

文 献 抄 録

文献調査委員会

プレキャスト部材をエポキシ樹脂で接着した橋梁
(Engineering News-Record)/高崎 一郎
コンクリートの混和材としての砂糖の利用
(Proc. of I.C.E.)/青柳 征夫
コンクリートの収縮におよぼす骨材の影響
(Jour. of A.C.I.)/田沢 栄一
Donzère-Mondragon 分水路に沿っての地下水人工涵養
(La Houille Blanche)/細井 将右
滑面固定床水路の土砂輸送
(L'Energia Elettrica)/早川 典生
河川の溶存酸素に対する底生藻類の影響
(Proc. of A.S.C.E., SA)/加藤 三郎

プレキャスト部材をエポキシ樹脂で接着した橋梁

“For Quick Bridge ; Precast the Pieces,
Then Glue Them Together”
Engineering News-Record Vol. 175, No. 4,
pp. 22, July (1965).

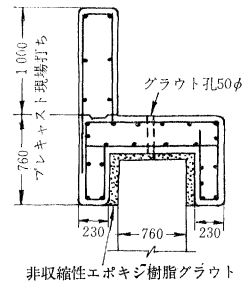
アメリカ コネティカット州で、ニューヨークへ通じる高速度道路に表題のような新工法の高架橋が建設される。建設地点は湿地帯で、当初普通の道路とする予定であったが、調査の結果地盤の状態は深層まで極度に悪く、高架形式とせざるを得なくなったものである。しかもこれに続く部分の建設機材運搬の都合上工期の延長は許されないため、この新工法が具体化されたわけである。計算によると通常の工法とした場合に比べて短縮される工期は約1年、建設費も大幅に低減されることが明かになった。ちなみに、ニューヨーク近郊における高架橋の建設費は80000~94000円/m²であるが、本工事の場合77000~80000円/m²である。幅員は片側3車線路肩を加えて約17m、橋梁部延長500mで上下線1対であり、全長は16.5mの等スパンに割られる。

1) くい 径60cm、長さ26mで、許容圧縮応力度350kg/cm²のコンクリート製プレキャストくいで、全長にわたってプレストレスされている。継ぎ足しにはエポキシ樹脂が用いられる。樹脂は接着部に注入後10分ほどで強度350~400kg/cm²となるからただちに打込みを継続できる。

2) くいキャップ 橋脚、橋台に応じて、打設した

くい上に図-1のようなキャップをかぶせる。いずれもプレキャスト製品で、橋脚に対しては逆U字形、橋台に対しては、内部ポイドを有するブロック形で、パラペットを現場打ちで施工する。

図-1 くいキャップ (橋台)



3) 接着桁 主桁は幅90cm、高さ76cm、長さ15mの中空箱形断面のプレレストレストコンクリ

ート桁で9mm径25本のストランドで160tのプレストレスを与える(図-2)。1スパン18本の主桁をならべ終えると、11mm径8本のストランドで横方向のプレストレスを与えた後桁接触面に設けられた溝にエポキシ樹脂を流し込み接着し横方向の荷重分配を確保する。主桁は、はじめ単純桁として架設されるわけであるが、相隣り合うスパンが橋脚上で図-3のようにエポキシ接着され4径間の連続桁を構成する。さらに現場打ちのコンクリート床版はこれもエポキシ樹脂で主桁に接着され、結局連続合成桁として働くことになるのである。

路面には特に地覆を設けず、主桁にエポキシ接着されたガードレールを有するのみであり、路面の排水装置は不用である。

図-2 主箱桁断面

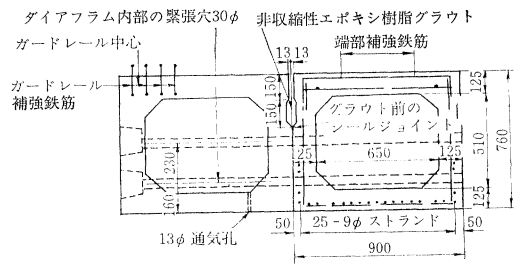
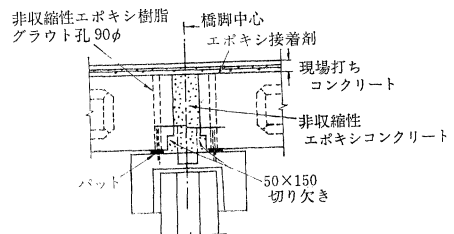


図-3 主箱桁連結部



本橋は、本年(1965)9月に着工になり、接着桁の架設は明年になると思われる。

(委員 高崎 一郎)

コンクリートの混和材としての砂糖の利用

“Some Investigations into the Use of Sugar as an Admixture to Concrete”

Ashworth, R.

