

管軸・断面両方向の変形挙動の相互作用によって 生じた大口径水道管の破壊事例

東田 淳¹・八谷 誠²・寒竹 英貴²

¹正会員 工博 大阪市立大学助教授 工学部土木工学科 (〒558-0022 大阪市住吉区杉本3-3-138)

²正会員 工修 中央復建コンサルタンツ株式会社 (〒532-0004 大阪市淀川区西宮原1-8-29)

国道25号難波西口交差点と国道9号五条堀川交差点付近で発生した2件の大口径水道管の破壊は、現場状況と破壊した管体調査の結果から、いずれも、管路と地盤の相対沈下によって管路の軸方向に沿って大きな土圧が発生し、この土圧に対する反力が管路の支持点に集中したために生じたと推定された。この推定の妥当性を、現場状況をシミュレートした遠心模型実験による土圧の定量化とFEM計算による管体の応力照査を通して確かめ、破壊の直接原因は、管路の支持点において管軸・断面両方向の管路の変形が連成した結果、そこで管体強度を超える断面応力が発生したことであると結論した。

Key Words : buried pipeline, water supply pipe, collapse, centrifuge model test, finite element analysis, interaction between longitudinal and circumferential response

1. まえがき

ガス管や水道管などの地中埋設管路は長く延びる線状構造物であるので、管路に沿って地盤が均一であることはまれである。したがって、埋設管路が地盤の不同沈下の影響を受けることは避けられない。特に、不同沈下の激しい箇所、たとえば地盤構成の急変部、造成地における切盛り境界、障害物を管路が横断する箇所、あるいは薬液注入施工や凍上によって地盤が局部的に上昇する箇所では地盤が管路に対して相対的に沈下または上昇し、これが原因となって管路がこれまでしばしば破壊している^{1),2),3)}。

口径が30cm程度よりも小さい小口径管路では、軸方向の曲げ剛性(= $E_p \pi (D^4 - d^4) / 64$ 、 E_p は管材料のヤング率、 D と d は管の外径と内径)が断面方向の曲げ剛性(= $E_p t^3 / \{12(1 - \nu_p^2)\}$ 、 t は管厚、 ν_p は管材料のポアソン比)よりも小さいので、その変形挙動は軸方向の方が卓越し、地盤と管路の相対沈下に伴って管路に生じる軸方向曲げ応力が直接的な破壊の原因となる。一方、比較的口径の大きな埋設管路では逆に、断面方向の曲げ剛性の方が軸方向の曲げ剛性よりも小さいので、管断面の変形挙動の方が支配的である。ところが、このような大口径埋設管路におい

ても、地盤と管路の相対沈下によって管軸に沿って大きな土圧が生じ、これが管断面の変形を局部的に増大させて管を破壊させる事例が、最近相次いで生じている^{4),5),6),7)}。

大口径埋設管路の断面方向の力学挙動に関しては、既に筆者の一人である東田らによりほぼ解明され、設計法も提案されている^{8),9),10)}。ところが、上述のように軸方向と断面方向の力学挙動が相互に作用しあう問題については、研究がほとんど進んでおらず、実態は不明なままである。これは、歴史的にみて、これまでこのような相互作用によって生じた破壊事故の原因が力学的に究明されず、腐食等による管材料の劣化によるものと安易に片付けられてきたこと、および、この相互作用問題が、管の材料と大きさ、施工方法、管周囲の土の性質などの数多くの影響要因が絡み合っ変化する土と構造物の三次元問題であるため、解明が非常に困難であったこと、などの理由によるものと思われる。

1997年6月16日、大阪市中央区の国道25号難波西口交差点において内径500mm水道管が、さらに1998年3月6日には京都市下京区の国道9号五条堀川交差点付近において内径900mmの水道管が破壊した。破壊した水道管は、いずれも昭和30年代に埋設された

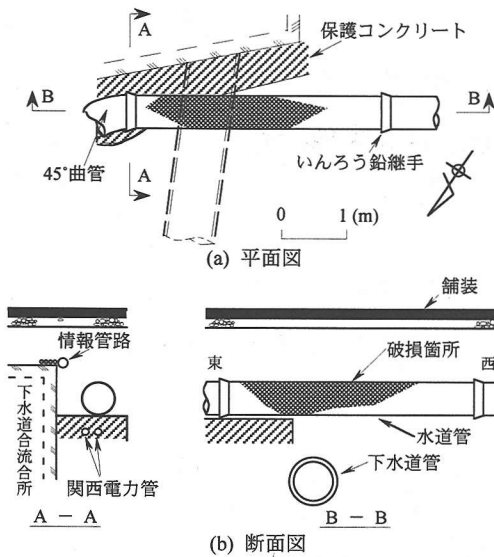


図-1 現場状況

古い高級鋳鉄(ねずみ鋳鉄)管であった。破壊した管にはいずれも管軸方向にクラックが延びており、管が断面応力に耐えきれず破壊したと結論された。ところが、破壊した管を二次元弾性リングと仮定して断面応力を算定したところ、管にとってかなり危険側の土圧分布を与えても管は十分安全であるという結果となったので、管軸・断面両方向の変形挙動の連成によって破壊が生じたと推定されるに至った。

本報告では、この2件の水道管破壊例について、現場状況と破壊した管体の調査、現場状況をシミュレートした遠心模型実験、弾性FEM計算による管体の応力照査を通して、推定した破壊原因の妥当性を検証し、管軸・断面両方向の相互作用について考察を加えた。

2. 国道25号難波西口交差点の破壊事例

(1) まえがき

1997年6月16日、大阪市中央区難波5丁目の国道25号御堂筋難波西口交差点において、内径500mmの高級鋳鉄製水道管が破壊したため、筆者の一人東田をオブザーバーとし、道路管理者と大阪市水道局で構成する事故調査委員会が設立され、事故原因の究明を図った。究明の手法として、まず、現場状況資料と破壊した管の調査結果に基づいて、管の破壊を説明するための力学モデルを作り、次に、このモデルの妥当性を遠心模型実験によって検証した。

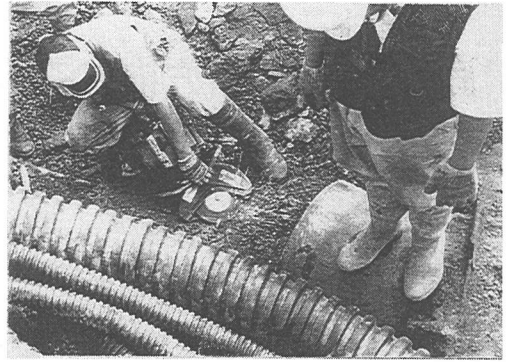


図-2 関電保護コンクリート端部のはつり

(2) 現場状況

図-1に現場状況を示す。破壊した水道管は昭和30年に埋設された内径 $d=500\text{mm}$ 、管厚 $t=14\text{mm}$ 、管長 $L=4\text{m}$ の高級鋳鉄(ねずみ鋳鉄)ソケット管で、東端は 45° の曲管に、西端は直管にそれぞれ鉛継ぎ手によって接続されていた。土被り高 H は 1.2m であった。水道管の南側には昭和38年に築造された下水道合流所のコンクリート壁が立ち上がっており、これから出た $d=700\text{mm}$ の下水道コンクリート管(同年敷設)が水道管の下を離隔 70cm で横断していた。また、この会所に沿って情報管路(ポリエチレン管、 $d=150\text{mm}$ と $d=50\text{mm}\times 4$ 本、平成7年敷設)が埋設されていた。水道管の直下には関西電力管(石綿管、 $d=100\text{mm}\times 2$ 本、昭和33年敷設)の保護コンクリート(以下、関電保護コンクリートと呼ぶ)があり、水道管は東側でこの保護コンクリートの上を接する形で斜めに横切っていた。地盤状況は水流によって乱されたため良く分からないが、巨礫の混じった砂とまき土で構成されていた。

破壊した管体と東端で接続されていた 45° 曲管の下部には 5mm 程度、浮き上がった痕跡が認められた。また、修復のため、破壊した管と同径のダクタイル鋳鉄管を両側に残った既設水道管の間に敷設する際、斜めに横切る関電保護コンクリートのエッジが支障となって敷設困難であったため、これをはつる必要があった(図-2参照)。この関電保護コンクリートのエッジは、事故当時は破損しておらず、ほぼ直角に残っていた。

以上の現場状況から、破壊した管は関電保護コンクリートのエッジを支点として、わずかに回転していたものと推定される。この回転は、関電保護コンクリートの外側の地盤が沈下したために生じたと考えられ、その量は、これまで路面に大きな段差が見られなかったのでごくわずかであり、東端で 5mm 程度、水道管が浮き上がっていたことから、 $1\sim 2\text{cm}$

