

III-602

飽和による埋戻土の軟弱化が引起こしたHDPE排水管の破損事例と対策

大阪市立大学 東田 淳・李 黎明・浜田 武
タキロン 日野林讓二・井貫幹雄

まえがき

ある宅造現場で、排水のため埋設された内径1mの高密度ポリエチレン（HDPE）コルゲート管が図-1に示すような破壊と過度の変形を生じたため、2回にわたって対策工を施す必要が生じた。本研究は、遠心実験によって、この破壊が地下水位の上昇に伴って埋戻土が飽和し、軟弱化したために生じたことを突きとめるとともに、対策工の効果を検討したものである。

現場の施工状況とHDPE管の変状

管は、まず図-2(a)に示すように無対策のまま埋設されたが、現地発生土（細粒分の多い砂質土と粘性土の混合）で約2m埋戻した時点で、30%程度のたわみを生じて破壊しているのが発見された。当時は、この破壊は重機の走行によるものと推定された。

この排水管の設置箇所では、最終的に15mの盛土が予定されていたので、図-2(b)に示すような対策工が施されたが、5mの盛土を施工した段階で、7~8%のたわみを生じ、15mの盛土段階では20%以上のたわみが予想されたため、再度、図-2(c)に示す対策工が実施された結果、盛土完了時(H=15m)で5%のたわみで収まった。この時の施工途中の盛土高Hとたわみ量の関係は、H=5mで1%、H=10mで2.6%であった。

これら2回の対策施工の過程では、重機の走行がなかったため、新たに地下水位の上昇に伴って現地発生土が飽和し、軟弱化したために、一連の過度の変形が生じたのではないかと推測されるに至った。

遠心実験の方法

実験に用いたHDPE模型管と、これに対する原型管の諸元を表-1に示す。外径D=42.6mmの模型管は、無対策施工の場合（図-2(a)）を再現する実験に用い、外径D=22.6mmの模型管は対策工の効果を調べる実験に用いた。管には鉛直たわみ測定用の変位計1個が備わっている。

表-1に使用した地盤材料の性質を示す。細粒分を30%含むシルト質砂は現地発生土が入手できなかったため、その代わりとして用いた。

また瀬戸珪砂は対策施工の効果を調べる実験で埋戻土として用いた。

それぞれの実験に用いた模型の概要を図-3、図-4に示す。

外径D=42.6mmの模型管を用いた実験（

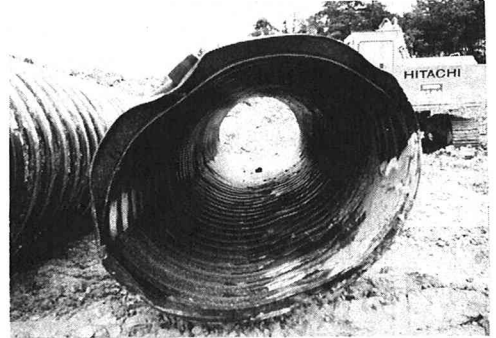


図-1 HDPE管の破損状況

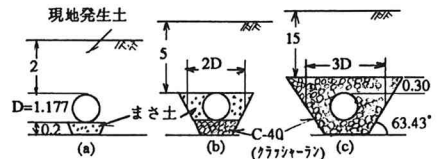


図-2 現場の施工状況（単位 m）

表-1 管の諸元

	D	t	$S_p = E_p I / R^3$
管	mm	mm	kgf/cm ²
模型	42.6	1.8	0.56
	22.6	0.9	0.56
原型	1177	88.5	0.56

表-2 地盤材料の性質

地盤材料	G_s	最大粒径 mm	U_c	ρ_{dmax} g/cm ³	ρ_{dmin} g/cm ³	ρ_d g/cm ³	w %	c_d t/m ²	ϕ_d 度
シルト質砂	2.67	2.0	115	1.86	1.18	1.50	12	3	32
瀬戸珪砂	2.65	1.4	1.75	1.58	1.32	1.43	0	0	37

図-3)では、厚さ1cmの砂基礎の上に管をセットし、 $w=12\%$ のシルト質砂をゆるく締め固めた場合(a)と、管頂深度まで乾燥させたシルト質砂で埋戻し、その上部を $w=12\%$ のシルト質砂で埋戻した場合(b)の2通りの条件で、土被り高が原型換算で2mの実験を行った。

外径 $D=22.6\text{mm}$ の模型管を用いた実験(図-4)では、いずれも管頂深度まで砂でゆるく埋戻したが、管側深度の砂層の幅 B_s を2D、3D、5Dの3通りに変えた。さらに蛇籠で管を囲う工法をシミュレートして、 $B_s=2D$ で埋戻した砂層全体を薄い金網で覆う実験も行った。土被り高は原型換算で10mとした。

