

アラスカにおける土木界の近況

“Civil Engineering in Alaska.” by A.J. Alter, Civil Engineering, Sept. 1959.

新しい州アラスカは水と雪におおわれ、その開発に多くの技術者と技術を必要としている。

土木技術者の状況、アラスカの土木技術者は、鉱山開発、漁業、発電、道路、鉄道、通信、水路、飛行場、石油工業、軍防衛工事、河川、港湾等の工事にすぐれ、公共事業の計画と実施に従事しているほか、行政面でも州議会でその能力を発揮している。土木技術者の数は、登録されている全技術者中 50% で 1958 年 12 月 31 日現在で 482 人であった。

開発の状況 過去 10 年間のアラスカは世界防衛計画と未開地に対する移民により開発が進んできた。しかしこれには自然界の悪条件が多々あり、計画どおりになかなか進まず、技術の進歩を待つて応用実施する一方、独自の研究を必要とした。

寒地土木工事という条件はすべての場合に入り、この解決がアラスカ開発の鍵である。寒冷地においては土壌、流体、建設材料を始めすべての物の物理的状態が変化し、化学的、生物的作用がさまたげられている。熱特性、熱保存、湿度と光、施工法、資源と材料の有効利用等が特に重要であり、工事は、多角面より計画を行い、順序、工率よく進め、凍結作用とか雪、氷、季節による凍結状況の変化を知ることも大切である。測量と地図作成は土木工事の基礎なので 1729 年、Vitus Bering 以来今日もなお続けられている。道路は、万難を排して作られ 1957 年には延長 4 000 mile (=6 437 km) になったが、この成果をあげるためには、年間 2 000~4 000 万ドルの建設費がついやされてきた。道路の延長として島々を結ぶ渡船組織が研究されており、通信網の作成も急がれ、電信電話は建設の最中である。防衛設備としての工事は種々行われ、北アメリカ大陸の防衛線になつている。上・下水道は適切な方法で逐次設備され、そのほか水、水路と港、空港、動力源等の開発も着々と進められ、今日に至つている。将来になお多くの課題を持つてアラスカは徐々に前進している。

(高野 祐吉)

シンシナチのミル・クリーク下水工事

“Cincinnati-MILL CREEK Sewage Works.” by A.D. Caster, A.M. Mock, Civil Engineering, Vol. 29 No. 8, Aug. 1959.

ミル・クリークの下水工事は、主としてシンシナチ市

地区およびその周辺地区のために行われたもので、1958 年 6 月に完工した。プラントはミル・クリークの西岸オハイオ河より約 1/2 mile, シンシナチの中心より約 2 1/2 mile 以内の地点に位置している。この付近は、以前には市の塵芥捨場であり地表は 15~40 ft (約 4.5~12 m) の塵芥の層でおおわれていたため、すべての構造物に対して杭打ち基礎が必要とされた。

また、この地域はミル・クリークの洪水平野となつているので、築堤、締切ダム、ポンプ設備を設けて、この地域を洪水より護つている。

このプラントは基本的には沈殿式で、予備曝気、薬品沈殿設備、塩素消毒設備を持つている。

現在の段階において、下水および汚泥を処理するために必要な設備は、

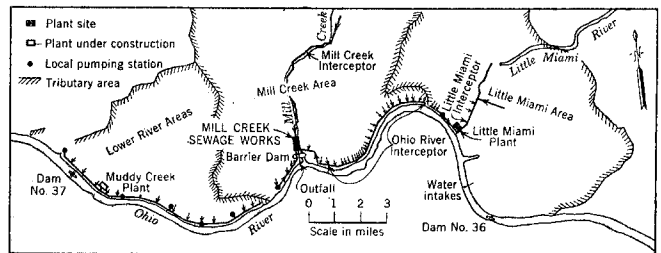
- | | |
|-------------|-----------------|
| ポンプ設備および建物 | 汚泥消化槽、加熱およびガス設備 |
| 沈砂建物 | 電力設備および建物 |
| 塵除設備 | 汚泥、脱水、乾燥設備 |
| 塩素消毒設備 | 管理事務所、実験室、配管 |
| 薬品貯蔵、薬品混合設備 | 導水管、ベンチュリメータ |
| 凝固沈殿槽 | ー、サービス施設、鉄道引 |
| 放流キョ | 込線、道路、その他 |

である。なお将来の施設の増大に備えて十分の空地を用意している。

このプラントに属する全域の調査の結果は、1980 年に人口 631 700 人と推定した。

現在のプラント設計は、機械設備—ポンプ、塵除設備等—に対し、平均流量 120 mgd (million gallon daily), 最大許容流量 360 mgd を標準としている。未処理下水の性質は、浮遊固形質 500 ppm (parts per million) B.O.D. (Biological Oxygen Demand) 5 日, 400 ppm

図-1



としている。

このプラントの特徴は、テレビジョン回路の利用で、二つの棒塵除設備の水没した部分を、投光器を備えたテレビカメラで撮影し、ポンプ室の中に据付けられた監査器 (monitor) に送信している。

下水ガスは、二つのガスホルダーに貯蔵され、これによつて発電し、汚泥の脱水乾燥その他すべての熱源として利用されている。

(菊野 衛)

ミシシッピー河堤防の基礎ろう水の研究

“Investigation of Underseepage-Mississippi River Levels.” by W.J. Turnbull & C.I. Mansur, Proc. A.S.C.E., 85-SM 4, Aug. 1959.

