

- エポキシ樹脂接着剤の合成桁への応用／伊関治郎  
三軸圧縮されたらせん鉄筋部材を圧縮部に配置したプレキャストPC梁／青柳征夫  
乱流状態における滲透流／矢部正宏  
砂漣特性の理論解／須賀亮三  
各種雨量計による比較観測／水越三郎  
与えられた精度の波の修正計算法／鹿島達一  
ソビエトの近隣住区／塙 叔男

## エポキシ樹脂接着剤の合成桁への応用

"Epoxy Bonds Composite Beams"  
Engineering News-Record, p. 103, Oct. 10 (1963)

最近、わが国でも、土木施工の面で、エポキシ樹脂接着剤が広く用いられるようになってきたが、これは、それを合成桁のジベルの代りに用いようとする試みであって、アメリカのアリゾナ州立大学工学研究所で行なわれた実験によるものである。

それによると、適当に配合されたエポキシ樹脂接着剤を用いて鋼桁の上フランジと、コンクリート床板を接着した合成桁の破壊荷重の90%に対するたわみは、普通のスタッドジベルを用いたものよりも小さく、接合部の設計せん断応力( $20 \text{ kg/cm}^2$ )の800万回繰り返し荷重試験に対しても、疲労破壊の徴候はみられず、スタッドジベルを用いたものにくらべて、遜色はないとされている。

この問題点として、接着面にさびが生じると、急激に抵抗せん断力が低下すること、および、破壊荷重の近辺で、コンクリートと、鋼桁とがはがれてしまうことがある。

第1の点については、接着剤の厚さを6mm程度に増加すれば、さびの発生をほぼ防止しうることが判明し、第2の点については、つぎのような施工方法を探ることによって、ほぼ満足できる結果を得た。

1) 鋼桁上フランジをサンドブラストし、清浄にしてから接着剤を6mmの厚さに塗布する。

2) 接着剤を塗布した表面の約20%の面積に、3cm程度の寸法の骨材をat randomにおく。

3) コンクリート床板を打設する。

上記のように、接着剤と、コンクリート床板との間に粗骨材をおくことによって、コンクリートと、鋼桁との結合を完全にし、破壊点近くでのはがれを防止することができ、スタッドジベルに匹敵する強度を得ることができる。

なお、コンクリートの乾燥収縮によるひびわれの発生は、スタッドジベルを用いたものよりも少ない。

以上は鋼桁とコンクリートとの結合に用いられたもの

であるが、プレキャストのコンクリート桁に床板を合成する場合の接合剤として用いた時の実験も同じく行われ、非常にすぐれた結果を得ている。接着部の許容せん断応力として $15 \text{ kg/cm}^2$ が適當であるとしているが、接着剤自体のせん断強さは約 $150 \text{ kg/cm}^2$ 、引張り強さは約 $350 \text{ kg/cm}^2$ である。

現在、さらに接着部のせん断抵抗に関する広範囲の実験および、低温下における接着剤の挙動についての実験が進められている。  
(委員 伊関治郎)

## 三軸圧縮されたらせん鉄筋部材を圧縮部に配置したプレキャストPC梁

"Сборно-монолитные Изгибаемые Конструкции с Трехосно Предварительно Напряженными Элементами в Сжатой Зоне"  
Михайлов, В.В., Гамбров, Г.А.  
БЕТОН и ЖЕЛЕЗОБЕТОН (コンクリート  
および鉄筋コンクリート) pp. 393~397, 9月号  
(1963)

PC梁の圧縮部にらせん鉄筋によって円周方向にプレストレスを与えたコンクリート円柱(PCらせん鉄筋円柱)を配置すれば、梁の圧縮部の強度は1200~1800kg/cm<sup>2</sup>となり、部材の強度を減少させることなく自重を軽減することが可能になる。しかしながらせん鉄筋に拘束されたコンクリートの圧縮強度は通常の梁の圧縮側コンクリートに比べいちじるしく大きいが、ヤング係数はあまり変らずまた最大圧縮ひずみは2~3倍になる。したがって設計荷重時及び破壊時の梁のたわみが大きくなると共に円柱周囲のコンクリートが早期に破壊し、らせん鉄筋の腐蝕が促進される。本論文はPCらせん鉄筋円柱をプレキャストPC梁の圧縮部に配置する場合に上に述べたような欠点をなくす方法及びこの方法によって造られたPC梁の試験結果について述べたものである。

### 1. 梁の製造法および応力状態

まずウェブと下フランジからなるあらかじめ造られたブロックを組合せPC鋼材を配置する(図-1(b))。つぎに上フランジのコンクリートを打込みため型枠を取り付け中心部の穴にPC鋼材を通した短いPCらせん鉄筋円柱を配置し、プレストレスを与えて結合する(図-1(c))。上フランジのコンクリートを打込み所要の強度に達した後、下フランジ内のPC鋼材を一部緊張し断面に偏心圧縮応力を導入する(図-2(I))。同時にPCらせん鉄筋円柱の導入応力を解放すれば、円柱はスプリングがもどるように偏心引張力を梁に作用させる(図-2(III))。PCらせん鉄筋円柱の導入応力および下フランジ内のPC鋼材の緊張力を適切に調整すれば、死荷重

