これら調節器は何れも敏感な継電器に連絡する. h_1, h_2, h_3 は何れも加熱器であり, h_1, h_2 はニクローム線, h_3 は電球である. 特に h_1 は電路を開いてからのアフターエフェクトを考慮して太さを定めた.

S_1, S_2, S_3 は攪拌器であり, 何れも充分攪拌能力のあるもので二箇ずつ使用し, 特に振動の少いように注意した.

M_1, M_2, M_3 は何れも Beckmann 温度計であるが M_1 は 1/1000°C 目盛を有する. M_1' は標準温度計である. Beckmann 温度計の示度と実際の温度との関係は予め定めて置く. M_1 の示度を安定にするために M_1 に軽い衝撃を与えるビーター b を外部より操作出来るようにする.

T'_0 は冷却用水タンクであり, T_2 槽の水面は一定に保つようサイフォンをつけて置く.

なお T_3 槽は厚さ 8 cm のコルク板およびその上にベークライト板を張つて断熱を計り, 外部との大気の連絡を断ち, 気密を計るために特に注意する. T_3 の前面は開閉戸となり, この戸には二重ガラス窓をつけ, この戸はラシャ布で気密とする.

T_1, T_2 槽の水面より水の蒸発を防ぐために表面にベークライト製の蓋をつける. M_1, M_1' の示度を知るために T_2 槽と開閉戸の中間に拡大鏡を置く. 照明は熱源となる恐れがある故に豆ランプ程度とし, 点燈時間を短く且つ温度計, 温度調節器の水銀が輻射熱を吸収しないよう遮光板を使用する. 又試料を反応させ攪拌するための攪拌棒 S_0 をつける.

〔4〕 実験操作

あらかじめ Beckmann 温度計の読み, 温度調節器, 電流等の調節をなし, 恒温槽の温度は第 I 水槽 26.86±0.002°C, 第 II 水槽 26.50±0.01°C, 第 III 水槽 25.8±0.1°C に正しく保たしめる.

Diphenyl-ether は過冷却する傾向があるので, 始めは第 I 水槽の温度を僅かに上げておき, 融解による膨脹を水銀頭の変化より観測し, この過冷却現象が完全に消滅するのを確めて置く必要がある. 然る後熱量計の外套部を 10^{-2}mmHg 程に減圧とする. このようにして毛細管中の水銀頭の変化を絶えず観測して, その割合が一定になる時期を求める. この時間は生成した結晶膜層の厚さに依つて異るが, 8—24 時間を要した.

次に第 I 水槽の温度を調節して水銀頭の変化のない点を求め, この時の標準温度計 M_1' の示度を定める. この時に於ける温度は 26.84°C である. この温度は Diphenyl-ether の融点 26.830°C よりやや高い値を示すが, これは空気槽中に反応管を通して僅かの熱が漏洩するためと考えられる. この熱平衡に達した時の温度は M_1 で正確に定めて置く. 著者等は電圧の変化なき場合は 24 時間に亙つて熱漏洩 0.01 cal/hr 以下にて平衡を保ち得た. 次で試料について反応を行わしめ本実験の測熱に着手する.

一定量の試料および水を封入したアンプルを入れた薄肉ガラス管はパラフィンにて封じ，あらかじめ少しく温めて置き，熱量計の反応管Ⅰ中に入れる．この時も水銀頭の変化を観測し，万一過冷却現象が起つたか否かを確める．攪拌棒 S_0 は竹片で造り，あらかじめパラフィンで煮て置き，取り付ける前には水槽の温度に等しくして置かねばならない．熱量計中に試料管を設置してより再び熱平衡に達したのを確めた後，攪拌棒を入れて水を封入したアンプルを破壊し，水と試料を充分混合攪拌する．回転速度は 200 r. p. m. である．

攪拌は試料および水量により異なるが，10分毎に 20秒ずつ行い，実験中の総攪拌時間を求めて攪拌熱の補正を行つた．

この攪拌熱は標準砂を粉砕し 200 目篩を通した粉末をよく稀塩酸で処理したのを使用して求めた．この場合の攪拌熱は 0.02 cal/min 程度であり，水量は余り関係がなかつた．この値は本実験のセメントの場合にも近似的に適用し得られるものと見なした．

Ⅳ 本熱量計に於ける熱量変化に伴う体積変化量および本實験の測定値について

〔1〕 本熱量計に於ける熱量変化に伴う体積変化量について

本熱量計による測熱法は $C_6H_5{\cdot}O{\cdot}C_6H_5$ が融点に於ける固相・液相共存の熱平衡状態に於て，熱変化に伴いて融解又は凝固し，この系の全体積が増減すること利用して熱量を求むる方法である．故に $C_6H_5{\cdot}O{\cdot}C_6H_5$ の融解熱および融点前後に於ける比重を正しく知れば，一定の熱量変化に伴う体積変化量を求め得る筈である．然しながら $C_6H_5{\cdot}O{\cdot}C_6H_5$ については信頼すべき値が未だ測定されていない．

著者等はこの熱量・体積間の関係を実験的に定めることにした．即ち，$2N{\cdot}H_2SO_4$ と $2N{\cdot}NaOH$ との中和により一定の熱量を発生させ，これに伴う体積増加量を本熱量計の毛細管部水銀頭の変化を精測することにより知り得た．

Matheus, Germann (J. Phy. Chem. 15 73 1911) によれば $2N{\cdot}NaOH$ と $2N{\cdot}H_2SO_4$ との中和熱は 15°C にて 15,863 cal/mol である．中和熱は反応温度により異るので，この濃度の中和熱の温度係数を知り補正を加えねばならない．$2N$ の場合の中和熱の温度係数は文献に見当らなかつたので $0.1N$ の場合の温度係数を Intern. Critical Table より求めて -220 Joule/mol/°C$=-52.4$cal/mol/°C が適用出来るものと見なした．従つて $2N{\cdot}H_2SO_4$ と $2N{\cdot}NaOH$ の 26.8°C に於ける中和熱は 15,258 cal/mol と定めた．

表—2 に中和熱による本熱量計の検定実験の結果を示す．

表—2 熱量と体積変化量との関係

	NaOH (g)	NaOH (mol)	中和熱 Q (cal)	体積増加量 ΔV (mm³)	$\Delta V/Q$
1	0.14926	0.003733	56.960	204.94	3.598
2	0.14945	0.003735	56.995	206.96	3.631
3	0.14930	0.003732	56.937	204.98	3.600
4	0.15046	0.003761	57.225	206.20	3.603
5	0.15003	0.003750	57.218	207.30	3.623
平均	—	—	—	—	3.611

以上の測定結果より Diphenyl-ether の $\Delta V/Q=3.611 mm^3/cal$ 又は $Q/\Delta V=0.2770 cal/mm^3$ の値を得た．実験誤差は 0.4％以下にして充分再現性あることを知る．

なお念のため T. Thorvaldson (J. A. C. S. 51 2678 1929) の CaO の HCl·200 H_2O への溶解熱 828.6 cal/g (20°C) なるを利用して同様に実験した結果 CaO 0.0660 g を使用して $\Delta V=203.21 mm^3$ を得た．即ち $\Delta V/Q=3.67 mm^3/cal$ である．以上の如く中和熱によりこの熱量計を正確に検定することが出来た．

上記の数値と毛細管の断面積より熱量計の毛細管目盛 1 mm の水銀頭変位と熱量の関係を求め，表—3 の数値を得た．

表—3　熱量計毛細管目盛 1 mm と熱量との関係

目　盛 (cm)	熱量 (cal/mm)	目　盛 (cm)	熱量 (cal/mm)	目　盛 (cm)	熱量 (cal/mm)
0—2	0.254	14—16	0.254	28—30	0.270
2—4	0.258	16—18	0.254	30—32	0.273
4—6	0.260	18—20	0.255	32—34	0.278
6—8	0.257	20—22	0.259	34—36	0.275
8—10	0.253	22—24	0.263	36—38	0.274
10—12	0.255	24—26	0.264	38—40	0.272
12—14	0.254	26—28	0.265		

〔2〕 本実験の測熱値について

熱量計の毛細管の目盛，太さ等については常法により検定補正し，又中和熱を利用して発熱量と体積変化量の関係を定め，熱量計の検定を行つたことは前述の如くである．

本実験に於ては毛細管目盛 1 mm は約 0.26 cal に相当する故に，少くも 0.03 cal の精測は可能となる．また約 56 cal を 0.4％以内の誤差にて測定可能であることはすでに述べた．

然しこの種の熱量計は熱伝導に基づく熱平衡状態に到達するまでに時間的遅れのあることは避けることが出来ない．一例として中和熱測定に際しこの時間と毛細管水銀頭の位置との関係を示せば表—4 の如くである．

表—4　熱量計の測定時間——毛細管水銀頭の位置

時間 (min)	0	5	7	9	11	13	15	17	19	21	23	25	27
目盛 (cm)	36.05	16.9	15.7	15.2	15.00	14.88	14.80	14.73	14.70	14.64	14.67	14.67	14.67

即ち中和熱の如く 56 cal の熱量が一度に生じた場合には平衡に達するに約 20 分間を要し，11 分にて 99％，7 分にて 95％，5 分にて 29％ の割合で発熱量を測定し得ることとなる．然しながらセメント水和熱のように徐々に発熱する場合にはこれら時間的遅れは可成減少されるものと考えられる．すでに述べたように本熱量計の熱漏洩は実験操作に熟練し，充分注意して操作すれば熱平衡時に於ては 0.01 cal/hr 以下に保持することは容易であり，また攪拌熱は近似的に 0.02 cal/min 程度である．

〔3〕 Diphenyl-etherの融点，融解熱，比重について

すでに本熱量計の検定について述べた所であるが，ここには Diphenyl-ether の 2—3 の物理的性質に関聯

して再びこの問題について言及することとする.

Diphenyl-ether の融点は正確な値が確定されてはいない. 種々の文献を見ると何れも測定者により異り* 26—29°C の間の種々の値を記述しているが, その内で最も確らしい値は下の二つである.

Landoldt : Physikalishe Chemische Tab. 26.55°C

Perry : Chemical Engineer's Handbook 26.9°C

前者はすでに述べた H. Sachse がこの熱量計の実験に際して定めた値である. 然しこの値は著者等が 14 回の再結晶の後に得た 26.830°C と比較すればやや低い値であり, 著者等の値はむしろ 26.9°C に近い.

次に Diphenyl-ether を熱量計に使用する際最も重要である熱量と体積変化との関係はすでに述べたように中和熱を利用して 3.611 mm³/cal と決定したのであるが, この値は Sachse の 2.705mm³/cal とは相当異つた値である. Sachse は如何にしてこの値を得たかは明示していないが, 融解熱として 16 cal/g を記録している所より考えて融解熱, 固体, 液体に於ける比重の測定よりこの値を算出したのではなかろうか. 又この 16cal/g の値もその出所が明らかにされておらず, 又精度についても何等記述されていない点より正確な値として信頼することは出来ない.

融解熱は氷点降下度より計算することが出来るから Durand, Rogue (Bull. Soc. Chem, France 37 697 1925) の測定した Diphenyl-ether についての分子降下度 8.00°C を使用すれば融解熱は下記のように算出される.

$$L\,(\text{融解熱})=\frac{1.99\times(273+26.8)^2}{1000\times 8.00}=22.5\ \text{cal/g}$$

この値は Sachse の 16 cal/g とは相当異る値である.

Diphenyl-ether の比重については下記の値が測定されている.

Perry ; Chemical Engineer's Handbook	1.0728		20°C
Merck index	1.075	液状	20°C
Beilstein 45 版	1.1508	固状	$D^{10.75°C}$
	1.0728	液状	D^{20}
	1.0744		D^{24}
	1.0722		D^{25}

Merck Index の 1.075 は液状と規定されている故に過冷された Diphenyl-ether について測定されたものと考えられ 1.0728 と大体近い値を示すことにより上記の数値は何れも液体の場合の比重と考えられる. 然し固体の比重について 1.1508 以外は記録されていない. 著者等はなるべく融点前後の比重を知るために 25°C, 30°C に於ける固体, 液体の比重を測定して次の値を得た.

25.0°C 1.175 固体

30.0°C 1.075 液体

この値より固体および液体について比容を算出すれば

$$V\,(\text{液体})=\frac{1}{1.075}=0.930\ \text{cm}^3/\text{g}$$

* 26.9—27°C Cook, 27°C Mailhe, 26°C Pascal, 26.55 Landoldt, 26.9 Merck Index

$$V\text{(固体)}=\frac{1}{1.175}=0.851\ \text{cm}^3/\text{g}$$

故に固体より液体に変化する場合に単位重量についての Diphenyl-ether の体積増加 ΔV は両者の比容の差 0.079 cm³ 即ち 79 mm³ である.

融解熱を上記計算値より求めた 22.5 cal/g とし $\Delta V=79$ mm³ とすれば $\Delta V/Q=\frac{79}{22.5}=3.51$ mm³/cal となり著者等の求めた 3.611 mm³/cal と比較的よく一致する: Sachse の 16 cal/g を使用すれば $\Delta V/Q=4.93$ mm³/cal となり，2.705 mm³/cal とは相当異つた値となる.

以上述べたように著者等が実験的に求めた $\Delta V/Q$ の値は Sachse の値に比して充分正確なものと考える.

V Diphenyl-ether 熱量計によるアルミン酸石灰の水和熱測定結果

〔1〕 アルミン酸石灰試料

石灰(CaO), アルミナ(Al_2O_3)の二成分系は A. G. Rankin, F. E. Wright(Am. J. Sci. 39 1 1915)により精密に研究され，次の四種のアルミン酸石灰化合物が存在すること，およびそれらの性質が明らかにされている.

$3CaO\cdot Al_2O_3$ (C_3A), $5CaO\cdot 3Al_2O_3$ (C_5A_3), $CaO\cdot Al_2O_3$ (CA), $3CaO\cdot 5Al_2O_3$ (C_3A_5)

これらの内 C_3A, C_5A_3 はポルトランド・セメントの中に存在し，特に C_3A はその主要水硬性化合物である. C_3A を除いた他の三つの化合物はアルミナ・セメントの主要水硬性化合物を構成する.

P. H. Bates, A. A. Klein (Tech. Paper N. B. S 78, 1917) および W. C. Hansen (J. Am. Ceram. Soc. 11 68 1928) はこれら化合物の合成法について研究した. 著者の一人福島 (セメント技術年報 II 47, 1948) は Hansen の方法を参考として炭酸石灰とアルミナよりこれら四種の化合物を合成することを研究して結合成条件を定め得たので本実験に於てはその条件に基づいて実験用試料を合成した. 表—5 にこれら試料の分析値を示す. 本研究を始めたのは終戦直後であり，当時純度の高い薬品は入手不可能であり実験室で種々精製を試みたが Fe_2O_3 およびアルカリの一部を完全に除去するに至らなかつた.

表—5 試料アルミン酸石灰の分析値

化合物	均減 %	化合 (%)		遊離 (%)		Fe_2O_3 (%)	MgO (%)	化合分子比	理論化合分子比	焼成条件	
		CaO	Al_2O_3	CaO	Al_2O_3					焼成時間	焼成温度 °C
C_3A	0.20	60.77	37.82	0.01	0.07	0.21	—	2.93	3.00	1 時間	1450 ~1500
C_5A_3	0.14	46.05	51.23	0.0	0.0	0.33	0.48	1.64	1.67	2 時間	1400 ~1450
CA	—	35.00	64.85	0.0	0.35	—	—	1.00	1.00	2 時間	1550
C_3A_5	—	25.07	72.57	0.0	1.66	0.30	—	0.63	0.60	1 時間	1650 ~1700

C_3A, C_5A_3, CA は何れもガス炉，C_3A_5 はアセチレン炉にて焼成する. 又 C_5A_3 は充分失透させ結晶化を計つた. 試料はすべて瑪瑙乳鉢にて湿気に注意して細磨し，A. S. T. M 200 番篩を全通させて使用した. この粉末は風篩器により粒度分析を行い比表面積を求めた. その結果は次の通りである:

C_5A_3　20 μ 以上 73.38%　30 μ 以上 60.04%　40 μ 以上 41.07%　比表面積 940 cm²/g

CA　20 μ 以上 77.35%　30 μ 以上 64.65%　比表面積 910 cm²/g

C_5A_3 は粉末顕微鏡写真からも比表面を算出し 970 cm²/g を得た．これら粉末は何れも丸味を帯び，粒度分布は 20 μ，30 μ の Fraction が大部を占め，特に微細な部分が少く，粒度は一段によく揃つており，比表面積は大体 1000 cm²/g 程と見做して差支えないものである．ただポルトランド・セメントの比表面積 1800 cm²/g に比してやや粗い．

C_3A，C_3A_5 については硬度が夫々 C_5A_3，CA と類似し，又注意して条件を同じようにして粗磨したので，この試験は省略したが凡そ前者と同一程度と考えられる．

本実験に於ては純 C_3A，C_5A_3，CA，C_3A_5 の外に遊離 CaO を含有する C_3A，$Ca(OH)_2$ を添加した CA，C_3A_5，および国産アルミナ・セメント（大阪窯業製やや風化していた），失透しない C_5A_3 について測熱した．

水和に使用した水量はセメントに対し 100 分率で次の量である．

C_3A ： 37.2%　56.7%　80.6%　128%　その外に遊離 CaO 8.8%含有する C_3A について 61.7%　80%　120%

C_5A_3 ： 39.6%　64.7%　84.7%　101%　132%　その他に失透させない C_5A_3 について 83.7%

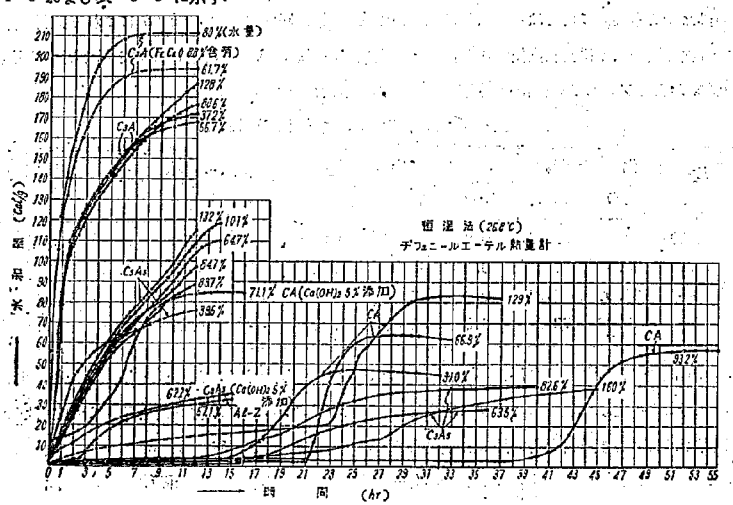
CA ： 31.0%　66.9%　93.2%　129%　その他 $Ca(OH)_2$ 5% 添加した CA について 71.1%

C_3A_5 ： 63.5%　82.6%　160%　その他 $Ca(OH)_2$ 5% 添加した C_3A_5 について 62.2%

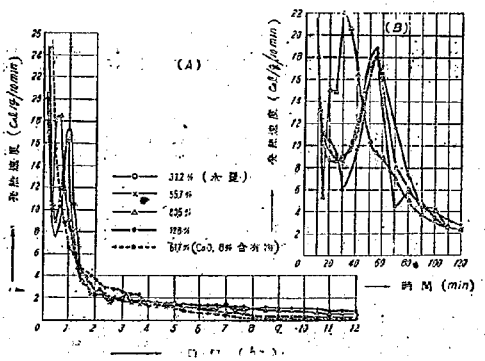
アルミナ・セメント　67.1%

〔2〕 測定結果

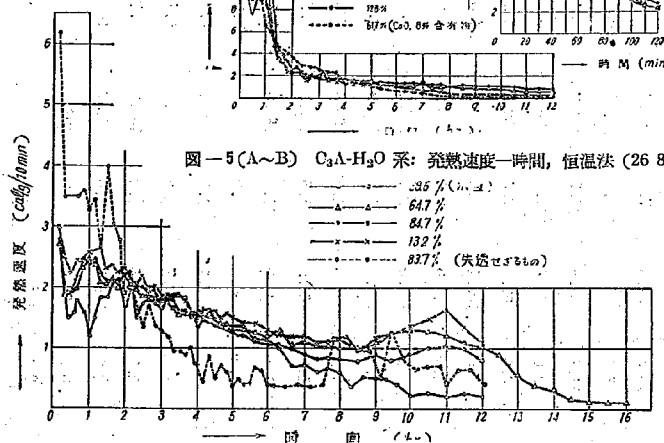
上に記した 4 種のアルミン酸石灰塩について Diphenyl-ether 恒温熱量計による水和熱および発熱速度を C_3A，C_5A_3 は 12 時間に亘り，CA C_3A_5 は 36 時間又は 48 時間以上に亘つて測定した結果の一部をそれぞれ図—4～8 および表—6～9 に示す．



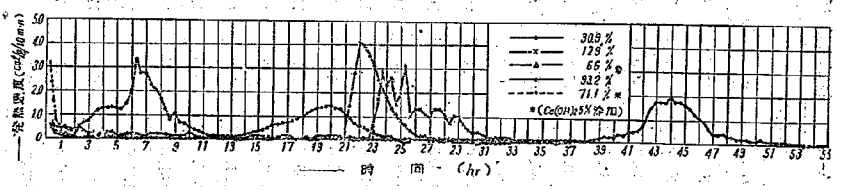
図—4　C_mA_n-H_2O 系：水和熱—時間（恒温浴 26.8°C）



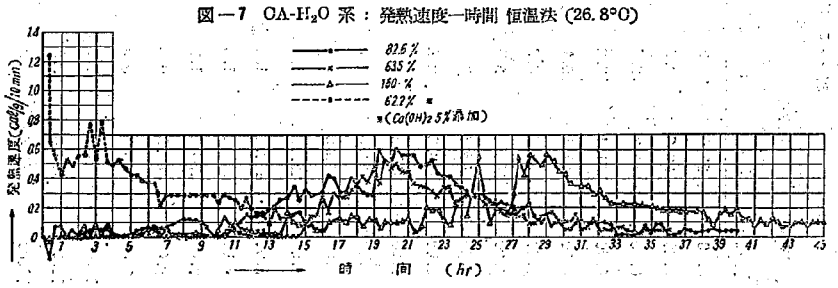
図－5 (A～B)　C_3A-H_2O 系：発熱速度―時間，恒温法 (26.8°C)



図－6　C_5A_3-H_2O 系 発熱速度―時間 恒温法 (26.8°C)



図－7　CA-H_2O 系：発熱速度―時間 恒温法 (26.8°C)



図－8　C_3A_5-H_2O 系：発熱速度―時間，恒温法 (26.8°C)

表 — 6 C_3A—H_2O 系の水和熱 H_n(cal/g) および発熱速度 v (cal/g/10min) 26.8°C

W/C	37.2%		56.7%		80.6%		128%		61.7% (8.8% CaO含有)		80% (8.8% CaO含有)	
時間 時—分	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v
0.10	23.0	23.0	24.6	24.6	17.0	17.0	19.9	19.9	56.2	56.2	52.7	52.7
0.20	32.5	9.5	35.1	10.4	27.1	10.1	30.7	10.7	79.6	23.4	78.9	26.2
0.30	41.2	8.7	43.9	8.9	45.6	18.5	38.3	7.6	95.0	15.5	92.7	13.8
0.40	51.4	10.2	54.7	10.8	63.9	18.4	46.8	8.5	105.3	10.2	107.6	14.9
0.50	67.5	16.1	70.7	16.0	75.6	11.7	61.5	14.7	114.2	8.9	120.4	12.8
1.00	83.7	16.3	87.0	16.2	84.6	9.0	78.8	17.2	120.8	6.6	127.4	7.1
1.20	100.3	5.9	101.3	6.2	96.3	4.8	97.8	7.4	132.1	5.2	139.9	5.8
1.40	108.3	3.4	109.6	4.1	102.9	3.0	106.1	4.0	140.9	4.3	150.1	4.6
2.00	113.3	2.5	114.5	2.5	108.1	2.4	112.0	2.7	148.2	3.6	158.5	4.0
2.20	117.5	1.8	119.3	2.4	112.6	2.2	117.0	2.1	154.3	2.9	166.4	3.6
2.40	121.5	1.7	122.8	1.8	116.3	1.9	120.8	1.9	159.9	2.7	174.2	4.2
3.00	125.2	1.8	126.6	1.9	120.2	2.0	124.5	1.8	165.3	2.5	180.9	3.4
4.00	135.5	1.7	135.8	1.5	130.7	1.7	134.0	1.5	177.1	1.3	195.8	1.9
5.00	143.6	1.3	143.8	1.3	139.3	1.4	142.5	1.3	185.0	1.1	204.1	1.0
6.00	151.3	1.3	151.4	1.2	146.8	1.2	150.3	1.2	189.5	0.6	208.3	0.6
7.00	158.2	1.2	157.2	0.8	154.4	1.3	158.1	1.3	192.1	0.4	210.1	0.3
8.00	163.3	0.8	161.0	0.6	160.3	1.0	164.7	1.0	193.1	0.1	211.0	0.1
9.00	166.7	0.8	163.6	0.6	165.8	0.9	170.8	1.0	193.2	0.0	211.3	0.0
10.00	169.2	0.5	165.4	0.4	170.3	0.7	176.7	1.0	193.4	0.0	211.3	0.0
11.00	170.8	0.5	166.6	0.3	173.6	0.5	182.0	0.9	193.5	0.0	211.3	0.0
12.00	171.8	0.2	167.7	0.3	176.5	0.4	186.3	0.7			211.4	0.0

表 — 7 C_5A_3—H_2O 系の水和熱 H_n (cal/g) および発熱速度 v (cal/g/10 min) 26.8°C

W/C	39.6%		64.7%		83.7%*		84.7%		101%		132%	
時間 時—分	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v
0.10	3.0	3.0	2.7	2.7	6.2	6.2	3.0	3.0	2.5	2.5	3.0	3.0
0.20	4.9	1.9	4.6	1.8	9.7	3.5	4.9	1.9	4.4	1.9	5.4	2.4
0.30	6.8	1.9	6.5	1.9	13.3	3.5	6.8	1.9	6.5	2.2	7.6	2.2
0.40	9.0	2.2	8.4	1.9	16.7	3.5	9.0	2.2	8.5	2.0	10.1	2.4
0.50	11.5	2.5	10.7	2.3	20.3	3.6	11.5	2.5	10.7	2.2	12.5	2.4
1.00	13.9	2.4	13.1	2.4	23.7	3.3	13.9	2.4	13.1	2.4	15.1	2.6
1.20	18.6	2.2	17.5	2.1	29.8	2.7	18.6	2.2	17.3	1.9	20.2	2.6
1.40	22.9	2.1	21.7	2.1	36.8	3.0	22.9	2.1	21.4	2.1	24.9	2.4
2.00	27.1	2.2	25.6	1.9	41.3	1.7	27.1	2.2	25.4	1.8	29.4	2.3
2.20	31.1	2.0	29.6	2.0	45.0	1.6	31.1	2.0	29.4	2.0	33.7	2.1
2.40	35.0	1.9	33.2	1.8	48.1	1.8	35.0	1.9	33.0	1.8	37.8	2.0
3.00	38.7	1.8	36.7	1.7	50.8	1.3	38.7	1.8	37.0	2.0	41.7	1.9
4.00	48.6	1.5	46.5	1.6	56.6	0.7	48.6	1.5	47.5	1.6	52.2	1.6
5.00	57.0	1.3	55.0	1.3	60.1	0.4	57.0	1.3	58.2	1.7	61.6	1.5
6.00	63.8	1.1	62.5	1.2	62.9	0.4	63.8	1.1	67.2	1.4	69.8	1.3
7.00	69.8	0.9	69.4	1.1	64.9	0.3	69.8	0.9	74.7	1.2	77.1	1.2
8.00	75.1	0.9	75.7	1.0	70.3	1.1	75.1	0.9	81.0	1.0	83.8	1.1
9.00	80.2	0.9	82.3	1.1	75.5	0.5	80.2	0.9	87.4	1.1	90.5	1.2
10.00	85.3	0.9	90.0	1.3	81.0	0.7	85.3	0.9	94.1	1.2	98.3	1.4
11.00	91.5	1.1	97.5	1.2	84.6	0.4	91.5	1.1	101.7	1.3	107.6	1.6
12.00	96.9	0.8	103.8	1.0	88.0	0.4	96.9	0.8	109.1	1.2	114.8	1.1
13.00			108.1	0.5					114.9	0.8		
14.00			110.1	0.4					118.3	0.5		

* 失透しないもの.