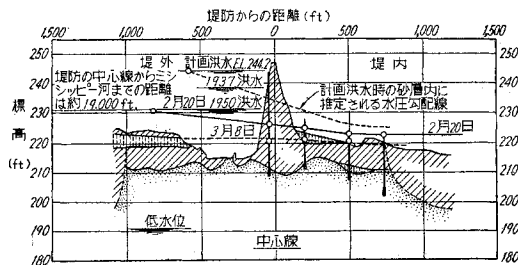
ミシシッピー河の沿川においては、洪水時堤内地に起るろう水と砂のふき出しの問題がある。

1937 年以來、この問題についてミシシッピー河委員会 で一般的なるろ水機構の解明および各種の対策工法の研究を行つているが、要するにこの目的は堤防地盤を通るろ水現象とろ水に影響をおよぼす要素を明らかにしてゆくこととろ水の解析に適当な計算方法と有効な対策工法を見出し計画設計の基準をうるにあつた。

この研究は長期間にわたつて行われており、多角的な多数の調査や、ろ水防止の対策工法の検討がなされたが、この中には過去のろ水の多数の資料の収集調査、ろ水の問題地点の地質調査、堤防の透水地盤内の圧力分布を測定するためのピエゾメーターの埋設、透水層の透水係数を知るための揚水試験、その他理論的研究、電気相似の模型、砂模型による研究、あるいはろ水防止のための排水井、遮水壁、抑え盛土などの検討がふくまれている。また 1950 年の洪水には問題地点のろ水の実体が観測された。

ミシシッピー河におけるろ水および砂のふき出しの原因は、不透水性の地表層の下に比較的透水性の 7.0~150 ft 厚さの砂質層が存在し、河床あるいは、川底の掘削孔から水圧や浸透水が伝わってくるためであることが明らかにされた。従つて本論文では前記のごとき各種研究にもとづいて、ろ水に関係のある多数の要素を取り出し、そのおのおのについて考察を加え、各要素とろ水現象との間の定量的な関連性を明らかにしている。

図-1 は、本論文にかかげられているミシシッピー河



の代表的地点の透水層内の水圧分布の一例であるが、各種の要素を考慮して計画高水位まで外水位が上昇した場合の水圧分布を推定している。

本論文の結論としてあげている事項を列記すると次のとおりである。

(1) ミシシッピー河沿川の砂の噴出、パイピングは、透水層を伝わってくる水圧が原因であり、ろ水の

程度 (水圧と透水量) は外水位、透水の入口の状態、透水層の透水性ならびに堤内地地表層の性質に関係している。

(2) ろ水や砂のふきあげには、地表の地質、あるいは位置がその発生との間に一定の関係を有する。

(3) 堤内地地盤内の浸透流および水圧は解析、ピエゾメーターの測定値、地質の性質から算定することができる。

(4) ミシシッピー河においては、掘削による自然ブランケットの除去はろ水問題に悪影響を与えている。

(5) ろ水は正しく設計され、つくられた堤内地側の抑え盛土、排水井あるいは堤外地ブランケットの作用によつて調節することが可能である。 (山村 和也)

構造物における固有値の計算

“Upper and Lower Bounds for Special Eigenvalues.” by F.C. Appl & C.F. Zorowski, J.A.M., Vol. 26., Ser. E., No. 2., p. 246. June. 1959.

構造物の設計計算において、座屈値とか固有振動数等固有値に関係した数値を求める必要が生ずる場合が多々ある。そこで、ここでは、従来固有値を求めるさいに用いられてきた、境界条件は満たしているが、内部の条件は満たしていない仮想関数を選ぶ系統的な方法をあげ、これによつて得られた固有値の上限と下限の検討を示している。この方法の特徴は、従来の方法のように計算の途中に積分を必要としないことと、IBM-650 のような計算機を用いることによつて、十分の精度で速やかに計算できる点である。

構造物が固有値 λ に関して

$$L_{2m}[\phi(x)] = \lambda g(x)\phi(x), \quad x_1 \leq x \leq x_2 \dots (1)$$

ただし、境界条件は $B_i(\phi) = 0 \quad i=1 \sim m$, で表わされるとき、 $\phi(x)$ の仮想関数 $\psi(x)$ を

$$\psi(x) = y_m(x) = \sum_0^{i=m} A_i x^i \dots (2)$$

で表わし、これについて限界関数 R

$$R(\psi, x) = \frac{L_{2m}[\psi(x)]}{g(x), \psi(x)} \dots (3)$$

と誤差関数 ϵ

$$\epsilon(\beta, \psi, x) = L_{2m}[\psi(x)] - \rho g(x)\psi(x) \dots (4)$$

を定義し、 β を λ の近似値とし、 A_i を境界条件 ($x=x_1$ または x_2 のときの $B_i(\psi)$) と、境界における誤差関数ならびにその r 次微分 (r は境界条件と合わせて n 個になるように定める) を 0 にするように定めれば、 y_n は x と β の関数として表わされ、これから λ は限界関数 R に関して次式のように求められる。

$$R(y_n, x) \min_x \max_\beta \leq \lambda \leq R(y_n, x) \max_x \min_\beta \quad x_1 \leq x \leq x_2 \dots (5)$$

