

水道管路の被害と地震時動水圧

小川 信行*

国立防災科学技術センター大型実験研究部

Some Damage of Pipe Line for Water Supply System

—Related with Water Pressure during Earthquake—

By

Nobuyuki Ogawa

*Earthquake Engineering Laboratory, Research Division of Large Experiments,
National Research Center for Disaster Prevention, Kurihara 4489-1,
Sakura Vill., Ibaraki-ken, 300-32*

Abstract

There are many factors that have effects on the damage of pipe line for water supply system during earthquake. Water pressure in pipe line is one of the factors, but it has scarcely been considered up to the present. In this paper the author took up some kinds of damage, and studied on the following problems experimentally and theoretically relating with water pressure.

- 1) Strength and fracture of some real pipes submitted to dynamic water pressure.
- 2) Rise and propagation of water pressure in pipe line by ground motion.

1. 序

地下埋設管は、都市の機能を維持する上でますます重要なものとなっているが、過去の大地震においては、例外なく大被害をこうむってきた。被害の大部分は地盤および構造物と管自体の関係によって生じているものであるが、水道管の場合は内圧の影響も一つの問題点となる。

水道管に平時の内圧以上の圧力が作用する場合の一つにいわゆる水撃現象がある。広い意味では地震対策の一つとなるが、停電によるポンプの急停止等、主として外部的要因に基くものである。内圧発生以外の要因としては、地震動によって管路の分岐点等に発生する動水圧とその伝播による脈動圧力がある。その特性は、管路の構造と地動によって決まるものと思われる。

地震時に何らかの原因によって内圧が発生した場合に管路におよぼす影響としては、一つ

* 耐震実験室

は内圧によって不平衡力が発生し、他の荷重と合成されるような場合、他の一つとして内圧そのものが管の強度を越える場合が考えられる。実際の被害では土圧あるいは地盤破壊によるものが卓越するため、内圧の影響を評価することは困難であって、被害の状況から荷重条件を推定する、あるいは発生しうる動水圧を理論的に推定する、ということになる。

従来、水道管に作用する内圧としては、平時の内圧に水撃圧を 5kg/cm 程度加えた値が考慮されており、管路の地震時動水圧は、特にそれが水撃圧と重なる可能性がある場合（土木学会（1973））にのみ、 $3\sim 5\text{kg/cm}^2$ 程度考えればよいとされているが、これらの数値自体は必ずしも十分な根拠を持つものではない。

また、内圧による管の破損は、一般に軸方向亀裂が主体となるが、従来の破壊実験では静的な加圧によるものがほとんどであって、動的な水圧によるものは少ない。実際の地震被害においても軸方向亀裂による破損がいくつかみられるが、その原因を明らかにするためには、外圧（土圧）、内圧を含めて種々の荷重条件で破壊実験を行なうことも一つの手段であろう。

この小文では、はじめに過去の被害から若干の例を取り上げ、次いで内圧の問題にしぼって、管の破壊実験を行なった結果について述べ、最後に水道管路の地震時動水圧の発生と伝播について検討する。

2. 水道管の被害例

水道管路はこれまでの地震で、継手部あるいは構造物に接続する部分での破損、抜けなど、また、直管部での切損、亀裂、その他地盤の破壊・流動化などによる浮上、沈下、破断など種々の被害を受けている（土木学会（1927）、同（1966）、1968年十勝沖地震調査委員会（1968））。そのうち、管体に軸方向亀裂を生じて破裂したものを取り上げてみると、古いものでは、関東大地震における被害があげられる。ここでは鑄鉄管であるが、径の大きい配水管に何箇所もこの種の破裂を生じているのが注目される。また最近では、伊豆半島沖地震での被害にその例がみられる（国立防災科学技術センター（1974））。ここでは配水管として使われている径 $10\text{cm}\sim 20\text{cm}$ の石綿セメント管に破裂を生じている。これらの例をみるといずれも、ほぼ直管と思われる部分で比較的口径の大きいものに多く、また、場所的にも平均的に起るとい

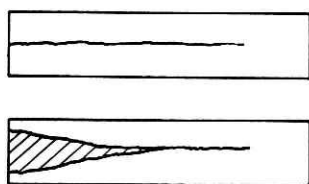


図 1 破壊状況
Fig. 1 Some types of damage

うよりも $2\sim 3$ の地域に集中し、被害全体の中で数は少ないが、その影響は小さくないといった傾向がみられる。

破損はいずれも図 1 の

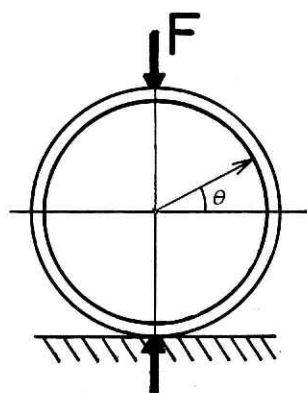


図 2 外圧荷重
Fig. 2 External load

ように管軸方向への1本の亀裂あるいは亀裂の連絡による管壁の脱落といった状況を示している。このような破壊を生じる荷重として、一応均等な外圧あるいは内圧が考えられる。これらの荷重による管の応力状態は大略次のようになる。

まず外圧の場合、図2のように集中荷重に単純化し、単位長の管部分を曲がり梁として扱おうと管に生ずる周応力は次のようになる。

$$\text{内周 } \sigma_{in} = -\frac{F}{De} \left[\frac{1}{\pi} - \frac{3}{e(1-e)} \left\{ \frac{1}{\pi} - \frac{\cos \theta}{2} \right\} \right]$$

$$\text{外周 } \sigma_{out} = -\frac{F}{De} \left[\frac{1}{\pi} + \frac{3}{e(1+e)} \left\{ \frac{1}{\pi} - \frac{\cos \theta}{2} \right\} \right]$$

ただし、 F は管の単位長に作用する荷重、 D は管内径、 e は管厚を t として、 $e=t/D$ である。また、対称性から $0 \leq \theta \leq \pi/2$ とする。

内圧による応力は薄肉円筒と考え、内圧を p とすると

$$\sigma = \frac{1}{2e} p$$

である。これらの応力分布は図3のようになり、外圧では荷重線上で最大応力を示し、左右にも応力のピークがあり、管の4カ所に破壊を生じる可能性を持つ。外圧の場合、破壊による除荷は内圧ほど単純でないことを考えると、単一の軸方向亀裂については、外圧よりも内圧によると考える方が妥当と思われる。

