

地震被害を受けた樋門函渠の解析

谷本俊輔* 杉田秀樹** 高橋章浩*** 中島 進****

1. はじめに

樋門とは、河川または水路を横断し、堤体内に暗渠として挿入される制水施設であり、一般に、函渠、ゲートおよび門柱等から構成されるものである。

河川構造物の耐震性能照査指針（案）¹⁾（以下、指針という）では、治水上または利水上の観点より、河川構造物は、当該地点で想定される最大級の地震動（レベル2地震動）に対しても所定の性能を確保すべきことが規定されている。これは樋門においても同様であり、地震による函体の損傷が容易に修復を行いうる程度にとどまることに加え、治水上又は利水上重要な樋門については、地震後に函渠の水密性を保持することができる程度の損傷にとどまること等を照査する必要がある。

実務に供する解析手法の検証にあたっては、被

災事例等に基づいて検証することが重要である。地震による樋門函渠の被災状況を詳細に調査した事例は極めて少ないが、2003年十勝沖地震において十勝川3.4kp右岸に位置する大津市街樋門の函渠が被害を受け、北海道開発局により被災状況に関する詳細な調査がなされた事例²⁾がある。著者らは、実務で用いられる解析手法の妥当性を検証することを目的とし、大津市街樋門を対象とした被災事例の再現解析を行ったので、その結果について報告する。

2. 樋門函渠の地震被害状況

大津市街樋門の一般図を図-1、樋門設置位置における堤防地質横断面図を図-2に示す。函渠は内空1.5m×1.5mの1連であり、6スパンの函体から構成される。今回着目したスパン1～5の函体は、

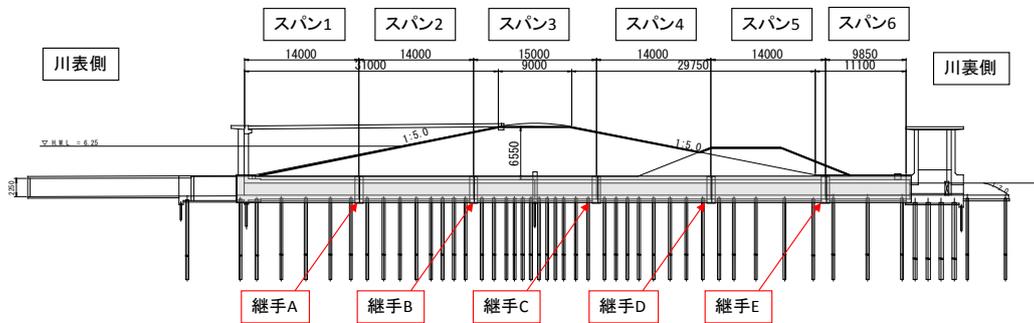


図-1 大津市街樋門の一般図

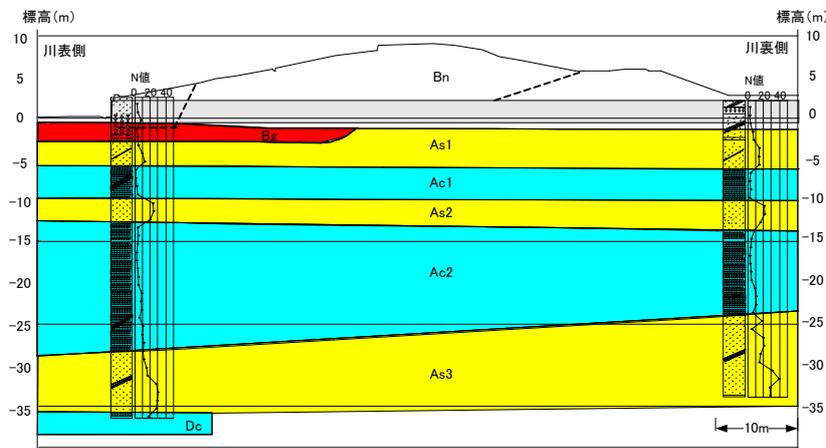


図-2 大津市街樋門周辺の堤防および基礎地盤

杭長33mのPHC杭(φ350, A種)により支持されていた。

2.1 強震観測記録と液状化の発生状況

被災した大津市街樋門から北東方向へ約350mに位置する大津水位観測所においては、北海道開発局により速度型地震計が設置されている³⁾。加速度に変換された観測波形から算出した加速度応答スペクトルを図-3に示す。観測されたスペクトルは、同図に併記した指針に規定されるプレート境界型の大規模な地震動(レベル2-1地震動)の加速度応答スペクトルと同等の規模を有するものであった。