そこで、必要精度に応じて n を定め λ を求めればよい。

実例として断面が $I=I_0 f(x)$ で表わされる柱が両端と

ンジになっている場合の座屈荷重を計算する。この柱は

$$-f(x) \frac{d^2\phi}{dx^2} = \lambda\phi(x), 0 \leq x \leq 1 \dots\dots\dots(6)$$

ただし $\phi(x)=0$ ($x=0$ または 1 のとき)

で表わされるから、 $f(x)=(1+ax)^2$ の場合について $n=6$ で計算した結果は 図-2 のようになる。 $n=11$ に

図-1 圧縮される変断面柱

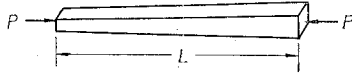
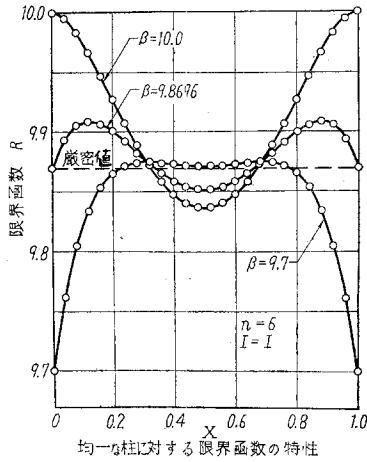


図-2



ついて計算した結果によれば、 λ の誤差は 0.021~0.057 % である。この論文ではさらに $f(x)=(1+ax+bx^2)^3$ という、従来求められていない場合についても解を求めている。(井上 肇)

柱を地中に固定されているラーメンの計算

“Berechnung von Rahmen mit Untergrund Eingespannten Stielen.” von Gustav Jenne, der Bauingenieur, Sept. 1959.

橋脚とか棧橋等に使用されているパイル ラーメン(図-1) については種々の計算法があるが、ここでは図表を用いて計算する実用的な方法について述べている。

頂部に水平力 H を受けるパイル ラーメンを、曲げモ

図-1

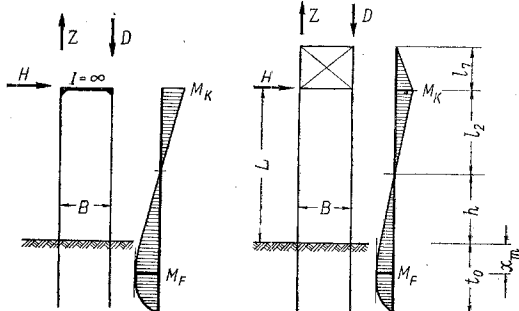
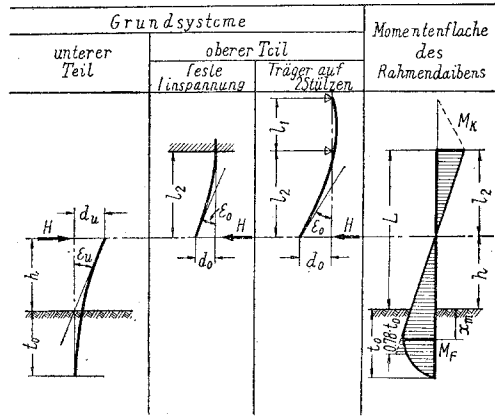
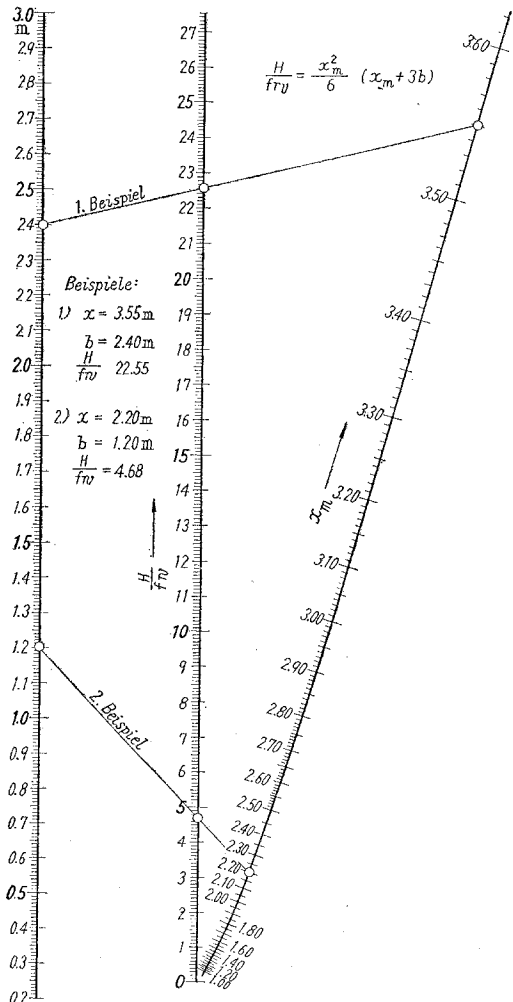


図-2



メントが 0 になる位置 (地上 h の高さ) で 2 つに分け、上部は頂部に剛結され下端に水平力 H を受ける片持バリ、下部は地中に固定され h の高さに水平力を受ける片持バリとし、この二つの部分を撓角が等しいという連続の条件でつないで h を求め、地中および地上におけ

