

補強土壁の荷重・耐力係数設計法

宮田喜壽* 中根 淳**

1. はじめに

1998年に構造物の安定性を信頼性ベースで評価することを定めたISO2394が制定された以降、諸外国では、補強土壁工法の設計法を限界状態設計法に更新している¹⁾。昨今、国際整合性を有する技術体系が必須になっている。我が国においても、補強土壁の安定性を信頼性ベースで評価する手法の実用化について取り組み方を考える必要がある。

構造物の安定性を確率論的に評価する信頼性理論は古くからある。けれども、教育機関でもカリキュラム化されているところは少なく、一般的な技術として十分に普及していない。信頼性ベースの設計法が実用化されている北米でも、この方面の技術普及には相当力を入れ、詳細な技術書をホームページで無料公開し²⁾、講習会を開催するなどの努力をしている。限界状態設計法の実用化には、技術開発と技術者の育成を両輪とした取り組みが必要と思われる。

本文では、補強土壁を対象に、信頼性ベースの限界状態設計法の中で最も実用的な荷重・耐力係数設計法について解説を行う。そのメリットと今後の課題について正しい認識を持ってもらうために、本題に入る前に荷重・耐力係数設計法の概論を説明する。あまりに概念的な説明だと、その理解がかえって難しくなると考え、数式を使った説明をさせていただく。その上で、補強土壁の荷重・耐力係数設計法に関する研究事例として、補強土壁のひずみ計測事例を集めたデータベースから部分安全係数を算定した例を紹介する。

2. 荷重・耐力係数設計法

2.1 基本的な考え方

信頼性ベースの限界状態設計法といっても、解析の種類や詳細な方法による様々な手法がある。荷重・耐力係数設計法は、そのうち最も実用的な解析法で、1980年代はじめに米国で確立された。構造物の安定性を確率論的に評価することを定め

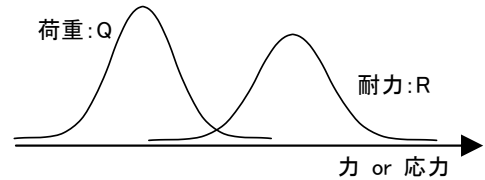


図-1 荷重と耐力の確率分布

たISO2394は、この考えに従うものであり、部分安全係数法と呼ばれることもある。

荷重・耐力係数設計法の基本的な考えは次式で表される。

$$\phi R_n > \gamma Q_n \quad (1)$$

ここで、 Q_n と R_n はそれぞれ荷重・耐力の公称値、 $\gamma (>1)$ と $\phi (<1)$ は部分安全係数で、それぞれ荷重係数、耐力係数と呼ばれる。設計式で計算された公称値に部分安全係数を作用させて設計値を計算し、設計耐力>設計荷重を確かめるという照査の手順をとる。建設する構造物の目標性能レベルが高い、荷重・耐力のばらつきが大きい、そして設計モデルの不確実性が高いときほど、大きい荷重係数 γ と、小さい耐力係数 ϕ が用いられる。

2.2 部分安全係数

それでは、目標性能や荷重・耐力のばらつき、設計モデルの不確実性によって、部分安全係数をどのように算定するのだろうか。

構造物に作用する荷重 Q と耐力 R は一般にばらつきを有する。地震の発生頻度や材料の品質評価をみても、それらを確率論的に扱う必要性は理解されよう。荷重・耐力係数設計法では、 Q と R を図-1に示すように確率変数として扱い、構造物の性能（破壊に対する余裕度）を次式で評価する。

$$Z = R - Q \quad (2)$$

Q と R が共に確率変数なので、 Z も確率変数となる。 Z がどんな値をとり得るかは、 Q と R がどんな確率分布に従うかによるが、概ね図-2のとおり表される。 $Z > 0$ が構造物の安定を表し、 $Z < 0$ が構造物の破壊を表す。釣鐘状の関数の全体面積が1になるように頻度が正規化されたこの図におい