Proc. of the Institution of Civil Engineers
Vol. 31, pp. 129~145, June (1965).

従来、砂糖をコンクリートの凝結遅延材として使用するについては賛否両論があり、一般にはコンクリートの硬化に悪影響をおよぼすものとされてきた。本論文は、コンクリートの広範囲の配合について砂糖の凝結遅延材としての効果およびコンクリートの諸性質におよぼす影響を調べ、施工上の適当な使用量を規定し、砂糖がコンクリートの混和材として十分使用できることを示したものである。

実験に用いたコンクリートの配合は、骨材・セメント比 3.0~8.0, 水セメント比 0.35~0.90 であって、セメントは普通ポルトランドセメント, 早強セメント, 低熱セメントおよび耐硫酸塩セメントを用い、粗骨材の最大寸法は 20 mm である。砂糖の使用量はセメント量の 0.25% まで変化させた。試験は主としてコンクリートのワーカビリティの変化, 材令 1 年までの強度, 密度, 吸水性, 耐久性について行なった。

図-1 20°C で霧養生した 4 in 立方供試体の砂糖量と圧縮強度との関係

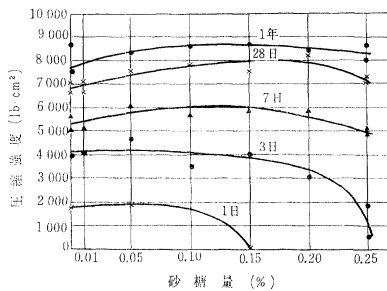
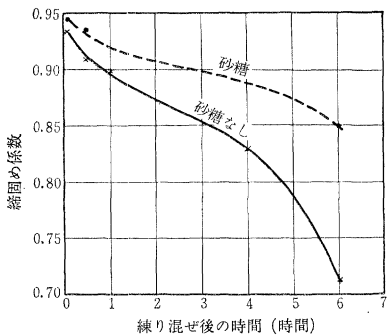


図-1 は、砂糖の使用量と種々の材令における圧縮強度の関係の一例を示したものであるが、0.1% 程度までは砂糖の量が増加するにしたがって長期強度が増大している。また材令 1 日における強度は砂糖を使用しないものと 0.05% を用いたものではほとんど

図-2 砂糖がコンクリートのワーカビリティ低下におよぼす影響



差がなくなっている。また 図-2 に示すように 0.05%

図-3 砂糖の含有量がモルタルの硬化速度におよぼす影響 (20°C)

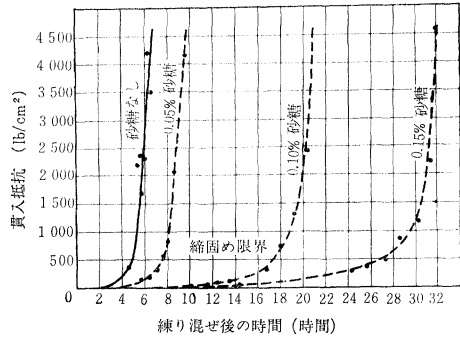
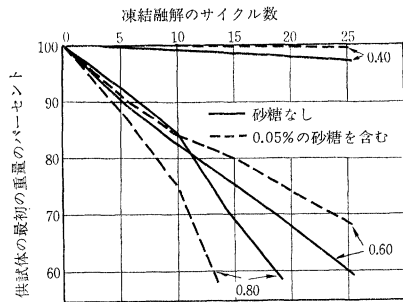


図-4 砂糖が種々の水セメント比のコンクリートの耐久性におよぼす影響 (ASTM 急速試験)



の砂糖をふくんだコンクリートのワーカビリティの低下は、砂糖をふくまないものにくらべていちじるしく少なく、十分凝結遅延材としての効果があることがわかる。

アメリカ商務省公路局では、遅延材の条件として 23°C において締固め限度の時間が 50~60% 増大することを推奨しているが、本研究の結果、砂糖を普通ポルトランドセメントの 0.05% ふくんだものは締固め限度が約 4 時間延長され (図-3)、1 日強度が 20% 程度減少することはあっても、この程度の減少では脱わくに特に支障をきたさないものと考えられる。

砂糖を用いたものと用いないものの凍結融解試験の結果は、図-4 に示すように、砂糖を使用しても耐久性にはほとんど影響がないことがわかる。

その他、コンクリートの吸水性, 乾燥収縮, 密度などの諸性質は砂糖の使用によって問題となるようなことはないことが判明した。

本論文の結論として、砂糖はコンクリートの混和材として実用的に十分使用可能であり、15% 程度までのセメント量の節減ができ、経済的なコンクリートを作ることができるとしている。

(委員 青柳 征夫)

コンクリートの収縮におよ ぼす骨材の影響

“Influence of Aggregate Properties on Concrete Shrinkage”

Hansen T.C., and Nielsen, K.E.C.