ただ図3からわかるように、外圧による最大応力は、管の内面で引張り応力として作用するため、内圧応力との合成が考えられる。内外圧による応力を単純に加算できるとした場合の、管内面での最大応力を上式から求めると図4のようになる。

実線は $D=15\text{ cm}$ 、 $t=1.6\text{ cm}$ の管（石綿セメント管など）、点線は $D=100\text{ cm}$ 、 $t=2.2\text{ cm}$

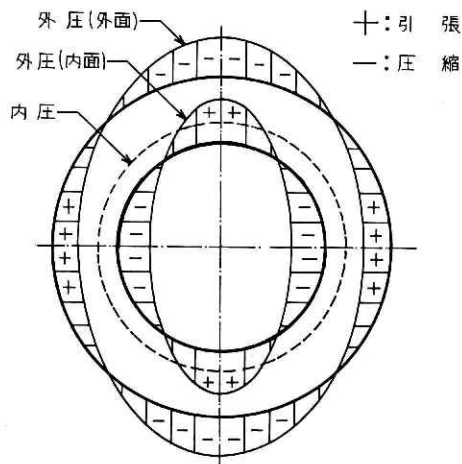


図3 内外圧による応力
Fig. 3 Stress by internal and external load

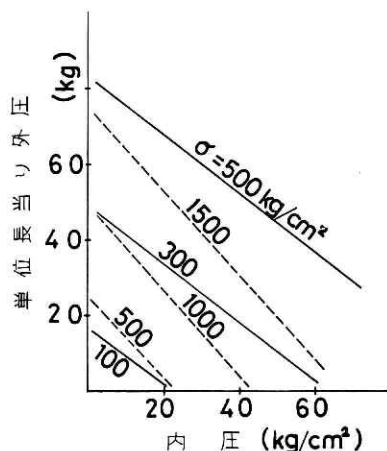


図4 内外圧による最大周応力
Fig. 4 Maximum stress by internal and external load

の場合（鉄管など）である。図4から管の強度 σ_B が与えられれば、破壊に必要な内外圧の略値が推定されるが、一般に使用されている水道管の強度からみると、内外圧ともかなり大きな値になる。すなわち、上記石綿管で例えば $\sigma_B=300 \text{ kg/cm}^2$ の場合、外圧のみでは $F \geq 50 \text{ kg}$ 、内圧のみでは $p=60 \text{ kg/cm}^2$ となる。内外圧が同時に作用する場合を考えてもそれぞれ単独の場合の 1/2 程度であり、われわれの常識からすればかなりの値といえる。他方、ことにあげたような被害例については、管と管あるいは構造物との衝突によるものではないかという指摘もあるが定量的な解析はなされていないようである（岡本舜三（1971））。いずれにしても管の破裂を生じる何らかの荷重系があったわけであり、荷重の性質、大きさ、地震動との関連などについては種々の側面からより定量的な研究が必要とされる。以下では一つの可能性として内圧の問題をとりあげてみた。

3. 動的な水圧による水道管の破壊実験

(1) 実験の目的

この実験は、水道管に大きな動的な内圧を加えて破壊させ、破壊強度および破損の状況を調べるために行なったものである。

通常、水道管の内圧試験は、手動ポンプなどによる静的な加圧によっており、破壊は弱い縦亀裂を生じて除荷される。これに反し、現実の水道管破裂は、それが内圧の作用である場合はかなりの圧縮量を伴い、かつ動的に作用した結果と思われる。従って破壊とそれに続く除荷の過程も静的な場合に較べ長く、また変動的なものとなり、最終的な破損状況は材質および荷重条件により、その形態を異にすることが予想される。本実験では水道用に使われる石綿セメント管を使用し、この点を再現してみた。

(2) 実験装置

供試管に動的な水圧を加えるために、図5のようなピストンシリンダ方式により振動台の変位を水圧に変換できるようにした。管の一端は振動台基礎上の固定台に支持され、他端はピストンシリンダにつながっている。管および管を支持するピストン部は、軸方向に移動しないよう通しボルトで固定し、重量は振動台上のローラーベアリングで支持した。別に、水圧検出の圧力ゲージ（ 100 kg/cm^2 ）および初圧を与えるための手動ポンプを取り付けた。振動台と共に動くシリンダ加圧面の径

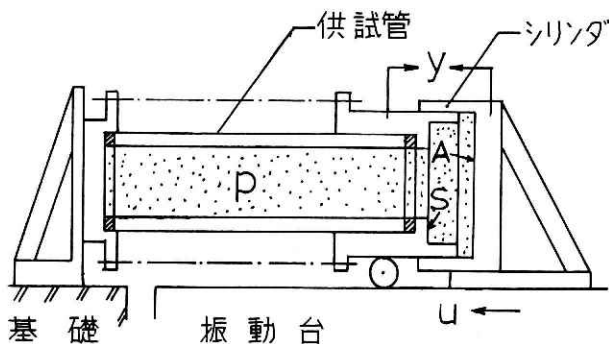


図5 試験装置
Fig. 5 Testing apparatus

(28cmφ) は、振動台の最大変位 (3cm) で 100 kg/cm² 以上の水圧を発生し得るように定めた。

これにより、振動台の性能の範囲で管に動的な水圧変動を与えることができる。圧力 100 kg/cm² で振動台の受ける反力は約 60 ton である。

振動台変位と水圧の関係は近似的に次式のようになる。

$$p = \frac{A\beta/V}{1 + \beta S^2/kV} u$$

ただし

$$\frac{1}{\beta} = \frac{1}{K} + \frac{D}{Et}$$

K : 水の体積弾性率 (2.07×10^4 kg/cm²)

E : 管材のヤング率 (石綿管 0.26×10^6 kg/cm²)

t : 管厚 D : 管内径 V : 内容積

($t \doteq 1.6$ cm $D \doteq 1.5$ cm $V \doteq 81$ l)

A : シリンダ加圧面積 (616 cm²)

S : ピストン部の右側受圧面積 (439 cm²)

k : 管支持部のパッキンその他による剛性

従って、振動台変位 u と水圧、および管の歪との関係はほぼ直線で与えられる。管には周方向応力だけが作用するのが望ましいが、本装置の場合ピストン部の受圧面積の差 (S) により、管の軸方向にかなりの大きさの軸力が作用する。