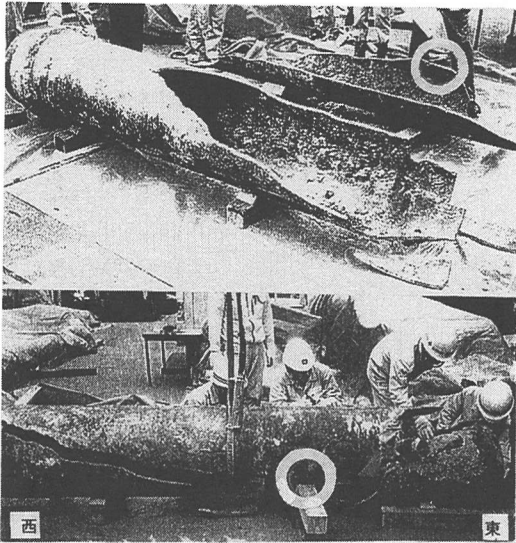


図-3 破壊した水道管(d=500mm)の状況

程度と推定された。この回転により、破壊した水道管と関電保護コンクリートの角部分はごく狭い範囲で接することになり、事実上は点支持に近い状況にあったと考えられる。

(3) 管の破壊状況

破壊した水道管を図-3に示す。この管の東端から約1mの位置(関電保護コンクリートのエッジと接する位置)の管下部の全体は残っていないが、残存する管体のほぼ管底に相当する部分(図-3の○印)は管軸と平行に割れており、管の両端に近づくにつれて割れが斜上し、その勾配は東側がきつい。図-3の○印部分について日本ダクティル鉄管協会が実施した電子顕微鏡による破面観察の結果によれば、破断面は一般的な脆性破面であり、疲労破壊の特徴である縞模様は認められなかった。

水道管が関電保護コンクリートのエッジを支点として管軸方向に曲げられて破壊したと仮定すると、管上部に輪切り状のクラックが生じるはずであるが、残存している管体の上部にはそのような輪切り状クラックは無い。したがって、この水道管は、管下部で断面方向に圧壊を生じたと結論される。

残存部のクラックの状況から、破壊の発生状況は以下のものであったと推定される。まず、関電保護コンクリートのエッジを中心とするごく狭い範囲で管底部にクラックが生じ、これが管底を走るのと並行して、管側部が破壊し、管底から管側部の範囲が断片化する。続いて、断片化した範囲の上部に残っ

た半円筒状の管体が、噴出した水の圧力(上向き)によって両端の継手を支点として管軸に沿って上方に湾曲し、斜め引張り応力に耐え切れなくなって、最終的に管体から引きち切られたと考えられる。

(4) 管の腐食状態と管体強度

通常の腐食しる検査では、ショットブラスト処理前後の管厚の差を腐食しる判定する方法が採られる。日本ダクティル鉄管協会が実施した腐食しる検査の結果によれば、この通常の方法によって測定された破壊管体の腐食しるは、内面で8~4.5mm、外面で3.6~2.3mm、最大深さは8mmと極めて大きいものであった。

ところが、筆者らが、破壊した管体を検査したところ、管の内部には全体に垢が大量に付着していたものの、腐食の程度は内外面ともそれほど激しいとは言えず、新鮮な切断面は、内外面のごく薄い部分(0.2mm程度)を除いて光沢が認められ、変色部も認められなかった。さらに、破壊した管体から切り出してφ12.5mmに削った引張り試験用供試体6本には全く腐食が観察されなかった。

以上から、破壊した管の腐食は、日本ダクティル鉄管協会が実施した腐食しる検査結果ほど激しいものではないと判断した。

上述の6供試体の引張り試験結果によれば、引張り強度は13.7~14.6kgf/mm²(134~143MPa)とばらつきは小さく、平均値は14.23kgf/mm²(130MPa)であった。これらの試験片には前述のように腐食が無く、また、破断はいずれも試験片の中央付近で生じているので、応力集中も認められなかった。よってこの引張り試験結果の信頼性は高いと判断した。

(5) 事故原因の検討

a) 現象のモデル化

図-4に推定した力学モデルを示す。管路は(a)図に示すように、地盤沈下によって関電保護コンクリートのエッジを支点としてわずかに回転していると推定された。(b)図は、地盤沈下が生じる前の状態を示したもので、荷重A(鉛直土圧と輪荷重)と自重B(管自重と水重)の和は地盤反力Cと釣り合っている。地盤沈下が生じると、(c)図に示すように荷重Aと自重Bが働いた状態で、長さLの範囲の地盤反力がゼロとなり、この範囲の全荷重が支点(関電保護コンクリートのエッジ)に働く。さらに管と地盤の相対沈下によって(d)図に示すように管軸に沿って次項b)で述べる荷重P₀が付加される。Lは、管が東西端のいんろう鉛継手で回転可能であるので、管の長さである4mとしてよい。

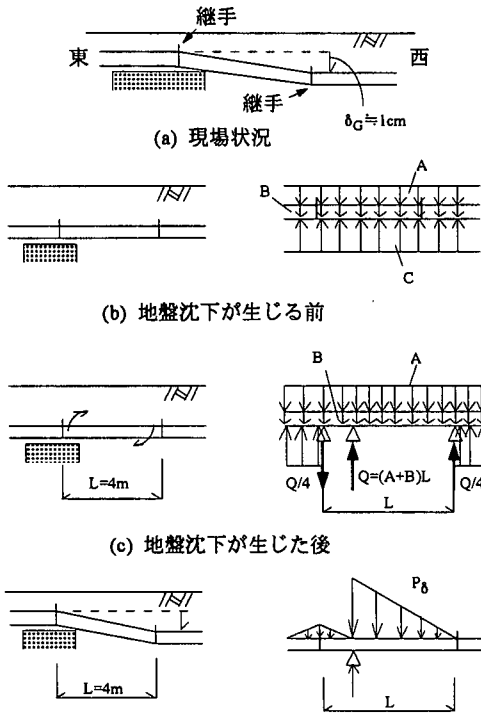


図-4 推定した力学モデル

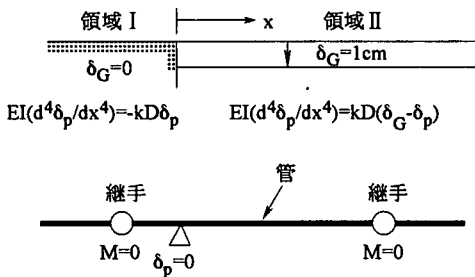


図-5 相対沈下による付加荷重の計算

b) 荷重の推定

破壊した水道管に働いた単位延長当たりの鉛直土圧の総量 P_v は、剛な模型埋設管を用いた遠心実験の結果⁸⁾に基づいて $P_v=1.3\gamma_t HD$ と推定した。ここに、 γ_t は土の湿潤単位体積重量、 H は土被り高、 D は管外径である。現場の土の γ_d を、 1.70tf/m^3 (16.7 kN/m^3)、含水比 w を10%と仮定すると、 $P_v=15.40\text{ kgf/cm}$ (0.151 kN/cm)となる。管に働いた輪荷重 P_q は 45° 地中分散式によって $P_q=22.15\text{ kgf/cm}$ (0.217 kN/cm)と推定した。管自重 W_p は、鑄鉄の単位体積重量 $\gamma=7.20\text{tf/m}^3$ (70.6 kN/m^3)から 1.63 kgf/cm (16.0 N/cm)、

表-1 破壊メカニズムの検討

ケース	モード	F_s の算定式と結果
1		$M_\delta=237,210$
		$\sigma_\delta=M_\delta/Z=84$ $F_s=\sigma_t/\sigma_\delta=17$
2		$M_R=(0.587(P_v+P_q)/D$ $+1.5\gamma_t+0.75\gamma_w R)R^2$ $=298$
		$\sigma_R=\sigma_t+\sigma_\delta$ $=(H_1+H_2)d/2+4M_R/t^2$ $=661.7$
		$F_s=\sigma_t/\sigma_R=2.2$
3		$M_\Sigma=M_{(A+B)}+M_\delta=597,510$
		$\sigma_n=M_\Sigma/Z\cdot v_p\cdot d/D=50.0$ $\sigma_\Sigma=\sigma_v+\sigma_R=711.7$
		$F_s=\sigma_t/\sigma_\Sigma=2.0$

$d=50\text{cm}$, $D=52.8\text{cm}$, $t=14\text{mm}$, R (管厚中心半径)= 25.7cm , Z (断面係数)= 2830cm^3 , $\sigma_t=1423\text{kgf/cm}^2$,
 H_1 (内圧)= 3kgf/cm^2 , H_2 (水撃圧)= 0kgf/cm^2
単位：モーメント M ($\text{kgf}\cdot\text{cm/cm}$)、応力 σ (kgf/cm^2)

また管内水重 W_w は 1.96kgf/cm (19.2N/cm)と算定された。以上の荷重の総和 W は 41.14kgf/cm (0.403 kN/cm)となる。