Journal of the A.C.I. Vol. 62, No. 7, pp. 789~794, July (1965).

コンクリートの収縮は一般にニートペーストの収縮より小さいが、これは骨材の量および骨材そのものの収縮率によって影響を受けるばかりでなく、ペーストと骨材の弾性係数比によって、収縮の拘束率が異なることにも影響される。

この論文は以上の変数によって、コンクリートの収縮が理論的にどのような形で示せるかを検討し、実験値との照合を行なったものである。

(1) 理論計算

骨材を球形と仮定し、同心球のコンクリート影響域を考え、境界面に等圧 p が加わったときの弾性変位の関係から、収縮を S 、骨材を g 、ペーストを p で示せば、骨材によって拘束される収縮 ΔS は、

$$-\Delta SV = \alpha(S - S_g) \Delta V \quad \dots\dots\dots(1)$$

ここに

$$\alpha = \frac{3(1-\nu)}{(1+\nu) + 2(1-2\nu) \frac{E}{E_g}} \quad \dots\dots\dots(2)$$

となる。

α は拘束率に相当し、弾性定数のみで定まる。

一方、骨材の体積濃度を g とし、収縮の増分との関係を求めると

$$\frac{dS}{S - S_g} = -\frac{\alpha dg}{1-g} \quad \dots\dots\dots(3)$$

が得られる。

α は g の関数であるが、コンクリートのマクロな弾性係数は、

$$E_g > E_p \text{ のとき } E = \frac{1}{\frac{1-g}{E_p} + \frac{g}{E_g}} \quad \dots\dots\dots(4)$$

$$E_g < E_p \text{ のとき } E = (1-g)E_p + gE_g \quad \dots\dots\dots(4)'$$

で示されるので、 $\nu = \nu_p = \nu_g = 0.2$ として、式(4)、(4)'と式(3)から得られる一階線形微分方程式を解くと、

$$\frac{S}{S_p} = \left(1 - \frac{S_g}{S_p}\right) \frac{\left(\frac{E_g}{E_p} - 1\right) g^2 - 2 \frac{E_g}{E_p} g + \frac{E_g}{E_p} + 1}{\frac{E_g}{E_p} + 1} + \frac{S_g}{S_p} \quad \dots\dots\dots(5)$$

$E_g < E_p$ のとき

$$\frac{S}{S_p} = \left(1 - \frac{S_g}{S_p}\right) \frac{\left(\frac{E_p}{E_g} + 1\right) g - \frac{E_p}{E_g} - 1}{\left(\frac{E_p}{E_g} - 1\right) g - \frac{E_p}{E_g} - 1} + \frac{S_g}{S_p} \quad \dots\dots\dots(5)'$$

が得られる。

(2) 実験結果

式(5)、(5)'の関係はペーストにきれつが入ったときには適用できない。Carlson は骨材周辺のペーストにきれつが入るように配合したコンクリートでは収縮がきわめて小さかったことを報告している。

一般に良質の骨材はセメントペーストの数倍の弾性係数を持ち、クリープを考えると約 10 倍程度になる。図-1 は、良質の骨材を用いた場合の実験値で、図中の点線は式(5)で $S_g/S_p = 0$ 、 $E_g/E_p = 10$ とした場合、曲線 I は $E_g/E_p = \infty$ とした場合である。良質の骨材は大体この範囲に入る。

しかし、図-2 に示すように収縮する骨材を用いた場合は、骨材濃度だけで収縮を推定することができず、極端な場合は、骨材濃度に関係なく S/S_p が 1.0 になった

図-1 各研究者による骨材濃度と収縮比の関係

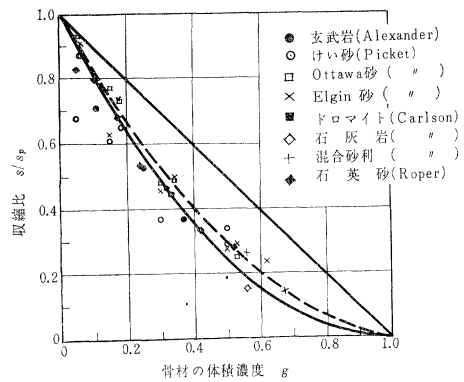
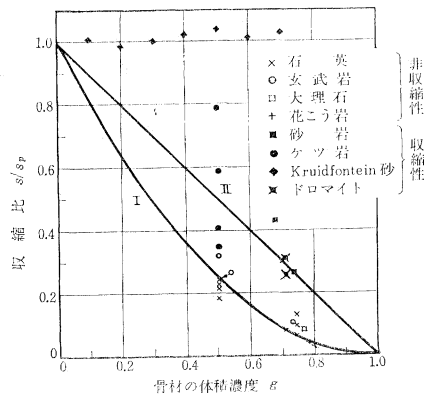