(3) 実験の方法

供試管は水道用石綿セメント管 1 種 (内径 15 cm, 定尺 4 m) を図 6 に示す長さに切ったもの 5 本 (No. 1~No. 5) と同様の寸法で鋼板入りのもの 2 本 (No. 6~No. 7), 計 7 本を使用し、他に計測を行なわない予備的な破壊実験に数本使用した。これらは JIS 規格で定められた試験水圧 (28 kg/cm²) 保証水圧 (35 kg/cm²) に合格したものである。

管には図 6 の A, B, C 等の位置に 2 軸ゲージを貼付し軸歪および円周歪を測定した。また No. 1~No. 3 の管には、図 2 の a~f の 6 点にアルミ箔を巻き付け、これに電流を通じ、亀裂の発生を検知することを試みた。実験はまず管内の水圧をハンドポンプにより 5 kg/cm² にセットし、予備試験として、振動台の移動により、50 kg/cm² 程度までの水圧を静的に加え、異常の有無をチェックした後、振動台に所定の入力を加えた。入力は No. 1~

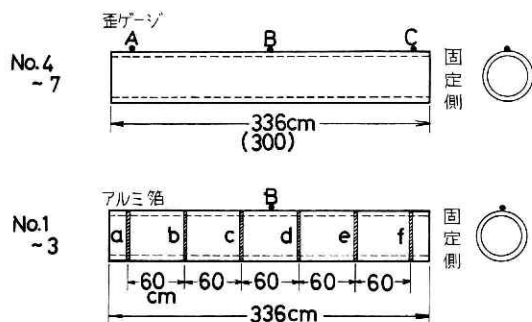


図 6 供試管とピックアップ取付位置
Fig. 6 Outline of testing pipe with pick-up

No. 3 では、水圧上昇速度が一定であるような入力を加え破壊を起こさせた。No. 4~No. 7 では、0.5 Hz または 2Hz の正弦波 1 波からなるパルス状の波形（ピーク圧に達する時間=0.25秒又は 1 秒）を使用し、ピーク水圧を徐々に上げ破壊を起こさせた。なお比較のため、この試験に先立ってハンドポンプによる静的な破壊試験を定尺 4m の管について行った。写真 1 に試験状況を示す。

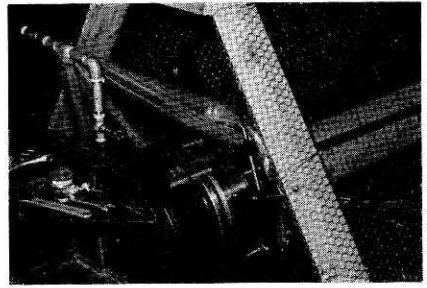
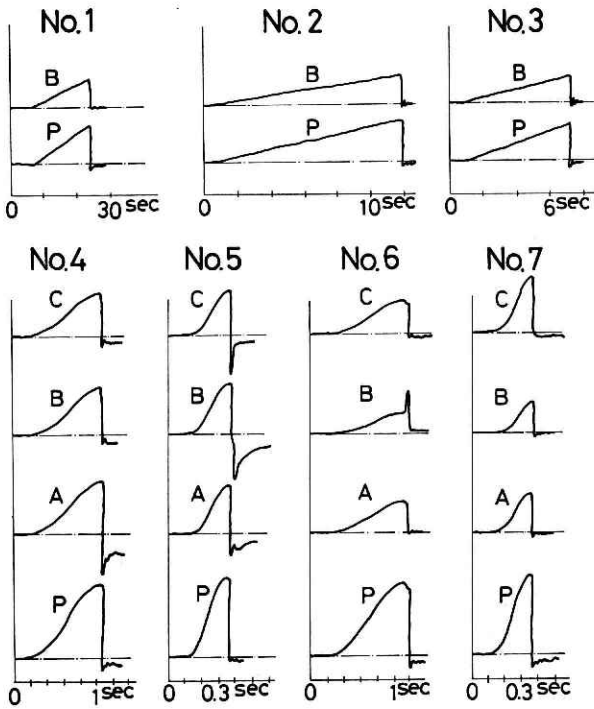


写真 1 試験状況
Photo. 1 Testing apparatus

(4) 実験結果

1) 振動台変位と水圧および管の歪

静的な予備試験では初期の管体の水吸収のため勾配も低く、また直線性も十分でないものもあったが、動的な試験では直線性もよく勾配も高くなっている。図 7 に破壊試験の際の水圧および歪の変化を時間に対して示した。これらの試験では、円周歪、軸歪とも破壊時点までほぼ直線的な変化を示し、破壊直前にやや勾配が高くなる傾向があるが、ほぼ弾性挙動のまま破壊に達していることがわかる。また歪の値は管に作用する軸応力および円周応力を平面応力状態とした場合の計算値にほぼ一致する。



A, B, C: 周歪 P: 水圧

図 7 破壊試験時の水圧歪との変動

Fig. 7 Change of pressure and strain at destruction test

2) 管の強度と破壊性状

破壊試験の結果を表 1 に示す。この結果から薄肉円筒式による内圧強度を算定すると $309 \text{ kg/cm}^2 \sim 347 \text{ kg/cm}^2$ になり、設計に使われている 225 kg/cm^2 に較べかなり高くなっている。これとは別に行なったハンドポンプによる静的な加圧では 280 kg/cm^2 程度の値である。静的な加圧試験では破壊の発生時の水圧を測定しており、本試験の場合は加圧速度が大きい初期亀裂の発生以後も水圧が上昇したため高い値になっているものと思われる。鋼板入りの管は内圧強度については他とほとんど変わらないが、破壊は図 7 の

表 1 破壊時の水圧と管の歪 (破壊時の値)
Table 1 Water pressure and strain of pipe at destruction

試料 No.	破壊時の水圧 (kg/cm ²)	円周歪 (μ)			軸歪 (μ)			加圧の方法	備考
		C	B	A	C	B	A		
1	71		1604			1439		定速度 4 kg/cm ² /sec	石綿セメント管
2	74		1717			1533		" 6 kg/cm ² /sec	"
3	68		1530			1366		" 10 kg/cm ² /sec	"
4	68	1657	1470	1313	1037	1203	1214	正弦波状 0.5 Hz	"
5	67	1505	1510	1452	1462	1439	1673	2 Hz	"
6	61	947	600 (1300)	870	1381	1100	1150	0.5 Hz	鋼板入石綿セメント管
7	73	1211	900	1375	1333	1071	1300	2 Hz	"