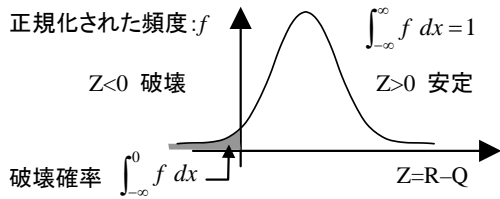


図-2 破壊確率の定義

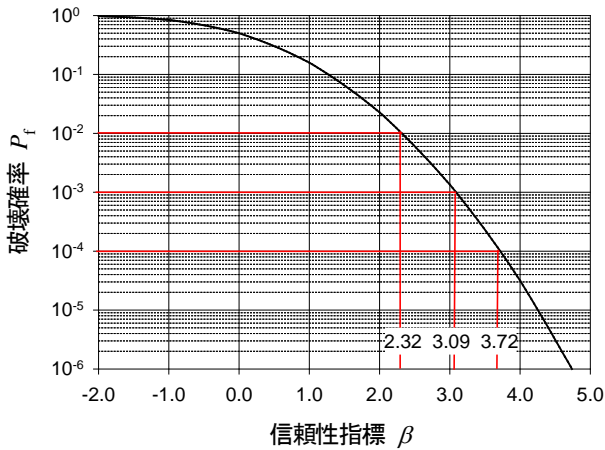


図-3 信頼性指標と破壊確率の関係

て、破壊確率は $Z < 0$ の色塗りされた領域の面積として表される。荷重・耐力がばらつきを有する場合、破壊確率＝ゼロというのは基本的に存在しない。荷重・耐力係数設計法では、破壊確率が許容値以下になるように設計するという考えを前提にしている。

荷重 Q と耐力 R が正規分布の場合、構造物の破壊確率は、以下に示す信頼性指標 β より正規分布関数を用いて算定できる(参考: 図-3)。

$$\beta = \frac{\mu_R - \mu_Q}{\sqrt{\sigma_R^2 + \sigma_Q^2}} \quad (3)$$

μ_Q , μ_R はそれぞれ Q および R の平均値、 σ_Q , σ_R はそれぞれ Q および R の標準偏差である。荷重・耐力係数設計法は、破壊確率の許容値を与える信頼性指標を目標信頼性指標 β_T とし、以下の条件を満足するように設計するという考えに基づいている。

$$\beta > \beta_T \quad (4)$$

β_T は様々な方法で設定が可能であるが、現行の設計法がどの程度の破壊を許容しているかを調査し決定することが一般的である。データが十分でない場合は、破壊確率 10^{-3} に相当する $\beta_T = 3.09$ が用いられることも多い。

式(3)の分母を $\sqrt{(\sigma_Q^2 + \sigma_R^2)} \doteq \alpha(\sigma_Q + \sigma_R)$ と近似し、それを式(4)に代入し、荷重・耐力の公称値をそ

れぞれの平均値とすると、式(1)に示した設計照査の基本式が誘導される。この場合、部分安全係数は、以下の式で表される。

$$\phi = 1 - \alpha \beta_T \text{COV}_R \quad (5)$$

$$\gamma = 1 + \alpha \beta_T \text{COV}_Q \quad (6)$$

COV_Q と COV_R はそれぞれ Q および R の変動係数(標準偏差の平均値に対する比)である。 α は感度係数とよばれ、一般には $0.5 \sim 0.95$ の値をとる。この値は実際のデータの逆算から求めることになるが、一般的な条件では概ね 0.75 と考えても大きな誤差はない。

式(5)、(6)を用いて実際に ϕ と γ を計算してみよう。荷重と耐力をデータベース化し、それから $\text{COV}_Q = \text{COV}_R = 0.20$ が得られたとする。 $\alpha = 0.75$ 、 $\beta_T = 3.09$ を仮定すると、両者は次のように計算される。

$$\phi = 1 - 0.75 \times 3.09 \times 0.20 = 0.54$$

$$\gamma = 1 + 0.75 \times 3.09 \times 0.20 = 1.46$$

各物性値の平均を使って計算された荷重と耐力の特性値に上記の部分安全係数をかけて設計荷重と設計耐力を計算し、設計耐力 $>$ 設計荷重であるかを照査するのが荷重・耐力係数設計法である。

2.3 実際の問題における部分安全係数の算定

以上の枠組みを、実際問題にそのまま適用するには注意が必要である。例えば、通常的设计式は非常に単純化されているので、実際の構造物の挙動を示す値: 実測値と、設計式で計算された値: 予測値とには乖離があるのが一般的である。そのような場合、式(5)、(6)を用いて部分安全係数を評価すると、部分安全係数中で仮定された目標信頼性と、その部分安全係数を用いて設計された構造物の信頼性が大きく異なってしまうという問題が生じる。したがって、一般的には、バイアス = 実測値 / 推定値の統計量を用い、次式で部分安全係数を算定する必要がある。

$$\phi = \mu_{RX} (1 - n \text{COV}_{RX}) \quad (7)$$

$$\gamma = \mu_{QX} (1 + n \text{COV}_{QX}) \quad (8)$$

ここで、 μ_{QX} と μ_{RX} は荷重・耐力に関するバイアス値の平均値、 COV_{RX} と COV_{QX} は荷重・耐力に関するバイアスの変動係数、 n は任意の係数である。上式と式(5)(6)を対比させると分かる通り、この n は感度係数 α と目標信頼性指標 β_T との積に相

