





(%)

wn

さて、前述したように、 $\log f - \log p$ 関係の直線性、 あるいは $(\varepsilon) - \log p$ 関係の直線性を利用すれば, 荷重 条件 (p/p_0) に対する沈下量 (圧縮ひずみ) s' は、 C_c^* 値(あるいは $C_{c'}$ 値)さえ分かれば圧密試験を行うこ となく概略予測できることになる(式(30)参照)。し たがって、 C_c^* 値(あるいは C_c' 値)と土の物理的性 質との関係を明らかにした著者の論文は極めて貴重なも のであるが、両者の関係について筆者は若干異なった方 法の整理を行っているので28)、以下に紹介したい。先ず 筆者は,各種の物理量の中でも比較的簡単に測定でき, かつ各種の土質調査の際に必ずと言ってよいほど測定さ

れる土の物理量は自然含水量 wn であると考えている。 そこで、ここでは自然含水量 w_n と C_c^* 値との関係に ついて示す。図-29 に、筆者が持っているデータを用い て,著者の整理法と同様の C_c^* と $\log w_n$ の関係を示 した。図には著者が求めた両者の関係式

 $C_c^* = C_c'/\ln 10 = 0.21 \cdot \log w_n - 0.23$ (31)を併記している。図に見られるように、筆者が持ってい るデータもほぼ上式を満足するようである。しかし、こ こで次のような問題が生じる。すなわち、式(31)は w_n \Rightarrow 13% で C_c *=0 となるから, いわゆるこのような "しきい値"をどのように考えるかと言う問題である。 もちろん,式(31)は自然含水量 13% 以上の土に対し てのみ適用可能であるという条件を設ければ問題は解消 されようが、筆者はこのような"しきい値"の問題が生 じないように、 C_c^* と w_n の関係を,

$$C_c^* = \frac{w_n}{2.11 \, w_n + 478} \tag{32}$$

と表している (図-30 参照)²⁸⁾。参考になれば幸いであ る。

考文献

- 25) 渡辺 博(1974):自然含水比をパラメーターにした圧密 試験結果の適用,「第 19 回土質工学シンポジウム発表論 文集」, pp. 121~124.
- 26) 佐々木晴美・能登繁幸・東海林邦夫(1979): 泥炭の圧密 常数の決定に伴う問題点と対策、「有機質土の試験方法シ ンポジウム発表論文集」, pp. 99~104.
- 27) 若松幹男・藤岡雄二・田中 宏 (1986): 泥炭性軟弱地盤 の簡易な沈下量予測、「泥炭に関する研究討論会論文集」、 pp. 129~134.
- 28) 及川 洋 (1986): 超軟弱粘性土地盤における簡便な沈下 量予測,「第 31 回 土質工学シンポジウム発表論 文集」, pp. 7~10.
- 29) Oikawa, H.: "Some investigations of the compression curve of soft soils," Soils and Foundations (投 稿中).

非粘性土地盤における掘削泥壁面の安定について*

著者回答: 吉 田 泰 治** (Yasuji Yoshida)

本論文に対し実務に従事されている討議者達から有益 なご意見とご指摘をお寄せいただき、感謝いたします。 ご指摘いただいた事項を要約し、それに対する考え方 を述べさせていただき回答に代えさせていただきたい。

- 第 25 巻第4号, 1985年 12月, pp.168~178. (討議者:大塚義之, 第 26 巻第4号, 1986年 12月, pp.205~207, 秋野矩之, 第 26 巻 第4号, 1986年12月, p.207.)
- ** 高知工業高等專門学校土木工学科 教授(高知県南国市物部乙 200-1)

まず、室内小型模型実験の結果に基づいた安定性検討 法の提案について、土のような不均一性のものに対しあ まりに規模が小さくてフォロー不足ではないか、とのご 指摘については次のように考えております。