図-1

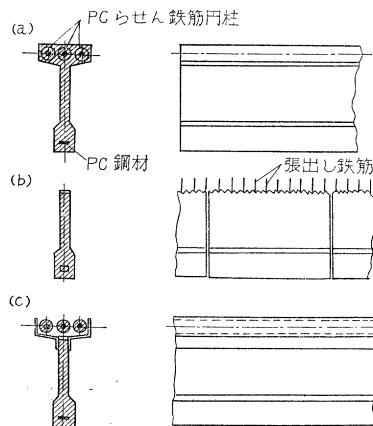
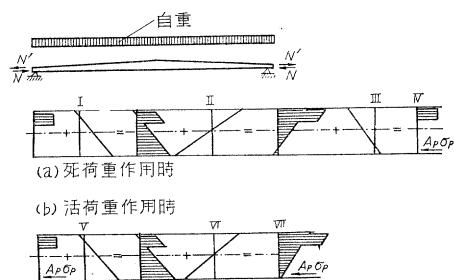
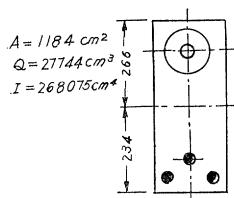


図-2 応力状態



による応力と合成した場合に図-2(IV)に示すように円柱部分だけに圧縮応力が作用し、他の部材断面では応力が作用しないという結果を得ることができる。下フランジ内のPC鋼材をさらに緊張すれば、活荷重が作用した

図-3 断面図



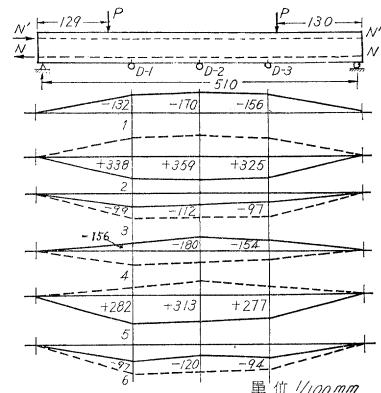
場合の合成応力分布は図-2(VII)のようになり、上フランジに打込まれたコンクリートは活荷重による応力だけを受ければよいことになる。またPCらせん鉄筋円柱は最初に与えられた圧縮応力および活荷重による応力を受け、圧縮鉄筋のような働きをしていることがわかる。

## 2. 梁の実験結果

写真-1 試験状況



図-4 載荷方法およびたわみ



実験に用いた梁はスパン 5.1 m でスパン中央の断面は図-3 に示した。あらかじめ梁の両端に端ブロックを造り、ブロックの間に直径 14 cm の PCらせん鉄筋円柱（らせん鉄筋として  $\phi 2.5$  mm の PC 鋼線を 1.53 cm ピッチで用い、 $114 \text{ kg/mm}^2$  のプレストレスを与えた）を置き、円柱内部に配置された  $\phi 32$  mm の PC 鋼棒および梁の両側に配置された  $\phi 27$  mm PC 鋼棒により軸方向にプレストレス  $400 \text{ kg/cm}^2$  を与えた。端ブロックの間にコンクリートを打込み所定の材令の後試験に供した。載荷方法は写真-1 および図-4 に示した。

死荷重作用時を想定してつぎのような順序で試験を行なった。

- (1) 下側の PC 鋼材を一部緊張する ( $N_1=35 \text{ t}$ )。
- (2) 梁に荷重  $P$  を作用させる ( $P_1=8.75 \text{ t}$ )。
- (3) 梁の両側に配置した鋼棒の導入応力を解放する ( $N_1'=32.5 \text{ t}$ )。
- (4) 下側の PC 鋼材をさらに緊張する ( $N_2=26 \text{ t}$ )。
- (5) 梁にさらに荷重  $P$  を作用させる ( $P_2=7.83 \text{ t}$ )。
- (6) 円柱内部に配置した鋼棒の導入応力を解放する ( $N_2'=28 \text{ t}$ )。

試験段階 (3) および (6) は死荷重作用時を想定したものであるが、ひずみ分布の測定により円柱部分以外のコンクリートの軸方向ひずみをほとんど 0 にできることが確かめられた。また各試験段階における梁のたわみを図-4 に示したが、たわみは (3) および (6) において非常に小さくなっていることがわかる。

下側の PC 鋼材をさらに  $84 \text{ t}$  まで緊張し破壊試験を行なったところ、この梁は圧縮側が不利な条件であったにもかかわらず、下縁のひび割れ幅が  $5 \sim 12 \text{ mm}$  になるまで圧縮側コンクリートの破壊の兆候がみられず円柱とその周囲のコンクリートが共同して働くことが認められた。

