

ダム コンクリートのクリープに関する研究

第 1 部 基礎研究

第 2 部 実在ダムにおける応用に関する研究

君島博次

1. 緒言

近時実験工学の進歩につれ、コンクリートの材料力学の知識はますます必要性を増してきたが、とくに最近のコンクリート ダムのような巨大なしかも力学的に未知な構造物の信頼性ある安全管理・施工管理および将来の設計資料収集には、ダム コンクリートの塑性的性質、すなわちクリープを知ることが応力解析の上から強く要求される。しかるに従来は、実験困難の理由から、小型のはりや標準供試体について試験を行ない、この結果をそのままダム コンクリートのクリープとみなして推定を行ってきた。そこで筆者は、温度的にも湿度的にもマス養生の条件のもとにおいてフルミックス（骨材最大寸法 150 mm）より順次ウェット スクリーンして作成した大中小の 3 種の多数の供試体から、供試体寸法とクリープ量との相関関係を求め、これを利用して将来は簡単な標準供試体のクリープ試験からダム コンクリートのクリープを推定できるように実用化をはかることを目的とした。このようにして求めたダム コンクリートのクリープを考慮に入れて、多くのダムの実測値を解析した結果、従来の弾性理論のみでは不明瞭であった種々の問題の解明に役だったと信ぜられる。

なお一般にコンクリートのクリープは、セメント、骨材、配合など多数の要因によって左右されるものであるから、さらに多数の問題が今後に残されている。

2. 試験方法

基礎研究のクリープ試験は特に慎重な定量試験を行なった。供試体の寸法とウェット スクリーンの影響を調べるため、大型（75×150 cm；粗骨材最大寸法 150 mm）、中型（40×80 cm；80 mm）および小型（15×45 cm；40 mm）の 3 種の供試体を順次ウェット スクリーンして合計 33 個作成した。各供試体は塗料とゴム板で二重被覆して水分の蒸発を防ぎ、また大型供試体に埋没した温度計を自動室温調節器に導き、養生室温をマス コンクリートの温度曲線がたどるのとほぼ同じ状態に追従させて断熱養生を行ない、もって温度的にも湿度的にもマス養生の条件を与えた。クリープを生じさせるための一定圧の

持続荷重は、すべて一系統の油圧を自動調節器（Honeywell 製）を介して与え、少なくとも供試体相互間の相対的な圧力差をのぞいた。

載荷支持わくは一樣分布圧力を供試体に生ずるようにならぬように、約 300 t の荷重を与えねばならないので、載荷ピストンにゴム製を用い、反力を受ける支持盤には応力計様の油封入のクッション板をそう入して、わ

写真-1 クリープ大型供試体（75×150 cm）と載荷わく



（向かって右は R.E. Davis 教授）

ずかの不均等変形や偏圧にも所期の目的を達するよう設計し、Baldwin の 2000 t 試験機で載荷わくのたわみや応力を検定し万全を期した。ひずみの測定はカールソンひずみ計を主とし、そのほか表面ひずみ計・応力計・温度計などを併用した。一方応用研究としての電力中央研究所における標準クリープ試験は、自動油圧調節のジャッキを用い、恒温室養生の小型密封供試体に種々の材令に応じた定圧載荷を行ない、カールソン型ひずみ計でクリープを測定した。このようにして当所で求めた各地のダムのコンクリートのクリープ試験結果は基礎研究の結果を用いてフルミックスのダム コンクリートのクリープに換算し、種々の応用解析に用いられた。

3. 結果と考察

無載荷供試体より求めたコンクリートの自己成長量や熱膨張係数などの資料を用いてクリープ試験の結果を整理し、基礎的研究からつぎのような結論を得た。

1) ダム コンクリートがクリープする場合は、載荷が一樣ならクリープ分布も一樣で、供試体の中心部・外周部の位置による差異は認められなかった。

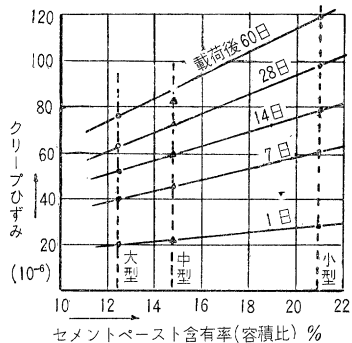
2) ダム コンクリートをウェット スクリーンして種々の寸法の供試体を作ると、供試体相互の間のクリープ量に差異を生じ、寸法が大きいものほどクリープ量は減少し、その間にほとんど完全な直線的関係が存在する。この試験の場合は、試験された種々の持続載荷日数について小型・中型・大型供試体のクリープ量の比率は 1：0.74：0.64 となった。

3) さらに、ダム コンクリートのクリープ量は、入念に締固めたコンクリートにふくまれるセメントペーストの容積含有率に比例する。従ってダム コンクリートをウェットスクリーンして製造した小型供試体のクリープをはかるとつぎの関係式からただちにダム コンクリートのクリープを推定することができる。

$$B = b \times (A + K/a + k)$$

ここに B と b はそれぞれダムコンクリートと小型供試体のクリープ、 A と a は、ダムコンクリートと小型供試体のセメントペーストの容積含有率(%), K は常数で約 3.0

