

円形立坑におけるトンネル接合部の 地震挙動に関する考察

原田 俊明¹・岩波 基²・山口 哲司³

¹ 学生会員 早稲田大学理工学術院 建設工学専攻 (〒169-8555 東京都新宿区大久保三丁目 4-1)
E-mail: kishi11142455@fuji.waseda.jp

² 正会員 早稲田大学理工学術院 社会環境工学科 (〒169-8555 東京都新宿区大久保三丁目 4-1)
E-mail: miwanami@waseda.jp

³ 正会員 株式会社熊谷組 土木設計部 (〒162-0004 東京都新宿区津久戸町 2)
E-mail: tyamagu@ku.kumagaigumi.co.jp

現行の耐震検討に使われている 2 次元モデルでは立坑の開口部の応力分布が煩雑なことから適切な算出方法が確立されていない。そこで本研究では立坑の開口部、かまち梁、側壁厚をモデル化してより詳細な検討が行える 3 次元モデルを作成し、通常の開口を有しない 3 次元モデルとの解析結果の比較を行う。そして応力分布から影響の大きい要因を抽出し、耐震設計方法の合理化を目指す。そのため、L2 地震動を用いて時刻歴応答解析を行い、両モデルの応力状態の特徴を明らかにした。その結果から欠円断面により、開口部周辺に局所的な応力の増加が生じることがわかった。本報告はその結果を報告するものである。

Key Words: shaft, three-dimensional FEM model, entrance

1. はじめに

現在、日本の都市部における地下利用は、立坑から発達するシールドトンネルによってネットワークが構築されてきた。そして、これらの社会基盤が地震によって致命的な被害が生じた場合には都市機能が長期にわたって麻痺する可能性が高い。しかし、日本の沖積平野のシールドトンネルおよび立坑において地震による被害が生じたことがない。そこで、多数の模型実験による知見から現行の耐震設計で用いられている 2 次元解析の応答変位法が確立された。最近では、3 次元 FEM 解析が設計に用いられているが、構造解析手法が学術的に基づいた基準化がなされていないため、個々の事業者で独自に定めた設計が行われているのが現状である。また、シールドトンネルも立坑も、大深度かつ大口径になったため、2 次元はりモデルを用いた地震時設計の構造解析や、LNG 地下タンクの非線形薄肉シェル解析でも、立坑とシールドトンネルの接合部の設計が安全性を担保できるかが明確に言えない現状となっている。そこで、本報告では、現行の開口部を設けないモデルと開口部を詳細に表現したモデルを用いた 3 次元解析結果を比較して、その差異から地震時における開口部の影響を明確にして、耐震設計における課題を明確にするものである。

2. 検討対象

(1) 地盤条件

本研究で対象とする地盤は、表-1 に示した土層から構成されるものを対象とした。なお、地表面から設計上の基盤面までの深さを 18m とした。

(2) 対象立坑

解析対象は首都圏外郭第一放水路とした。この立坑は、外径 35.8m、内径 31.6m、層厚 2.1m (=上部) 3.3m (=下部)、立坑掘削深さは 72.6m、底版は 6m の大深度円形立坑である。開口位置は底盤上端から 2m 上部にあり、トンネルの直径 10m である。かまち梁は底盤から 14m に設置してあり、高さ 6.5×幅 6.5m である。モデルの寸法を図-1 に示す。

表-1 地盤の概要

地質	深さ (m)	単位体積重量 (kN/m ³)	せん断波速度 (m/s)
粘性土	0~5	16	69.3
砂質土	5~64	17	318.6
砂質土	64~105	19	450.8
粘性土	105~142	20	516.6

(3) 入力地震動（観測波）

本研究においては、観測波である神戸波（1995年兵庫県南部地震）によって解析を行う。日本におけるレベル2地震動の代表的な観測波であるため神戸波を本研究で使用する波として選定した。図-2に波形を示す。

3. 解析概要

1次元地盤応答解析を用いて地表の観測波を今回の解析領域の下端に入力する地震波として算出し、地盤内に立坑を有するモデルの下端に入力して立坑の挙動を算出した。なお、立坑と地盤はジョイント要素で接合した。数値解析コードに「Soil plus」を用いた。

