

鉄道抗土圧構造物の地震時応答値に与える設計条件の感度報告

(株)複合技術研究所 正 ○三平 伸吾
(財)鉄道総合技術研究所 正 渡辺 健治

1. はじめに

鉄道構造物の設計標準には性能照査型設計が導入されており、L2 地震に対しては変形量を照査指標として性能照査を行うことが多い。例えば盛土については、地震時において変形が一方向に累積する傾向が強いことを考慮し、Newmark 法により地震時応答値を算定している。既往の研究¹⁾では、卓越周期、主要動の繰返し回数等の地震動特性が、盛土の地震時残留変形量に及ぼす影響は大きいことが確認されている。ここでは、抗土圧擁壁を対象とし、設計条件や設計地震動の違いが地震時残留変形量に与える影響について試算分析を行う。

2. 地震時残留変形量の算定手法について

現行耐震設計手法²⁾は、エネルギー一定則により抗土圧擁壁の応答値を算定している。エネルギー一定則は地震動特性（継続時間や主要動の繰返し回数）を直接考慮できず、さらに制限値として用いられている応答塑性率と変位量の相関性については不明であるなどの問題点がある。本検討では、既往の研究成果²⁾で抗土圧擁壁に対して適用性が確認されている Newmark 法を用い、抗土圧擁壁の地震時応答値に対する土質諸数値や設計地震動の感度分析を行った。

3. 試算条件

試算では、一般に鉄道擁壁としても用いられる L 型擁壁の設計条件（高さ $H=5.0\text{m}$ 、前面埋戻しの高さ $D_f=1.0\text{m}$ ）を基本として、支持地盤条件（N 値、砂質地盤）、背面地盤条件（土質区分）、基礎幅を変化させ、合計 12 ケースの試算を行った。ここでは、一般設計で取り扱われる各設計定数の範囲を幅広くとらえ、表 1 に感度分析を目的とした設計定数を選定した。支持地盤は N 値 30（支持地盤条件の下限値）及び 50、基礎幅は一般的なフーチング幅として $3.0\sim 4.5\text{m}$ 、背面地盤の土質区分として土質 I ($\gamma=20\text{kN/m}^3$, $\phi_{\text{peak}}=55^\circ$, $\phi_{\text{res}}=40^\circ$, $C=0.0\text{kN/m}^2$) 及び土質 III ($\gamma=18\text{kN/m}^3$, $\phi_{\text{peak}}=45^\circ$, $\phi_{\text{res}}=30^\circ$, $C=0.0\text{kN/m}^2$) とした。抗土圧擁壁のモデル形状とする TYPE 種別（背面勾配 β の有無）を図 1 に示した。図中の上載荷重を $q=10.0\text{kN/m}^2$ 、仮想背面に作用する壁面摩擦角を $\delta=\phi_{\text{res}}$ とした。また、試算に用いる地震動は、土構造標準に示されている設計地震動（土構造暫定波）であり、直接基礎形式の抗土圧擁壁を対象としていることを勘案し地盤種別を G1～G3 と設定した。

試算結果として、表 2 に降伏震度と現行設計手法により求めた応答塑性率、Newmark により求めた応答回転角を地盤種別毎に示した。

表 1 試算条件

Case	支持地盤		擁壁形状		背面地盤	
	N 値	地盤種別	基礎幅 B(m)	擁壁形状 TYPE 種別	背面勾配 β	背面地盤土質区分
1	30	砂	4.0	I	0	土質 I
2	30	砂	4.5	I	0	土質 I
3	30	砂	4.0	I	0	土質 III
4	30	砂	4.5	I	0	土質 III
5	50	砂	3.5	I	0	土質 I
6	50	砂	4.0	I	0	土質 I
7	50	砂	4.0	II	33.7	土質 I
8	50	砂	3.5	I	0	土質 III
9	50	砂	4.0	I	0	土質 III
10	30	砂	3.0	I	0	土質 I
11	50	砂	3.0	I	0	土質 III
12	30	砂	3.0	I	0	土質 III