図-1 クリープ量と供試体寸法の関係



である。この関係を示すものが 図-1 である。

4) ダム コンクリートのクリープの実用的な表わし方として、対数方程式 $\epsilon_{total} = 1/E_i + F(k) \ln(t+1)$ がはなはだ良好に実験値を表わし、この式を用いれば電子計算機などの利用に便利である。ここに $1/E_i$ は弾性変形時の瞬間弾性係数で、実験で比較的簡単に求められ、 $F(k)$ は載荷材令によるパラメーターで配合材令などによる。

5) ダム コンクリートのポアソン比は精度不十分ではあったが、弾性変形時に 0.17 前後を示し、クリープ開始直後は急減して 0.12 前後に低下し、以後漸増して再び 0.17 に漸近的に近づいてゆく。元来コンクリートのクリープ現象に関しては、多数の諸説が唱えられているが、ポアソン比についての本実験結果から、コンクリート中の水分の浸出もダム コンクリートのクリープの原因の一つのように見える。

R.E. Davis は非密封供試体についての寸法効果の実験を行なっているが、ダム コンクリートにただちに適用できないと思われる。またウェットスクリーンの効果は、厳密には複雑であるが、本実験では大型骨材が除去される部分だけ小型骨材とモルタルが増えるので、骨材の影響をセメントペーストの容積含有率で間接的に表わし、これをクリープと関連づけて、簡単な定量的関係を発見したものである。

ついで応用に関する研究においては、前記基礎研究の結果求めた定量的関係を用いて、本邦各地のダムコンクリート(有峰ダム・重力式、佐々並川ダム・アーチ式、大森川ダム・ホローグラビティ、諸塚ダム・ホローグラビティ、黒部第四ダム・アーチ式など)をウェットスク

リーンして作成した小型供試体のクリープ試験結果に適用し、ダム コンクリートのクリープに換算して、これらのダムの挙動を解析したところつぎのような種々の事実が明らかになった。

1) 応力計とひずみ計の両方から独立に求めた応力がおおむね良好な一致を示したことから、既述の基礎研究で求めた実用化方式はおおむね満足なものであった。

2) ダム コンクリートのクリープ試験法は、わが国ではまだ確立していないが、筆者らが提案している電力中央研究所標準試験法は、試験成績ならびに実在ダムの実測値に適用検討した結果からおおむね満足な試験法であるように思われる。

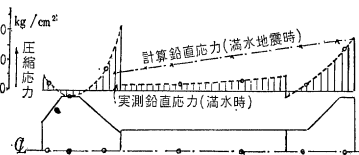
3) 本邦各地のダム コンクリートのクリープを既述の対数方程式で現わしたところ、このパラメーターはある範囲にあり、参考資料としてあげられている。

4) 実在のダムの応力などの実態は、理論計算値や模型試験値などの弾性理論にもとづく結果とかなり異なるもので、なかでも①実測による応力度は一般に机上計算や模型試験から推定した応力度より小さいこと、②ダムの断面におけるコンクリート応力は大部分が曲線状分布を呈すること、③伸縮継目は応力の伝達性を低下させ同時に応力の自己調節作用をも生じさせること(図-2)、

④ ダム コンクリートの熱応力は非常に大きく、場合によっては水圧による応力を凌駕することさえあること、

⑤ 実在のダムに累積されているコンクリートのクリープひずみは弾性ひずみの数倍に達する場合もあること、⑥ 基礎岩盤の永久変形は節理の閉そくのため鉛直・水平の2方向では、地質にかかわらず宿命的に異なり、 E_R の

図-2 ホローグラビティダムにおける鉛直応力分布



意義も複雑になること、などを実例をもって説明し今後のコンクリートダムの設計をいっそう合理化するための資料を示した。

4. 結 言

これを要するに、本論文はとくに考案された装置により、ダム コンクリートのクリープに関し、従来不明とされてきた寸法効果についての解明を行ない、さらにダム コンクリートのクリープを推定するための実用的な標準試験方法を提案し、この方法による試験値を用いて本邦各地のダムを実測・解析し、今後のダム設計上留意すべき資料を与えたものである。本論文の基礎研究は米国カリフォルニア大学で D. Pirtz 教授、R. Carlson 博士などの御指導を受け、応用研究は当研究所職員と電力各社の御協力を受けて完成したもので、取りまとめに当っては終始東大 国分正胤教授の御指導を仰いだ。

【筆者：正員 工博 電力中央研究所】

コンクリート造鉄道建造物に現われる 欠陥と、その補強方法に関する研究

大石重成

1. 要 旨

鉄道建造物に現われる欠陥と、その対策としての補強方法を、特にコンクリート造（石造、レンガ造をふくむ）、鉄筋コンクリート造、プレストレストコンクリート造のものについて述べたもので、次の2部より成り立っている。