不均一な地盤をより理想化し、単純化することによっ て、基本的な安定化要因を選び出すことができ、かつ十 分な要因分析ができるものと考え、極力均一化でき、更 に、再現性を考え小型模型実験槽を使用した。

だが,小型実験槽の使用により,実際スケールでは生 じないような要因が壁面の安定に影響を与える可能性が 生じる。

例えば,非粘性土が不飽和状態になることにより生じ る見掛けの粘着力発生の問題や,泥水使用による壁面へ の泥膜形成に伴う泥膜の変位拘束効果⁵⁾,などが考えら れる大きな安定化要因となる。

この上記安定化要因をできるだけ排除すべく,以下の 条件で実験を遂行している。

実験条件の一つとして,地盤水位は最大で地表面下 4 cm,最小で 2 cm を採用している。これは地盤水位以 上の非粘性土について,毛管水位上昇により飽和してい る領域を含水比で調べた結果,標準砂では地盤水位以上 10~15 cm 程度の領域まで飽和状態が維持されており, 上記条件より作成地盤全体は飽和状態となっており,地 盤変位に伴う水溜からの補給が可能な小変形時までは飽 和状態が維持されていると考えてもさしつかえないであ ろう。

もう一つの泥壁面上に形成する泥膜の影響は,掘削時 の壁面安定を考察するための実験であるため,泥水と土 とが接触し壁面崩壊に至るまでの時間は 20~30 分程度 (仕切り板の降下速度 1 cm/min) であることから,泥膜 は明確には認められておらず,膜が形成しているとして も非常に薄く,変位拘束効果が生じるまでには至らない と考えられる。

この実験結果に基づき,すべり土塊の導入による非粘 性土地盤を対象としての掘削トレンチの安定性検討法を 提案した。これを実験地盤に適用した結果,地盤の破壊 形状は図-11(a)に示したように提案すべり土塊が実 験破壊土塊よりやや大きめとなっている。各仕切板降下 時の計算安全率を示すと表-8のようになり,やや低め の計算安全率を与えるものの,ほぼ満足できる結果とな っている。なお,破壊土塊の深さは H=19 cmで,そ の時の計算安全率は $F_s=0.98$ である。

表-8 室内実験での仕切板降下時および 破壊時の計算安全率

掘削深さ H (cm)	安全率 F ₈	掘削深さ H (cm)	安全率 F。
. 5	0. 93	13	0.99
7	1.02	15	0.99
9	1, 01	17	0.98
11	1.00	19	0.98

表-9 S現場非粘性土層の各掘削深度に 対する計算安全率

掘削深さ H (cm)	安全率 F。	掘削深さ <i>H</i> (cm)	安全率 F _s
3. 5	1. 30	7.5	1. 11
5. 5	1. 21	9.5	1.03

また、本安定性検討法の有用性を検討するため、掘削 時にトレンチが崩壊に至った実施例^{11),12)}(海外で公表) に本安定性検討法を適用し、実地盤でのトレンチ掘削に 対し安定性を検証した結果、ほぼ満足できる結果を得 た。

実際には数多くの我が国の実施例に対して適用し検討 すべきであるが、トレンチ崩壊実験を除き一般に施工時 の崩壊例の報告に触れることができず、また我が国の実 験地盤は沖積地盤が対象となり、割合浅い位置に粘性土 が存在し非粘性土が大部分を占めている地盤が少ないた めに、本安定性検討法の適用は望ましくないと考え、あ えて適用しなかった。

なお、実地盤での崩壊例だけ対称にした理由は、トレ ンチが崩壊する瞬間が安全率 $F_s=1.0$ か、それより僅 かに低い値であることが明確であるので、トレンチ掘削 時の安定性を検証する上で最も適していると考えたため である。

ここで、大塚氏によって示されたS現場での -9.8m 迄の非粘性土地盤に対し掘削時の安定性を検討してみる と(表-6,7参照,なお、表に示されていない諸元の内、 ガイドウォールは GL -1.5m まで設置され、掘削時 の安定液面は地表面と一致させ、調泥時の安定液密度 $\rho_f=1.05t/m^3$ で掘削による密度増加は無いと仮定し た。)各掘削深さでの計算安全率は表-9 に示したように なる。