No. 6 のように鋼板より内面がまず破壊し、わずかに除荷されるが、管厚の減少による強度低下と加圧の継続のため外面の破壊に移っているような例がみられる。加圧速度の大きい No. 7 ではこの点は見られない。なお、破壊時の水圧と歪を拡大してみると破壊後に管の周方向振動が認められ、No. 3 の場合、約 22 Hz 程度の振動を生じている。No. 1~No. 3 に比べ、加圧速度の大きい No. 5 のような場合には除荷後に周方向の大きな圧縮歪を生じ、ゆるやかに減少しており振動的ではない。これらの現象は破壊時の荷重の大きさと塑性変形の量に依存するものであろう。

破壊時の外面亀裂の時差検出は、測定方法が不十分であったが図 8 にみられるように定性的には時差が確認され、亀裂は

大まかにいってシリンダ側から固定側に向って伝播していることが認められた。またこの図から水圧の降下は、外面亀裂が全長に走った後に生じることが認められ、破壊はまず最初に、ほぼ一定応力のもとでぜい性亀裂が走り、次いで亀裂部から塑性変形による開口が行なわれ、水圧が除荷されるものと思われる。

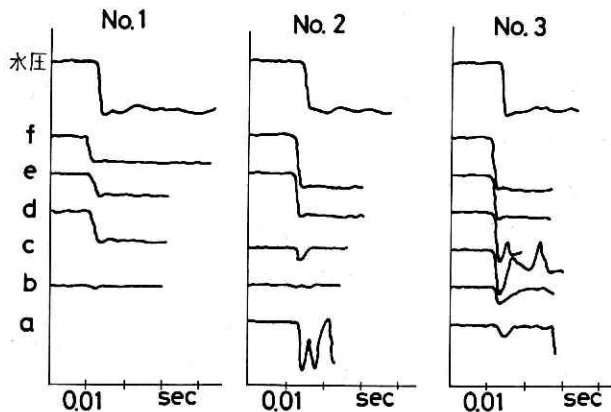


図 8 外面亀裂の走時
Fig. 8 Travel of crack

また、No. 2, 3 ではこのような縦亀裂が連絡しあって管壁の脱落現象を生じたものであろう。

図の No. 3 から亀裂速度を略算すると、1680 m/sec 程度になる。ぜい性破壊の理論によれば、亀裂長さが大きい時、一定応力のもとでのへき開亀裂の進展速度 \approx 音速の 40% とされている。今の場合、材料内の音速は、約 3500 m/sec で亀裂速度 \approx 1400 m/sec となり、傾向としては一致する。材質にもよるが、破壊が極めて短時間に行なわれていることがわかる。破壊状況をパターンの的に示すと図9のようであった。No. 1

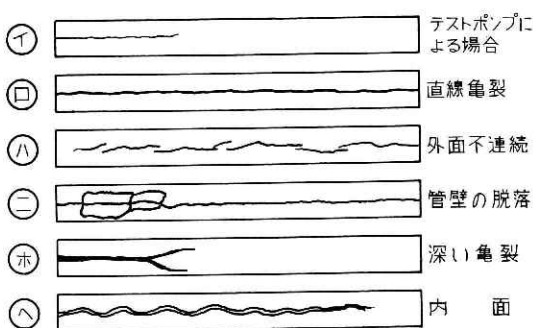


図 9 破壊の形状
Fig. 9 Type of fracture

では ② のようにほぼ一直線の連続的な亀裂を生じた。No. 2~No. 3 は外面では直線上の亀裂を生じ、さらに ④ のように管端部で管壁の離脱を生じた。また、No. 2 では外面亀裂は ③ のように不連続になっている。加圧速度の大きい No. 4, 5 ではないずれも ② のような直線上の亀裂を生じたが、No. 1 などに較べ開口が大きく、部分的に管壁が小さく飛散した。No. 6, 7 では鋼板入りであるがいずれも ⑤ のような深い亀裂を生じ通常の石綿セメント管とは傾向が異なっている。管内面はいずれの場合も ⑥ のようなジグザグの亀裂が管軸方向に走っていた。なおハンドポンプによる静的な破壊では ① のように弱い亀裂の発生で水圧が除荷された。写真 2 に破損例を示す。

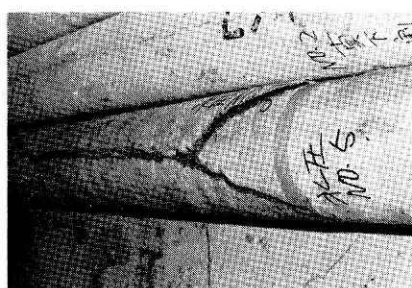
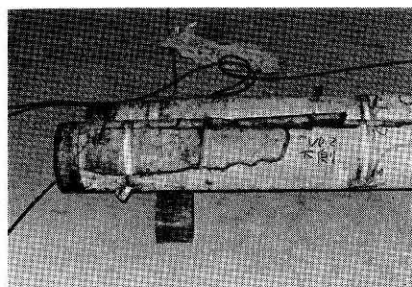
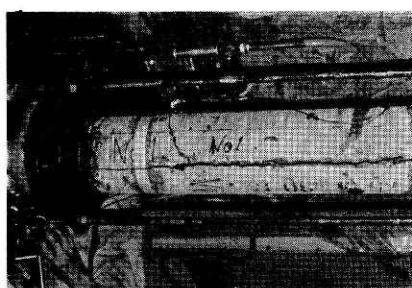


写真 2 破損例 (上から Pipe No. 1, No. 3 および No. 7)

Photo. 2 Examples of fracture (Pipe No. 1, No. 3 and No. 7 from above)

この実験は、石綿管という特定の管についてのごく限られた範囲のものであるが破壊の規模としてはほぼ現実的なスケールのもので再現できたと思われる。管の破損状況だけについていえば過去の被害のいくつかはここで実験した破損状況とかなり類似している。外圧荷重を含めてこの種の破壊実験が非常に少ない現在、被害の原因となる荷重については推定の域を出ないが、内圧を一つの問題点としてあげることができよう。