第1部 コンクリート造（石造、レンガ造をふくむ）、鉄筋コンクリート造鉄道建造物に現われる欠陥と、その補強方法

第2部 プレストレストコンクリート桁の補強方法の研究

第1部では、国鉄における鉄道建造物の状態、これに現われる欠陥の種類と、その検査方法、および補強方法などが述べられており、第2部では、スパン5mのPC模型桁16本の火災試験、同じく68本の補強方法に関する予備実験、および12.4mの実物大PC被災桁2本の補強試験などから、PC桁の補強方法についてももっとも適当と思われる方法が提案されている。

2. コンクリート造および鉄筋コンクリート造鉄道建造物に現われる欠陥とその補強方法

国鉄の橋梁、トンネル、その他の線路建造物は、財産価格約7300億円におよび、これらは国鉄90年の歴史とともに、経年により風化、老朽し、その強度の低下を来しつつあり、その健全度は次第に低くなってゆく現状にある。これらの欠陥を有する建造物は、取り替え、補強、修繕などを行なって、その機能を十分に発揮できるよう保守して行かなければならない。しかし、これら数多くの建造物を常に安全に保守して行くためには、まず保守を行なってゆく組織を確立することが大切であり、このために専門の検査員を各支社に配置して検査の係に当らせ、これらの検査員に適切な検査方法によって検査させ、健全度を判定せしめるための検査方法、検査基準を確立しなければならない。

検査の結果によって補強、修繕、取り替えなどの処置が決定されるが、コンクリート造および鉄筋コンクリート造の建造物に現われる欠陥は多種多様にわたり、しか

もその原因が複雑なことが多く、補強設計方法を体系化することは非常に困難なことである。国鉄においてはこれまでに多くの建造物に対して、補強あるいは修繕をほどこして来たので、その処置が適切であったかどうかの結果を実際の物について確認することができる例が少ない。

本論文においては橋脚、橋台、トンネル、などの桁に現われた欠陥とその補強の実施例を示したが、これらの多くは十分な補強効果を示しており、補強部分自体がその後ほとんど変状を生じていないことから、補強設計が適切であったものと考えられ、今後、類似の欠陥に対する補強設計に対して参考となる資料を提供している。しかし、変状原因の究明が不十分なまま補強した場合には、補強後、さらに変状を生じているものもあり、また被災部分の除去の不十分なままモルタル吹きつけを行なったため、そのモルタルがはく落している例があるが、これらも今後の補強設計あるいは施工に対し、注意しなければならない資料を提供している。

3. プレストレストコンクリート桁の補強方法の研究

プレストレストコンクリートは新しい構造用材料であり、従ってPC桁に現われる欠陥あるいはPC桁に対する補強方法についての経験は有していない。しかし、プレストレストコンクリートを建造物に使用する限り、将来、補強あるいは修繕の問題が現われて来ることは疑いないことである。プレストレストコンクリートを実際の構造物に大量に使用して行くための信頼性を高めるためには、補強が必要になる前に補強に対する可能性、補強設計に対する指針を得ておく必要がある。

本論文においては、スパン約5mのT型断面の桁68本を製作し、これによって補強に関する基本的事項を検討した。

(1) コンクリートの品質の低下した桁を想定して、 $\sigma_{28}=200\text{ kg/cm}^2$ のコンクリートでPC桁を製作し、これに対して、a) 圧縮側にコンクリートを打ち足して補強する方法、b) 引張側にPC鋼棒を追加して補強する方法、c) 引張側に鉄筋を追加して補強する方法、d) 桁コンクリートにモルタルを吹きつけて断面を大きくする方法、によって補強を実施し、静的および動的載荷試験によって補強結果の適否を検討した。この試験の結果、PC桁のように腹部が比較的薄い場合には、コンクリートの品質の低下によって、せん断に対する強度がいちじるしく低下するので、補強に当っては腹部のコンクリートを補強することが大切であり、この目的のためには、モルタル吹きつけにより桁断面積を均等に大きくすることが有利であることがわかった。

(2) $\sigma_{28}=400 \text{ kg/cm}^2$ で作った模型桁を火災により被災させ、これに対して、(1)において述べた補強方法を適用して補強効果を検討した。その結果、実際に火災を受けた PC 桁においては PC 鋼材が高温下におかれるため、PC 鋼材のリラクセーションがいちじるしく大きくなり、PC 桁のひびわれに対する安全度が非常に低くなる。このため、補強にあたっては追加のプレストレスを加えるのが、ひびわれ安全率をある程度確保する上からのぞましいことがわかった。火災を受けた桁における、PC 鋼材とグラウトあるいはコンクリートとの付着強度は有害なほどに低下していない。

