

支持層下の粘性土層の圧密判定手法に関する研究

(独)土木研究所 正会員○西田 秀明 河野 哲也 木村 真也

(独)土木研究所 非会員 七澤 利明 中谷 昌一

1. はじめに

基礎底面から基礎幅の3倍の深さの間に粘性土層が存在し、当該地盤が荷重の影響で正規圧密領域に達する場合には圧密沈下の影響を考慮して橋の設計を行う必要がある(図-1)。このような条件の場合、供用中も沈下の影響を観測し続け適切な対策を採りながら供用をすることも考えられるが、維持管理上の負担が大きいことから圧密沈下の影響を受けない深度に達するまで基礎を深く根入れすることが望ましい。本文は、基礎を支持する層の下に存在する粘性土層で正規圧密が発生する確率を一定の割合以下に抑えることで、圧密沈下が橋の供用性等に及ぼす影響を低減させるために必要となる判定手法を検討したものである。

2. 圧密判定手法の提案

一般に設計実務において、圧密は、当該土層に作用する鉛直応力 q_c が圧密降伏応力 p_c に達するか否かで判断され、安全率は考慮されない。一方で、圧密試験により得られる圧密降伏応力 p_c は、試料の乱れ等の影響によりばらつきが非常に多く、また深度に比例しないことが多いことから試験深度によってもそのばらつきは異なる。このため、このような不確実性を踏まえたうえで所要の安全性が担保できるように圧密の可否を判断する必要がある。そこで 式(1) の判定式を提案する。従前通り基礎設置後に作用する鉛直応力と粘性土層の圧密降伏応力を対比するものであるが、安全率に代わる抵抗係数 Φ を与えることで不確実性に対する安全余裕を確保する。

$$q_c - \sigma_z' \leq (p_c - \sigma_z') \cdot \Phi \quad (1)$$

ここで、 q_c は基礎設置後の粘性土層上面に作用する鉛直応力(kN/m²)、 σ_z' は基礎設置前の粘性土層上面に作用する鉛直応力(kN/m²)、 p_c は圧密試験より求める粘性土層の圧密降伏応力(kN/m²)、 Φ は抵抗係数である。

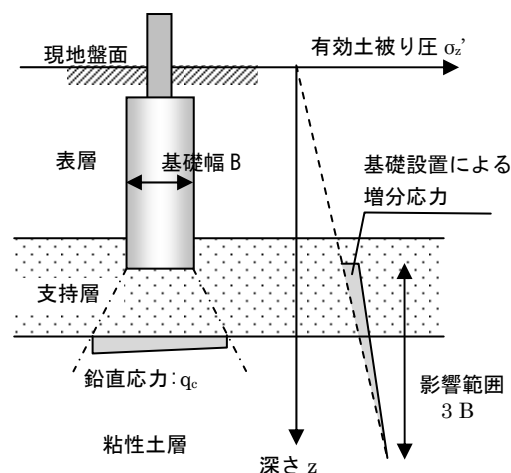


図-1 圧密判定の概要

3. 圧密判定に用いる抵抗係数 Φ の設定

抵抗係数 Φ は、荷重抵抗係数設計法¹⁾の観点から圧密降伏応力 p_c のばらつきを踏まえて求めることとする。このとき、限界状態関数 G は式(2)のとおり表され、抵抗係数 Φ は式(3)により求まる。

$$G = \ln\{(q_c - \sigma_z') / (p_c - \sigma_z') \cdot \Phi\} \quad (2)$$

$$\ln(\Phi) = \ln(\lambda_p) - \frac{1}{2} \ln(1 + \text{COV}_p^2) - \beta_T \sqrt{\ln(1 + \text{COV}_p^2)} \quad (3)$$

ここで、 COV_P は変動係数、 λ_P はバイアス、 β_T は目標信頼性指標である。変動係数 COV_P は、道路橋基礎の設計で圧密が課題となる地盤として比較的多い海成粘土層を対象に圧密降伏応力 p_c の分布とばらつきを文献1)を参考に設定した。表-1に、正規圧密状態にある海成粘土層で深度毎に圧密降伏応力 p_c のばらつきを整理

表-1 圧密降伏応力 p_c の深度毎のばらつき²⁾

深度 (m)	平均 N 値	圧密降伏応力 p_c (kN/m ²)	変動係数 COV_p
3.00-3.85	24	18	0.303
7.00-7.85	20	40	0.143
11.00-11.85	21	63	0.134
15.00-15.85	20	86	0.103
19.00-19.70	21	107	0.097

