

港湾における最大波浪推定に関する一考察

水工研究室 技官 鴻 上 雄 三

I. 概 要

漂砂機構の考察あるいは防波堤の設計に際しては、海岸に来襲する波浪の諸元、特に波高を知っておくことが必要である。波浪を誘起する原因については色々考えられるが、主として風による影響が大きいことは周知のとおりである。

風による波の発生・発達については古くから多くの研究が行なわれてきたが、1947年に至り Sverdrup, Munk 等によつて波浪の予報理論が⁽¹⁾出され、既往の研究に一応解釈が与えられ、現在ではそれに従つて予報上の色々な方法が考えられている。

しかし、現在行なわれている方法では連続的な波浪の実測値との関連が説明されないので、筆者等は波向の風向に対する追隨性が非常に大きいということに着目して、波の方向変換係数なる値を Sverdrup-Munk の理論に導入し、一応定性的な結論しか得られなかつたが、各時刻、各方向毎の最大波高を推定値と観測値とについて比較してみた。

II. Sverdrup-Munk の理論による波浪推定方法に関する2・3の考察

Sverdrup-Munk (1947) は、有限振幅の波が、その進行方向に水分子の実質移動をもつという性質を利用して、風と波との関係を表わす波浪予報理論を発表した。我国においても盛に利用され、既往の風の観測資料から波の推定を行なっている。

今、従来から行なわれている測風資料の整理方法について考察すれば、次の3方法に分類できるようである⁽²⁾。

- 1). 同一方向の風が継続する時間全体に互る平均風速を求める方法。
- 2). ある風速以上の強風が継続する場合は、風向が $\pm 1/16$ 方位の範囲を同一方向として、全体に互る平均風速を求める方法。
- 3). 一連の強風について平均風向を定め、各時刻の風はその方向の component に直し、短時間の継続時間とその平均風速とを求め、それらの組合せについて追算して行く方法。

それぞれの統計方法の長短については、北大真島助教授と建設省岸技官の討議⁽³⁾があるのでここには省略する。しかしながら、何れの方法によつても最大波高の推定は可能であるが、風による発達過程における波の方向別あるいは時間的変化の状況の何れかが不明であり、波浪の連続的観測値と同時に比較することができない短所をもっている。

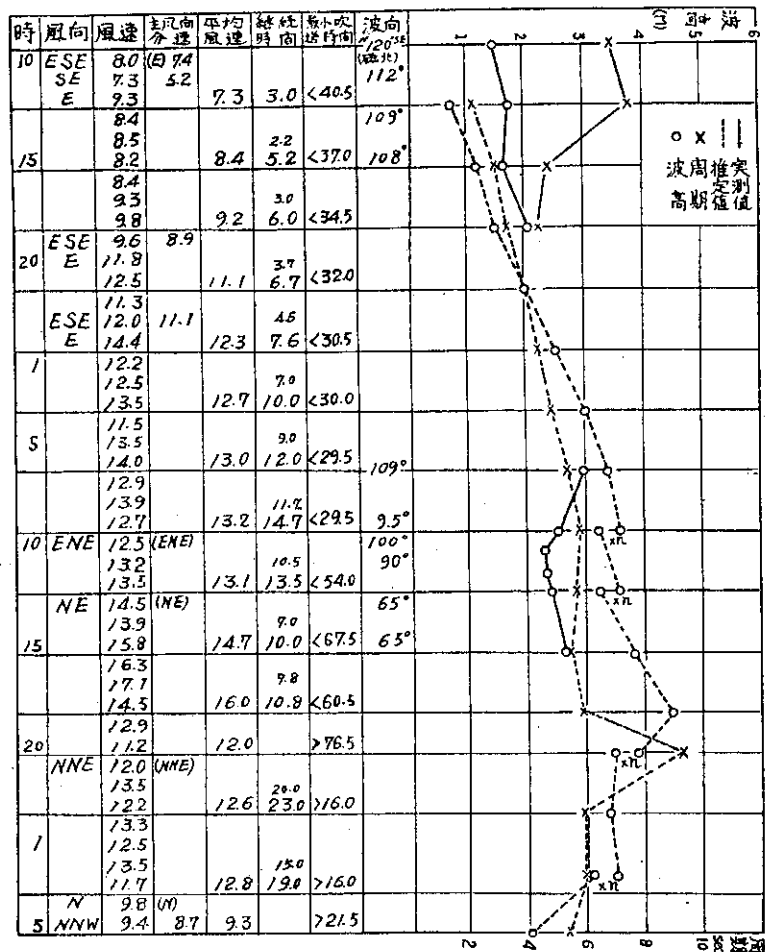
図一1 は昭和30年10月枝幸港（稚内開発建設部管内）において実測した風と波の関係を示した1例であるが、これによると、波の発達過程においては、波向の風向に対する追隨性が非常によく現われている。筆者等はこの点に着目して、3). の方法に波の方向変換係数なるものを導入し、各時刻、各方向毎の最大波高を Sverdrup-Munk の理論に従つて追算した。

Sverdrup-Munk の Durationgraph から波高と風速の関係を式示すれば、

$$H = 2.10 \times 10^{-4} g^{-0.323} t^{0.677} V^{1.323} \quad (H: \text{波高}, g: \text{重力の加速度}, t: \text{継続時間}, V: \text{風速})$$

今、風向が α だけ変つたとすれば、その方向に対する変向前の風速の component は $\cos \alpha$ となり、そのとき

昭和30年10月7日 枝幸港



図—1 最大波高推定の一方法

の波高を H' とすれば継続時間は一定であるから

$$H' = 2.10 \times 10^{-4} g^{-0.323} t^{0.677} (V \cos \alpha)^{1.323}$$

すなわち、波高変化の割合を n とすれば

$$n = H'/H = (\cos \alpha)^{1.323}$$

ここに、 $\alpha = 22.5^\circ, 45^\circ, 67.5^\circ$ と与えれば、 $n = 0.90, 0.63, 0.28$ と計算される⁽⁴⁾

すなわち、変向前の波高に n を乗ずれば、変向後の方向に対する波高として換算されることになる

Sverdrup-Munk の理論における仮定は次の4つである⁽⁴⁾

- 1). 波浪の諸元は有意義波のそれとする。
- 2). 風速および風向は一定で一ように吹く。
- 3). 広い海面を風が吹続ける場合、波浪は一ように増大しその大きさは風の継続時間により決定される。
- 4). 狭い海面を吹続ける場合には、定常状態が現われ、波浪は対岸距離に支配される。