著者は本論文の結論として以上述べたような PCらせん鉄筋円柱を軸方向にプレストレスを与える方法によれ



つぎのように書くことができる。

$$Q^n = k \frac{1-n}{1+n} (2\pi)^n \frac{z_1^{(1+n)} - z_2^{(1+n)}}{r_1^{(1-n)} - r_2^{(1-n)}} \dots \dots \dots (10)$$

ここで  $r_1, r_2$  は井戸中心からの距離,  $z_1, z_2$  はこれに対応する自由水面の不透水面からの高さである。

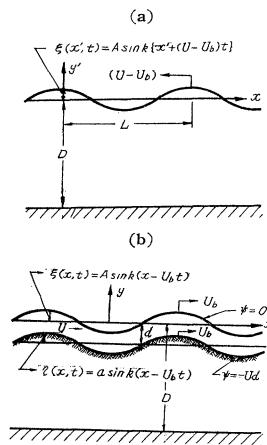
(委員 矢部正宏)

## 砂漣特性の理論解

"The Mechanics of Dunes and Antidunes in Erodible-bed Channels",  
Kennedy J.F.  
Jour. of Fluid Mech. Vol. 16, No. 4 (1963)

仮想河床上に、二次元ポテンシャル流を仮定し、砂漣自身をその流線の一つと考えて理論を展開し、砂面の安定性、形状 (dune, flat bed, antidune), その進行方向、速度、および波長等について論じた。

図-1 モデル



この場合の複素ポテンシャル表示式 (Milne-Thomson, 1960, p. 390) を用い、座標軸を速度  $-U$  で移動させた後、その状態で固定させる操作を行なって、流速  $U$ 、波速  $U_b$  の進行波の状態 (図-1(b)) に変換すれば、 $U$  に比して  $U_b$  を無視するとき、複素ポテンシャル  $w_0$  は、

$$w_0(z, t) = \phi_0 + i\psi_0 = U \cdot z + \frac{A_0 U}{\sinh kD} \cos k(z + iD - U_b t) \dots \dots \dots (1)$$

と表わされる。ここに、 $z = x + iy$ ,  $k = 2\pi/L$  は波数、 $L$  は波長、 $t$  は時間とする。このようにしたとき、 $y = -d + \eta_0(x, t)$  に位置する波状進行河床は一つの流線  $\psi_0 = -Ud$  と考えることができる。 $\eta$  は河床の波形である、antidune の場合は、

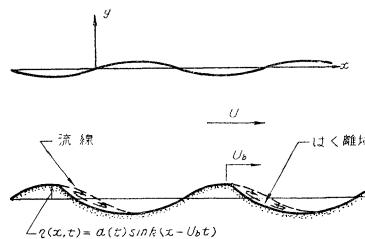
$$\eta(x, t) = a(t) \sin k(x - U_b t) \dots \dots \dots (2)$$

によってよい近似が得られる。dune の場合も図-2 のようにはく離域を考慮すれば、一応妥当と思われる。 $U_b$  は河床波形の移動速度である。水面形  $\xi$  は

$$\xi(x, t) = A(t) \sin k(x - U_b t) \dots \dots \dots (3)$$

である。 $U, k, D$  の間には、図-1(a)の状

図-2 砂漣のモデル



態を考慮すれば、微小振幅波の理論より

$$U^2 = (g/k) \tanh kD \dots \dots \dots (4)$$

の関係がある。

境界条件としては、渦無しの条件、水面において流向が水面の接線と一致する条件、水面で圧力一定の条件 (ベルヌーイ)、河床での流向の条件、および流砂の連続 ( $G_x + B\eta_t = 0$ ,  $G$  は流砂量、 $B$  は土砂の見掛け比重) を考える。流砂量は主として局部的な流速に関係するから、

$$G(x, t) = m[\phi_x(x - \delta, -d, t)]^n \dots \dots \dots (5)$$

とおいた。 $\delta$  は河床での流速の変化に対する流砂量のおくれを距離で表したもので、本論では重要な定数である (すなわち、流速の変化が、すぐには河床付近の乱れの強さ、分布、流速分布等、ひいては流砂量に伝わらないということ)。 $\delta$  は主として  $d, U$  および河床材料の動きやすさ等の関数と考えられる。