表 — 8 CA—H_2O 系の水和熱 H_n (cal/g) および発熱速度 v (cal/g/10 min) 28.6°C

W/C	31%		66.9%		93.2%		129%		71.1% $Ca(OH)_2$ 5%添加	
時間	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v
0.20	0.0	0.0	0.8	0.4	1.0	0.5	1.3	0.7	10.9	2.3
0.40	0.1	0.1	0.2	0.2	1.4	0.2	2.2	0.4	12.4	0.6
1.00	0.1	0.0	1.5	0.2	1.5	0.1	3.0	0.4	13.2	0.4
2.00	0.5	0.1	1.7	0.0	2.0	0.1	4.8	0.2	18.4	0.4
4.00	0.6	0.0	1.8	0.0	2.4	0.1	7.6	0.1	25.7	1.3
6.00	0.7	0.0	2.0	0.0	2.8	0.0	9.8	0.2	42.2	1.8
8.00	0.9	0.0	2.1	0.0	3.0	0.0	11.5	0.2	71.6	1.6
10.00	1.3	0.1	2.0	0.0	3.1	0.0	13.2	0.3	81.0	0.4
12.00	1.8	0.1	2.0	0.0	3.1	0.0	14.5	0.2	83.5	0.1
14.00	2.6	0.2	2.0	0.0	3.1	0.0	15.4	0.0	84.1	0.1
16.00	7.0	0.6	2.0	0.0	3.1	0.0	16.4	0.0	84.0	0.0
18.00	15.9	0.9	2.0	0.0	3.1	0.0	17.3	0.1		
20.00	31.4	1.4	2.0	0.0	3.0	0.0	18.1	0.1		
21.00	38.5	1.0	2.9	0.4	2.9	0.0	18.7	0.0		
22.00	43.0	0.6	19.6	4.2	2.8	0.0	19.1	0.0		
23.00	45.4	0.3	40.7	3.1	2.6	0.0	20.6	0.6		
24.00	46.3	0.1	53.5	1.8	2.6	0.0	34.5	2.3		
25.00	46.5	0.0	59.8	0.8	2.6	0.0	46.8	2.0		
26.00	46.2	0.0	62.3	0.3	2.6	0.0	57.8	1.3		
27.00	46.2	0.0	63.3	0.1	2.6	0.0	64.7	1.0		
28.00	45.9	−0.1	63.6	0.0	2.6	0.0	72.0	1.1		
29.00	45.5	−0.1	63.5	0.0	2.6	0.0	77.4	1.0		
30.00	45.1	−0.1	63.2	0.0	2.6	0.0	80.4	0.3		
31.00	44.6	−0.1	62.7	−0.1	2.6	0.0	81.9	0.1		
32.00	43.9	−0.1	62.1	−0.1	2.6	0.0	82.6	0.2		
34.00					2.6	0.0	82.8	−0.1		
36.00					2.6	0.0	82.0	−0.1		
38.00					2.8	0.0				
40.00					4.9	0.2				
42.00					10.4	0.7				
44.00					29.7	1.9				
46.00					47.0	1.1				
48.00					53.0	0.3				
50.00					55.1	0.1				
52.00					56.2	0.1				
54.00					56.4	0.0				
55.00					56.4	0.0				

表－8　C_3A_5—H_2O 系，アルミナセメント—H_2O 系水和熱 H_n(cal/)，発熱速度 v (cal/g/10min)26.8°C

W/C	63.5 %		82.6 %		160 %		62.2 % CaCl2 5%添加		67.1 % アルミナセメント	
時間	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v
0.20	−0.1	0.0	−0.3	−0.2	−0.1	−0.1	5.7	1.2	0.8	0.3
0.40	−0.1	0.0	−0.2	0.1	−0.1	0.0	6.8	0.5	1.3	0.2
1.00	−0.1	0.0	0.0	0.1	−0.1	0.0	7.6	0.6	1.8	0.2
2.00	−0.1	0.0	0.1	0.0	−0.1	0.0	10.8	0.6	2.5	0.0
4.00	−0.1	0.0	0.6	0.0	0.5	0.0	17.9	0.5	12.5	1.0
6.00	0.0	0.0	0.8	0.1	0.7	0.0	23.0	0.4	21.0	0.5
8.00	0.1	0.0	1.7	0.1	1.0	0.0	26.4	0.3	25.4	0.3
10.00	0.1	0.0	2.4	0.0	1.1	0.0	29.6	0.2	28.2	0.2
12.00	0.4	0.0	3.4	0.1	1.9	0.0	32.4	0.2	29.8	0.2
14.00	0.5	0.0	5.7	0.3	2.5	0.2	34.2	0.2	31.5	0.1
16.00	1.8	0.3	9.2	0.3	3.3	0.0			32.7	0.1
18.00	5.0	0.4	13.5	0.4	4.7	0.1			33.1	0.0
20.00	10.3	0.5	18.4	0.5	5.7	0.1				
22.00	15.4	0.5	24.8	0.5	6.9	0.2				
24.00	18.9	0.3	29.6	0.3	8.8	0.3				
26.00	22.1	0.2	32.8	0.2	11.8	0.2				
28.00	23.8	0.1	35.2	0.2	16.0	0.6				
30.00	25.2	0.1	36.3	0.0	22.0	0.4				
32.00	26.2	0.0	37.1	0.1	26.1	0.3				
34.00	26.7	0.0	37.5	0.0	28.9	0.2				
36.00	27.2	0.0	37.9	0.1	31.2	0.2				
38.00			38.2	0.0	33.2	0.2				
40.00			38.6	0.0	35.1	0.2				
42.00					36.3	0.1				
44.00					37.3	0.1				
45.00					37.9	0.1				

〔3〕考　察

（1）C_3A−H_2O 系の発熱について（図—4，図—5 A，B，表—6）　C_3A は水量（W/C）37.2%，56.7%，80.6%，128 % のペーストについて 26.8°C の恒温状態に於て 12 時間に亘り 5 分又は 20 分毎にその発熱速度を精測しこれより水和熱を求めた．

その時間の経過による水和熱発熱速度の変化について次に説明を加える．

図—4，図—5—A は各水量のペーストは 1—8 時間までは何れも殆んど同様に時間と共に発熱を続け，水和熱は増加していることを示している．併し 2 時間以後は水量 80 %以上のものは発熱速度がやや小さくなつて来たことが認められる．これは恐らく C_3A の初期の水和が余り速であり水の分布の不均一が生じたためと考えられる．

一般に C_3A は注水後2時間までは急発熱して硬化し水和熱曲線は急昇する．即ち反応初期の高発熱急硬性の特徴を最も明瞭に示している．

図—5—B は水和反応開始より 120 分間に於ける初期発熱速度を精測した結果を示す．これより明瞭であるように発熱速度曲線に極大，極小が認められる．極小点は注水後約 30 分，極大点は約 60 分に現われる．これは全く未詳の現象であり此の間の水和は如何なる反応によるのか明らかにすることは出来ないが，C_3A の初期水和反応が単純な水和反応ではないことを示している．

C_3A の2時間より 8 時間に亙る発熱は近似的に下式で表わされる．

$$H_n = K + N \log t$$

$$V = \frac{dH_n}{dt} = \frac{N}{t}$$

この関係は後章に述べる氷熱量計による 0°C の反応にも見られたことであり，又水量の少いペーストの方がむしろ初期の発熱がいくらか大きいことも 0°C の場合と同様である．

溶解熱法による C_3A の水和熱 (25°C) に関する研究は別に報告する予定であるが，恒温法(26.8°C)と比較して 12 時間の水和熱は溶解熱法の方が一般に大きい値を示す．これは溶解熱法に於ては試料ペーストは回転振盪養生を絶えず行い水分布は均一であり，又粒子相互間の摩擦により表面水和物の被膜の除去が行われ，未水和粒子への水分の拡散が行われ易い状態であるに反し，本実験では攪拌熱の影響を可及的に避けつつ測定を行つたことによる両者の実験条件の相違に基づくものと考えられる．思うに不均一系反応を取り扱う時にはこのことは避け得られないことであろう．

L. R. Forblich (Cement, Lime Manf 14 37 1941, J. Am. Concr. Inst. 12, 160, 1940) は Conduction Calorimeter を使用して C_3A に添加剤を加えた場合の発熱速度を研究した．Farblich は 12 %の石膏を加えた C_3A の発熱速度は大体下記の程度であることを図示した．

	3時	6時	7時	8時	9時	12時
発熱速度 cal/g/hr	1	5	34	5	3	1

即ち C_3A は急発熱型で約3時間内に大体発熱を終了し発熱速度と時間の間には大体双曲線の関係が存在することが認められている．

又 R. Nacken (Zement 35 583 1936) は C_3A ペーストの温度上昇を測定し C_3A の水和熱は C_3A の加水分解および $C_3A \cdot nH_2O$ 生成に伴う発熱と解し注水後約 6~7 分で最高温度に達し 30 分位で主要な発熱を終ることを見出している．

著者等の測定結果も C_3A の発熱特性については上記 Forblich, Nacken の実験結果と一致している．

遊離石灰の発熱に及ぼす影響を調べるため純 C_3A と遊離石灰 8.8 %を含む C_3A 試料との比較を行つた．図より明らかであるように遊離石灰の存在は C_3A の発熱水和反応を非常に加速する事実を知つた．例えばその発熱は純 C_3A の場合を 100 とすれば，遊離石灰含有 C_3A は水量 60 % にて 30 分は 210 %，60 分は 139 % 120 分は 129 %である．

又遊離石灰を多量含有するものは発熱初期に於ける発熱速度曲線に極大極小を示す現象を認めない．

(2) C_3A_3—H_2O 系の発熱について (図—4, 図—6, 表—7)　C_3A_3 は水量 W/C 32.6 %, 64.7 %,

84.7%, 101%, 132% について C_3A の場合と同様に発熱を精測した. C_5A_3 は C_3A に次いで反応の初期は可成急発熱性であり硬化も早い. C_5A_3 の水和熱と時間の関係は図—4 より明らかの様に略直線的な関係が認められ, 時間と共に発熱量は増加する. 又水量が増すに従い発熱量が増加する傾向も C_3A の場合と同様である.

C_5A_3 の発熱特性は発熱曲線に四つの変曲点を有することである. 発熱速度は混水後 20—30 分にて極小に達し, 次で 50—60 分にて極大となり, 以後徐々に減少し 7—9 時間に再び極小となり, 次で増加を始め 10—11 時間にて再び極大となり以後又減少を示す. 第一極大, 極小点に於ける発熱速度は何れも第二極大, 極小点に於ける値より大きい値を示す.

C_5A_3 の発熱の様相は C_3A の場合より一層複雑であり水和反応の機構は解明することが出来ないが, 少くも二つ以上の反応が同時に行われていると考えることが出来る.

C_5A_3 は化学的組成にも疑問があり $C_{12}A_7$ とも考えられ, 而もガラス化され易いとされている. 著者等は C_5A_3 を溶融し急冷して焼き戻しを行わない. 即ち失透しない物についても発熱を測定したが, この場合は混水後 2 時間までの発熱速度は焼き戻しを行つたものより大きく, 2 時間以後の発熱の減少も大きい. 第一の極大, 極小点は正確には認め得ないが第二の極大, 極小点の存在することは確認された.

以上の点を考えれば C_5A_3 の水和に於ては混水後 4 時間位までの比較的初期には結晶質とガラス質の量的関係が発熱と相当密接な関係を有すること, および第二の極大, 極小の存在することは 10 時間以後の C_5A_3 の水和はその状態とは関係しないことを示すと考えることが出来る.

この恒温法によつて得た混水後 12 時間の水和熱測定結果を別に報告する予定の溶解熱法によつて得た結果と比較すれば恒温法の値がやや低いことを示すが, この最も大きい原因はすでに C_3A の項に述べたと同様に回転養生法に基づくと考えることが出来る. 又後章に述べる氷熱量計による測熱結果と比較すれば 0°C に於ては静止期間が認められるに反し, 26.8°C では静止期間を認めず, 第一の極小点が存在し, 而も 26.8°C の場合は第二極大, 極小の点が存在するが, 0°C の場合はこの点が存在しないこと等大きな相違がある.

なお C_5A_3 については石灰の水和加速作用について測定しなかつたが恐らく C_3A, CA, C_3A_5 と同様石灰の加速作用を認め得るものと考えられる.

(3) CA—H_2O 系の発熱について (図—4, 図—7, 表—8)　CA は水量 W/C. 31.0%, 67.0%, 93.2% 129% について混水より 36 時間或は 55 時間の長時間に亙つて発熱を精測した. その結果は図—4,7 に示すように CA の発熱は C_3A, C_5A_3 の初期急発熱性とは甚だその趣きを異にしている.

CA の発熱特性は混水後僅かに発熱を示しそれ以後は長時間偽緩結を示す. この間は断続的に微弱な発熱を示すにすぎないが, ある時期に至り突然急激に発熱し, この発熱は 5—6 時間続いて発熱を終り, その後はむしろ僅かに吸熱の傾向を表わすこともある. 図—7 に見られるように 66%, 129% の水量の場合は殆んど瞬間的に急発熱するが 93% の場合は急発熱の前に約 1 時間ほどの発熱期間がある. 又 30.9% の場合は明確な急発熱を示さないが比較的短時間に反応を終る. この急発熱を示す時間は 21—23 時に起つており, 又40時間後に始めて発熱を示す場合もあり, 更に 15 時間より発熱を示す場合もあり水量とのみは定まつた関係はないようである.

一般に膠質液に於てゾル，ゲル変換の現象が機械的作用によつて一定温度の下で可逆的に繰り返えされる現象は Thixotropy（搖変現象）とされており，この現象は膠質液のみならず顕微鏡的粒子を交えたような体系に於ても起り得るとされている．CA が断続的な微発熱を示している期間はこのペーストは凝結しているが一旦攪拌すると流動性を与え，攪拌を止めるとふたたび凝結状態を示すことよりこの期間中は CA のペーストは Thixotropy を示すと考えられる．急発熱の行われる前には液中にはゲル状物質を認め，急発熱と同時に多量のゲル状物が生成し，急に凝結が起り硬化するに至る．

CA の水和現象も非常に複雑である．発熱開始の時間およびその始発状態が区々であることは不均一系反応に於ける攪拌等の影響が相当重要な要素であることを考えねばならないことを示している．CA の場合も溶解熱法によつて得た水和熱の方が高いし，12 時間ではすでに 発熱を示しており，24 時間では相当の発熱量に達している．これらの原因は何れも C_3A，C_3A_3 について述べたと同様に考えられる．

消石灰の添加は全発熱量には大した影響を与えないで発熱凝固の時期を早めるが，この化合物の発熱特性である短時間での発熱終了および，急激な発熱の形式には変化をおよぼさない．

なお氷熱量計による 0°C の場合と比較すれば，0°C の場合は 48 時間でも未硬化の場合もあるが 26.8°C では全部硬化している．発熱継続時間が 0°C の場合は非常に長い点が 26.8°C の場合と異つているが水和熱曲線は概略似ていると云える．

（4） C_3A_5—H_2O 系の発熱について（図—4, 8, 表—9）　C_3A_5 は水量 W/C 63.5%, 82.6%, 160% について 35～45 時間の長時間に亙つて発熱を精測した．

C_3A_5 の発熱特性は混水直後一時僅かな吸熱を示し，以後極めて微弱な発熱を長時間継続し，12—13 時間よりやや発熱を増し，21 時間頃に最も活潑となりその後徐々に減少して行く．発熱期間は長いが低発熱性であり水量多ければ水和熱は高い傾向がある．

消石灰の添加は全発熱量には大した変化を与えないが発熱開始時間を早め初期の発熱速度を大きくする．然し発熱速度の形式は変えない．

なお氷熱量計による 0°C に於ては C_3A_5 は 48 時間でも遂に発熱を示さず凝結しなかつた．

（5） アルミナ・セメント—水系の発熱について（図—4, 表—9）．本邦産アルミナ・セメント（大阪窯業セメント社製）について水和熱を測定した結果は，混水初期は CA—H_2O 系の発熱に類似し後期は C_3A_5—H_2O 系のそれに類似すると見られる結果を得た．

Ⅵ 氷熱量計によるアルミン酸石灰の水和熱について

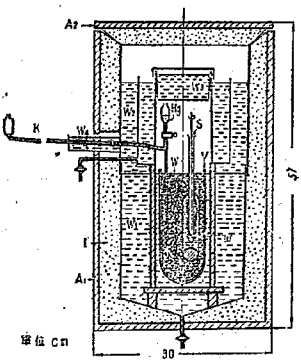
〔1〕 氷熱量計

氷熱量計は図—9 に示すような構造である．熱量計は硬質ガラスで造られ精製した蒸溜水を充分脱ガスして水銀と共に封入する．次で反応管の内部に薬剤を有する試験管を入れて反応管 S の外部に氷の膜を造り，氷と水の平衡系を造る．この熱量計は蒸溜水より造つた氷と蒸溜水で 0°C に保つた浴と共に魔法瓶 V 中に沈定する．この魔法瓶は W_1, W_2, W_3, W_4 の氷・水系で周囲をおおい，更に断熱材 I でかこんで A_1 なる箱

に入れる．試料の投入，水銀頭の調節，攪拌等は蓋 A_2 および氷浴 W_3 を取り外して行い，熱量変化は毛細管 K の水銀頭の移動にて知る．反応管 S 中には水銀を充たし，更にその中に試料管を固定させ S には外気との接触を妨げる様コルクの蓋を設ける．試料と水との反応および毛細管 K の体積，目盛の補正等は前章に述べたと同様に行う．

氷熱量計の場合にも 0°C にて平衡に達するまでには相当の長時間を要する．

氷の融解熱は 79.67 cal/g であり，0°C に於ける単位重量の氷が 0°C の水になるときは 0.0906 cc の体積収縮を示す．即ち体積の変化と熱量の間には 1.137 mm³/cal 又は 0.8793 cal/mm³ の関係がある．



図—9 氷熱器計

実験法等については成書に述べられているのでここには述べない．

氷熱量計は Diphenyl-ether 熱量計の場合と同様に中和熱を使用してその再現性を求め毛細管目盛を検定した．HCl, NaOH 共に約 1 N を使用する．NaOH 液は 7.20 % である．

実験結果は表—10 に示す．

表—10　氷熱量計の中和熱による検定

	NaOH 液重量(g)	NaOH 量(g)	水銀柱移動長さ (mm)	熱量(測定値)(cal)	cal/g NaOH	cal/mol NaOH
1	2.480	0.1786	44.68	67.02	375.3	15.012
2	2.191	0.1578	39.48	59.22	375.3	15.012
3	2.728	0.1964	49.28	73.92	376.4	15.056
						平均 15.027

この 15.027 cal/mol NaOH の値は Landoldt の表に見られる $\frac{N}{2}$HCl と N-NaOH の 0°C に於ける中和熱 14.984 cal によく一致する．従つて本熱量計は 0.2 % 以下の誤差にて充分再生性ある測定値を与えると考えられる．

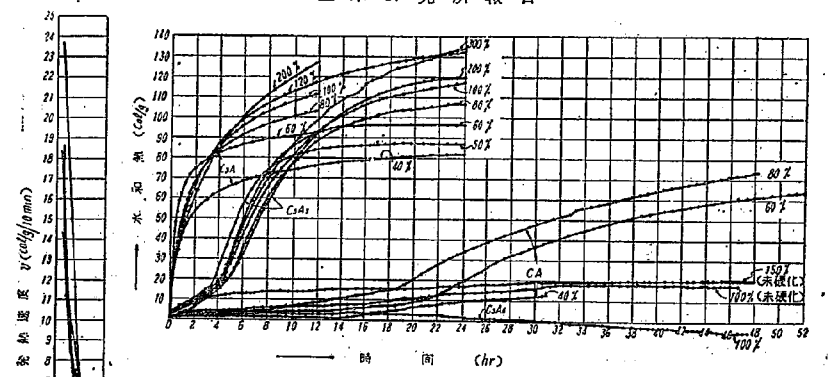
なお中和熱の如く一度に約 70 cal の如き多量の熱を発生する場合には約 4 分間で完全に伝熱し平衡に達することを確めた．

〔2〕測定結果

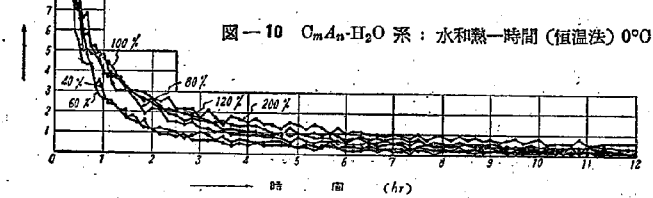
氷熱量計により四種のアルミン酸石灰の水和熱，発熱速度を 12 時間乃至 48 時間に亘つて測定した結果の一部をそれぞれ図—10～14 および表—11～13 に示す．

〔3〕考　察

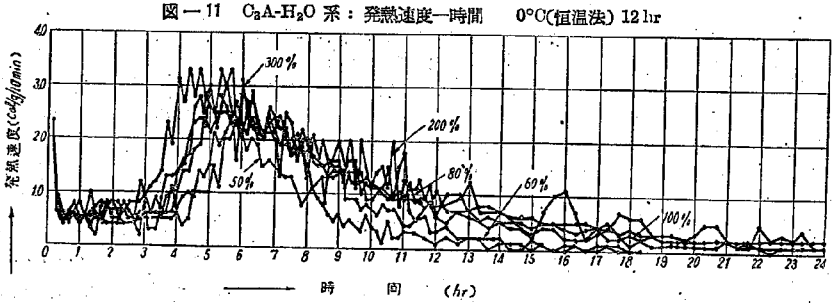
(1) C_3A—H_2O 系発熱について (図—10, 11, 表—11)　C_3A は 水量 (W/C) 40 %, 60 %, 80 %,



