

I-B451 埋立護岸近傍に建設される埋設トンネルの耐震性評価

早稲田大学大学院 学生会員 河野 博通
早稲田大学理工学部 フェロー会員 清宮 理

1. はじめに

現在海上空港等の人工島護岸近傍に埋設トンネルの建設が計画されている。水平均一地盤における埋設トンネルの横断面の耐震設計は従来応答変位法で行われているが、本研究で解析対象とする護岸近傍の地盤は水平均一ではなく複雑な地盤構成をなしており応答変位法が適用できないと考えられる。そこで地盤及び埋設トンネルの材料非線形性を考慮した有限要素法動的応答解析を行い、レベル 2 クラスの地震に対する埋設トンネルの耐震性を考察する。

2. 解析モデルと解析条件

護岸に近接する埋設トンネルの地震時の挙動を調べるため、表 1 に示すトンネルと護岸の距離を変えた 3 ケースの時刻歴動的応答解析を行う。解析には有限要素法汎用プログラム TDAPⅢを用い、積分方法は Newmark- β 法($\beta=1/4$)とする。解析対象となる埋設トンネルの横断面図を図 1 に示す。トンネルは幅 29.5m、高さ 10m の左右対称 2 連ボックスガルト形式の RC 構造であり、土かぶり厚は 4m である。この埋設トンネルを梁要素でモデル化し、曲げモーメントに関して図 2 に示すディグレイティングトリリニア型の武藤モデルにより材料非線形性を考慮する。また、図 3 に示すトンネル周辺地盤を平面ひずみ要素でモデル化し、図 4 に示す Hardin-Drnevich 曲線により材料非線形性を考慮する。要素厚は 1m とする。表 2 に地盤物性値を示す。解析モデルの要素数は 1193 個(梁要素 80 個含む)、節点数は 1126 個である。梁要素の節点は平面ひずみ要素の節点と共有させる。人工島内側は水平均一地盤をなしているが、護岸側には消波ブロック、捨石、盛土が設けられ地盤が段階的に斜めに切れ落ちている。地盤モデル側面は粘性境界要素を設け水平ローラーで固定し、底面は剛結合とする。-44m 以下の洪積世砂層を工学的基盤面とし、兵庫県南部地震においてポートアイランドの地下-83m で観測され、修正された図 5 に示すレベル 2 クラスの加速度波形を 2E として基盤面に入射する(水平振動のみ考慮)。最大加速度は-559gal、ステップ数は 2000、ステップ間隔は 0.01 秒である。地盤及びトンネルの減衰は、Rayleigh 減衰で系の 1 次固有振動数(1.1Hz)と 5Hz で減衰定数が 5% になるように設定する。地盤の液状化や不等沈下及び地盤とトンネルの剥離・すべりについては考慮しない。本研究では主に部材の曲げモーメントに着目して解析を行う。

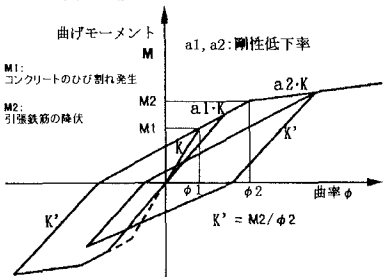
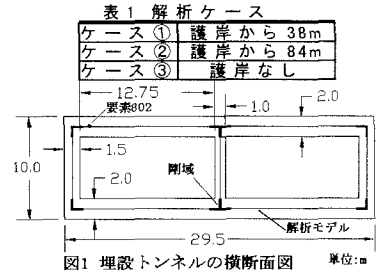
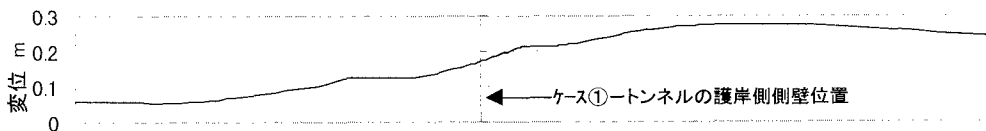
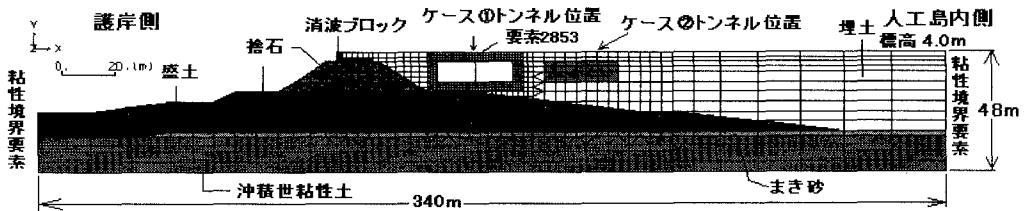