本論の理論展開は以上の基礎的考察に基づく。まず、モデルの複素ポテンシャル表示式 (1) では  $A$  および  $a$  を時間的に固定しているが、これは時間の関数としても、 $A_t \ll U_k A$  であれば境界条件を満足するので、時間の関数に改めてよい。流れの関数で高次量を省略し、式 (2) を代入すれば、 $a(t)$  と  $A(t)$  の関係式

$$a(t) = A(t) \sinh k(D-d)/\sinh kD \dots \dots \dots (6)$$

が得られる。式 (6) によれば、 $D \geq d$  によって河床と水面の波の位相が一致するかどうか定まる。式 (1) より速度ポテンシャル  $\phi$  を求め、式 (5) に代入し、二項分布に展開して、微小項を省略し、式 (2), (6) および流砂の連続式を考慮すれば、 $A(t)$  に関する微分方程式が得られる。これを解いて、 $A(t)$  が  $x$  に無関係である条件より、河床波形の移動速度  $U_b$

$$U_b = -(n \bar{G} k / B) \coth k(D-d) \cos k\delta \dots \dots \dots (7)$$

が求まる。 $\bar{G}$  は平均値であって、 $\bar{G} = mU^n$  である。方

表-1 砂漣の特性

No.	水面と河床の波の位相	$D-d$	$k\delta$	$\sin k\delta$	$\cos k\delta$	河床波の移動	名 称
1	一一致	+	$0 < k\delta < t/2$	+	+	週上	antidunes
2	"	+	$t/2$	+	0	不動	"
3	"	+	$t/2 < k\delta < t$	+	-	流下	"
4 a	河床に波なし	-	$t < k\delta \leq 3/2 t$	-	+	—	flat bed
4 b	"	-	$0 < ks < t$	+	—	—	"
4 c	"	+	$t < ks < 2t$	-	—	—	"
5	不一致	-	$3/2x < k\delta < 2t$	-	+	流下	dunes

程式の解は、式(6)を代入すれば、

$$a(t) = A(0) \sinh k(D-d)/\sinh kd$$

$$\exp \left[ t \frac{n \bar{G} k^2}{B} \coth k(D-d) \sin k \delta \right] \dots (8)$$

となる。〔〕内の符号が正のとき砂渓の高さが成長するが、その高さは非線型効果（内容省略）により、平衡状態に落付くことになる。式(6)より dune, antidune の別、式(7)より砂渓の流下・遡上の別、式(8)の〔〕内の符号により砂面の安定が推定できる。表-1はそれらをとりまとめたものである。

河床形状を二次元と考えた場合に卓越する波数は、 $t=0$ における $a(t)$ の成長率 $a(0)$ が最大となるような $k$ であるから（B. Benjamin, 1957）、式(8)より

$$F^2 = \frac{U^2}{gd} = \frac{1 + kd \tanh kd + jkd \cot jkd}{(kd)^2 + (2 + jkd \cot jkd)kd \tanh kd}$$

$$\dots \dots \dots (9)$$

の関係が得られる。ここに、 $j = \delta/d$  である。図-3 は式(9)の関係を表わしたものである。ただし、 $F_m = L_m / 2\pi d = 1/kd$  は二次元のときの可能最大のフルード数であって、式(4)で  $D \rightarrow \infty$  とおくことによって求まる。 $L_m = 2\pi U^2/g$  は最小の波長ということになる。また、 $F_a^2 = (\tanh kd)/(kd)$  は antidune の最小、dune の最大を表わす。これは  $d=D$  のときで、式(4)の $D$ を $d$ でおきかえることによって得られる。式(9)で、 $\cot jkd$  は  $\pi$  を周期とする周期関数であるが、物理的意義を有するのは  $\delta < L$  の範囲と考えられるから、 $jkd < 2\pi$  の

図-3 各種河床形状の発生条件

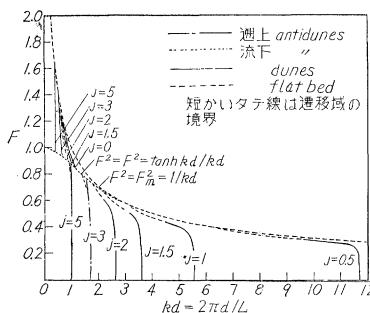
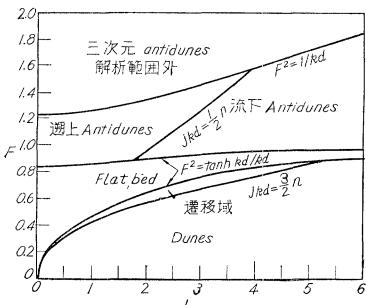


図-4 各種河床形状の発生条件



制限が加わる。これは第1、第2および第3周期の一部が含まれることを意味する。図-3には、第3周期は  $F = F_m$  にのるので、また第1周期で  $F = F_a^2$  の下の部分は  $D < d$ ,  $jkd < \pi$  で flat bed (表-1, 4 b) になるので除外する。そして表-1の範囲と照合しつつ作製された。

図-4 は図-3 の関係を  $F \sim j$  に書き変えたも

のである。これらの理論値は数多くの人々の実験値とよい一致をみた。

（須賀 売三）

## 各種雨量計による比較観測

"A Comparision of Performance of Five Rain-gage Installation"

Allis, J.A., Harris, B., Sharp, A.L.