今、さらに次の2つの仮定を附加すれば、任意の時刻および方向における波浪を推定することができ、実測値との比較が可能となるから便利である。

- 5). 波向の風向に対する追従性が非常に大きい。
 - 6). 風向が変つた場合に、それ以前に発生した波浪は変向方向に対して成分をもっている。
- 5). については実測の結果認められることであり、6). については、 $V^2 \times E = 1/8 \rho g H^2$ から容易に考えられる

昭和30年12月～31年2月 羽幌港

月	日	風向	風速	波高	推定波高	観測波高	備考
12	12	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
16	16	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
17	17	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
18	18	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
19	19	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
20	20	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
21	21	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
22	22	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
23	23	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
24	24	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
25	25	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
26	26	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
27	27	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
28	28	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
29	29	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
30	30	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
31	31	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
1	1	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
2	2	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
3	3	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
4	4	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
5	5	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
6	6	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
7	7	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
8	8	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
9	9	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
10	10	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
11	11	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
12	12	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
13	13	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
14	14	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
15	15	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
16	16	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
17	17	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
18	18	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
19	19	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
20	20	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
21	21	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
22	22	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
23	23	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
24	24	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
25	25	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
26	26	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
27	27	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
28	28	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
29	29	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
30	30	W	10.3	2.20	2.20	2.20	
31	31	W	10.3	2.20	2.20	2.20	

図—2 推定波と観測波との比較

ところである。(E: 波のエネルギー, ρ : 海水の密度)

III. 補正理論による最大波高の求め方

以上のような仮定に従つて最大波を推定するには、まず対象とする場所および期間における測風記録を整理する必要がある。今、枝幸測候所の昭和30年10月7～9日のものを例にとつてその順序を説明しよう。

- 1). 枝幸港の海風としては N, NNE, …… SE の方向が対象とされるから毎時間の自記記録より 5m/sec 以上の海風を取り出し図—1のように並べる。
- 2). このようにして選んだ一連の強風の山を 3～4 時間毎のブロックに分け、各について平均風速を求める。

風向の変わり目では必ず平均風速を求めなければならないが、ある方向に対して変向がありそれが1～2時間で再び元の方角に戻るとき、および陸風に対しては波の変向が考えられないので、初めから必要な方向に対して風速の component を求めておかねばならない。

このような準備をしておいて Sverdrup-Munk の理論の Duration-graph 又は Fetchgraph から波浪を追算すればよい。

すなわち、最初の3時間ブロックでは平均風速が 7.3 m/sec、継続時間が3時間であるから最小継続時間が 40.5 時間と与えられ、 $3 < 40.5$ であるから波は継続時間に支配され、 $H=0.75$ m, $T=2.2$ sec が得られる。2番目のブロックでは平均風速が 8.4 m/sec であるが、既に 0.75 m の波が生じているから、8.4 m/sec の風で 0.75 m の波に発達する時間を調べると 2.2 時間となる。すなわち、第2ブロックでは 8.4 m/sec の風が 5.2 時間吹いたとして波高および周期を算出する。8番目と9番目のブロックでは波の変向があるから、8番目の波高に変向係数 0.90 を掛けて9番目の方向の波に換算し、以後は変向方向の波を主体として考えて行く。このような操作をして得られたのが図—1右側の…○…印の値である。

今、以上の方法を II 項 2). の求め方に 3). の component を与える求め方を附加した方法と比較すると、E 方向の最大波について前者では8日9時に 3.60 m, 5.8 sec となり、後者では $V=11.2$ m/sec, $t=28 < 82$ 時間のとき最大波高になつて 3.10 m, 6.9 sec が得られ、15% 程度の差が見られる。建設省佐藤、岸技官等は大きい方をとるべきと主張しているが、実測結果と比較すると何れの方法をとつた場合でも、Sverdrup-Munk 理論による推定波高は大きすぎるようである。

勿論、観測は比較的岸近くで行なつており、推定波は深海における値であるから屈折・砕波等の現象があつて一概に観測値と推定値とを比較することはできないが、屈折理論により計算した結果では深海波から浅海波に移つた場合の波高変化は殆んどなく、従つて砕波現象による波高減衰のみが考えられるが、実測値が少ないのでこのことについては後刻検討を加えたいと考えている。

なお、推定するのは最大波浪であるから、測風資料全体について一つ一つ調べる必要はなく、海風について整理した資料を大体の方向別に分類し、各方向について継続時間の大きいものから順に並べ、その3位迄について波高を算出すれば、継続時間3位の最大波高はすべて1,2位の中に含まれてしまうことがわかる。

IV. 補正理論による推定波浪の信頼度

次にこのような方法によつて推定した波浪がどの程度実測値との間に差があるか、例を羽幌港にとつて説明する、

図一2 は昭和30年12月から31年2月迄羽幌港(留萌開発建設部管内)において実測した結果と、羽幌測候所の測風資料から推定した波浪を対照させたものである。この図で岸とは距岸500m・水深8m、沖とは1,100m離れた水深12mの位置で観測したということである。

推定波高を100としたときの観測波の割合は、12月では岸144・沖156、1月には岸だけの観測であるが比較的推定値と一致しており107、2月では岸・沖とも144~155程度になつている。

この結果から見ると、推定波と観測波との間には40%程度の開きがあるように考えられるが、この図をよく分類すると、極端に開きがあるのは風の吹初めすなわち波の発生し初めた頃および減衰過程であり、風が最も強く吹いているときすなわち波の充分発達した頃には両者の値が近似しており、その差は20%以内となつている。また殆んど一致しているものも多く、従つて近似度が従来の方法に較べて良好になつている。

以上最大波浪を推定する1つの方法について述べ、併せて実測値と推定値との比較を試みたが、実測値が少ないので地域的あるいは方向別に現われる差異については検討できなかった。なお観測に使用した波高計は当研究室宇田居技官の試作によつるトランシット式波高計⁽⁵⁾である。

文 献

- (1) 佐藤清一：波の波力，昭和29年港湾講演集。
運輸省京浜港工事事務所，運研港湾物象部：京浜港附近の風と波，昭和28年9月。
- (2) 真島恭雄：港湾における沿岸流及び最大波高の推定について，土木学会誌 Vol. 39, No. 8。
- (3) 真島恭雄，岸力：同上についての討議，土木学会誌 Vol. 40, No. 4。
- (4) H. U. Sverdrup & W. Munk：Wind, Sea & Swell; Theory of Relations for Forecasting,
U. S. Hydrographic Office Technical Report No. 1。
運輸省港湾局，運研港湾物象部：波浪調査法，港湾技術要報 No. 5。
- (5) 宇田居吾一：トランシットによる波浪記録観測法，海岸工学論文集，昭和30年。