図-3



る最大モーメント M を定める。

図-2 のような曲げモーメント分布の杭では、変形は $h+0.78 t_0$ の長さの片持バりに等しいということがわかつている (Müller の理論) ので、

$$\frac{H}{2}(h+0.78 t_0)^2 = H I_2 \left(\frac{l_1}{3} + \frac{l_2}{2} \right) \dots (1)$$

から、 H に無関係に l_2 と t_0 の関係が求められる。

これを l_2 について書き直し、

$$l_2(n+1) = \frac{L+0.78 t_0(n)}{1 + \sqrt{1 + \frac{2/3 l_1}{l_2(n)}}} \dots (1)'$$

$$l_2(1) = \frac{L+1.5 x_m}{2} \dots (1)''$$

(1)'' から出発してイテラチオン法で l_2 を定める。

地中で最大曲げモーメントを生じる深さ x_m は、せん断力 0 の点であるから

$$\frac{H}{f_w} = \frac{x_m^2}{6}(x_m + 3b) \dots (2)$$

を 図-3 で計算する。曲げモーメントが 0 となる深さ t_0 は、 H による曲げモーメントと、土中に生ずる反力の曲げモーメントが釣り合う点で、

$$H(h+t_0) = f_w \left(\frac{b t_0^3}{6} + \frac{t_0^4}{24} \right) \dots (3)$$

となるので、

$$\eta = \frac{t_0}{x_m}$$

とおいて (3) 式を書きなおし、

$$\frac{h}{b} = \frac{(\eta^3 - 3\eta) + \frac{x_m}{b} \left(\frac{\eta^4}{4} - \eta \right)}{1 + 3 \frac{b}{x_m}} \dots (3)'$$

ただし、 $f_w = r \cdot \lambda_p$: 土の単位質量と土圧係数の積

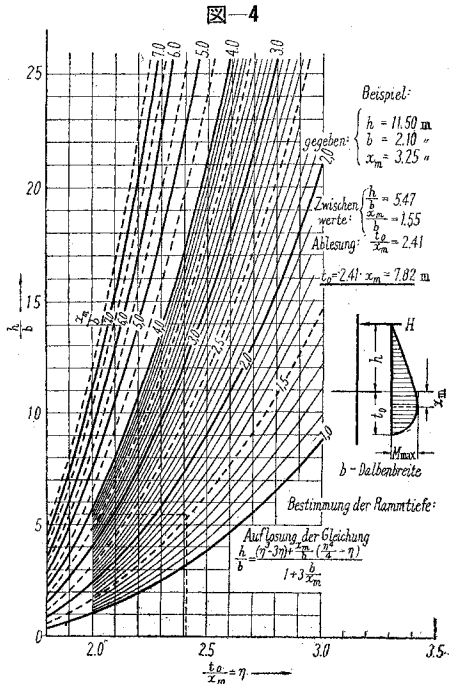


図-4

b : パイルの巾

$h/b, b/x_m$ をパラメーターとして 図-4 から t_0 を求める。

以上により

$$M_K = -H I_2 \dots (4)$$

$$M_F \approx H(h+x_m) \dots (5)$$

が求められる。

(小村 敏)

等分布荷重を受ける隣接2辺固定版

“Die an zwei benachbarten Rändern eingespannte platte unter Gleich Last.” von Klaus Stiglat und Herbert Wippel, Beton und Stahlbetonbau, Heft 7, 1959.

この論文には、

隣接した2辺が固定され、他の2辺が自由である版が等分布荷重を受けるときに生ずるモーメントを、ポアソン比 $\mu=0$ という条件のもとで、階差法を用いて計算した結果が述べられている。

個々の網目の点においては次の階差方程式がたてられる (図-1)。

$$20 w_a - 8(w_b + w_c + w_d + w_e) + 2(w_f + w_g + w_h + w_i) + (w_k + w_l + w_m + w_n) = p \cdot S^2 / N$$

また満足すべき縁条件は次のとおりである。

固定縁に対して $w_c = w_e$

自由縁に対して $w_c = 2w_a - w_e$

$$w_l = w_n + 6(w_c - w_e)2(w_i + w_f - w_g - w_h)$$

自由隅に対して $w_h = w_g - w_f + w_i$

このような階差方程式を用いて

$l_y/l_x = 1.0 (S = l_y/4)$,

$3/4 (S = l_y/3)$ および $2/5 (S = l_y/2)$

の3つの場合について、たわみ w ,

曲げモーメント M_x, M_y , ねじり

モーメント M_{xy} , 主モーメント

$$M_I, M_{II} (M_{II}^I = 1/2(M_x + M_y) \mp 1/2 \sqrt{(M_x - M_y)^2 + 4M_{xy}^2})$$

