

耐土圧構造物の設計における部分安全係数の算定

パブリック日立鋼鉄研究所 正会員 ○ 相田 清
広島工業大学工学部 正会員 中山 隆弘

1. はじめに

耐土圧構造物の設計法として、カナダやノルウェー等の諸外国では既に限界状態設計法が導入されている。例えば、OHBC(カナダオンタリオ州道路橋設計基準)¹⁾は、Meyerhofらの土構造物あるいは耐土圧構造物に対する信頼性評価に関する種々の研究²⁾を基盤として体系化がなされている。一方、このような耐土圧構造物については、構造解析法や設計変数に関するデータの不十分さ等により、信頼性理論に基づく設計が工学的意義を有するかどうかの懸念があることも事実である³⁾。しかし、本研究では、わが国においても限界状態設計法に関する研究は不可欠であるという立場に立ち、耐土圧構造物の中で逆T形擁壁に注目し、同構造物の安全性レベルの検討および部分安全係数の試算を行った。

具体的には、まず現行の設計基準で設計される建設省の標準設計断面の中から規模の異なる13個のモデルを抽出し、それらの安全性を1次ガウス近似法により評価した。次に、それらのモデルに対する部分安全係数を、ANSI-A58で使用されている1次ガウス近似法に基づく部分安全係数の評価法⁴⁾を使用し、確率変数の破壊点と公称値との比として部分安全係数を算定した。なお、部分安全係数の評価手法は、既に種々提案されているが⁵⁾、今回は各手法の比較を行うまでには至っていない。

2. 解析内容

2.1 解析モデル

解析の対象とした逆T形擁壁の構造形式を図-1に示す。なお、擁壁は均質な砂質土地盤に建設されるものとしている。

2.2 破壊モードと破壊基準関数

破壊モードとしては、OHBCを参考にして、常時荷重作用時における擁壁の「沈下」と「滑動」の2つの破壊モードを取り上げた。また、設計変数の中、鉄筋コンクリートの単位体積重量(γ_c)、土の単位体積重量(γ_s)、土の内部摩擦角(ϕ_s)の3つのみを確率量とし、他のパラメータは確定量とした。ここで、破壊基準関数は、破壊モードが「沈下」の場合は式(1)に、「滑動」の場合は式(2)に示すように、各確率変数の関数として表される。表-1

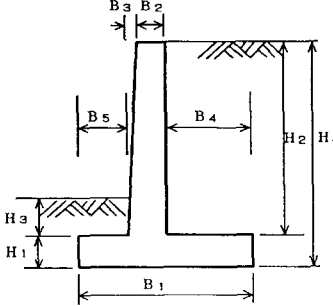


図-1 逆T形擁壁の構造形式

逆T形擁壁のモデル

単位(m)

$$Z_1 = q_f(\gamma_c, \gamma_s, \phi_s) - Q(\gamma_c, \gamma_s, \phi_s) \quad (1)$$

$$Z_2 = H_f(\gamma_c, \gamma_s, \phi_s) - H(\gamma_s, \phi_s) \quad (2)$$

ここに、 q_f : 基礎地盤の極限支持力、 Q : 基礎底面に作用する接地圧、 H_f : 基礎地盤のせん断抵抗力、 H : 擁壁に作用する水平荷重(擁壁背面からの主働土圧合力)

3. 数値解析

今回は、表-1に示したように、建設省の標準設計集⁶⁾から13個のモデルを選び、それらを解析の対象とした。表-2に解析に使用した確率変数のパラメータを示す。各数値はこれまでの実測データを参考にして仮定した^{7), 8)}。また、各確率変数は互いに独立な正規確率変数と仮定した。さらに、土圧についてはランキン土圧論に基づいて算定している。

No.	B ₁	B ₂	B ₃	B ₄	B ₅	H ₁	H ₂	H ₃	H ₄
1	2.0	0.35	0.050	1.200	0.4	0.5	2.5	0.5	3.0
2	2.5	0.35	0.060	1.690	0.4	0.5	3.0	0.5	3.5
3	2.5	0.35	0.070	1.480	0.6	0.5	3.5	0.5	4.0
4	3.0	0.35	0.080	1.970	0.6	0.5	4.0	0.5	4.5
5	3.0	0.35	0.090	1.960	0.6	0.5	4.5	0.5	5.0
6	3.5	0.35	0.098	2.252	0.8	0.6	4.9	0.6	5.5
7	3.5	0.40	0.108	2.192	0.8	0.6	5.4	0.6	6.0
8	4.0	0.40	0.116	2.684	0.8	0.7	5.8	0.7	6.5
9	4.5	0.40	0.126	2.974	1.0	0.7	6.3	0.7	7.0
10	4.5	0.40	0.134	2.966	1.0	0.8	6.7	0.8	7.5
11	4.5	0.40	0.144	2.956	1.0	0.8	7.2	0.8	8.0
12	5.0	0.40	0.152	3.248	1.2	0.9	7.6	0.9	8.5
13	5.0	0.40	0.160	3.240	1.2	1.0	8.0	1.0	9.0