相対沈下によって管軸に沿って働く付加荷重 P_δ は、図-5に示すように、関電保護コンクリート端部の東側を領域I、西側を領域IIに分け、領域IIで地盤が1cm沈下したと仮定して、弾性床上の梁理論を用いて計算した。各領域の微分方程式、および計算条件の一部を図中に示した。現場の土は、巨れき混じり砂、または、まさ土と推定されるので、同種地盤に埋めた管を遠心加速度場で引上げる実験の結果¹¹⁾に基づいて、管と地盤の相対沈下量が1cmの時の引上げ力 P を $3\gamma_t HD$ と決めた。地盤のバネ定数 k は、 $k=3\gamma_t H/1\text{cm}=0.67\text{kgf/cm}^3$ (6.57N/cm^3)となる。計算結果によれば、 P_δ は関電保護コンクリート端部($x=0\text{m}$)で最大値 35.5kgf/cm (0.348 kN/cm)をとり、 x が増えるにつれて直線的に減少していき、西端の継手付近($x=3\text{m}$)でほぼゼロとなる。

c) 事前検討の結果

表-1に事前に検討した破壊モードと破壊に対する安全率を示す。ケース1は管軸方向の曲げによる破壊を考えたもので、弾性床上の梁理論によって求めた管軸方向の最大曲げモーメント M_δ は関電保護

コンクリートのエッジ部で生じるが、管体強度 σ_T と $\delta_G=1\text{cm}$ の時の M_δ から求めた応力 σ_δ の比、すなわち安全率 F_S は表-1に示すように17となり、管の破壊状況からも推察されるように管軸方向の曲げによる破壊はありえない。

つぎに、ケース2は管を二次元リングとして考え、最も危険な条件である管底支承角がゼロ(集中線荷重支持)の条件で F_S を算定したもので、表-1に示すように F_S は2.2となり、この破壊は生じない。

最後に、ケース3は断面・管軸両方向の連成を考えたもので、関電コンクリートエッジ部に生じる管軸方向の最大曲げモーメント M_{Σ} (荷重A+自重B)によって生じる $M_{(A+B)}$ とケース1の M_δ の和)から軸方向応力を算定し、これに管材のポアソン比 $\nu_p(=0.25)$ を乗じて求めた断面応力 σ_n が、ケース2のリング断面応力 σ_R に付加されるとした。しかし、この場合の F_S は表-1に示すように2.0となり、管はやはり安全である。

d) 三次元FEM計算による応力照査

前項c)の事前検討の結果、表-1で検討した条件では管はいずれも破壊に至らない。このことは、水道管の破壊現象は表-1のケース2, 3で用いたリングのような二次元問題としては説明できず、三次元問題として捉える必要があることを示す。すなわち、地盤沈下によって管が管軸方向に変形したため、関電保護コンクリートエッジ部において点支持に近い状態で支持され、そこに断面応力の集中が生じたことが破壊の直接原因と推定された。

上記の推論を確かめるため、管のみをモデル化した三次元弾性FEM計算によって、管の上半分に $P_{(A+B)}$ と荷重 P_δ を別々に载荷(断面に対して等分布)した時に管に生じる応力を求めた。図-6に計算モデルを示す。関電コンクリートエッジ部では、管底の節点変位を鉛直方向に拘束した(ケース4)。また、関電コンクリートエッジ部断面で、管底と管底から $\pm 22.5^\circ$ 離れた3節点の変位を鉛直方向に拘束した計算も行った(ケース5)。他の境界条件は両ケースとも同じで、管の東端断面の全節点で、管軸方向の変位と回転をそれぞれ拘束有り、無しとし、管の西端断面では全節点の拘束を無しとした。

表-2は関電コンクリートエッジ位置の管底のごく近傍に生じる断面方向応力(縁応力 σ_e と曲げ引張り応力 σ^*)の計算値、および $F_S(=\sigma/\sigma^*)$ の値を示したもので、ケース4では予想通り点支持によってケース5よりもはるかに強い応力集中が生じ、 F_S 値が1を下まわっている。なお、ケース4で、 P_δ を考慮しない場合の F_S は1.2となり、管は安全である。よって、破壊した水道管は、地盤沈下によって管軸

管長	$l=4000$
管内径	$\phi=500$
管厚	$t=14$
unit:mm	

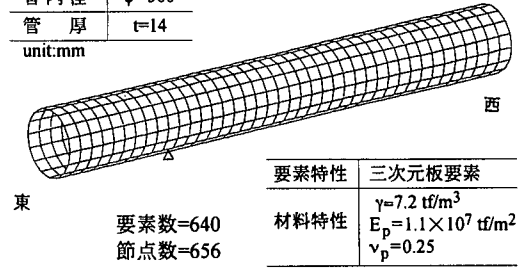


図-6 FEM計算モデル(ケース4)

表-2 FEM計算によって求めた応力と F_S

ケース	縁応力 σ_e (kgf/cm ²)		σ^* (kgf/cm ²)	F_S
	$P_{(A+B)}$ による	P_δ による		
4	1731	696	1672	0.85
5	773	320	783	1.8

$$\sigma^* = \sigma_t + \sigma_b = (H_1 + H_2)d/2t + \sigma_e/1.5 \quad (1\text{kgf/cm}^2 = 0.0981\text{MPa})$$

方向に曲げられ、点支持された関電コンクリートエッジ部で断面方向と管軸方向の変形が連成したため、断面方向に圧壊したと結論される。

(6) 遠心模型実験による推定の妥当性の検証

前項(5)d)で示した破壊メカニズムの妥当性を実験的に検証する目的で、地盤沈下をシミュレートした三次元遠心模型実験を行った。

a) 実験方法

実験に用いた外径 $D=2\text{cm}$ (原型で52.8cm)、長さ59cm(同16.6m)の硬質アルミ製の模型管路を図-7に示す。この模型管路は原型管を1/26.4に縮小したもので、半円筒形の受圧部を持つ垂直・せん断両土圧測定用の土圧計ならびに同形式のダミーをH形の内桁の上下に計56個固定して、円形断面の管路を模型化している。内桁の上下面には曲げひずみ測定用のゲージ(管軸方向20箇所、管軸直角方向3箇所)が貼付してある。模型管路の軸方向曲げ剛性EIは内桁のEIと等しく、遠心加速度場26.4g場の模型管路のEIは原型換算で $1.4 \times 10^{10}\text{kgf}\cdot\text{cm}^2$ ($1.37 \times 10^8\text{kN}\cdot\text{cm}^2$)である。このEI値は破壊した水道管のEI値($8.2 \times 10^{10}\text{kgf}\cdot\text{cm}^2 = 8.04 \times 10^8\text{kN}\cdot\text{cm}^2$)に比べ、約1/6と小さい。このように管路のEIが相似則を満足していないので、定量的な結果は実物に外挿できないが、定性的な破壊メカニズムの検証は可能と割り切った。

この模型管路を、図-8に示すように、破壊した水道管直下の関電保護コンクリートをシミュレートした固定支持台の上を横断するように直接置き、表

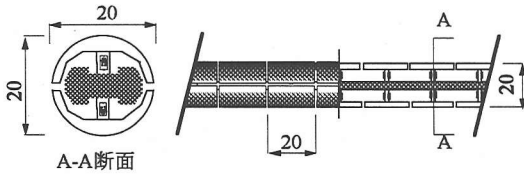


図-7 三次元実験用模型管路 (unit:mm)

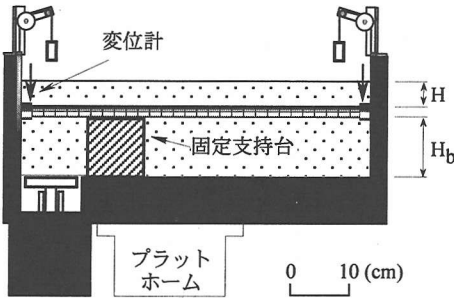


図-8 三次元実験装置と模型

表-3 地盤材料

土	G_s	U_c	$\rho_d \text{ max}$ g/cm ³	$\rho_d \text{ min}$ g/cm ³	ρ_d g/cm ³	w %	c_d tf/m ²	ϕ_d 度
まさ土	2.71	70	1.92	1.37	1.70	10	2.3	38
乾燥珪砂	2.65	1.75	1.58	1.32	1.55	0	0	43

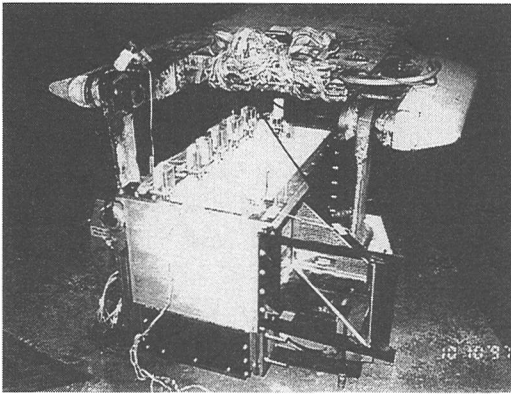


図-9 三次元実験装置

-3に示すまさ土、あるいは乾燥珪砂で埋めた。土被り高Hは4.55cm(原型で1.2m)、基盤との距離 H_b は10cm(同2.6m)とした。この模型を遠心加速度26.4g場に置き、容器(内寸法で高さ20.5cm×幅30cm×長さ59cm)の左側の床(幅10cm)を40mmまで降下させ、地盤沈下をシミュレートした。また、図-9に示すように容器の側壁を一部、ガラス張りとし、鏡を介して写真撮影することにより、地盤変形を観測した。