これらの模型を遠心加速度25G場、および50G場に置き、容器の底から水を地盤に送り込んで、地下水位をゆっくり地表面まで上げ、その間の管たわみを測定した。

実験結果と考察

図-5は、 $D=42.6\text{mm}$ の模型管を用いた実験で測定された管のたわみ率 $\delta=\Delta/2R$ (R :管厚中心半径)の変化を示したものである。 δ の値は25G場で $3.4\% \sim 6.6\%$ と小さいが、地下水位が上昇するにつれて急激に増え、 $\delta_{\max}$ 値が $13.3\% \sim 21.3\%$ となった後、土の有効重量の減少に伴って減る。

HDPE管のクリープ破壊やバックリング破壊はたわみが15%程度で生じるとされており、この実験で得られた $\delta_{\max}$ 値は管が破壊するに十分なたわみ量である。したがって、土被り高がわずか2mであっても、不良な埋戻し材料を用いた場合は、地下水位の上昇に伴って埋戻土が飽和して軟弱化し、管の過度の変形を引き起こすことがこの実験によって確かめられたと言える。

図-6は、 $D=22.6\text{mm}$ の模型管を用いた実験の結果で、砂層の幅 B_s が大きくなると、地下水位上昇による δ 値の増大は次第に小さくなっている。また、これらの対策を施した場合には、1度飽和した後は地下水位を変動させても δ 値にほとんど変化がない。金網を用いた場合($B_s=2D$)は、 $B_s=3D$ と同じ程度の効果を持つ。

図-6で得られた $\delta_{\max}$ 値と B_s/D の関係を図-7に示した。この図から、土被り高が10m程度であれば、 B_s としては3D程度とれば十分であること、それよりも土被り高が大きい場合には3D以上の B_s も必要となる場合があることが分かる。なお、 $B_s=3D$ の $\delta_{\max}$ 値が現場の2回目の対策施工の場合の測定値よりも大きくなったのは、現場では埋戻しに砂ではなくてクラッシャーランC-40を使用したことによるとと思われる。

あとがき 日本では、本報告のように飽和すると軟弱化する地盤が多く、埋設管の設計施工にあたっては十分な注意が必要である。

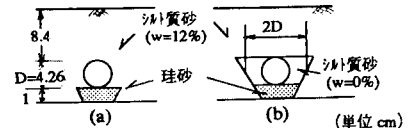


図-3 無対策施工の再現実験の模型($D=4.26\text{cm}$)

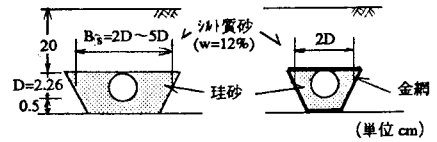


図-4 対策工の効果判定実験の模型($D=2.26\text{cm}$)

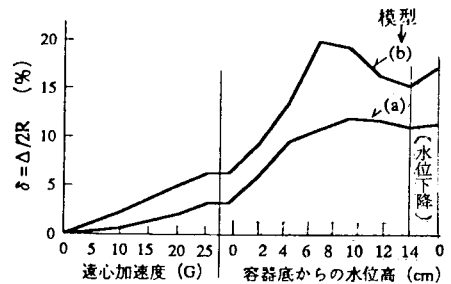


図-5 無対策施工の再現実験の結果($D=4.26\text{cm}$)

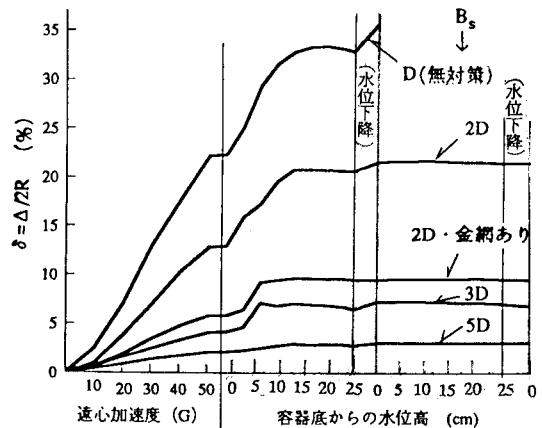


図-6 対策工の効果判定実験の結果($D=2.26\text{cm}$)

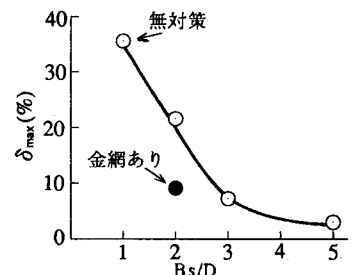


図-7 対策工の効果