図-2 収縮性、非収縮性砂の収縮比と骨材濃度の関係



場合もある。式(5),(5)'で $S_g/S_p=1.0$ とした場合に S/S_p は常に 1.0 となる。

またコンクリート中の骨材を空けきで置き換えた場合は ($E_g/E_p=0$)、コンクリートの収縮はペーストの収縮に等しくなる。非吸水性のゴム粒子で練ったコンクリートで Calson が確かめている。式(5),(5)'のような取扱はコンクリートの熱膨張、凍結、化学変化などによる膨張にも適用できる。

(委員 田沢 栄一)

Donzère-Mondragon 分水路に 沿っての地下水人工涵養

“Conditions d'exploitation du dispositif de réalimentation de la nappe le long du canal de fuite de Donzère-Mondragon”

Garraud, J.

La Houille Blanche, No. 3, pp. 253~259 (1965)

ドンゼール〜モンドラゴン(Donzère-Mondragon) 分水路は、図-1 のようにローヌ川の東側をドンゼールからモンドラゴンまで通じている。ドンゼールは南仏アピニヨンの約 55 km 北方、リヨンの約 145 km 南方にある。

この分水路はドンゼール狭窄部と Mornas 狭窄部間のローヌ川の改修計画にもとづいて建設され、1952 年に通水が開始された。この分水路の目的は電力と舟運にあり、その延長は 28 km で、地質的な条件から、分流量より 17 km の地点に低落差発電所と閘門が設けられた。

このため、分水路下流側 11 km 部分では水路の水位が周囲の地下水位よりいちじるしく低くなり、地下水位を低下させることが予想された。この地帯は肥沃な農業地帯であり、地下水位低下は農業生産に重大な障害をおよぼすのでローヌ川開発公団 (La Compagnie Nationale du Rhône) は、地下水位を維持するための方策を考え、その施設は 1951 年に設けられた。

この付近の地質は、上からローム層(厚さ 3~8 m, 透水係数 1.10^{-5} m/s~ 1.10^{-9} m/s)、砂礫互層(厚さ 4~18 m, 水平方向透水係数が垂直方向のそれより大きい。平

均透水係数は 2.10^{-3} m/s)、鮮新世の泥灰岩となっている。分水路工事前は、地下水は砂礫互層中に、ローム層に被圧された状態で存在し、地下水頭は季節的に 0.50~1.50 m 変化し、高いときには地表から 0~2 m のところにあった。

地下水位の低下を防ぐために、分水路兩岸に矢板を打ち隔離壁を作ること考えたが、矢板を通してのろ水が地下水流量と同程度で、あるので地下水位低下防止には効果的ではないと考えられた。それでローヌ川開発公団は最も有効な方法として、分水路の両側で地下水の人工涵養を行ない、平野の地下水と分水路との間に水の壁を作ることにした。

地下水人工涵養のための施設は、基本的には分水路両側に平行に設けられた 2 本の水路である。この涵養水路に、砂礫互層中にまで達しているいろいろな型の穴がつけられた。最初に作った穴は四角錐台を上下逆にしたようなもので、底面積は 100 m² で、砂礫層中に 1 m 切りこんだ。この穴によって吸収された水量は 30 l/s で非常に少なかった。つぎに、砂礫層中への切りこみをより深くした。砂礫層の上部に透水係数の大きい層がある場合には 250 l/sec 吸収したが、これは例外的で、平均すると 50 l/sec にとどまった。透水性の大きい層の深さは一定ではないので、つぎには砂礫互層を貫き泥灰岩にまで達する井戸を掘り、直径 0.56 m と 1.40 m の場合について比較した。この両者についてはほとんど差がなく、平均して 80 l/sec であった。0.56 m の井戸は前述の穴に比べ建設費が 1/10 程度なので経済的である。それで 0.56 m の井戸を最も多く用いた。この施設の概要は図-2 のとおりである。