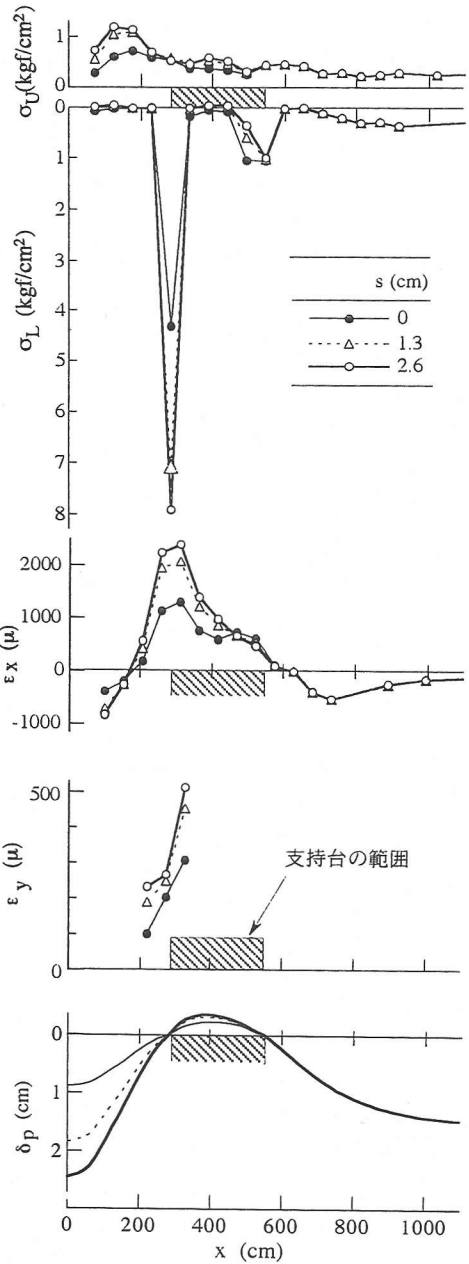


図-10 まさ土地盤の場合の測定結果 (原型スケール)

b) 実験結果

図-10は、まさ土地盤で得られた測定結果を、床の降下量sがゼロ、0.5mm(原型で1.32cm)、1mm(同2.64cm)の時点について示したものである。5つの図は上から、管の上半分に働く垂直土圧 σ_U 、下半分に働く垂直反力土圧 σ_L 、管路の軸方向曲げひずみ

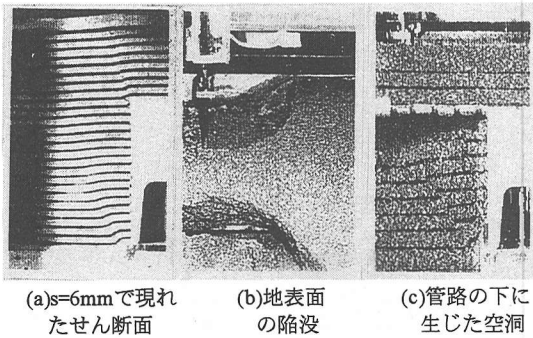


図-11 まさ土地盤の場合の地盤変形

ϵ_x , 管底位置における管軸直角方向縁ひずみ ϵ_y , および ϵ_x から計算した管路の変位量 δ_p を, 容器の左内壁からの距離 x に対していずれも原型スケールで描いたものである. なお, ϵ_x は管路の上側が引張りの場合を, また ϵ_y は引張りを正にとりて表してある. 図よりどの s の時点でも以下のことが言える.

1) σ_U は, 支持台よりも左側の範囲($x < 300\text{cm}$)で大きい. また地盤沈下を与えていない $x > 550\text{cm}$ の範囲の σ_U 値は, 土被り圧 $0.22\text{kgf/cm}^2 (21.6\text{kN/m}^2)$ のほぼ1.3倍となっており, 前項の(5b)において二次元弾性リングに与えた土圧 P_v の値と整合する.

2) α_L は, 支持台の左側の範囲ではゼロで, 支持台の左肩($x = 300\text{cm}$)で著しく大きくなり, 右肩でも少し大きくなっている.

3) 図は省くが, τ は σ に比べてかなり小さかった.

4) ϵ_x と ϵ_y は, 支持台左肩よりも少し支持台の中側に寄った位置で最大である. ϵ_y の最大値は $s = 2.6\text{cm}$ の時点で引張り側に 530μ となり, かなり大きい.

5) δ_p 分布は, 管路が支持台の左右の肩を支点として湾曲していることを示す.

以上に述べた1)~5)の傾向は s の増大につれて強まる. なお, $s = 0\text{cm}$ の時点でもこれらの傾向が現われているのは, 地盤が遠心载荷によって沈下した(地表面で 0.5mm , 原型で 1.3cm)ためである. また, 乾燥砂地盤で得られた結果も定性的な傾向はここに示したものと同様であった.

図-11はまさ土地盤の場合の地盤変形の様子を示したもので, $s = 6\text{mm}$ (原型で 15.84cm)の時点で支持台の左肩から上方に斜めのすべり面が現われた(図-(a)). 実験終了後には, 支持台の左側の範囲で管路左右の地盤が陥没し(図-(b)), また地盤を側壁のガラス面の側から順次カットしていくと, 管路の下部に空洞が大きく残っているのが観察された(図-(c)).

以上の遠心模型実験の結果から, 管路が不動支持構造物の上に直接乗っている場合, 地盤沈下が生じると, 管路は構造物のエッジで支持されて曲げられ, 断面方向にポアソン比相当分のひずみが発生することが確認された. 実物に対する定量的な外挿はできないが, 少なくとも今回の実験条件では, この断面方向のひずみは無視できない大きさであった. したがって, 前項(5d)のFEM計算によって推定された断面・管軸両方向の変形挙動の相互作用の具体的内容が実験的に確かめられたと言える.

なお, 埋設されて32年目にして水道管が破壊したことから, 上記の地盤沈下は経年的にわずかずつ足しこまれ, それに伴って管軸に沿って働く P_δ が徐々に増大し, 水道管が破壊に至ったものと推定される.

3. 国道9号五条堀川交差点付近の破壊事例

(1) まえがき

1998年3月6日, 京都市下京区柿本町の国道9号五条堀川交差点付近において, 内径900mmの高級铸铁(ねずみ铸铁)製水道管が破壊したため, 京都大学足立紀尚教授を委員長とし, 専門委員, 道路管理者, 京都市水道局で構成する事故調査委員会が設立された. 筆者の一人, 東田はこの委員会に専門委員として参加し, 破壊した水道管に働いた土圧と管の変形挙動に検討を加え, 2.で述べた事例と同様に管軸・断面両方向の変形の相互作用によって管の破壊が生じたと推定した. 委員会が報告書をまとめて解散した後, 筆者らは引き続き遠心模型実験と三次元FEM計算を実施し, 推定した事故原因が妥当であることを確かめた.

(2) 破壊した水道管と現場の状況

破壊した水道管は昭和23年製造の内径900mm高級铸铁(ねずみ铸铁)管で, 昭和35年に埋設されるまで使用されずに保管されていたが, 同年埋設されてから破壊するまで38年を経過していた. 寸法規格は, 管長6.14m, 直管部の内径900mm, 外径935.2mm, 管厚17.6mmである. 継ぎ手はいんろう鉛継ぎで, 継ぎ手部の最大外径は1055mm, 継ぎ手部の長さは227mmである.

図-12に破壊した管を示す. 西端の継ぎ手近くの管底部に長さ80cm, 最大幅34cmの半月状の欠損部があり, これから幅3mm程度のクラックがほぼ管底に沿って走っている. このクラックは東端に近づくにつれて細くなり, 東端の継ぎ手部の少し手前で消

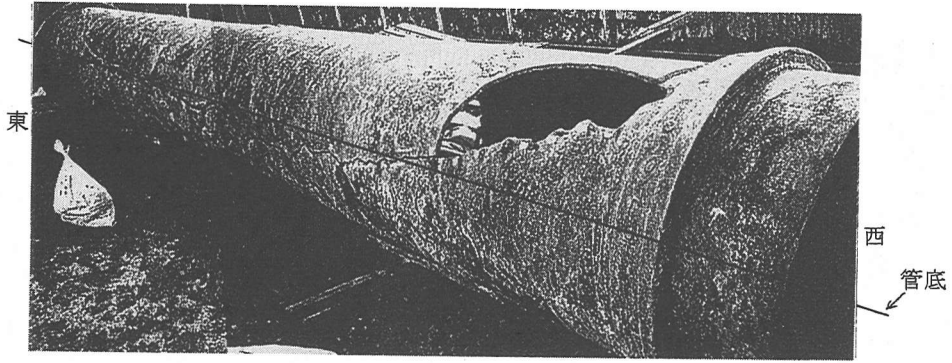
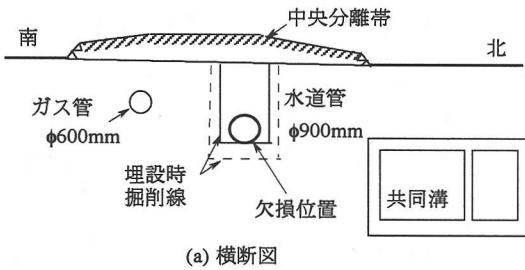
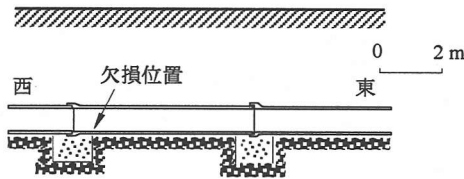