Journal of Geophysical Research Vol. 168,

No. 16, pp. 4723~4729, August 15 (1963)

水文学的調査研究において、雨量観測値の精度の問題は、特に一箇所の観測所に普通雨量計と自記雨量を併置したような場合に生じてくる。このような種々の雨量計を用いて同一箇所で観測をおこなった場合の観測値の相違を相当の長年月にわたる観測結果より検討している。

調査の対象になったのは、America Nebraska 州 Nostings 近傍の Central great plains experimental watershed の中央気象観測地点で、つぎの5種類のケースについて比較観測を実施した。

- |          |                                    |
|----------|------------------------------------|
| 雨量計の型式番号 | I : 秤式自記雨量計                        |
|          | II : America 気象局標準型雨量計 (受水口径 8 in) |
|          | III : II に Alter 型の風よけを装置          |
|          | IV : II に Nipher 型の風よけを装置          |
|          | V : II を地上 6 ft の柱台上に設置            |

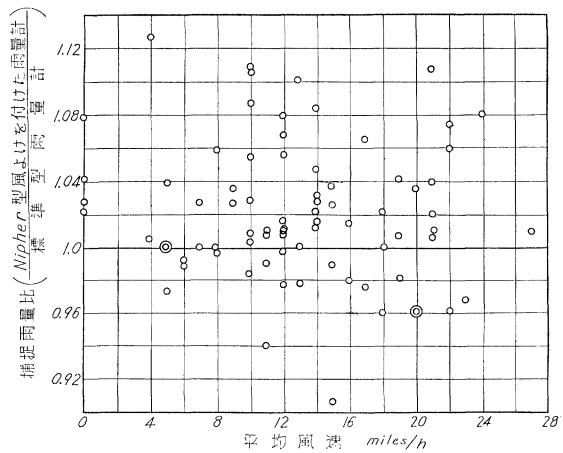
観測場所は 75 ft<sup>2</sup> の広さをもち、平坦な風衝・風背等の影響のない地点で、観測は 1946 年 1 月より 1961 年 9 月までの約 16 年間行なわれた。

観測値は種々の見地より比較検討されたが、その主なるものを紹介すればつぎのとおりである。

### 1. 風よけの効果

総降水量 1 in 以上の 78 降水について、雨量計の型式番号 II (標準型雨量計) より IV (Nipher 型風よけを装置) の両者について、捕捉雨量の比を求め風速との関連において図示すれば図-1 の結果となる。

図-1 捕捉雨量比と風速の関係



風よけを付けたものは雨量を多く捕捉する傾向にあるが、従来、風よけを付ける目的は雨量計のまわりの風速および風の乱れを減少させて雨量捕捉効果を良くすることであり、風速が大になるほど効果的になるものと考えられてきたが、この実験結果によれば捕捉効果は風速の大小に関係ないことが示され、風よけの機能について再検討の余地がある。

## 2. 分散分析

観測期間中の 1358 日分の日降水量記録を基礎に、降雨型式を ① 雨 ② 雪 ③ みぞれの 3 種類に分類して、各雨量計型式ごとの平均日降水量を比較したものを表-1 に示す。また日降水量を 5 階級に分けて各階級ごとに捕捉雨量の値を平均日降水量で比較したのが表-2 である。

表-1 降雨型式別の各種雨量計日平均  
降水量 (1946~1961)

雨量計の型式	降水型と降水数		
	雨 1059	雪 267	みぞれ 32
平均日降水量 (インチ)			
I	0.322	0.090	0.274
II	.321	.099	.331
III	.326	.133	.370
IV	.332	.146	.382
V	.321	.076	.302
全 平 均	.324	.109	.332
有意と考えられる雨量差 (インチ)			
有意水準 5%	0.003	0.006	0.017
〃 1%	0.004	0.008	0.023

表-2 降水量別の各種雨量計日平均降水量

雨量計の型式	日平均降水量 (インチ)				
	0~0.49	0.5~0.09	1.0~1.49	1.5~1.99	≥2.0
	降	水	数		
	849	124	44	24	18
日平均降水量 (インチ)					
I	0.129(5)*	0.704(3)	1.207(2)	1.687(5)	2.798(1)
II	.132(3)	.696(4)	1.178(4)	1.695(3)	2.752(5)
III	.136(2)	.704(2)	1.189(3)	1.702(2)	2.762(3)
IV	.138(1)	.724(1)	1.209(1)	1.724(1)	2.767(2)
V	.131(4)	.696(5)	1.174(5)	1.690(4)	2.754(4)
全 平 均	.133	.705	1.191	1.699	2.766
有意と考えられる雨量差 (インチ)					
有意水準 5%	0.006	0.009	0.015	0.020	0.023
〃 1%	0.008	0.012	0.019	0.026	0.030

\* : 捕捉雨量の多い方からの順位

各ケースについて統計的に有意の差が認められるが、差について一定の傾向がなく、また、その原因について十分に把握されていないので、どの雨量計による値が真の降雨量に最も近いか判断できないが、各ケースの捕捉雨量の差は、絶対値から見れば小さく、洪水推定・水利用・水文統計など現在の水文学の諸分野において要求される雨量精度を考慮すれば大きな問題にはならないと述べている。