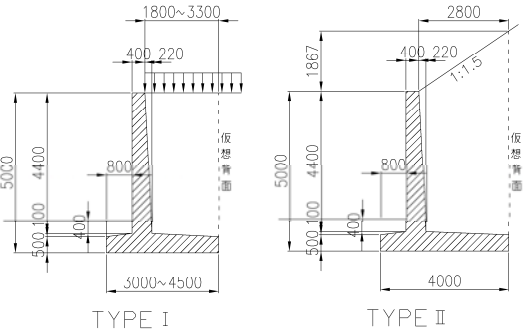


図 1 抗土圧擁壁モデル形状

表 2 試算結果

Case	降伏震度 K_h	応答塑性率 μ_d			応答回転角 $\theta(\text{rad})$		
		G1地盤	G2地盤	G3地盤	G1地盤	G2地盤	G3地盤
1	0.644	0.96	1.22	1.02	0.007	0.029	0.013
2	0.737	0.85	1.06	0.89	0.002	0.018	0.006
3	0.528	1.19	1.52	1.26	0.025	0.064	0.043
4	0.613	1.00	1.25	1.06	0.016	0.047	0.029
5	0.75	1.00	1.22	1.03	0.007	0.031	0.014
6	0.849	1.00	1.00	1.00	0.002	0.018	0.005
7	0.262	2.28	2.66	2.37	0.045	0.100	0.074
8	0.555	1.30	1.66	1.39	0.033	0.077	0.054
9	0.665	1.02	1.27	1.08	0.017	0.050	0.030
10	0.475	1.78	2.30	1.90	0.023	0.101	0.071
11	0.439	2.09	2.69	2.23	0.055	0.182	0.145
12	0.356	8.82	11.93	9.53	0.068	0.215	0.183

キーワード 抗土圧擁壁, Newmark 法, 応答塑性率, 応答回転角

連絡先 〒102-0072 千代田区飯田橋 4-6-9 ロックフィールドビル 6 階 (株)複合技術研究所 03-5276-5276

4. 試算結果の分析

図2に土質区分、支持地盤N値、基礎幅による応答回転角に与える感度分析結果を示す。これより、土質区分の土質Ⅰ($\phi_{res}=40^\circ$)～土質Ⅲ($\phi_{res}=30^\circ$)の違いによる応答値への影響は2.2～8.5倍程度の増加傾向が見られた。また、支持地盤のN値30(支持力係数 $N_\gamma=75, N_q=47$)～N値50($N_\gamma=150, N_q=85$)については、0.29～0.85倍と減少傾向が見られ、基礎幅 $B=3.0\sim 4.5\text{m}$ についても0.08～0.24倍とする減少傾向が確認された。これらの試算結果から特に土質区分と基礎幅が応答回転角に大きな影響を及ぼすことがわかった。

Newmark法により算定した降伏震度と応答回転角の関係を図3に示す。これより同一の地震動に対しては降伏震度と応答回転角は相関性が高いと判断できる。また、地震動の違い(地盤種別G1～G3に用いる設計地震動)により、応答回転角が異なる。これは、計算に用いた地震動によって最大加速度の大きさ、降伏震度を超える主要動の繰り返し回数が異なるためである。

図4は現行設計法による応答塑性率とNewmark法による応答回転角の相関を示す。地盤種別による応答回転角の違いはあるものの、概ね応答塑性率と実被害程度の相関が高いとして評価できる結果となった。これまで応答塑性率と被害程度の関係が不明確であったが、試算結果の相関曲線を外挿することで、現行設計標準³⁾に示されている耐震性能Ⅲ(地震によって構造物全体が崩壊しない性能)に相当する制限値「応答塑性率3～5」の被害程度が、概ね0.10rad～0.25rad程度であると推測できる。この応答回転角は残留変位量としては非常に大きい値であるが、抗土圧擁壁の壊滅的な崩壊レベルよりも小さいと推測される。また、これらの相関にはばらつきがあることを踏まえ、現在行っている抗土圧構造物の設計標準の改訂作業では、L2地震時の照査指標を応答塑性率ではなく、応答回転角を用いる予定である。これらの試算分析より、Newmark法による抗土圧擁壁の応答値が土質諸数値および地震動特性より影響を受けること、それらの影響感度が抗土圧擁壁の安定性により変化することがわかった。