4. 水道管路の地震時動水圧についての考察

(1) はじめに

ここでは管路内脈動圧力のみをとり上げ、地震動によって分岐点などに発生する動水圧とその伝播について簡単に検討してみる。管路の地震時動水圧については、従来あまり検討されていないが、中川は管路の他端が無限であるという条件で、死端における動水圧を求め、その解を基に分岐点などにおける水塊の挙動の考察からそれらの地点で発生する動水圧について、実用的な結果を出している（中川義徳（1969））。ここでは管路が有限長の場合も含めて一般的な管路での動水圧の発生と伝播の問題を考えるために、管内の運動および連続の方程式としてもっとも簡単なものを取り上げ、これに地震動を考慮して一般解を求め、各種の端末条件を入れて地震時動水圧を求めた。これは、管路のインピーダンス解析法として知られているものに地震動を付加したものであって、定常正弦の場合しか扱えないが、取扱いが簡単で複雑な管路にも適用しやすい。比較的簡単な方法で管路内の圧力分布、したがって相対的に危険な場所を推定できれば、実用的にも有効であろうと思われるが、実際に近い管路に適用するには計算機によるシミュレーションが必要となる。ここでは簡単な場合だけを取り上げて、管路に発生する動水圧がどの程度のものであるかを検討してみる。

(2) 基礎式とその解

ここでは次のような仮定を用いる。

- 1) 管内波動は一次元的に扱えるものとする。
- 2) 管摩擦は線形で扱えるものとする。
- 3) 地動は各点で定常正弦地動とする。
- 4) 管路の各部分は地盤と同一の動きをするものとする。
- 5) 地震時動水圧は管軸方向地動によって発生するもののみを対象とする。
- 6) 管路は水平面に広がっているものとする。

以上の仮定のもとで、図 10 の管路部分における圧力および速度の変動分について次式が成立つ。

すなわち

$$\text{運動方程式} \quad \frac{\partial}{\partial t} \left(v + \frac{\partial \xi}{\partial t} \right) = -\frac{1}{\rho} \frac{\partial p}{\partial x} - Qv \quad (1)$$

連続の方程式

$$\frac{\partial p}{\partial t} = -\rho a^2 \frac{\partial}{\partial t} \left(v + \frac{\partial \xi}{\partial x} \right) \quad (2)$$

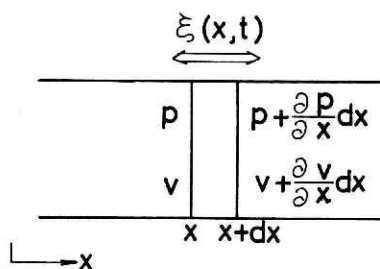


図 10 直管部

Fig. 10 Part of straight pipe

ただし

$$a = \frac{\sqrt{K/\rho}}{\sqrt{1+(KD/Ee)c}} \quad (3)$$

ここで

- t : 時間 (sec)
- x : 管軸方向にとった座標 (cm)
- p : 圧力の変動分 (kg/cm^2)
- v : 流速の変動分 (cm/sec ・管に対する相対速度)
- ξ : 管軸方向地動変位 (cm)
- a : 管内波動の伝播速度 (cm/sec)
- K : 水の体積弾性率 ($2.07 \times 10^4 \text{ kg}/\text{cm}^2$)
- ρ : 水の密度 ($10^{-3}/980 \text{ kg} \cdot \text{sec}^2 \cdot \text{cm}^{-4}$)
- D : 管内径 (cm)
- E : 管材のヤング率 (kg/cm^2)
- e : 管厚 (cm)
- c : 管の支持条件による定数 (実用的には $c=1$)
- Q : 管摩擦による抵抗係数 (sec^{-1})

式 (1), (2) は管路内波動に関する基礎式において, (慣性系に対する) 水の水速度 $v+(\partial\xi/\partial t)$ を代入すれば得られる. 管摩擦は通常ダルシー・ワイスバッハの摩擦係数 f を用いて $(f/2D)|V|V$ と表わされているが, ここでは速度の変動分について線形化して Qv としている.

仮定より地動が

$$\xi(x, t) = \xi(x)e^{j\omega t} \quad (j = \sqrt{-1}) \quad (4)$$

と表わされるので (1), (2) の定常解を

$$v = V(x)e^{j\omega t}, \quad p = P(x)e^{j\omega t} \quad (5)$$

として代入すると

$$\left. \begin{aligned} (j\omega + Q)V(x) &= -\frac{1}{\rho} \frac{dP(x)}{dx} \\ (j\omega)P(x) &= -\rho a^2 \frac{dV(x)}{dx} - (j\omega)\rho a^2 \frac{d\xi(x)}{dx} \end{aligned} \right\} \quad (6)$$

これから $V(x)$ および $P(x)$ を決める次式が得られる. 簡単のため $V(x)$, $P(x)$, $\xi(x)$ を V , P , ξ と表わすと

$$\left. \begin{aligned} \frac{d^2 V}{dx^2} + \frac{\omega^2 - j\omega Q}{a^2} V &= -j\omega \left(\frac{d^2 \xi}{dt^2} + \frac{\omega^2}{a^2} \xi \right) \\ \frac{d^2 P}{dx^2} + \frac{\omega^2 - j\omega Q}{a^2} V &= j\omega \rho Q \frac{d\xi}{dt} \end{aligned} \right\} \quad (7)$$

(6), (7) がここで用いる基礎式である. なお, $V(x)$, $P(x)$ および $\xi(x)$ はいずれも位相を含めて複素量として扱っている. 伝播速度 a を決めるパラメータのうち, ρ , K はほぼ一定と考えられる. また, 管路系の材質を一定とすれば E も定数となる. D および e は管路によって変る値であるが, D/e はほぼ一定と考えられる. したがって以下の議論では a を管路系固有の一定値とみなす.

任意の形の地動 $\xi(x)$ に対する (7) 式の一般解は次のようになる.

$$\left. \begin{aligned} V(x) &= V_A e^{-sx} + V_B e^{sx} - j\omega \left\{ \xi(x) + \frac{Q}{\kappa a} S(x) \right\} \\ P(x) &= P_A e^{-sx} + P_B e^{sx} + j\omega \rho Q C(x) \end{aligned} \right\} \quad (8)$$

ここで,

$$s^2 = -\frac{\omega^2 - j\omega Q}{a^2} \quad (9)$$

$$\left. \begin{aligned} S(x) &= \int_0^x \xi(z) \sinh [s(x-z)] dz \\ C(x) &= \int_0^x \xi(z) \cosh [s(x-z)] dz \end{aligned} \right\} \quad (10)$$

また, $s = \alpha + j\beta$ とおくと $\alpha > 0$, $\beta > 0$ であって

$$\alpha = \sqrt{\frac{\omega\sqrt{\omega^2 + Q^2} - \omega^2}{2a^2}}, \quad \beta = \sqrt{\frac{\omega\sqrt{\omega^2 + Q^2} + \omega^2}{2a^2}} \quad (11)$$

$Q=0$ のときは s は純虚数となり $s = j(\omega/a)$ である.