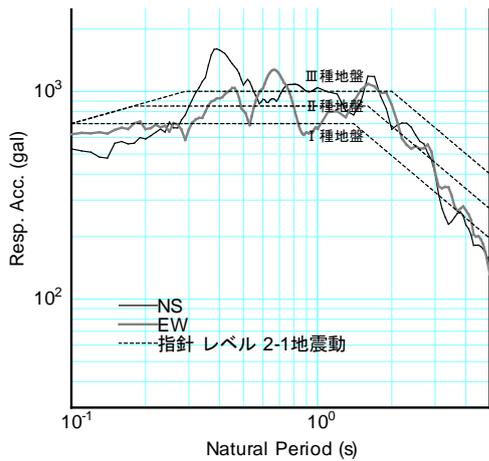


図-3 大津水位観測所における観測波形の加速度応答スペクトル (h=5%)



写真-1 函渠の継手の開き(継手 B)



写真-2 函体の損傷状況(スパン3)

地震後には川表側のり尻付近で噴砂痕が認められた。川表側の樋門函渠の直下に存在するBg層では $N < 5$ と小さく、液状化が生じた可能性が高いと考えられる。また、 $N < 13$ のAs1層に液状化が生じた可能性も考える。

2.2 函渠および杭の被災状況

写真-1に示すように、地震後には函渠のカラー継手に開きが生じており、止水性は損なわれていないものの、継手部のゴムが緊張した状態にあった。継手の許容変位量が20cmであったのに対し、開き量は継手Aで30cm、継手Bで43cmであった。写真-2に示すように、函体には断面のほぼ全周にわたるクラックがスパン3および4に発生し、函体内部で観察されたクラック幅は最大2~3mm程度であった。

函渠を支持する杭には、堤防開削後の目視により杭頭部や函体底版の損傷が確認されたほか(図-4)、インテグリティ試験によりBg層下面付近およびAc1層中間部で損傷が生じていることが確認された。杭頭部の残留変位はスパン1に集中して生じており、川表側方向に5~10°程度の残留傾斜が確認された。

このように、函渠や杭に生じた変状は川表側に集中していること、川表側のり尻付近に噴砂痕が発見されたこと等を踏まえると、以下の被災メカニズムが推察された。

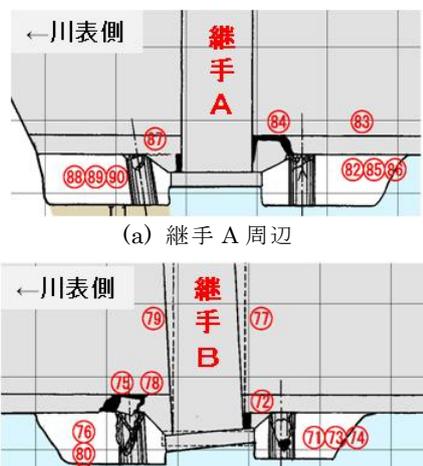


図-4 杭の損傷状況スケッチ

- 1) 地震動によってBg層ないしはAs1層に液状化が生じ、それによって川表側の堤体および基礎地盤が川表側に向かって変形した。
- 2) 函渠と杭が堤体および基礎地盤からの強制変位を受けることで、継手の開き、函体の損傷、杭の損傷が生じた。

3. 樋門函渠の被災状況の再現解析

3.1 解析の概要

指針に基づき、液状化による堤防および基礎地盤の変形量を算出するための解析と、地盤バネを介してその変形量を函渠と杭を模したフレームモデルに入力する解析（応答変位法）を2段階で行うこととした。被災状況の観察からも、堤体およ

