

Ⅲ-B233

国道25号難波西口交差点水道管破損事故の原因(推定モデルによる事故原因の検討)

中央復建コンサルタンツ 八谷 誠 大阪市立大学 東田 淳・高塚義則
道路保全技術センター 仲 明行 大阪国道工事事務所 黒谷 努

まえがき 国道25号御堂筋難波西口交差点において発生した内径500mmの高級鑄鉄製水道管の破損が、断面方向と管軸方向の変形の連成によって生じたことを力学モデルとFEM解析によって推定した。なお、事故状況、および力学モデルの妥当性検証のために行った遠心模型実験の結果を別報¹⁾²⁾に示したので併せて参照されたい。

推定した力学モデル 図-1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¹⁾。b図は、地盤沈下が生じる前の状態を示したもので、Aの土荷重+輪荷重とBの水重+管自重はCの地盤反力と釣り合っている。地盤沈下が生じると、c図に示すように荷重AとBが働いた状態で、長さLの範囲の反力がゼロとなり、さらにd図に示すように管と地盤の相対沈下によって管軸に沿う荷重が付加される。Lは、破損管が東西端のいろう鉛継手で回転可能であるので、破損管の長さである4mとしてよい。

荷重強度 鉛直土圧の総量 P_v は、遠心実験の結果³⁾から $P_v=1.3\gamma_t HD$ とした。ここにHは土被り高、Dは管外径である。現場の土の γ_d を 1.7 tf/m^3 、含水比 w を10%と仮定すると、 $P_v=15.40\text{ kgf/cm}$ となる。輪荷重 P_q は45°地中分散式によって $P_q=22.15\text{ kgf/cm}$ と算定した。管自重 W_p は鑄鉄の単位体積重量 $\gamma=7.2\text{ tf/m}^3$ から 1.63 kgf/cm 、また管内水重 W_w は 1.96 kg/cm と算定される。以上の荷重の総和 W は 41.14 kgf/cm となる。

相対沈下による付加荷重 図-2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沈下したとして、弾性床上の梁理論によって管軸方向の荷重 P_δ の分布と管の変位量 δ_p を計算した。現場の土はまさ土、または巨れき混じり砂と推定されるので、同種地盤に埋めた管を遠心場で引上げる実験の結果⁴⁾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、 $k=P/D=0.67\text{ kgf/cm}^3$ となる。 $x=0$ での最大 P_δ 値は 35.5 kgf/cm と算定された。

破壊メカニズムの検討

・管軸方向の検討(ケース1) 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、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ない。

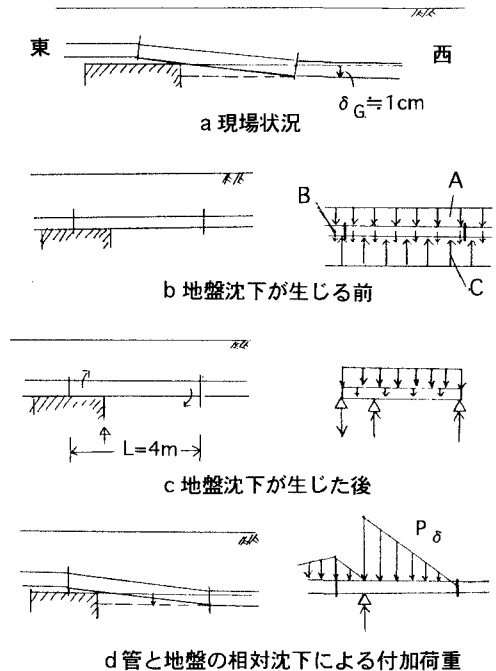


図-1 推定した力学モデル

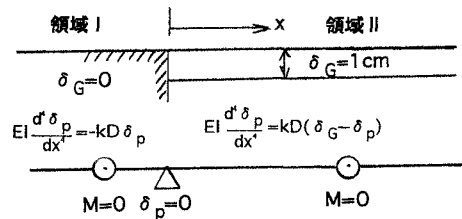


図-2 相対沈下による付加荷重の計算

水道管、破損、原因、力学モデル、遠心模型実験

連絡先: 大阪市住吉区杉本3-3-138、大阪市立大学工学部、TEL&FAX 06-605-2725

・断面方向の検討(ケース2) リングとしての計算を、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)の条件で行うと、表-1に示すように安全率 F_s は2.2となり、この破壊は生じない。