および、その方向を求めている。 M_y と主モーメントの

方向の一例 ($l_y/l_x = 1$ の場合) をかかけると 図-2, 3 と

図-1

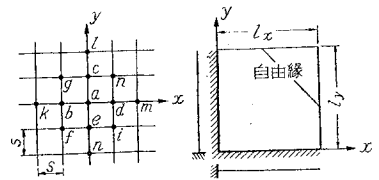


図-2

$$(M_y = k \cdot q \cdot l_y^2)$$

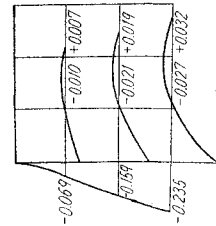
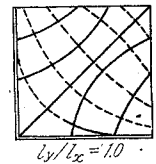
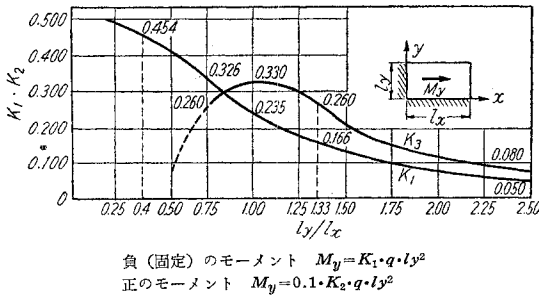


図-3 主モーメントの方向



なる。

図-4 M_y の最大値と l_y/l_x の関係



また M_y の負 (固定) および正の最大値と l_y/l_x との関係を示すと 図-4 となる。(園広 哲男)

デジタル コンピューターによる サージ タンク系の解析

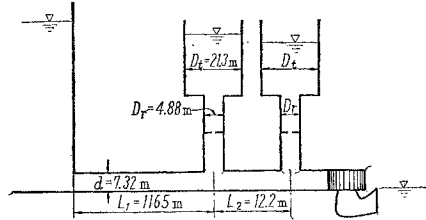
“Hydraulic Analysis of Surge Tanks by Digital Computer.” by N.L. Barbarossa, Proc. A.S.C.E., Vol. 85, No. HY 4, 1959.

本文はデジタル型電子計算機 IBM 650 を用いて、図-1 に示す水理系でサージの解析演算を行い一応の成功をおさめた経験を紹介している。直接の対象は South Dakota 州, Missouri 河の Oahe 水力発電所 (出力 85 000 kW × 7 基) で、導水トンネルの終端に同一寸法の 2 つの制水口型サージタンクが接近して配置されているものである。IBM 演算にかける水理系の理論は通例の基本的仮定にもとづき、水撃圧の作用は考えないが、従来の数値計算において無視せざるを得なかつたいくつかの仮定、たとえばライザー内の加速水頭、摩擦係数のレイノルズ数にもなる変化、ライザー基部の分合流による損失の変化等は考慮に入れる。演算のプログラミングに先立つて、サージ水理系を支配する関係式を確立し、摩擦係数、分合流損失、ゲートの開き速度、水車動作特性の数値関数表を完備し、記号の規約を定めるなど細部にわたる配慮が肝要で、この点に関する集約的記述が本文の主要な一節をなしている。この IBM 演算においては、微分方程式の数値積分に 4 次の近似度をもつ計算方式を採用し、積分演算の途上、相対誤差 R の値を自動的に吟味して、 $10^{-5} < |R| < 10^{-3}$ (本例の場合) の範囲にあるよう、各ステップにおける計算時隔の調整を指令するプログラミングを用いている。

Oahe 発電所に関する演算例は、全負荷遮断についてはおもに制水口の係数を変えたケースにつき比較計算を行い、その値の違いが両タンクの上昇サージならびに最初の 1/4 周期における 2 サージタンク間の水位差にいちじるしい影響をおよぼすことを知り、また全負荷増加についてはガバナー作動時間、制水口係数、タンクの間隔

等を変えたケースにつき比較計算し、ガバナー作動時間を 2 倍に変えてもサージ性状に相違が表われないこと、水位がライザー内へ下降すると両タンクの水位差に目立つた振巾の短周期振動がひき起こされることを確認した。演算所要時間は 1 ケースにつき前者の場合 1 時間強、後者の場合約 1 時間半で、パラメーターをさまざまに変えれば各種の設計条件についてのサージ性状を迅速かつ容易に比較吟味することができるので、IBM 演算の効果はこのような複雑な水理系のより適正な設計にあるといえる。小さな負荷変動によつてある定常出力状態から別の出力状態へ移行する際に発生する過渡現象の解析については、水理系のみに関する従来の計算方式によ

図-1



つて IBM 演算を試みたが、決定的な結果をうるに至らなかつた。このような過渡現象を解析してサージ系の安定度を検討するには、水車、ガバナー、発電機、負荷等の機械的および電氣的系統をサージタンク水理系と結合して解くことが必要であるが、これは電子計算機を使用することによつてのみ可能であり、この解析演算のプログラミングも完成間近いことをしきしている。(千秋 信一)

米国北西部のダム余水吐き調査

“Operation of Spillways in Northwest Projects.” by R.B. Cochrane, Proc. A.S.C.E., 85-HY 8, Aug., 1959.

