

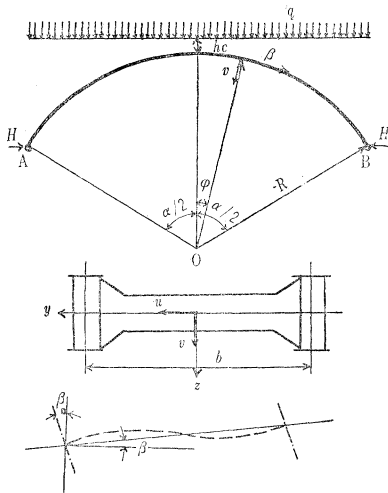
今月は6月号に引きつづいて論文集第75号登載論文として、次の3論文を紹介いたします。

アーチ橋のねじれ座屈について

倉 西 茂

本論文は垂直荷重を受けている2本主桁の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(図-1参照)。この場合の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応力度は次式で与えられる。

図-1



$$\sigma_{cr} = E \alpha_K \left(\frac{b}{\alpha R} \right)^2 \dots \dots \dots (1)$$

ここで α_K : 荷重がアーチ軸線上にある場合の座屈係数
 i : 主桁の水平軸まわりの断面2次半径
 b : 主桁間隔
 α : 中心角
 R : 曲率半径

座屈係数は荷重状態主桁のねじれ剛性中心角, 主桁間隔, 曲率半径などに関係する量である。本論文では対称座屈変形として水平変位 u , ねじれ角 β として

$$u = A \cdot R \left(\cos \frac{\pi}{\alpha} \varphi + \frac{1}{3} \cos \frac{3\pi}{\alpha} \varphi \right) \dots \dots \dots (2)$$

$$\beta = A \left(\frac{\pi}{\alpha} \right)^2 \left(\cos \frac{\pi}{\alpha} \varphi + 3 \cos \frac{3\pi}{\alpha} \varphi \right) \dots \dots \dots (3)$$

の形を採用している。これはアーチを一本のはりとみた場合輻射軸まわりの曲げの項が0であるような変形であり, またこのような変形が最小の変形エネルギーを与えるものである。上式ではアーチの中央より計った角度である。アーチのねじれ座屈の場合対称座屈の方が逆対称座屈より低い座屈荷重を示すので, α_K の計算式を示すとともに(2), (3)式で与えられる座屈変形を用いて α_K を計算し図示している。すなわち横桁を剛とし主桁断面のねじり剛性と曲げ剛性の比を m とし $m=0.1, 0.01$,

図-2

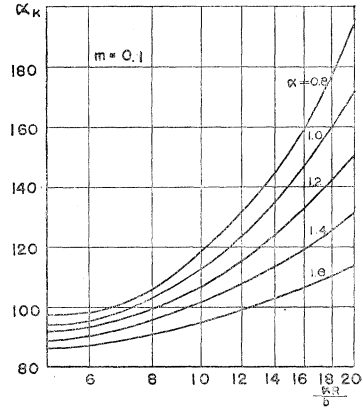


図-3

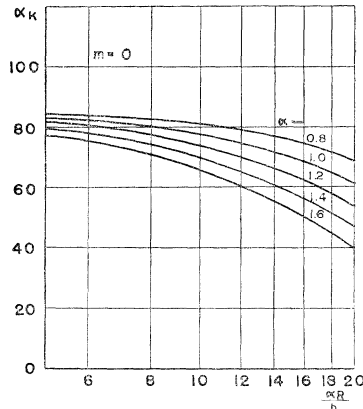
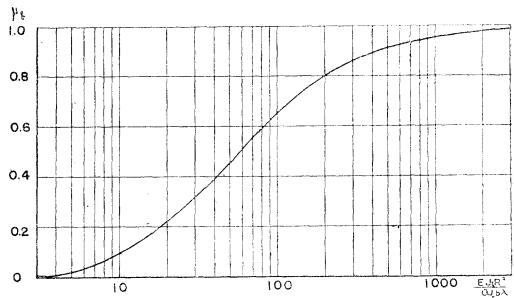


図-4



0.001, 0 の4種についてそれぞれ中心角 $\alpha=0.8 \sim 1.4$, 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 α_K を計算し図示している。今 $m=0.1$ と $m=0$ の場合について例示すると図-2, 図-3 のようになる。一般に中心角が小さい偏平なアーチほどねじれ座屈応力度は高くなっている。ねじれ剛性が比較的大きい場合はアーチ軸の長さに対して主桁間隔が狭いほど座屈応力は高くなり, ねじれ剛性が小さいときは逆に主桁間隔が狭いと座屈応力は低下する。