(3) 健全な桁に対する補強：被災はしないが、活荷重の増加などにより補強を必要とする場合の補強の効果を調べた。この場合、引張側に追加の PC ケーブルを配置し、プレストレスを与え、PC ケーブルと桁本体との間に付着を与えたり、与えなかったりしてその補強効果を比較した。その結果、ひびわれ強度のみを対象とすれば、付着はなくても十分目的を達するが、破壊強度に対しても補強を必要とする場合には、付着を与える方が大きな補強効果が得られる。活荷重が 10~20% 重くなったために行なう程度の補強であれば、付着のない PC ケーブルによる補強で十分目的を達することができる。

(4) 被災程度の判定：被災した桁を補強するには、被災の程度を判定しなければならないが、これに関してはソニスコープによる超音波の伝播速度と、被災した桁のコンクリートの品質低下、桁の残留強度、桁の剛度との間に密接な関係があることが確かめられた。

以上の予備試験において得られた結果をもとにして、スパン 12.4 m の被災した桁に対する補強を行なった。

補強方法は PC ケーブルを追加し、被災桁のまわりをモルタル吹きつけする方法を採用した。これは予備試験において、モルタル吹きつけにより、被災桁本体と十分一体となる断面が得られること、また、ひびわれ強度も

被災前の桁と同一にしようとする、非常に大きな追加のプレストレスを与えなければならないが、予備試験における疲労試験の結果によると、モルタル吹きつけによってひびわれ強度は多少低下しても、疲労強度に対しては十分補強の目的を達することができることが確認されたからである。補強の設計としては、被災前の PC 桁の疲労強度と、補強後の疲労強度が一致するように補強用のプレストレスの大きさを決めた。試験結果は下表のとおりである。

項 目	被災前	補 強 後	
		B 桁	C 桁
ひびわれモーメント (t-m)	計算値	134	83.0
	実測値	—	78.8
ひびわれ両開モーメント (t-m)	計算値	—	52.5
	実測値	—	58.8
破壊曲げモーメント (t-m)	計算値	258	357
	実測値	—	336 で破壊せず
PC鋼線疲労モーメント (t-m)	計算値	142	—
	実測値	—	142
コンクリート圧縮疲労モーメント (t-m)	計算値	176	—
			185

実験結果によるとモルタル吹きつけにより補強した桁のひびわれモーメントは計算により予定したモーメントより低くなっているが、これはモルタルが乾燥収縮により見掛けの引張強度が低下したためと考えられる。しかし、ひびわれは非常によく分布しており、巾も小さいので、予備試験の結果と合わせ考えて、疲労に対して心配はなく、十分補強の目的は達せられたものと結論することができる。

火災により被災した PC 桁の補強について種々の方法を実施し、比較した結果、従来鉄筋コンクリートの補強に応用されて来たモルタル吹きつけによる補強方法が補強工費、施工の容易さの点から有利に PC 桁の補強にも応用できることが明らかとなったのである。

【筆者：正員 工博 国鉄新幹線総局長】

コンクリート関係刊行物の頒布について

土木学会より下記の刊行物が出版され目下実費で頒布致しております。御希望の方は直接学会へお申込み下さい。

昭和 36 年度改訂・プレストレス コンクリート 設計施工指針

B 5判 160 頁 定価 300 円 会員特価 200 円 (〒 50 円)

最近におけるプレストレス コンクリート—設計施工指針の改訂と PC 橋の現況—

B 5判 220 頁 定価 550 円 会員特価 400 円 (〒 80 円)

吉田徳次郎博士論文集 (故博士の代表的な論文 9 編を集録)

B 5判 280 頁 定価 1100 円 会員特価 800 円 (〒 120 円)

●コンクリート・ライブラリー 第 1 号● コンクリートの話—吉田徳次郎先生御遺稿より—

B 5判 48 頁 定価 200 円 会員特価 150 円 (〒 20 円)

開水路における乱流構造の基礎およびその水理学への応用に関する一連の研究(総合題目)

日野 幹雄

1. 序

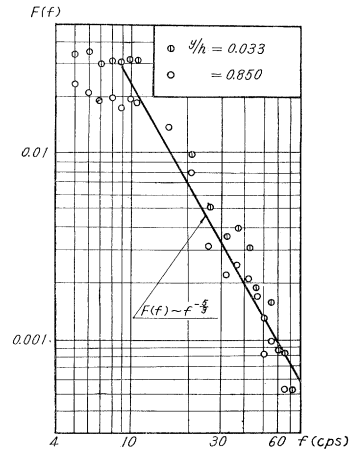
われわれが対象とする流体の流れは、時間的に不規則に変動している乱流である。普通には、この平均値についてのみ取り扱っているが、この論文では変動の特性を中心にして研究した。まず理想化された等方性乱流の理論から与えられる概念に照して、水理学・河川工学などにおいて実際に問題となる開水路の非等方性の乱流の細部構造を理論・実験の両面から明らかにし、次にこの結果を基礎として乱流統計理論の水理学への応用を試み、開水路における物質拡散係数やダム余水吐水路に発達する空気混入流などの工学上の問題に関して、新しい見地から理論を展開したものである。これら理論の与える結果は、すでに発表されているいくつかの実験とよい一致を示した。

