

文献調査委員会

伸縮ダム
 Proc. of A.S.C.E., HY/星畑 国松
 可搬式防波堤
 Dock & Harbour Authority/谷本 勝利
 硫黄コンクリート
 Civil Engineering/大槻 謙
 二方向軽量PCスラブのクリープ試験
 Jour. of American Concrete Institute./藤井 敏郎
 可撓的なトンネルとその他の路盤の動力学
 Engineering Projects Laboratory
 Dp. M.E. MIT/松浦 章夫

伸縮ダム

"Inflatable Dams"

Anwar, H.O.

Proc. of A.S.C.E., HY., Vol. 93, No. 3,

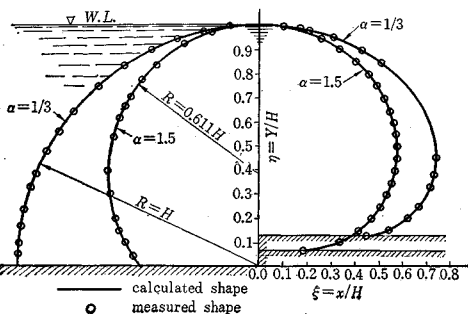
pp. 99~119, May (1967)

河川や水路の水位を制御する可動ゲートは、河床が砂であったり、深い基礎を要する場合には特に高価につき代替工物が要望されている。ここに紹介する伸縮ダムは、このような要望に対して発明されたもので、柔軟なチューブからなり立ち、要求される高さまで空気または水でふくらませ、また不要なときには収縮させるダムのことである。アメリカにおいては、静的な状態における貯水の目的のためにすでに特許もとられ、広く使用されてきた。

ダムの材料は、自動車のタイヤと類似のゴム処理した材料で、延長は 180 m 以上、高さは 3 m 以上のもので入手できる。

この標準断面は、チューブの中に水を注入した場合と空気を注入した場合で異なり、また内部の圧力によっても異なるが、一例を示すと図-1 のとおりである。

図-1 水注入伸縮ダムの上下流水面形



本研究は、この伸縮ダムに対して、ダムの形状、安定性および流量係数を理論および実験的に検討したもので、内部に空気および水を注入した場合、圧力を変化させた場合、振動止めに障害竿 (trip rod) をおいた場合などについてのべられている。

1) ダムの形状 ダムの形状は、静的 (越流しない場合) な満水時および動的 (越流時) の兩者について、内部の圧力 p_i とダム前面の全水圧 $\rho g(H+h)$ の比 α —すなわち $p_i = \alpha \rho g(H+h)$, ここに ρ : 水の密度, g : 重力の加速度, H : ダムの高さ, h : ダムの頂部から上流の水面までの深さ—および $\sigma = h/H$ をパラメータとして理論および実験的に検討されて、以下のような結果を得ている。

- 1) 理論と実験はかなりよく一致する (参図-1)。
- 2) 内部の圧力の相違によって形状は大きく変化する
- 3) 空気伸縮ダムの場合は、静的と動的によって形状はかなり変化し、幅の広い越流線に対しては不適當である。
- 4) 水伸縮ダムの場合は、 α が小さい範囲においては静的と動的の形状はかなり相違するが ($\alpha=0.3$), α が高い場合 ($\alpha=1.5$) にはかすかにしか変化をうけない。
- 5) それゆえ、定水面形が要望される場合は、水注入の伸縮ダムを設計すべきである。

2) 越流時の振動 伸縮ダムは、上下流の水位変化の幅が広い場合には、一定の形を保つことができず、周期的な変動をこうむることがある。これは、ナップの空気補給が十分でない場合には特にはなほだしい。

実験によると、空気注入の伸縮ダムは特に振動に弱く越流水深 $h > 0.25 H$ (ダム高) をこえると、上流面の中央部から表皮振動が始まり、 $h = 0.7 H$ になるとダム頂におよんでくる。この振動の仕方は内部圧力によっても変化し、 $\alpha = 1.0$ よりも $\alpha = 0.5$ のときにはなほだしい。