岡元構造研究室長に学位授与

——主論文は“弾性梁に支持される連続版の解法ならびに弾性梁の振りモーメントが連続版に及ぼす影響について”——

当試験所構造研究室長岡元技官は、かねてより北大工学部に学位論文を提出中であつたが、このほど教授会を通過9月15日付で工学博士の学位を授与された。主論文は“弾性梁に支持される連続版の解法ならびに弾性梁の振りモーメントが連続版に及ぼす影響について”であつて、すでに“土木試験所報告第15号”にも発表されているが、梁と版とで構成された構造物に対する厳密な一解法を示したものである。したがつてこの種構造物に本解法を適用すれば、忠実な応力分布に対応した部材断面を有する合理的な設計を行なうことができるのはもちろんであるが、あらかじめ実用表を作成しておけば、従来の方法に比しはるかに計算が簡単となる。本解法はスラブを一体として考えた床構造の解析に応用することができるが、特に、ボックス・ガーダーの厳密解に用いて便利である。

富士見橋の比較設計について

構造研究室 技官 小林 和 郎
特殊橋梁設計班

I. 緒 言

本橋は昭和 22 年の出水により旧橋が流失したが、この架換にあたって ① 架橋地点が河川彎曲部に当り、かつ未改修河川で改修法線が未決定であること。② 阿寒川本流の河床が低下しつつあり、本地点においても将来河床低下が予想されること、等のために中間に pier を入れるわけに行かず、従つて span 70 m の橋梁を架設する必要を生じた。よつて当初 Lohse 桁を選んだのであるが、のち Warren Truss との比較設計を行ない、工費が低廉であるという理由から、後者が採用されることになったのである。

本報文は span 70 m の Lohse 桁と Warren Truss の設計の概要をそれぞれ紹介し、併せて両者についてその長短を比較考察したものである。今まで橋梁型式選定の参考となるような完結した比較設計の報告は殆んどなく、また鋼ローゼ桁や span 70 m の Warren Truss はあまり実例がないので、本文が今後このような設計に携る人々の一資料として些かでも参考になれば幸いと考える次第である。

II. 橋 の 概 要

所在地	2 級国道釧路網走線阿寒郡阿寒村地内
橋 格	1 等橋 (13 ton)
式 型	鋼ローゼ桁橋または鋼曲弦ワーレン構橋 (比較設計)
全 橋 長	ローゼ桁 72 m, ワーレン構 70.8 m
連 数	1 連
支 間	70 m
橋面構造	鉄筋コンクリート床板: 厚 15 cm, コンクリート舗装: 厚 5 cm
縦断勾配	Absolute Flat

III. ロ ー ゼ 桁

Lohse 桁は高次の不静定構造物で、その不静定量は一部の連立方程式を解くことによつて求められるが、算出手続が極めて煩瑣である。しかし「マトリックスの方法*」によればランガー桁と同じく、一次不静定構造物のように解くことができるので、この方法によつて計算を行なつた。

なお計算の詳細は後の機会に譲つて、ここでは結果のみを示すものとする。

§1. 設 計 一 覧

(1) Slab

Concrete pavement, thickness 5 cm.

Reinforced concrete slab, thickness 15 cm.

Reinforcement, $\phi 13$ bar. 10 cm pitch.

$\sigma_c = 44.2 \text{ kg/cm}^2$, $\sigma_t = 850 \text{ kg/cm}^2$, $\tau = 4.5 \text{ kg/cm}^2$.

* 平 井 敦: ローゼ桁の理論と設計, 昭和 28 年度土木学会夏季講習会パンフレット。

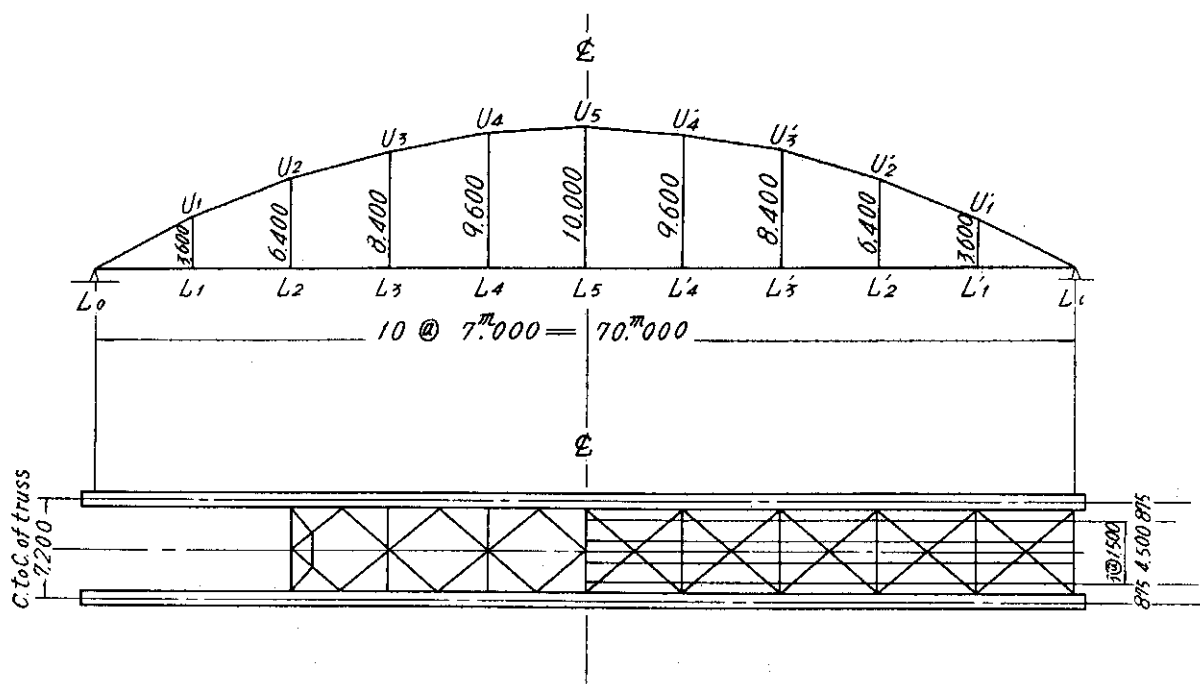
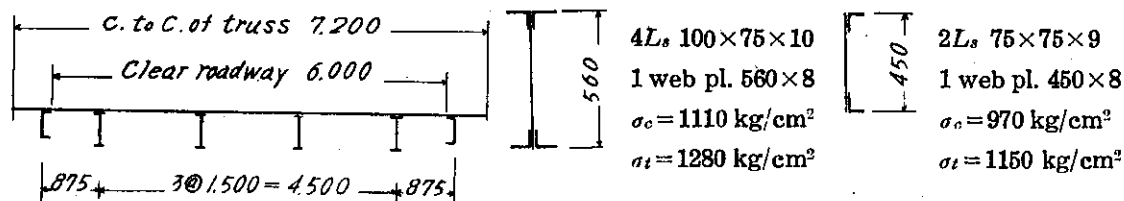
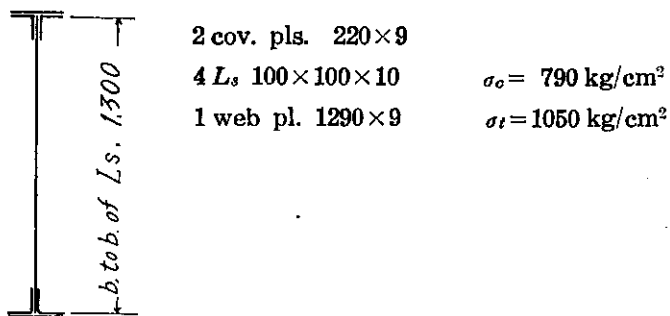