今まで横桁は剛体として主桁に剛結されているものとして取扱ってきたが横桁の変形を考えると見掛上の主桁のねじれ剛性は低下する。その減少率 μ_q を計算し図示して図-4を得ている。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

図-5

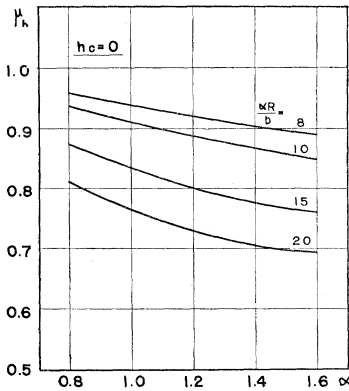


図-6

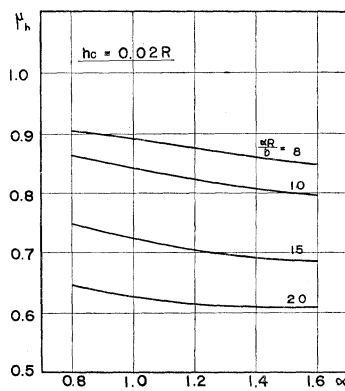
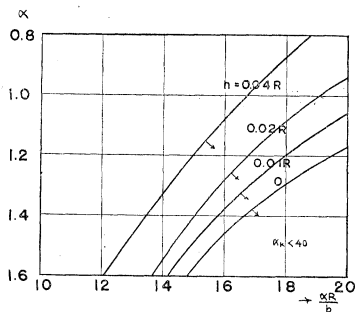


図-7



ときはやはり座屈荷重は低下する。その低下率 μ_h を $\alpha=0.8\sim 1.6$, $\alpha R/b=8\sim 20$ について $h_c/R=0, 0.02, 0.04, 0.08$ の場合について計算し図示している。今ここに例示すると 図-5, 図-6 である。アーチの面内座屈も(1)式と同様な形で書かれ一般に逆対称座屈の場合 $\alpha_K=40$ 程度の値をとる。そこでねじれ座屈を起こす危険は(1)式で α_K が 40 以下の場合である。よって主桁のねじれ剛性の小さい場合について $\alpha_K < 40$ となる範囲を求め 図-7 を得ている。

【筆者：正員 工博 東北大学助教授，工学部土木工学科】

生研式アーチ ダム模型振動試験方法について

岡本 舜三・加藤 勝行・伯野 元彦

アーチダムにおける地震観測結果によれば地震時に堤体には主として低次固有振動が誘起されることが認められた。従って地震時アーチダムの挙動を解析するには modal method が有効であると思われる。そのさいダムの固有振動の特性を知ることが必要であるが、そのためには模型実験が最も適当である。

在来の模型振動実験は振動台上に模型をすえ加振する方式が多いが、この方式には次のような短所もあげられる。

- ① 大型の模型を試験するためには大規模の振動台およびその付属装置を必要とし実現が困難となってくる。
- ② 正弦波形または衝撃的外力しか与えることができない。

以上の欠点を補うため次のような考え方で独自の振動実験装置を考案し、これを生研式加振装置と名づけた。

一般に振動学から明らかにならないように振動している弾性体には空間固定座標からみると慣性力および弾性復元力などが働いているが振動台上に振動体と固定された相対座標をとれば上記の力以外にさらにみかけの力が作用することになる。このことは次の例によって簡単に説明できる。いま片持ばり AB の A 端を振動台上に固定し B 端は自由とする。A 端に座標の原点をおき片持ばり方向に x 軸をもつ直交座標系 (x, y) と空間固定座標系 (X, Y) とを定めると片持ばりの振動方程式は

$$m \frac{\partial^2}{\partial t^2} (Y+y) + EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = 0 \dots\dots\dots (1)$$

境界条件は

A 端にて $y=0, \frac{\partial y}{\partial x}=0 \dots\dots\dots (2)$

B 端にて $\frac{\partial^2 y}{\partial x^2}=0, \frac{\partial^3 y}{\partial x^3}=0 \dots\dots\dots (3)$