コロンビア河およびその支流には数多くの支流が建設されているが、そのうち 12 のダムについて主としてゲート操作の問題と余水吐きの被害状況についての調査結果を述べたものである。

Bonneville Dam および McNavy Dam の余水吐きは鉛直昇降式ゲートで、その昇降はガントリー クレーンによつて操作されている。このうち Bonneville Dam では兩岸に近い各 3 門のゲートは河岸、魚道の保護のために開度を小さくしていたが、1943 年の洪水のさいに下流水位が堤防より 12 ft も上がり、これら開度の小さいゲートの底部は水中に没し、ゲートに激しい振動が生じた。この現象はその後 2 回あり、振動と同時にゲート底部が破壊した。この原因を究明するため現場試験を行い、ゲート下部から生ずる噴流が潜流の場合には、このような事故のあることがわかつたので、試験結果からゲートの振動しない開度を求め、ゲート操作を改善して事故を無くした。またすでに多くの文献で述べられている baffle

pier の浸食防止のためにもゲート開度をのおのおの等しくすることが要求されるので、Bonneville におけるゲート操作は非常に複雑になっている。

McNary Dam はゲート下部よりの噴流が潜流とならず、また Bonneville での経験を取り入れて設計したのでゲート端部に接する越流部に、わずかのピッチングがあっただけであった。

Chief Joseph, The Dalles, Detroit, Big Cliff, Lookout Point および Dexter Dam は、すべてテンターゲートを備えており、鉛直昇降式ゲートよりはるかに操作が容易で、遠隔操作もしやすい。またキャビテーションの原因となるゲートスロットもない。これらのダムが減勢池は大部分は baffle pier, end sill を備えた水平水叩きで (Lookout Point のみ順傾斜水叩き)、現在まであまり問題は起こっていない。Detroit および Lookout Point Dam には放水管があり、Detroit では上下4本の放水管のうち、下側2本のコンクリート床面および側壁下部が激しく浸食された。Lookout Point ではこれに反して壁面の粗度がいくぶん増した程度で浸食の傾向はない。

Chute-flip type の減勢工を有する残りの4つのダムについては、ごく簡単に触れているだけである。著者は以上の経験から次のような結論を述べている。

(1) 個々に操作するテンターゲートはガントリークレーンで操作される鉛直昇降式ゲートよりすぐれている。

(2) 鉛直昇降式ゲートを用いるときは堤頂を洪水時の下流水位以上にし、ゲート底部を刃形とする。

(3) テンターゲートまたは鉛直昇降式ゲート用のガントリークレーンには不適当な操作を防ぐため信頼できる制限スイッチを備える。

(4) テンターゲートを開いた位置で支持するのにケーブルを用いるのは、クサリヤクサリ止めの装置と同じく有効である。

(5) 数年間の放流に耐えた減勢池は大きさが適当なものであり、その効力が制限されたり高価な維持費がかかるようなことはない。

(6) Chute-flip type の減勢工は洪水頻度が少なく洪水量の小さい場合は有利である。

(7) 高圧を受ける放水管は高速流によるコンクリートの浸食を防ぐため、バルブの下流を鋼板で保護しなければならない。

(8) 高圧を受ける放水管内の流れを開水路型式とすることに疑問がある。 (中村 宏)

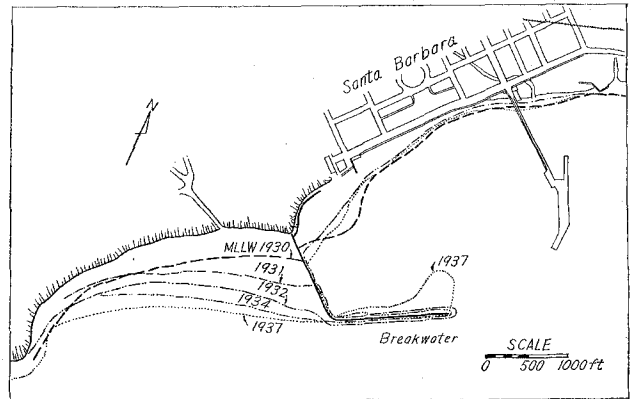
カルフォルニアのサンタ・バル バラ港のサンドバイパス

“Sand Bypassing at Santa Barbara, California.” by R.L. Wiegel, Proc. A.S.C.E., Vol. 85, No. WW 2, Jan. 1959.

サンタ・バルバラ港は、カルフォルニアの南の砂浜に位置する小港である。この港の砂の移動に影響するおもな波向は、西または南西と考えられているが、港の沖には小島が散在し、沖から寄せる波はかなり複雑な回折、屈折を経ている。海浜の底質は、この付近で海に流入する数多くの小溪流が洪水時に供給する砂および砕岩片によって構成されている。そのほか、砂のいくらかは、Pt. Conception あるいは Pt. Arguello といった上流海浜より漂砂として供給されていることもわかっている。しかし、この量は山間より流出する土砂にくらべると、非常にわずかな影響しか持たない。ここで注意すべきことは、この流出土砂量は雨量と密接な関係があることであり、洪水制御とか、砂防事業によつてこの流出量が減少すると、重大な海岸浸食を生ずるおそれがあるということである。

1927 年ごろ、約 270 m の捨石離岸堤が Pt. Castillo 沖に建造されたが (図-1) 堤内における砂の堆積が多かつたので、その後図に示すように岸に達するまで延長され、これによつてこの付近の漂砂が完全に遮断されたこ