一般解 (8) を (6) に代入すると, 次の関係が得られる.

$$P_A = \rho a \kappa V_A, \quad P_B = -\rho a \kappa V_B \quad (12)$$

ここで

$$\kappa = \frac{a}{j\omega} s, \quad \kappa^2 = 1 - j\frac{Q}{\omega} \quad (13)$$

であり, $Q=0$ では $\kappa=1$ である.

(8) で V_A , P_A 等は境界条件によって決まる定数であるが, 添字 A の項は進行波, B の項は逆行波に相当し, 第 3 項が地震動による項である.

(8), (12) により, 単一管路では一般に 2 つの境界条件により, V , P が定められる.

上の解を用いて, 正弦形および均一な地動に対する解の表示を求めてみる.

i) 地動 $\xi(x) = \xi e^{-jkx}$ (ξ : 定数)

この場合は地動 $\xi(x, t) = \xi e^{j(\omega t - kx)}$ となり, 管軸方向に振動する振幅 ξ の正弦波が管軸方向に速度 ω/k で伝播する場合を表わしている.

このとき (10) は,

$$S(x) = -\frac{s}{s^2 + k^2} \xi e^{-jkx}, \quad C(x) = \frac{jk}{s^2 + k^2} \xi e^{-jkx}$$

となり、これらを (8) に代入して (9) の関係を使うと、

$$\left. \begin{aligned} V &= V_A e^{-sx} + V_B e^{sx} - \frac{j\omega(a^2 k^2 - \omega^2)}{j\omega Q + a^2 k^2 - \omega^2} \xi e^{-jkx} \\ P &= P_A e^{-sx} + P_B e^{sx} - \frac{\rho a^2 \omega Q k}{j\omega Q + a^2 k^2 - \omega^2} \xi e^{-jkx} \end{aligned} \right\} \quad (14)$$

となる。

ii) 均一な地動 $\xi(x) = \xi$ (定数)

地動がどの場所でも同じであるとした場合であってこれは (14) で $k=0$ とおけば得られる。すなわち、

$$\left. \begin{aligned} V &= V_A e^{-sx} + V_B e^{sx} + \frac{j\omega^2}{jQ - \omega} \xi \\ P &= P_A e^{-sx} + P_B e^{sx} \end{aligned} \right\} \quad (15)$$

なお、(14)式から両端 ∞ の直管においては (同次解の部分は 0)、 $Q=0$ すなわち管摩擦がないか、 $k=0$ 、すなわち均一な地動の場合は動水圧は発生しないが、 $Q \neq 0$ 、 $k \neq 0$ のときは直管においても動水圧が発生しうることがわかる。

(3) 基本管路要素の地震時動水圧

前節の解を利用して均一な地動に対する動水圧を基本的な管路要素である閉端部曲がり部、T字部などについて求めてみる。

ここでは均一な地動を、 $\xi(x, t) = \xi e^{j\omega t}$ (ξ : 定数) とし、(15)式にもとづいて求める。なお以下の i) ii) iii) の例について、 $Q=0$ の場合は表現は異なるがすでに中川により求められているものと一致する。

i) 閉端部 (図 11)

境界条件は

$$x=0 \text{ で、 } V=0$$

逆行波が存在しないことから、

$$V_B = P_B = 0$$

これらを(15)式に入れると、

$$V_A = -\frac{j\omega^2}{jQ - \omega} \xi$$

となり、動水圧の振幅 (複素振幅) は、

$$P = \frac{j\omega\rho a^2}{\kappa} e^{-sx} \quad (16)$$

(13)より

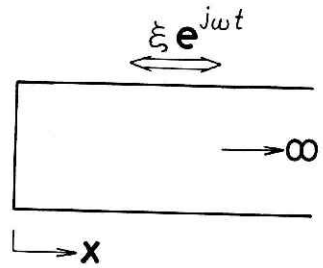


図 11 閉端部
Fig. 11 Pipe with a closed boundary

$$|\kappa| = \left(1 + \frac{Q^2}{\omega^2}\right)^{1/4}$$

となるので、閉端部 $x=0$ における圧力振幅の絶対値は、

$$|P_0| = \frac{\omega \rho a \xi}{(1 + (Q^2/\omega^2))^{1/4}} \quad (17)$$

となる。 $Q=0$ のときは $|P_0| = \omega \rho a \xi$ である。また、(17) から振動数が高くなると管摩擦の影響は相対的に低下することになる。

ii) 曲がり部 (図 12)

曲がり部および次の T 字部等については、いずれも次のような境界条件を用いる。すなわち、これらの境界点において圧力が等しく、流量の連続性が成立つ、と考える。曲がり部では図 12 のように管路 ①、② を考え管路 ① を基準として曲がり角 θ 。地動の振動方向 α を図のようにとる。それぞれの管路方向の地動は図のようになる。

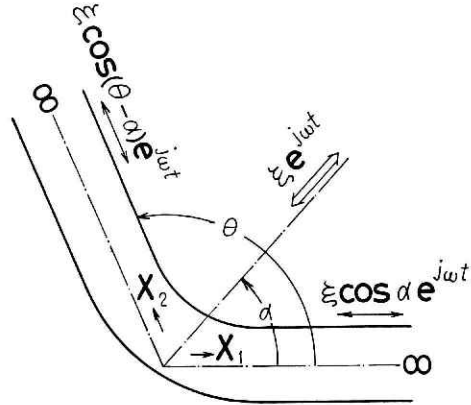


図 12 曲がり部
Fig. 12 Bended pipe

逆行波がないことから一般解は管路①について

$$V_1 = V_{A1} e^{-s x_1} + \frac{j \omega^2}{j Q - \omega} \xi \cos \alpha$$

$$P_1 = P_{A1} e^{-s x_1}$$

管路 ② について

$$V_2 = V_{A2} e^{-s x_2} + \frac{j \omega^2}{j Q - \omega} \xi \cos(\theta - \alpha)$$

$$P_2 = P_{A2} e^{-s x_2}$$

x_1, x_2 は曲がり点を原点として、管路 ① および ② に沿う座標である。境界条件は、

$$x_1 = x_2 = 0 \text{ で、 } P_1 = P_2 \text{ および } A_1 V_1 + A_2 V_2 = 0$$

A_1, A_2 は管路 ①、② の断面積であるが、ここでは $A_1 = A_2$ とする。

境界条件を入れて(12)を使うと各管路における圧力振幅は、

$$P_i = \frac{j \omega \rho a \xi}{\kappa} \cdot 2 \cos \frac{\theta}{2} \cos \left(\frac{\theta}{2} - 2 \right) \cdot e^{-s x_i} \quad (i=1, 2)$$