・断面・管軸両方向の連成(ケース3)
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+Bによって生じる $M_{(A+B)}$ とケース1の M_δ の和)のポアソン比 ν ($=0.25$)に相当する断面応力 σ_ν がリング断面応力 σ_R に付加されるとする。この場合の F_s は表-1に示すように2.0となり、管は安全である。

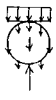
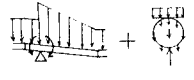
以上より、ここで検討した条件では管はいずれも破損しない。したがって、地盤沈下によって管が管軸方向に変形したため、関電保護コンクリートエッジ部において点支持に近い状態で支持され、そこに断面応力の集中が生じたことが破損の直接原因と推定された。

三次元FEM解析による応力照査 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解析によって、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で)した時に管に生じる応力を求めた。図-3に分割メッシュを示す。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^*)と F_s 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 が1を下まわっている。

結論 表-2に示したケース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、破損した水道管は、地盤沈下によって管軸方向に曲げられ、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推定される。

文献:1) 国道25号難波西口交差点水道管破損事故の原因(事故状況). 2) 同(遠心模型実験による推定モデルの検証), いずれも東田他, 53回土木学会年講. 3) 東田・三笠, 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, 376/III-6, 1986. 4) 東田他, 地盤が沈下する時に埋設管に働く土圧, 28回土質工学研究発表会, 1993.

表-1 破壊メカニズムの検討

ケース	モード	算定式
1		$\sigma_\delta = M_\delta / W = 237,210 / 2830 = 84 \text{ kgf/cm}^2$, $F_s = \sigma_t / \sigma_\delta = 17$
2		$M_R = \{0.587(P_v + P_q)/D + 1.5\gamma t + 0.75\gamma_w R\} R^2 = 298 \text{ kgf} \cdot \text{cm/cm}$, $\sigma_R = \sigma_t + \sigma_b = (H_1 + H_2)d/2t + 4M_R/t^2 = 661.7 \text{ kgf/cm}^2$, $F_s = \sigma_t / \sigma_R = 2.2$
3		$M_\Sigma = M_{(A+B)} + M_\delta = 360,300 + M_\delta = 597,510 \text{ kgf} \cdot \text{cm}$, $\sigma_\nu = M_\Sigma / W \cdot \nu \cdot d / D = 50.0 \text{ kgf/cm}^2$, $\sigma_\Sigma = \sigma_\nu + \sigma_R = 711.7 \text{ kgf/cm}^2$, $F_s = \sigma_t / \sigma_\Sigma = 2.0$

$d=50\text{cm}$, $D=52.8\text{cm}$, $t=14\text{mm}$, $R=25.7\text{cm}$, $\sigma_t=1423\text{kgf/cm}^2$, H_1 (内圧)= 3kgf/cm^2 , H_2 (水撃圧)= 0kgf/cm^2

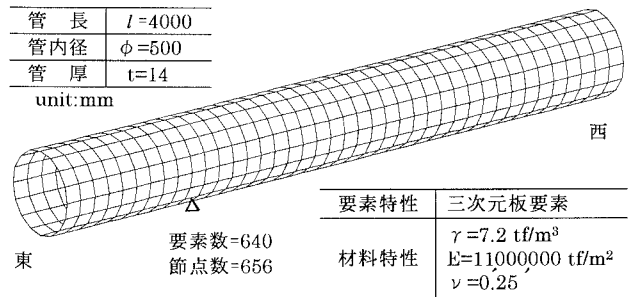


図-3 FEM弾性解析で用いた分割メッシュ(ケース4)

表-2 三次元FEMによる応力照査

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

$$\sigma^* = \sigma_t + \sigma_b = (H_1 + H_2)d/2t + \sigma_e/1.5$$