

○ 東京ガス(株)基礎技術研究所 西尾宣明  
富士コン(株)技術部 笹田 聡

## 1. まえがき

1993年 2月 7日の能登半島沖地震により、珠洲市の下水道施設も若干の被害を受けた。被害は管渠のクラックやジョイントの外れ(箇所数等の詳細は不明)、および、マンホールの目地ずれ、斜壁のひび割れ等で、それに伴う漏水により、下水処理量が通常時の3倍以上に増加した。マンホールの総数は約680基あり、うち約410基が現場打で、約270基が組立式のものである。さらに、組立式のうち約250基はプレホールとよばれるもので、遠心力成型の円筒状コンクリートをスポンジに含浸したエポキシ樹脂で接着する構造のものである。マンホールの被害総数は27基(文献1)で、すべて飯田町から正院町にかけての海岸地域に生じた。この地域では随所に地盤液状化の跡が認められることから(文献2)、被害の主たる原因は何等かの形で液状化と関わっているものと考えられる。本文は著者の一人が所属する富士コン(株)により製造されたプレホールの被害について調査した結果にもとづき考察を加えたものである。被害を受けたプレホールは10数基と推定されるが、被害状況が確認できたのは10基であった。損傷の程度は概して軽微であったが、損傷の部位とその状況には一定の特徴が認められた。この損傷の状況から、地震時にどのような形でプレホールに力が加わったかをおおよそ推測することができる。その結果、埋設管を含む地中構造物の液状化時の挙動を考える上で重要な、地盤挙動のモデルとなるべきものの一つを明らかにすることができた。

## 2. プレホールの被害状況

図1に被害状況を確認することができた10基のプレホールの位置を示す。それらは海岸に沿って飯田町を北上する1号幹線と、若山川にほぼ並行して海岸に向かい、1号幹線に合流する2号幹線上に設置されている。2号幹線上の被害箇所をA, B, Cで、1号幹線上の被害箇所を1から7の番号でそれぞれ表す(Cは1号幹線と2号幹線の交点)。珠洲市市街地は若山川により運ばれた土砂が堆積した沖積地もしくは扇状地で砂層、礫混り砂層の地盤が広がる地域である。N値が5~10の軟弱地盤が多く、マンホールの築造に際して薬液注入や矢板の埋め殺しで対処した場所がかなりの多数に上とされている。それに伴い、同じ地域内でも、そのような対策をほどこした場所ではマンホールが被害を受けなかった。なお、全体を通じて、被害を受けたマンホールは深さ4m以上のもので、浅いものには異常が認められなかったようである。地形から判断して、地下水位は1, 2号幹線とも1.5mないし2m程度と推定される。1号幹線のポンプ場より下流(北側)にもマンホールの被害が集中したが、それらは現場打の駆体にJIS型ブロックを積み上げた構造のマンホールで(モルタル目地)、駆体とブロックの間のずれが著しかった模様である。

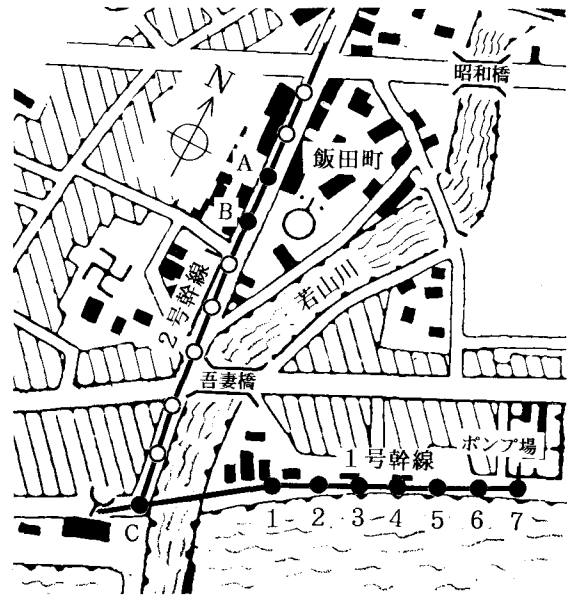


図1 プレホール被害位置図(●で表す)