图-1

(2) Stringer

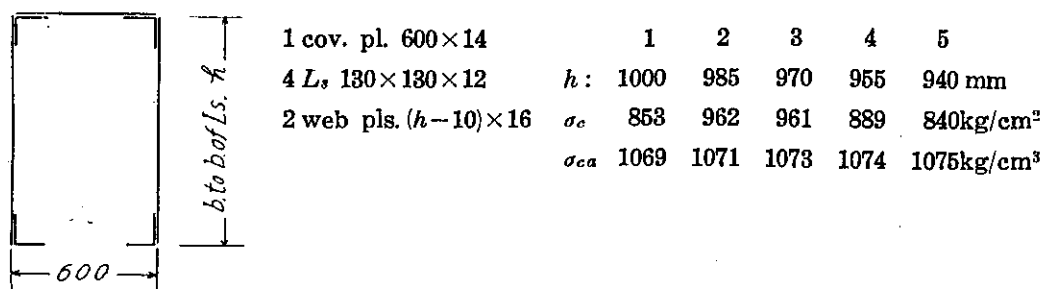


(3) Floor beam

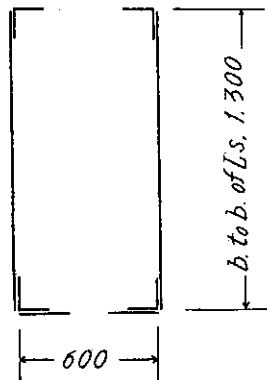


(4) Main truss

a) Upper chord



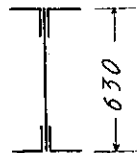
b) Lower chord



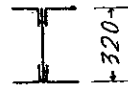
4 L_s 130×130×12
2 web pls. 1290×16
2 bttm. pls. 220×19

	1	2	3	4	5
σ_t	1010	1216	1213	1103	1102kg/cm ²

c) Hanger



for U_1-L_1, U_2-L_2
4 L_s 125×90×9
1 web pl. 620×9



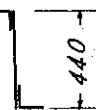
for $U_3-L_3 \sim U_5-L_5$
4 L_s 125×90×10
1 web pl. 310×9

d) Upper lateral



Rombic system
2 L_s 125×90×10

Strut



2 L_s 90×90×10
1 web pl. 440×8

e) Lower lateral



Pratt system
2 L_s 90×90×10

§ 2. 分 配 率

Panel point	1	2	3	4	5
Upper chord	0.3238	0.3241	0.3223	0.3180	0.3153
Lower chord	0.6762	0.6759	0.6777	0.6802	0.6847

IV. ワーレントラス

§ 1. 設 計 一 覧

(1) Slab

Lohse 桁の slab と同じ。

(2) Stringer

Lohse 桁の stringer と同じ。

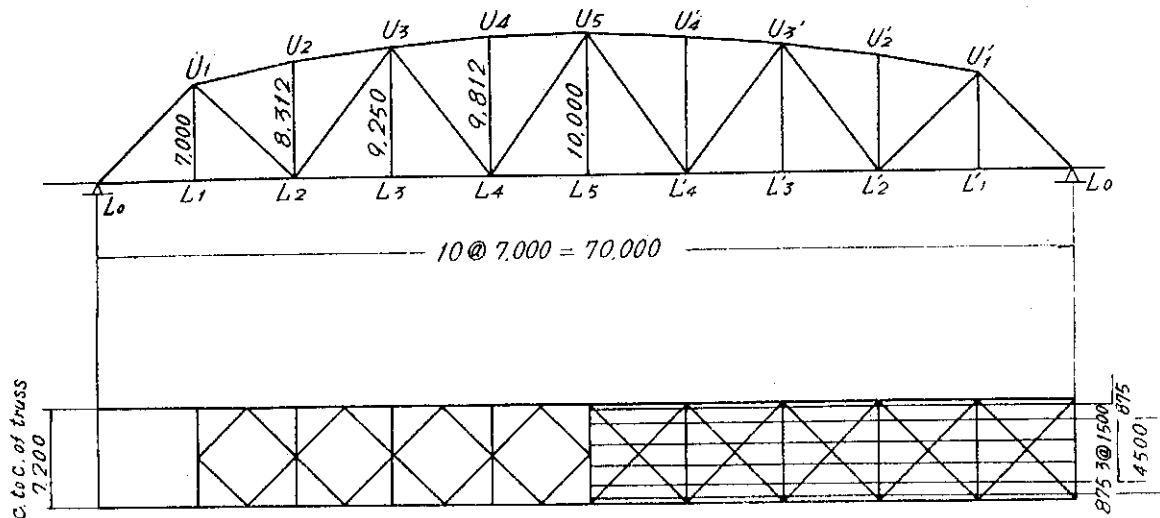
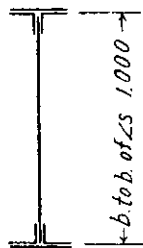


图 - 2

(3) Floor beam



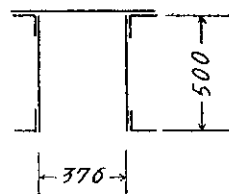
2 cov. pls. 270×9
4 L_s 125×90×10
1 web pl. 990×9