ダムの頂部付近に trip rod (障害竿 (図-2)) をつけると、ナップの空気補給が十分な場合には流れが下流につたい落ちるのを防ぎ、振動を相当軽減する。

図-2 支配断面下流に障害竿をつけた水注入伸縮ダム上の流れ

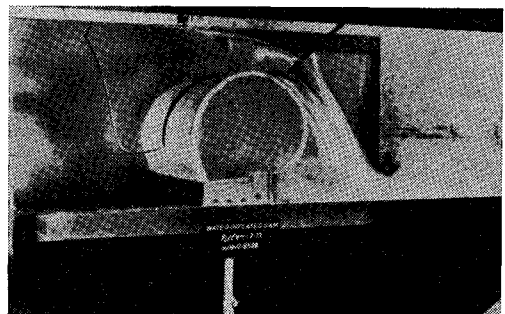
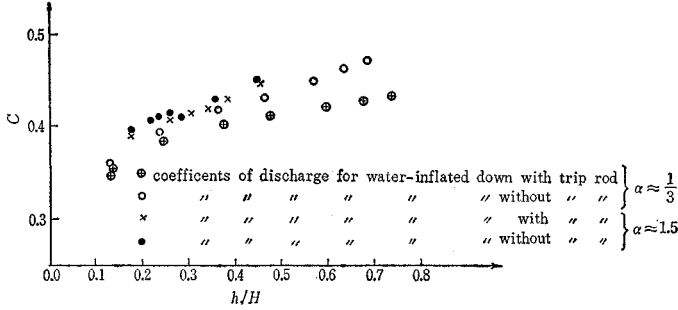


図-3 水注入伸縮ダムの流量係数



水注入の場合は、trip rod をつけると、ナップの空気補給が十分の場合には、高い越流深 $h=0.6H$ になるまで振動しない。

内圧については、空気注入の場合と同様なことが認められ、振動に関していうと $\alpha=1.5$ の水注入の形状が、 $\alpha=1/3$ より、また空気注入の場合より望ましいといえる。

3) 流量係数 流量係数 ($C=q/\sqrt{2g}h^{3/2}$ (q : 単位幅流量)) は、水および空気注入の場合のそれぞれについて、trip rod をつけた場合、内圧を変化させた場合などの4者について、実験的に求められた。水注入の場合について例示すると図-3のとおりである。

内圧の高い方が流量係数が大きく、trip rod をつけるとかなり流量係数がおちることを示している。

以上のような諸特性を理論的、実験的に示しているが、このような伸縮ダムは遊水池の越流堤などにも有効に応用されるのではないと思われる。

(委員 星畑 国松)

可搬式防波堤

“Transportable Breakwaters”

Bulson, P.S.

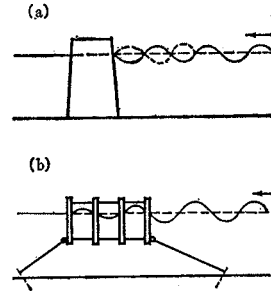
Dock & Harbour Authority

Vol. 48, No. 560, pp. 41~46, June(1967)

可搬式防波堤の概念は、規則的な波の概念の認識とともに歴史に登場したものであるが、実際に建設された例はきわめてまれである。近年におけるその最も著名な例は、1944年に Normandy 上陸作戦の一環として Arramanches および Saint Laurent に建設された例であろう。しかしこの設備の大半は、14日後の設計条件を上まわる海象のために洗いさらわれてしまった。

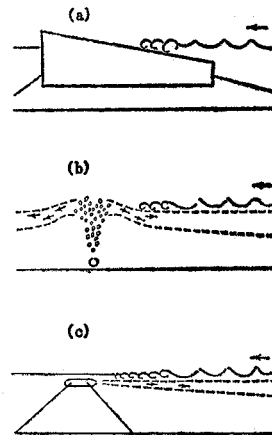
そもそも波を人工的に消したり弱めたりするための手段は、つぎの三つの基本的アイデアに基づいている。その第一は、直立壁あるいは直立に近い壁によって波を直接反射させて波の運動量を逆向きにする方法である(図-1)。