図2に10基のプレホールの構造の概略を示し、被害の状況を略記する。被害は主として接合部でのコンクリートの剥離で、その位置は躯体ブロック（最下部の、管渠が接続するブロック）と直壁ブロックの接合部に集中している。剥離による変位はさほど大きいものではなく、プレホールAを除けば、概ね 2~3 mmの隙間（ほぼ全周に亘る）と同じく3mm程度の水平方向のずれである。これは、ブロックの接合部が雄雌のはめ込み構造になっているため、せん断に対する抵抗力が大きいことによるものと考えられる。隙間やずれが大きい接合部の位置は共通しており、2号幹線では深さ2.5~3m、1号幹線では深さ5~6.5mに集中している。次章で考察するように、液状化がこの付近の深さで発生し、その上下で地盤の相対変位が生じたものと推測される。噴砂が認められた場所でも、地盤の沈下は著しくないので、液状化層はごく薄かったと推測される。1号幹線のプレホール2~4では深さ約2mの位置でも接合部に剥離が生じた模様で、この付近でも地盤の変形（せん断変形の不連続等）が大きかったことを示唆する。さらに、プレホール1, 3, 4では最上部の斜壁ブロックの接合部の水平方向ずれが生じた。この部分は嵩上げ等の補修が容易なように、軟らかいプチルゴムで接合されているので、せん断に対する抵抗力はエポキシ樹脂に比べてかなり小さいものである。