最も経済的な涵養施設の型を決定した後、砂礫互層の透水性、厚さの分布を調査し、1954 年になって、地下

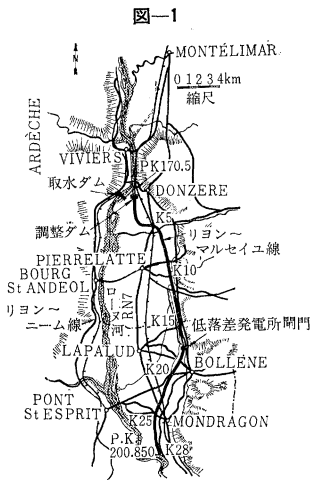


図-1

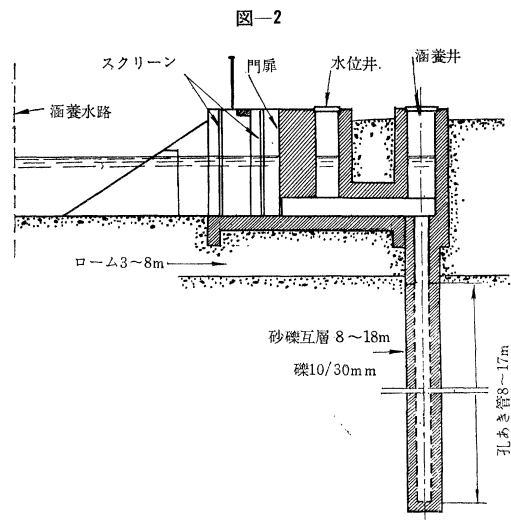
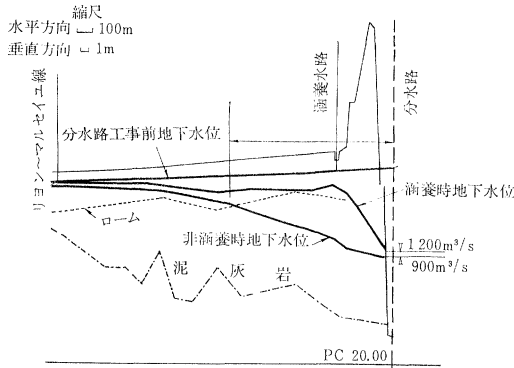


図-2

図-3



水位を所期の高さに維持することができるようになった。その結果は図-3 のようである。涵養時地下水位が分水路工事前地下水位より低くなっているが、これは農業生産にはこの方が好都合であるからである。この涵養時地下水位を維持するためには、分水路右岸側では 121 の井戸を備えた 6.5 km の涵養水路から全体として 4.5 m³/sec、左岸側では 112 の井戸を備えた 5 km の涵養水路から 4.0 m³/sec 涵養することが必要であった。

この涵養施設の維持には、井戸周辺、涵養水路の清掃（ゴミ取り、しゅんせつ）の他に、井戸が微粒子物質のために水を吸わなくなるので、新たな増設が必要である。井戸が水を吸わなくなったとき、圧搾空気をかけると一時的にはよくなるが、すぐ再びつまってしまう。このため毎年平均 15 の井戸を新たに掘ることが必要であった。この涵養施設の維持費用は年平均 400 000 フランのうち井戸周辺および水路の清掃に 260 000 フラン、井戸の更新（年 15）に 140 000 フランである。この人工涵養の影響は約 1 200 ha におよんでおり、上述の費用は 1 ha 当り年 330 フランとなる。

（委員 細井 将右）

滑面固定床水路の土砂輸送

（スイス連邦水経済局報-ベルン 1963 についてのノート）

“Trasporto di materiale solido in canali a fondo fisso e liscio” (Nota sulla Comunicazione No. 43 dell’Ufficio Federale dell’Economia delle Acque-Berna 1963)

Maione, Ugo

L’Energia Elettrica No. 11 (1964)

スイス連邦水経済局の R. Pedroli 技師の下に Zurich 工科大学水理研究所において、滑面固定床上の限界堆積流砂量とその流れの性質の間の諸関係についての大規模な実験が行なわれた。

実験水路は磨き上げたコンクリート製で、幅員 60 cm 長さ 44 m であった。流量は 10~280 l/sec、こう配は

0.001 04~0.01 の範囲であり、一様粒径 1.1 mm~11.1 mm の砂を上流端の電磁振動型給砂機から、堆積しない限界値まで供給した。

Pedroli は、流砂量 g_s は径深 R_s 、損失水頭こう配 i 、砂の粒径 d_m 、砂の単位重量 r_s 、水の動粘性係数 ν 、水の単位重量 r 、重力加速度 g によるものとし、次元解析により次式を得た。

$$\frac{g_s}{\nu r_s} = f\left(\frac{r R_s i g^{1/3}}{r_s \nu^{2/3}}, \frac{d_m g^{1/3}}{\nu^{2/3}}\right) \dots\dots\dots (1)$$

実験 data を plott すれば次式で与えられる (図-1)。

$$\frac{r^{8/5} g^{3/5} d_m^{1/2}}{r_s^{8/5} \nu^{6/5}} = 1.6 + 0.069 \frac{g_s}{r_s \nu} \dots\dots\dots (2)$$