び基礎地盤の変形を考慮した方法を適用するのが妥当であると考えられる。

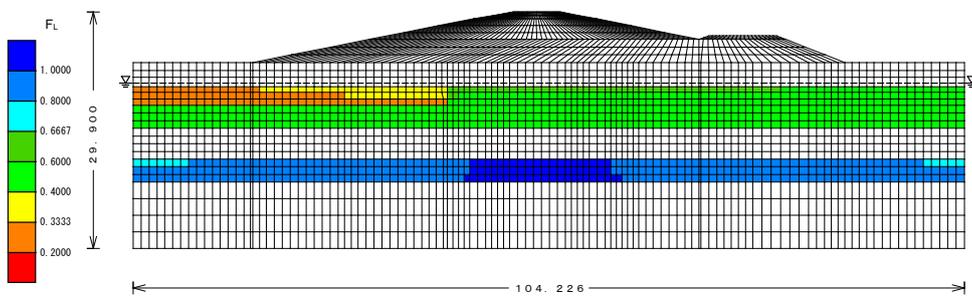
3.2 堤防の変形解析手法と解析結果

堤防の変形解析は、有限要素法を用いた自重変形解析法⁴⁾ (ALID) により行った。境界条件は解析領域側面を鉛直ローラー、底面を固定とし、側面における水平変位の拘束の影響を軽減するため、解析対象幅を堤防敷幅の5倍とした。ここでは堤体と基礎地盤のみをモデル化し、函渠の存在を無視したモデル化とした。これは、当該地点に函渠が存在しなかった場合の仮想の地盤変形量を算出することに相当する。

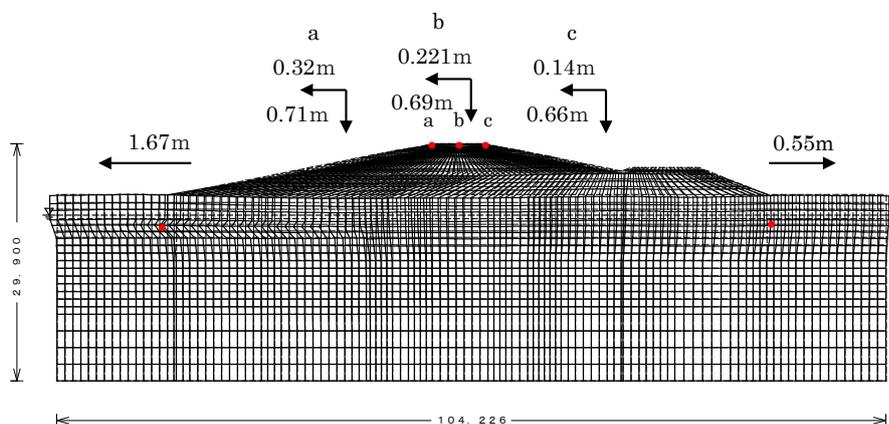
解析に用いた地盤定数を表-1に示す。液状化が生じうるBg層、As1層およびAs2層の繰返し三軸強度比 R_L は、N値から推定した値とした。液状化

表-1 堤防の変形解析に用いた地盤定数

土層名	単位体積重量 γ_t (kN/m ³)	平均N値	変形係数E (kN/m ²)	初期ポアソン比 ν	相対密度Dr (%)	細粒分含有率FC (%)	平均粒径 D_{50} (mm)	繰返し三軸強度比 R_L
B	19.0	13	3.57E+04	0.333	-	-	-	-
Bg	18.0	5	1.37E+04	0.333	46	-	0.33	0.21
As1	18.0	9	2.47E+04	0.333	54	36	-	0.36
Ac1	14.0	3	8.24E+03	0.333	-	-	-	-
As2	19.0	19	5.22E+04	0.333	70	36	-	0.7
Ac2	14.0	7	1.92E+04	0.333	-	-	-	-



(a) F_L 分布図



(b) 変形図

図-5 堤防の変形解析結果（堤防近傍のみを拡大したもの。寸法の単位：m）

後の液状化層の剛性は、豊田らのチャートより設定した。液状化層以浅の非液状化層、あるいは堤体については、要素に引張応力が生じないように剛性をイタレーションで逆算することによって設定した。