となる。これは閉端の場合の結果に係数 $2 \cos \left(\frac{\theta}{2} - 2 \right) \cos \left(\frac{\theta}{2} - \alpha \right)$ を乗じた形になっているから、曲がり点 $x_i=0$ における動水圧の絶対値は、

$$|P_0| = \frac{\omega \rho a \xi}{(1 + Q^2/\omega^2)^{1/4}} \cdot 2 \cos \frac{\theta}{2} \cos \left(\frac{\theta}{2} - \alpha \right) \quad (19)$$

すなわち、曲がり角および地動の振動方向によって、その値が異なる。 $\theta = \pi$ すなわち直管の場合は前述のように $|P_0| = 0$ となる。

iii) T字部 (図 13)

分岐点を中心に各支管に沿って ∞ に向かう座標を x_1, x_2, x_3 とし、地動は x_1 軸に平行とする。断面積を図のように A_1, A_2 とすると、分岐点での境界条件は、

$$x_1 = x_2 = x_3 = 0 \text{ で, } P_1 = P_2 = P_3$$

および $A_1 V_1 + A_2 (V_2 + V_3) = 0$

これらを用いて解くと、

$$P_i = \frac{j\omega a \xi}{\kappa} \cdot \frac{A}{A_1 + 2A_2} e^{-sx_i} \quad (22)$$

となる。($i=1, 2, 3$)

したがって、分岐点 $x_i = 0$ における動水圧の絶対値は、

$$|P_0| = \frac{\omega a \xi}{(1 + (Q^2/\omega^2))^{1/4}} \cdot \frac{A_1}{A_1 + 2A_2} \quad (23)$$

$A_2 = 0$ の場合は閉端に一致し、 $A_1 = A_2$ ではその 1/3 になる。また各支管路で圧力分布は等しくなっている。

以上の管路要素では、いずれも管路の他端を ∞ としており、波動の反射がないために共振現象のようなものが生じる可能性はない。次に管路の一つが有限長である場合をとり上げる。

iv) T-T結合管路 (図 14)

この型は実際の管路でも比較的多いと思われる。

ここでは両側の管路 ②~⑤ はいずれも他端 ∞ とし、地動は結合管路 ① に平行とする。また、管路 ① の長さを L とし、断面積は ① で A_1 、他はすべて等しく A_2 とし $A_2/A_1 = m$ とする。管路 ②~④ では地動による項および逆行波がないことを考慮すると、一般解は管路 ① で、

$$V_1 = V_{A1} e^{-sx_1} + V_{B1} e^{-sx_1} + \frac{j\omega^2}{jQ - \omega} \xi$$

$$P_1 = P_{A1} e^{-sx_1} + P_{B1} e^{sx_1}$$

管路 ②~⑤ で

$$V_i = V_{Ai} e^{-sx_i}$$

$$P_i = P_{Ai} e^{-sx_i} \quad (i=2, 3, 4, 5)$$

境界条件は

$$x_1 = x_2 = x_3 = 0 \text{ で,}$$

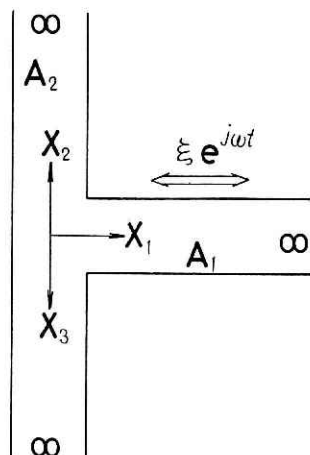


図 13 T型結合部
Fig. 13 T-type connected pipe

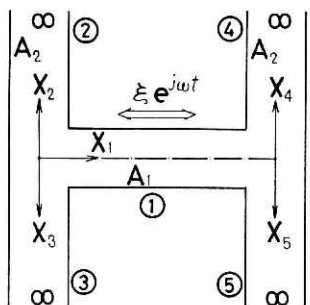


図 14 T-T結合管路
Fig. 14 T-T connected pipe line

$$P_1 = P_2 = P_3 \text{ および } V_1 + m(V_2 + V_3) = 0$$

$x_1 = L, x_4 = x_5 = 0$ で、

$$P_1 = P_4 = P_5 \text{ および } -V_1 + m(V_4 + V_5) = 0$$

第2の条件では V_1 の符号を考慮に入れている。これらを一般解に代入すると、 P_{A1}, P_{B1} に関する次の連立方程式を得る。

$$\begin{aligned} (2m+1)P_{A1} + (2m-1)P_{B1} &= -\frac{\rho\omega^2\xi}{s} \\ (1-2m)e^{-sL}P_{A1} - (1+2m)e^{sL}P_{B1} &= -\frac{\rho\omega^2\xi}{s} \end{aligned}$$

これを解いて P_1 を求めると、

$$P_1 = \frac{\rho\omega^2\xi}{s} \frac{2 \sinh(sL/2) + 4m \cosh(sL/2)}{(1+4m^2) \sinh sL + 4m \cosh sL} \sinh s \left(x_1 - \frac{L}{2} \right) \quad (24)$$

$$0 \leq x_1 \leq L$$

これは結合管路①における圧力分布を与える式であり構造の対称性から明らかなように、振幅値は $x_1 = L/2$ に関して対称であり、地震動に対する位相は反対になっている。

振幅の絶対値は、

$$|P_1| = \frac{\omega\rho a\xi}{(1+(Q^2/\omega^2))^{1/4}} \cdot B \sqrt{\cosh 2\alpha \left(x_1 - \frac{L}{2} \right) - \cos^2 \beta \left(x_1 - \frac{L}{2} \right)} \quad (25)$$

ただし、 α, β は s の実部および虚部で (11) 式で与えられるものである。また B は、 α, β および m, L によって決まるもので、

$$B = \sqrt{\frac{(8m^2+2) \cosh \alpha L + 8m \sinh \alpha L + (8m^2-2) \cos \beta L}{(16m^4+24m^2+1) \cosh 2\alpha L + 8m(1+4m^2) \sinh 2\alpha L - (4m^2-1)^2 \cos 2\beta L}}$$