右辺第一項を無視すると、

$$g_s = 14.5 \nu_* d_m \frac{r^{8/5}}{r_s^{8/5}} R_e^{*1/5} F_r^{*1/5} \dots\dots\dots (3)$$

ここで、 $R_e^* = \nu_* d_m / \nu$ 、 $F_r^* = \nu^* / \sqrt{g d_m}$ である。 R_e^* が十分大きければ、次式のように簡略化されることを示した。

$$g_s = 30 \sqrt{\frac{g}{r}} (r R_s i)^{3/2} [\text{kg/m sec}] \dots\dots\dots (4)$$

ただし $r_s = 2.7 \text{ t/m}^3$ として計算した。

ところで、次元解析の方法を変えれば、

$$\frac{g_s}{r_s \sqrt{g} d_m^{3/2}} = f\left(\frac{r R_s i}{r_s d_m}, \frac{\sqrt{g} d_m^{3/2}}{\nu}\right) \dots\dots (5)$$

であり、 ν の影響を無視して Pedroli の実験結果を Plott することにより次式が得られる (図-2)。

$$\frac{g_s}{r_s \sqrt{g} d_m^{3/2}} = 34 \left(\frac{r R_s i}{r_s d_m} - 0.0047 \right)^{4/3} \dots\dots (6)$$

つぎに Pedroli の実験について流体抵抗は Colebrook 公式で表わされるものと仮定する。

$$\frac{1}{\sqrt{\lambda}} = -2 \log \left(\frac{2.51}{R_e \sqrt{\lambda}} + \frac{1}{3.175} \frac{\epsilon}{4 R_s} \right) \dots\dots (7)$$

次元解析により ϵ/d_m は $r R_s i / r_s d_m$ の関数であると仮定し、実験 data より ϵ/d_m を計算して plott すると

図-1

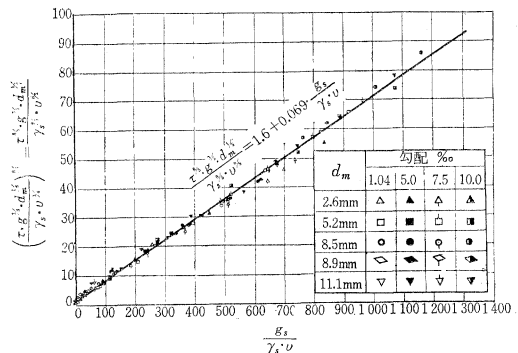


図-2

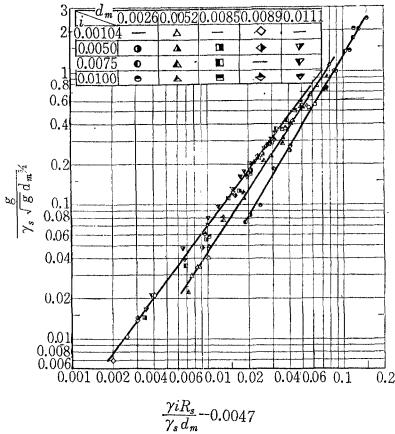
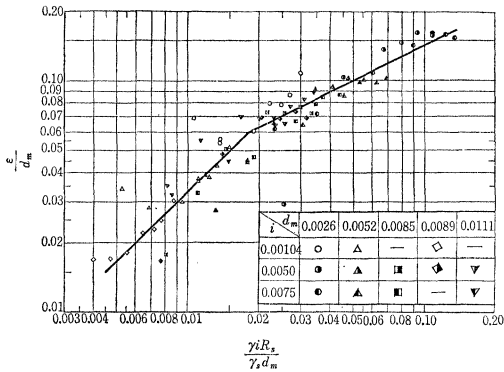


図-3



(図-3), つぎの実験曲線のまわりによく集中する。

$$\frac{\epsilon}{d_m} = 3.3 \frac{\gamma_i R_s i}{\gamma_s d_m}, \quad 0 < \frac{\gamma_i R_s i}{\gamma_s d_m} < 0.20 \quad \text{について}$$

$$\frac{\epsilon}{d_m} = 0.444 \left(\frac{\gamma_i R_s i}{\gamma_s d_m} \right)^{0.5}, \quad \frac{\gamma_i R_s i}{\gamma_s d_m} \geq 0.50$$

(早川 典生)

河川の溶存酸素に対する底生藻類の影響

“Effect of Benthic Algae on Stream Dissolved Oxygen”
 O'Connell, R.L. and Thomas, N.A.
 Proc. of A.S.C.E., SA., Vol. 91, No. 3, pp. 1~16, June (1965).