図-1



このような防波堤が浅いところであれば砕波状態の波が衝突することになり、きわめて大きい水平力が作用する。第二の方法は、波を強制的に不安定化させる方法、すなわち海洋にかなり長い緩斜面をつくり、そこで波を砕けさせてしまう方法で、本質的には海岸の原理と同じものである(図-2 (a))。また波を不安定状態にし海岸の効果を生み出すためには、波の進向方向に向かって強力な流れをおこしてもよい(図-2 (b), (c))。これと同様な自然現象は、風波が河口において反対方向の潮流と遭遇したとき、波高が大きく、波長が短かくなって、ついに砕けてしまう現象にみられる。第三の方法は、来襲波

図-2



の周期と比較してかなり長い固有振動周期の浮体による振動の減衰作用によって波を小さくする方法である(図-3)。

数日内に設置され、それほどの困難をとまなわないうで持上げたり、運搬したりすることのできる可搬式防波堤は、19世紀の中頃から末にかけて、浮き防波堤の形をもって提案されたり、また建設されたりした。空気防波堤が出現したのは20世紀に入ってからで、1907年 New York において初めて建設され、続いて1915年 California の El Segundo において採用されている。しかしこのような可搬式防波堤について数多くの研究がされ始めた

図-3

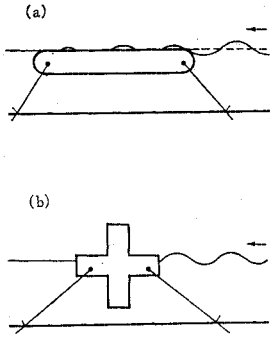


図-4 空気防波堤

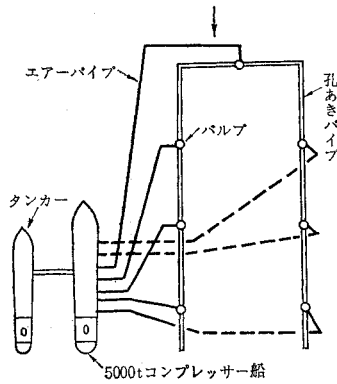
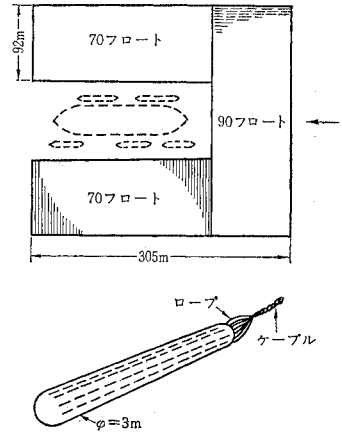


図-5 フロート・マットレス



のは、第二次世界大戦中の Normandy 上陸作戦上の必要性からであろう。戦後、さらに世界の各国においてより良い手段を得、そのアイデアを実際に実現すべく研究が行なわれ、大規模な実験も行なわれるようになった。

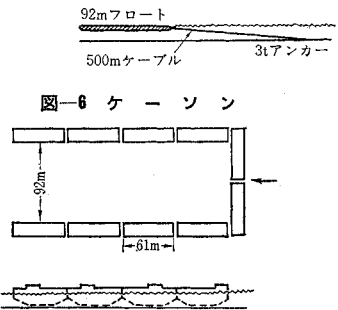
このように現在までに種々の構造のものが提案されてきたが、これらの大部分はいずれも前述の三つのカテゴリーの中に分類されてしまう。表-1 はそのうち最も可

表-1

項 目	空気防波堤	フロート・マットレス	ケーソン
施設費 (100万ポンド)	5.2	9.2	3.2
運 搬 速 度	速い	速い	おそい
月当り運転費(ポンド)	150 000	85 000	40 000
月当り人件費(ポンド)	25 000	5 500	15 000
運搬・設置に必要な船	コンプレッサー船 1	設置用ボート 8	タグボート 14
荷役可能年当り日数 (北西ヨーロッパ海岸)	222	220	350
最適設置沖合距離(km) (北西ヨーロッパ海岸)	11	1.6	1.6

能性のある空気防波堤 (図-4)、フロート・マットレス (図-5)、ケーソン (図-6) の三つの例について、典型的な設計条件のもとに基本設計を行ない、主要項目につき比較したものである。設計は、水深 15 m、防波堤総延長 520 m、最大波高 6 m、最大波長 183 m、少なくとも波高 2.1 m、波長 79 m の波に対して伝達率を 0.43 以下にすること、すえつけ時間は 48 時間以内であること等の条件に対して、従来の各方面での研究成果をとりまとめて行なわれたものであるが、大規模な模型で実証されていない結果もあり、かなりの推定が含まれていることは止むを得ない。