$\sigma_c = 980 \text{ kg/cm}^2$
 $\sigma_t = 1260 \text{ kg/cm}^2$

(4) Main truss

a) Upper chord

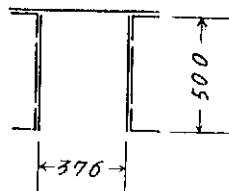
for U_1-U_2 , U_2-U_3



1 cov. pl. 620×14
4 L_s 100×100×10
2 web pls. 490×12

	U_1-U_2	U_2-U_3
S	- 269.3	- 267.6 t
σ_c	- 962	- 955 kg/cm^2
σ_{ca}	-1044	-1045 kg/cm^2

for U_3-U_4 , U_5-U_6 , L_0-U_1

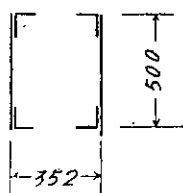


1 cov. pl. 620×14
4 L_s 100×100×10
2 web pls. 490×12
2 side pls. 290×10

	U_3-U_4	U_4-U_5
S	- 337.2	- 336.7 t
σ_c	- 997	- 995 kg/cm^2
σ_{ca}	-1039	-1039 kg/cm^2

b) Lower chord

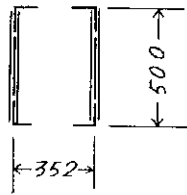
for L_0-L_1 , L_1-L_2



4 L_s 100×100×10
2 web pls. 490×9

	$A_g = 174.0 \text{ cm}^2$	$A_n = 144.4 \text{ cm}^2$
S	177.3 t	$\sigma_t = 1230 \text{ kg/cm}^2$

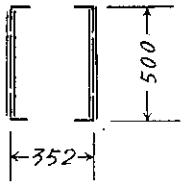
for L_2-L_3 , L_3-L_4



4 L_s 100×100×10
2 web pls. 490×10
2 side pls. 290×10
2 side pls. 460×8

$A_g = 305.6 \text{ cm}^2$ $A_n = 250.6 \text{ cm}^2$
 $S = 312.3 \text{ t}$ $\sigma_t = 1250 \text{ kg/cm}^2$

for L_4-L_5



4 L_s 100×100×10
2 web pls. 490×10
2 side pls. 290×10
2 side pls. 460×11

$A_g = 333.2 \text{ cm}^2$ $A_n = 272.3 \text{ cm}^2$
 $S = 343.7 \text{ t}$ $\sigma_t = 1260 \text{ kg/cm}^2$

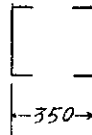
c) Diagonals

for U_1-L_2



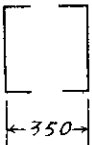
2 C_s 380×100×13
 $A_g = 171.42 \text{ cm}^2$ $A_n = 125.42 \text{ cm}^2$
 $S = 130.5 \text{ t}$ $\sigma_t = 1040 \text{ kg/cm}^2$

for L_2-U_3



2 C_s 380×100×10.5
 $A_g = 138.78 \text{ cm}^2$ $S = -73.5 \text{ t}$
 $\sigma_c = -530 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{ca} = -872 \text{ kg/cm}^2$

for U_3-L_4



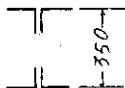
2 C_s 300×90×10
 $A_g = 111.48 \text{ cm}^2$ $A_n = 85.98 \text{ cm}^2$
 $S = 52.8 \text{ t}$ $\sigma_t = 615 \text{ kg/cm}^2$

for L_4-U_5



2 C_s 300×90×9
 $A_g = 97.14 \text{ cm}^2$ $S = -29.2 \text{ t}$
 $\sigma_c = -314 \text{ kg/cm}^2$ $\sigma_{ac} = -734 \text{ kg/cm}^2$

d) Verticals



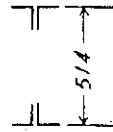
4 L_s 125×90×10
 $A_g = 82.0 \text{ cm}^2$ $A_n = 62.0 \text{ cm}^2$

e) Upper lateral



Rombic system
2 L_s 125×90×10

strut



4 L_s 90×90×10

f) Lower lateral



Pratt system
2 L_s 150×100×9

V. 鋼 重 の 比 較

III および IV について鋼重を比較すれば、表—1 ならびに 表—2 のとおりである。これによつて両者を考察すれば、単位面積当りの鋼重はワーレン・トラスの 470 kg/m² に対して、ローゼ桁は 625 kg/m² となり、後者は前者に比し 33% 大となる。すなわち span 70 m の場合はワーレン・トラスの方が鋼重の点では経済的であるということになる。

表—1

Description		Steel Weight	
Item	Member	Lohse Girder	Warren Truss
Main Truss	End Post.	End chord kg 34,880	kg 14,346
	Upper chord	74,498	39,466
	Lower chord	82,536	45,390
	Diagonals	Hanger 13,276	21,995
	Verticals		10,864
Floor System	Floor Beam	17,407	17,615
	Stringer	31,309	31,309
Lateral System	Upper Lateral	4,492	5,478
	Lower Lateral	6,511	6,647
	Portal Bracing	2,002	2,483
	Sway Bracing	2,613	3,875
Total		269,524 kg	199,468 kg

表—2

Item	Bridge area	Unit steel weight
Lohse Girder	432 m ²	625 kg/m ²
Warren Truss	425 m ²	470 kg/m ²

VI. 剛 度 の 比 較

両者について、曲げ剛度を比較すれば、表—3 から判るようにワーレン・トラスの 1/946 に対して、ローゼ桁は 1/1,590 となる。すなわち後者は前者の 1.7 倍となり、剛度の点ではローゼ桁がはるかに優れていることが判る。

表—3

Item	Deflection	Flexural Rigidity
Lohse Girder	4.4 cm	$\frac{1}{1,590}$
Warren Truss	7.4 cm	$\frac{1}{946}$

VII. 結 論

以上の結果をまとめると、ローゼ桁は長大 span に適し、振動が少なく、剛度が大きい利点があるが、70 m 程度の span では単位面積あたりの鋼重が大となり、むしろワーレン・トラスの方が経済的であるということになる。しかしさらに深く考察すれば、simple truss では通常計算に入れない 2 次応力を、ローゼ桁では主力として計算しており、部材の安全率は前者に比し後者が高い価を示すことになる。従つてローゼ桁の設計にあつて許容応力を上げることが許されるならば、鋼重は今より軽くすることができる。

また span が 70 m 以上となれば、両者の鋼重は接近し、一方曲げ剛度は simple truss では示方書に規定してある 1/800 を割ることも考えられるので、ローゼ桁が有利と思われる。

なお詳細については、追つて発表する予定である。

道 路 雑 感

道路研究室 副室長 技官 小 山 道 義

4. 道路の凍上対策に関する研究

道路の凍上現象は、これまた北海道がおかれている寒冷気象という地理的条件が生んだ所謂寒地道路の問題の一つである。凍上機構そのものについては未だ解明されていないが、道路の凍上現象とこれに基づく被害については改めて述べるまでもないことで、凍上対策がいかに重要であるかは道路建設事業に携るものの常識となつている。