(1) 一次元地盤応答解析

検討地盤の基盤位置での地震波を一次元応答解析で求めたものを図-3に示す。なお、解析には一次元地盤地震応答解析プログラム「SHAKE」を使用した。また、せん断弾性係数は地盤の深度を考慮できる以下の式(1)、(2)を用いて算出した。そして地盤の非線形特性を評価するために、ひずみ依存曲線を岩崎・龍岡¹⁾らの方法を用いて定義した。その際、各層の拘束圧は式(3)より求める。また地盤の動的変形特性は修正 GHE モデルを用いた。解析によって得られた基盤波の波形を図-3に示す。

$$V_s = 68.79 \times N^{0.179} \times H^{0.199} \times E \times F \quad (1)$$

$$G_0 = \rho V_s^2 \quad (2)$$

N: 地盤のN値
H: 地盤の震度
E: 時代区分による係数
F: 地質区分による係数
 ρ : 地盤の密度

$$\sigma_i = \sum_{j=1}^{i-1} (\gamma_j \cdot H_j / 10 \cdot g) \quad (3)$$

σ_i : i 層の拘束圧 (kgf/cm²)
 γ_i : i 層の単位体積重量 (kN/m³)
 H_i : i 層の層厚 (m)
 g : 重力加速度 (kN/m²)

(2) 時刻歴応答解析

a) 地盤条件および構造物諸元

実地盤は多層からなる構造である。しかし、せん断波速度が大きく変化する層境界を持つ単純な4層として解析を実施した。地盤モデルの範囲は、立坑深さ70m下端からさらに70mとし、側方には立坑深さのおよそ2倍の約140mを立坑を中心として全ての方向にとった。立坑物性値を表2に示す。

b) 解析ケース

全応力状態で自重解析を行った後に、地震力を入力した。立坑の開口やかまち梁等が無いモデルを Case1、開口部をモデル化した上で、図-4に示した方向へ加震したケースを Case2,3 とした。なお、図-4は立坑の位置が分かるようにモデルの1/4を取り出して図示した。解析では全方向をモデル化している。解析ケースを表-3に示す。

4. 解析結果

解析結果として、立坑の上端部の位置における時刻歴変位の絶対値が最大となる時刻(5.40s)の変位および断面力分布を抽出した。抽出箇所は図-5～図-7に示す。また、立坑の水平断面で鉛直方向応力を図心周りに足し合わせて深さごとの曲げモーメントを式(1.a)を用いて求めた。同様に鉛直、水平軸力は式(1.b)を用いて求めた。GL-54m～64mにおいて開口部なので、断面力は不連続とした。深さごとの立坑の変位、曲げモーメント、鉛直軸力、水平軸力分布を図-8～図-11に示す。