5. 今後の課題

本検討では限られた条件におけるL型擁壁を対象とした試算を実施した。今後は応答塑性率10程度までの抗土圧擁壁に対して、異なる地震動波形を用いた試算を行い、幅広い感度分析を行ってきたい。

参考文献

- 1)三平,渡辺,室野:鉄道盛土構造物の地震時被害予測に関する簡易推定手法の提案,第64回土木学会年次学術講演会,2009
- 2)渡辺,館山,古関:滑動・転倒モードの連成を考慮した擁壁の地震時変位量算定法の検討,第45回地盤工学研究発表会,2010
- 3)鉄道総合技術研究所:鉄道構造物等設計標準・同解説(耐震設計),1999

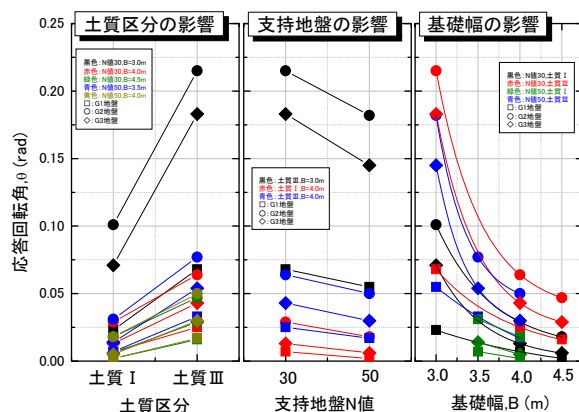


図2 試算結果による土質定数の感度分析

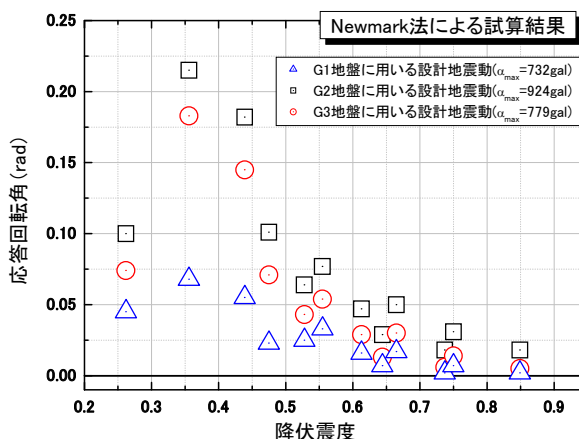


図3 降伏震度と応答回転角の関係

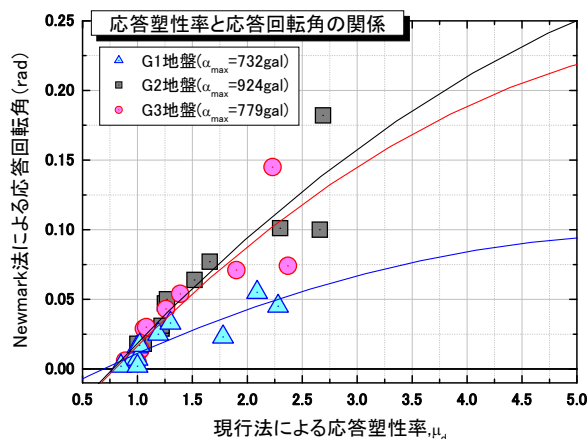


図4 応答塑性率と応答回転角の関係