道路の凍上とその対策について喧しく言われ、採り上げられるようになったのは、除雪が行なわれるようになつてからである。道内の各地に亘るこれまでの凍上調査結果によれば、在来砂利道の多くは凍上被害を受け、あるいは将来受ける可能性が多分にあることが認められている。ここに可能性というのは、多雪地方においては冬期間の交通確保のための除雪は欠くことのできないものであり、除雪対象路線とその延長が昨今の交通事情すなわち陸上運輸の道路交通への依存の趨勢に対処して、逐年伸長される傾向にあるからである。またこのことは道路交通の量と質の急激な変化が、融凍期における道路破壊に拍車を加えている実状にあることから推測されるのである。

凍上による実被害について

凍上による砂利道の実被害は凍結期におけるよりは、むしろ融凍期に現われている。凍結期においては、砂利道の耐荷力は強まりこそすれ弱くはならないから、一様に凍上するのであればさして問題とはならない。しか

し凍上は一般に不齊である。それは路床の土質、土層の成層状態、含水量が各場所ごとに相違しているのが普通であるからである。従つて顕著な路面の凹凸、あるいは亀裂となつて現われないまでも、路床内部の凍結様式は複雑な様相を呈しているものである。また除雪に伴なう路肩の堆雪も凍結が一樣に進むのを妨げ、この種不齊凍上の原因の一つとなつている。しかしこのような場合であつても、除雪時の砂利道路路面の残雪が適度な被覆層を形成し、しかも絶えず除雪に伴なつて路面の整正がなされている限りは、舗装道の場合に比べて何ら遜色のない、これと同等の機能を発揮している例を多く見受けるのである。

舗装道の場合は厳密な意味で、その破壊の時期が凍結期か、あるいは融凍期かということについてはあまり確認されていない。ただ砂利道の場合は極めて消極的ではあるが、融凍期のある時期において交通を杜絶し、路床が落ちつくのを待つて交通を許し、凍上の被害からまもることも可能であり、また実際にこの措置を講じている例もあるようである。しかし舗装道ではこの考え方は必ずしも当をえていない。というのは凍上対策が不完全な場合は不齊凍上は必然であつて、もし路盤と舗装の間に空洞が生じているような場合であれば、当然凍結期における破壊も予想されるからである。殊に自癒性のない、しかも支持力の一様性を必須の条件とするコンクリート舗装ではこの危険が大である。この種の舗装では不齊凍上に基づく目地の開口、喰い違いあるいは著しい路面の隆起を生じている事例はよく見かけるところである。

しかし舗装道と非舗装道とを問はず、融凍期における路床軟化、特に不齊凍上に由来する不齊軟化が、凍結期におけるよりもむしろ苛酷な破壊の条件となつていることは事実なようである。

融解期においては凍上現象、すなわち凍結進行に際しての路床路盤含水分布の変動によつて生じた過剰水のために路床路盤は軟化する。しかも凍結層が完全に融解しきるまでの過程では、路面側(外気温)と凍結層下面側(地温)との二方向からの融解面に挟まれる残存凍結層は、恰かも遮水層の如く偽いて排水を阻害するから、路体は極めて不安定な支持状態におかれる。このため砂利道であれば耐荷力が減退し、また舗装道であつても支持力の低減によつて亀裂が発生し、遂には道路としての機能を喪失するまでの破壊に至るのである。

除雪に基因する凍上による道路被害は、このように先に述べたタイヤチェーンの表層の剝磨現象の場合とは異なつて、さらに間接的なものとなつている。道路除雪を行なえば一般に凍結がより深く進み、路床軟化の誘因となる霜柱の分離析出の機会をより多く与えることとなる。またそれだけに融解も遅延し、最終融解面は路床深部となるのである。

砂利道の凍上対策について

砂利道の凍上対策として、これまで除雪時に路面残雪の程度をできるだけ多くすることが経験的に行なわれている。また除雪によらず圧雪による交通確保も試みられている。これは主として凍結が深く進行するのを阻止しようとする意図にほかならない。さらにまた融解期において残存凍結層を人為的に突き破つて、排水を促進し効果をあげている例もある。これらの方法は何れも合目的ではあるが、確定的な対策が樹立されるまでには至っていない。

現在砂利道の凍上対策に関する調査研究の一環として、凍上最盛期における路床の凍結様式を知り、融凍期における被害の程度と交通の量および質との関係を調査して対策の指針をえようとしているのは、当該交通量に対して、軟化した路床の支持力に対応した砂利道母殻の厚さがあるのではないかと云う観点から出発したものである。

砂利道も広義に解釈すれば可撓性舗装といふかも知れない、がしかし砂利道は元来組織が多孔質で、しかも結合材が粘土質あるいは砂質土であるため水に対しては不安定であるから、融雪期の路面排水に意を用い、路床への侵水を防ぎ、路面の乾燥を図ることが特に肝要である。凍上対策が強く叫ばれる結果、砂利道の融凍期における被害のすべてを凍上のせいにする嫌があるが、これは必ずしも当つていない。融雪期における路肩の堆雪除去、側溝整備などがこの時期の被害を軽減している事実は、これを適切に物語っているものと考えられる。

舗装道の凍上対策について

舗装の新設に際しての凍上対策工法としては、置換工法をはじめ薬液処理・遮水・断熱等の各工法があげられる。これらの工法は凍上現象を支配している土質・水および温度(外気温、地温)の三要素の何れか一つを除去して凍上を阻止しようとするものであるから、理論的には可能な筈であるが、現在広く採用されているのは置換工法である。このことは必ずしも置換工法が他の工法に優ることを意味しているのではない。道路凍上対策に関する調査研究は開発局として昭和 26 年度以降継続実施中のものであり、現在土木技術会道路凍上防止対策研究委員会に協力してその調査研究を行なっている。

(遮水工法) これまで遮水工法の効果に関して国道 5 号線手稲村地内(昭和 27 年度)および国道 12 号線釣橋附近(昭和 29 年度)において、札幌開発建設部が試験工事を実施したが満足な成果はえられていない。これは主として施工時期が不適当であつたことに起因しているものと解されているが、それだけに実際の施工に当つて難点があるようである。

(薬液処理工法) 薬液処理工法に関しては、これまでも試験的に種々試みられているが、塩化カルシウムの効果については、昭和 29 年度委員会の調査研究課題として、北大板倉教授が札幌市の協力をえて南大通南 1 条間西 9 丁目線において試験工事を実施し調査研究中である。化学処理によつて如何に土質を改良するかということは、単に凍上防止対策の目的に限らず、昨今の土質工学上の世界的傾向であるので、その効果の持続性と経済性について今後の研究に期待される面が多い。