(委員 水越三郎)

## 風波の修正計算法

“Уточненный Расчет Волн Заданной Обеспеченности”  
Шулейкин В.В.  
Известия Академии Наук СССР Серия Геофизическая No. 1 (1963) (ソ連科学アカデミー報告地球物理学シリーズ)

この論文は著者が 1959 年の *Известия* (イズベスチャ) に発表した大洋における風波計算法およびそれにもとづいて *ГаоБэн-сю* (ガオ・ベンシュ) ら (1961) が提案した任意水深の場合の計算法を修正したものである。

基本となるのはエネルギー保存則および水粒子の運動量モーメントの法則で、前者は

$$\frac{\partial E}{\partial t} = \delta gr \frac{\partial r}{\partial t} = W_v - W_\mu - W_\varphi \dots \quad (1)$$

$$\text{ただし } E = \frac{1}{2} \delta gr^2, \quad W_v = 2 \kappa \left( \frac{r}{R} \right)^2 \frac{r^2}{T} \delta_a (V - c)^2$$

$$W_\mu = \frac{2\pi}{9} k^2 \delta g \left( \frac{r}{R} \right)^2 \frac{r^2}{T}$$

$$W_\varphi = \frac{5}{8} \delta g^{3/2} \left( \frac{R}{r} \right)^{1/2} r^{3/2} \frac{\partial r}{\partial x}$$

$W_v, W_\mu, W_\varphi$  はそれぞれ単位海面当りの風から波へ伝えられるエネルギー内部摩擦により失なわれるエネルギー、エネルギー流により吸収されるエネルギーを示し  $\delta, \delta_a$  はそれぞれ水、空気の密度、 $r$  は半波高、 $R = \frac{\lambda}{2\pi}$ 、 $\lambda$  は波長、 $T$  は周期、 $V$  は風速、 $c$  は波速、 $\kappa$  は流体力学的係数、 $k$  はカルマン常数である。

浅海の場合は  $W_v, W_\mu$  の表示が一部変わり、さらに部分的な碎波のために失なわれるエネルギー  $W_H = \frac{\pi}{2} \epsilon \frac{r^3}{TH_1}$  ( $H_1 = H \frac{\sinh 2H/R}{2H/R}$ ,  $H$  は水深、 $\epsilon$  は浅海で失なわれる全エネルギーの部分をあらわす) が加わる。

後者によって導かれる関係は

$$\frac{\lambda}{h} = 0.04 + 0.103 \left( \frac{\lambda_0}{\lambda} \right)^{2/3} \quad (2)$$

$h$  : 波高、 $\lambda_0$  : steepness が最大に達したときの波長である。これは steepness が最大値に達した後の変化をあらわす。

式 1), 2) の他にさらに理論的または経験的関係として

$$\frac{h_\infty}{V^2} = 0.0205 \quad (0.0186 \text{ であったのを修正})$$

( $V$  は m/sec,  $h_\infty$  は m で表わす。  
suffix  $\infty$  は発達しきったことを表わす)

$k = 0.1$  (科学アカデミー記事 144, No. 4, 1962)

$$\frac{C_\infty}{V} = 0.82, \quad T/T_\infty = (\lambda/\lambda_\infty)^{1/2} \text{ 等を用いる。}$$

まず式 (1) を  $\kappa(R/r)(V-C)^2$  が一定という条件のもとで無次元化すると

$$\frac{\partial \eta}{\partial \tau} = 1 - \eta - \eta^{1/2} \frac{\partial \eta}{\partial \xi} \quad \begin{cases} \tau = 0 \text{ のとき } \eta = 0 \\ \xi = 0 \text{ のとき } \eta = 0 \end{cases}$$

ただし

$$\begin{cases} \eta = \frac{h}{h_\infty} \\ t = \frac{9}{2\pi} \left( \frac{R}{r} \right)^2 \frac{T}{k^2} \tau \\ x = 0.895 g^{1/2} \frac{T}{k^2} \left( \frac{R}{r} \right)^{5/2} r_\infty^{1/2} \xi \end{cases}$$

これから  $\eta$  は  $\tau$  軸,  $\xi$  軸をそれぞれの母線の一つに持つ二つの柱面の交わった曲面上にあることがわかり、交わりを境にして  $\eta$  は  $\tau$  または  $\xi$  のみの関数になる。

このことから式(2) その他を考慮して、

$$\frac{t}{T_\infty} = 4.10^{-3} \int \left( \frac{T}{T_\infty} \right) \left( \frac{\lambda}{h} \right)^2 \frac{d\eta}{1-\eta} \quad \dots\dots\dots (3)$$

$$\frac{x}{VT_\infty} = 1.5410^{-3} \left( \frac{T}{T_\infty} \right) \left( \frac{\lambda}{h} \right)^{5/2} \frac{\eta^{1/2} d\eta}{1-\eta} \dots\dots\dots (4)$$