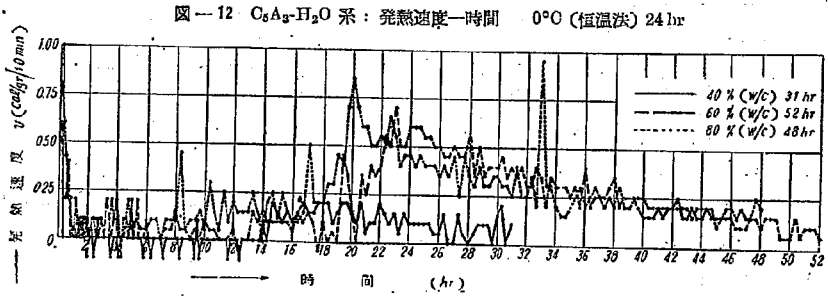
図－10 C_mA_n-H_2O 系：水和熱―時間（恒温法）0°C



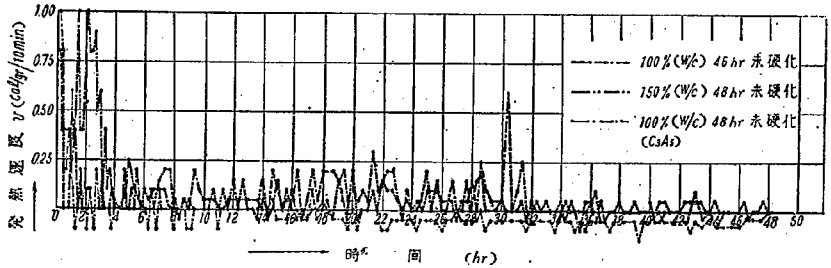
図－11 C_3A-H_2O 系：発熱速度―時間　0°C(恒温法) 12 hr



図－12 C_5A_3-H_2O 系：発熱速度―時間　0°C (恒温法) 24 hr



図－13 CA-H_2O 系：発熱速度―時間　0°C(恒温法) 52 hr



図—14　CA-H_2O 系：発熱速度—時間　0°C(恒温法) 48hr

表—11　C_3A—H_2O 系：水和熱 H_n (cal/g) および発熱速度 v (cal/g/10min.) 0°C

W/C	40%		60%		80%		100%		120%		200%	
時間	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v
0.10	17.4	17.4	22.1	22.1	16.3	16.3	18.0	18.0	17.8	17.8	15.6	15.6
0.20	25.6	8.2	42.9	20.8	27.1	10.8	26.4	8.4	26.8	9 0	23.2	7.6
0.30	31.2	5.6	52.6	9.7	35.2	8.1	33.5	7.1	33.8	7.0	29.0	5.8
0.40	35.6	4.4	58.0	5.4	41.9	6.7	39.2	5.7	39.3	5.5	34.0	5.0
0.50	39.3	3.7	61.7	3.7	47.1	5.2	44.2	5.0	44.1	4.8	38.4	4.4
1.00	42.5	3.2	64.4	2.7	51.3	4.2	48.9	4.7	48.3	4.2	42.9	4.5
1.20	47.1	2.2	68.9	2.3	58.7	3.7	56.5	3.8	55.7	3.7	49.8	3.5
1.40	50.6	1.8	72.0	1.6	64.1	2.7	62.4	3.0	61.5	2.8	55.7	3.0
2.00	53.4	1.4	74.3	1.2	68.1	2.0	67.5	2.6	66.6	2.4	61.2	2.8
2.20	55.7	1.15	76.1	0.9	71.7	1.8	71.6	2.1	70.8	2.1	66.4	2.6
2.40	57.5	0.9	77.1	0.9	74.6	1.5	74.9	1.7	74.8	1.9	70.6	2.1
3.00	59.2	0.9	79.0	0.6	77.3	1.4	78.2	1.7	78.2	1.6	74.4	1.9
4.00	63.2	0.6	82.0	0.4	83.3	0.9	85.6	1.1	86.8	1.4	84.6	1.5
5.00	66.0	0.3	84.4	0.3	87.8	0.8	91.4	1.0	93.5	1.0	93.1	1.4
6.00	68.3	0.4	86.2	0.2	91.2	0.5	95.8	0.7	98.8	0.6	100.2	1.0
7.00	70.3	0.3	87.6	0.2	94.2	0.5	99.7	0.5	103.4	0.8	106.3	1.0
8.00	71.8	0.3	88.7	0.2	96.6	0.4	103.0	0.5	107.0	0.5	111.5	0.9
9.00	73.0	0.2	89.9	0.2	98.7	0.4	105.7	0.6	110.1	0.4	116.2	0.8
10.00	74.2	0.2	90.7	0.1	100.5	0.4	107.6	0.1	112.9	0.4	120.4	0.8
11.00	75.2	0.2	91.6	0.2	101.9	0.1	109.7	0.5	115.3	0.4	123.8	0.4
12.00	76.2	0.2	92.3	0.1	103.2	0.2	111.5	0.1	117.5	0.3	127.3	0.6
14.00	77.8	0.1							121.4	0.3		
16.00	78.9	0.2							124.4	0.2		
18.00	80.0	0.1							127.0	0.2		
20.00	80.8	0.1							129.1	0.2		
22.00	81.5	0.1							130.8	0.1		
24.00	82.0	0.0							132.3	0.1		

表—12 C_3A_3—H_2O 系：水和熱 H_n (cal/g) および発熱速度 v (cal/g/10min) 0°C

W/C	50%		60%		80%		100%		200%		300%	
時間	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v	H_n	v
0.10	2.3	2.3	2.6	2.6	2.1	2.1	2.3	2.3	3.9	3.9	2.2	2.2
0.20	3.2	0.9	3.3	0.7	3.1	1.0	2.9	0.6	4.4	0.5	3.2	1.0
0.30	3.6	0.4	3.9	0.6	3.5	0.4	3.3	0.4	5.0	0.6	3.8	0.6
0.40	4.1	0.5	4.3	0.4	4.0	0.5	3.9	0.6	5.5	0.5	4.4	0.6
0.50	4.6	0.5	4.9	0.6	4.6	0.6	4.4	0.5	6.3	0.8	5.0	0.6
1.00	5.1	0.5	5.3	0.4	5.1	0.5	4.8	0.4	6.8	0.5	5.8	0.8
1.20	5.9	0.3	6.2	0.4	5.9	0.3	5.7	0.4	7.8	0.5	7.3	1.0
1.40	7.4	0.8	7.3	0.5	6.8	0.7	6.6	0.4	8.9	0.6	8.3	0.5
2.00	8.9	0.8	8.1	0.4	8.1	0.5	7.4	0.4	10.0	0.7	9.9	0.8
2.20	10.3	0.6	9.2	0.7	9.0	0.4	8.2	0.4	11.2	0.5	11.2	1.8
2.40	11.9	0.8	10.2	0.5	9.8	0.4	9.1	0.5	12.2	0.5	12.3	0.5
3.00	13.6	0.9	11.4	0.6	10.8	0.8	10.1	0.5	13.2	0.5	14.4	0.9
3.20	15.9	1.2	12.9	0.9	11.4	0.3	11.1	0.5	14.2	0.5	15.6	0.6
3.40	19.6	2.3	14.7	1.3	12.6	0.6	12.6	0.9	15.2	0.5	16.9	0.7
4.00	24.6	3.1	17.6	1.4	14.4	0.7	15.0	1.4	16.3	0.6	18.5	1.0
4.20	30.6	3.3	20.9	1.7	16.3	1.0	18.5	2.0	17.2	0.5	21.3	1.4
4.40	36.7	3.3	26.3	2.8	16.6	1.4	23.2	2.4	19.2	1.0	25.0	1.9
5.00	42.1	2.6	31.6	3.1	21.4	1.5	27.7	2.1	21.2	1.0	30.7	3.0
5.20	47.5	2.8	37.4	3.3	25.4	1.9	32.5	2.5	23.8	1.1	35.5	2.6
5.40	52.5	2.3	43.7	3.3	29.8	2.3	37.2	2.2	27.8	2.0	41.2	2.6
6.00	56.9	2.1	48.8	2.8	34.8	2.3	41.9	2.3	32.2	2.0	45.9	3.1
6.20	60.7	2.0	54.1	2.6	39.8	2.9	46.4	2.4	37.1	2.2	50.5	2.4
6.40	64.1	1.5	58.5	2.1	44.0	2.0	50.4	2.0	41.2	2.0	54.5	2.0
7.00	67.2	1.5	62.7	2.1	48.7	2.4	54.7	2.0	45.7	2.0	59.5	2.4
7.20	69.9	1.3	66.7	2.1	53.1	2.2	58.5	1.9	50.2	2.1	62.8	2.5
7.40	72.2	1.0	70.5	2.1	57.0	1.7	62.3	1.8	54.3	1.8	66.7	1.6
8.00	74.0	1.0	73.7	1.5	60.8	2.0	65.8	1.8	58.4	1.9	69.9	1.2
9.00	78.5	0.6	81.3	1.4	70.1	1.5	74.7	1.4	69.3	2.0	79.3	1.7
10.00	81.2	0.4	86.2	0.7	77.5	0.9	82.0	1.2	78.5	1.1	87.1	1.1
11.00	82.8	0.3	90.0	0.4	83.8	0.9	88.1	0.9	86.5	1.3	94.4	1.8
12.00	84.0	0.1	92.7	0.3	88.7	0.6	93.3	0.8	92.7	0.6	99.0	1.1
13.00	85.0	0.2	94.3	0.2	92.3	0.6	97.7	0.7	97.4	0.7	105.0	1.3
14.00	85.6	0.1	95.5	0.2	95.1	0.5	100.9	0.5	102.0	0.7	108.8	0.6
15.00	86.0	0.0	95.9	0.2	97.3	0.3	103.7	0.4	105.6	0.6	111.0	0.2
16.00	86.2	0.0	96.3	0.1	99.3	0.2	106.5	0.4	108.6	0.5	116.6	1.1
18.00	87.0	0.0	96.4	0.1	102.6	0.1	110.1	0.3	113.8	0.4	122.6	0.6
20.00	87.0	0.0	96.4	0.0	104.0	0.1	112.7	0.2	116.9	0.2	126.2	0.3
22.00	87.0	0.0	96.4	0.0	105.6	0.1	115.1	0.2	118.6	0.1	131.0	0.5
24.00	87.0	0.0	96.4	0.0	106.8	0.1	117.1	0.2	119.5	0.1	133.6	0.1

表－13　CA-H_2O 系，C_3A_5-H_2O 系水和熱 H_a (cal/g) および発熱速度 v (cal/g/10min) 0°C

W/C	40%		60%		80%		100%		150%		(C_3A_5) 100%	
時間	H_a	v	H_a	v	H_a	v	H_a	v	H_a	v	H_a	v
0.10	0.9	0.9	0.6	0.6	0.5	0.5	0.6	0.6	0.6	0.6	1.0	1.0
0.20	1.1	0.2	0.8	0.2	1.1	0.6	0.9	0.3	1.4	0.8	1.4	0.4
0.30	1.2	0.1	1.0	0.2	1.4	0.3	1.3	0.4	1.6	0.2	1.7	0.3
0.40	1.3	0.1	1.2	0.2	1.6	0.2	2.2	0.9	1.8	0.2	2.0	0.3
0.50	1.4	0.1	1.3	0.1	1.8	0.2	2.6	0.4	1.9	0.1	2.5	0.5
1.00	1.4	0.0	1.3	0.0	1.8	0.0	2.8	0.2	2.5	0.6	2.7	0.2
1.20	1.4	0.0	1.4	0.1	2.1	0.1	3.5	0.4	3.3	0.5	2.7	−0.1
1.40	1.5	0.0	1.5	0.1	2.1	0.0	3.7	0.2	4.7	0.4	2.8	0.1
2.00	1.4	−0.1	1.6	0.1	2.2	0.0	3.7	0.0	6.0	0.9	3.0	0.2
2.20	1.5	0.1	1.7	0.1	2.3	0.1	3.9	0.1	7.8	0.8	3.0	0.1
2.40	1.4	0.0	1.9	0.1	2.4	0.0	3.9	0.0	9.5	0.9	2.9	−0.1
3.00	1.4	0.0	2.0	0.1	2.6	0.1	3.9	0.0	10.5	0.6	3.1	0.0
4.00	1.3	0.0	2.5	0.1	3.1	0.1	4.0	0.0	11.5	0.1	3.1	0.0
5.00	1.4	0.2	2.6	0.0	3.6	0.1	4.2	0.0	12.1	0.3	3.1	0.0
6.00	1.3	0.0	2.9	0.1	3.8	0.1	4.7	0.1	12.4	0.0	3.1	0.0
7.00	1.2	0.0	2.9	0.0	4.2	0.0	5.2	0.1	12.7	0.2	3.1	0.1
8.00	1.1	0.0	3.4	0.2	4.8	0.1	5.5	0.1	13.5	0.0	3.0	−0.1
9.00	1.0	0.0	3.6	0.0	6.0	0.1	5.5	0.0	13.6	0.1	2.8	−0.1
10.00	0.9	0.0	3.9	0.1	6.6	0.1	6.2	0.1	13.6	0.0	2.8	0.0
11.00	0.9	0.0	4.0	0.0	7.6	0.1	6.4	0.0	13.8	0.0	2.7	0.1
12.00	0.8	0.0	4.2	0.1	8.7	0.2	6.6	0.1	14.3	0.2	2.7	0.0
13.00	0.7	0.0	4.1	0.0	9.6	0.2	6.9	0.1	14.6	0.0	2.8	0.0
14.00	0.8	0.1	4.9	0.2	10.4	0.0	7.1	0.0	14.8	0.2	3.1	0.1
15.00	1.5	0.2	5.5	0.1	11.5	0.1	7.6	0.1	15.1	0.2	3.1	−0.1
16.00	2.2	0.1	6.0	0.1	12.5	0.1	7.8	0.1	15.3	0.0	3.1	0.1
17.00	3.2	0.2	6.8	0.2	14.0	0.5	8.2	0.1	15.1	−0.1	2.9	−0.1
18.00	4.3	0.2	7.1	0.1	15.2	0.2	9.1	0.2	15.2	0.1	3.0	0.0
19.00	5.2	0.2	7.2	0.0	17.3	0.5	10.2	0.2	15.4	0.2	2.9	−0.1
20.00	6.3	0.2	9.1	0.2	21.2	0.9	10.8	0.1	15.8	0.2	2.6	0.0
21.00	7.0	0.1	10.3	0.3	25.0	0.6	11.2	0.1	15.7	0.0	2.4	0.0
22.00	7.8	0.2	12.6	0.4	28.1	0.6	12.3	0.2	16.2	0.2	2.2	−0.1
23.00	8.6	0.2	16.1	0.7	31.5	0.6	13.2	0.1	16.7	0.1	1.8	−0.1
24.00	9.2	0.1	19.3	0.6	34.1	0.5	13.3	0.0	16.8	0.0	1.5	−0.1
26.00	10.2	0.1	25.7	0.5	38.9	0.4	14.1	0.1	17.6	0.0	0.8	−0.1
28.00	10.9	0.0	31.4	0.6	43.4	0.4	14.7	0.2	18.1	−0.1	0.4	0.0
30.00	11.9	0.2	36.2	0.4	47.4	0.4	15.7	0.1	18.9	0.1	−0.2	−0.1
32.00			40.7	0.3	51.5	0.3	17.6	0.0	19.0	0.1	−0.9	−0.1
34.00			44.5	0.3	56.1	0.2	17.9	0.1	19.1	0.0	−1.5	0.0
36.00			48.0	0.4	58.6	0.2	17.9	0.1	19.3	0.1	−2.3	−0.1
38.00			51.0	0.4	61.5	0.2	17.8	0.0	19.6	0.1	−3.0	−0.1
40.00			53.6	0.2	64.4	0.3	17.9	0.1	19.7	0.0	−3.8	−0.1
42.00			55.7	0.2	66.8	0.2	17.8	0.0	19.9	0.0	−4.2	−0.1
44.00			57.8	0.2	69.1	0.2	17.8	0.0	20.2	0.0	−4.7	−0.0
46.00			59.7	0.2	71.2	0.2	17.5	0.0	20.3	0.0	−5.5	−0.1
48.00			61.1	0.1	73.4	0.2			20.4	0.0	−5.9	0.0
50.00			62.4	0.1								
52.00			63.5	0.1								

100 %, 120 %, 200 % のペーストについて 0°C の恒温状態に於て 12 時間乃至 24 時間に亙つて 5 分又は 10 分間毎にその発熱速度を精測して，これより水和熱を求めた．

C_3A は混水と同時に急発熱し急結する．発熱速度は反応開始 10 分間が最大であり 30 分或は 1 時間にして急減し，以後次第に減少する．C_3A は次に述べる C_5A_3 の様な 4 期に発熱過程を分けることが出来ない．即ち C_5A_3 に認められる Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ 期が同時に行われると考えられる発熱急減期と Ⅳ 期に相当する緩減期に分つことが出来る．

水和熱 H_n (cal/g)，時間 t(min) および発熱速度 v(cal/g /min) の間には次の関係がある．

$$H_n = K + N \log t$$

$$v = -\frac{dH_n}{dt} = \frac{N}{t}$$

$$vt = N$$

この関係は 30 分—8 時間に亙つて適用され，K, N は定数であり，混水量により，例えば下記のように相違する．

水量 40 % $K = -19.5$ $N = 34.4$

水量 80 % $K = -41.0$ $N = 51.9$

このような関係は不均一系反応速度によく見られ，例えば鈹島実三郎氏は炭素の気体吸着に於ける収着速度と時間の間に直角双曲線の関係を認めている．

C_3A の水和熱は 12 時間に於ては，一般に水量多いもの程大きく，初期の水和熱は水量少きものの方が多い傾向が認められる．

0°C に於ける水和熱は 26.8°C に於ける場合より，又 30°C に於て溶解熱法で求めた値より何れも相当低い．このことは両者の水和反応の相違によると考えれば理解出来る．即ち，Assarsson (Z. anorg. allg. Chem. 1931—1935) のアルミン酸石灰の水和に関する広範な研究によれば C_3A の水和生成物中に Al_2O_3 ゲルおよび $2CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 9H_2O$ の存在を認め，又 Thorvaldson (J. A. C. S. 52 3927 1930 および Can. J. Res. 1 201 1929) は低温に於ては $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 12H_2O$ の如き高級水和物の生成することを認めており，これらを考慮すれば C_3A の水和反応は下記の如く考えられる．

0°C $3CaO \cdot Al_2O_3 + n H_2O \rightarrow Al_2O_3 \cdot xH_2O$ ゲル $+ 2CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 9H_2O + Ca(OH)_2$

$\rightarrow 3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 12H_2O$

25°C $3CaO \cdot Al_2O_3 + n H_2O \rightarrow 3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O$

更に Thorvaldson は $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O$, $3CaO \cdot Al_2O_3$ の溶解熱をそれぞれ $3CaO \cdot Al_2O_3$ として 214 cal/g 261 cal/g としている．従つて 43 cal/g の差が $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O$, $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 12H_2O$ が生成した時に存することになる．0°C, 26.8°C の水和熱の差が大体この値に近いことは Thorvaldson, Assorsson 等の見解を支持すると考えてよい．なお $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 6H_2O$, $3CaO \cdot Al_2O_3 \cdot 12H_2O$ はそれぞれ $3CaO \cdot Al_2O_3$ に対し 40 %, 80 % の水を有している．従つて水量の少い場合には一部が水和するのみで水和熱は相当低いことが予想される．このことは本実験に於て明瞭に示されている．この事実も Thorvaldson の見解を支持している．

（2） C_5A_3—H_2O 系発熱について（図—01, 12, 表—12）　C_5A_3 は水量（W/C）50 %, 60 %, 80 %, 100 %, 200 %, 300 % のペーストについて 24 時間に亙つて実験した.

C_5A_3 の発熱特性は混水と同時に瞬間的に急発熱をなし，次で発熱速度は直に低下する（Ⅰ期）. その後 1—3 時間は略一定な発熱状態を続けて静止期に至る（Ⅱ期）. 約3時間後より急激に旺盛な発熱を始め，5—6 時間に至り最高発熱速度に達する（Ⅲ期）. 以後は徐々に発熱速度は低下し，12 時間後は大体一定となり，更に微弱な発熱を継続しつつ次第に終熄して行く（Ⅳ期）.

C_5A_3 の水和熱は 24 時間に於ては水量の多い程大きく，50 %, 60 % のような水量では 12 時間以後は水和熱に殆んど変化がない　C_5A_3 の発熱様相を 0°C, 26.8°C について比較すれば 26.8°C に於ては 0°C に於ける静止期に相当する期間はせいぜい 10 分間位であり，最大発熱速度は 0°C の方が大きい. 又 26.8°C に於ける第二の極大点，極小点が 0°C には認められない.

C_5A_3 の水和熱曲線は W. Lerch, R. H. Bogue (J. Res. Nat. Bur. Stand. 2 645 1934) のポルトランド・セメントの水和熱曲線に類似している. セメントの水和のような不均一系反応は個々の化学反応よりも界面等の関与する物理化学的反応として解釈されねばならない点が多いとされる. Bogue 等は Ⅰ 期に相当する時期は未水和試料の表面の湿潤熱，攪拌熱および一部成分の溶解熱を示し，Ⅱ期はセメント成分が水中に溶解し過飽和溶液を造りつつある主として溶解熱を示し，Ⅲ期はこの過飽和溶液より水和物の析出熱およびセメント成分の続いての溶解熱の和を示し，更に Ⅳ 期は未水和表面に析出した結晶，非晶質水和生成物が水の拡散滲入を妨げ，又水分の減少のための水和反応の速度が減少した場合の溶解熱，析出熱を示すとした.

Assarsson（前出）は C_5A_3 の水和反応機構について研究し低温（5°C）に於ては下式による反応が行われるとした.

$$m5CaO\cdot3Al_2O_3+nH_2O=p2CaO\cdot Al_2O_3\cdot9H_2O+qCaO\cdot Al_2O_3\cdot10H_2O+rAl_2O_3\cdot3H_2O$$

なお混水と同時に多量の Ca^{++}, Al^{+++} が液中に溶出し，過飽和液を造り，急に濃度が減少し，結晶水和物とゲル状水和物を生成することを認めている. 又この際の結晶性物質は六角板状であり，ω=1.519 を示すことより $2CaO\cdot Al_2O_3\cdot9H_2O$ でありゲル状物は多くの $Al_2O_3\cdot3H_2O$ と少量の $CaO\cdot Al_2O_3\cdot10H_2O$ であるとした.

以上のべた Lerch-Bogue および Assarsson の研究結果を著者等の研究結果と綜合して考えれば Ⅰ期は C_5A_3 の湿潤熱および C_5A_3 より Ca^{++}, Al^{+++} の瞬時溶解熱を主とし，この他に攪拌熱も加算された発熱と考えられる. Ⅱ期は C_5A_3 の溶出が続き過飽和状態となり各粒子の界面も過飽和溶液で被われ溶解速度も小さくなり，発熱は一時的に弱まつた時期と見なされる. 勿論この時期に於ても部分的には結晶の析出が行われている. Ⅱ期，Ⅲ期は過飽和溶液より $2CaO\cdot Al_2O_3\cdot9H_2O$ の析出，$CaO\cdot Al_2O_3\cdot10H_2O$, $Al_2O_3\cdot3H_2O$ ゲルの生成，結晶の生長およびこれら固相の析出により液相濃度の減少を補うための C_5A_3 の溶解等これら溶解，析出，成長がはげしく繰り返えされる時期と見なされる. Ⅳ期は有効水分が結晶水又はゲル膨潤水として減少し，未水和 C_5A_3 表面への水の拡散，および溶解 Ca^{++}, Al^{+++} の拡散が水和生成物によつて妨げられて発熱が低下する時期と考えられる.