2. 開水路の乱流構造¹⁾

乱流の統計理論的研究はおもに等方均一性の乱流についてすすめられて来たが、工学の対象となる非等方性せん断流についての研究は少なく、ことに水流の場合の特性は明らかではない。かって等方性乱流の華々しい研究がそうであったように、開水路乱流の研究にとっても測定器の開発が不可欠の条件である。しかるに空気の場合には、熱線風速計が安定した測定器として使用しうが、水の場合には種々の欠点のため使用することができず(最近 Hot-film 流速計の成功が伝えられる)、そのほかにも卓越した測定器がない。著者は、まず現在のところ最も安定度の高いと思われる抵抗線ひずみ計を Transducer とした Total Head 型の乱れ流速計を試作した。これを用いて、レイノルズ数・粗度の異なる二次元開水路での流速変動を測定し、得られた多数のデータを電子計算機(TAC・IBM 650)によって整理し、流速変動から定義される種々の統計量、すなわち ㊸ 変動流速の度数分布、㊹ その Gauss 分布からの偏りを表わす Flatness Factor および Skewness Factor、㊺ 変動流速の自己相関数 $R(\tau) = \lim_{T \rightarrow \infty} \frac{1}{T} \int_0^T u'(t)u'(t+\tau)dt / \int_0^T u'^2(t)dt$ 、㊻ 乱流は種々の大きさの渦から成り立っていると考えられるが、その強さ u'^2 、㊼ 平均の渦の大きさ $L_X = U \int_0^\infty R(\tau) d\tau$ (U : 時間平均流速)、㊽ 最小の渦の大きさ $\lambda_x =$

$\sqrt{-\frac{2U_0^2}{R_0''}}$ (ただし本研究では Zero-counting 法で求めた)

㊾ 渦のスペクトル分布 $F(f) = 4 \int_0^\infty R(\tau) \cos 2\pi f d\tau$ を求め、理論的検討を加えてその特性を明らかにした。いくつかの結論のうち特に重要と思われる点は、エネルギー スペクトルの高周波領域 (inertial subrange) で $F(f)$ が周波数 f



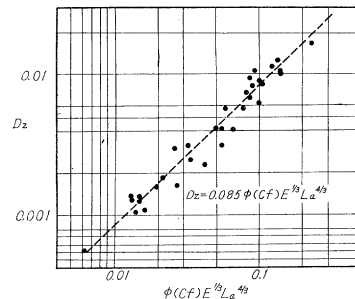
図—1

の $-5/3$ 乗に比例する。従って Kolmogoroff の局所的等方性の理論が開水路の場合にも成立すること(図—1)、また種々の乱流構造を表わす量は互いに独立ではなく、これら相互の間および水路の特性との間に理論的に導かれる一定の関係 $-\sqrt{u'^2}/V_* = F_n(y/h)$, $(\lambda_X^2 \sqrt{u'^2})/(\nu L_X) = \text{const}$, $L_X/h = F_n(y/h)$ —があることを明らかにしたことである。これらの結論は、乱流統計理論を応用する際の基礎となるものである。

3. 開水路の拡散係数²⁾

ここでは、河川汚濁や下水・放射性廃液の処理問題の基礎として、物質の拡散係数の理論を展開した。従来、拡散係数に関しては、気象学・海洋学において Richardson の $4/3$ 則が用いられていたが、最近 Orlob は拡散係数 D は乱れの尺度 L_a のみならず、エネルギー逸散率 E にも関係しなければならないとして、次元解析的に $D = \text{const} E^{1/3} L_a^{4/3}$ を与えて実験的にほぼこの関係が正しいことを示した。著者は G.I. Taylor の拡散理論に上記の基礎研究の結果を導入し、水路の底面粗度の影響

図—2



をもふくんだ形で拡散係数の理論式 $D = \text{const } c_f^{5/6} \left(1 - \frac{1}{k} \sqrt{\frac{c_f}{2}}\right)^{-1/3} E^{1/3} L_a^{4/3} = \phi(c_f) E^{1/3} L_a^{4/3}$ を導いた。この式の妥当性は、Orlob の実験再整理によって確かめられた(図-2)。また、流れ方向の垂直断面内の拡散についても取り扱った。