図-12 破壊した水道管(d=900mm)の状況



(a) 横断面



(b) 縦断面

図-13 埋設状況

滅する。管の東端の管頂と管底附近には、継ぎ手からの漏水の跡と思われる赤錆が付着しているが、西端の継ぎ手からの漏水の痕跡はない。この状況から、管は西端の欠損部で圧壊し、そこからクラックが管底に沿って東側に走ったと推定される。また、東端の継ぎ手からの漏水は、そこでわずかにたわみ角を生じていたことを示す。なお、管の外周長さからクラック幅を差し引いて求めた外径実測値Dは、平均933.75mmであった。

図-13に事故当時の水道管の埋設状況を示す。管は中央分離帯の下に、分離帯の盛土を含めて土被り高H=3.3mで埋設されていた。管下部の地盤は良く締まった砂礫(N=20~50)で、非常に固い。水道管は、木矢板を用いて掘削された幅1.7m、深さ3.44mの溝(図-13の実線の掘削線)の底に、砂基礎なしで硬質砂礫層に直置きされた。ただし、管の継ぎ手部

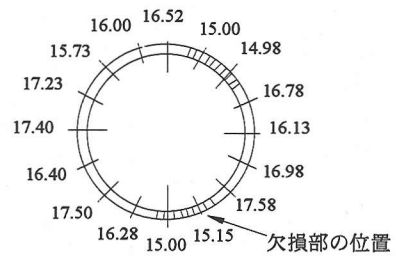


図-14 軸方向の平均有効管厚(mm)

は深さ50cm、幅1.2mにわたって溝掘りされた(破線の掘削線および縦断面図参照)。埋設施工当時、中央分離帯はなく地表面は道路面と同じ高さであったが、昭和56年(事故の17年前)の共同溝施工(掘削はH杭横矢板工法による)の際、中央分離帯が設置された。

現場から採取した埋戻し土は砂質土で、その物理特性は、試料の最大粒径が20mm、細粒分含有率が22%、最大乾燥密度が1.84g/cm³、最適含水比が15%である。なお、埋戻し土は50mm程度の粗擦をごく少量含んでいた。

(3) 破壊した管の腐食と管体強度

破壊した管体の腐食は、内面が激しいのに対して、外面はほとんど無かった。管体を4断面で切断し、切断面を観察したところ、腐食部は変色しており、肉眼ではっきり区別できた。また、これらの切断面において管厚を測定した結果、平均残管厚は18.49mm、有効管厚(目視によって求めた腐食代を差し引いた管厚)の平均値は16.28mmであった。東西端に近い切断面の有効管厚は中央の切断面よりも小さく、特に欠損部の少し中央寄りの切断面では、管底と管頂付近に有効管厚が極めて小さい箇所(管底付近で11.4~13.0mm、管頂付近で9.3mm)があっ

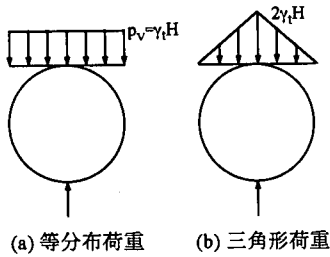


図-15 リングの荷重条件

た。また、軸方向の平均有効管厚は、図-14に斜線で示すように、管頂と管底附近が他よりもかなり小さく、15.00mm程度であった。なお、破断面に沿って5cmピッチで測定した有効管厚の平均値は14.70mmであり、部分的に9mm未満の所も数カ所あった。

つぎに、破壊した管から周方向、および軸方向に切り出した各9試験片($\phi 8$ mm)の引張り試験の結果によれば、平均引張り強度 σ_r は周方向が23.3kgf/mm²(228MPa)、軸方向が25.3kgf/mm²(248MPa)であり、周方向の σ_r の方が少し小さかった。

(4) リングとしての検討と破壊メカニズムの推定

管を二次元弾性リングと仮定し、図-15(a)に示す荷重条件で、管底に生じる最大引張り応力を求め、圧壊に対する安全率 F_s を算定した。

管に作用する等分布土圧の大きさ p_v は、 $\gamma_d=1.70$ tf/m³(16.7kN/m³)、 $w=12\%$ と仮定し、 $p_v=\gamma_t H=\gamma_d(1+w)H=1.70 \times (1+0.12) \times 3.3=6.3$ tf/m²(62kN/m²)を与えた。また、管の支持条件は、管が硬質の地盤に直置きされたことを考慮して、管にとって最も危険側となるように、管底で線荷重支持とした。

最大曲げモーメント M は管底に生じ、 $M=M_e+M_p+M_w=0.587\gamma_t HR^2+1.5\gamma TR^2+0.75\gamma_w R^3$ によって求められる。ここに M_e 、 M_p 、 M_w は土圧、管自重、管内水重によって管底に生じる曲げモーメント、 R は管厚中心半径($=D-T$)/2)、 γ は鋳鉄の単位体積重量7.20tf/m³(70.6kN/m³)、 γ_w は水の単位体積重量1.0tf/m³(9.81kN/m³)、 T は管厚である。 T として破壊した管体の平均有効管厚16.28mm、 D として実測値の933.75mmを与えて、 M を算定すると885kgf·cm/cm(8.68kN·cm/cm)となった。

σ_t を内水圧によって生じる引張り応力、 σ_b を外圧によって生じる引張り応力、 p を内水圧(事故発生時4kgf/cm²=0.39MPa)、 d を管内径($=D-2T$)、 Z を管壁の塑性断面係数($=t^2/4$)、 t を対象とする位置の管厚とすると、管底に生ずる最大曲げ引張り応力 $\sigma_R=\sigma_t+\sigma_b=pd/2t+M/Z$ の値は、 t として管底付近の平

均有効管厚である15.0mmをとった時、1692kgf/cm²(166MPa)と算定され、これから、 $F_s(=\sigma_r/\sigma_R)$ の値として2330/1692=1.38が得られた。

さらに、管頂への土圧集中を考慮して、図-15(b)に示すような管頂で $2\gamma_t H$ 、管側でゼロの三角形分布の鉛直土圧を与えた場合の計算も行ったが、 M_e の値($=0.610\gamma_t HR^2$)は図-15(a)の等分布土圧の場合の $M_e(=0.587\gamma_t HR^2)$ の1.04倍にしか増えず、 F_s の値も1.34となって、図-15(a)の場合とほとんど変化がなかった。

以上の検討結果により、リングとしての破壊はないと結論される。したがって、管が破壊するためには他の原因が必要である。破壊した水道管は西端の継ぎ手近くの管底附近に大きな欠損部を生じており、ここから破壊が始まったと考えられる。これは、この欠損部附近に強い反力土圧の集中があったことを示す。よって、以下の破壊メカニズムが推定できる。

水道管は、固い砂礫層の上に砂基礎無しで直置きされたが、継ぎ手部の下は幅1.2m、深さ50cmで溝掘りされた。この溝掘り部では、管が邪魔になるため、埋戻しの際の締め固めは人力施工とならざるを得ないので、非常にゆるかったと推定される。このゆるい埋戻し土は時間経過とともに圧縮し、沈下する。ところが、固い砂礫層に直置きされた管は沈下できないので、溝掘りされた領域では管と地盤の間に相対沈下が発生する。その結果、そこでは管下部の土圧反力がゼロとなり、また管上部に土被り圧を超える大きな土圧が働く。そのため、直置きされた領域の両端で管に反力土圧が集中し、かつ、管断面がこの反力土圧を管底付近のごく狭い範囲で支える形となって、管が破壊に至ったものと推定される。

(5) 遠心模型実験による土圧の定量化

硬質地盤に直置きされた領域、および継ぎ手部の溝掘りされた領域における管挙動をそれぞれシミュレートした2通りの遠心模型実験を行い、それぞれの領域で管路に働く土圧を求めた。

a) 硬質地盤に直置きされた管の土圧と変形

前項3(4)で管を二次元弾性リングとして検討した際に用いた荷重条件(図-15(a)、(b))の妥当性を確認するため、二次元遠心模型実験を行った。

実験で用いた模型管を図-16に示す。この管は、外径 $D=8.6$ cm(破壊した水道管の $D=93.375$ cmの1/10.9)、管厚 $t=1.5$ mmの硬質アルミ製で、管断面の曲げ剛性 $S_p=E_p t^3/\{12(1-\nu_p^2)R^3\}$ の値は2.94kgf/cm²(0.29MPa)であり、破壊した高級鋳鉄製水道管の S_p 値である4.37kgf/cm²(0.43MPa)にごく近く、ほぼ同等の