水和に要する水量は上記 Assarsson の式が成立するとすれば大体 C_5A_3 に対して約 80 % を要することになる．従つて 50 %，60 % 程度の水量では水量不足であり，水和反応の中絶することは図—12 を見ても理解出来る．

26.8°C の場合の水和熱と比較して 0°C の場合の方が低いことは水和反応の相違によると考えられている．例えば H. Kühl(Zement 23 249 1934)は 25°C の水和反応は下式によるとしたが 5°C に於ては Assarsson はすでに述べた様な反応が起るとした．

$$2[5CaO\cdot 3Al_2O_3]+(45+x)H_2O=5[2CaO\cdot Al_2O_3\cdot 9H_2O]+Al_2O_3\cdot xH_2O$$

これら反応式は確定されたものではないが，水和熱曲線より考えても 0°C，26°C の反応は同一の水和反応とは思われない．

（3） **CA-H_2O 系および C_3A_5-H_2O 系の発熱について**（図—10，13，14 表—13）．CA は水量 (W/C) 40 %，60 %，80 %，100 %，150 % のペーストについて 48 時間に亙つて測熱した．又 C_3A_5 は 100 % について測熱した．

CA は 0°C に於ては混水の初期に恐らく成分の溶出による一時的発熱をなす．この際の発熱量が水量の多い程多いことは Ca^{++}，Al^{+++} 等の溶解量の多いことに依ると考えられる．その後は微弱な発熱を続け，20 時間頃よりやゝ活潑な発熱を認め長時間継続する．水量の多少は発熱，硬化に可なり影響を与え，水量の少いペースト（40—80 %）は硬化するが，水量の多いペーストは硬化を示さない．然しこのペーストは常温に保持すると突然発熱し，直ちに凝結硬化することを知つた．低温では水和作用は可成り緩慢であり，凝結，硬化，強度の発生も後期に至るものと考えられる．

CA の発熱速度は C_3A_3 のように Ⅰ，Ⅱ，Ⅲ 期等と略区別することは出来るが C_5A_3 ほど明瞭ではない．CA は C_3A，C_5A_3 の高発熱急結性に比して低発熱緩結性と見られる．

Assarsson（前出）は低温に於ける CA-H_2O 系の水和反応を研究して 5°C に於ては CA 化合物は極めて徐々に水と作用し，水量の多い場合 (1 : 20) は 10 時間前後，水量の少い場合 (1 : 5) は大体 4 時間後に初めて水和を始めるものの如く，顕微鏡試験によるとその水和物はこれを確認することは困難であるが，先ず多くのゲル状物を生成し，このゲル状物は $CaO\cdot Al_2O_3\cdot 10H_2O$ より成るものの如く，3 週後にても未だ結晶性水和物は認めず，大部分の CA 化合物は未水和状態にて残留するとしている．著者等の測熱結果は上記 Assarsson の研究結果とよく符合している．

0°C の場合には 26.8°C に見られたような偽凝結の現象があつたか否かは明らかではない．

C_3A_5 は混水初期に僅に発熱すのるみでその後は殆んど発熱は認められず又長期に亙るもこのペーストは未硬化状態であつた．

Ⅶ 総　括

以上述べた研究結果の大要を述べる．

（1） セメントの水和熱測定法についての種々の方法を記し，それらの特性を比較した．これら測熱法の内恒温熱量計による方法がセメントの水和反応のような徐々に発熱を伴う反応の解析に適していることを述べた．

（2） 恒温熱量計として Diphenyl-ether 熱量計を作製し，恒温槽等に種々工夫改良を加え，充分な精度を持ち再現性の良好な熱量計たらしめた．この熱量計の操作法について充分な説明を行つた．

（3） Diphenyl-ether の融点，比重等を定め，この物質の融解熱と液体・固体間の比容の変化との関係を実験的に定め，これら数値について考察を加えた．

（4） 恒温熱量計として氷熱量計を作製して補正，検定を加え，充分なる再現性あることを確めた．

（5） Diphenyl-ether 恒温熱量計および氷熱量計を使用して 26.8°C，0°C に於てアルミン酸石灰塩の水和熱，発熱速度を測定し，水和熱発生の様相，発熱硬化作用の相違，又は特色を明白とし，これら化合物の水和機構に論及した．

1） C_3A

C_3A は 0°C，26.8°C に於て何れも高発熱急硬性を有し，注水後 2 時間にて約 60 % 以上の発熱を終る．

水和熱と時間の間に $H_n=K+N\log t$ の関係が成立する．

発熱速度は 26.8°C に於ては注水後 1 時間前後までの初期に極大，極小点を持つが，0°C に於てはこの現象はない．

26.8°C に於ては水和により $3CaO\cdot Al_2O_3\cdot 6H_2O$，0°C に於ては $3CaO\cdot Al_2O_3\cdot 12H_2O$ が生成すると考えられる．

2） C_5A_3

C_5A_3 は C_3A に次いで早期高発熱急硬性である．12 時間位までは発熱量は大体時間に比例して増加する．

26.8°C に於ては水和熱曲線は四つの変曲点を持つ，即ち発熱速度曲線は二つの極大と二つの極小を持つている．

0°C に於ては，上の第一の極小点に相当する期間は微発熱を示す静止期であり，第二の極大極小点を持たない．

3） CA

CA は反応初期は発熱微弱であり，15 時間以上経過してから急発熱を行い凝結硬化する低発熱緩結性である．26.8°C に於ては，急発熱前の期間には Thixotropy を示す．0°C に於ては水量多いとき凝結を起さない．

4） C_3A_5

C_3A_5 は 26.8°C に於ては混水直後僅に吸熱を示し，以後長時間微弱な発熱を続け，12 時間頃よりやや活潑な発熱となる．発熱期間は長く低発熱緩結性である．

0°C に於ては混水初期に僅に発熱するのみで以後殆んど発熱は認められず凝結硬化を示さない．

5） 石灰の添加

生石灰，消石灰の添加は 0°C では実験しなかつたが，26.8°C に於ては発熱を促進する．

本研究を遂行するに当り次の諸君の熱心な御協力を煩わした．厚く感謝の意を表す．

小松原正夫	試料の合成，測熱
野本誠三	恒温槽製作，測熱
牧隆正	Diphenyl-ether 合成，精製，測熱
山本勝次	試料の合成，測熱

弾性波式地下探査による堰堤予定地点の岩盤の深さに関する調査

（神奈川県相模川城山堰堤予定地点）

建設技官 新谷 鎌三
建設技官 工藤 偵
佐藤和三郎

目 次

Ⅰ 緒 言……（1）
Ⅱ 測定線位置並に調査状況……（1）
Ⅲ 測 定 機……（3）
Ⅳ 調査結果……（9）
Ⅴ 要 約……（14）

Ⅰ 緒 言

本弾性波探査による岩盤の深さに関する調査は，神奈川県相模川河水統制事業並に附随工事に関聯せる城山堰堤附近に於て実施せるもので，地下構造の大要を明らかにし主として岩盤位置を明らかにせんとしたものである．

神奈川県土木部の依頼により筆者等3名が相模川河水統制事業関係の職員諸氏の援助の下に調査を実施せるものである．

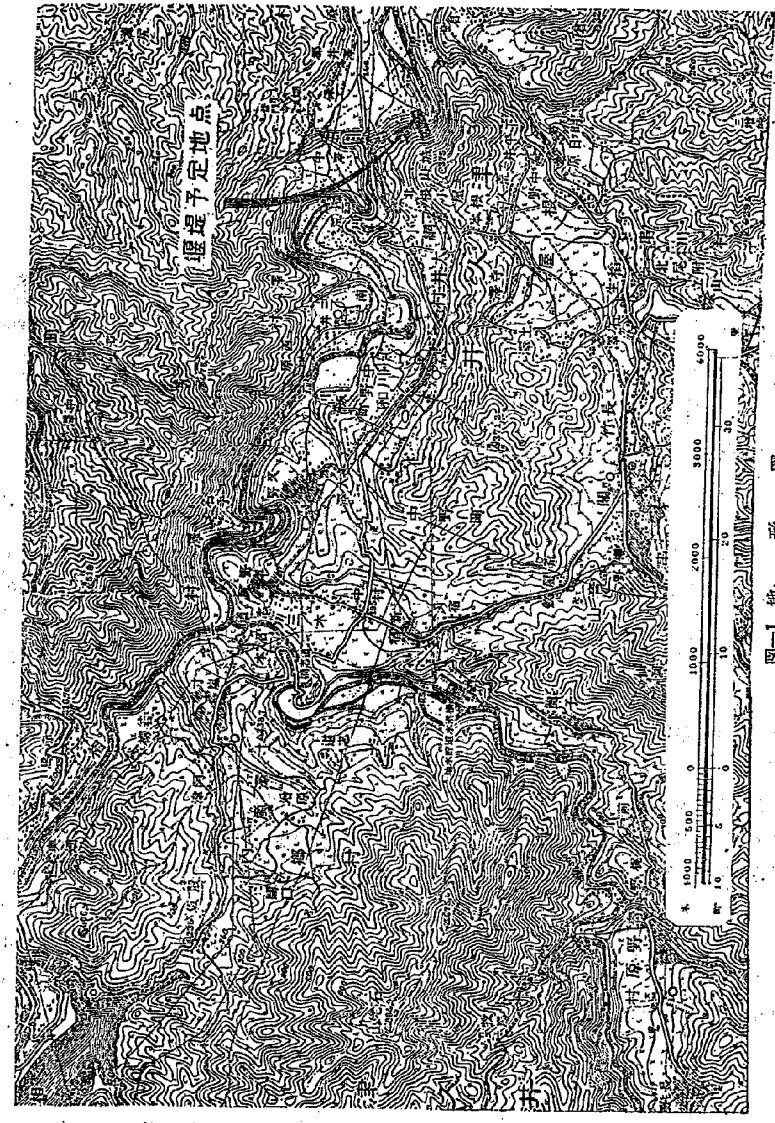
調査期間は1951年9月26日より30日迄の5日間であるが往復日数並びに準備日数を除き実際に調査に従事した期間は3日間で，測線4本，全長575 m に及びしものである．

現場の位置は図—1 の如く神奈川県津久井郡城山で相模川が中生台地に沿い著しく屈曲している部分にして城山橋より下流約 150 m の地点である．此の附近は，露頭より見て基盤は粘板岩によつて構成されるものの如く，川床一帯は現世期の砂礫層にて砂利，砂が堆積している．図—1 の堰堤予定地の拡大図は図—2 に示してある．

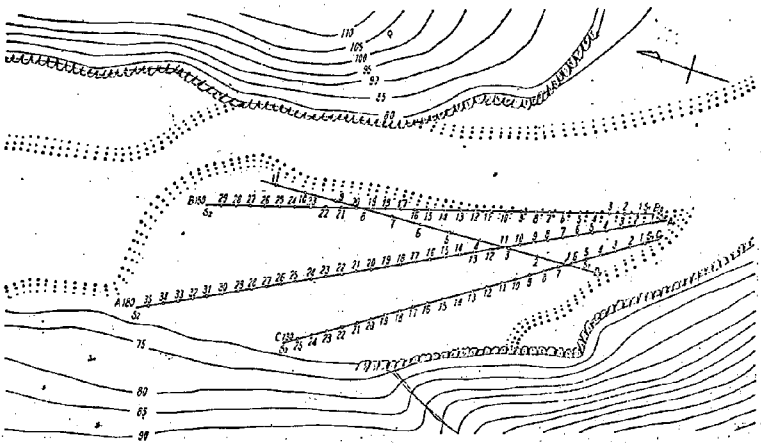
なお本調査に使用せる探査器械は東京芝浦電気株式会社の製作にして，さきに帝国石油株式会社に於て油田地質調査のために試作せるものを改良した 12 成分反射式地震探鉱装置で，此の器械にての調査は今回が最初であるので器械の構造等につき調査報告と共に併記することにした．

Ⅱ 測定線位置並びに調査状況

堰堤予定地は川幅約 80 m にて両岸共に岩盤が露出している．堰堤中心線下の岩盤の状況を明らかにせん



図—1 地 形 図



図—2　堰堤附近拡大図並びに測定線図

としたが，横断方向の測定線ではその長さが不充分で，又附近の状況より見て中心線の上下流共に砂礫層の厚さに著しい変化はないと思われたため何れも川の流れに平行に図—2 の如く A,B,C 線と，A,B,C 線に交わる補助線として D 線を撰定した．各測定線の長さは A 線—180 m，B 線—150 m，C 線—130 m，D 線—115 m で図—2 の各測定線の両側 S_1,S_2 は各々爆破点即ち震源点で $A_1\sim A_{35}$，$B_1\sim B_{29}$，$C_1\sim C_{25}$，$D_1\sim D_{11}$ はそれぞれ pick up（受震器設置場所）を示す．

今各測定線に於ける走行距離および使用ダイナマイト量との関係を表—1 に示す．

表—1　走行距離（震源と微動計との距離）とダイナマイト量の関係

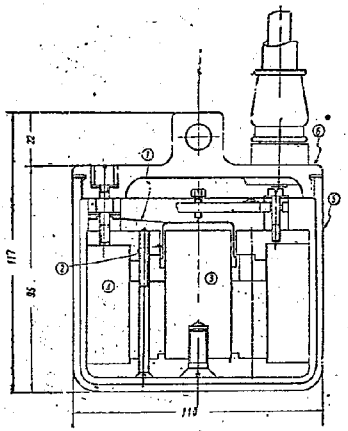
測定線	走行距離	10	20	30	40	50	60	70	80	90	100	110	120	130	140	150	160	170	180
A	*	1	〃	〃	〃	〃	〃	2	〃	〃	〃	〃	〃	3	〃	〃	〃	〃	〃
B	〃	1	〃	〃	〃	〃	〃	2	〃	〃	〃	〃	〃	3	〃	〃			
C	〃	1	〃	〃	〃	〃	〃	2	〃	〃	〃	〃	〃	〃					
D	〃	4	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃	〃						

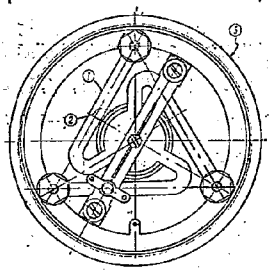
*　ダイナマイト使用量（箇）　註．A,B,C 線は微動計間隔 5 m，D 線は 10 m である．

震源はダイナマイト（新桐 45 gr）を走行距離に応じ必要箇数を地下 50～70 cm 程度に埋没させ 6 号電気雷管により爆破した．なおダイナマイトの使用箇数は現場の地質により定まるものである．

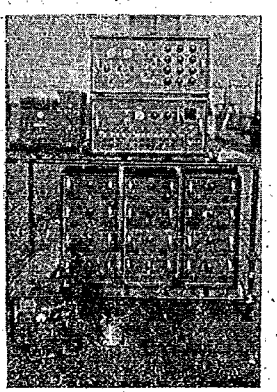
Ⅲ 測 定 機

本器械は，pick up（受震器），Amplifier（増幅器），Recorder（記録器），Compounder（増幅制禦器），Input Box（入力試験器），Shooting Box（爆破器）の主要 6 部分よりなる．写真—1 は本器の外観を示すもので，図—3 は之等を系統的に示したものである．即ち Shooting Box により爆破されて起つた波動は pick



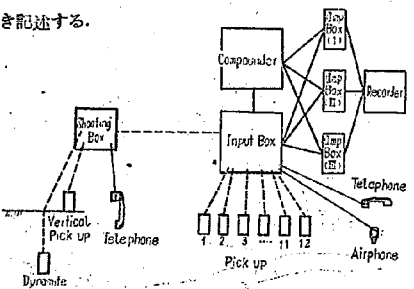


図—4



写真—1

up に到達し Input Box に入り増幅器により増幅され Compounder により制禦されて記録される．なお各部分につき記述する．



図—3 系　統　図

受震器（pick up）（写真—2）　受震器は動電型構造のものでその断面を図—4 に示す．即ち 1 は燐青銅の薄板で作られた弾条で中心に円筒形の紙製ボビンに巻かれた線輪 2 が取付けられている．3 は円筒形の永久磁石 *MK* 鋼，4 は軟鉄である．外函 5 並に蓋 6 は軽合金にて作られている．線輪の抵抗は約 80 Ω で Low Impedance 型，固有振動数は 20 Cycle，制動装置は空気制動（Air Damping）である．この制動状態は under damping となつているため，屈折波には問題はないが，反射波を記録する際には外部に適当な制動抵抗を接続して臨界制動の状態として使用する必要がある．

以上の外，接続極性試験のための接点を有し，記録の際に全ての受震器の極性を揃えて同一方向の波動を同一方向の振れとして記録するようになつている．

表—2　各 pick up の固有振動数並に抵抗

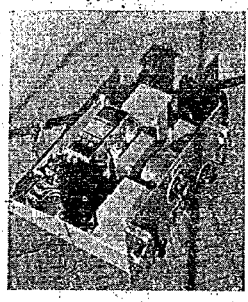
ピックアップ No.	固有振動数 c/s	抵　抗 Ω	ピックアップ No.	固有振動数 c/s	抵　抗 Ω
1	22	75	9	20	75
2	20	76	10	23	76
3	22	74	11	20	78
4	20	78	12	20	80
5	20	80	13	20	80
6	22	80	14	20	80
7	20	80	V. P. U	20	80
8	23	79			

pick up は予備用および Vertical pick up (直上受震器) を含めて 15 個あり，それぞれの固有振動数および抵抗を表—2 に示す．

Vertical pick up は主に反射波をとらえる時に用いられる．反射法に於ては，爆破孔は 20～30 m に掘鑿され，第一層の直接波の速度を正確に求むるために爆破孔の直上にこの pick up を据置くのである．

写真—2

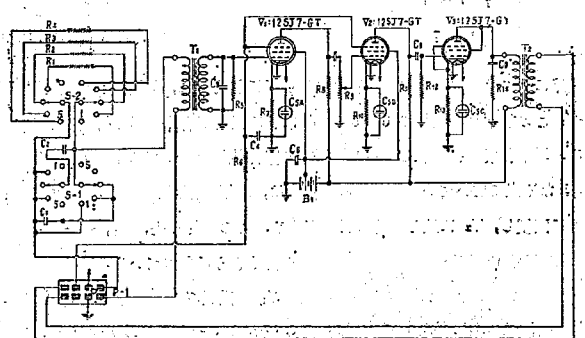
増幅器 (Amplifier) (写真—3)　増幅器は，入力および出力変成器を備えた 3 段増幅器で，4 成分づゝが一つの箱に収められ，各成分毎に挿入出来るようになつている．



写真—3

真空管は 12SJ7—GT を使用し，可変部分としては増幅変成器，低周波共振周波数切換器および制動抵抗切換器を有している．その結線は図—5 に示す如くで，T_1, T_2 は入力および出力変成器，C_1, C_2 は共振周波数切換用の蓄電器で切換スイッチ S—1 により 4 箇のそれぞれ静電容量の相異なる回路を構成して低周波共振周波数を変化せしめる．又 R_1—R_4 は制動抵抗で切換スイッチ S—2 により任意に切換え得るようになつている．屈折法に使用する際にはこれ等の共振回路並びに制動抵抗は切換スイッチ S—1，S—2 をそれぞれ 1 の点に置いて全く使用しないようにすることが望ましい．

R_9 は増幅減衰器で，摺動抵抗を使用している．又 1，2 段目の増幅管の抑制格子は，増幅制禦器に接続されるようになつており，増幅制禦器の出力によつて抑制格子電圧を変化せしめ，増幅度を時間的に変化させるようになつている．なお B 電源として各成分毎に積層乾電池 1 箇を内蔵する．

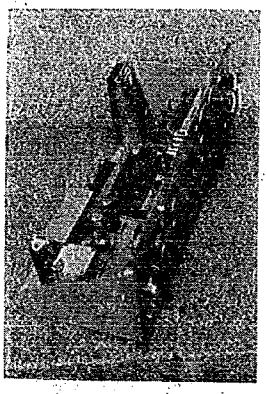


図—5：増幅器の結線図

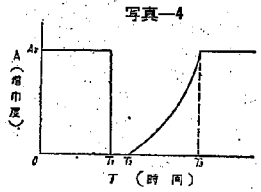
増幅制禦器 (Compounder) (写真—4)　増幅器の感度を時間的に変化せしめて，浅層の反射波に対しては感度悪く，深層のそれに対しては感度良く，結局浅層の反射波も深層の反射波も同じ程度の振幅で記録しようとするもので，図—6 はその結線図である．

入力変成器 T_1，増幅減衰器 R_1，増幅管 12SJ7—GT を使用した増幅回路，放電管 TY—66G，継電器 K—1 による始動装置並びに出力管 6V6—GT から成つている．

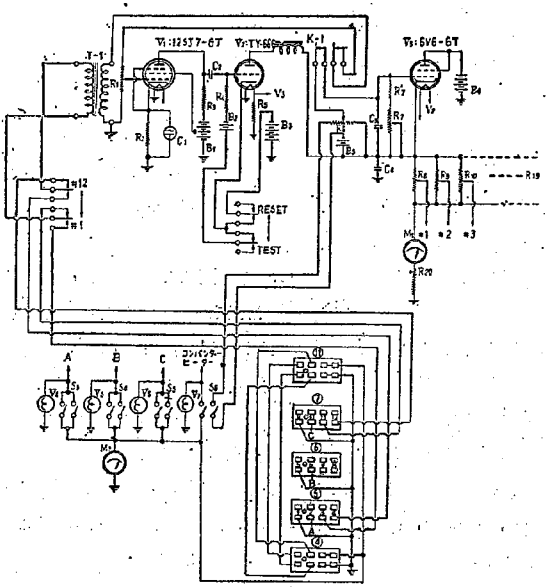
爆破点より最も遠方に置かれた受震器 #1，若しくは #12 に波動が到達すると，この入力信号は V_1 の増



写真—4



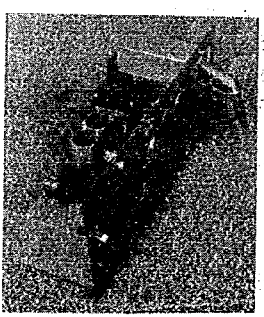
図—7



図—8 増幅制禦器の結線図

幅回路によつて増幅されて放電管のグリッドに加えられ，放電管が放電を開始する．そして同時に継電器が働いて，この放電電流並びに 6V6—GT による出力が各増幅器の抑制格子電圧を変化せしめて増幅度を変化させる．増幅制禦器が作動した時の増幅器の動作状態をグラフに示すと図—7 の如くなる．

A_v なる点で働いていた増幅器の増幅度は，増幅制禦器が作動した瞬間 (T_1) に 0 迄下り T_2 なる時から徐々に回復し，T_3 に達した時に旧に復する．この $T_1 \sim T_2$, $T_2' \sim T_3$ の時間は，R_6, R_7 によつて適当に変え得るようになつている．



写真—5

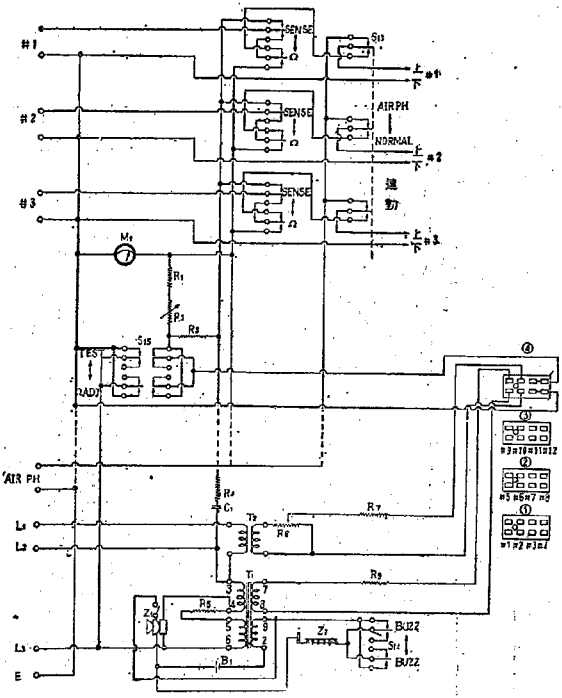
S_1 は受震器の #1 若しくは #12 の何れかへ接続するためのスイッチで S_2 は放電管の働作を検するもので，通常は中性点に置いたまゝ使用する．Test 側へ倒すと放電を開始し Reset 側へ倒すと放電を停止する．増幅制禦器を一度働かした後は，一旦 Reset 側へ倒して放電を停止せしめてから中性点に置く．

M_1 は mA meter で増幅制禦器の動作電流を示す．

なお本装置内には各増幅器のヒーター回路スイッチも組込まれている．

入力試験器 (Input Box) (写真—5) 電話器回路，爆破信号回

路，直上ピックアップ回路，ピックアップケーブル試験回路等を含み，受震器のケーブルは本器の端子に接続される．内部に抵抗計を備え受震器回路の試験を行う．又受震器に流電することにより受震器内の接続極性試験用接点が断続し電話の受話器を鳴らして受震器接続の極性を規正するようにしてある．其の他入力を並列に全増幅器に入れるスイッチを設け，増幅器以下の位相試験が簡単に行えるようになつている．図—8 は本器の結線を示す．



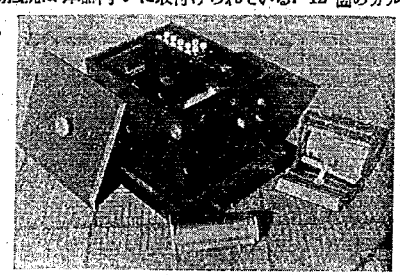
図—8　入力試験器の結線図

記録器（Recorder）（写真—6）

記録器の構造は図—9 に示す．1, 2 は光源用ランプで，2 は刻時用に用いられる．一つの永久磁石 3 に 12 箇の振動子 4 を並列させた特殊検流計が装置されている．この振動子の固有振動数は 100 c/s，空気制動を利用し，臨界抵抗は約 10 Ω で，この制動抵抗は本器内 5 に取付けられている．12 箇のガルバーユニットの各々の固有振動数を示せば表—3 の如し．

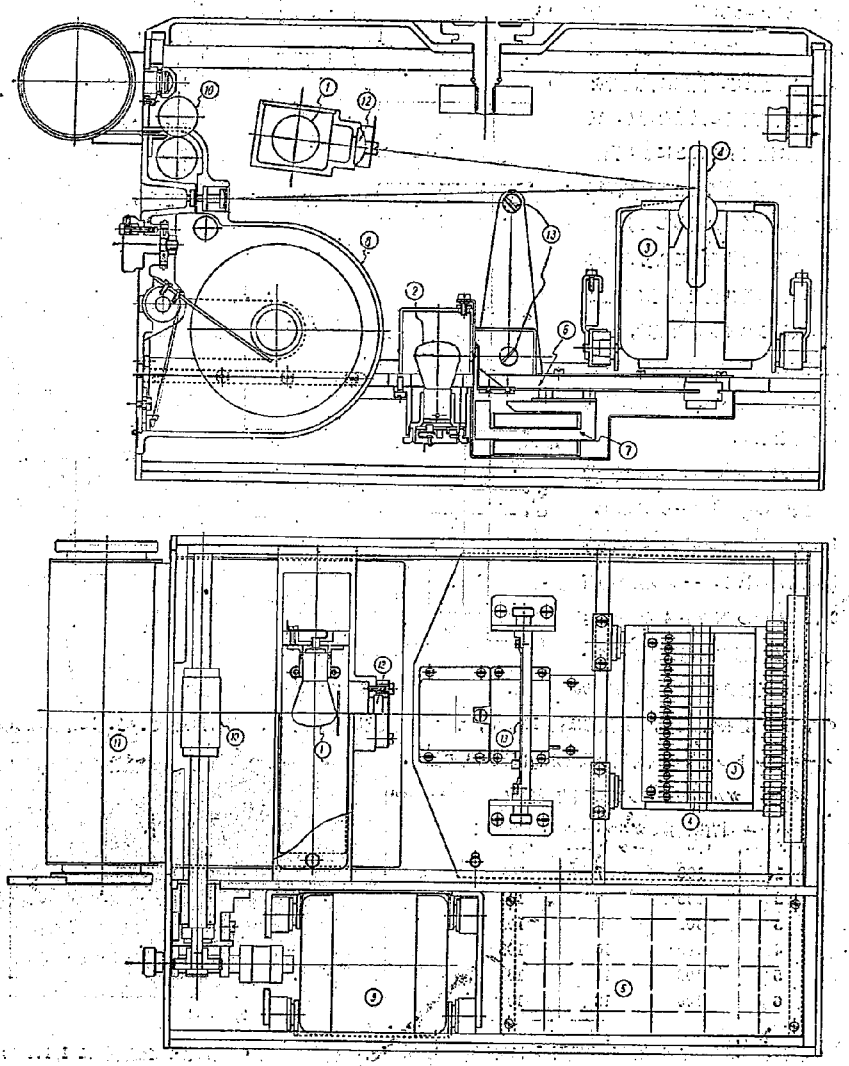
表—3　ガルバーユニットの固有振動数

ガルバーユニット No.	固有振動数 c/s	ガルバーユニット No.	固有振動数 c/s
1	100	7	101
2	103	8	103
3	101	9	103
4	99	10	105
5	103	11	103
6	100	12	104



写真—6

刻時装置は振動片 6 を最初電磁石 7 にて振動せしめ，後は振動片の自由振動によつて記録紙に 1/100 秒毎の線を入れるようにしたもので，振動片の振動持続時間は約 30 秒である．マガジン 8 に装填された感光紙は電動機 9 にて回転するローラー 10 にて巻取器 11 に送り込まれる．感光紙巻取の動力用電動機は，12 V

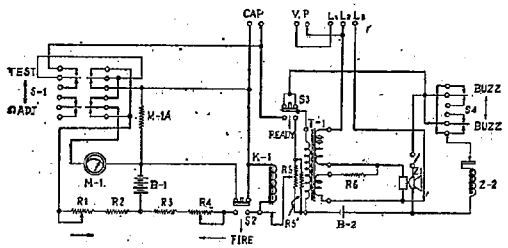


図—9 記録器断面図

1.3 A.P, H.P. 10 W, 1700 R.P.M. 分捲電動機を使用し送り速度は毎秒約 19 cm 程度である. 12 は収斂レンズで 13 は反射鏡である.

爆破器 (Shooting Box) (写真—7)　電池式で雷管試験回路,爆破回路,爆破信号回路,直上ピックアップ

写真—7



図—10　爆破器の結線図

回路,電話器回路から成つている. 内部結線は図—10 に示す. M—1 は抵抗計としても使用出来る mA meter で雷管回路の試験を行うに抵抗計として用いる. 爆破用スイッチで S—3 を押してから S—2 を押して爆破せしめる. 若し誤つて S—2 を先に押した場合には継電器 K—1 が働いて雷管には電流が流れないように安全装置が施されている. 又爆破信号は雷管に電流が流れた時と切れた時が送り出されるようになつており, 雷管が爆破した後は継電器が動作して疑似の信号を送り出さないようになつている. R_4 は雷管電流の加減抵抗, R_5 は爆破信号の大いさを加減する抵抗である.