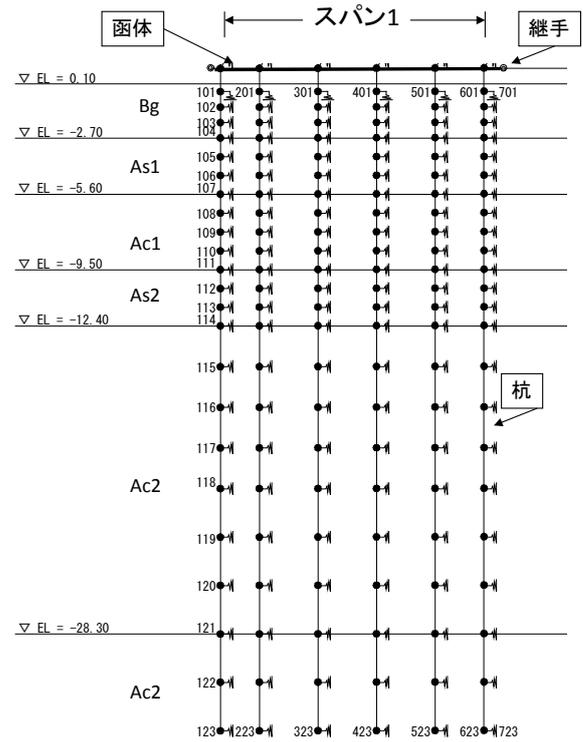
地盤面の水平震度は、大津水位観測所における観測記録の水平2成分合成最大加速度 (575.3gal) を重力加速度で除した値とした。

堤防の変形解析結果を図-5に示す。Bg層において液状化に対する抵抗率 F_L が小さく、せん断変形が集中していることが分かる。堤防天端では、70cm程度の沈下量に加え、全体的に川表側に向かう方向に水平変位が生じる結果が得られた。地震前後での横断測量データが得られていないため、地震による変形量の算出結果の妥当性は確認できないが、定性的には、川表側の継手や杭に損傷を生じさせた堤体・基礎地盤の変形状況が再現されたものと考えられる。図-5(b)で得られた変形図より、函渠の床付け面および各杭位置における水平変位を抽出し、第2段階目の解析に用いることとした。

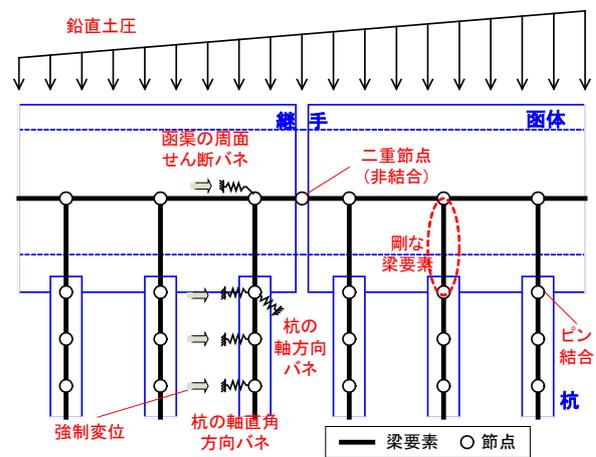
3.3 応答変位法による樋門函渠の解析手法

第2段階目の解析における樋門函渠と杭のモデルの模式図を図-6に示す。函体および杭をはり要素とし、函体周面の水平せん断地盤反力、杭の水平方向地盤反力、杭の鉛直反力をバネ要素によりモデル化した。各スパンの函体端部は二重節点とし、2つの節点は結合されていない。函体を模した梁要素は函体の図心位置に配置し、杭頭部と函体図心位置の間を剛な梁要素で結合した。函体を支持する杭の杭頭部は、函体の底版と剛に接合されていないことから、境界条件をピン結合と与えた。遮水壁および遮水矢板はモデル化していない。

函体は地震時に軸力と曲げモーメントを同時に受けるため、ファイバー要素を用いるなど、両者の連成を考慮したモデル化を行うのが望ましい。しかし、ここでは簡単のため、常時荷重作用時の軸力に基づいて函体の曲げモーメント M -曲率 ϕ 関係を平面保持の仮定から設定することとし、得られた軸力と曲げモーメントを軸力 N -終局曲げモーメント M_u 関係図上にプロットすることで、終局状態を超えたか否かを判断することとした。PHC杭は、函体底版位置での鉛直力を全て杭で



(a) モデル全体図 (スパン 1)