図2 武藤モデル



キーワード：時刻歴動的応答解析，埋設トンネル，護岸，横断面

連絡先：〒169-8555 新宿区大久保 3-4-1 早稲田大学大学院理工学研究科清宮研究室 TEL/FAX 03-5286-3852

E-mail 698f0185@mn.waseda.ac.jp

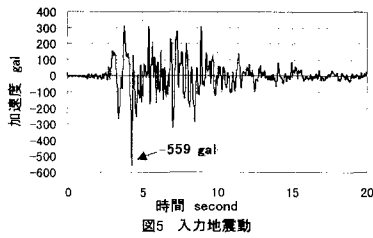


図5 入力地震動

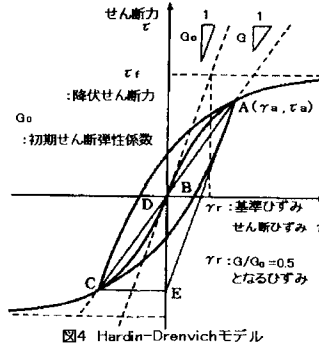


図4 Hardin-Drenvichモデル

表2 地盤物性値

土質	層高 (m)	G_0 (tf/m ²)	ν	γ_r (tf/m ²)	γ_r $\times 10^{-4}$
人工島内側地盤					
増土	4~2	6401	0.49	1.98	1.89
増土	2~0	5056	0.49	1.96	1.87
増土	0~-2	5056	0.49	1.96	1.87
増土	-2~-6	5256	0.49	1.96	1.87
増土	-6~-8	4484	0.49	2.09	2.86
増土	-8~-12	5106	0.49	2.11	2.72
増土	-12~-16	5989	0.49	2.13	2.94
増土	-16~-20	6951	0.49	2.15	4.44
増土	-20~-24	8153	0.49	2.17	5.40
増土	-24~-28	9434	0.49	2.20	5.40
まさ砂	-28~-30	10488	0.49	1.96	8.93
粘性土	-30~-33	16180	0.49	1.65	22.0
粘性土	-33~-36	11257	0.49	1.71	22.0
粘性土	-36~-40	10753	0.49	1.77	22.0
粘性土	-40~-44	12377	0.49	1.91	22.0
基礎	-44~-	30250	-	2.00	7.49
護岸側地盤					
増土	0~-4	20582	0.45	1.8	3.87
増土	-4~-8	20582	0.45	1.8	3.87
増土	-8~-12	20582	0.45	1.8	3.87
増土	-12~-16	15194	0.45	1.8	3.87
増土	-16~-20	9300	0.49	2.19	5.40
増土	-20~-24	11518	0.49	2.21	5.40
増土	-24~-28	11518	0.49	2.21	5.40

3. 解析結果

図6に地盤地表面の水平方向の最大変位分布を示す。人工島内側に入る程最大変位が大きくなっている。図7にケース①における5.26(sec)の曲げモーメント分布を示し、各ケースの最大曲げモーメント分布を図8~10に示す。分布値が一番大きくなったケース①でも引張鉄筋は降伏せず、上床版、下床版、中柱及び側壁でコンクリートのひび割れが発生している。また図8~10より護岸からの距離が長くなる程分布の値が小さくなり、コンクリートのひび割れ箇所が減少していることが判る。ケース①はケース③に比べて分布値が場所にもよるが約2倍になっている。図11, 12にケース①における梁要素802(上床版護岸側)における曲げモーメントの時刻歴、地盤要素2853(トンネル上床版中央点より1.5m上部)における τ - γ 履歴曲線を示す。

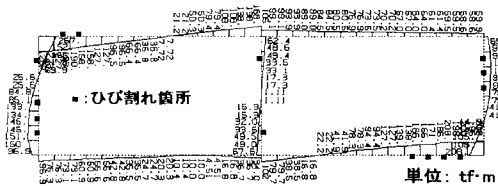


図7 ケース①における5.26(sec)の曲げモーメント分布



図8 ケース① 最大曲げモーメント分布

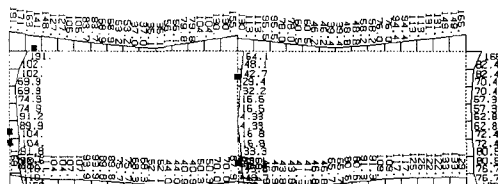


図9 ケース② 最大曲げモーメント分布



図10 ケース③ 最大曲げモーメント分布

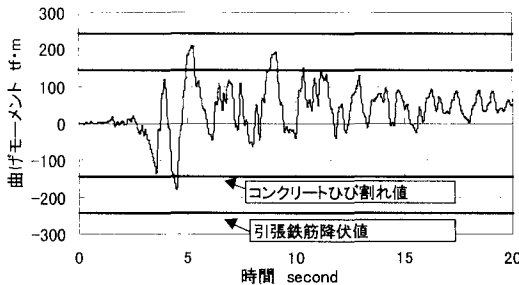


図11 梁要素802(ケース①)の曲げモーメント時刻歴

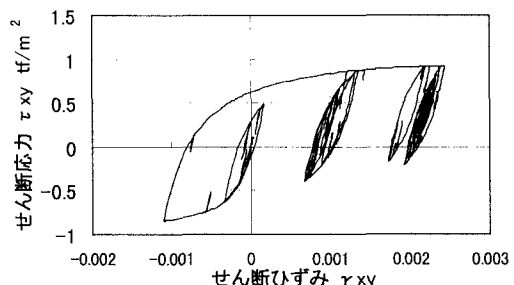


図12に地盤要素2853(ケース①)の τ - γ 履歴曲線

4. まとめ

護岸近傍の埋設トンネルは護岸なしの水平均一地盤の場合と比べ最大曲げモーメントの分布値が場所にもよるが約2倍となり、護岸から離れるに従って断面力が低下している。よって、護岸近傍に埋設トンネルを建設する場合護岸の影響も考慮して耐震設計する必要があるといえ、従来の応答変位法の適用には検討が必要である。

参考文献 1) 土木学会:実務者のための耐震設計入門, 1998.7, 2) 酒井久和・清宮理:時刻歴応答解析による地下駅舎の被災メカニズムの一考察, 土木学会第52回年次学術講演会論文集, 1997.9, 3) 土木学会:動的解析と耐震設計第1巻地震動・動的物性, 1995.7