1916年のポトマック川における初期の研究以来、自然水の酸素バランスはかなりの程度水生植物の代謝作用によって影響されることが認められてきた。すなわち、葉緑素を有する水性植物は太陽光線を受けて酸素を発生し、その一方呼吸作用のために酸素を不断に消費する。ところで、これらの水生植物が河川の酸素源に対してプラスの役割をしているのか、またはその逆なのかは、い

まだに議論の対象として残っている。これらに関して、1962年6月、1963年8月にネバダ州 Reno 市の近くの Truckee 川で行なった実験結果について以下に述べる。

Truckee 川は、Reno 市の上流では健康な生物学的環境を有し、鱒などの魚類の生息を許しているが、市の下流で下水処理場の放流水が流入している。河床にはユレモ科の底生藻類が相当な面積にわたって見られる。水深は浅く(46 cm 以下)急流である。この川について、市の下流 40 km にわたって河川水が流下する時間にしたがってサンプリングし、水温、溶存酸素などを測定した。

この結果は、つぎの二つの方法で解析した。一つは、Streeter-Phelps の古典式の応用変形式を用い、他の一つは、藻水槽 (algal chamber) による測定である。

まず第一の方法はつぎの諸式を基礎とする。

$$dD/dt = K_1 L - K_2 D \dots\dots\dots (1)$$

または、

$$dc/dt = K_2 D - K_1 L \dots\dots\dots (2)$$

ここに、 D は溶存酸素不足量、 L は最終 BOD、 c は溶存酸素濃度、 K_1 および K_2 は係数である。また V_x を x 方向への流速とすると式 (2) は

$$V_x dx/dc = K_2 D - K_1 L \dots\dots\dots (3)$$

となり、さらに c は場所 x と時間 t との関数であるから、

$$\frac{Dc}{Dt} = \frac{\partial c}{\partial t} + V_x \frac{\partial c}{\partial x} \dots\dots\dots (4)$$

の全微分形式で書かれねばならない。ここで、 $\partial c/\partial t$ は光合成による時間当りの酸素発生量 P と時間あたりの呼吸による酸素消費量 R の差 ($P-R$) に等しいので、

$$Dc/Dt = (P-R) + K_2 D - K_1 L \dots\dots\dots (5)$$

を得る。ところで、 K_1 、 L 、 D の値は標準法で求め、 K_2 は O'Connor-Dobbins の公式を使った。またこの河川では硝化作用および酸素消費量 N をも考慮する必要があり、それを式 (5) に入れて

図-1 光合成による正味酸素添加量 ($P-R$) (mg/l/hr)

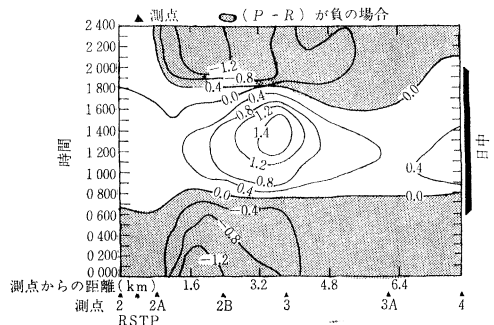
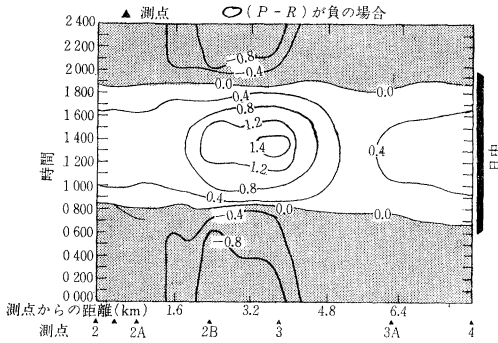


図-2 光合成による正味酸素添加量
($P-R$) (mg/l/hr)



$$D_2 \frac{d}{dt} t = K_2 D - K_1 L - N + (P-R) \dots\dots\dots (6)$$

とし、式(6)から($P-R$)を求めて図-1に示した。

もう一つの解析方法は、約10lほどの水槽を用いるものである。この水槽には、ユレモ科の藻のマットを付着させたペトリ皿を入れ、槽を対象河川水でみだし、河

川流速とほぼ同じ流速の環流をモータで起させ、これのDOを測定し、前述した解析方法により($P-R$)値を求めた。この結果を図-2に示すが、これは図-1にいちじるしく類似している。

($P-R$)測定の実用としては、式(5)の積分形

$$Dt = \frac{K_1 L}{K_2 - K_1} (e^{-k_1 t} - e^{-k_2 t}) - \frac{(P-R)}{K_2} (1 - e^{-k_2 t}) + D_a \cdot e^{-k_2 t} \dots\dots\dots (7)$$