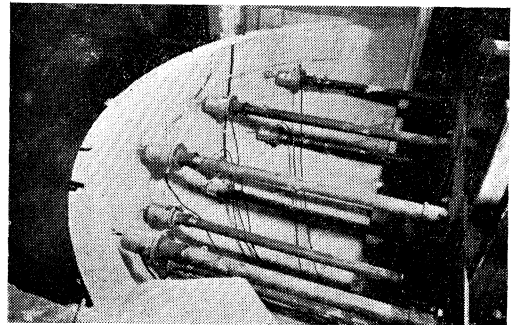
ここに m は片持ばりの単位質量， EI は片持ばりの曲げ剛性である。

(1)式を変形すると

$$m \frac{\partial^2 y}{\partial t^2} + EI \frac{\partial^4 y}{\partial x^4} = -m \frac{\partial^2 Y}{\partial t^2} \dots\dots\dots (4)$$

(2), (4)式から振動台が Y という運動を行なった時の片持ばり変位は振動台を固定して片持ばりの単位質量と振動台の加速度との積を片持ばり各要素に加えた場合のそれと等しいということを示している。われわれは写真-1 に示すようにアーチダ

写真-1 生研式アーチダム振動試験装置



ムの石膏，珪装土大型模型を床上に固定しダム表面に他端を剛なコンクリート壁に固定した 10 個の電磁コイル型加振器を接着しダムを加振した。このさい各加振器の与える力は等しいためそれぞれの受け持つダム質量が等しくなるよう配置した。加振器はダイナミックスピーカーと同様の原理を用いており、鉄芯にコイルを巻きその外側に永久磁石をそなえている。ダム面に鉄芯を付着させコイルに電流を通じると電流の強さに比例し電流波形と相似の波形をもつ加振力をダムに与えることができる。加振器 1 個の最大出力は 10 W，加振力は 1.8 kg である。また付属増巾器出力は最大 100 W，増巾度の平坦な周波数範囲は 5~2000 cps であり，加振器と増巾器を接続のうえ行なった試験結果では上記周波数範囲で位相遅れは認められなかった。しかし模型の変位すなわち加振器鉄芯の変位が全振巾 2 mm を

超えると一定の加振力を与えることができないので剛性の比較的小さい構造物への適用は今後の研究に待つべきである。

ダムに正弦波振動力を与えるためには通常 的発振器を用い、地震波形の力を与えるにはテーブ レコーダーにあらかじめ録音した地震波を増巾した。生研方式の特長は大馬力の装置を用いることなしに大型の模型が試験できることと高周波の振動を容易に模型に与えることである。

その結果次のような利点が認められた。

- ① 模型が大型の結果、測定 的精度の向上 が期待でき現場の 実情の再現性に信頼がもてる。また模型の 固有振動数を低下させることができる。
- ② 高周波振動を与えることができる結果高次の 固有振動に至るまでその特性を明らかにしうる。
- ③ 模型の減衰常数を 実際のダムに一致させることができる場合には 特定の地震に対してダムに生ずる 応力を直接測定することができる。

論文中にはこの試験方法によって求めたアーチ ダムの振動形、振動数などの固有振動特性ならびに今後に残 されている問題についてもくわしく述べている。【筆者：岡本；正員 工博 東京大学教授 生産技術研究所、加藤；正員 東京大学生産技術研究所第一部、伯野；東京大学大学院学生数物系研究科】

新潟地盤沈下現象に対する考察

傍 島 湊

1. 概 要

新潟地区における地盤沈下現象は、天然ガスの採取が増大するにつれて急激となり、その原因を究明するため 現地に地盤沈下調査委員会が結成され、筆者はその委員長として 種々の調査を担当した。

一方天然ガス採取は終戦後逐次増大し、特に 最近数年間は化学原料としての利用が活発になってその 使用量は急激に増大した。このガスは水溶性でガス採取には揚水がともない ほぼ同量の水を吸み上げることになる。そしてガス坑井の 位置は河海に沿って開削され、利用に便利 な都市に集中される 傾向がある。

2. 地層の土質力学的性質

地層の概略を記すと地表付近は 大体砂であり、深さ 10~40 m では砂とシルトの互層である。40~120 m では厚いシルト層で、150 m 付近に砂礫層がある。160~220 m は砂層となっている。以下粘土層で 230~280 m の部分は砂礫層、280~360 m は主として粘土、360~520 m は砂、礫層が卓越している。次に粘土層があり、560~650 m に粒径の大きい砂礫層がある。それ以下はシルト層となり 700 m 付近に砂礫層がある。その下はシルト粘土層が連続している。

沖積土層の粘土の自然含水量は最も重視 し 詳細に調査した。この間げき比の深度分布は、全層を通じて粘土含有量 と対応した傾向を有している。また飽和度は深度の影響は少なく 大体 90% 前後となっている。圧密試験の結果から 1~2 kg/cm² の過剰先行荷重が認められる。砂礫層からガス水を揚水 するためにその上下の粘土層は水圧低下のために 圧縮荷重を受け、その圧密度は 13~22% でまだ圧密は層の中央部に達していない(図-1)。