以上, 弾性波探査法に於て本調査に使用した器械の主要部分の構造, 性能に就き述べた.

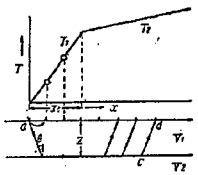
Ⅳ 調　査　結　果

地中を進行する弾性波は, 光波と同じ法則に支配される. 弾性波は速度に変化の起る境界面で反射, 屈折する. それ故に地下に異なつた速度を持つ媒質が存在する場合には正常な走時が変化する. 地震波の震源から観測点迄の時間と両地点の最短距離との関係を示す走時曲線 (Time—distance Curve) を解析する地球内部構造決定の方法を地表の表面部に適用し, 地表部の弾性的特性の差異より見たる構造を明らかにするのがこの弾性波探査法である. この方法は 40 年以前より外国に於て各種の調査に利用せられ, 又本邦に於ても昭和初期に油田調査に利用し, 解析技術の研究や器械の発達を見て現在に至つている. 当土木研究所にても昭和 13 年頃より堰堤, 橋梁等の基礎調査に応用して来た. 弾性波探査の原理, 解析法其の他の説明は省略し, 本調査の結果の説明に必要な部分のみ簡単に記述する.

元来この探査法には屈折法 (Refrection method) と反射法 (Refraction method) の二方法があるが, 求められる異つた速度を有する媒質迄の地表面からの深さが浅いために, 反射法では記録の読取が不可能であつたので屈折法のみを用いた. 屈折法, 反射法の何れにしろ常に基本的に用いられるものは走時曲線である.

即ち直角座標の縦軸に震源より観測点 (受震器) 迄の弾性波が伝播するに要する時間をとり, 横軸に震源より観測点迄の地下最短距離をとつたものである. 弾性波としては縦波 (Longitudinal wave), 横波 (Trans-

versal wave), 其の他表面波が存在するので, それ等につき伝播経路を研究し, 地下の弾性波伝播状況より見たる構造を明らかにするものである.



図—11 水平二層の走時曲線

弾性波探査の第一の目的は, 弾性不連続の深度決定であるからこれ等が理論的に水平方向に一定であることが必要である.

図—11 は簡単な水平二層の場合の走時曲線を示す. 走時曲線の折れ曲つた二つの部分の傾斜は次の如くそれぞれの層の速度を示している.

$$\cot\alpha=\frac{dx_1}{dt_1}=V_1,\quad \cot\beta=\frac{dx_2}{dt_2}=V_2$$

爆破点を a に取ると波は全ての方向に進行する. 水平に進行して d に到る時間は

$$T_1=\frac{x}{V_1}$$

又臨界角を θ とする時 Snell の法則より

$$\sin\theta=\frac{V_1}{V_2}$$

である.

今爆破点 S から第二層に屈折して観測点迄の伝播時間 T_1 は

$$T_1=\frac{ab}{V_1}+\frac{bc}{V_2}+\frac{cd}{V_1}$$

z を第一層の厚さとすると

$$T_1=\frac{2z}{V_1\cos\theta}+\frac{x}{V_2}-\frac{2z\tan\theta}{V_1}$$

$$=\frac{x}{V_2}+\frac{2z}{V_1\cos\theta}-\frac{2z\sin\theta}{V_2\cos\theta}$$

$$=\frac{x}{V_2}+\frac{2z}{V_1\cos\theta}-\frac{2z\sin^2\theta}{V_1\cos\theta}$$

$$=\frac{x}{V_2}+\frac{2z}{V_1\cos\theta}(1-\sin^2\theta)$$

$$=\frac{x}{V_2}+\frac{2z\cos\theta}{V_1}$$

さて $V_2>V_1$ であるから, $T_1=T_2$ の点即ち直接波と屈折波とが同時に観測点に達する所で走時曲線は折れる.

$$\frac{x}{V_1}=\frac{x}{V_2}+\frac{2z\cos\theta}{V_1}$$

即ち $$z=\frac{x}{2}\sqrt{\frac{V_2-V_1}{V_2+V_1}}$$

で第一層 z の厚さを求めることが出来る.

以上が水平二層の場合であるが, これが三層～n 層に至るも同じで

$$z_{n-1}=\frac{x_{n-1}}{2}\sqrt{\frac{V_n-V_{n-1}}{V_n+V_{n-1}}}-z_1\frac{V_{n-1}\sqrt{V_n^2-V_1^2}-V_n\sqrt{V_{n-1}^2-V_1^2}}{V_1\sqrt{V_n^2-V_{n-1}^2}}$$

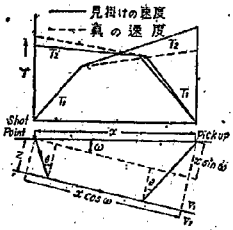
$$-z_2\frac{V_{n-1}\sqrt{V_n^2-V_2^2}-V_n\sqrt{V_{n-1}^2-V_2^2}}{V_2\sqrt{V_n^2-V_{n-1}^2}}\cdots\cdots z_{n-2}\frac{V_{n-2}\sqrt{V_n^2-V_{n-2}^2}-V_n\sqrt{V_{n-1}^2-V_{n-2}^2}}{V_{n-2}\sqrt{V_n^2-V_{n-1}^2}}$$

で求むることが出来る.

併しながら地下構造は必ずしも水平に堆積しているとは限らない.

図—12 は傾斜層の場合の走時曲線を示す.

第二層が ω の角をなしている場合は走時曲線の傾きから得られる下層の速度は見掛けの速度であつて真の速度でない. 本調査の走時曲線から得られた見掛けの速度中にも真の速度に比べ著しく大なるもの或は小なるものがあるが, 全て下層の傾斜のための影響で真の速度との間には下記の如き関係がある.



図—12 傾斜層の走時曲線

今観測点 O により爆破点 S に向い下層が漸次上昇せる昇射(Steigendes Schiessen) の場合と反対に下層が漸次下昇せる降射 (Fallendens Schiessen) の場合に於て, 第二層の傾斜を ω, 臨界角を θ とすると ω, θ の大小により屈折波の見掛けの速度が変る. 即ち

$$\omega=\theta \text{ の場合} \cdots\cdots V_2=\infty \qquad \omega>\theta \text{ の場合} \cdots\cdots V_2<0$$

となり, 屈折波の走時は距離の増加に伴い減少する. 併し同一の測定線上で往復曲線を求むれば下層の傾斜の場合に見掛けの速度より真の速度を求むることが出来る.

又 z を深さとすると, 走時 T_1 は

$$T_1=\frac{x\cos\omega}{V_2}+\frac{(2z+x\sin\omega)\cos\theta}{V_1}$$

である. 今 $\frac{1}{V_2}=\sin\frac{1}{V_1}$ であるから

$$T_1=\frac{2z\cos\theta}{V_1}+\frac{x\cos\omega\sin\theta}{V_1}+\frac{x\sin\omega\cos\theta}{V_1}$$

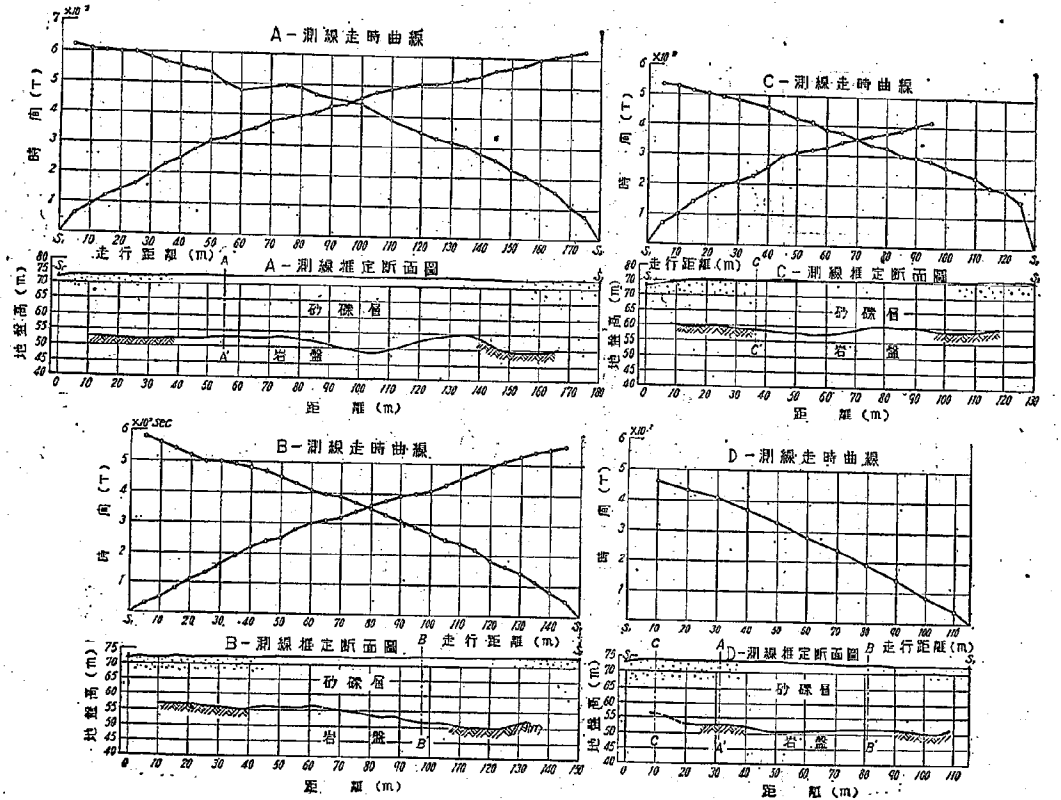
$$=\frac{2z\cos\theta}{V_1}+\frac{x}{V_1}(\cos\omega\cdot\sin\theta+\sin\omega\cdot\cos\theta)$$

$$=\frac{2z\cos\theta}{V_1}+\frac{x}{V_1}\sin(\theta+\omega)$$

である. これより z を求むることが出来る.

以上の場合が基本的な場合であるが, 其の他の複雑な計算式を省略するとして, 実測せる結果を図—13 で走時曲線に示した.

地下構造が簡単であるならば走時曲線より得られた数値を直接公式に代入することによつて容易に地下状態を判定することが出来るが, 実際には地下構造は必ずしもそのように簡単ではなく, 公式が非常に複雑な場合には上述せる理論のみを以てしては地下構造を判定することは不可能であるので図式解析法を用いた. この方


A－測線走時曲線
時間（T）
走行距離（m）
A－測線推定断面図
地盤高（m）
砂礫層
岩盤
距離（m）
C－測線走時曲線
C－測線推定断面図
B－測線走時曲線
B－測線推定断面図
D－測線走時曲線
D－測線推定断面図

図—13 走 時 曲 線

法は得られた走時曲線の形から予め成可く実際に近い地下構造の模型を考え，此の模型に沿つて彈性波の経路を図上に描き，その線に沿つて彈性波が進行するに要する時間を計算しその計算値と観測値とを比較し，それ等が一致しない場合は模型を種々に改良して繰返して同じ方法を行う．即ち一種の逐次近似法でこれ等から地下構造断面図を求めたのである．

実測せる測定線は図—2 に示す通りである．即ちⅡ測定線並に調査状況で述べた如く，川の流れに平行に右岸より C, A, B 線を撰び各線に交叉するように補助的に D 線を撰んだ．

実測せる記録の一例を示すに図—14 の如くである．記録中規則正しく刻まれている線は $\frac{1}{100}$ 秒の刻時の目盛である．No.6 の受震器の記録で波動が受震器に到達する前の二つの上下の振れは爆破時を記録せるもので，最初の振れ（上方）は，雷管に電流が通じた時で，第二番目の振れ（下方）は雷管の白金線が切断された時を示す．第二番目の振動より各受震器に彈性波が伝播された間の時間を図表に書くと走時曲線が出来る．併しながら現在使用している 6 号電気雷管は，白金線の切断された時と爆発した時との間に $\frac{1}{1000}$～$\frac{2}{1000}$ 秒程度の差が生ずるので，雷管の使用に充分な考慮をはらわなければならない．彈性波の到達は，縦波，横波の到達後，岩盤により反射せる反射波が到達するが，岩盤迄が浅く，反射波の識別に困難を感じたので屈折波即ち初動のみを扱うことにした．

走時曲線を見るに，A, B, C 線は何れも同一の傾向を示す走時曲線であるが，A 線に於て負の傾向を示す曲線は前述の如く，$\omega > \theta$ の場合を示している．

A, B, C 線の走時曲線より何れも見掛けの速度を出し，往復測定により真の速度を前述の如き方法にて算出して，地下推定断面図を求めたのが図—13 である．

之に各測定線に於ける真の速度を示せば，表—4 の如くである．

表—4　各測定線に於ける彈性波速度の分布

測定線	上部堆積層 V_0	下部堆積層 V_1	岩盤層 V_2
A	800	2000	4200
B	1000	1900	3500
C	570	1800	3800

註　単位は全て m/sec で真の速度である

表—5　D 線に於ける彈性波速度分布

測定線	上部堆積層 V_0	下部堆積層 V_1	岩盤層 V_2
D	1200	2000	4000

註　単位は m/sec で見掛けの速度である

推定断面図に於ては，単に二層として画かれてあり，走時曲線よりの速度の分布を見ると，三層として算出されているが，第一層の 500～1000 m/sec の層は表面 1～2 m の極めて loose な砂礫層であつて，深度算出には殆んど影響なきものと思われるので断面図には省略した．補助線 D 線に於ては，逆方向よりも測定を行つたが失敗に終り，真の速度は求められなかつたが見掛けの速度は表—5 の如くであり，それより求めた深度と，A, B, C 線より算出した断面とは略一致しているので見掛けの速度をも一応算出した．

各断面図中の —·—·— 線は，D 線との交叉せる点である．各線の——実線は岩盤部と砂礫堆積部との境であるが，D 線の C—·—·—C' 線の …… 点線は，$V_1/V_2 = \sin\theta$ の臨界角 θ の関係で確実な点を取ることが不可能であつたので，他の測定線に於ける結果を平均したものを引用図示したのである．

以上各断面図より見ると，概して岩盤部と砂礫部との境界面は平坦であり，深度は平均して 20～25 m を示しているが，右岸に近く 15～17 m と浅くなつている．

V 要 約

本弾性波探査による岩盤位置調査は緒言並びに各項に於て詳細に記述したが，今大要を列記すると下記の如くである．即ち

（1） 測定に際し，測定線を川の流れに平行に事情の許す限り 4 本選定した．

（2） 弾性波の屈折縦波による結果はすべて地下構造が概括的に上部砂礫堆積層，下部砂礫堆積層，岩盤層よりなる走時曲線を得た．

（3） 弾性波縦波の真の速度として次の値を得た．

上部砂礫堆積層 V_1= 500～1200 m/sec

下部砂礫堆積層 V_2=1800～2100 m/sec

岩 盤 層 V_3=3500～4200 m/sec

（4） 岩盤層の弾性波速度は，岩盤層の岩石の緻密強靱なることを示した．

（5） 測定に使用した器械の各部名称，構造を示し将来のために説明を加えた．

（6） 調査結果解析する一般方法も特に記述する必要がないが判読理解への便を思い附記した．

以上本論並びに要約に示す如く，本調査に於て所期の目的である岩盤に至る深さに関し，或る程度迄信頼を得る結果を得たが，全て物理地下探査に於ては，傍試錐により結果の正確を期することが望ましい．

最後に本調査に種々御尽力くださつた神奈川県土木部職員に対し，更めて満腔の謝意を表す次第である．

—•—•—•—•—

参 考 文 献

C. A. Heiland. Sc. D : Geophysical Exploration

Nettleton : Geophysical Prospecting for Oil

島 田 八 郎：物理地下探査法に依る相模川河水統制地域の岩盤調査，土木試験所報告 No. 47

渡 辺 貫：弾性波式地下探査法

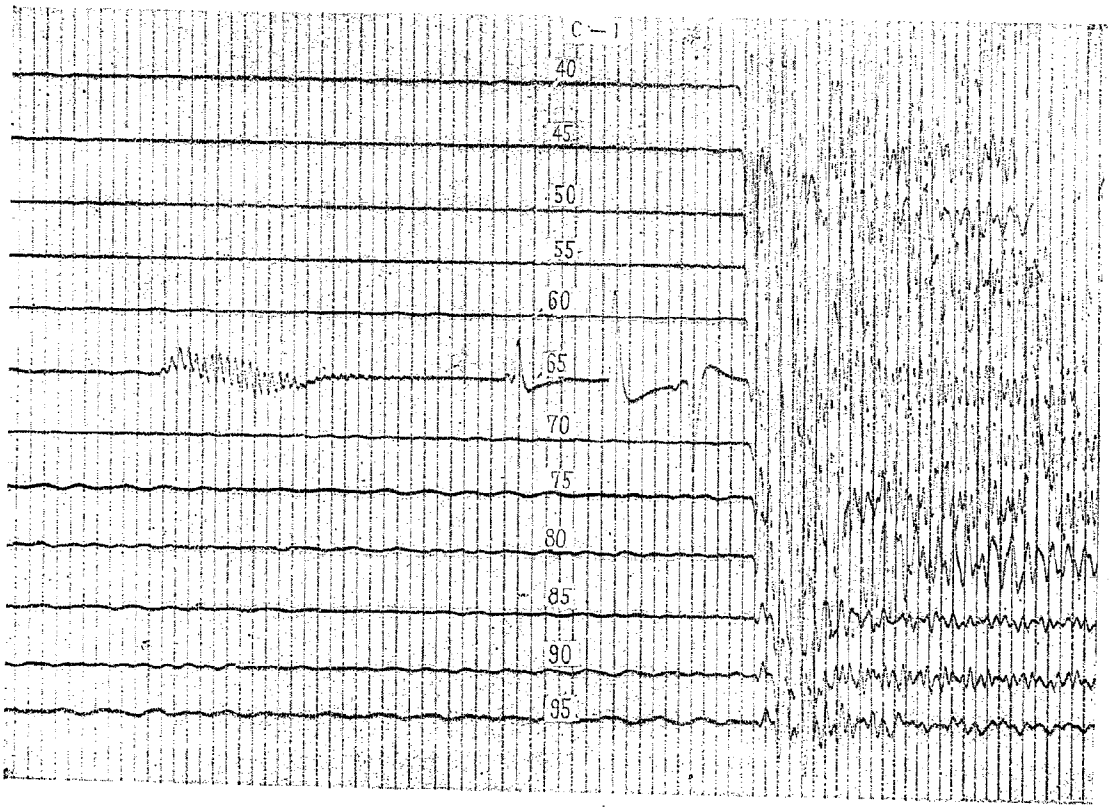


図 — 14

最近の国産ポルトランドセメントの組成および二，三の性質について

建設技官　有　泉　　昌
建設技官　小　松　原　正　夫

目　　次

Ⅰ 緒　　言……（1）
Ⅱ 試料および試験法……（2）
Ⅲ 化学成分，水硬性化合物，成分比率，三元組成について……（2）
〔1〕酸化物含有量について……（3）
〔2〕成分比率について……（11）
〔3〕水硬性化合物について……（12）
〔4〕石灰，アルミナ，珪酸三元組成について……（15）
〔5〕混合セメントについて……（16）
〔6〕進駐軍用セメントについて……（18）
〔7〕要　約……（18）
Ⅳ 強度その他の物理的性質……（19）
Ⅴ 水和熱について……（20）
Ⅵ 耐凍結融解性について……（22）
Ⅶ 結　　び……（24）

Ⅰ 緒　　言

本邦産セメントが戦争の影響を受けて品質の低下を始めてから終戦直後の経済的混乱のためその品質の低下は止まる所がなかつたことは，製造者は勿論土木建築界の使用者側に於ても重大な問題とされて来た．この品質低下の原因は主としてセメントの焼成に必要な灰分少く，高発熱量を有する良質炭の不足に基づく焼成の困難，電力，労力の不足，設備補修の不可能，輸送貯蔵条件の不備に基づき更に原料の精選，調合，粉砕等各操作に不充分の点が多数認められ，なお統制配給等の行政的欠陥も加わり，その結果必然的にセメントの品質は全般的に低下し，強度の低下は勿論，凝結硬化の変調，安定度を欠くもの等が多く現われ，不良セメントが可成多く使用されたのであつた．然し戦後の我が国経済界の安定化と共に上記諸条件は順次改善され，昭和 24 年に至りセメント，石炭の統制配給も解除され自由競争の時代となりセメントの品質は漸次向上して来た．

土木研究所化学研究室に於ては定期的にセメントの品質を化学的に研究して来た（内務省土木試験所報告 19 号，同報告 72 号，77 号，同概報 28 号）．本報に於ては昭和 23，24 年産の国産セメント（ここには主としてポルトランドセメントを云う）についてその化学的組成を明らかとし，その変動について既往のセメントとの比較を試み，セメント品質の向上を成分的に確め更に強度，水和熱，耐凍結融解性等セメントの二三の性質

について試験した結果について述べる.

ここに使用された試料は主として工事現場より試験を依頼されたものであり試料個数も充分とは考えられないが，本邦セメントの化学的組成の大体を知り得る参考資料とすることが出来る．なお比較に使用されたセメントは下記の如き情況の下で製造されたものである.

昭和 11—13 年　セメントは前年に引き続き質，量共最もすぐれた時代であり，技術的水準も高く支那事変は企業に好ましい刺戟を与えた.

昭和 16—17 年　大平洋戦争の影響を受けセメント工業は軍需産業としては重要視されなかつた.

昭和 21—22 年　戦後の経済的混乱の時期であり石炭，電力の統制と共にセメントも統制を受けていた.

昭和 23 年　経済的安定化と共に設備の補修整備も行われ，統制は続いたが石炭事情はよくなつた.

昭和 24 年　統制も解除され燃料条件も明るく，自由競争が行われる様になつた.

II 試料および試験法

試料は一部工場直送品を含むが大部分は建設省直轄工事関係現場（主として関東地区）より試験を依頼されたものである.