に($P-R$)の値を代入して、日最底のDO値を求めるのに応用することもできる。

最後に結論を述べれば、底生藻類および他の付着植物の夜間呼吸要求量は非常に少量の酸素濃度をひき起すので、光合成により発生した酸素といえども、通常は河川の酸素バランスにほとんど有効な効果を与え得ないということである。

(加藤 三郎)

土・基礎・構造物の設計・施工上の失敗例と解決方法

建設省土木研究所長・工学博士・村上 永一 編著 B5判 270頁 上製函入 定価 1,800円 100円
 <本書の特色> (1) 土木工事の設計技術者、工事監理者、施工技術者が設計施工に従事しているなかで技術的に誤りやすい点を実際の工事例をもって示した日本最初の土木技術書 (2) 工事の失敗例とともにその解決策を講ずるについて適当な対策を懇切丁寧に合理的に事例をもって記述してある。

目 次

<p>第1章 土 工</p> <p>第1節 切 土</p> <p>(1) 一般的注意事項</p> <p>(2) 山間部切土の切込げにあたっての事故例</p> <p>(3) 切土の崩壊例</p> <p>第2節 盛 土</p> <p>(1) 一般的注意事項</p> <p>(2) 盛土の法面の崩壊例</p> <p>(3) 切土に接続した部分の盛土の事故</p> <p>(4) 橋、カルバートなどの構造物の裏込め盛土</p> <p>第3節 路 床</p> <p>(1) 総 説</p> <p>(2) 路床不良部の置換えにあたっての問題点</p> <p>(3) かざられた箇所を急速に盛り立てて築造した路床の欠点</p> <p>第4節 軟 弱 地 盤</p> <p>第5節 地 す べ り</p> <p>(1) 潜在性地すべり地の推定法</p> <p>(2) 盛土工事に起因する地すべりの対策</p> <p>(3) 切土工事に起因する地すべりの対策</p> <p>(4) 地表排水を阻害して発生する地すべり対策</p> <p>第2章 附属物構造物</p>	<p>第1節 排 水 工</p> <p>(1) たて溝の裏を水が走った例</p> <p>(2) 側溝の下を水が走った例</p> <p>(3) 地下排水管より土砂の流出した例</p> <p>(4) 地下排水のきかない失敗</p> <p>第2節 擁 壁</p> <p>第3節 暗きょおよびコルゲート</p> <p>(1) コルゲートパイプの潰れた例</p> <p>(2) コルゲートアーチの破壊例</p> <p>第3章 トンネル</p> <p>第1節 トンネル工事における一般的注意事項</p> <p>第2節 坑口部掘削工事</p> <p>第3節 本坑掘削工事</p> <p>第4節 覆工および排水工</p> <p>第5節 たて 坑</p> <p>第4章 基礎工事—主として橋梁下部工</p> <p>第1節 調 査</p> <p>(1) 一般的注意事項</p> <p>(2) 調査計画</p> <p>(3) 地質調査</p> <p>(4) ボーリング工事</p> <p>(5) 現位置試験</p> <p>(6) 各種載荷試験</p> <p>第2節 設 計</p> <p>(1) 一般的注意事項</p> <p>(2) 基礎の選定</p> <p>(3) 河川改修、洗掘</p> <p>(5) 耐震設計 (6) 軟弱地盤上の橋脚、橋台</p>	<p>第3節 施工の問題点</p> <p>(1) 一般的注意事項</p> <p>(2) 杭打機の選定</p> <p>(3) 締め固めによる杭打の不能</p> <p>(4) 杭打の振動による被害</p> <p>(5) 場所打杭の施工</p> <p>(6) 鉄筋コンクリート杭の施工</p> <p>(7) 鋼橋の施工</p> <p>(8) オープンケーソンの施工</p> <p>(9) 空気ケーソンの施工</p> <p>第5章 橋梁上部工</p> <p>第1節 上部工における問題点とその対策</p> <p>(1) 一般的注意事項</p> <p>(2) コンクリート橋の注意事項</p> <p>第2節 コンクリート橋における例</p> <p>第3節 鋼橋における例</p> <p>第6章 舗 装</p> <p>第1節 舗装の破壊</p> <p>第2節 アスファルト舗装</p> <p>第3節 コンクリート舗装</p> <p>第4節 路床、路盤工</p> <p>第5節 維持修繕</p>
---	--	--

新しい仮設工事の設計と施工

八島 忠 編著 B5判 530頁
 定価 3600円 150円
 日本最初の体系的にとりまとめた仮設工事の手引

近代図書株式会社

東京都千代田区九段1~22
 電(263)3871・3872 (261)5818・5819 振替東京23801番