結局、ケーソン式のものが最初の設備費、維持費ともに最も安く、フロート・マットレスは最初の施設に高くつき、空気防波堤は維持・運転に高くつくことになる。そしてより重要なことは、ケーソンは海中に存在しているかぎり防波堤としての機能を発揮するが、他の二方法で



は、設計条件以上の波の場合には伝達波高を所定のものにすることができず、そのときはただ海中に存在しているだけにすぎないということである。いずれにしても、このように海岸沖どこへでも運搬できるという可搬式防波堤を建設・維持していくためには、多額の費用を用い、一般には実際的とは言えない。しかし、海洋において波のエネルギーと戦うための施設をつくるということ自体にかなりの費用を要するという事は、現在の段階ではその基本的様相の一つと言える。

(委員 谷本 勝利)

硫黄コンクリート

“Sulphur-Aggregate Concrete”

Dale, J.M., Ludwing, A.C.

Civil Engineering Vol. 37, No. 12,

pp. 66~68, December (1967)

硫黄コンクリートとは、熱すると可塑的になる、硫黄と細骨材と粗骨材の混合体をいう。混合するために、硫黄の融解点 115°C 以上に熱しなければならない。こうすると硫黄は融けて液体となり、骨材をつつみ、全体は可塑的な混合体になる。混合体を硫黄の融解点以下に冷やすと、硫黄は直ちに固体化し、骨材を結びつけて固いコ

ンクリート状の物質になる。

ポルトランドセメントを用いたコンクリートは、水を必要とするので、その強度や水密性、風化に対する抵抗力は、水—セメント比に関係する。その強度はまた、温度や湿度を調節した比較的長い養生時間にも関係する。

ポルトランドセメントを用いたコンクリートとは異なり、硫黄コンクリートの硬化には化学反応がない。硬化に際してはその途上の収縮により硫黄コンクリート内に空げきが発生する。空げきのできにくい養生をすることにより、硫黄コンクリートはすぐれた強度、水密性、風化に対する抵抗性、化学的抵抗性を持つようになる。その上、ポルトランドセメントを用いたコンクリートと違って、早期高強度をうるための温度や湿度の調節をした長時間の養生期間を必要としない。

硫黄は 99.5% の純度のもので細かく砕かれており、22.7 kg の袋入りのものが用いられた。その体積密度は 1089 kg/m³ であった。ここで使用された骨材は、San Antonio 付近に分布する石灰石で、砕石や砂・砂利であった。

初めは骨材を乾燥し、141°C まで加熱し、それから融けた硫黄とともに加熱された回転ミキサーに入れて混合を行なった。あとになって、骨材と硫黄とを同時にミキサーに入れてから、141°C に加熱し混合しても、同じであることがわかった。各配合のねり合わせに対して、それぞれ引張、圧縮、曲げ用の供試体が作られた。

実験室で作られた平均約 492 kg/cm² の圧縮強度をもつ硫黄と砂の混合物で、供試体はキャッピングされ、18°C~24°C の実験室内で 6~8 時間養生された。

硫黄コンクリートは、すぐ固まるので普通行なわれるスランブ試験は行なわなかった。

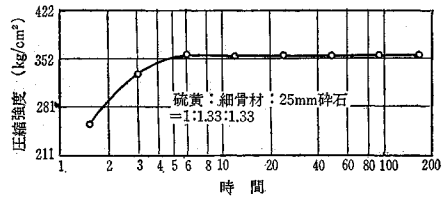
硫黄は、115°C で小麦色の液体になり、水に近い粘性を有する。160°C 以上で、液状の硫黄の色はこはく色に変り、粘性が急激に増加し、取扱いが困難となる。

したがって、この混合体を取扱い打設することができる範囲は 27°C であることがわかる。たとえば、簡単なものを形成するには、融解点より少々高い温度であればよく、手間のかかる構造物にはもっと高い温度でなければならない。この実験では、全て 141°C で行なわれた。