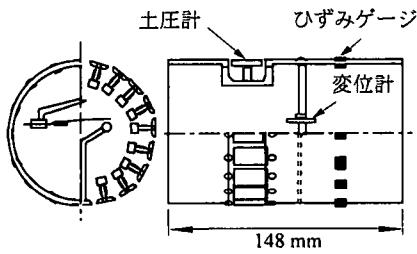


図-16 二次元実験用模型管

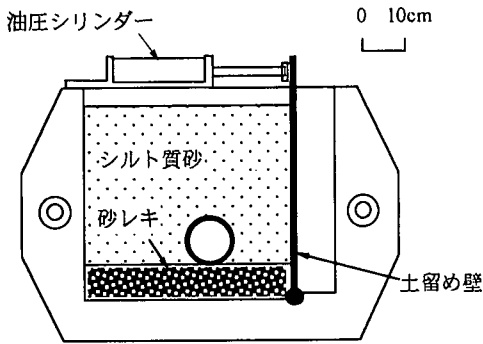


図-17 二次元実験装置

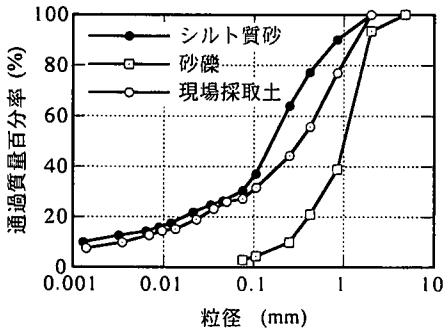


図-18 地盤材料の粒径分布曲線

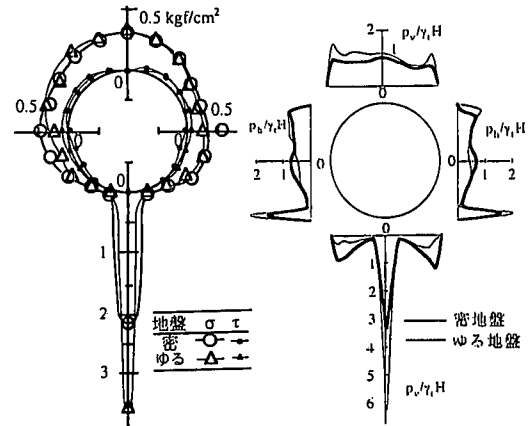
挙動を示すとしてよい。

この管を図-17に示す模型地盤中に土被り高30cm(原型で3.3m)になるように埋め、模型を遠心加速度10.9g場に置き、管に働く垂直土圧 σ とせん断土圧 τ の分布、管壁に生ずる曲げひずみ ϵ の分布、および管の鉛直たわみ量 ΔD を測定した。なお、事故の17年前に施工された共同溝の近接掘削施工の影響をみるため、10.9g場で容器右側に設置した模型土留め壁を、油圧シリンダーで水平方向に3cmまで押すことにより、下端ヒンジとして回転させた。

模型地盤は、現場条件に合わせて、砂礫、ならびに現場で採取した埋戻し土と粒度特性が似るシルト

表-4 地盤材料の性質

土	G_s	U_c	$\rho_d \text{ max}$ g/cm ³	$\rho_d \text{ min}$ g/cm ³	ρ_d g/cm ³	w %	U_d t/m ²	ϕ_d 度
現場採取土	-	140	1.84	-	-	-	-	-
シルト質砂	2.67	115	1.86	1.29	1.50	12	3.0	32
砂礫	-	5	-	-	1.76	6	-	-



(a)垂直土圧とせん断土圧 (b)鉛直土圧と水平土圧

図-19 測定土圧の分布

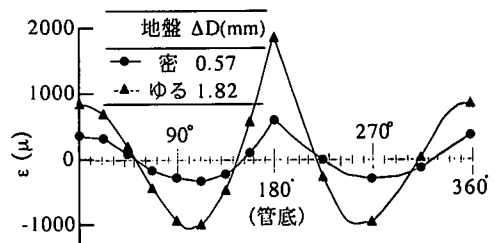


図-20 管壁の曲げひずみ ϵ の分布

質砂を用いて作成した。図-18と表-4に、現場で採取した埋戻し土(粒径2mm以上カット)、シルト質砂、砂礫の土性を示す。シルト質砂の密度は $\rho_d=1.5\text{g/cm}^3$ (ゆる地盤)と 1.7g/cm^3 (密地盤)の2通りに変えた。

図-19(a), (b)に、土留め壁を回転させる前に測定した σ と τ の分布、これから求めた鉛直土圧と水平土圧の分布(管の上半分に働く鉛直土圧 p_v 、管の下半分に働く鉛直反力土圧 p_r 、水平土圧 p_h)を示す。また、図-20に土留め壁回転前に測定した管壁の曲げひずみ ϵ の分布(横軸は管頂から測った角度を表す)、ならびに管の鉛直たわみ量 ΔD を示す。なお、

これらの測定結果の信頼性は、文献9)に示した方法によって測定値どうしの力学的整合性を照合することによって、確認している。

図-19から密・ゆる両地盤とも、土圧は予想通り管底に極端に集中しており、ゆる地盤の方が集中度合いが高いことが分かる。図-19(b)に示した管の上半分に働く鉛直土圧 p_v は等分布的で、その大きさは図-15(a)で示した土被り $\gamma_r H$ にごく近い。

また、図-20より最大 ϵ は管底に生じ、これから求めた曲げモーメント M_e は原型換算で、密地盤の場合 $216\text{kgf}\cdot\text{cm}/\text{cm}$ ($2.12\text{kN}\cdot\text{cm}/\text{cm}$)、ゆる地盤の場合 $672\text{kgf}\cdot\text{cm}/\text{cm}$ ($6.59\text{kN}\cdot\text{cm}/\text{cm}$)となった。これらの値は3.(4)で算定したリングに生じる M_e の27~86%に相当し、いずれもごく小さい。この理由はリングに与えた荷重(図-15)が鉛直土圧のみであり、図-19(b)に見られるような水平土圧を無視したためである。

図は省くが、土留め壁を回転させると、管の上半分に働く土圧は少し変化するが、管の下半分に働く土圧と最大 ϵ の値はあまり変わらなかった。実験では、模型容器の寸法の関係で模型土留め壁と管の離隔が実際よりも小さくなっているため、実験結果は実際よりも近接掘削施工の影響を大きめに評価しているとみなせる。この実験結果と、共同溝施工時期が事故の17年前であったことを併せると、共同溝の近接施工は水道管の破壊とは関係ないとしてよい。

以上より、3.(4)において水道管を二次元弾性リングとして検討した際に用いた荷重条件は、管に生じる最大曲げモーメントを過大に評価しており、リングとしての破壊に対する実際の安全率の値は3.(4)で算定した1.38~1.34よりもさらに大きかったと考えられる。したがって水道管はリングとしては破壊しないという推定が裏付けられた。

b) 管路と地盤の相対沈下によって発生する土圧

3.(4)で述べたように、継ぎ手部の溝掘りされた領域では地盤が管路に対して相対的に沈下したと推定される。この相対沈下によって、どの程度の大きさの土圧総量(単位長さ当たり)が管路に働くかを調べるため、図-21に示す実験装置を用い、遠心加速度 $46.7g$ 場において、外径 2cm の模型管(図-22参照、原型換算の外径 $D=93.4\text{cm}$ 、ステンレス製、長さ 37cm 、総重量 1.788kgf (17.53N))を $0.4\text{mm}/\text{min}$ の一定スピードで最大 2cm まで引き上げ、管の上昇量 δ (=管と地盤の相対沈下量)と引き上げ力 P_v (=管の上半分に働く鉛直土圧の総量と管自重の和)を測定した。模型管の下部には、軸方向のたわみを軽減するため、幅 1.5cm 、高さ 2cm の補強材を取り付けた。

模型地盤は、図-18と表-4に示したシルト質砂を用いて $\rho_d=1.7\text{g}/\text{cm}^3$ (密地盤)と $1.5\text{g}/\text{cm}^3$ (ゆる地盤)

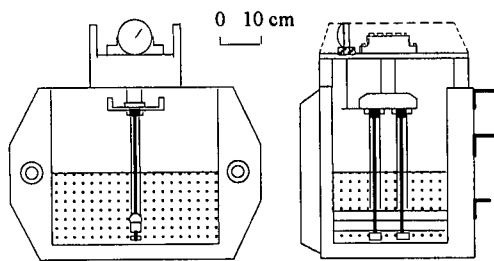


図-21 引き上げ実験装置



図-22 引き上げ実験用模型管

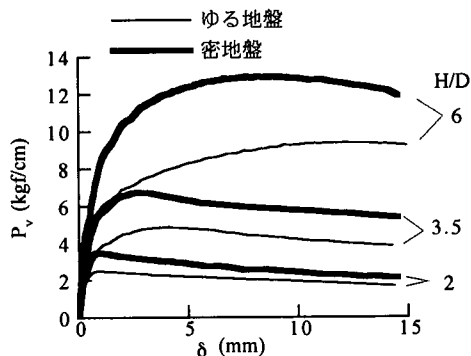


図-23 P_v と δ の関係

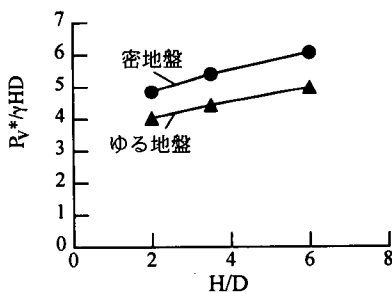


図-24 $P_v^*/\gamma H D$ と H/D の関係

になるように仕上げた。土被り高 H は 4cm 、 7cm 、 12cm の3通りに変えた。 $H=7\text{cm}$ ($H/D=3.5$)の場合が、実際の水道管の埋設深さ($H=3.3\text{m}$)に相当する。