となる。

$Q=0$ のときは $\alpha=0, \beta=\omega/a$ であって、

$$|P_1| = \frac{\omega\rho a\xi}{(1+(Q^2/\omega^2))^{1/4}} \cdot B \sqrt{1 - \cos \frac{2\omega}{a} \left(x_1 - \frac{L}{2} \right)}$$

またこのときの B は、

$$B = \sqrt{\frac{8m^2+2+(8m^2-2) \cos \omega L/a}{(4m^2-1)^2 [1 - \cos(2\omega/a)L] + 32m^2}}$$

である。

上式から $m=0$ のときは $1 - \cos(2\omega L/a) = 0$ の場合、すなわち、

$$\frac{\omega L}{a} = \pi \quad (26)$$

のとき、 $B \rightarrow \infty$ となり、このときの ω が管路①の共振振動数となる。 $m \neq 0$ で (26) が成立つとき、 $B = 1/\sqrt{8m}$ となり、

$$|P_1| = \frac{\omega\rho a\xi}{(1+(Q^2/\omega^2))^{1/4}} \cdot \frac{1}{\sqrt{8m}} \sqrt{1 - \cos \frac{2\omega}{a} \left(x_1 - \frac{L}{2} \right)}$$

したがって、 $m \neq 0$ のときは両側の管 ②~④ へのエネルギー逸散により、振幅は有限値におさえられるが、 $m \rightarrow 0$ のときはかなり大きな値になりうる。

分岐点 $x_1=0$ または $x_1=L$ では、

$$|P_1| = \frac{1}{2m} \frac{\omega \rho a \xi}{(1+(Q^2/\omega^2))^{1/4}}$$

となり、 $m < 1/2$ のときは、はじめにあげた閉端の場合より大きくなりうる。

以上いくつかの結果ではいずれも複素量 $j\omega \rho a \xi$ が共通項として現われており、これに境界条件による係数を乗じた形になっている。伝播速度 $a=1000$ m/s としたときの $\omega \rho a \xi$ の値を図 15 に示す。なお、この量は $j\omega \rho a \xi = (j\omega \xi) \cdot \rho a$ と書くと、

地動速度×管内波動インピーダンス=動水圧

ということになる。

また、 Q の値については管路の単位長あたりの抵抗力 Qv が摩擦係数 f を用いて $f v^2/2D$ と表わされ、層流の場合の円管内流れを考えると、 $f = \frac{64\nu}{vD}$ (ν : 動粘性係数) とすると、

$$Q = \frac{32\nu}{D^2}$$

となり、

水の場合の $\nu=0.013$ cm²/sec (10°C) を入れると、

$$D=10 \text{ cm} \text{ で } 0.416 \times 10^{-2} \text{ (sec}^{-1}\text{)}$$

$$D=100 \text{ cm} \text{ で } 0.416 \times 10^{-4} \text{ (sec}^{-1}\text{)}$$

程度の値であり、 Q/ω は十分小さな値として扱ってよいといえる。

地震動が一般に振動数が高くなると共に変位振幅が小さくなる点を考慮すると図 15 で実際に起こり得るのは点線で示したような曲線の下側ということになり、従って単独に発生しうる動水圧は比較的小さなものといえる。前の例のように管路の構造によって個別に発生する動水圧が合成或いは増幅を受ける場合はこれより大きな動水圧を生じる可能性が考

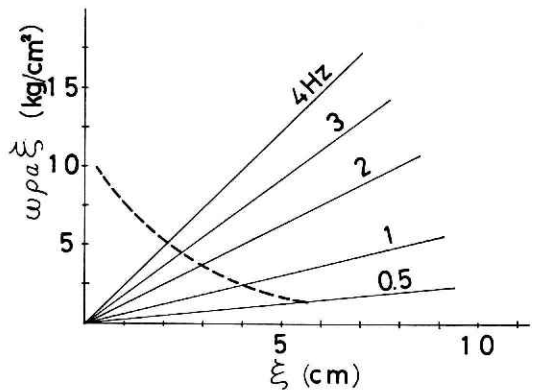


図 15 $\omega \rho a \xi$ の値
Fig. 15 Value of the $\omega \rho a \xi$

えられる。ここでは取り扱い方に重点をおき管路としては非常に簡単な場合に限ったが、動水圧が管路の被害に影響をもつものかどうかについては、より実際の管路をとりあげ動水圧の分布、地震応答に及ぼす影響などを評価しなければならない。また、ここでは簡単のために地動は定常正弦的なもの考えたが、耐震設計と結びつけるためにはランダムな地震動

の場合についての検討が必要となる。

5. おわりに

水道管路の地震対策で解決しなければならない問題は非常に多い。被害は構造物、地盤の地震応答と関連して多種多様なものが考えられ、また実際に起こってきたし今後もかなりの被害が予想されている。埋設管としての一般的な対策とともに過去の被害例の検討が、今後の被害を少なくするために必要と思われる。ここでは水道管路の諸条件のうち、従来あまり考慮されていない内圧の問題をとり上げ、外圧との比較、内圧による破壊状況、内圧の発生と伝播について調べた。今後の問題点としては特に個々の被害例についてのより定量的な把握、一般的な管路の動水圧分布の推定、内圧が管路の地震応答におよぼす影響の評価などが必要と思われる。

なおこの研究は地下埋設管の耐震性に関する特別研究の一環として行なったものであり、耐震実験室で行なった実験などをもとに筆者がとりまとめたものである。

参 考 文 献

- 1) 中川義徳 (1969): 送配水管路における地震時動水圧についての理論的研究, 水道協会雑誌, No. 416
- 2) 土木学会 (1973): 地震応答解析と実例, 第2章
- 3) 土木学会 (1927): 関東大地震震害調査報告, 第2巻
- 4) 土木学会 (1966): 昭和39年新潟地震震害調査報告
- 5) 1968年十勝沖地震調査委員会 (1968): 1968年十勝沖地震調査報告
- 6) 国立防災科学技術センター (1974): 1974年伊豆半島沖地震現地調査及び観測報告
- 7) 岡本舜三 (1971): 耐震工学, 第16章
- 8) A.S. Tetelman, A.J. McEvily (宮本博訳, 1970): 構造材料の強度と破壊
- 9) V.L. Streeter, E.B. Wylie (1967): *Hydraulic Transients*

(1975年12月15日原稿受理)