図-1 サンタ・バルバラ港

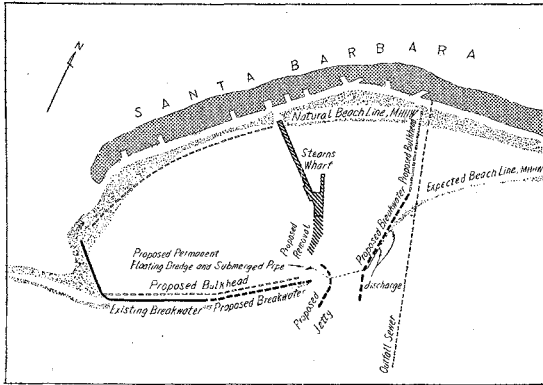


ととなつた。その量は、年間約 27 万 m^3 と推定された。東側の海岸では、これにともなつて汀線の後退が始まつた。1935 年の秋にホッパードレッジャーで砂を上手側より下手側の浜に送る計画が実施されたが、砂を沖の方に捨てたため効果が少なかつた。以後続けられたしゅんせつでは、少しずつ砂を送るよりは、一時に多量の砂をしゅんせつして送つた方が効果的であることがわかつた。しかし、港口付近には非常に早くサンドスピットが再現することが認められ、市当局もこのスピットを東側から港内に入ってくる波を殺すために用いることとした方がよいと考えるに至つた。1956 年以来このスピットの北側を常時しゅんせつして、航路を深さ 5 m に保つ工事が行われてきた。

しかし、このプラントでは能力が小さく、嵐の場合に流入する砂の排出に時間がかかりすぎるので、次の二つのしゆんせつ工法が目下計画されている。一つは固定式のプラントで設置費 11 万ドル、年間運転費 6.7 万ドルを要し、1 年 30 万 m³ の砂を下手側海浜に流送する。

第二の計画は、しゆんせつ船を用いるもので、**図-2**

図-2 サンド・バイパス・プラント計画



に示すように港を改造した上で、港口付近に入り込む砂のみをしゆんせつし、大部分の砂は港口を通過して下手側の海浜に達せしめようとするものである。

現在これらの計画は施工されていないが、近い将来その結果が報告されるのであろう。(小合 彬生)

砂浜の平衡勾配

“Les profils d’équilibre des fonds de sable sous la mer.” J. Larras, Annales des ponts et chaussées, No. 4, Juillet-Aout, 1959,

砂浜海浜に形成される平衡勾配のうち、汀線にごく近い所をのぞけば、その勾配は沖に向つて次第にゆるく変化しており、パラボラの式で表わされると考えられる。1951 年、宮崎の発表した式

$$\frac{Y}{L_0} = K \left(\frac{X}{L_0} \right)^m$$

L_0 : 沖波の波長

X : 静水時汀線よりの水平距離

Y : 静水面よりの高さ

$$K = \frac{h_0}{L_0} + 0.039 \frac{\sqrt{d_m}}{\sqrt{\rho'}}$$

$$m = 11.5 \frac{h_0}{L_0} + 0.275 \frac{1}{\sqrt{\rho'}} - 0.5$$

h_0 : 平衡に達した砂浜上での波高

d_m : 底質の平均粒径

ρ' : 水中における底質の比重

が、国立水理研究所(Laboratoire national d’hydraulic)において行われた底質を種々に(水中比重 0.07~0.72, 平均粒径 0.50~2.0 mm) 変えた 34 種の試験において、 $X/L_0=0.1$ より沖、波形勾配 0.006~0.05 の範囲で、き

わめてよく実際の勾配に一致することが確かめられた。また Beach Erosion Board および Dauphinois の水理実験所の発表している模型実験の結果においても、その m および K の値は計算値、実測値がよく合致し、実際海浜で、Bascom が測定したものをふくむ 9 つの断面では、25% の誤差範囲内で一致した。

さらに、潮汐の影響の少ない海浜や嵐のあとの海浜、模型実験などによく表われる off Shore bar の位置についても一考察を試み、この位置が主に h_0/L_0 に関係して変化し底質の影響は少ないことを述べている。(小合 彬生)

既設コンクリート舗装版の表層として用いられた薄層のコンクリートについて

“Thin Bonded Concrete Surfacing Applied to Existing Concrete Road Slabs.” by R.I.T. Williams, Roads & Road Construction, Vol. 37, No. 439, p. 194~201.

コンクリート舗装を補修したり、交通量の増加に対処して、その厚さを増す場合には、従来一般に歴青材料が用いられてきた。しかし、歴青舗装を補修箇所のみに限って舗装する場合には、外観の悪さと同時にしばしば修理を必要とし、表層として路面全体を舗装する場合には、コンクリート基層の目地位置できれつを防ぐのに最小 4 in の施工厚が必要である等の欠点がある。したがって、この種表層としては、むしろコンクリートを用いるべきであるとの意見があり、1958 年 4 月以来、アメリカポルトランドセメント協会によつて、コンクリート表層の適否に関する種々の実験が行われてきた。

実験は、舗装厚、在来コンクリート基層表面の状態、コンクリートの配合および養生など種々条件を変えて行われ、得られた最良の施工法は大略次のとおりである。

a) 既設コンクリート表面の処理 コンクリート基層表面を (Mettexture machine を使用して) 粗面にし、清掃する。さらにコンクリート打設一時間前に、塩酸 (比重 1.16, 1 gal/15 yd²) で再び粗表面を完全に清掃し、コンクリートを打つ数分前にモルタル (1:1) を約 1/16 in 厚に敷きならす。

b) コンクリート打設、締固め、仕上げ 敷ならしモルタルから光沢が消滅する前に、コンクリートを打設する。実験は 7 種類のコンクリートについて行われたが、粗骨材最大寸法: 3/8 in, 細骨材重量比: 45% 骨材セメント重量比: 4