図-23に測定された P_v と δ の関係を示す。 H/D が大きくなるにつれて P_v は大きくなり、またピークの現れ方が不明瞭になる。図-24は、管に働いた土圧総量の最大値 $P_v^*/\gamma H D$ を H/D に対してプロットしたもので、 P_v^* は P_v の最大値から遠心場の管自重 W_p

(=2.3kgf/cm=2.26kN/m)を差し引いた値である。密・ゆる両地盤とも、 $P_v^*/\gamma HD-H/D$ 関係はほぼ直線となった。破壊した水道管の埋設深さ3.3mに相当する $H/D=3.5$ の時の $P_v^*/\gamma HD$ の値は密地盤で5.5, ゆる地盤で4.5となり, 管と地盤が相対沈下すると, 極めて大きな土圧が管に作用することが確かめられた。なお, この2ケースで P_v^* を生じた時の δ は2.3mm, 3.3mmで, これは原型換算で10.7cm, 15.4cmに相当する。

つぎに, 実験中に撮影した写真から, 管が動き始めるとすぐに管の下側に空洞が発生することを確認した。これは, これまでの筆者らの研究¹¹⁾でも見られたように, 地盤が管に対して下向きに変位すると管下部の土圧反力が直ちに消滅することを示す。

(6) FEMによる強度計算と破壊原因の考察

遠心実験で得られた荷重が管に働いたときに管体に発生する応力を三次元FEMによって求め, 破壊原因について考察した。

a) 計算条件

計算は, 図-25に示すように管のみをモデル化して行った。調査結果に基づき, 管の外径 D は93.4cm, 管厚 T は平均有効管厚の16.28mm, 管長 L は6.14mとした。管の両端の境界条件は, そこで管が印ろう鉛継ぎ手によって他の管と接続されており, $M=0, \theta \neq 0$, および $Q=0$ (対称条件より)に近いことを考慮して, 自由端とした。また, 管長6.14mのうち, センターの4.8mの範囲(領域②)を硬質砂礫層に直置きされた領域, その両サイド各0.67mの範囲(領域①), 0.67mは継ぎ手のダブリ代を考慮して決定)を溝掘りされた領域と仮定し, 領域②には土被り圧 $\gamma_t H = \gamma_d(1+w)H = 1.7\text{tf/m}^3 \times 1.12 \times 3.3\text{m} = 6.3\text{tf/m}^2(62\text{kN/m}^2)$ を, また両サイドの領域①には $\gamma_t H$ の $n=1, 3, 5.5$ 倍の3通りの土圧をいずれも断面に対して等分布で作用させた。 $n=1$ のケースは領域①で相対沈下がない時の土圧を与えた場合, $n=5.5$ のケースは遠心実験で得られた最大土圧を与えた場合, また $n=3$ のケースはそれらの中間の土圧を与えた場合である。

節点の拘束条件は, 図中に示すように, 領域②の全範囲で管底(節点A)の鉛直・水平変位をゼロ, その両隣の2節点(節点BとB')の鉛直変位をゼロとし, それ以外の節点の拘束は無しとした。また, 領域①では全節点で拘束無しとした。

b) 計算結果

図-26に節点A(管底)とその隣の節点Bの鉛直変位の軸方向分布を示す。図の横軸 L は継ぎ手位置からの距離を表し, 右端のプロット的位置($L=3.07\text{m}$)が管の中央である。領域①の鉛直変位量は微少である

要素数	4416
節点数	4448
要素特性	三次元板要素
材料特性	$\gamma = 7.2\text{tf/m}^3$ $E_p = 1.1 \times 10^7\text{tf/m}^2$ $\nu_p = 0.25$ $T = 16.28\text{mm}$

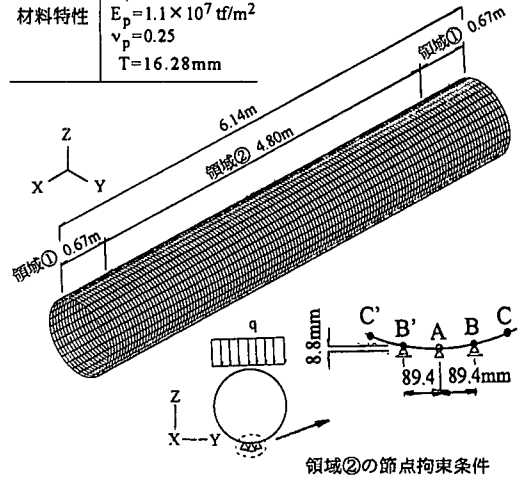


図-25 FEM計算モデル

が, 節点A(管底)は $n=1$ の場合を除くと全体に上向きに, また, 節点Bは下向きに変位している。

図-27(a), (b)は, 管の内面と外面で生じた断面方向縁応力 σ_θ と軸方向縁応力 σ_x の最大値の分布を示したもので, いずれも引張りを正として表してある。これらはいずれも節点BとC, およびB'とC'に挟まれた管要素(管底から $11.3 \sim 22.5^\circ$ の範囲)の内外面で生じた。 σ_θ, σ_x とも, 領域①②の境界の $L=0.67\text{m}$ でピークを示し, かつ領域①に作用させた土圧が大きいほど, 値が大きい。また, $L=0.67\text{m}$ における σ_θ と σ_x を比べると, 常に σ_θ の方が σ_x よりもかなり大きい。

図-28(a)は節点Bの鉛直反力の分布, 図-28(b)は3つの拘束節点(A, B, B')の鉛直反力の和の分布を示す。両図とも, 鉛直反力は $L=0.67\text{m}$ 地点で高い集中を示し, 節点Bでは領域①に作用させた土圧が大きいほど集中度合いが大きい。

c) 破壊原因の考察

表-5に $L=0.67\text{m}$ 地点の内外面の断面方向縁応力 σ_θ の値を示す。この σ_θ の値を用いて, 管厚 t の断面に生じる最大引張り応力 σ^* を次式: $\sigma^* = [4M + \{16M^2 - 4t^2 \cdot (N + \sigma_w t)^2\}^{1/2}] / (2t^2)$ により計算した。ここに, $M = T^2/6 \cdot (\sigma_t - \sigma_c)/2$, $N = T(\sigma_t + \sigma_c)/2$, σ_t と σ_c はそれぞれ内外面の縁応力 σ_θ , σ_w は内水圧 $p = 4\text{kgf/cm}^2(0.39\text{MPa})$ によって生じる引張り応力, T は平均有効管厚(=16.28mm)である。なお, $\sigma_w t = pd/2t \cdot t = p(D-2T)/2$ である。