即ち,掘削による安定液の密度増加を考慮せず,地表 面と同じ安定液面でぎりぎり安定していることが計算で 示された。なお,実際には掘削時の安定液密度増加や掘 削後のトレンチ放置時間によっては中砂層あるいは粗砂 層中への安定液浸透域など考慮する必要も生じてくるた め,ここでは崩壊実験での崩壊時の検討はしていない。

更に、大塚氏より著者と同様、すべり土塊の導入によ る安定性検討法が示された。この討議者提案のすべり土 塊の形状は限界平面形として Protodiakonov 理論によ る放物線アーチ (Piaskowski 提案すべり土塊⁹の限界 平面形と同一)、縦断形として掘削壁底部を頂点とする 半放物線で囲まれた土塊となっている。

すべり土塊に基づく安定性検討法で重要なことは,実際に地盤が崩壊する時の破壊土塊と導入した限界すべり 土塊が近似することである(一致すれば理想的である) と考える。

そこで、討議者提案のすべり土塊を図-11(**a**)の実 験破壊土塊と比較してみると、図-16のようになり、か なり異なった形状のすべり土塊となる。そこで、限界平 面形状について少し検討を加えてる。

Protodiakonov 理論による放物線アーチは土被りの深 いトンネルのライニングへ作用する鉛直土圧算定のため



ディスカッション



図-16 大塚氏提案すべり土塊

に誘導されたもので,このアーチ線は鉛直方向に物体力 が作用する場合の地盤中に形成される粒子間力の伝達線 を示していると考えてもさしつかえないであろう。

一方,水平面での粒子間力の伝達線は鉛直方向の物体 力に起因する横方向力が三方から均一に作用した状態で 形成されることになり,上記の粒子間力伝達線とは形状 を異にすると考えられる。

図-17 に光弾性実験による両者の比較を示した(鉛直 方向の実験結果は村山・松岡¹⁴⁾の報告から引用させてい ただき ϕ 6.2 mm, ϕ 10 mm の光弾性棒使用 2*B*=7.5 cm, δ =4 mm の状態を示し,水平面方向⁸⁾は ϕ 2.2 mm, ϕ 3.1 mm の光弾性棒使用 2*B*=6 cm, δ =1.4 mm の 状態を示した)。

いま移動壁の幅を 2*B* とすると,鉛直方向の粒子間 力伝達線は壁両端部を通り壁中心軸上約 1.7*B* の位置 で交差する一対の対称な円弧になるようである。それに 対し水平面方向の応力状態での粒子間力伝達線は壁両端



鉛 直 面14)



水 平 面³⁾ 図-17 光弾性実験での粒子間力伝達線の状況

部を通り壁中心軸上約 0.6B を通る半楕円形状になる ようである。

以上,両者の概略の比較で分かるように,鉛直方向の アーチ線と水平方向のアーチ線が同一であるとするには 無理があるのではないだろうか。なお,図-11(b)に は Piaskowski 提案のすべり土塊を併記している。

また,秋野氏から,実際の砂地盤では堆積年代に応じ てセメンテーションが存在し,これは無視できないので は,とのご指摘がありましたが,著者が示した掘削泥壁 面の安定性検討法は均一な粘着力の存在しない地盤を対 象にしたもので,無視できないほどの粘着力が存在する 地盤や多層地盤等への適用については,ここでは全く検 討していない。

この件を含め討議者達からご指摘のあった粘性土や多 層地盤等に対する検討が今後に残された重要な課題と考 えています。

参考文献

14)村山朔郎・松岡 元 (1971):砂質土のトンネル土圧に関 する基礎的研究,「土木学会論文報告集」, No.187, pp. 95~108.