圧密係数の C_c の値は 図-2 から大体 $1.5 \sim 3.0 \times 10^{-1} \text{cm}^2/\text{min}$ となり、体積圧縮係数 m_v の値は 図-3 から深度 700 m までの層を考えるとその平均荷重は約 26 kg/cm² であり、この圧力に

対する m_v の値は $3.5 \sim 7 \times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{kg}$ である。長期間の圧密計算を行なう場合、24 時間載荷によって求めた m_v の値の 50% 程度増して用いるのがよいから、 $5 \times 10^{-8} \text{cm}^2/\text{kg}$ を全層の平均値と考 えてよいであろう。また砂層の体積圧縮係数については 試料がなく、ほかの試料の試験結果から 26 kg/cm² 付近の値として $4 \sim 8 \times 10^{-4} \text{cm}^2/\text{kg}$ と考 えることができる。各試験結果から新潟粘土層はシルト層粘土ロームで深さ 300~600 m の粘土も上層と大した変化なく 大体緩い土であるといえる。

3. 観測井による調査

地質調査のためのボーリング孔を利用して 二重管による観測井を設けて、内管の抜け上り測定と地下水位の 測定を直接観測する方法を採用した。すなわち深度を異にする観測井群を沈下速度の異なる地区に設置して 深度分布の地域的変化が明らかにされる。これと水準測量を併用して沈下の 実体を確実につかむことができる。

1957 年山の下地区には 610 m (G₅ 層)、380 m (G₄ 層)、260 m (G₃ 層)、30 m (地表層) の各観測井を設けて、380~610 m の間の収縮速度が最大であることを知った。その後 1200 m の観測井を設けて 610 m 以下の地層の収縮を調べることにしたほか、大形、沼垂、秋葉通の各地区にも観測井を設けた。この結果沈下速度の地域的変化は水準測量による沈下の 地域変化と一

図-1 圧密試験結果

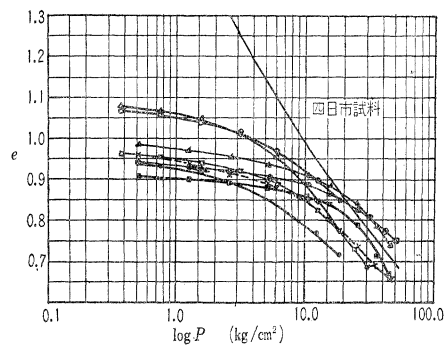
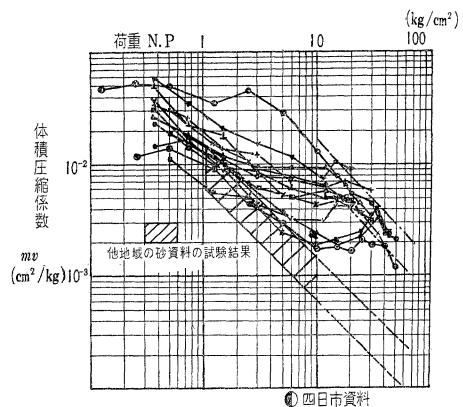


図-2 体積圧縮係数-圧力図

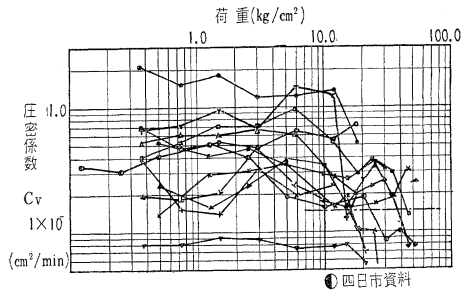


致した。深さの異なる観測井の数値は合理的に深いものほど大きな値を示した。

4. 地盤沈下の状況

新潟市の一等水準路線は 1898 年に設置され、今までに 9 回の測量が行なわれた。一方検潮器の記録から 平均潮位のいちじるしい上昇が見られ、1951~1955 年までの沈下は 5 cm/year 程度

図-3 圧密係数-圧力図



であったが、1956年以降急激に増大し1958年には50 cm/yearに達する沈下が認められるに至った。同時に既設構造物の天端測定の結果も同様の現象が認められた。

1957年8月以降は広く2等水準点を設けて半年ごとに測量し、沈下の地域的変化の状況も逐次明らかとなった。

一方各所に設けた観測井群の結果から各地層の収縮量が明らかにされてきた。その結果次のことが判明した。

- a) 20 m 以浅の地層の収縮は認められない。
- b) 20~260 m および 260~380 m の地層の収縮量は全体の5~10%程度にとどまった。
- c) 380~610 m の地層の収縮は約40%であり、610 m 以深の収縮も40%に達している。