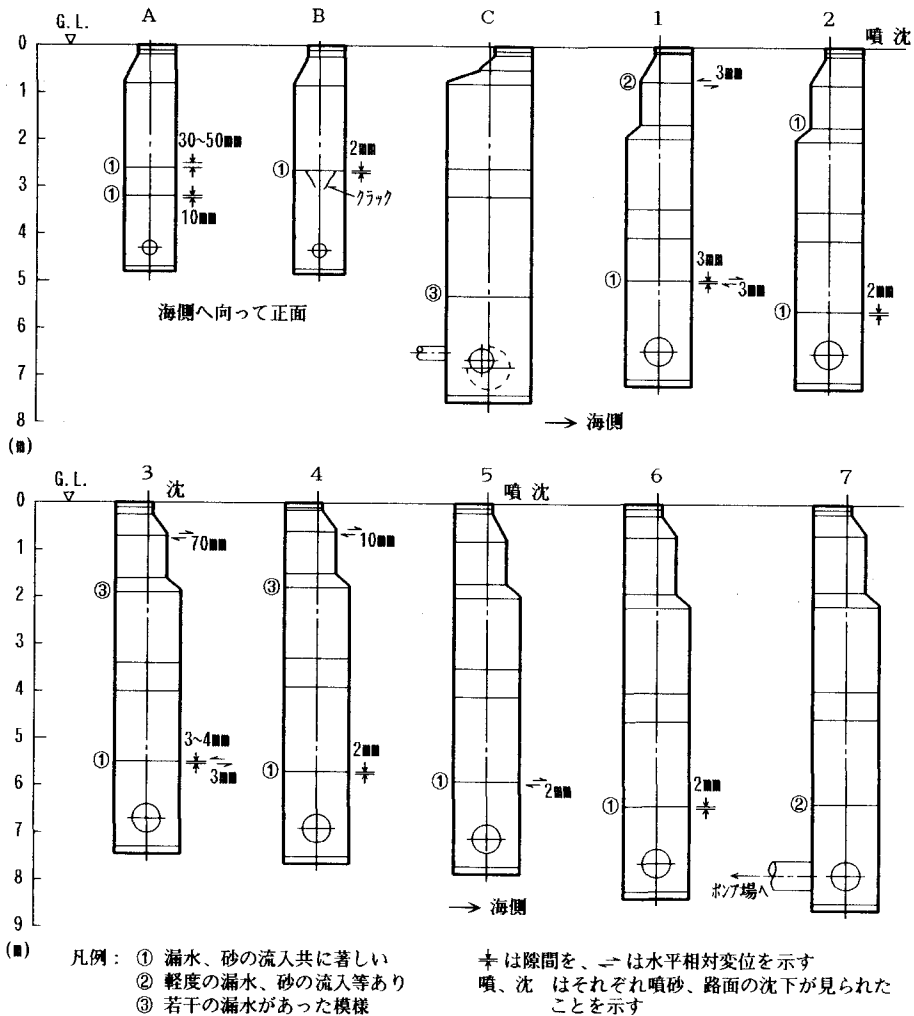


図2 プレホール被害状況概要（縦横の縮尺はほぼ一致している。なお、A, Bはプレホール規格の1号に、1~7は2号に、Cは3号に、それぞれ該当する）

### 3. 被害の原因に関する考察

#### (1) プレホールの強度と剛性について

プレホールが破損する条件の目安を知るために、曲げおよびせん断に対するプレホールの概略の強度を求める。ここでは、1号幹線の1～7に用いられている2号プレホールのみについて検討する。規格により外径  $D_o = 140$  cm、内径  $D_i = 120$  cmであるから、壁の断面積  $A$ 、断面二次モーメント  $I$ 、断面係数  $Z$  はそれぞれ次のような値になる（接着部の強度により支配されるものと考え、鉄筋コンクリートのような中立軸の偏心はないものとする）。

$$A = 4080 \text{ cm}^2$$

$$I = 8.68 \times 10^6 \text{ cm}^4$$

$$Z = 1.24 \times 10^5 \text{ cm}^3$$

剥離はコンクリート側の破壊による。遠心力成型で強度が高いことを勘案して、接着強度を  $\sigma = 30$  kgf/cm<sup>2</sup>（コンクリートの引っ張り強さに相当）、また、せん断強さも同じ値（ $\tau = 30$  kgf/cm<sup>2</sup>）と仮定すれば、接着部全体が耐えることができる曲げモーメント  $M$  とせん断力  $S$  はそれぞれ次のような値となる。

$$M = \sigma Z = 3.72 \times 10^6 \text{ kgf-cm}$$

$$S = \tau A = 1.22 \times 10^5 \text{ kgf}$$

次に、プレホールを無限長の弾性床上の梁としたときの曲げ剛性比  $\beta$  について調べる。

$$\beta = (E_s / 4EI)^{1/4} \quad (E_s \text{ は地盤の、} E \text{ はコンクリートの、それぞれヤング係数})$$

として、 $E_s = 750$  kgf/cm<sup>2</sup>、 $E = 3.5 \times 10^5$  kgf/cm<sup>2</sup> を仮定すれば、同じく中立軸の移動を無視して、

$$\beta = 0.0028 \text{ cm}^{-1}$$

となる。これより、曲げに関するプレホールの特性波長  $L_c = (\sqrt{2} \pi / \beta)$  は

$$L_c = 1587 \text{ cm}$$

と求められる。これはプレホールの全長の2倍の大きさであり、プレホールの軸に対して直角方向（水平方向）の地盤変位に関して、プレホールはほとんど剛体と見なしてよいことになる。したがって、次項のような、単純な力学モデルが成り立つ。

#### (2) 地盤からの作用力の推定

さきに求めたプレホールが耐え得る限界の曲げモーメントとせん断力に匹敵する荷重を発生するために必要な地盤の最小の拘束長さを求める。曲げ、せん断それぞれの荷重に関する拘束長さをそれぞれ  $l_m$  および  $l_s$  とし、図3のような片持ち梁として計算する。拘束長さは、必要な梁の長さとして次式で与えられる。

$$l_m = (2M / D_o q)^{1/2}$$

$$l_s = S / D_o q$$

これらの値は地盤反力の強さ  $q$ （水平方向地盤支持力）の値に依存するが、軟弱な砂地盤であることを考慮して、かりに  $q = 1$  kgf/cm<sup>2</sup> とすれば、それぞれ