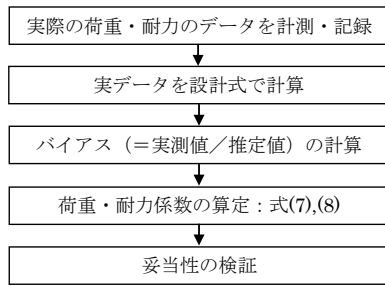


図-4 信頼性指標と破壊確率の関係

当する。理論的には、 $n=2$ を仮定して計算された荷重・耐力係数で設計値を計算すると、実際に構造物に作用する荷重は98%の確率で設計荷重以上にならず、実際の構造物の耐力は98%の確率で設計耐力を下回ることがないということになる。計算された荷重・耐力係数の妥当性の検証は必須で、その確認作業に上記ルールをうまく利用できる。具体例は次章で説明する。

バイアスの統計量を用いて部分安全係数を計算する方法は、図-4に示すとおり。実測値をデータベース化し、その統計量から部分安全係数が決められることになる。

3. 補強土壁の設計における荷重・耐力係数

3.1 試算条件

補強土壁の設計では、土中に敷設した補強材に生じる引張り力（補強材力） T_{max} に対し、補強材が引抜けなく、そして破断しないよう材料の選定と配置を行う。この照査を式(1)の形式で書けば、以下のとおりとなる。

$$\phi T_r > \gamma T_{max} \quad (9)$$

ここで、 T_r は補強材の引張り強度あるいは引抜き強度である。荷重・耐力係数の算定例として、25ケースの垂直補強土壁の計測事例を用いて図-4の流れに沿って、2種類の設計式に対して荷重係数を求めてみよう。ひとつは、現行の設計式（現行法）であり、もうひとつは著者が提案している設計式（著者はこの方法をK-stiffness法と呼んでいる。以下ではKS法）である。

3.2 現行法に対する算定例

現行法はクーロン土圧を用いて T_{max} を推定する。実測値と予測値の関係は図-5(a)に示すとおりで、多くの垂直補強土壁のデータは1:1の直線より上

にある。現行法は垂直補強土壁に対して安全側の推定結果を与える。一方、のり面勾配を有する補強土壁に関するデータのうち、いくつかは1:1の直線より下にある。現行法はのり面勾配を有する補強土壁に対して危険側の結果を与える場合がある。これらの関係からバイアス（=実測値/推定値）の統計量を計算すると、平均値 $\mu_{QX}=0.60$ 、 $COV_{QX}=1.05$ となる。これらの結果を式(8)に代入し、 $n=2$ の条件で荷重係数を計算すると、 $\gamma=1.86$ となる。これを予測値に作用させて設計値を計算し、その値と実測値との関係をみたものが図-5(b)である。先にも述べたように、理論的には、 $n=2$ を仮定して荷重係数を算定した場合、実測値は98%の確率で設計荷重以下に収まる。しかし、明らかに計算はそれとは異なる。この場合、2. で説明した方法で算定した荷重係数はうまく機能していない。

3.3 KS法に対する設計例

KS法は、従来の設計式では十分に考慮できなかった盛土材の粘着力、補強材の剛性、壁面材の剛性と傾きの影響について、計測データベースから算定された補正係数を用いて T_{max} を推定する方法である³⁾。実測値と予測値の関係は図-6(a)に示すとおりで、壁面の勾配の有無に関わらず、ほとんどのデータが1:1の直線付近にある。KS法は幅広い条件に対して、比較的小さな誤差で実測値を予測できるようにキャリブレーションされているからである。バイアスの統計量を計算すると、平均値 $\mu_{QX}=1.10$ 、 $COV_{QX}=0.35$ となった。以上の結果を式(8)に代入し、 $n=2$ の条件で荷重係数を計算すると、 $\gamma=1.87$ となる。この値は偶然にも、現行法の結果と同じである。これを予測値に作用させて設計値を計算し、その値と実測値との関係をみたものが図-6(b)である。ほぼ全ての値が1.1の線より上に位置しており、この条件に対して荷重係数はうまく機能している。

このように設計式と実際との乖離が大きい場合、信頼性理論ベースの荷重係数はその理論的な意味を失ってしまう。安易に理論を適用しても、うまい結果を得られない良い例である。より幅広い条件に対して妥当な荷重・耐力係数を得るためには、質の高いデータベースを整備し、図-4に示した検討を地道に継続する必要がある。