4. 急勾配水路の空気混入流

ダム余水吐のような急勾配水路を流下する高速水流は、流下につれて自然と空気を混入し、見掛けの水深を増加させる。それは、現象そのものが興味深いのみならず、余水吐水路側壁の高さの設計上からも重要であるので、野外観測や模型実験が多数行なわれているが、力学機構に関する理論は少ない。これは、流れが従来の水理学で取り扱われて来た連続流体ではなく、二相流体であることによって。著者は、この現象に対しても前記の基礎研究をもとにして、まず空気や砂などを混入した混相流の乱流構造に関して考察し、空気混入の開始条件として従来から研究されてきた「底面から発達する乱流境界層が自由表面に達すること」のほかに、水面から飛び出す水沫の大きさ・運動エネルギー・乱れの特性を考慮して導かれた条件 $1 + c_1 l \sqrt{-T^2} \sqrt{\frac{h}{Y}} + c_2 h^{3/4} T^{1/4} \leq c_3 h^{5/4} T^{1/4}$ を満たさねばならないことを示し、他の論文の実験・実測と比較した。次に、十分に発達して等流状態に達した空気混入流について、遷移面からの土の空気中に水沫の飛び散っている上層での新しい空気濃度分布式を、水面からの水沫の飛び出し確率・ある一点の通過確率から導き、分布のパラメーター Y を水深、摩擦速度などによって与えた(図-3)。遷移面から下の水中に、気泡の混じった層の空気濃度分布は、土砂流の場合と同じ $C = C_1 (y/d_T - y)^Z$ ($C_1 =$ 遷移面での空気濃度、 $d_T =$ 遷移面の高さ)であるが、気泡に働く力を Kolmogoroff の局所的等方性の理論を用いて導き、この分布パラメーター Z

図-3

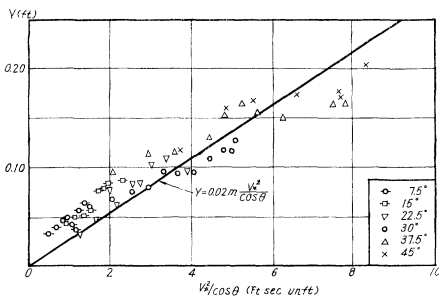
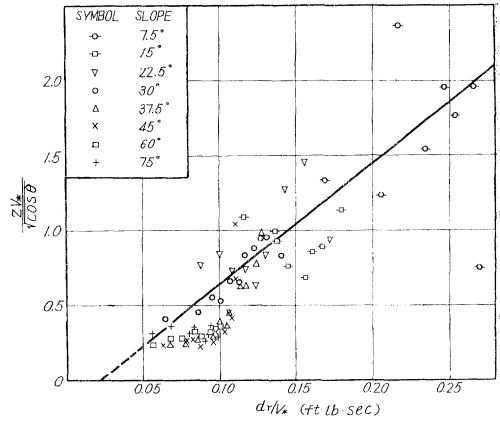


図-4



が d_T/V_* の関数であることを明らかとした(図-4)。これらの理論式と Viparelli や Straub and Anderson の実験とは良い一致を示した。ここに展開された解析方法は、他の空気混合流、二相流、例えばアーチダムクレストからの落下水束の分散、二次取水口からの空気混入、ボイラ管内の気液二相流にも応用しようと思う。

この一連の研究は、著者の東大大学院在学中から引続いて行なっている課題であり、その間御指導いただいた本間教授・嶋助教授をはじめ実験およびその整理に協力して下さった須賀堯三君(建設省土木研究所)、徳岡康夫君(建設省)に深く感謝の意を表したいと思います。

- 1) "The Structure and diffusion coefficient of turbulent shear flows. Part I, The turbulence characteristics of open channel flows" Technical Report C 6103, Central Research Institute of Electric Power Industry. (Sept. 1961)
- 2) "The diffusion coefficient in two-dimensional shear flows" 上記論文の Part II.
- 3) (a) "On the mechanism of self-aerated flow on steep slope channels..... Applications of the statistical theory of turbulence." Proceedings of the IXth Convention of the International Association for Hydraulic Research. Yugoslavia. (Sept. 1961)
- (b) "A theory on the mechanism of self-aerated flow on steep slope channels". Technical Report C 6101, Central Research Institute of Electric Power Industry. (June, 1961)

【筆者：正員 東大工博 電力中央研究所】

- (1) 水平横荷重を受けるアーチ橋について
- (2) アーチ橋のねじれ座屈について
- (3) 曲線格子桁の解法

倉 西 茂

(1) 水平横荷重を受けるアーチ橋について

垂直荷重のつくる圧力線にアーチ軸線の形を近似させることにより、アーチ橋に働く応力の軽減を計ることができる。しかし橋軸に垂直な水平荷重に対しては、橋軸のわん曲の影響を受けて、アーチ リブ に曲げとねじり応力が働き、必ずしも有利な構造とはいえない。特に支間が長くなると巾員と支間の比も小さくなり、横荷重により端部のアーチ シューに引張力が生じるかどうかということとともにアーチ リブに働く直応力度の値も問題になってくる。本論文は2本の主桁をもった鋼アーチ橋を1本の円弧状の曲りばりて代表させて、水平横荷重を受けたとき生じるねじりモーメント、曲げモーメントなどを求めるとともに、主桁に働く応力度を算出したものである。