23 年度	普通ポルトランドセメント	11 ケ
〃	進駐軍用ポルトランドセメント	13 ケ
〃	混合セメント	16 ケ
24 年度	普通ポルトランドセメント	15 ケ
〃	混合セメント	6 ケ

化学分析は J. E. S. 法に依る.

水和熱測定法は溶解熱法（測定法の詳細は内務省土木試験所報報 28 号参照）に依り 24 年産セメント 8 種について行い，凍結融解試験は 24 年産セメント 2 種について行つた.

III 化学成分，水硬性化合物，成分比率，三元組成について

化学分析による酸化物含有量およびこの値より Bogue 法により算出した水硬性化合物量および成分比率を 23 年普通セメント，23 年進駐軍用セメント，24 年普通セメントについて 表—1～3 に示し，混合セメントの分析値は 表—4 に示す．昭和 11—13 年，16—17 年，21—22 年，23 年，24 年のポルトランドセメントの酸化物組成，水硬性化合物量，成分比率の上限，下限，平均値を 表—5 に示し，更に平均値を図示して 図—1，2. に示す．なお酸化物組成の分布状況を頻出度にて表わし，均斉度を示すものとし 表—6，図—3 に示す．成分比率を 図—4 に，又石灰，硅酸，アルミナ三元系を 表—7，図—5 に示す.

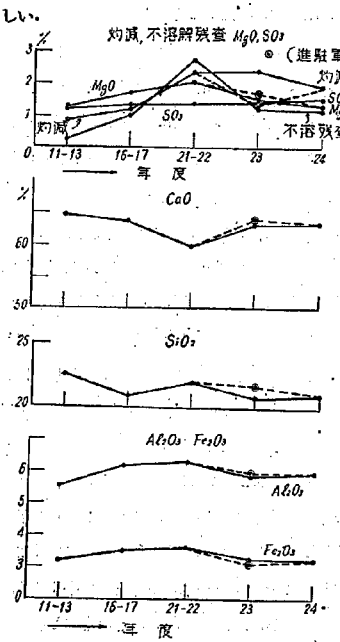
セメントの酸化物組成はある僅少の範囲内で変動するものであるが，これら酸化物より構成される水硬性化合物の割合は広範囲に変動する．従つて分析結果で得られた各酸化物の値はこれより計算される成分比率，水硬性化合物および石灰，硅酸，アルミナ三元系と共にセメントの性質を明確に決定するものである．次にこれ

らの数値よりセメントの品質，組成およびその変遷の状況を検討説明することとする．なお本報はセメント使用者がセメントの組成と性質に関して理解を深めることを目的としたため，下記各節に於て相互に重複する個所も認められるがこれを考慮せず説明を試みることとする．

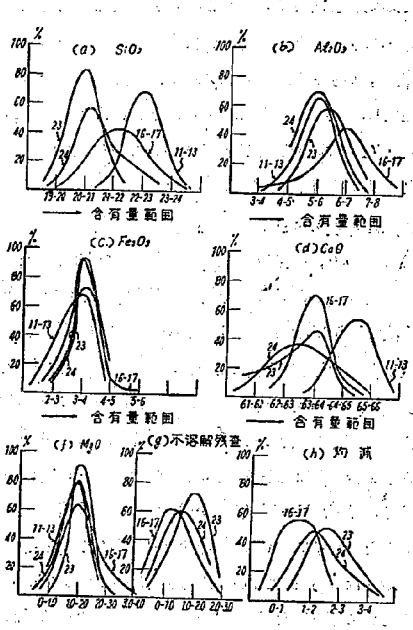
〔1〕 酸化物含有量について

(1) 灼熱減量　灼熱減量はセメントが空気中の炭酸ガス，湿分を吸収した量を表わす．即ち風化の程度を示すものである．セメントは風化によつてその凝結に変調を起し，強度が低下するのが一般である．風化はセメントの取扱い，運搬，保管の過程に起り，特にセメント包装用袋の耐湿性による．

我が国セメントの灼熱減量は 図—1，3 に見られる様に昭和 11 年頃より戦争による輸送の停滞，紙質の低下，貯蔵倉庫の不備等の影響を受け漸次増大し，戦後は 2% 以上を示しているが，最近漸次上記諸条件の改善と共に減少の傾向を示して来たのであるが，未だ 1% 程度に低下させるには取扱いに特に注意することが望ましい．



図—1　年度別ポルトランドセメントの化学成分



図—3　年度別ポルトランドセメント主成分の含有量および類度

(2) 不溶解残査　不溶解残渣はセメントの焼成に於て水硬性化合物を生成するに至らなかつた焼成原料，燃料石炭の灰分，不純石膏，炉内内張り耐火材料等に原因し，大部分は硅酸塩と認められ水硬性には関係しないが，成分上この物質の増加は好ましくはない．我が国セメントの不溶解残渣は 図—1 に見る様に昭和

11—13 年の 0.25% より漸増し，21—22 年には 2.7% に達したが 23, 24 年よりは 1% 程度に低下して来たことは喜ばしいことである．良質の石炭を使用し焼成作業がよく管理され高品位石膏が使用されれば 0.3% 程度に低下させることは容易のことである．不溶解残渣も約減と同様 23 年より 24 年の方が減少している．

(3) 硅酸，アルミナ，酸化鉄 (SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3)　硅酸，アルミナ，酸化鉄は塩基性である石灰 (CaO) に対応する酸基性成分の主体である．SiO_2 は CaO と共に特に強度に関する硅酸三石灰 ($3CaO \cdot SiO_2$) 硅酸二石灰 ($2CaO \cdot SiO_2$) を構成する重要成分である．$3CaO \cdot SiO_2$ を増加させる様に SiO_2 含量が変動すれば早強性を示し長期の強度は ($3CaO \cdot SiO_2 + 2CaO \cdot SiO_2$) 含量に依るとされている．$Fe_2O_3$, Al_2O_3 を減少させ SiO_2 を増加させればセメントは焼成し難くなり，CaO を減少させその代り SiO_2 を増せば強度発生速度は低下する．

Al_2O_3, Fe_2O_3 は相互に関聯があり，セメント中に ($Al_2O_3 + Fe_2O_3$) 量が多いとセメントの焼成温度は低下し焼成は完全に行われ CaO が SiO_2 と反応せず遊離状態で残ることがない．従つて早強性の原因である $3CaO \cdot SiO_2$ の生成が完全となる．

Al_2O_3, Fe_2O_3 はそれぞれアルミン酸三石灰 ($3CaO \cdot Al_2O_3$)，アルミノ鉄酸四石灰 ($4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$) を生成し，それらの割合は Al_2O_3/Fe_2O_3 により定まる．これら水硬性化合物の性質については後述するが $3CaO \cdot Al_2O_3$ は凝結を支配するとされている．従つて Fe_2O_3 の代りに Al_2O_3 を増せば凝結は早くなり，適当な調節は不可能となるとされている．

23, 24 年度セメントの SiO_2 は 11—13 年度，16—17 年度の平均 22.44%, 20.83% に比較すれば 20.7%, 21.0% であり，一旦低下したまま 24 年に至りやや上昇の傾向を示す．なお 図—3(a) で明らかである様に 11—13 年度の高硅酸型の均斎度の良好であるセメントが，16—17 年には SiO_2 含量は約 1.6% 低下し且つ均斎度を失うに至つたが，23 年には SiO_2 含量は更にやや低下したにも拘らず均斎度を増し 20—21% 含有範囲のものが大部分を占めていた．24 年に至つて SiO_2 は平均値ではやや上昇し 20—21% 含有のものが最も多いが，21—22% 含有のものも多く出現し，22% 以上のセメントも見られる様になつた．即ち戦争と共に一旦低硅酸型に移行した本邦セメントも除々に高硅酸型に復し始めていると考えられる．

Al_2O_3 含有量は 表—1, 2, 5 に示す様に 23 年，24 年は 4.96～6.98%, 5.24～7.00%，平均 5.78%, 5.85% である．これを 11—13 年，16—17 年，21—22 年の 5.51%, 6.05%, 6.24% と比較すれば戦時中より戦争直後にわたつて増加して 23 年より減少の傾向を示す．一方 図—3(b) に明らかである様に 16—17 年に於てはセメントは Al_2O_3 については均斎度が劣つたのであるが，23, 24 年に於ては 5～6% の範囲に集中する傾向を示し始め略定量を保ち，含有量の変動は余り認められない様になつたが，未だ 6～7% のものも少し存在する．Al_2O_3 の含有量の増加は主として劣等炭の灰分に基因すると考えられる．

Fe_2O_3 含有量は 表—1, 2, 5 に示す様に 23 年，24 年は 1.65～3.84%，平均 3.25%，2.41～3.48%，平均 3.24% であり，これを 11—13 年平均 3.21%，16—17年 3.49%，21—22 年 3.59% に比較すれば戦時中より戦争直後にかけて漸次上昇したが 23 年より徐々に減少の傾向を示した．なお 図—3(c) でも明らかである様に 11—13 年に於ては Fe_2O_3 の含有量は 2～4% の範囲であり均斎度も良好であつたが，16—17 年に至

り 4% 以上のものが相当数出現した．然し 23，24 年に於ては殆んどが 3～4% の範囲に集中し甚だ均斉度の良好な製品となつた．Fe_2O_3 量の増加は焼成を完全に行うため銅鉱を多量添加したものと考えられる．

以上に述べた様に本邦セメントは戦前の高硅酸低アルミナ型より戦争直後にわたつて低硅酸，高アルミナ型に移行したが，23 年より高硅酸低アルミナ型に復元の傾向を明らかに示している．

(4) 全石灰 (CaO)　CaO はセメントの主要塩基成分であり，SiO_2，Al_2O_3，Fe_2O_3 と結合して $3CaO\cdot SiO_2$，$2CaO\cdot SiO_2$，$3CaO\cdot Al_2O_3$，$4CaO\cdot Al_2O_3\cdot Fe_2O_3$ 等の水硬性化合物を構成する．石灰分の増加はセメントの焼成を困難ならしめるが石灰が完全に結合すれば早強性を示すに至る．未反応のままに残る遊離石灰については次項で記す．

最近のセメントの CaO 含有量については 表—1, 2, 5 で見る様に 23 年度 62.01～64.33% 平均 62.94%，24 年度 61.23～64.42% 平均 63.16% であり 11—13 年，16—17 年，21—22 年の平均値 64.39%，63.57%，59.73% に比較すれば戦時中より戦争直後にわたつて CaO の低下は著るしく，23 年より上昇の傾向を示してはいるが未だ戦前の石灰含有量には遠していない．又 図—3(d) についても明らかである様に，11—13 年に於ては殆んど大部分が 64～66% の間に集中し均斉度も良好であつたが，16—17 年に至り含有量の甚だしい低下と共に均斉度も不良となり含有量は広範囲にわたつた．続いて 21—22 年に至つては更に甚だしい CaO の低下が認められた．然しながら 23 年より徐々に CaO を増し始めたにもかかわらず均斉度は充分とは云えない．24 年度は 23 年より低 CaO のものが減少し高 CaO のものが多数出現し始めた傾向を知ることが出来る．

(5) 遊離石灰　セメントの石灰量がある限度以上となると石灰は完全には結合せず一部は遊離状態の石灰として残る．又この限度以下でも焼成温度によつては $3CaO\cdot SiO_2$ の分解に因つて遊離石灰を残し，この石灰は理論上冷却中に再結合すべきであるが実際の冷却操作に於ては遊離状態として残る．従つてセメント中の遊離石灰は配合焼成冷却の完全不完全を指示するものである．又高温に焼成された遊離石灰はその緩慢な消化作用のために硬化セメントに異常膨脹を起しセメント構造物の安定度を害し強度を減少させる外，硅酸石灰の含量を減少せしめ，その相互の割合を変更せしめる．即ち遊離石灰の存在はセメントの品質上好ましくないものの一つである．この遊離石灰の存在は焼成用石炭の発熱量の低下に基因すると考えられる．

昭和 23 年産のセメントについては遊離石灰の測定は行わなかつたので不明であるが，24 年のものは 1.42～3.05% 平均 2.05% であり 16—17 年の 0.81～5.50% 平均 2.33% よりやや減少している．良質炭を使用して完全な焼成の行われた 11 年頃のセメントは大体 1% 前後と見られる故に，この程度の遊離石灰量に保つためにはなお相当の努力を要するものと考えられる．21—22 年に於て平均 1.55% の如く低い値を示したのは全石灰が低く，($Al_2O_3+Fe_2O_3$) 量多く焼成しやすい配合にされていたためと考えられる．

(6) 酸化マグネシューム (MgO)　MgO は CaO と置換せずセメント中に単体又はガラス質として存在すると考えられており，Fe_2O_3，Al_2O_3 等と同様に焼成を容易にすると考えられる．一般にポルトランドセメント中には MgO は 5% 程度までは品質を害さないと云われているが勿論少量であることが望ましい．

最近のセメントを見ると 23 年 1.50%，24 年 1.29% であり，11—13 年 1.28%，16—17 年 1.69%，21—22 年 2.03% と比較する 図—1, 3 に見る様に戦争の影響を明瞭に示しており，均斉度も 24 年度セメントは

表－1 昭和23年度普通ポルトランド・セメント化学成分，組成，比率

試料番号	酸化物 (%)								水硬性化合物 (%)					比率			
	灼減	不溶解残渣	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	3CaO. SiO_2	2CaO. SiO_2	3CaO. Al_2O_3	4CaO. Al_2O_3. Fe_2O_3	$CaSO_4$	水硬率	活動係数	硅酸率	鉄率
A－1	1.35	1.40	20.92	6.32	3.00	63.90	1.24	1.63	49.4	23.0	11.8	9.1	2.8	2.10	3.30	2.23	2.12
2	2.22	0.89	21.31	6.60	3.00	63.08	1.31	1.48	41.9	30.0	12.4	9.1	2.5	2.04	3.23	2.22	2.20
3	2.34	1.40	20.41	5.40	3.50	62.86	1.88	1.60	54.9	17.4	8.4	10.6	2.7	2.14	3.78	2.30	1.54
4	2.36	1.37	20.53	5.50	3.50	63.72	1.82	1.18	58.0	15.4	8.7	10.6	2.0	2.15	3.73	2.28	1.57
5	2.86	1.52	20.51	5.58	3.51	63.43	1.62	1.40	55.8	16.9	8.9	10.7	2.4	2.14	3.68	2.26	1.59
6	4.15	1.29	20.92	6.98	1.65	61.13	1.00	1.06	37.5	31.9	15.7	5.0	1.8	2.07	3.00	2.42	4.24
7	1.08	1.10	20.92	6.41	3.17	64.33	1.18	1.78	49.5	26.7	11.6	9.6	3.0	2.11	3.26	2.18	2.02
8	2.89	0.64	20.22	5.20	3.72	61.76	2.24	1.03	54.5	18.2	7.5	11.4	1.8	2.12	3.90	2.27	1.40
9	3.19	1.38	20.32	5.32	3.84	62.01	1.48	1.45	52.6	18.9	6.6	11.7	2.5	2.10	3.82	2.22	1.39
10	1.90	1.44	21.58	4.96	3.27	62.61	1.23	1.02	49.9	24.5	7.5	9.9	1.7	2.10	4.35	2.62	1.51
11	1.69	0.59	20.32	5.26	3.55	63.52	1.56	1.64	59.0	14.1	7.9	10.8	2.8	2.18	3.86	2.31	1.48
平均	2.37	1.18	20.72	5.78	3.25	62.94	1.50	1.39	51.2 (43)	21.5 (26)	9.8	9.9	2.4	2.12	3.64	2.30	1.91

水硬性化合物の算出には遊離石灰が考慮されていない．（ ）内は遊離石灰 2.13% とした場合の値

表—2 昭和23年度進駐軍用普通ポルトランド・セメント化学成分，組成，比率

試料番号	酸化物 (%)								水硬性化合物 (%)					比率			
	灼減	不溶解残渣	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	$3CaO.SiO_2$	$2CaO.SiO_2$	$3CaO.Al_2O_3$	$4CaO.Al_2O_3Fe_2O_3$	$CaSO_4$	水硬率	活動係数	硅酸率	鉄率
AO—1	1.94	0.92	22.43	5.40	2.97	62.90	1.93	1.30	41.3	33.4	9.3	9.0	2.2	2.05	4.16	2.68	1.82
2	1.44	0.98	22.25	5.41	2.93	63.73	1.81	1.39	45.8	29.5	9.4	8.9	2.4	2.08	4.11	2.67	1.84
3	1.20	0.87	21.91	5.45	3.43	64.48	1.17	1.63	49.7	25.6	9.8	10.4	2.8	2.09	4.02	2.47	1.60
4	1.52	0.93	22.40	5.76	2.90	63.55	2.00	1.33	41.8	33.0	10.4	8.8	2.3	2.05	3.90	2.60	1.98
5	0.36	1.00	23.05	5.75	3.04	63.31	2.11	1.25	35.9	39.2	10.1	9.2	2.1	2.00	4.01	2.62	1.90
6	1.52	1.17	21.71	5.44	2.93	63.88	1.93	1.15	51.0	24.1	9.5	8.9	2.0	2.12	4.00	2.60	1.86
7	1.12	1.06	22.74	5.88	2.88	64.51	1.57	1.26	42.5	33.4	10.7	8.8	2.1	2.05	3.87	2.60	2.04
8	1.25	1.35	20.67	5.77	3.33	63.67	1.47	1.88	53.2	19.5	9.7	10.1	3.2	2.14	3.58	2.27	1.73
9	1.15	1.55	20.82	5.36	3.43	63.80	1.48	1.74	55.6	18.1	8.4	10.4	3.0	2.15	3.89	2.37	1.56
10	1.80	1.13	20.61	7.32	3.33	64.73	1.22	1.65	48.2	23.0	13.8	10.1	2.8	2.07	2.82	1.94	2.20
11	1.97	1.14	21.96	6.18	3.14	63.69	1.73	1.28	43.0	30.8	11.1	9.6	2.2	2.04	3.55	2.35	1.97
12	1.29	1.74	21.19	6.06	3.55	63.73	1.86	1.94	47.0	25.6	10.1	10.8	3.3	2.07	3.50	2.21	1.71
13	1.78	1.42	21.22	6.48	3.23	63.82	1.56	1.67	44.8	27.3	11.7	9.8	2.8	2.06	3.27	2.20	2.01
平均	1.33	1.17	21.77	5.87	3.16	63.83	1.68	1.50	46.1	27.9	10.1	9.6	2.6	2.07	3.70	2.40	1.84

表—3 昭和24年度普通ポルトランド・セメント化学成分，組成，比率

試料番号	酸化物(%)									水硬性化合物(%)					比率			
	灼減	不溶解残渣	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	全CaO	MgO	SO_3	遊離CaO	3CaO.SiO_2	2CaO.SiO_2	3CaO.Al_2O_3	4CaO.Al_2O_3.FeO_3	$CaSO_4$	水硬率	活動係数	珪酸率	鉄率
C—1	1.30	0.55	22.75	5.26	3.16	64.15	1.16	1.08		45.3	31.4	8.6	9.6	1.8	2.06	4.32	2.70	1.46
2	2.25	0.86	21.48	5.94	3.40	62.42	1.00	1.94		40.4	31.4	10.0	10.4	3.3	1.96	3.61	2.30	1.65
3	2.63	1.21	21.02	5.76	3.21	62.66	1.04	1.75		47.0	25.1	9.8	9.8	3.0	2.09	3.65	2.34	1.80
4	3.40	1.37	20.56	7.00	3.48	61.23	1.10	1.70		36.1	31.9	12.7	10.6	2.9	1.97	2.94	1.96	2.01
5	3.32	1.64	19.70	6.80	3.04	62.54	1.12	1.42		50.3	18.8	12.9	9.2	2.4	2.12	2.90	2.00	2.24
6	1.82	0.67	22.35	5.24	3.22	61.78	0.98	1.75		36.9	36.5	8.5	9.8	3.0	2.00	4.26	2.64	1.62
7	0.62	2.02	20.52	5.78	3.39	64.42	0.95	1.41	2.19	49.6	21.7	9.6	10.3	2.4	2.17	3.55	2.24	1.70
8	2.01	0.97	21.01	6.21	2.41	62.94	1.74	1.45	1.93	39.3	30.8	12.4	7.3	2.5	2.12	3.38	2.44	2.58
9	1.40	0.99	20.75	5.62	3.45	64.31	1.92	1.44	1.84	51.2	21.1	9.1	10.5	2.5	2.15	3.69	2.30	1.63
10	2.19	1.27	20.99	5.28	3.42	63.57	1.10	1.57	3.05	42.0	28.8	8.2	10.4	2.7	2.14	3.97	2.41	1.54
11	1.92	1.43	21.04	5.27	3.11	62.84	2.24	1.12	2.57	42.4	28.6	8.7	9.5	1.9	2.14	4.00	2.51	1.70
12	1.65	1.01	20.80	5.63	3.46	63.05	1.58	1.63	1.78	43.9	26.8	9.1	10.5	2.8	2.11	3.70	2.30	1.62
13	1.88	1.21	20.49	5.38	3.37	63.16	1.04	1.40	1.73	49.3	21.8	8.6	10.2	2.4	2.16	3.81	2.34	1.60
14	0.77	1.11	20.80	6.63	3.38	63.95	1.27	1.37	1.42	38.9	30.5	12.4	10.3	2.3	2.07	3.11	2.06	1.98
15	1.84	0.79	20.62	5.96	3.17	63.54	1.08	1.54	1.96	44.9	25.5	10.4	9.6	2.6	2.13	3.46	2.26	1.88
平均	1.93	1.14	20.99	5.85	3.24	63.10	1.29	1.50	2.05	44.2	27.4	10.0	9.9	2.6	2.09	3.62	2.32	1.81

表－5 ポルトランド・セメントの成分，比率の範囲および平均値（年度別）

	酸化物組成 %								
	灼減	不溶残渣	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	T.CaO	MgO	SO_3	遊離 Ca
昭和 11—13	0.39—1.22 0.85	0.03—0.55 0.25	21.08—23.66 22.44	4.72—6.33 5.51	2.63—3.86 3.21	63.51—65.78 64.39	0.77—1.89 1.28	0.90—1.57 1.20	——
昭和 16—17	0.60—1.79 1.17	0.61—2.29 0.98	19.63—22.99 20.83	3.08—7.86 6.05	2.61—5.23 3.49	61.20—66.23 63.57	0.51—3.17 1.69	0.85—1.98 1.30	0.81—5.50 2.33
昭和 21—22	1.97—2.74 2.29	1.53—4.23 2.72	20.98—22.49 21.95	4.25—7.17 6.24	2.27—6.97 3.59	58.19—61.62 59.73	1.62—2.46 2.03	1.04—1.74 1.36	0.19—3.67 1.55
昭和 23	1.08—4.15 2.37	0.59—1.52 1.18	20.22—21.58 20.72	4.96—6.98 5.78	1.65—3.84 3.25	62.01—64.33 62.94	1.00—2.24 1.50	1.03—1.64 1.39	——
（進駐軍用） 昭和 23	0.30—1.97 1.33	0.87—1.74 1.17	20.67—23.05 21.77	5.40—7.32 5.87	2.90—3.55 3.16	62.90—64.73 63.83	1.17—2.11 1.68	1.15—1.94 1.50	——
昭和 24	0.62—3.40 1.93	0.55—2.02 1.14	19.70—22.75 20.99	5.24—7.00 5.85	2.41—3.48 3.24	61.22—64.42 63.10	0.95—2.24 1.29	1.08—1.94 1.50	1.42—3.05 2.05

水硬性化合物 %				成分比率			
C_3S	C_2S	C_3A	C_4AF	H.M	A.I	S.M	I.M
36.3—57.6 48.2	18.4—38.9 27.5	7.0—11.5 9.2	8.2—11.7 9.8	2.00—2.25 2.15	3.4—4.9 4.10	2.19—3.10 2.58	1.39—2.20 1.73
23.6—56.5 40.8	15.7—43.8 29.1	6.9—15.7 10.4	7.9—15.9 10.6	1.90—2.31 2.10	2.52—6.60 3.60	1.74—2.78 2.23	0.68—2.59 1.84
20.3—24.7 21.8	41.7—49.3 46.5	10.1—15.7 12.6	6.9—10.5 8.3	1.80—1.96 1.88	3.00—5.17 3.54	1.70—2.50 2.20	0.61—3.28 1.74
37.5—59.0 51.2	15.4—31.9 21.5	6.6—15.7 9.8	5.0—11.7 9.9	2.04—2.18 2.12	3.00—4.35 3.64	2.18—2.62 2.30	1.40—4.24 1.91
35.9—55.5 46.1	18.1—39.2 27.9	8.4—13.8 10.1	8.8—10.8 9.6	2.00—2.15 2.07	2.82—4.56 3.70	1.94—2.68 2.40	1.60—2.04 1.84
36.0—50.3 44.2	18.8—36.5 27.4	8.2—12.9 10.0	7.3—10.6 9.9	1.96—2.17 2.09	2.90—4.32 3.62	1.96—2.70 2.32	1.54—2.58 1.81

表－6 年度別ポルトランドセメント成分の均斎度（頻度）

主要成分	成分範囲	昭和11—13	昭和16—17	昭和23	昭和24	進駐軍用23年
SiO_2	19.0—20.0	0	0	0	7	0
	20.0—21.0	0	21	82	53	23
	21.0—22.0	12	42	18	27	38
	22.0—23.0	67	29	0	13	31
	23.0—24.0	21	8	0	0	8
Al_2O_3	3.0—4.0	0	4	0	0	0
	4.0—5.0	17	8	9	0	0
	5.0—6.0	66	21	54	73	69
	6.0—7.0	17	46	37	20	23
	7.0—8.0	0	21	0	7	8
Fe_2O_3	2.0—3.0	33	17	9	7	38
	3.0—4.0	67	71	91	93	62
	4.0—5.0	0	8	0	0	0
	5.0—6.0	0	4	0	0	0
CaO	61.0—62.0	0	0	18	13	0
	62.0—63.0	0	17	27	33	8
	63.0—64.0	8	71	46	33	69
	64.0—65.0	46	8	9	20	23
	65.0—66.0	46	4	0	0	0
	66.0—67.0	0	0	0	0	0
MaO	0—1.0	21	13	0	13	0
	1.0—2.0	79	62	91	80	85
	2.0—3.0	0	21	9	7	15
	3.0—4.0	0	4	0	0	0
不溶解残渣	0—1.0		58	27	40	31
	1.0—2.0		38	73	53	69
	2.0—3.0		4	0	7	0
	3.0—4.0		0	0	0	0
灼減	0—1.0		46	0	13	8
	1.0—2.0		54	36	47	92
	2.0—3.0		0	45	27	0
	3.0—4.0		0	19	13	0

11—13 年度と同等となつた.