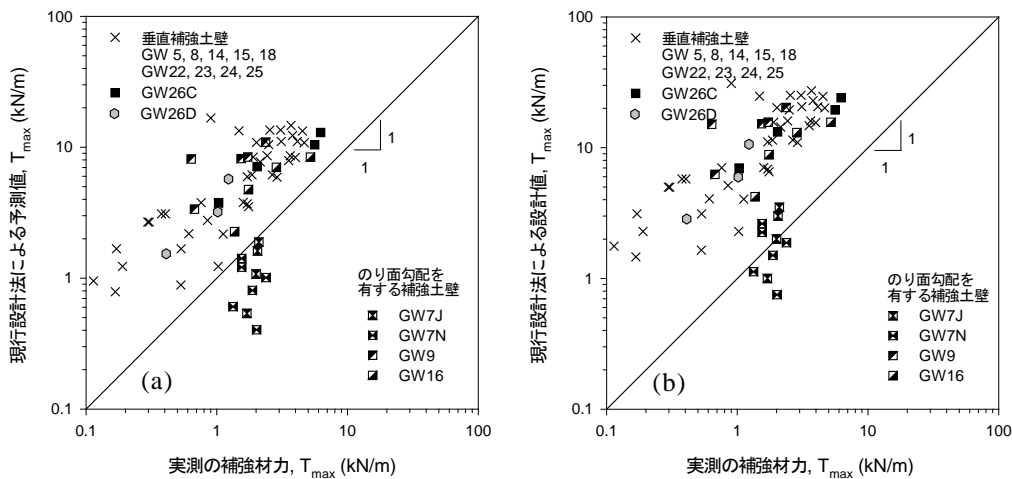


図-5 現行設計式に対する設計荷重の算定例

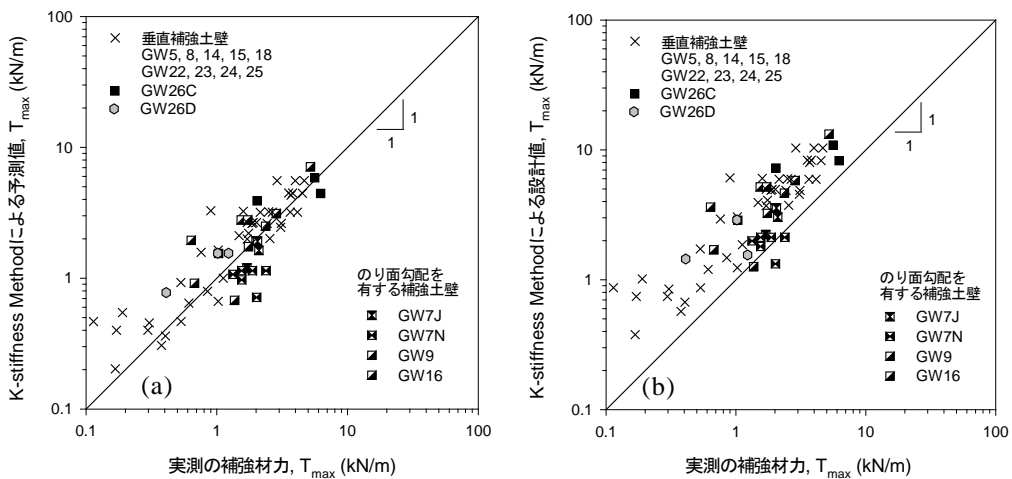


図-6 改良された設計式 (KS法) に対する設計荷重の算定例

4. まとめ

本文では、補強土壁を対象に、信頼性ベースの限界状態設計法の中で最も実用性な荷重・耐力係数設計法について解説し、補強土壁のひずみ計測事例を集めたデータベースから設計モデルと部分安全係数を算定する方法を紹介した。本文が読者各位の荷重・抵抗係数設計法の理解に役立てば幸いである。

謝辞

第1著者はこの研究に対し、日本学術振興会科学研究補助金(基盤研究B, 21360229)による補助を受けている。また、本文に示した補強土壁の荷重係数の算定は、カナダ王立国防大学R.J. Bathurst教授、米国ワシントン道路局T.M. Allen氏との共同研究の成果である。各位に謝意を表す。

参考文献

- 1) 宮田喜壽、中根 淳：補強土壁の信頼性設計法—信

頼性による性能評価と諸外国の動向—、土木技術資料、51-11、pp.58-61、2009。

- 2) Allen, T.M., Nowak, A.S. and Bathurst, R.J.: Calibration to Determine Load and Resistance Factors for Geotechnical and Structural Design, Transportation Research Board Circular, E-C079, 93 p., 2005. 公開HP: <http://onlinepubs.trb.org/onlinepubs/circulars/ec079.pdf>
- 3) 例えば、Miyata, Y. and Bathurst, R.J.: Development of K-Stiffness method for geosynthetic Reinforced soil walls constructed with c-φ soils, Canadian Geotechnical Journal, Vol.44, pp.1391-1416, 2007.

宮田喜壽*



防衛大学校 准教授、博士(工) 土木研究センター ジオテクニクス補強土工法普及委員会 特別専門委員
Dr. Yoshihisa MIYATA

中根 淳**



財団法人 土研センター地盤・施工研究部
Atsushi NAKANE