アーチの側方への変形にはその輻射軸まわりの曲げ剛性よりねじれ剛性が主役をなす。いまアーチ橋を1本のはりで代表させると、ねじれ角についての微分方程式は次式で与えられる。

$$\begin{aligned} & \frac{C_{bd}}{R^6} \beta^{IV} + \left(\frac{C_{bd}}{R^2} - \frac{C_{bd}C_q}{C_T} \right) \frac{1}{R^4} \beta^{IV} \\ & + \left(C_q - \frac{C_{bd} \cdot C_q}{R^2 C_T} \right) \frac{1}{R^2} \beta'' + \frac{C_q}{R^2} \beta \\ & = - \frac{C_{bd}}{C_J R^5} M_Z^{IV} + \left(\frac{C_{bd} C_q}{C_T C_J} + 1 \right) \frac{1}{R^3} M_Z'' \\ & - \left(\frac{C_q}{C_J R} + \frac{C_q}{C_T R} \right) M_Z - m T'' + \frac{C_q}{C_T} m T \end{aligned} \quad (1)$$

ここで C_T, C_{bd}, C_J はそれぞれ主桁のねじり剛性、曲げ剛性と巾員、断面積に関する量である。 C_q は横桁の曲げ剛性に関する量であり、 M_Z は輻射軸まわりの曲げモーメントの値である。 $C_q=0$ すなわち横桁の曲げ剛性が小さい場合は主桁のねじり剛性に関する量は0となり、横荷重に対して主桁のねじれ剛性は発揮できない。 $C_q \rightarrow \infty$ とすると(1)式は次のとおりになる。

$$\begin{aligned} & - \frac{C_{bd}}{R^4} \beta^{IV} + \left(\frac{C_T}{R^2} - \frac{C_{bd}}{R^4} \right) \beta'' + \frac{C_T}{R^2} \beta \\ & = - \frac{1}{R} \left(1 + \frac{C_T}{C_J} \right) M_Z + \frac{C_{bd}}{C_J R^3} M_Z'' - m T \end{aligned} \quad (2)$$

以後(2)式について解を求め解析を進めているが、横桁

の曲げ剛性の影響は、ある荷重に対しての変形の一致より、主桁のねじれ剛性に換算して考慮している。主桁のねじれ剛性があまり大きくない場合、端モーメントの値は近似的に次式で与えられる。

$$M_A = 0.1012 \alpha^2 R^2 q \dots \dots \dots (3)$$

ここで α は中心角、 q は荷重強度、 R は曲率半径である。また主桁のねじれ剛性が小さい場合アーチ クラウンでのねじりに

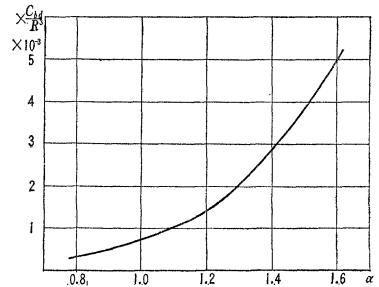


図-1 ねじり剛性を無視した場合の各種 α に対するアーチ クラウン B^T の値

よる応力度と中心角の関係は図-1に示したとおりとなる。その応力度の分布は図-2に示したようになり応力度は1/8点付近が一番大きくなる。

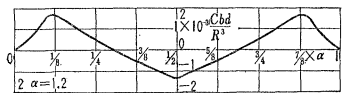


図-2 $GJ_T=0$ のときの各断面における B^T の値

一般に主桁のねじれ剛性が小さい場合主桁に働く応力には端モーメントが大きな役割をなし、端モーメントが働かなくなるとアーチは崩壊する。主桁のねじり剛性が大きく横桁の曲げ剛性も大きい場合には端モーメントの役割は軽減される。しかしアーチは側方への変形量が大きいので、横荷重問題は床組などの剛性ととも論じなければならない。

(2) アーチ橋のねじれ座屈について

本論文は垂直荷重を受けている2ヒンジ円弧アーチ橋が側方へたわみながら起こすねじれ座屈を取り扱ったものである。限界水平反力の値はエネルギー法を用いて求めている。水平反力によるアーチ クラウンでの平均限界水平反力は次式で与えている。

$$\sigma_{cr} = E \alpha_k \left(\frac{b}{\alpha R} \right)^2 \dots \dots \dots (4)$$

ここで α_k は荷重がアーチ軸線上にある場合の座屈係数であり、 b は主桁間隔である。座屈係数は荷重状態、主桁のねじれ剛性、中心角、主桁間隔、曲率半径に関する量である。 α_k の値は主桁断面のねじり剛性と曲げ剛性の比を m とし $m=0.1, 0.01, 0.001, 0$ の4種について中心角 $\alpha=0.8 \sim 1.4$ 、主桁間隔 b とアーチ軸の長さの比 $(b/\alpha R)=1/4 \sim 1/20$ について計算し図示している。今 $m=0.1$ の場合について図示すると図-3のようになる。

座屈変形としては、アーチを1本のはりともみた場合、

輻射軸まわりの曲げの項が0であり、対称形のものをとっている。またこのような変形が最少の変形エネルギーを与えるものである。もちろんこの場合もアーチの側方への変形は0ではない。また荷重がアーチクラウンより h_c だけ上の水平線上にあるとき座屈荷重は低下する。その低下率を h_c/R の形で示している。一例として図-4にその値を示す。