MgO 含量の増減は 原料石灰石の精選に原因し 最近は原料についても注意が払われて来ていることを示している。

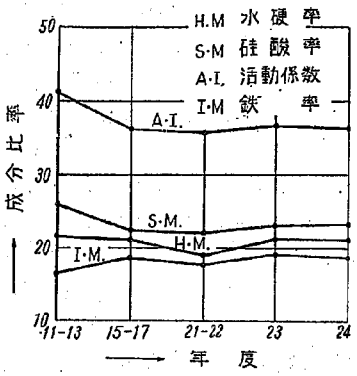
(7) 硫酸分 (SO_3) SO_3 はセメントの凝結を調節するために石膏として加えられ，SO_3 含量は昭和 11 年頃より少量づつではあるが継続的に増加の傾向がある.

以上述べた本邦セメントの酸化物組成についてその概要を次に示す.

戦争に伴う諸困難に当面してセメントは漸次低石灰，高アルミナ，低珪酸型に移行しその灼熱減量，不溶解残渣，マグネシヤ含量は共に増加し遊離石灰も未だ相当量存在し，なおこれら組成は個々のセメントについて広い範囲に変動し，セメントの品質は低下を続けて昭和 22 年に至つた. 然し 23 年度より急激に組成は戦前の優良なセメントに復元し始め，24 年は徐々ではあるが更に均斎度も増し品質は改善されて来た. 然し未だ戦前のセメントと同品質には達していない.

〔2〕 成分比率について

前節に於てセメント品質をその含有酸化物量より論じたのであるが，更にこれら酸化物成分間の量的関係を比率，係数等の数値を以て比較することは一層セメントの品質を理解し批判する上に重要な手段となる．これら比率は一般にセメント工場に於て品質の均斉を保持するため原料の調合調整に常に使用されている．成分比率には種々の表現法があるがここには最も一般に使用されている次の比率について戦後のセメントの性質を説明する．



図—4　年度別セメント成分比率

1. 水硬率 (Hydroulic Modulus　H.M.)
$$CaO/(SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3)$$
2. 活動係数 (Activity Index　A.I.)
$$SiO_2/Al_2O_3$$
3. 硅酸率 (Silica Modulus　S.M.)　$SiO_2/(Al_2O_3+Fe_2O_3)$
4. 鉄　率 (Iron Modulus　I.M.)　Al_2O_3/Fe_2O_3

各年度のこれら比率は表—1, 2, 3, 図—4 に示す．

(1) 水硬率 (H.M.)　水硬率はセメントの主成分である CaO, SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3 の内塩基成分である CaO と酸基成分である ($SiO_2+Fe_2O_3+Al_2O_3$) の比を以て表わし，最も重要な比率と考えられており，この比率をセメント規格に採用している国も現存する位である．H.M. を一定に保持しても SiO_2, Fe_2O_3, Al_2O_3 の関係が定まらなければセメント成分は一定しないので H.M. はこの値以外に次に述べる S.M., A.I., I.M. 等と共に考える必要がある．一般にセメントの水硬率は 2.2～1.8 の範囲にあるを普通とし，規格に H.M. を採用している国もある．例えばスエーデン，オランダ，イタリーに於ては 1.7 以上と規定し，トルコに於ては 2 以上を規定しスペインは 1.8 以上 2.3 以下の規定を持つている．なおセメントの主成分間の化合条件を考慮し，H.M. をやや変形した石灰飽和比 $\frac{CaO\%-SO_3\%\times0.7}{2.8\times SiO_2\%+1.2\times Al_2O_3\%+0.65\times Fe_2O_3\%}$ を規格に採用している国もある．例えば英国および第 8 軍は 0.66～1.02 の範囲を規定している．

国産セメントの水硬率は 図—4, 表—5 に示す様に昭和 11—13 年 2.00～2.25 平均 2.15, 16—17 年 1.90～2.31 平均 2.10, 21—22 年 1.80～1.96 平均 1.88 の如く順次低下したが，23 年 2.04～2.18 平均 2.12, 24 年 1.96～2.17, 平均 2.09 と再び上昇して来た．このことは CaO の含有量低下，($SiO_2+Al_2O_3+Fe_2O_3$) 含有量の上昇持に SiO_2, Al_2O_3 の含有量上昇を示すものでセメント成分に甚だしい変調のあつたことを示すものである．なお最近のセメントは本邦セメントの特性であつた高水硬率 (2.15 程度) には未だ達していないし又特に水硬率の低いものが多少存在している．

(2) 硅酸率 (S.M.), 活動係数 (A.I.)　硅酸率，活動係数はセメント酸基成分である SiO_2, Al_2O_3, Fe_2O_3 の相互関係を示し，前者は $\frac{SiO_2}{Al_2O_3+Fe_2O_3}$，後者は $\frac{SiO_2}{Al_2O_3}$ を以て表わされている．硅酸率大であれ

ば焼成は困難となり焼成されたセメントは凝結時間の調節は容易となる．又一般に焼成困難となれば遊離石灰を残す恐れがあり，セメントの品質は酸化物組成にも依るが焼成の完全さに依るものである．

本邦産セメントの硅酸率は昭和 11—13 年 2.19～3.10 平均 2.56，16—17 年 1.74～2.78 平均 2.23，21—22 年 1.76～2.50 平均 2.2，23 年 2.18～2.62 平均 2.30，24 年 1.96～2.70 平均 2.32 であり，図—4 に示す様に戦争の影響を受けて著しく低下したが，23 年より徐々に上昇の傾向を示しており，2.0 以下のものは殆んど存在しない．戦前の我国セメントは硅酸率が高いことが特徴の一つであり 2.5～2.7 程度を保持していたことを考えれば最近のセメントは Al_2O_3 量の増加したことを示している．

活動係数は 表—5，図—4 に示す様に硅酸率と同じ傾向を示している．昭和 10 年頃までの国産セメントは A.I. は殆んど 4.3～4.5 であり，それと比較すれば 23年，24 年のセメントは甚だ低下している．高硅酸低アルミナ型を特徴とした国産セメントは戦争の影響を受けて高アルミナ型に変化して来たことが明瞭であり，コンクリートの耐久性には好ましくはない現象である．

(3) 鉄 率 (I.M.) 鉄率は Al_2O_3/Fe_2O_3 比を示す．鉄率はセメント化合物である $3CaO\cdot Al_2O_3$ および $4CaO\cdot Al_2O_3\cdot Fe_2O_3$ 含量を定め焼成作業に於ける溶媒たる Fe_2O_3 量を定める外セメント品質と密接な関係を持つている．鉄率が大であれば急結性となり，時には調制不可能に至ることもあり，水和反応に伴う水和熱は大となり耐久性に劣るコンクリートを造り，特に硫酸塩に抵抗する力が弱い．又鉄率を低く保持すれば耐久性がよくなるが，0.64 以下に小さくすれば $2CaO\cdot Fe_2O_3$ 等が生成し $3CaO\cdot Al_2O_3$ が少くなり，凝結，硬化に異常を示すに至る．セメントの規格に鉄率の制限を与えている国もある．(英国，第 8 章規格は何れも >0.66 と規定している)

本邦産セメントの鉄率は昭和 11—13 年 1.39～2.20 平均 1.73，16—17 年 0.68～2.59 平均 1.84，21—22 年 0.61～3.28 平均 1.74，23 年 1.40～4.24 平均 1.91，24 年 1.54～2.58 平均 1.81 であり，昭和の初期より鉄率は順次低下して来たが，12 年以降より再び増加している．このことは活動係数の減少と共に考えて Al_2O_3 の増加したことを示す．昭和 16 年頃には鉄率の特に小なセメントも見られ，21—22 年には更に高酸化鉄型セメントまで多数見られたのであるが，23 年，24 年にはこの様な鉄率の異常に小さいセメントは見られなく，均斉度も相当改善されて来たことは明瞭であるが，未だ 2.0 以上のものが相当存在する．なお 24 年の方が 23 年より均斉度良好であることは 表—5 に示される．

〔3〕 水硬性化合物について

ポルトランドセメントの主要酸化物成分である CaO，SiO_2，Al_2O_3，Fe_2O_3 が焼成炉中で半溶融状態となり完全に平衡を保ちながら冷却すると考えるとき，これら酸化物は $3CaO\cdot SiO_2$，$2CaO\cdot SiO_2$，$3CaO\cdot Al_2O_3$，$4CaO\cdot Al_2O_3\cdot Fe_2O_3$ の四種の化合物を生成すると考えられ，これら化合物の割合は次式で計算される (Bogue 氏に依る)．

$$3CaO\cdot SiO_2 = 4.07\times(CaO) - 7.60\times(SiO_2) - 1.43\times(Fe_2O_3) - 6.72\times(Al_2O_3)$$

$$2CaO\cdot SiO_2 = 2.87\times(CaO) - 0.75\times(3CaO\cdot SiO_2)$$

$$3CaO\cdot Al_2O_3 = 2.65\times(Al_2O_3) - 1.69\times(Fe_2O_3)$$

$4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3 = 3.04 \times (Fe_2O_3)$

( ) 内は各成分の % を表わすが (CaO) のみは全 CaO より $CaSO_4$ として存在する CaO および遊離石灰を引いた結合 CaO の含有量を表わす.

Bogue 法の適用は実際のセメント製造操作に完全には当てはまらないが一般に常用され，セメントの品質批判に利用されている．次にこれら水硬性化合物とセメントの品質との関係を簡単に説明する．

$3CaO \cdot SiO_2$ はセメントの最も主要な成分であり凝結，硬化，強度の発生増進に直接関係する．7日，28日強度は大部分はこの成分に基づくものであり，28日以後には強度の増進は余り認められない．早強セメントはこの成分に富み低熱型セメントはこの成分は概して少い．又この成分が水と混合して可鍛性を得るためにはセメントの場合より多量の水を要する．

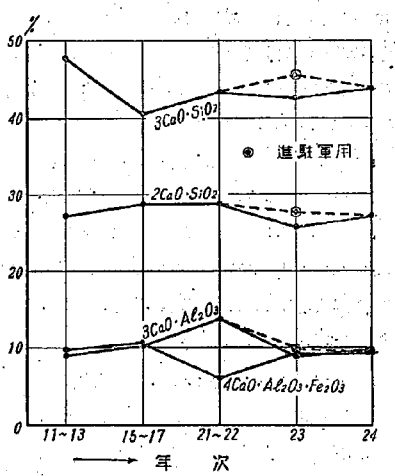
$2CaO \cdot SiO_2$ は $3CaO \cdot SiO_2$ と共に主要な水硬性化合物である．凝結，硬化，初期の強度発生には関係なく主として28日以後の強度を増進せしめる機能を持ち，12ヶ月以後の長期に於てはむしろ $3CaO \cdot SiO_2$ の強度をしのぐとされており，発熱量も小さく低熱型セメントの主要成分である．

$3CaO \cdot SiO_2$，$2CaO \cdot SiO_2$ の量的関係は一般のセメントに於ては前者の方が多く，$3CaO \cdot SiO_2$ が多ければ $2CaO \cdot SiO_2$ は少いと云う相反関係がある．これら硅酸石灰塩の水和物は何れも安定性を有し，その含量大なるセメントの硬化体は風化に強く耐硫酸塩性である．

$3CaO \cdot Al_2O_3$ は瞬結し，セメント中に存在するときは凝結の始発を支配し，初期の強度には部分的に関与するが，長期の強度はむしろ減退せしめる．又発熱性については $3CaO \cdot Al_2O_3$ はセメント化合物中最も発熱量大なる成分であり，完全水和熱は 210 cal/g に達し，且つ発熱速度も最も早く 12 時間で大部分の発熱反応を終る．従つて初期の発熱は大部分 $3CaO \cdot Al_2O_3$ によると考えることが出来る．なお $3CaO \cdot Al_2O_3$ は硫酸塩と共に容易にセメントバチルスを造り，コンクリートに龜裂を生ぜしめる要因となる．即ち耐硫酸塩性が最も劣るものであり，従つて低熱セメント，耐硫酸塩セメントにはこの成分を極度に制限することが必要である．$3CaO \cdot Al_2O_3$ 水和化合物は又水溶性を有し，不安定性を与えると云われ，且つこの化合物の多いセメントのモルタル，コンクリートは耐凍結融解性が劣る．

米聯邦規格に於ては IV 型（低熱型），V 型（耐硫酸塩型）には $3CaO \cdot Al_2O_3$ に関する制限が設けられており，堰堤用，海水工事用セメントとして指定されている．$3CaO \cdot Al_2O_3$ はセメントの安定性，耐久性を最も害する成分として好ましいものではない．

$4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$ は $3CaO \cdot Al_2O_3$ の如く瞬結性を



図—2　年度別ポルトランドセメントの水硬性成分（Bogue 法により算出）

示さないが急結性を有し強度も小さく発熱も小さい．$3CaO \cdot Al_2O_3$ の代りに $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$ を多くすれば耐海水性を増す．一般にセメントは $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$ の含量が 20% 位までは有害ではないとされている．

次に最近のセメントの水硬性化合物の含量，その変動の状況およびセメントの品質の向上について説明する（図—2，表—1，3，5）．

（1） $3CaO \cdot SiO_2$　昭和23年度セメントは遊離石灰の測定を行わず全石灰について水硬性化合物量を計算し図—2，表—1に示してある．故に $3CaO \cdot SiO_2$ 値は高すぎる値を示している．今仮に遊離石灰を 2.13% とすれば $3CaO \cdot SiO_2$ は 43%，$2CaO \cdot SiO_2$ は 26% となる．恐らく進駐軍用セメント以外のものは遊離石灰含量は更に高いと考えてもよい．故に $3CaO \cdot SiO_2$ 含量は 43% を最高限と見てもよいと考えられる．24年度セメントは $3CaO \cdot SiO_2$ 含量は 36～50% 平均 44% であり，11—13年の 48%，16—17年の 41%，21—22年の 22% と比較すれば戦争と共に一旦減少し終戦直後は 22% 程度まで低下したが，23，24年に至り急速に 44% 程度まで上昇した．なおこれらのセメントは何れも $3CaO \cdot SiO_2$ は $2CaO \cdot SiO_2$ よりも含量が大であり，21—22年の如き変調のセメントは存在しない．然し未だ $3CaO \cdot SiO_2$ の含量は充分とは考えられない．

（2） $2CaO \cdot SiO_2$　昭和23年度セメントは遊離石灰 2.13% と仮定すれば $2CaO \cdot SiO_2$ は 26% となり，24年にはやや増加して 27.5% となつている．11—13年の 27.5% より 16—17年の 29.1% と増加して来たが，21—22年に至り 46.5% と一挙に増加し，セメントの組成は急激に変動し，初期の強度が極度に小さいセメントが出現した．然し23年より急激に減少し始め 26～27% の程度に落ちついた様に思われる．

（3） $3CaO \cdot Al_2O_3$　$3CaO \cdot Al_2O_3$ 含量は23年 6.6～15.7% 平均 9.8%，24年 8.2～12.9% 平均 10.0% である．これを 11—13年 7.0～11.5% 平均 9.2%，16—17年 6.9～15.7% 平均 10.4%，21—22年 10.1～15.7% 平均 12.6% と比較すると平均値に於ては戦争と共に増加し終戦直後は一旦急に増加し更にその後やや減少して来ている．23年より24年の方が $3CaO \cdot Al_2O_3$ の含有変動範囲の小さいことは順次均斉度を増していると考えてもよい．

（4） $4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$　$4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$ の含量は23年 5.0～11.7% 平均 9.9%，24年 7.3～10.6% 平均 9.9% である．これを 11—13年 8.2～11.7% 平均 9.8%，16—17年 7.9～15.9% 平均 10.6%，21—22年 6.9～10.5% 平均 8.3% と比較すると戦争中よりやや増加の傾向があり，終戦直後の変調セメントでは一旦減少を示したが，又最近に至り増加し大体一定値を保つている様である．23年に於ては広範囲に変動していた含有量も24年に至り 8～10% 程度の比較的狭い範囲に集中していることは均斉度を増加しつつあると考えられる．

以上より23，24年度セメントの品質をその水硬性化合物より考えて見ると，初期の強度の発生および増進の主要素である $3CaO \cdot SiO_2$ は 43～44% と大体一定量を示し，その含有範囲も比較的狭いものとなつた一方主として後期強度発生の要素である $2CaO \cdot SiO_2$ も 26～27% であり大体戦争前のものに近づいて来たが，未だ $3CaO \cdot SiO_2$ の含量やや少く（$3CaO \cdot SiO_2 + 2CaO \cdot SiO_2$）量は CaO の減少のため戦前の値には達していない．

セメントの安定度に有害である $3CaO \cdot Al_2O_3$ も 10% 程度であり更に減少することが望ましい．$4CaO \cdot$

表—7　国産ポルトランドセメントの三元系組成(C_aO—S_iO_2—Al_2O_3)

a. 昭和 23 年度

試料番号	CaO%	SiO_2%	Al_2O_3
1	68.6	23.0	8.4
2	68.0	23.4	8.6
3	67.4	24.4	8.2
4	69.5	22.8	7.7
5	69.4	22.8	7.8
6	67.9	23.5	8.6
7	68.7	22.8	8.5
8	69.2	22.9	7.9
9	69.1	23.0	7.9
10	68.9	24.0	7.1
11	69.7	22.7	7.6
平　均	69.0	23.1	7.9

b. 昭和 24 年度

1	68.4	24.5	7.1
2	68.0	23.8	8.2
3	68.5	23.5	8.0
4	67.3	23.2	9.5
5	68.8	22.0	9.2
6	67.6	25.0	7.4
7	69.5	22.6	7.9
8	68.6	23.3	8.1
9	69.5	22.8	7.7
10	69.2	23.3	7.5
11	69.2	23.5	7.3
12	69.0	23.2	7.8
13	69.5	22.9	7.6
14	68.2	22.9	8.9
15	69.0	22.9	8.1
平　均	68.7	23.3	8.0

c. 年度別 (昭和 2—24 年)

年　度	C_aO%	S_iO_2%	Al_2O_3%
昭和 2	68.3	24.0	7.7
3	69.2	23.3	7.5
4	69.0	24.1	6.9
5	69.0	24.1	6.9
6	69.0	24.0	7.0
7	69.2	24.0	6.8
8	69.4	23.9	6.7
11—13	68.5	24.1	7.4
16—17	68.9	22.9	8.2
21—22	66.4	24.8	8.8
23(進)	68.5	23.7	7.8
23	69.0	23.1	7.9
24	68.7	23.3	8.0

三元組成で示し，昭和初期以後の国産セメントの三元組成と比較しセメント組成の検討を試みる．

セメントの三元組成の算出には本節に於ては遊離石灰を考慮せず酸化鉄は 0.42 なる係数を使用してアルミナに換算した．昭和 23 年，24 年セメントの三元組成は表—7 (a),(b) および図—5 に示す．比較のため昭和 2 年以降のセメントについてその平均値を表—7(c) および

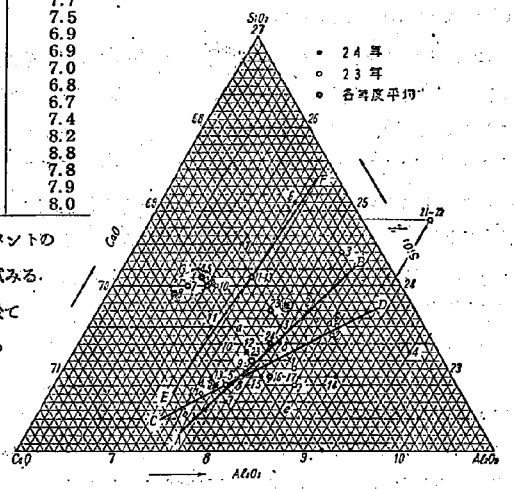
Al_2O_3·Fe_2O_3 は 9.9% 程度であり，余り変動がない．$3CaO·Al_2O_3$, $4CaO·Al_2O_3·Fe_2O_3$ の両者は何れも 24年は 23 年より均斎度を増している．

遊離石灰は未だ相当量が認められる．

セメントは 11—13 年度に比較すれば多少とも早強性が劣り凝結，硬化，初期の強度発生に変動があり，膨脹収縮性も大きく安定度も劣り耐硫酸塩性も低下していると考えられる．然しながら 16—17 年 21—22年のセメントと比較すれば，その品質は非常に回復していると考えられる．なお 24 年のセメントは 23 年度のものより良質と認め得られる．

〔4〕 石灰，アルミナ，硅酸三元組成について

ポルトランドセメントの組成をすでに述べた化学成分，水硬性化合物等より考究する外に，主要成分である石灰，アルミナ，硅酸の三元組成より検討することが有効であると云われている (永井，工化昭 4, 246)．依つて昭和 23, 24 年のセメントの組成を



図—5　本邦セメントの CaO-SiO_2-Al_2O_3 三元組成図

図—5 に示す.

図—5 に於ける AB 線は 24 年産セメントの存在範囲の平均値を示し，CD 線は 23 年産のそれを示す．EF は永井氏による大正末期より昭和初期国産セメントの存在線であり，年度と共に Al_2O_3 の変化は殆んどなくて低石灰高珪酸型より高石灰低珪酸型に移動した．即ち EF 線上を $F \rightarrow E$ 方向に進んだとされている．

AB 線は CD 線よりアルミナ一定に近く，アルミナ変動率は 24 年の方が小さいと考えることが出来る．なお 24 年，23 年セメントは大部分は c, b, c, d の範囲内に存するが 24 年 1, 6, 4, 5, 14, 23 年 3, 10 の如く相当広範囲に分散する．即ち均斎度は余り良好とは考えられない．然しなが 24 年セメントは概して低アルミナ側に存在することは品質の向上を示すものと考えられる．a, b, c, d 範囲は G 範囲と比較すれば石灰の同量に対し低珪酸高アルミナの傾向を明らかに示している．

次に大正末期よりの国産セメント組成の変遷を見ると，大正末期より昭和初期の EF 線より更に低アルミナ型に移行し，昭和 4 年～昭和 8 年の間は大体 G 範囲内に集中し均斎のある高珪酸低アルミナ型であつたが，支那事変と共にやや低石灰高アルミナ型に移行した．次で戦争末期には甚だしく低珪酸高アルミナ型となり，品質は低下し始め終戦後 21 年，22年に至つて極度の低石灰型高アルミナ型に変化して行つた．昭和 23 年よりセメントの品質は回復し始め均斎度も良好とは考えられないが徐々に低アルミナ高石灰型に戻り始め，24 年に至りこの傾向は更に明らかとなり EF 線に近い組成のセメントが多数出現する様になつて来た．

以上主として 23 年，24 年のセメントを主要成分である硅酸，石灰，アルミナ三元組成について検討したのであり，不溶解残渣，灼熱減量等は考慮されていない故に上記の値はセメント本来の三成分含有量をそのまま指示するものではない．

〔5〕 混合セメントについて

23年，24 年度産混合セメントの化学組成を 表—4 に示す．分析法はポルトランドセメント分析法に従い行つたのであり，この結果のみからセメントの組成を批判することは混合セメントの場合はその本質上不可能のことであるが，成分の偏つたもの多く，疑わしい混合剤を使用したとも想像されるセメントも多数見られる．次に分析結果より明白である二三の事項について説明を試みることとする．

(1) 23 年産混合セメント　2, 3, 4, 5 は不溶解残渣高く石灰が少い．これらのセメントは混合剤の可溶物が少く，セメントクリンカーに対し，多量の混合剤を使用していることを示す．混合剤はその性状が適正であればセメントの性質を改善し優良な混合セメントを得ることが出来るが，増量剤として使用される時はセメントの品質を害する．

6, 7, 13 は同一工場の製品であり，混合剤は例えば銅製錬滓の如く含鉄量が高く可溶分も高いものとも想像され，混合量も比較的少い（13 の如く灼減の特に少いものは鉄化合物の特に多量であることに原因する）．9, 10 は硅酸質混合剤と考えられ，混合量は概して少い．

14, 15, 16 は何れも高炉セメントであるが甚だしく低石灰であり，高炉セメント製造用水滓と比較しても石灰含有量は少い．特に 15, 16 は低石灰である．水滓の組成は原鉄鉱石，コークス等と関聯して製鉄技術上変更されるものであり高炉セメント製造用の水滓はある範囲の組成を有することが望ましい．然しここに見ら

表 — 4　昭和23, 24年度混合セメント化学成分

昭和23年度

試料番号	酸化物 (%)							
	灼減	不溶解残渣	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3
B—1	0.44	12.28	15.65	7.55	20.55	38.11	1.64	1.12
2	2.14	22.38	14.23	5.82	3.64	48.01	1.69	1.17
3	4.25	25.44	13.46	8.12	1.09	44.75	1.60	1.23
4	2.15	22.63	15.77	8.55	1.39	45.73	1.50	1.28
5	2.06	14.16	27.09	12.68	1.15	36.61	4.41	0.96
6	1.70	1.74	23.54	7.28	12.45	49.96	1.63	1.19
7	5.15	1.69	22.05	7.07	9.04	51.03	1.67	1.27
8	4.48	1.27	18.85	9.61	0.95	61.79	1.31	1.13
9	1.60	6.40	21.86	6.00	2.85	59.55	1.52	0.93
10	1.58	6.42	21.90	6.12	2.86	60.14	1.48	1.03
11	2.68	1.90	17.15	5.32	4.47	61.38	5.40	1.26
12	1.98	8.25	16.63	6.22	3.44	57.73	4.67	1.40
13	0.18	1.90	24.72	6.77	13.06	49.34	1.48	0.77
14	4.90	3.97	28.50	12.54	1.13	41.20	4.38	2.49
15	4.81	4.05	28.86	12.62	1.17	40.94	4.44	2.43
16	4.88	1.50	27.06	11.58	1.01	49.80	4.80	0.26
昭和24年度								
B′—1	0.35	1.84	23.34	7.06	11.11	51.68	1.72	1.16
2	2.82	3.07	20.64	7.48	2.96	58.60	1.45	1.74
3	1.91	1.41	20.68	6.00	4.90	59.65	2.73	1.78
4	9.07	1.93	18.82	7.03	1.52	57.43	1.07	1.54
5	2.72	0.73	24.94	8.72	2.38	54.26	2.27	1.56
6	2.11	1.15	20.95	7.06	3.66	62.56	1.07	1.41

れる如き高炉セメントは組成の変動した水滓を使用し，且つクリンカーの配合量も少いものと考えられる．なお 14, 15 は SO_3 の高い所より鉱滓石膏セメント系とも想像される．

8, 11, 12 は何れも石灰含量高くポルトランドセメントに近い組成を有する．8 以外は Bogue 式が適用されない．なお水硬率および CaO-SiO_2-R_2O_3(Al_2O_3+Fe_2O_3) 系については下記の如き値を示す．

	8	11	12
水硬率	2.10	2.28	2.20
CaO	68	70	69
SiO_2	20	19	20
R_2O_3	12	11	11

この組成は各種セメント物質の CaO-SiO_2-R_2O_3 系に存在する“第一水硬線”上にあり，ポルトランドセメント組成範囲よりやや石灰側に偏つて存在する．これらセメントはポルトランド系として製造されたものと

想像される.