のものが好結果を得た。セメントは普通ポルトランドを用い、AE 材を使用するのがよくコンクリートの転圧および表面仕上げには、仕上げ棒を用いる。

c) 型わく **図-1** に示すようなもので、厚さの変化は敷モルタル (1:3) 厚で調整する。

d) 養生 樹脂被膜剤の散布 (1 gal/25 yd²)、湿潤麻

図-1 型 わ く

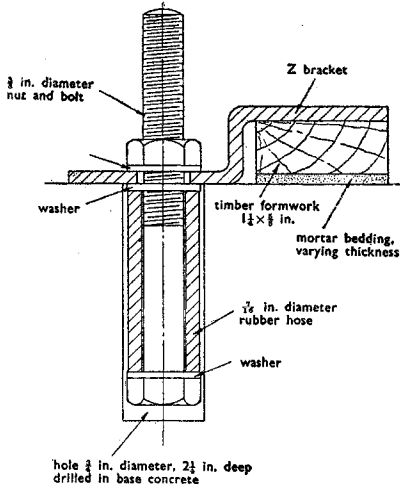


写真-1 抜取られたコア断面
(表層厚 2 3/8 in)



布の被覆の二方法が用いたが、両者の併用が望ましい。

e) 目地 コンクリート打設後 24 時間以内に、concrete saw で基層目地と同一箇所て切断する。

以上が実験のあらましである。その結果、薄い表層 (3/8 ~ 3in) に対しても、有害なきれつが発生がなく、新旧コンクリートは十分付着し、施工にさほど困難もみられず、十分実用になりうる事が証明された。

(沢井 広之)

ハンノーバーとカッセルの都市中心部の再建

“The Rebuilt Centers of Hanover and Kassel.” by J.L. Berviars F.R.I.B.A. (A.M.) Journal of the Town Planning Institute, Vol. XIV, No. 3.

ここに述べるのは、著者が最近西ドイツを訪問した報告書の抄録である。

14 年前には荒廃し切っていたハンノーバーも、今日では内部環状道路がほとんど完成し、中心部には近代的な建物、道路、広場をそなえた立派な都市になっている。

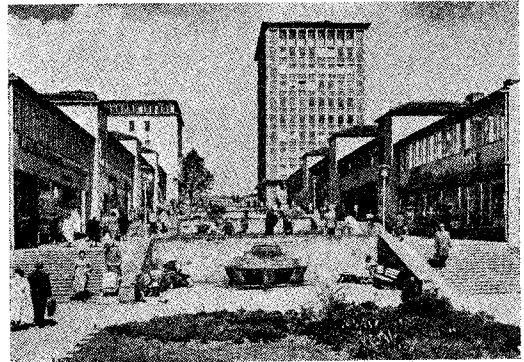
1949 年ころのハンノーバーは、すべての国道が市の中心部を通っていたような交通の中継点だったので、再建計画においてまず取り上げたのは交通問題であつた。この道路の建設においては、巾員 72 ft (22 m) 6 車線の車道

と外側の自動車道路を備えた内部環状道路を中心とし、一部の道路をのぞいて放射状交通は廃止している。環状道路の内部は戦前とあまり変わらないが、ますます複雑化する交通流に対処するために、シュタインター広場とエージデンター広場が新設された。そのほか、建物の高層化、中心部における駐車場や広場の設置、都心付近における住宅の建設等の考慮が払われた。また多くの大陸諸都市と同様に、騒音源たる地上電車は地下鉄にすることが将来の問題であると思われる。

しかし、このほかもつと野心的な計画として、地表は自動車道路とし 2 階に歩行者専用道路を作つて店や事務所をつないで、歩行者と自動車の完全分離をするというようなことは考えられなかつたのだろうか。

カッセルは人口 20 万で、農業地帯の中央にあり、ソ連陣営に近いというハンディキャップにかかわらず、都市部の再建は着実に進んでいる。この計画には歩行者専用道路、サービス道路、駐車場等の計画がふくまれており、買物地域や業務地域での歩行者の優先と、増加した自動車交通の要求を考慮している。交通関係で最も重要な進歩の一つはやはり環状道路である。ケーニッヒ通りは以前は通過交通のルートとして使われていたが、現在ではおもに買物街路として働いている。また電車は将来残るとしても自動車は禁止されると思われる。中心部で面白いのはトルッペン通りで、テラスが階段と斜路でつながつていて歩行者専用の買物通りになっている。計画当局の定めた大綱に従つて各個人の建てた店は、2 階の高さに床があつて、後には車が近づけるように広場が作つてある。道路や建物の大きさは市の中心にふさわしく、また買物をする人々に気持のよいように傾斜して効果的に配置してある。駅からこの通りの方へ進んでくると 10 階の建物が目立ち、巾員 80 ft の道路の中にはベンチや木があり、ちょうど小さな公園のようである。この通りは新しい中心部の中でも傑作である (写真-1 参

写真-1 カッセル市のトルッペン通り (商店街遊歩道)



照)。環状道路やトルッペン通りのような基本的計画は大体完成し、国立劇場はフリードリッヒ広場の南東に建設中であり、いろいろの場所の店や事務所のために開発