(b) 模式図

図-6 樋門函渠および杭の解析モデル

負担するものと仮定した上で、道路橋示方書⁵⁾を参考に算出された $M-\phi$ 関係を与えた。

地盤抵抗を表わすバネ要素の荷重-変位関係は、全て弾完全塑性型バイリニアとして与えた。函体周面の水平せん断地盤反力係数、杭の地盤反力係数と地盤反力度の上限値、杭の鉛直方向バネ定数および液状化層における土質定数の低減係数は、道路橋示方書^{5),6)}を参考に設定した。函体周面の水平せん断地盤反力度の上限値は、頂版および側壁に作用する常時土圧に摩擦係数を乗じた値の総

和とした。後述のように、函渠頂版に作用する荷重を鉛直土圧として与えることとしたため、液状化による鉛直方向の地盤変位の影響を考慮しないこととし、函渠の鉛直方向に地盤バネを配していない。

常時の荷重としては、堤体の自重、函渠の自重、杭に作用する負の周面摩擦力を考慮した。ここで、堤体の自重は、柔構造樋門設計の手引き⁷⁾により算出される鉛直土圧を函体に作用させることとした。地震時の荷重としては、地盤バネを介して堤体および基礎地盤の水平変位量を強制変位として函体と杭に与えるとともに、函体に作用する鉛直土圧を柔構造樋門設計の手引きにおける地震時鉛直土圧とした。ただし、地震時鉛直土圧の上限値 $P_{ve\max}$ (kN/m²) を次式で与えた。

$$P_{ve\max} = \gamma H \left\{ 1 + \frac{H}{B \tan(45 + \phi/2)} \right\} \quad (1)$$

ここに、 γ は堤体材料の単位体積重量 (kN/m³)、 B は函体幅 (m)、 H は土かぶり厚 (m)、 ϕ は堤体材料のせん断抵抗角 (°) である。

得られた解析結果から、指針における照査項目である継手の変位量と函体の断面力について、解析結果と被災状況を比較することで検証を行った。指針では、函体を支持する杭は、一般に塑性化が生じたとしても函体を支持することは可能であることから照査を省略できるとされているが、参考までに断面力の算出結果と被災状況の比較を行った。

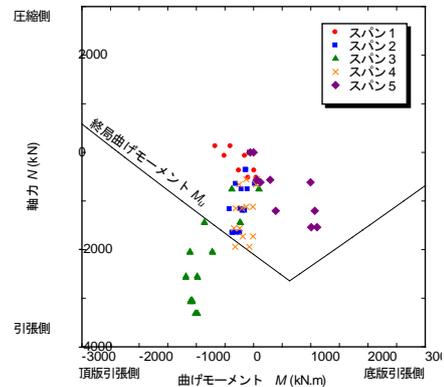
3.4 樋門函渠の解析結果

解析で得られた継手の変位量を表-2に示す。実測変位量が小さい継手C、Dでは大きく評価しているものの、変位量の大きい継手A、Bでは実測値との比較的良好な一致が得られた。

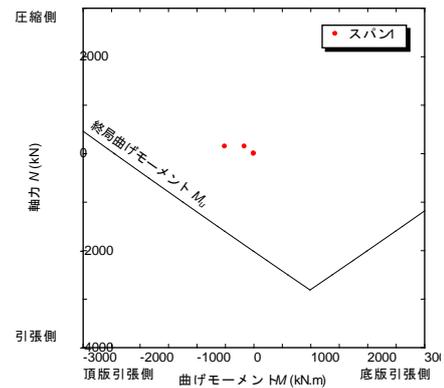
函体を模した各梁要素の両端部における軸力と曲げモーメントの関係を図-7に示す。スパン1の端部のみ函体の断面形状が異なるため、スパン1の端部を同図(b)、その他の一般部を同図(a)に示した。堤体の側方変形の影響を受け、函体はほぼ全体的に引張側の軸力を受けている。スパン3および4の一部では断面力がN-M₀関係の外側にあるが、実際に函体のスパン3および4にクラックが生じたことと一致している。特にスパン3の一部では、曲げモーメントと同時に極めて大きな引