1 は Fe_2O_3 が異常に高く低石灰であり，上記水硬線よりは甚だしく離れて存在し，充分な水硬性を有するか疑わしい.

〔2〕 24年産混合セメント　24年産混合セメントは何れも高石灰となり不溶残渣は減少した値を示し，混合剤の可溶分多く混入率も低くなつたことを示す. 5の高炉セメントも我国高炉セメントの一般組成を示す. その他23年産の如き偏つた組成の混合セメントが見られない点を考えても混合セメントの品質が向上していることが理解出来る.

〔6〕 進駐軍用セメントについて

進駐軍用セメントは良質炭の配給を受けて特別に製造されたものであり，表—2, 5, 7, 図—1, 2, 3, 5, 6に示される様に一般用セメントと比較して石灰，硅酸は共に約1%づつ多く，灼減は1%低下しアルミナ，酸化鉄は共に適当量であり，配合も宜しく均斎度も良好であり，$3CaO \cdot SiO_2$ 量は昭和11—13年より値に少いが，普通ポルトランドセメントとしては無理のないものと考えられる. これらセメントの品質の優れていることは圧縮強度高く，その増進率も大きいことより明確に知ることが出来る.

進駐軍用セメントと一般用セメントにこの様な相違の存在することは主として燃料の問題であり，セメント製造技術自体は何れも低下したのではないことが明瞭である.

〔7〕 要　　約

戦争の影響を受けて焼成用石炭の品質低下，原料の選別精製の不充分，電力，労力不足，設備の補修困難，輸送力不足，包装用紙の紙質低下，低品位石膏の使用等の諸困難に当面して国産セメントは昭和16年頃より漸次組成は変化し，低石灰高アルミナ，低硅酸型に移行し灼減，不溶解残渣，苦土量も多く相当量の遊離石灰を含有したセメントが生産され，且つそれらの組成は個々のセメントについて広い範囲に変動しセメントの品質は低下を続け終戦直後は特に組成の偏つたセメントが多数出現し昭和22年に至つたが，23年より我国経済の安定化と共に組成も戦前型に移行し始め品質も向上回復を示して来た.

次に23年，24年度産の国産セメントの組成および品質向上の状況を具体的に簡単に述べることとする.

1. 灼減，不溶解残渣，苦土含量は何れも低下し24年度に於ては夫々1.93%, 1.14%, 1.29%となつた. このことはセメント袋の紙質の改善，貯蔵輸送条件の良好化，原料の選別等が考慮されたことに依ると考えられる.

2. 硅酸含量は戦前は22.4%程度であつたが漸次減少し，23年より再び徐々に上昇の傾向を示し，且つ均斎度も比較的良好である. 24年に至り21%以上の含有量のセメントも相当数現われ始め高硅酸型に移向しつつあることが明らかである.

3. 酸化鉄は戦争と共に徐々に増加したが，23年より減少の傾向を示し均斎度は比較的良好で大部分が3～4%に集中している. 酸化鉄の減少は石灰事情の良好化に依り溶媒として加える量が制限されたためと考えられる.

アルミナは戦前は低アルミナを特徴としたが粗悪炭の使用と共に高アルミナ型に移向し21—22年には

6.24% にまで達したが，23 年より漸次減少し均斎度も良好となつた．

4. 石灰は戦前のセメントはその含有量高く 65% 前後であり，63% 程度のセメントは殆んど存在しなかつたが，戦争と共に徐々に減少し，昭和 21—22 年に於ては 60% 以下となつた．然し 23 年より徐々に高石灰化を示し平均値は 63% に達した．然し均斎度は未だ充分とは考えられない．24 年に至り 64% 以上の含有量のものが相当数出現して来ており，高石灰型セメントの焼成に要する良質炭の使用が可能になつたことを示している．

5. 遊離石灰は未だ相当量存在している．

6. 上記の如くセメントの化学成分は高石灰低アルミナ型より低石灰高アルミナ低珪酸型へ移向の傾向を示して来たが，23 年より高石灰低アルミナ高珪酸化を示し始めている．これら分析値より計算される主要水硬性化合物は $3CaO \cdot SiO_2$ は増加を示しており，($3CaO \cdot SiO_2 + 2CaO \cdot SiO_2$) は未だ戦前のセメントより少い．$3CaO \cdot Al_2O_3$ も減少の傾向を示している．23 年より 24 年のものの方がこれら化合物の変動範囲小さく均斎度も増している．

7. 成分比率については水硬率は一旦低下したが，23 年より回復した．珪酸率，活動係数も同様に増加の傾向がある．代つて鉄率の増加が認められる．

8. 石灰珪酸アルミナ三元系についてみると，戦前の均斎のあつたセメントは高アルミナ低珪酸型に移行し，23 年より再び戦前の低アルミナ高珪酸型に向いつつある．23 年より 24 年の方がアルミナの変動少く低アルミナセメントが多数出現して来た．

9. 進駐軍用セメントは一般用セメントに比して戦後型の傾向は有するが組成は良好であり，品質もすぐれていることは燃料の良質であることに基づいている．このことはセメント製造技術そのものは低下したのではないことを示している．

10. 21—22 年度に於ては混合セメントが特に多く，概して低石灰であり良質とは考えられない混合剤を比較的多量に使用したことが認められるが，24 年に至りこの点は改善されたことが甚だしい．

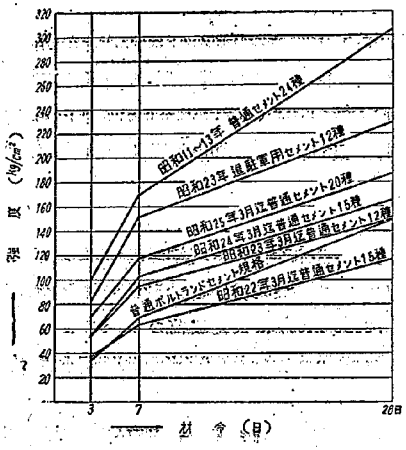
以上述べた戦争末期より終戦直後にわたる悪条件の下で製造された本邦セメントは相当量の遊離石灰を有し化学成分の変動のため水硬性化合物も変動し ($3CaO \cdot SiO_2 + 2CaO \cdot SiO_2$) も少く $3CaO \cdot Al_2O_3$ を増し，且つ成分変動の範囲が広く均斎度も不充分であり，その結果著るしく品質を低下したのであるが，最近に至つて悪条件の解消と共にセメント組成も高石灰低アルミナ高珪酸型に移行し始め強度を始めセメントの諸性質が向上して来たことが明瞭である．然し未だ戦前のセメントと同程度の品質には達していない．

Ⅳ　強度その他の物理的性質

戦後セメントの物理的性質については当研究所山田順治氏が毎年その研究結果を発表している（内務省土木試験所概報第 8 号，建設省土木研究所彙報第 7 号等参照）．

これらの結果を 表—8 および 図—6 に示す．

表—8，に於ける昭和 23 年 3 月迄とは本報 22 年度に相当し，同様に昭和 24 年 3 月迄は本報 23 年度に



図—6 圧縮強度

相当する．

表—8，図—6より明らかである二三の性質について次に説明を試みることとする．

圧縮強度は昭和21年度（22年3月迄）の様に規格以下であつたのがその後一年毎に強度を増進し，殊に強度，増進率が上昇して来た．このことはすでに述べた様に28日頃までの強度の要素である $3CaO \cdot SiO_2$ が（$3CaO \cdot SiO_2 + 2CaO \cdot SiO_2$）と共に増加して来たことと一致している．然し未だ昭和11—13年頃の強度には達していない．

粉末度は電力，設備の関係上クリンカーの粉砕不充分であつたのが一年毎に微粉砕が行われ24年度には戦前の粉砕度を超える様になつた．

比重は22，23，24年度に於て各々3.08，3.08，3.10であり徐々に上昇しているが，昭和11年頃の3.16には達しない．比重の小なのは風化の程度に依るものであり又珪酸石灰填の含量少いこととも一致している．

表 — 8 普通ポルトランドセメントの物理的性質（年度別）

	試料数	比重	粉末度	凝結 始発	凝結 終結	曲強度 (kg/cm²) 3日	曲強度 (kg/cm²) 7日	曲強度 (kg/cm²) 28日	圧縮強度 (kg/cm²) 3日	圧縮強度 (kg/cm²) 7日	圧縮強度 (kg/cm²) 28日
昭和11—13年	24	3.13-3.19 3.16	1.29-8.59 2.96	2-37	4-18	20.1-41.3 26.5	32 5-53 2 42.3	53.8-76.6 63.8	68.8-151 100	115-324 168	212-373 307
昭和22年3月迄	16	—	1.4-9.72 4.37	3-32	6-27	7.8-22.1 13	13 9-33.9 23	29.5-60 41	19-76 37	40-109 63	60-195 118
昭和23年3月迄	12	2.98-3.15 3.08	2.1-11.5 5.36	5-38	8-14	8.6-29 18	11.6-45 33	28.7-70 55	28-100 54	42-130 96	88-283 150
昭和24年3月迄	15	2.95-3.16 3.08	0.6-5.8 4.02	3-45	6-50	9-31 19	23-46 32	42-64 50	22-87 55	69-145 102	108-204 166
昭和25年3月迄	20	2.88-3.18 3.10	0.4-5.2 2.0	2-31	5-57	6-36 22	19-51 39	35-73 59	32-138 71	56-162 118	114-271 189
普通ポルトランドセメント規格	—	≥3.05	≤12.0	≥1.0	≤10.0	>10	>20	>30	>35	≥70	>150

凝結時間は22年度のセメントは始発，終結共におそく緩結性であつたが徐々に急結性に変化して来，24年度に於ては大体戦前の2時間乃至5時間程度となつた．

なお良質炭を以て注意して製造された進駐軍用セメントは相当の強度に達していることは，近い将来我国セメントの品質は更に向上することを示している．

V 水和熱について

セメントは水を混合して水和作用を始め凝結硬化を行う．この際化学反応に伴つて発熱する．水和作用は後

雑な反応であり個々の反応は発熱吸熱の反応が起るが，その代数和としては発熱する．このセメント単位瓦当りの発熱量を一定の材令に於ける水和熱と云う．水和熱とその熱量発生の速度とがコンクリート施工上重要な問題であり，大塊コンクリートに於ては低熱セメント，中庸熱セメントが使用されるのはそれらが水和熱低く又発熱速度が小さいためである．セメントの水和熱の研究は水和反応の研究に重要であるのみではなく大塊コンクリート工法等と関聯した重要性を持つものである．水和熱はセメントの成分，養生温度，粉末度，水量等により著るしい影響を受けると同時にその測定法によつても異つた値を得る．水和熱の測定法には溶熱法，恒温法，溶解熱法等種々あるが溶解熱法が一般に行われており A.S.T.M. に於てはその測定法が規定されている (C 186-44 T).

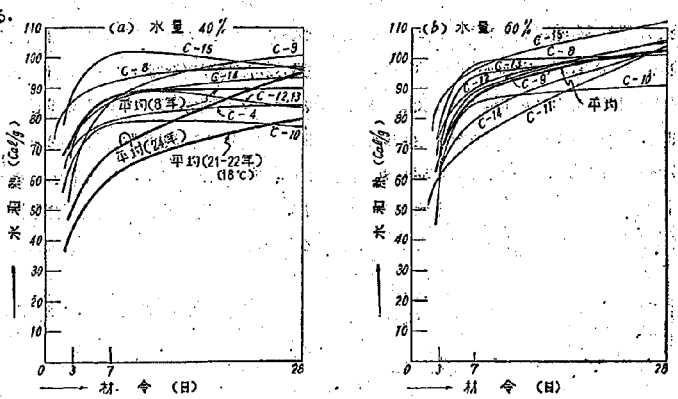
土木研究所に於ては昭和 21 年度のポルトランドセメントの水和熱の測定を行つた (内務省土木試験所報告 28 号) のであるが，再び昭和 24 年の一部セメントについて水和熱の測定を行いセメントの品質についての試験の一部とした．

試験試料は 表—3 に示す C—8 より C—15 までの 8 個とし，溶解熱法によつて養生温度 38°C (大塊養生法)，水量 40%，60%，材令 3 日，7 日，28 日の供試体について測定する．

測定結果は 図—7 および 表—9 に示す．

水量については個々のセメントにて相違はあるが，大体 7 日前後までは 40% の場合の水和熱が 60% の場合の水和熱より高く，7 日以後にては水量の多い方が発熱量は大である．即ち 7 日以前に於ては 40% 水量の方が発熱速度は大きく後期に於ける発熱の増進は少い．

養生温度は大塊養生法である 38°C である．一般に化学反応速度は温度の上昇に伴い増大する．大塊養生に於ては 40% 水量の場合は 7 日までに殆んど大部分の発熱を終り，それ以後の発熱量は少いが 18°C で養生した昭和 21 年および昭和 8 年のセメントは初期の発熱速度は比較的小さいが 28 日に於ても水和作用が行われ発熱を継続する．然し水量が多くなればセメントは完全水和を行う傾向があるので長期にわたつて徐々に発熱を続ける．



図—7　セメントの水和熱—材令 (38°C)

セメントは水量，温度，粉末度，風化の程度，石膏量等により発熱の様相が異るが，その成分組成によつて甚だしい影響をうける．すでに II 節に述べた様に 3 日までの発熱を支配すると考えられる $3CaO \cdot Al_2O_3$ の多い c—8, 14, 15 セメントは 3 日の水和熱が高く c—10, 11 の如く $3CaO \cdot Al_2O_3$ 含量の少いセメントは 3 日の水和熱は低い傾向がある．28 日までの強度を支配すると考えられる $3CaO \cdot SiO_2$ 含量の高い c—9 セメントは 28 日まで継続的に発熱し，28 日以後の強度に関与すると考えられる $2CaO \cdot SiO_2$ 含量の高い c—11, 14 等は 28 日以後にも発熱を続ける様な傾向を示している．これらのことはセメントの成分と発熱の関係の一部を示すものと考えられる．

表—9 24 年度セメント水和熱 (cal/g)

試料 / 材令 / 水量	c-15		c-13		c-10		c-11		c-9	
	40%	60%	40%	60%	40%	60%	40%	60%	40%	60%
3 日	88.8	86.2	69.7	63.9	66.4	55.1	70.6	60.5	62.6	61.1
7 日	101.7	96.6	87.4	93.6	78.6	85.4	79.4	73.2	85.8	88.7
28 日	96.5	112.1	84.0	101.9	76.7	91.3	84.4	104.8	101.1	106.1

c-12		c-8		c-14		24 年平均		21-22 年平均	8 年
40%	60%	40%	60%	40%	60%	40%	60%	40%	40%
70.8	74.2	86.3	75.6	73.7	63.3	73.7	67.5	44.1	50
87.3	90.2	92.4	97.8	86.0	79.7	87.3	88.3	60.9	69
83.1	105.6	96.9	101.4	93.7	102.8	89.5	103.2	79.8	95

昭和 8 年度普通セメントの測定値は藤井，浅岡氏による．

VI 耐凍結融解性について

本節に於ては昭和 24 年産ポルトランドセメント二種について行つたモルタルの耐凍結融解試験の結果を述べる．試験法は A.S.T.M. Proceeding 1938Vol. 38 に記載された方法に依つた．その大要は次の様である．

豊浦標準砂を使用し各セメントについて水量 40%，65% セメント骨材比 1：1，1：2 の 8 種のモルタルを J.E.S. 法に従つて軟練モルタル型で造り発生し材令 90 日に至り脱型し凍結融解を行わしめる．即ち空中，水中，40% エチレングライコール溶液中に置いた供試体を −20°C の冷凍室に 22 時間放置し，次で 20°C の恒温槽中で融解せしめこの交互作用を毎日行つて供試体の重量変化の平均を測定して耐凍結融解性を比較する普通には重量減が 10% に達するサイクル数を以て比較するを一般とする．この試験に於ては研究の都合上

表—10 試料セメント組成

灼減	不溶解残渣	SiO_2	Al_2O_3	Fe_2O_3	CaO	MgO	SO_3	遊離石灰	$3CaO \cdot SiO_2$	$2CaO \cdot SiO_2$	$3CaO \cdot Al_2O_3$	$4CaO \cdot Al_2O_3 \cdot Fe_2O_3$
P 1.35	0.79	21.75	4.29	3.23	64.07	1.19	2.22	1.08	52.5	23.0	4.9	9.8
Q 1.30	0.55	22.75	5.26	3.61	64.15	1.16	1.08	0.78	36.8	37.6	7.8	11.0

22 回で打ち切つたので明瞭な結論は得られなかつたが，次にその結果を参考まで記すこととする．なお使用したセメントの組成を表—10 に示す．

(1) **空中に於ける耐凍結融解性**　測定結果を各凍結融解のサイクル後の重量変化について表わすと下表の如くである．但し +，− の符号は試験前の材令 90 日供試体の重量に対する増減の百分率である．

表—11

使用セメント	セメント骨材比	水量(対セメント)	重量変化			
			5サイクル	11サイクル	15サイクル	20サイクル
P	1 : 1	40%	−0.5	−0.8	−0.8	−0.8
P	1 : 1	65%	+0.9	+0.9	+1.0	+0.8
P	1 : 2	40%	−0.7	−0.8	−0.6	−0.7
P	1 : 2	65%	+1.1	+1.1	−0.6	−0.7
Q	1 : 1	40%	−0.3	−0.4	−0.6	−0.6
Q	1 : 1	65%	+1.1	+1.2	+1.2	+1.2
Q	1 : 2	40%	−0.4	−0.6	−0.6	−0.6
Q	1 : 2	65%	+0.6	+0.6	+0.6	+0.3

空中に於ける凍結融解交互作用に於ては 20 回程度のサイクル数では正確な結果は得られないが Q セメントの方が P セメントよりやや安定であり，セメント骨材比 1:2 の方がより不安定であり，この場合は水量の多い方が不安定である様な傾向が存在すると考えられ，一般に認められている耐凍結融解性と水量，セメント骨材比の関係と一致する．なお空中に於ける場合は供試体の表面に亀裂を発生することなく僅に粗面となる程度である．

(2) **水中に於ける耐凍結融解性**　水中に於て凍結融解を行うときは供試体は長さに直角の方向に亀裂が発生し数個に分割され重量減の測定が困難となつたので分割されるに要したサイクル数の平均値を以て耐凍結融解性を表示するものとし，表—12 の値を得た．

表—12

セメント	セメント骨材比	水量	分割に要したサイクル数
P	1 : 1	40%	7.3
P	1 : 1	65	6.3
P	1 : 2	40	2.6
P	1 : 2	65	4.3
Q	1 : 1	40	7.6
Q	1 : 1	65	4.3
Q	1 : 2	40	8.0
Q	1 : 2	65	8.6

表—12 の結果より次の傾向があると考えられる．

水量についてはセメント骨材比 1:1 の場合は水量少ない方が安定であり，1:2 の場合は水量多い方が安定である．又セメント骨材比およびセメントについては，P セメントはセメント骨材比 1: 2 の場合の方がより不安定であり Q セメントは反対に安定である．

(3) **40% エチレングライコール中に於ける耐凍結融解性**　二価アルコールであるエチレングライコール $\begin{matrix}CH_2OH\\|\\CH_2OH\end{matrix}$ の 40% 水溶液中で凍結融解を行う場合には供試体の表面に長さの方向に亀裂を発生し，供試体の分割も起り，重量減は甚だしい．20 回程度のサイクル数で 10% の重量減をまねくことがある．

表—13

セメント	セメント骨材比	水量	供試作の外観および重量変化			
P	1:1	40%	1 個は 13 サイクルで龜裂発生	2 個は完全	重量	−0.8%
P	1:1	65	1 個は 13 サイクルで龜裂発生	2 個は完全	重量	+0.5%
P	1:2	40		3 個共完全	重量	0.0%
P	1:2	65	1 個は 9 サイクルで 10% 重量減	2 個に龜裂あり	重量	−0.3%
Q	1:1	40		3 個毛状龜裂	〃	+0.5%
Q	1:1	65	1 個は 19 サイクルで 10% 重量減	2 個龜裂あり	〃	+3.2%
Q	1:2	40	1 個は 9 サイクルで龜裂発生	2 個共完全	〃	+0.1%
Q	1:2	65	9, 12, 13 サイクルで夫々 10% 重量減			

試驗結果を 表—13 に示す.

以上の結果より P セメントの方が Q セメントより安定であり, 骨材の少い物の方が安定で且つ水量少い方が安定である傾向を示すことが分る.

VII 結 び

昭和 23 年, 24 年度産国産ポルトランドセメント, 混合セメントを酸化物組成, 水硬性化合物組成, 成分比率および CaO-SiO_2-Al_2O_3 三元組成について検討し, 昭和 11—13 年, 昭和 16—17 年, 昭和 21—22 年産セメントと比較し戰争の影響を受けた本邦セメントの組成変遷の状況を明らかにしセメント品質の低下について述べた. なお物理的性質の外に水和熱, 耐凍結融解性についての試驗結果を述べた.

これらの結論を要約すると次の如くである.

1. 戰争の開始と共にセメントの組成は低石灰高アルミナ化し昭和 16 年頃にはこの傾向が明瞭となりセメントの品質は低下した. この傾向は終戰まで続いたと考えられ, 終戰直後は甚だしく偏つた組成のセメントが出現し品質の低下は止る所がなかつた. この品質の低下は均斉, 不溶解残渣, 苦土, アルミナの増加, 硅酸, 石灰の減少に基づく水硬性化合物の含有量の変化, 均斉さを失つた偏つた組成および遊離石灰の含有に依るものである. なお粉末度も良好ではない.

2. 昭和 23 年より高石灰, 低アルミナ化を顕著に示し, 均斉, 不溶解残渣, 苦土等を除じ組成は戰争前のセメントに近づき始めた.

3. 昭和 24 年は上記の傾向が一層明瞭となり均斉度もより良好となり戰前の組成に近いセメントも漸く出現し始めて来た.

4, 然し未だ相当量の遊離石灰を含有し硅酸石灰塩含量はやや低い.

5. 昭和 23 年の進駐軍用セメントは一般用セメントに比して良質であつた.

6. 混合セメントは 23 年度には多数使用され而も組成の異常の物多く品質は不良であつたが, 24 年より組成は正常化して来た.

7. 23 年，24 年産セメントは強度も上昇し種々の物理的性質よりみても品質の向上がうかがえる．

8. 水和熱を 24 年度セメントについて測定し材令，水量，組成との関係について述べた．

9. 耐凍結融解性をモルタルについて空気中，水中，40% エチレングライコール中にて行いその結果を述べた．