高架橋基礎の制振効果に関する実験的研究*

	吉	Л	īΕ	昭**	(Masaaki Yoshikawa)
著者回答:	吉	加		実 ***	(Minoru Yoshikawa)
	土	岐	憲	=****	(Kenzo Toki)

本論に対し極めて適切かつ有意義な御討議をいただき 感謝致します。さて、御討議はいずれも今後の動的相互 作用に関する模型振動実験の展開にとって重要な御指摘 であります。まず、紙面制約の関係で省略した実験方法 と結果を示し、次にこの結果を用いて制振効果について 考察し、最後に、模型実験の現況について述べることで 回答とさせていただきます。

加振方法は定常型加振(図-10)、衝撃型加振(図-11) と引張り・切断による減衰自由振動の3種類とした。加 振方向は図-12 に示す上下・水平2方向とし、上下方向 は中心位置に加える場合(V_c 加振)と端位置に加える 場合(V_E 加振)の2ケースとし、水平方向は橋軸直角 方向(H_x 加振)と橋軸方向(H_y 加振)の2ケースと した。 H_x , H_y と V_E 加振は1次の sway and rocking モードを生じやすくして、4ケースの振動特性を各種工 法で比較した。本論では、これらの加振方法のうち、加 振機の起電力を一定として入力した定常型加振(入力方 向を H_x と V_c 加振した)結果を示した。

衝撃型加振結果のパワースペクトル¹⁶⁾の第1次卓越振 動数(基本 C_1 23 Hz, 側面土除去 C_2 20 Hz, 盛土 D_1 23 Hz, 根固 D_2 25 Hz, 溝 D_3 23 Hz, 直接基礎 NP 15 Hz) は本論で示した定常型加振による共振振動数と近似 する。引張り・切断による減衰自由振動結果(表-7)の 固有振動数も同様のことがいえ、各種工法の共振振動数 の大小関係は本論で示した順になる。次に、高・中振動 数帯域成分の多い振動発生源側では,発生加速度につい て、中・低振動数帯域成分の多い受振側では変位振幅に 着目することが多い。本論では,基本模型の共振振動数 を実橋に変換すると、35 Hz は 3.5 Hz となり、この共 振振動数は低・中振動数とみなせるため、各種工法の最 大加速度を変位に換算して図-13 に示した。同図より, 応答変位の大小関係は、各工種の各点 {高架橋頂部 14, フーチング 16, 地表部 (近傍5, 中間4, 遠隔3) で 多少異なるところもあるが、共振振動数の大小関係とは 逆の関係にある。紙面制約上本論から図-13 は省略した が、以上のことから判断して各工種の制振効果を考察し た。御指摘のとおり、全体系の剛性、減衰とも低減する と応答増加に作用し、共振振動数の低下は応答加速度低 下の要因となり、これらは相異なる要素となる。しか し、応答加速度を変位で考えると共振振動数の低下は応 答変位を増加するため, 剛性・減衰の低減が応答増加に 作用するのと同様になり、相異なる要素とはならない。 このことは共振曲線の縦軸を応答変位に換算すれば明ら かとなり、共振曲線で制振効果が考察できると考える。

次に,模型実験が技術的に難しいという御指摘に筆者 も同意する。特に,一定の減衰定数を求めるのが難しい 点です。本論の 1/√2 法による共振曲線から求めた減 衰定数と,表-7 に示した引張り・切断自由振動実験の 対数減衰率より求めた減衰定数とはかなり異なることが わかる。共振曲線と減衰自由振動の異種の方法で求めた

^{*} 第 26 巻第1号, 1986 年3月, pp.163~173(討議者:山本鎮男, 第 27 巻第1号, 1987 年3月, p.117).

^{** (}株)奧村組筑波研究所 主任研究員(茨城県筑波郡大穂町大字大砂 字須賀 387)

^{***} 阪神高速道路公団保全技術課 調查役

^{****} 京都大学防災研究所耐震基礎部門 教授