表-2 継手の変位量

	実測値 (cm)	解析結果 (cm)
継手A	30	47
継手B	43	54
継手C	6	41
継手D	7	18



(a) 一般部



(b) 端部

図-7 函体の N-M 関係

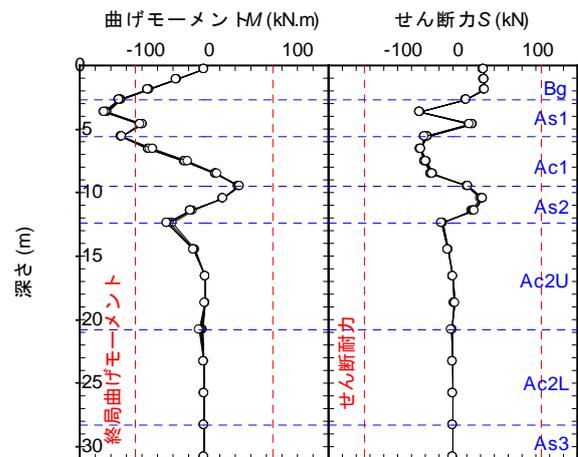


図-8 スパン1における杭の断面力 (杭1本あたり)

張力を受けていることが分かる。この結果によれば、函体に生じた全周にわたるクラックには、曲げモーメントと同時に受けた引張力が大きな影響を及ぼした可能性も考えられる。

杭に生じた曲げモーメント、せん断力を図-8に示す。同図には、顕著な損傷を生じたスパン1における全ての杭の断面力をプロットしたが、各杭に生じた断面力はほぼ一致している。曲げモーメントはBg層下面およびAs1層下面で終局曲げモーメントを超えており、地中部における損傷状況を概ね再現している。

4. まとめ

本報では、杭に支持された樋門函渠の地震被害事例を示すとともに、指針に示されるように地盤変形解析と応答変位法による2段階の解析を行い、継手の開き、函体の損傷状況が概ね再現されることを示した。

紙面の都合により、ここで行った解析手法や解析結果の詳細の全てを示すことはできなかったが、同時に行ったいくつかの試算（パラメータスタディ）の結果と合わせ、今後、土木研究所資料として公開する予定である。本報とあわせて実務における一助となれば幸いである。

なお、大津市街樋門の図面や被災状況資料等の収集にあたっては、北海道開発局ならびに帯広開発建設部池田河川事務所より多大なるご協力をいただいた。また、解析に用いた強震記録として、北海道開発局のWISEによる観測記録を使用させていただいた。ここに深甚なる謝意を表す。

参考文献

- 1) 国土交通省河川局治水課：河川構造物の耐震性能照査指針（案）・同解説、2007.3
- 2) 志和充将、角張精一、五十嵐幸雄：平成 15 年十勝沖地震における十勝川下流域の河川構造物の被害について—大津市街樋門における被災状況—、第 49 回北海道開発局技術研究発表会、安-3、2006
- 3) 池田憲二、佐藤京、岡田慎哉：1. 地震概要および地震動、北海道開発土木研究所月報 特集号、pp.2-6、2003
- 4) 安田進、吉田望、安達健司、規矩大義、五瀬伸吾、増田民夫：液状化に伴う流動の簡易評価法、土木学会論文集、No.638/III-49、pp.71-89、1999
- 5) (社)日本道路協会：道路橋示方書 V 耐震設計編、2002
- 6) (社)日本道路協会：道路橋示方書 IV 下部構造編、2002
- 7) (財)国土技術研究センター：柔構造樋門設計の手引き、山海堂、1998.11

谷本俊輔*



独立行政法人土木研究所
つくば中央研究所材料地
盤研究グループ土質・振
動チーム 研究員
Shunsuke TANIMOTO

杉田秀樹**



独立行政法人土木研究所
つくば中央研究所材料地
盤研究グループ土質・振
動チーム 上席研究員、
工博
Dr. Hideki SUGITA

高橋章浩***



東京工業大学大学院理工
学研究科 准教授 工博
(前独立行政法人土木研究
所つくば中央研究所耐震
研究グループ振動チーム
主任研究員)
Dr. Akihiro TAKAHASHI

中島 進****



独立行政法人土木研究所
つくば中央研究所材料地
盤研究グループ土質・振
動チーム 専門研究員、
工博
Dr. Susumu NAKAJIMA