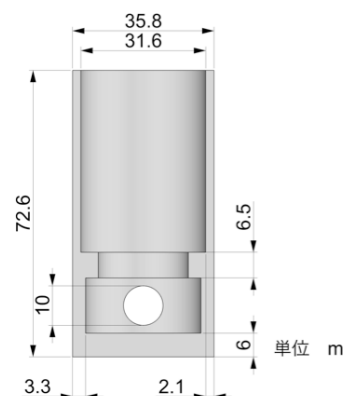


図-1 首都圏外郭放水路第一立坑の構造寸法

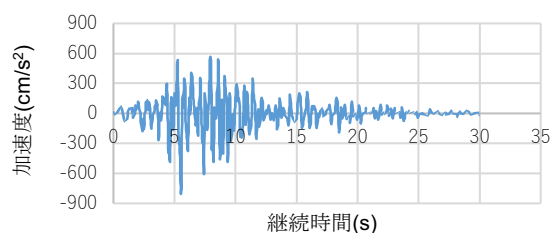


図-2 観測波の波形

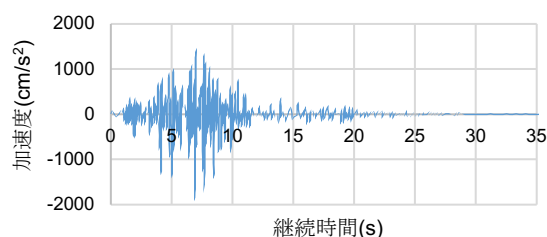


図-3 基盤波の波形

$$M=\sum \sigma y_i \cdot h_i \cdot t_i \cdot \ell_i \quad (1.a)$$

$$N=\sum \alpha x_i \cdot h_i \cdot t_i \quad (1.b)$$

M :部材の曲げモーメント

N :部材の軸力

σ_i :要素 i の圧縮応力度

h_i :要素 i の高さ

t_i :要素 i の厚さ

ℓ_i :断面図心から要素 i の図心までの距離

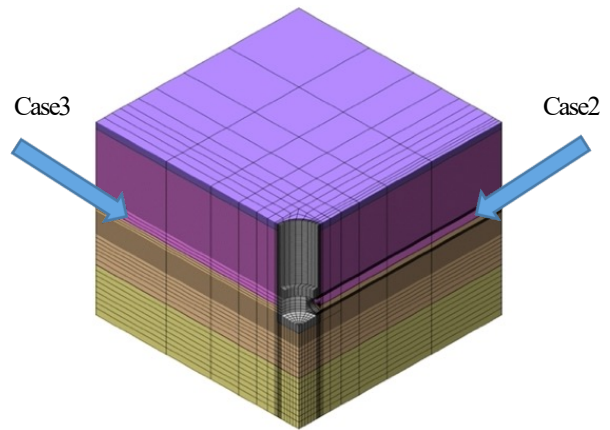


図-4 加振方向

5. 考察

解析結果から、大深度立坑の地震時における応答値は開口およびかまち梁の有無によって大きな差異が生じた。

図-8 に示した変位結果より、Case1 の傾きが大きく、Case2,3 の方が変位量が小さい。これは、Case2,3 ではかまち梁以深の壁が厚く剛性が大きいので、立坑底面での拘束により傾きが抑えられたことによると考えられる。そして、変位の大きな Case1 では変位角も Case2 と Case3 より大きくなっている。また、Case2 と Case3 の変位は、かまち梁の上端部の深度-48m より深い箇所では差異が生じている。図-9 の曲げモーメントから分かるように、開口部以深において Case1 の鉛直方向の曲げモーメントが Case2, Case3 のよりも大きな値となり、図-8 から確認できる変位角と同様の傾向が見られる。また、かまち梁より下部での曲げモーメントについては、Case2 と Case3 では開口部によって拘束が小さいため、Case1 の値よりも小さい値となった。したがって、従来の開口部やかまち梁、側壁厚さの増加を考慮しない立坑をモデルとした地震時構造解析による耐震設計よりシールドトンネルのためにそれらを考慮したモデルを用いた方が合理的な設計が行える可能性がある。

図-10 から Case2, Case3 の鉛直軸力は Case1 より小さい値となっている。したがって、開口部を考慮した立坑モデルでは、地震波を作用した際の鉛直軸力が、開口部を無視したモデルよりも小さくなった。そのメカニズムについてはさらなる検討が必要と考える。

図-11 の水平方向の軸力は、Case3 において GL-52m～GL-54m において急激に軸力が高まっているのは、かま

表-2 立坑の物性値

単位体積重量 (kN/m ³)	ポアソン比	弾性係数 (MN/m ²)	せん断弾性係数 (MN/m ²)
25	0.2	25000	10417

表-3 解析ケース

	加振方向	開口部、かまち梁	壁厚 (m)
Case1	0°	×	全体 2.1
Case2	0°	○	上部 2.1, 下部 3.3
Case3	90°	○	上部 2.1, 下部 3.3