$$l_m = 230 \text{ cm}$$

$$l_s = 871 \text{ cm}$$

と求められる。すなわち、曲げモーメントにより剥離するためには、約2m以上の範囲にわたって同じ方向の地盤反力を受けることが必要であり、せん断力のみにより剥離するためにはそれが約9m以上ということになる。したがって、剥離には曲げモーメントの影響が優先したものと推定される。また、このような曲げモーメントが生じるためには、これと対をなして反対方向の力を作用する部分が必要であるから、2号マンホールに被害が生じるためには、マンホールの深さが4～5m以上なければならないことを示す。さらに、図3のように曲げモーメントを生じるようなモデルが成り立つためには、地盤がせん断変形するだけでは不十分で、二つの土の層に不連続な変位を生じることが必要である。二つの層の間に液化化した層や、非常に軟弱化した層を挟み、互いに滑りやすい状態のときに、この条件が満足され、しかも、最も厳しい条件となる。

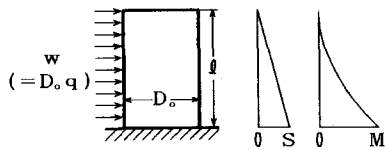


図3 等分布荷重を受ける片持梁のせん断力と曲げモーメント分布

図4に、薄い液状化層を挟む二つの土の層が互いに反対方向に動く場合の荷重の分布を模式的に示す。図は上部が弾塑性体の土に支えられ、下部に一樣な土圧が外力として作用するものとした場合のものである。これにより、駆体ブロックと直壁ブロックの接着部の付近に集中的に大きな曲げモーメントが作用する状態が表現される。

このような2層の土の相対変位が静的（一方方向に生じる）であれば、接着部は折れ曲がるように剥離するものと予想される。実際には隙間などが全周にわたりほぼ同様で、折れ曲りは認められないので、二層間の相対変位は主として動的なもの（方向が繰り返し変化する）であったと考えられる。

### (3) 被害状況等に関するその他の考察

内径90cmの1号プレホール（AおよびB）について同じ計算をすれば、 $\ell_m = 172\text{cm}$  および  $\ell_s = 656\text{cm}$  となり、被害を受ける条件は2号の場合と大きくは変わらない。番号1～4のプレホールの地表近くの接着部の被害は、舗装構造部（路床、路盤工、表層からなる厚さ1m程度の構造体）の剛性が高いため、あるいは、平行し設けられている防潮堤に付属のコンクリート床版が、プレホールに近接しているため、地表近くの部分が拘束され、その下の地盤との間に相対的な動きが生じやすいことが原因と考えることができる。とくに、軟らかいブチルゴムで接着された部分は、その影響を強く受けたものと考えられる（ただし、前述のように、維持管理を考慮したものであるから、ずれが生じてても問題はない）。深さ約2mの位置での接着部の剥離は、同じ原因によるか、あるいは、その位置にも液状化が生じていたものと考えられる。最後に、プレホール周囲の薬液注入による地盤改良や矢板埋め殺しは、上記のような地盤挙動に対する緩衝作用をするものとして有効な手段と考えられる。そのような手段を講じたものに被害がなかったことがそれを実証している。

## 4. まとめ

珠洲市における下水プレホールの被害状況から、液状化層を挟む上下二層の非液状化地盤に激しい動的相対変位が生じたものと推測される。液状化層が同時刻に広域に連結していないかぎり、上部の非液状化層は異常に強く励振され、上下の二層間に大きな相対変位を生じて、マンホールに強い曲げモーメントを作用する可能性がある。同様な地盤挙動のモデルは「部分的液状化モデル」として文献3ですでに提案されている。このような地盤の動的挙動は、水平に埋設される配管の耐震を考える際にも極めて重要である。

## 参考文献

- (1) 小林一郎、能登半島沖地震による被害・復旧状況、非開削技術Vol. 1, No. 3, 1993. 4.
- (2) 飛鳥建設(株)技術本部、1993年 2月 7日能登半島沖の地震被害調査速報、1993. 2.
- (3) 西尾宣明ほか、部分的に液状化した地盤中の埋設管の挙動に関する実験的研究、土木学会論文集第380号 / I-7, 1987. 4.

(連絡先： 〒105 東京都港区芝浦1-16-25 東京ガス(株)基礎技術研究所 TEL 03-5484-4640)