が得られる。しかも式(2) その他より  $\frac{T}{T_\infty}$ ,  $\frac{\lambda}{h}$  は  $\eta$  の関数として決まる。ゆえに上の二式は  $\eta$  の関数として表わすことができ、かつ  $T_\infty$ ,  $h_\infty$  は  $V$  で表わされるので、風速  $V$  [m/sec], フェッチ  $x$  [km], 継続時間  $t$  が与えられれば  $h, T$  を求めることができる。

まず図-1より  $V$  に対応する  $h_\infty, T_\infty, V \times T_\infty$  を知り、図-2で点  $(\frac{X}{VT_\infty}, \frac{t}{T_\infty})$  が境界線より上ならば十分に発達した波であり、下ならば、発達しつつある波である。それ故図-4または図-3の曲線0によって  $\frac{X}{VT_\infty}$ 、または  $\frac{t}{T_\infty}$  に対応する  $\eta$  が得られ、 $h = \eta h_\infty$  により  $h$  が求められる。 $T$  は図-5の  $\eta$  に対応する

図-1

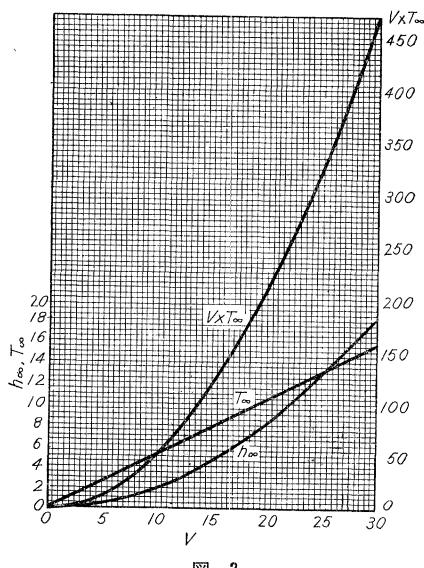
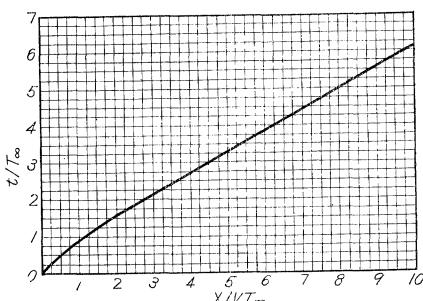


図-2



$\frac{\lambda}{h}, \frac{T}{T_\infty}$  から得る。浅海の場合は水深  $H$  に対し図-3, 図-4で  $V/\sqrt{gH}$  の値に対応する曲線を用いる。これらの曲線は  $\epsilon=0.02$  としてある。

以上の結果をの実測データと比較すると波高周期とも5% 過大であった。これはデータの誤差をこえるものではない。

図-3

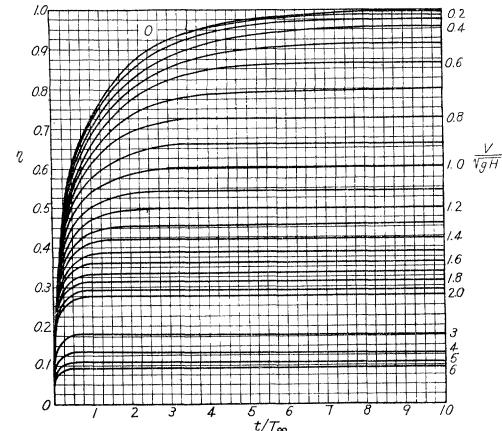


図-4

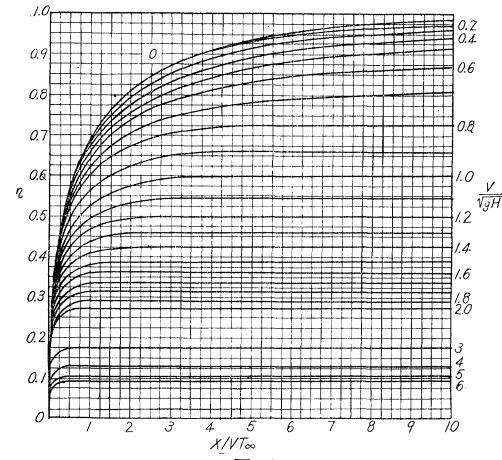
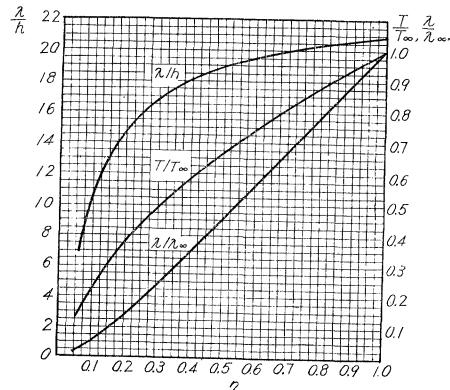