細骨材を用いるよりもモルタル砂を用いた方が普通良好な強度が得られるので、前者は使用しなかった。物理的性質を調べるために、4 種の砕骨材と砂利とが選ばれた。

種々の組み合わせの試験結果のうちの一つを図—1 に示す。これは、硫黄コンクリートの物理的性質を硬化点から時間の関数として知るため、硫黄・細骨材・砕石比が 1:1.33:1.33 のものであり、1 回の練合わせから 10 組の供試体が用意された。時間—強度の関係を調べるために、ばらつきのない圧縮強度が選ばれた。

図—1 ポルトランドセメントコンクリートと比較して硫黄コンクリートは非常に早期にその全圧縮強度に達する



図からわかるように、高い早強性 (352 kg/cm²) を示し、非常に早い時間に (約 6 時間) この点に達している。図の各点は 3 個の供試体の平均を示している。

ポルトランドを用いたセメントは、一定時間内に打設されなければならないが、硫黄コンクリートでは、その制約がない。例えば大量の硫黄コンクリートを中央においておき、保温装置の施してあるトラックで現場まで運べばよい。

ポルトランドセメントを用いたコンクリートは、一般に 176 kg/cm² のオーダーの圧縮強度を有しているのに対し、硫黄コンクリートは 352 kg/cm² のオーダーであるので、経済比較はむずかしい。したがって、硫黄・細骨材・25 mm の砕石とからなる代表的なものを取上げ、硫黄分を減じてゆくと、圧縮強度はつぎのように減少する。

体 積 比			硫 黄 重量比	圧 縮 強 度
硫 黄	細骨材	25mm砂利		
1	1.33	1.33	23.2 %	352 kg/cm ²
1	1.78	1.78	16.0	190
1	2.66	2.66	11.4	124

硫黄の価格は、ポルトランドセメントが 1 ポンド当り 1.0 セントであるのに対し、1 ポンド当り 1.4 セントである。このことを考慮すると、比較ができよう。この実験では、多く石灰石を用いたが、中に玄武岩を用いたものもある。玄武岩を用いたものは圧縮強度が 476 kg/cm² にも達した。

硫黄コンクリートは、普通のコンクリートと比較して有望であり、最近開発されているプラスチックや樹脂を用いたコンクリートのあるものと比較してもはるかにやすい。硫黄コンクリートが普通のコンクリートにとって代るというよりも、その制限 (長い養生期間・低い強度・低い化学抵抗性・温度に敏感なこと) がきびしいところで交替されるようになる。また硫黄コンクリートは打砕いて、再融解ができ、所要のところで使用が終了のち再利用が可能である。

構造用材料としての硫黄コンクリートは、高速道路や滑走路の補修等早期高強度が要求される場所で、その特長を発揮する。加熱して用いる材料であるが、氷点下

でも打設ができ、化学抵抗性があるので、化学プラントや酸を扱うポンプの周囲や下水溜のような腐食性のあるところに応用されよう。

アスファルトのような加熱材料がすでに用いられているので、硫黄コンクリートが115°C以上で扱われなければならないということは、大した問題ではない。

現在の研究は、-34°C~93°Cまでの種々の温度における圧縮強度を調べることと、耐火性を増加することである。

(委員 大 槻 護)

二方向軽量PCスラブのクリープ試験

“Creep Tests of Two-Way Prestressed Concrete”

Furr, H.L.

Journal of American Concrete Institute

Vol. 64, No. 6, pp. 288~294, June (1967)

従来、コンクリートのクリープ試験は小型供試体（角柱およびシリンダー）で、一方向にスプリング載荷した場合についてはかなり行なわれているが、二方向に関する試験は少ない。