5. 地下水圧の状況

種々調査の結果から次のことが判明した。

- a) 各地区で各層の水位は直線的に低下している。
- b) 揚水量の多い層ほど水位低下速度は大で水位は低い。
- c) 開発の早く行なわれた地区の水位低下は早くから起こっていた。
- d) 内野地区、浜浜地区での水位は1957年ころすでにG₂層で-5~-10 m, G₁層で-20~-25 m程度でその後急に低下した。
- e) 各層の水位低下がその地区で平行的に変動している。
- f) 採取を停止したとき水位は3~4 m回復した。

6. ガス採取と地盤沈下との対応

ガス生産量と沈下の時期的変化はよく対応している。また港

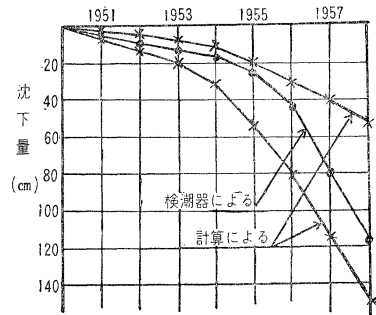
頭地区の検潮器の示す潮位上昇(すなわち地盤沈下)と同地区のガス生産量の関係もよく対応している。ガス採取を中止した地区で水位の回復が確認され、その前後に行なわれた水準測量の結果で採取中止地区で沈下速度が減少したことも確認された。すなわちガス量と時期的対応はよく一致している。

ガス量と採取地域との対応も明瞭に認められ、さらに採取量と採取深度の沈下との対応も観測井の記録から明瞭となった。

7. 地層圧縮量の計算

新潟地区の地盤沈下の経過から沈下は地下水圧の低下によるものとして数量的にも説明できる。すなわち砂礫層は時間の遅れなく弾性的に圧縮し、粘土層は圧密理論に従って圧密するものとし、それらの圧縮をS_s、圧密をS_cとして各層ごとにS_sとS_cを計算して合計すると沈下量が得られる(図-4)。

図-4 計算および検潮器による沈下量比較



また将来の沈下の予想も地下水位を仮定すればこの方法で計算することができる。逆に許容できる沈下速度を決めれば許容水位低下を求めることもできるわけである。いずれにしても各層の水位を-20 m程度に保てば沈下速度が10~15 cm/year程度に収まらざることは推定できる。

以上の諸調査ならびに算定と実際の一致から、新潟の地盤沈下の現象は天然ガスの採取にもとづく大量の地下水汲み上げによって起こされているということ、そしてそれ以外には沈下を説明できるような他の原因は見当たらないことが明らかとなった次第である。【筆者: 正員 KK水野組取締役】

会 員 欄

最近の学会誌を読んで

磯野 隆吉

毎月楽しく学会誌を読んでいます。楽しくというのは今年になって、1月号 田中 清氏 長柄橋(人柱伝説雑考)、3月号 角 浩氏: 画家より見た橋と道、4月号 大谷東平氏: 津波の碑、などが趣味という大変ですが土木史に興味を持っていますので大変楽しいというわけです。できれば毎月このような記事があればと思っています。

次に巻頭の原色版(注: 4月号)も目新しく結構です。これも学術誌とすれば費用の点で大変と推察します。

次に研究所めぐりも面白い記事です。これも号を経るにしたがっていろいろと面白いことが出てくると思っています。希望

としてはニュース欄の拡大・豆知識とかあるいは一行知識とかの類も同様、要するに論説などの主題に配する色どりとといったものが案外面白く読めると思います。

提案としては各地方別の土木工事紀行といえますか近ごろ流行の文学散歩のものはいかがでしょうか。また橋梁は土木の中でも誠にはなばなしい存在だと思いますので、橋梁の沿革史なども取りあげていただきたい。

さらにぐっとくだけた文学(小説)に表われた土木および土木技術者(例えば古くは舟橋聖一氏の「男」、近くは中山義秀氏の薩摩藩の木曾川改修をあつかったもの)の紹介などはいかがですか。自分のすきなものをばかりならばでしたが、もちろん学会誌の使命はよく承知していますがその上での話です。

編集子の5円の投資をおしませず……の文章につられて一言しましたがこのような読者もいることも何かの御参考になれば幸いです。【筆者: 正員 大阪鉄筋コンクリート取締役社長】