図-5



[注意]  $h$  の値として何をとっているか明らかでないが、最大値から 5% 目の値であろうと思われる。 (鹿島 遼一)

## ソビエトの近隣住区

"A Neighbourhood in the U.S.S.R."  
Tarantul, A.I.  
Town and Country Planning. Vol. 30, No.  
6, June (1962)

近隣住区を都市開発の手法に使うことは広く認められているが、ソ連ではまだ実行されていなかった。レニングラード計画研究所は、建設中の町のために新しい近隣住区を設計した。ここにあげた例は、アンガルスクに計画されたもので、建設は 1960 年に始まった。

### 1) 大きさと構成

アンガルスクの近隣住区の大きさは、面積 27 ヘクタール、2 階または 4 階の住宅を建て、人口は約 6 000 人である。住区は 3 つに分かれ、ショッピングセンターとコミュニティセンターは 2 カ所にある。公園、学校 (生徒数 920)、保育所は住区の中央にあって、森林も保全されている。子供たちのための施設は各住宅地にある。

### 2) 道路、歩道およびオープンスペース

歩道は住宅と一般のサービス施設を便利に結んでいて、子供たちが学校や遊び場などに安全に行けるようになっている。よくあるように、公園や広場などの施設ができ上ってしまってから、それが実際の人々の活動に適合しないために設計をしなおしたり、木を植えかえたりするようになることを避けるため、十分な考慮が払われた。子供たちの遊び場は住宅に近くなければならぬし、スポーツセンターは学校の隣りにおいて、放課後に子供たち全員が利用できなくてはならない。

### 3) 建築的性格

住区が道路にかこまれていることは、道路に沿ったリボン状の開発と違って、緑地帯を作ったり、宅地を道路のホコリや騒音から分離するために便利である。住区の内部構成は、建築施設とオープンスペースが対照的であり、健康的な環境を作っている。

### 4) 住宅の種類

住宅の型は家族の構成と年令に関係しコミュニティ全体の最適居住状態を作り出すことに密接な関係がある。

標準的な住宅の他に、ホステル型、実験的なブロック建築のアパート、前庭のある 2 階建住宅などが作られている。独身者と、夫婦 2 人の世帯のうちのいくらかがホステル型に、中ぐらいの家族はアパートに、残りが前庭のある 2 階建住宅に入ることになろう。

1 世帯の人数	1	2	3	4	5	6以上
全世帯に占める割合(%)	10	20	25	25	12	8

### 5) 公共施設

この住区には上下水道、セントラルヒーティング、給

湯、ガス、電気、電話など、すべての設備が整っている。アンガルスク付近で建設中の他の近隣住区に比べると、この住区のほうがはるかに経済的に設計されている。

図-1 近隣住区の一般平面図

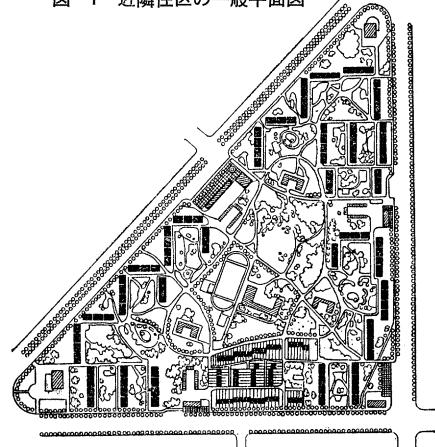
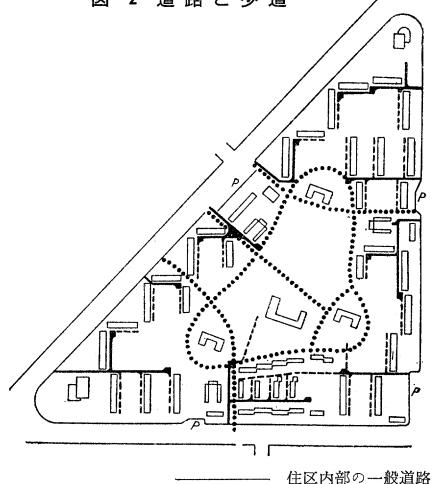


図-2 道路と歩道



—— 住区内部の一般道路  
- - - - 歩道（車も通行可能）  
- - - 専用歩道  
P 駐車場

### 6) 確立された近隣住区理論

(1) 近隣住区にはどの位の人口と面積が適當であろうかということと、違った機能の町に対して最も適當な住区の大きさはどの位かということが問題であるが、このアンガルスクの近隣住区は最も満足すべきものであった。独立したショッピングセンターも経済的であった。もちろん、もっと大きい人口の住区も考えられるが、そうなるとコミュニティとしての結合を弱めてしまうし、人口が少ない住区は現実的ではない。人口 5 000~12 000 ぐらいの住区が最適であろう。また、住区の中央に公共施設を集中することは、住民の接触を深め、共同精神の発達を助長するだろう。そして、この集団的共同精神がわれわれの社会の特色となろう。 (委員 坪 叔男)