キーワード 圧密, 粘性土, 圧密降伏応力, 道路橋基礎, 信頼性

連絡先 〒305-8516 茨城県つくば市南原 1-6 独立行政法人土木研究所 TEL 029-879-6773

した結果を示す。変動係数 COV_P は表層近くで 0.30、それを除くと 0.10-0.15 程度である。道路橋の実績で深い基礎が薄層支持された 60 基を調べたところ、圧密判定の対象となる粘性土層までの深度は地表より 10m 以深で分布していた。そこで、圧密降伏応力の変動係数は $COV_P = 0.15$ とした。バイアス λ_P は、局所的に弱い箇所が圧密沈下を誘発する可能性があるため、圧密降伏応力 p_c は試験値のばらつきの度合いを考慮しながら控えめに評価し、複数の試験値から安全側の設定とすることを前提として $\lambda_P = 1.0$ とした。また、荷重条件としては死荷重及び活荷重に起因する長期荷重を想定し、目標信頼性指標 β_T は常時の極限支持力の照査と同程度となるように 3.0 とした³⁾。ここで、長期荷重は死荷重及び活荷重に起因するものであるため、基礎底面の鉛直応力を評価する際に基礎周面地盤の摩擦力によるばらつきの影響も含まれると考えられる。しかし、例えばケーソン基礎の場合、施工時に周面地盤を乱す可能性があることから、長期荷重については基礎底面のみで支持することを前提としており、周面地盤のばらつきによる影響は小さいと考えられる。このため死荷重及び活荷重に起因する長期荷重については確定値とみなして扱うこととした。以上により抵抗係数 Φ を求めると $\Phi = 0.65$ となった。仮に現行設計におけるネガティブフリクションの照査において、許容支持力を求める際の安全係数 $n = 1.5$ の逆数と本研究で得られた抵抗係数 Φ を比較すると $1/n = 1/1.5 \div 0.66$ となり同程度であることが分かる。

4. 提案式を適用した場合の影響度試算

新たに提案した圧密判定手法が現行設計へ与える影響を確認するため、圧密沈下の影響を受けやすい大型ケーソン基礎を対象に 5 橋 (8 基) にて試算した。表-2 に試算対象基礎の諸条件と試算結果を示す。各基礎の諸元は、基礎長は 25m~50m、平面寸法は 10m~40m、支持層厚さは 4m~15m、粘土層の過圧密比 OCR は 1.2~3.5 である。図-2 に基礎底面から粘土層上面までの層厚と基礎設置に伴う荷重増分比(q_c / σ_z')の関係を示す。限られたデータ数ではあるが、基礎設置に伴う荷重増分比は、基礎底面から粘土層上面までの厚さが 6m から 8m あると 1.0 に収束する傾向にあることが分かる。図-3 に基礎底面から粘土層までの厚さを基礎幅で除したものと照査式による判定結果の関係を示す。試算した 5 橋のうち 2 橋が圧密沈下の影響があると判定された。基礎底面から粘性土層までの層厚が基礎幅の 20-30% 未満のものについては、圧密が生じると判定される傾向にあった。

5. おわりに

支持層より深い位置に圧密層が存在した場合に正規圧密沈下が発生しないことを判定するための判定式を提案した。

参考文献 1) 中谷昌一, 白戸真大, 井落久貴, 野村朋之: 性能規定体系における杭の安定照査に関する研究, 土木研究所資料, 第 4036 号, 2007. 1. 2) 奥村樹郎, 土田孝: 土質定数のバラツキを考慮した不同沈下の推定, 港湾技術研究所報告, Vol. 20, No. 3, 1981.9. 3) 中谷昌一, 白戸真大, 横幕清: 杭の軸方向の変形特性に関する研究, 土木研究所資料第 4139 号, 2009.3.

表-2 影響度試算結果

試算橋梁名		A 橋		B 橋		C 橋	D 橋	E 橋	
基礎No.		P1	P2	P1	P2	P1	P1	P1	P2
基礎長	L(m)	34	33	51	51	42	31	33	28
	B(m)	40	40	13	13	21	25	33	33
	D(m)	40	40	23	23	30	30	35	35
$q_c - \sigma_z'$ (kN/m ²)		124	66	764	681	60	80	0	0
q_c / σ_z'		1.42	1.22	2.77	2.58	1.16	1.20	1.00	1.00
$q_c - \sigma_z' / \Phi(p_c - \sigma_z')$		1.16	0.93	1.81	1.57	-	0.11	-	-
判定		NG	OK	NG	NG	-	OK	OK	OK

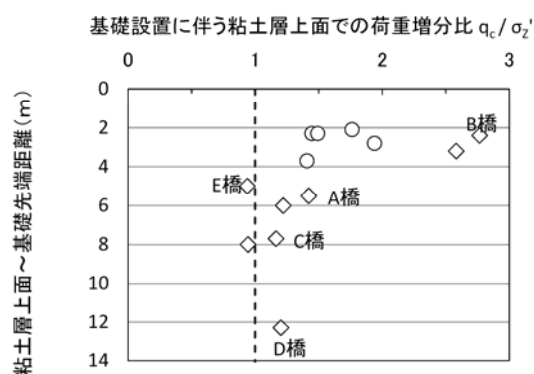


図-2 基礎底面から粘性土層上面までの層厚と荷重増分比の関係

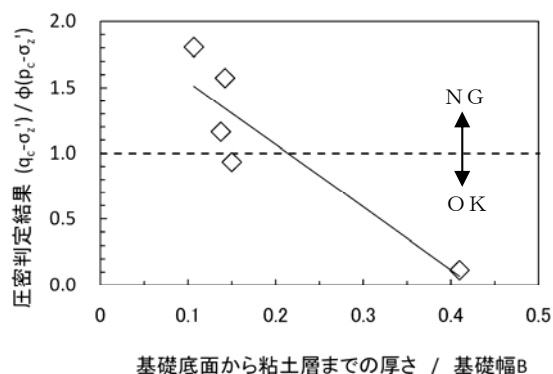


図-3 圧密判定結果