(置換工法) 置換工法が現在広く採用されているとはいいいながら、その経済上合理的な置換深さ、置換材料として許容しうる品質等については今なお決定的な線が打出されていない。当所においてこれに関して最大凍結深度の 70~80% を妥当な置換深さとし、砂以下に含まれるシルト以下の含有百分率が 5% 以下であることが凍上性材料の限界基準としていたのも、これまでの調査資料結果に基づく暫定案であるに過ぎない。その後、開発局土木工事仕様書では、このための路盤工事に使用する材料について一般の標準が示されている。ここにいう砂とは粒径 5 mm 以下、シルトは粒径 0.075 mm 以下を指しているが、砂を粒径 2 mm 以下とし、シルトを粒径 0.05 mm 以下と定義すればこの基準の含有率は当然変つてくるものである。従つて砂とかシルトというのは便宜的に名づけられる粒区分であるに過ぎない。このように凍上性を粒度のみによつて規定しようとすることの妥当性は暫らくおくとしても、一般に置換材料として使用される切込砂利あるいはこれに類似の粗粒質材料の粗粒部分が凍上性に全く無関係であるかどうかは疑わしいところである。さらに凍上機構の明かでない現在としては、凍上性を判定する一要素として細土分の P.L, L.L 等物理的性質も考慮されるべきであるのかも知れない。

当試験所において現在採択している凍上対策用置換材料として使用される切込砂利の品質に関する実験の意図は、上に述べたこれまでの凍上性判定のための諸要素を考慮し、さらにまた細粒土分の化学的性質を究明して品質を規定しようとするものであつて、砂分以下の試料について目下低温室で実験中である。

凍上性材料として許容しうる品質ということになれば、これに関係する要素として使用場所(切土、盛土箇所別)、使用深度(積算寒度・凍結様式および地下水位との関係)があり、さらに経済的な置換深さにも関係することであるが、許容しうる凍上量があるかどうか、もしあるとすればその程度はどの位かという問題にまで波及し、したがつてこれを基盤とする舗装と密接な関連をもつことになり、経済的な置換深さと許容しうる材料の品質は結局舗装としての問題に帰着するようである。

寒地における舗装型式

最大凍結深度はその年の気象条件、特に気温に左右されることはもちろんであり、路面堆雪あるいは残雪の程度、周囲の状況などによつて異なるが、凍上現象そのものもこれに関係する。ともあれ凍結深度の 70~80% を凍上対策のため置換することは、このために多額の工費を要することとなるので、これを必要としない温暖地方の舗装普及の趨勢に対応するためには、できるだけ低廉な舗装型式を採用するか、さらに合理的に置換深さを減

じ、これに相応する舗装型式を探究する必要がある。

先に述べた北海道における舗装型式が、コンクリート系かアスファルト系かあるいはその他の如何なる舗装型式が適当であるかという命題は、実にこの間の経緯から生じて来たのであつて、アスファルト系が推される主な理由はコンクリート系に比して、築造費が安いであろうと云うことと維持修繕が容易であることによるものである。

昭和30年度に行なつた「古い舗装の調査」によれば路床路盤の良好な箇所においては、優に15~20年以上を経過したアスファルト系舗装が実用に耐え現存している。このことはその可能性を裏付けるもののようである。但しこれらの舗装に関して交通の量と質、冬期間の路面状況等これまでの経歴が不詳であり、アスファルトの低温脆性の改良、特にタイヤチェーンの剝磨作用に対する問題は依然究明しなければならぬものとして残されている。

施工上あるいは維持補修の面から、アスファルト系舗装がコンクリート系舗装に優る点をここで挙げる必要を認めないが、アスファルト系に期待する今一つの重要なことはその撓み性にある。これは主として経済上の理由から凍上を絶無にすることが困難であることによるのである。しかし低温においてこの撓み性がどの程度期待しうるかは今後の研究に俟つ以外にない。

5. コンクリート舗装の合理的な目地割と版厚に関する研究

コンクリート舗装は、所要の路盤条件を具備しているものであれば、北海道においても高級舗装の名に値する。ただこの舗装が最高価舗装であるだけに、凍上対策路盤の施工の必要性に関連して、その経済的効用が検討されなければならないのである。

コンクリート舗装の路盤は特に一様であることが要求されている。しかしたとえ凍上対策のため、凍結深度の70~80%の路床置換を行ない、しかも材料を吟味使用したとしても、完全に凍上を防止することは困難な実情にある。対策処理後の路盤が、その置換厚と材料種別により、凍結融解の各時期を通じて支持力と均一性をどの程度確保できるかという対策工法自体の問題以前に、コンクリート舗装に対して許容しうる路盤の不均質性の限度が改めて問題となつてくるのである。元来路盤は如何に入念に施工しても、材料と施工条件によつてえられる支持力の均一性には自ら限度がある。また当然経時変化をなすものと考えられる。しかし舗装が要求する一様性の限度については、これまでのところ判然としたよりどころがない。したがつて凍上対策工法として、置換工法による場合とその他の工法によるかを問わず、先ずこのことが解明されない限り、コンクリート舗装に対する舗道としての合理的な対策工法が確定できないものと考えられる。

当所において、コンクリート舗装の問題をとり上げ、「人工弾性路床による刚性舗装版に関する実験」として不均質な支持力状態にある場合の破壊傾向について、実験的に解析を試みようとしている狙いは如上の事由に基づくのである。

なおこの実験では路盤支持力に対応した舗装の目地割と、さらに合理的な舗装版厚についても検討を加えることを意図している。

現在コンクリート舗装の版厚は20 cm、もしくはこれ以上のものが普通となつてゐる。この版厚は主として交通荷重による曲げ応力から算定されたものであり、また経験的にもこれだけの舗装厚が必要であることが裏付けられてゐるようである。従つて版厚を減じて、この舗装の築造費の低減を図ろうとすることは今のところ無謀であるかも知れない。しかしこれまでの版厚算定公式では、舗装版の平面的な大きさが考慮されていない。ただ目地割はこれまで荷重によらない変形を調整する目的で設置され、特に経験的に「反り」に対する考慮が主となつてきている。もちろん舗装版の破壊の原因としては、交通荷重による曲げ以上に反りの影響が烈しいことはいうまでもない。この反りととも版の大きさに関係することであるが、交通荷重を路盤へ分布伝達するために、これまでの目地割が適当なものかどうかは未だ確かめられていない。また反りと曲げについての合理的な目地割と

版厚が検討されていたのでもない。現在採用されている凍上対策を考慮した路盤は、それだけに堅強な信頼度の高いものが期待できる筈である。舗道として考える場合、強い磨耗層としてのみのコンクリート舗装とまでゆかないまでも、目地割と舗装厚について再検討する必要があるように考えられるのである。