表-2 確率変数

確率変数	γ_c (tf/m ³)	γ_s (tf/m ³)	ϕ_s (度)
平均値	2.5	1.8	30.0
標準偏差	0.025	0.18	3.0

4. 解析結果

4.1 逆T形擁壁の安全性

表-1に示した13個の擁壁モデルに対し、両破壊モードについて1次ガウス近似法⁹⁾により安全性指標 β を算出した結果を図-2に示す。なお、同図の横軸は擁壁高 H_4 を示し、縦軸は安全性指標 β を表している。図にみられるように、両破壊モードで、擁壁高の増加に対して安全性指標 β は減少していることがわかる。

4.2 部分安全係数の算定

ANSI-A58で使用されている1次ガウス近似法に基づく部分安全係数の評価法を使用し、目標安全性指標 β_a を2.0~5.0と変化させ、各確率変数に対する部分安全係数を算定した結果を図-3に示す。なお、図-3(a)は破壊モードが「沈下」の場合、図-3(b)は「滑動」の場合の算定結果である。また、各確率変数の公称値は表-2に示した各確率変数の平均値としている。図から明らかに、土の内部摩擦角(ϕ_s)の部分安全係数は、目標安全性指標 β_a の増加に対し、急減していることがわかる。これは、土の内部摩擦角(ϕ_s)が両破壊モードにおいて、抵抗力として重要な役割を有しているものと言える。一方、鉄筋コンクリートの単位体積重量(γ_c)と土の単位体積重量(γ_s)は破壊モードの如何によって抵抗力として働くか、荷重作用となるとがわかる。

5. おわりに

今回の数値解析により、現行の基準で設計される逆T形擁壁の安全性レベルが、擁壁高の増加に伴い減少傾向にあることが推察される。また、目標安全性指標と部分安全係数との関係の目安を得ることができた。今後は、実際の破壊のメカニズムと理論のずれ等に配慮したより精度の高い信頼性評価法を確立する必要がある。さらに、部分安全係数の算定法として提案されている種々の方法の比較。検討が必要であると考え、最後に、文献6)を快く貸与して頂いた東洋建設(株)中国支店藤光孝司様に感謝の意を表します。

<参考文献> 1) 大塚久哲, "基礎の限界状態設計法入門-外国基準の紹介と比較設計-", 九州大学出版会, pp. 11-68, 1989-8. 2) Meyerhof, G. G., "Safety factors in soil mechanics", Canadian Geotechnical Journal 1, Vol. 7, pp. 349-355, 1970. 3) 松尾稔, "地盤工学(信頼性設計の理念と実際)", 技報堂出版, pp. 249-264, 1984-3. 4) American National Standards Institute, "American National Standards Minimum Design Loads for Buildings and Other Structures", ANSI, a-58.1-1982, National Bureau of Standards, 1982-3. 5) 篠塚正宣・久保雅邦, "限界状態確率に基づく設計荷重の組合せと荷重係数の一決定法", 土木学会論文集, 第386号, pp. 301-310, 1987-10. 6) "建設省制定・土木構造物標準設計2", 全日本建設技術協会, 1983-2. 7) 文献3)のpp. 55-108. 8) 鹿島建設, "水力・火力土木構造物への信頼性設計適用研究(昭和61年度報告書)", 付録, p. 101, 1987-3. 9) 星谷勝・石井清, "構造物の信頼性設計法", pp. 64-80, 1986-5.

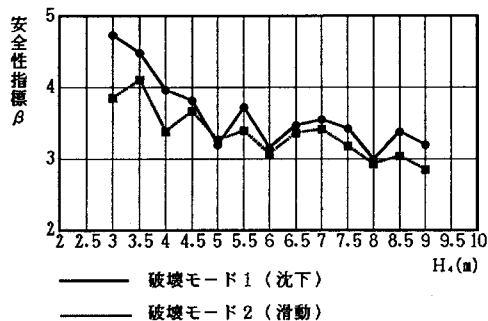
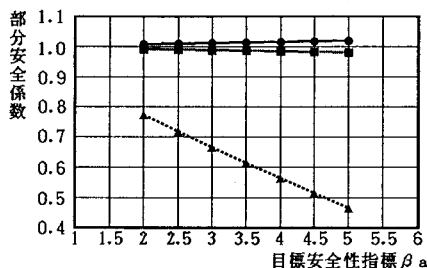
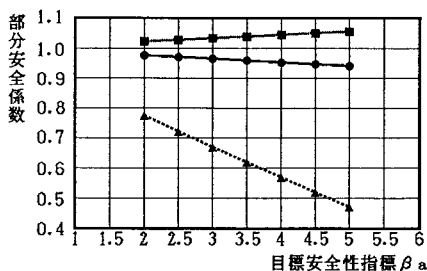


図-2 逆T形擁壁の安全性指標



(a) 破壊モード1 (沈下) の場合の部分安全係数



(b) 破壊モード2 (滑動) の場合の部分安全係数

—— γ_c (鉄筋コンクリートの単位体積重量)
 —— γ_s (土の単位体積重量)
 ϕ_s (土の内部摩擦角)

図-3 目標安全性指標に対する部分安全係数