本報文は、二方向の小型軽量PCスラブで実施したクリープ試験結果をとりまとめたものである。

1) 供試コンクリート 供試コンクリートは、早強セメント、膨張粘土系の軽量粗骨材(最大寸法=20mm)および川砂を使用した軽量コンクリートである。

コンクリートの配合 (m³) は、スランプ=7.5cm, W/C=44%, C=445kg, G=640kg, S=705kgとした。

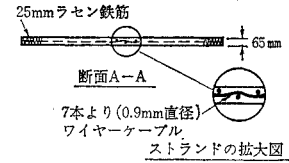
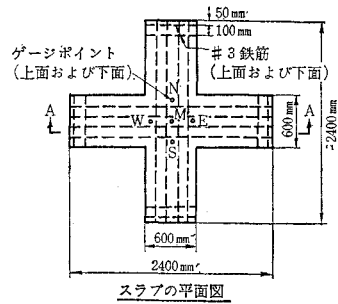
2) 供試体 二方向スラブは、図-1に示すように、中央の60×60cmの交差断面と両端の90cmのPCケーブルの延長部分よりなり、一方向スラブは、60×240cmの長方形で、厚さはいずれも65mmとした。

ひずみ測定用として、中央の60×60cm断面の上、下面に25cm間隔にゲージをセットした。

成形は、PC用ベッド中で行なった。

スプリング載荷用には、7.5×7.5×40cm供試体を使

図-1 二方向PCスラブ



用し、スラブ供試体と同様、ひずみ測定用ゲージを軸方向にセットした。

各供試体の寸法と特性を表-1に示す。

ひずみ測定用のほかに、収縮測定には、60×60cm(厚さ65mm)および7.5×7.5×40cm供試体を使用した。

3) クリープ試験 供試体は、すべて成形後7日間プラスチックシートで養生した後、表-1に示すように、二方向スラブおよび角柱供試体には70,140,210kg/cm²の応力を、一方向スラブには140kg/cm²の応力を導入し、それぞれ試験した。

この試験では、温度および湿度を調節しなかった。

試験結果をとりまとめるとつぎのようである。

図-2 一方向および二方向プレストレスによるクリープ

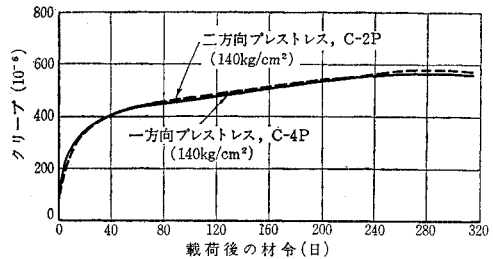


表-1 供試体の種類と特性

記号	型	寸法 (cm)	初期応力 (kg/cm ²)	コンクリート強度 f_c (kg/cm ²)	弾性係数 $E_{1/2f_c}$ ($\times 10^4$ kg/cm ²)
C-1P	2方向プレストレス	60×60×6.5	70 (2方向)	336	17.7
C-2P	"	"	140 (")	321	19.2
C-3P	"	"	210 (")	355	21.6
C-4P	1方向プレストレス	60×240×6.5	140 (")	350	19.9
C-1S	スプリング載荷	7.5×7.5×40	70 (")	336	17.7
C-2S	"	"	140 (")	321	19.2
C-3S	"	"	210 (")	355	21.6

表-2 クリープ, 収縮およびプレストレスの損失割合

材令 (日)	クリープひずみ ($\times 10^{-6}$)			収縮ひずみ ($\times 10^{-6}$)			総ひずみ ($\times 10^{-6}$)		
	C-1P*	C-2P	C-3P	C-1P	C-2P	C-3P	C-1P*	C-2P	C-3P
40	280	380	575	480	460	460	760	840	1035
80	340	450	700	575	515	515	915	965	1215
120	345	480	750	575	540	570	920	1020	1320
160	355	510	790	570	545	580	925	1050	1370
240	380	560	830	580	540	560	960	1100	1390
313	395	605	850	585	520	565	980	1125	1415

材令	PCクリープに対するスプリング 載荷クリープの比			単位導入応力当りのクリープ ($10^{-6}/\text{kg}/\text{cm}^2$)			初期導入応力に対するプレ ストレスの損失割合(%)		
	$\frac{C-1S}{C-1P}$	$\frac{C-2S}{C-2P}$	$\frac{C-3S}{C-3P}$	C-1P*	C-2P	C-3P	C-1P*	C-2P	C-3P
40	1.05	1.42	1.22	4.00	2.71	2.74	16.1	18.5	21.7
80	0.94	1.35	1.27	4.86	3.22	3.33	20.0	21.2	28.1
120	0.99	1.34	1.28	4.93	3.43	3.57	20.1	22.4	27.1
160	1.00	1.32	1.25	5.07	3.64	3.76	20.2	23.2	28.7
240	0.99	1.28	1.25	5.43	4.00	3.96	20.9	24.1	29.1
313	0.99	1.26	1.25	5.64	4.31	4.05	21.4	24.7	29.6