予想しない箇所に、しかも不規則に発生する亀裂は気にかかるし、また破壊の誘因となることも事実である。しかし亀裂が必ずしも舗装体の破壊に直結するものとは考えられない。必要以上に大きな舗装版は単に反り応力に対して危険である許りでなく、交通荷重に対する曲げ応力に対しても不合理なものであると考えられる。

ともかく、コンクリート舗装は現在のままでは高過ぎるのである。北海道における現在の交通事情がコンクリート舗装を必要としないのか、あるいは舗道として不要なものとなるのかは全く今後に残された問題である。

× × ×

以上当道路研究室において調査研究を進めている寒地道路についての二、三の項目に関連して道路雑感として少し述べてみたが、題名に相応しない内容であつたようである。

~~~~~

多度志貯水池工事の完成を前にして

工 務 課 課 長 技 官 吉 田 重 一

多度志貯水池もようやく竣工の段階へ来たが、着工から数えて満6年を要したわけである。排水隧道・堤体盛土まではまことに順調な進行を続けたが、完成予定の29年に入つて放水路山手に地這りを起したため、ここで足ぶみをしたのである。これは放水量を当初の40 t/secから100 t/secに変更する目的で、放水路断面を拡張したことによるものであつた。地這対策ができて30年度には完成の見込であつたのに、8月中旬時間雨量80 mmという予想外の降雨により、溢流量140 t/secという事実と直面してしまつた。このことはこのダムにとつて結果としては幸の側としなければならないと思う。着工時は排水量100 tも計算では出てこないし、予測も出来なかつたものである。しかるに排水隧道は30 tであるから、もし盛土中に前記のような異状な降雨があつたら、もつと不幸は大きいものであつたと想像されるからである。今施工中のこの種のダムでも、排水量はできるだけ大きくすべきであり、もしできれば完成後の放水路と成し得るものであればこれにこしたことはないと思う。しかしながらこの異常降雨量にしてもこのダムの貯水量が230万tあれば、何事もなかつたものである。だが工事の場合には多少の危機は何処にも一応あるものと考えなければならない。従つて工事期間中の仮放水量の決定は十分検討を要するものである。

多度志の場合は結果からすると、洪水量140 t/secに対して仮排水量は最大30 t/secと推定され、これは洪水量の約20%に相当したものであつたことになる。

次に地形と地質とは大体両立しないものと思われる。すなわち地形的に良いところは、地質的に良くないような欠点がかくれているようである。台地が出ていて急に谷巾が狭まつているところなどは、一応断層とか地這りとかを疑つてよいものと思われる。地質調査の大切なことは今更述べるまでもないことである。

多度志では放水路側の地這りと、砂岩頁岩の互層と、このクラックには相当の苦汁を味つている。セメント注入は心壁基礎部115 mに対し131 t、放水路溢流部に対し77 t、放水路流入口右岸部翼壁57 mに対しては97 t、さらに取水隧道に対しては30 tと約335 tを2~5 kg/cm²の圧力で注入している。この透水試験は静水圧1.5

～2.0 kg/cm² で、ボーリング孔長 m 当 0.05～0.1 l/min 程度をもつて合格としているのであるが、湛水後の様子を見なければ遮水の程度は**确实**にはつかめないと思う。遮水に対して堤体は一応完璧であるが、地山ごとに隧道側に多少の弱点があるものようである。これは直ちにダムが危険だという意味ではないが、今後も調査を行う予定である。

コンクリートには AE 剤を用いて使用水量の制限を図つたが、大体成功したものと思われる。

骨材は運搬車のまま計重器にかけて 1 回毎に測定を図つたが、回数が頻繁であるのとショックが大きいので、スプリングバランスの故障が多かつた。今後はもつと軽便で堅牢なものを選びたいと思う。

工事施工にあたっては各試験研究室の協力があつた、また並々ならぬ地元の人々の援助、直接工事施工関係者の協力によつて今日の完成に到達したものである。今後の生産増強には大きな期待が持てるものと思われる。

最後にこの難工事を通して、われわれに幾多の技術上の教訓を与えた神の試練と自然の恵に感謝する次第である。

研 究 室 ノ ー ト

— 水 工 研 究 室 —

2. 港 湾 関 係

前回の河川関係に引き続き、本年度の港湾関係現地調査ならびに模型実験の概況を紹介する。

(1) 現 地 調 査

a. 紋別港波浪および漂砂調査

紋別港は現在オホーツク海岸の漁業根拠地として著るしく重要性を増し、目下港域拡張に伴う防波堤延長計画を立てているが、その基礎資料を得るため、港域附近の波浪ならびに漂砂に関する調査を行なつた。すなわち波浪に関しては風向、風速資料の収集統計、沖合定測点の波高の長期観測および港内外数カ地点の波高分布観測、また波浪調査に関連しては港域附近海底の漂砂の移動経路および型態を把握するため、沿岸定測点の潮流の長期観測・港域全般の潮流分布観測・漂砂測定用ブロックおよび捕砂竹による漂砂の量的多寡および移動方向の観測ならびに底質の採取と篩分け分析等を行い、現在調査資料を整理検討中である。

b. 天塩河口状況調査

この調査は既に昭和 28 年以来継続して相当の資料の充実にみているが、本年度も北大理学部・工学部と提携して、河口の変動状況を明らかにするため、河

口における各水位毎の流速分布の測定・河水含砂量の測定・海中漂砂の観測・潮流および河水の海中拡散状況の測定・河川流量と河口附近潮流流速の関連とこれによる堆砂位置の変動に関する測定等を行い、現在資料を整理検討中である。これによつて天塩河口の水深維持に要する導流堤の延長・方向等について模型実験の基礎資料が得られる。

c. 苫小牧港波浪ならびに漂砂調査

本港は既に漁船船入溜の一部が完成し、東防波堤も順調に工事が進展しつつあるが、この海中構造物の設置に伴う海岸の変動状況を明らかにするため、本年度も北海道大学工学部・理学部および築港事業所と協力して、本港附近の汀線変化および沖合波高の時間観測・海岸波浪の波高変化の状況観測、特に碎波線の位置の確認及び碎波後の波高ならびに波長変化の実測と、捕砂竹の設置による移動方向および量の広範囲の調査・波浪と潮流の関係等について測定したが、前年度の実測資料と比較して海況の系統的な変動を明らかにするため、目下資料を整理検討中である。

d. 留萌港波浪ならびに漂砂調査

留萌港は外港と内港の二つの部分からなつていて、従来内港口附近に砂の堆積が多く、航路水深の維持に苦心して来た。本調査はこの港内漂砂の主要原因