t として水道管の管底付近の平均有効厚15.00mmを

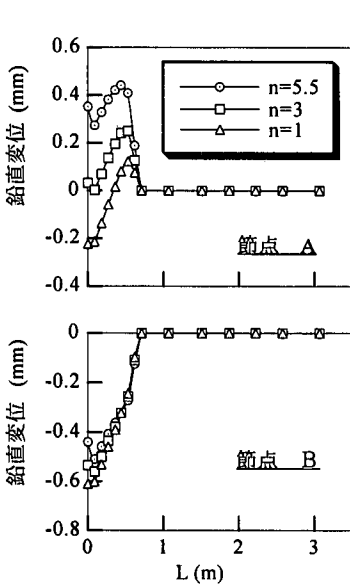


図-26 鉛直変位の分布

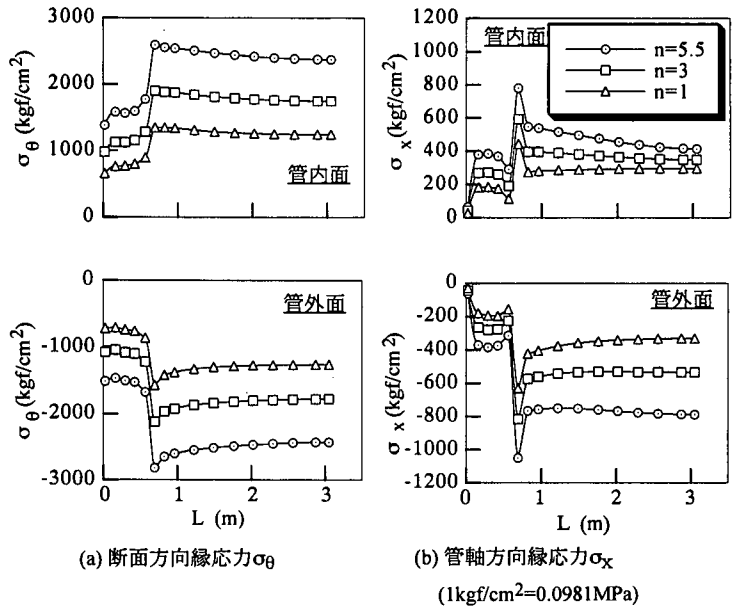


図-27 断面方向縁応力と軸方向縁応力の最大値の分布

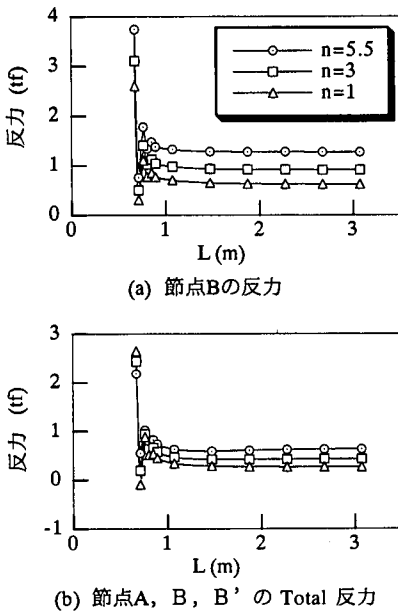


図-28 節点反力の分布

表-5 L=0.67mにおける断面方向縁応力 σ_θ ,
最大引張応力 σ^* および安全率 F_s

n	σ_θ (kgf/cm ²)		σ^* (kgf/cm ²)	F_s
	内面	外面		
5.5	2597	-2817	2126	1.10
3	1903	-2121	1580	1.47
1	1348	-1565	1143	2.04

採った時の σ^* の値, および管体の引張り強度 $\sigma_r = 2330 \text{ kgf/cm}^2 (229 \text{ MPa})$ と σ^* の比, すなわち安全率 F_s を表-5に示す. 領域①に最大の土圧 $5.5\gamma_t H$ を加えた場合の F_s は1.10となり, かなり1に近い. そこで, この荷重条件の場合に $\sigma^* = \sigma_r$ となるための有効管厚 t を逆算すると, $t = 14.30 \text{ mm}$ が得られ, この有

効管厚は3.(3)で述べた破壊した管体の腐食調査結果からみて十分あり得る値である. また, 最大 σ^* を生じる位置は管底から $11.3 \sim 22.5'$ 離れた位置であり, 破壊した水道管に存在した欠損部の位置とほぼ一致している. さらに, $t = 14.30 \text{ mm}$ を用いて, 3(4)の図-15に示す荷重条件でリングとしての圧壊に対する F_s を計算すると, $1.26 \sim 1.22$ となり, やはり管はリングとしては破壊しない結果となった.

なお, 比較のため, 領域②で管底の節点Aのみ, 鉛直変位と水平変位をゼロとした計算も数ケース行ったが, 領域①に大きな土圧を作用させると, σ^* の値が領域②の全域でほぼ同じ値となり, かつ最大 σ^* を生じる断面位置が管底のごく近傍となって, $L = 0.67 \text{ m}$ 付近に存在する管底から少し離れた欠損部から管の破壊が始まったという推定と矛盾する結果となった.

以上をまとめると、ここで示したFEM計算の結果は水道管の破壊状況を合理的に説明しており、この事故が前章2.の事例と同様に、断面・管軸両方向の変形挙動の相互作用によって生じたことを明確にしている。

4. 結論

国道25号難波西口交差点と国道9号五条堀川交差点付近で発生した2件の大口径水道管破壊の原因を、遠心模型実験と弾性FEM計算によって調べ、以下の結論を得た。

1) まず、国道25号難波西口交差点の破壊例では、管路が他の埋設物の保護コンクリートを横断する形で、保護コンクリートの上に直接置かれており、地盤沈下によって管路が保護コンクリートのエッジを支持点として回転したため、管軸に沿って働いた土圧がこの支持点に集中し、軸方向応力のポアソン比相当分の応力が断面応力に付加されたため、管体が断面方向に破壊したと結論した。

2) つぎに、国道9号五条堀川交差点付近の破壊例では、管路は硬質な基礎地盤に直置きされていたが、管路の継ぎ手部下は溝掘りされて緩く埋め戻された。そのため、そこでは管路と地盤の間に相対沈下が生じ、管路上部に極めて大きな土圧が作用するとともに、管路下部に働く反力土圧が消滅した。その結果、硬質地盤に直置きされた領域の端部で管底付近のごく狭い範囲に反力土圧が集中するという極めて危険な形となった。一方、管の内面では内水圧の変動による疲労腐食と上記の反力土圧の集中箇所での応力腐食が進行していき、埋設されて38年目にして土圧反力の集中箇所において割れによって破壊したと結論した。

3) 以上のように、これらの2件の破壊事例はいずれも、管路の軸方向と断面方向に働いた土圧に対する反力が管路の支持点に集中し、そこで両方向の変形挙動が連成したため、管路が断面方向に破壊したものである。

4) 最近、全国の市街地で古い水道管の破壊や漏水が多発しているが、復旧作業のなかでの原因究明は非常に困難で、現場状況も不明な場合が多い。その結果、管の腐食が原因と安易に片付けられるケースが大半である。しかし、本報告で示した破壊事例では、いずれも管の腐食は主要因となり得ないことが明確にされた。今回破壊した高級鑄鉄(ねずみ鑄鉄)管はダクタイル鑄鉄管に順次、入れ替えられつつあるが、全国的に見るとまだ多数残存しているのが実

状である。したがって、本報告と同様な事故が今後、増大すると予想されるので、注意が必要である。

謝辞：データを提供していただいた近畿地方建設局大阪国道工事事務所と京都国道事務所、および(財)道路保全技術センターの関係各位、ならびに模型実験にご協力いただいた元大阪市立大学学生高塚義則君(現 鹿島建設株式会社)に感謝の意を表します。

参考文献

- 1) (社)土質工学会：土と基礎の沈下と変形の実際と予測，pp.258-289，1979。
- 2) Tohda, J. & Yoshimura, H.: Failure of Buried Gas Pipeline Crossing a Trench, *Proc. of ASCE Specialty Conf. on Pipeline Crossing*, pp.190-201, 1991。
- 3) Selvadurai, A.P.S. & Shide, S.B.: Frost Heave Induced Mechanics of Buried Pipelines, *Journal of Geotechnical Engineering*, ASCE, Vol.119,N0.20, pp.1929-1951, 1993。
- 4) 東田淳, 高塚義則, 八谷誠, 仲明行, 黒谷努：国道25号難波西口交差点水道管破損事故の原因，土木学会第53回年次講演会，Vol.B, pp.466-467, pp.468-469, 1998。
- 5) 東田淳, 寒竹英貴, 牧添幸徳, 八谷誠：国道9号水道管破損事故の原因(事故状況)，第34回地盤工学研究発表会，Vol.2, pp.1759-1760, 1999。
- 6) 寒竹英貴, 東田淳, 牧添幸徳, 八谷誠：国道9号水道管破損事故の原因(遠心実験による土圧の定量化)，第34回地盤工学研究発表会，Vol.2, pp.1761-1762, 1999。
- 7) 八谷誠, 東田淳, 寒竹英貴, 牧添幸徳：国道9号水道管破損事故の原因(FEMによる強度計算)，第34回地盤工学研究発表会，Vol.2, pp.1763-1764, 1999。
- 8) 東田淳, 三笠正人：遠心力模型実験による剛性埋設管の土圧の検討，土木学会論文集，第376号/Ⅲ-6, pp.171-180, 1986。
- 9) 吉村洋, 東田淳, 李黎明：遠心模型によるたわみ性埋設管の土圧・変形挙動の検討，土木学会論文集，第561号/Ⅲ-38, pp.245-255, 1997。
- 10) 東田淳, 吉村洋：たわみ性埋設管の合理的設計法の提案，土木学会論文集，第617号/Ⅲ-46, pp.49-63, 1999。
- 11) 東田淳, 李黎明, 永田常雄, 小川英雄, 沼水謙司：地盤が沈下する時に埋設管に働く土圧，第28回土質工学研究発表会，Vol.2, pp.2289-2290, 1993。

(1999.10.13 受付)

COLLAPSE OF LARGE WATER SUPPLY PIPELINES DUE TO INTERACTION BETWEEN LONGITUDINAL AND CIRCUMFERENTIAL RESPONSE

Jun TOHDA, Makoto HACHIYA and Hidetaka KANCHIKU

Two large water supply pipelines collapsed at Osaka in 1997 and at Kyoto in 1998. Investigation on the site conditions and collapsed structures of cast iron pipes in both cases suggested that the reaction forces against the earth pressures acting along the longitudinal axes of the pipelines concentrated onto particular supporting points of the pipelines. Centrifuge model tests and FE elastic analysis revealed that the longitudinal deformation of the pipelines increased the circumferential deformation of the pipelines at the supporting points, and this interaction between the longitudinal and circumferential response was the critical factor to cause the collapse of the pipelines.