* C-1P 供試体は初期ひずみの読みとりあるいは養生の操作に不備あり

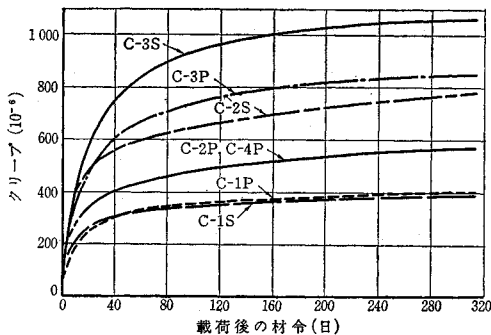
a) プレストレスが $140 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の場合, 図-2 から分かるように, 一方向および二方向PCスラブ間に本質的なクリープ差は認められなかった。

b) 二方向PCスラブのクリープは, 表-2 に示すように, 時間の経過およびプレストレスの増加とともに増大している。

C-1Pのクリープは, C-2PとC-3Pの比例関係以上に大きい, これは, 試験のミスによるものと思われる。

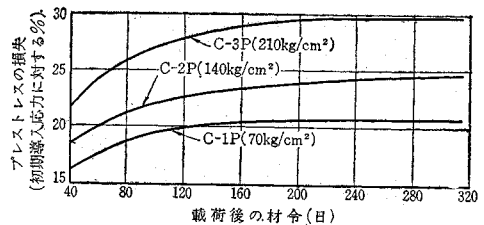
c) スプリング載荷によるクリープは, 図-3 に示すように, PCスラブのクリープよりもかなり大きく, その比は, 応力が $140, 210 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の場合, 試験の終了時でいずれも 1.25 であった (表-2)。

図-3 スプリング載荷およびプレストレスによるクリープ



d) 乾燥収縮およびクリープによる導入応力の損失量は, 表-2 および 図-4 に示すように, プレストレスが 140 および $210 \text{ kg}/\text{cm}^2$ の場合, 313 日材令で, それぞれ約 25% と 30% であった。

図-4 クリープと収縮によるプレストレスの損失



しかも, 40 日材令で, プレストレスの総損失の約 75% に達している。

(委員 藤井 敏郎)

可撓的なトンネルとその他の路盤の 動力学

“Dynamics of Flexibly Supported Tunnels
and Other Roadbeds”

Brown, F.T.

Engineering Projects Laboratory Dp. M.E.
MIT PB 173645 November (1966)

(1) 序

高速列車の走行する通路は, 乗客に過大な加速度を与えるような凹凸があってはならない。路盤が硬い場合には, 軌道が地盤移動などの影響を直接受けやすく, 凹凸の生じることがあるが, 逆に可撓的であれば, 地盤が多少不規則であっても, 軌道を走行する車両の振動加速度を小さくすることができる。このような路盤の力学的モデルとして, いわゆる連続的に弾性支持された連続ばり

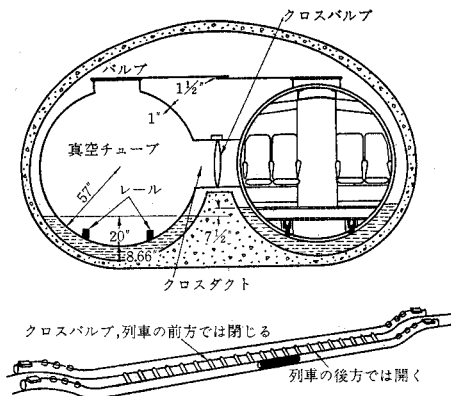
が考えられる。その微分方程式はよく知られているように

$$EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} + \rho \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + C \frac{\partial y}{\partial t} + ky = -P(x, t) \dots (1)$$

である。ここで、 x ははりに沿った位置、 y は鉛直変位、 EI は曲げ剛性、 ρ は単位長さあたりの換算質量、 c は減衰定数、 k はばね定数、 P は外力である。