図-3 座屈係数の値

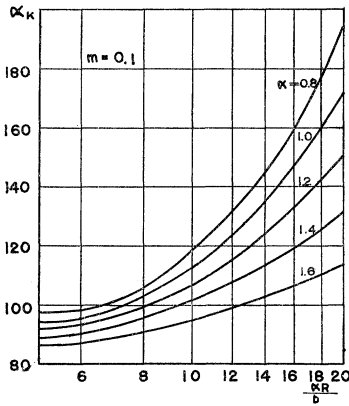
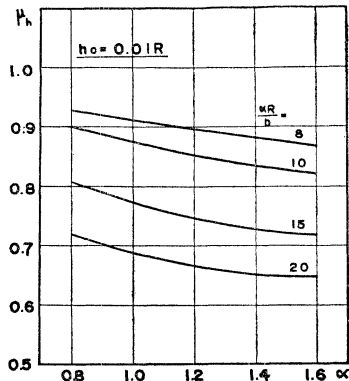


図-4 荷重が h_c だけアーチクラウンより上にあるときの α_k 減少率 M_n



(3) 曲線格子桁の解法

本論文は (2)

式で与えられる曲りばりのねじれ角に対する基礎微分方程式をもとにして、曲線格子桁の解析を取り扱ったものである。その解析方法は主桁に働く曲げモーメント、ねじりモーメント、主桁のたわみ、ねじれ角、主桁と横桁との間に働く反力、モーメントなどをすべて正弦の項のみからなるフーリエ級数に展開して表わし、主桁と横桁の変形が一致することよりそれらの係数を定めて解く方法によっている。

いま垂直荷重 w 、ねじりモーメント荷重 mT をフーリエ級数で表わすと、

$$w = \sum_{r=1}^{\infty} w^{(r)} \sin \frac{r\pi}{\alpha} \varphi, \quad mT = \sum_{r=1}^{\infty} mT^{(r)} \sin \frac{r\pi}{\alpha} \varphi \quad (5)$$

曲げモーメントは、

$$M = \sum_{r=1}^{\infty} \frac{1}{\left(\frac{r\pi}{\alpha}\right)^2 - 1} (Rw^{(r)} + mT^{(r)}) \sin \frac{r\pi}{\alpha} \varphi \quad (6)$$

で与えられる。

主桁のたわみとねじれ角は、

$$Eu_k = \sum_{r=1}^{\infty} \{U_k^w w^{(r)} (w_k^{(r)} v_k^{(r)}) + U_k^T m_k T^{(r)}\} \sin \frac{r\pi}{\alpha} \varphi \quad (7)$$

$$E\beta_k = \sum_{r=1}^{\infty} \{B_k^T m_k T^{(r)} + B_k^w w^{(r)} (w_k^{(r)} - v_k^{(r)})\} \sin \frac{r\pi}{\alpha} \varphi \quad (8)$$

といった形で表わされる。不静定力を横桁端に働く曲げモーメントとして、撓角撓度法より不静定力を算出することができる。

曲線橋は横桁をかなり剛にしてつくられるので、横桁を剛と考えた場合は解析は簡単化される。変形の項の関数として外力の項を表わすと、

$$m_k T^{(r)} = E(-M_k^T u_k^{(r)} u_k^{(r)} + M_k^T \beta^{(r)} \cdot \beta_k^{(r)}) \dots (9)$$

$$v_k^{(r)} - w_k^{(r)} = E(-W_k^u u_k^{(r)} + W_k^{\beta} \beta^{(r)} \beta_k^{(r)}) \dots (10)$$

なる形で表わされる。変形は横桁が剛という関係よりすぐ求まり外力の項を算出することができる。今4本主桁のものと、ねじれ剛性をもった2本主桁の曲線格子桁を示すと図-5が得られる。

図-5 (a) 計算例に使用した橋断面

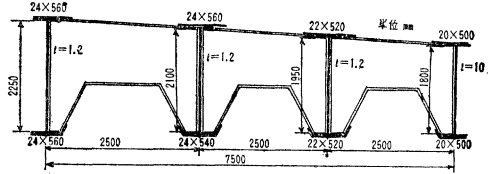


図-5 (b) 主桁に働く曲げモーメント図

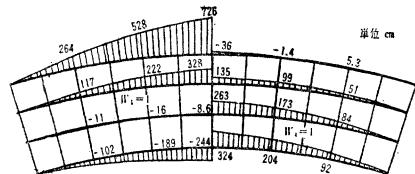


図-6 (a) 計算例に使用した橋断面

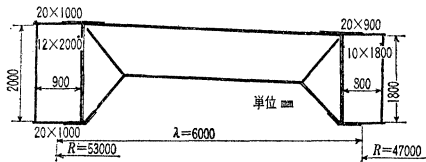
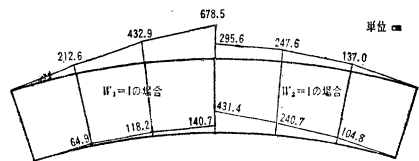


図-6 (b) 主桁に働く曲げモーメント図



【筆者：正員 東大工博 東北大学助教授】