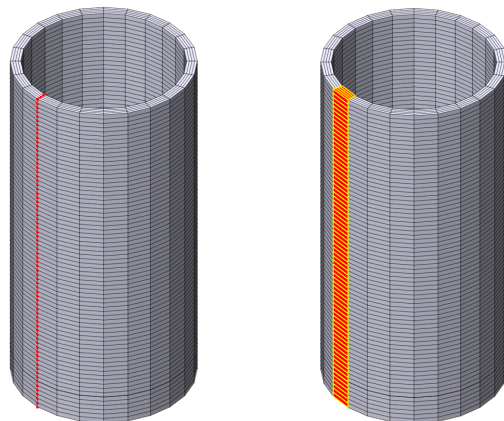


図5 Case1 節点,要素抽出箇所

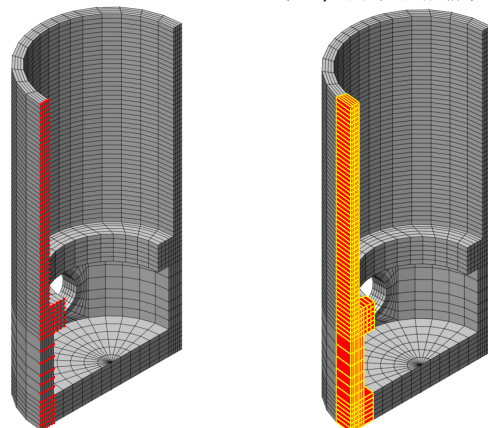


図6 Case2 節点,要素抽出箇所

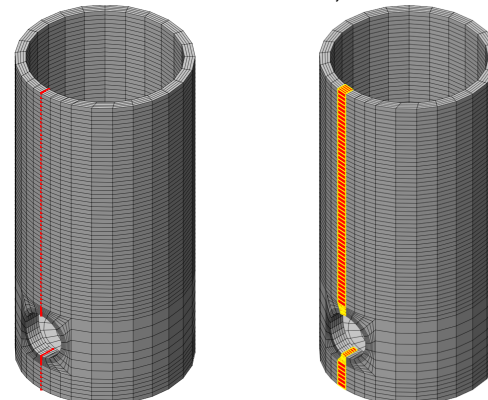


図7 Case3 節点,要素抽出箇所

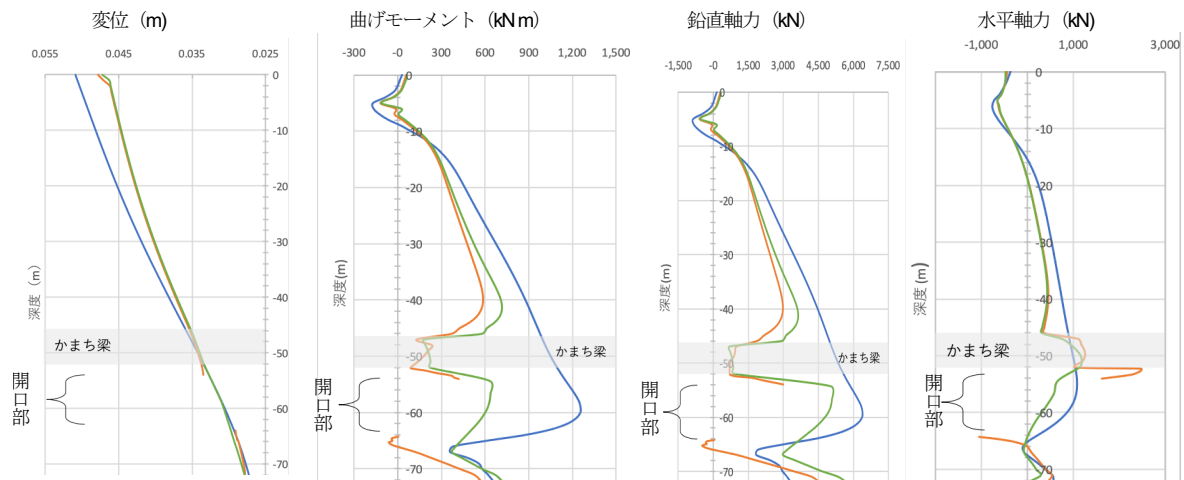


図-8 変位の深度分布

図-9 曲げモーメントの深度分布

図-10 鉛直軸力の深度分布

図-11 水平軸力の深度分布

ち梁と側壁の剛性の変化によって応力集中が生じたと考えられる。したがって、開口部とかまち梁の間では、耐震補強の鉄筋が必要である可能性がある。

条件、地震波等による影響を考慮して立坑の動的解析モデルの検討を行う予定である。

参考文献

- 1) 全国官報販売協同組合：2007 年版 建築物の構造関係技術基準解説書
- 2) 土木学会：シールド工用立坑の設計，トンネル・ライブラリー27，2015

(2021. 8. 6 受付)

6. おわりに

開口部を有する立坑の耐震設計では、動的解析を行うモデルにおいて開口部を考慮したモデルを用いる必要があることが分かった。今後は、立坑の構造条件や地盤

A STUDY ON THE SEISMIC BEHAVIOR OF TUNNEL JUNCTION IN CIRCULAR SHAFT

Toshiaki HARADA, Motoi IWANAMI and Tetuji YAMAGUCHI

In the current two-dimensional model used for seismic studies, an appropriate calculation method has not been established because the stress distribution at the opening of the shaft is complicated. Therefore, in this study, we model the opening, gusset beam, and side wall thickness of the shaft to create a three-dimensional model that can be examined in more detail, and compare the analysis results with the three-dimensional model that does not have a normal opening. Then, we will extract the factors that have a large influence from the stress distribution and aim to rationalize the seismic design method. Therefore, time history response analysis was performed using L2 seismic motion to clarify the characteristics of the stress states of both models. From the results, it was found that the lacking circular cross section causes a local increase in stress around the opening. This report reports the results.