このモデルにあてはまる実際の例は、図-1 に示すような、L.K. Edwards の設計した、水の浮力を受けている可撓的なチューブトンネルである。これは可撓的な路盤の理論と解析方法をわかりやすく説明するのに適するので、例として扱った。

図-1 Edwards のトンネルの概略図



(2) 定常振動

解析にあたっては、走行している列車を単一な移動する集中荷重とする。この集中荷重が、ある時間一定の速度を保ったまま走行すると、けたに沿って同じ速度で伝播する波動が発生する。これを定常速度という。定常速度が臨界速度と一致するとき、はりの振幅は極端に大きくなる。外力と減衰のない場合の式(1)の解を $y = y_0 \exp\{k'x - \omega t\}$ として \sin 波が伝播する速度 V を ω/k' に等しくすると、

$$\omega^2 = \frac{\rho V^2}{2EI} \pm \sqrt{\left(\frac{\rho V^4}{2EI}\right)^2 - \frac{kV^4}{EI}} \dots (2)$$

となり、臨界速度 V_c 、臨界波長 λ_c は

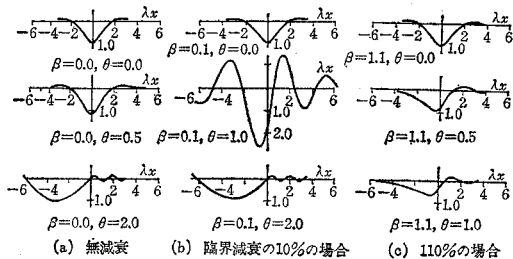
$$V_c = \left(\frac{4EI}{\rho^2}\right)^{1/4}$$

$$\lambda_c = 2\pi \left(\frac{EI}{k}\right)^{1/4}$$

となる。

走行集中荷重に対するはりの形状は、走行荷重の速度が臨界速度以下では減衰された \sin 波形、それ以上の速度では減衰されない \sin 波形となる。これに関する計算例を図-2 に示す。この図では、荷重の載荷点が原点である。

図-2 弾性基礎上の無限ばりを走行する集中荷重による波形



Edwards のチューブトンネルでは、臨界速度が $V_c = 427 \text{ km/h}$ 、臨界波長が $\lambda_c = 126 \text{ m}$ となる。この速度は希望する運転速度以下である。このトンネルに対して、許される最大のたわみは 7.5 cm とされているが、減衰がほとんどないので無視すれば、臨界速度の $0.87 \sim 1.22$ 倍の定常速度でこの許容値を越える。

(3) 臨界速度の突破

臨界速度以上の速度を出すには、車両を急加速し、臨界速度付近における振幅の増大をなるべく小さくする必要がある。走行集中荷重が急激に臨界速度で載荷される場合の振幅の増大率を考えることにより、この解の概算値を得る。この場合荷重は

$$-P \delta(x - Vt) u(t) \dots (3)$$

で表わされる。ここで P は荷重の大きさ、 δ はデルタ関数、 u は単位ステップ関数である。この荷重を式(1)に代入して、フーリエ変換およびラプラス変換を行って解を得ることができる。その結果により $x = \lambda_c$ における最大たわみを求めると、

$$(y_{\max})_{x=\lambda_c} = 0.45(k/EI)^{1/4} \frac{P}{k}$$

となる。

Edwards のチューブトンネルの場合は、

$$(y_{\max})_{x=\lambda_c} = 4.8 \text{ cm (1.06 sec)}$$

であり、近似的にたわみが時間に対して直線的に増加するものとすれば、許容たわみ 7.5 cm に 1.7 秒で到達することになる。この増加率でたわみが増大すれば、前に述べた臨界速度の $0.87 \sim 1.22$ 倍の速度範囲内で、たわみが許容値を越さないための時間は 3.4 秒であり、これは 1.4 g の加速度に相当する。このような大きな加速度は一般には許容できない。

この計算例では、列車荷重を一点の集中荷重として考えているが、これを分散して計算を行えば、上で求めたような大きな加速度を車両に与えなくても、臨界速度以上の高速を得ることができるであろう。

(委員 松浦 章夫)