

貯水池のアースブランケット安定解析におけるウィンクラーモデルの応用

難波直彦・若松千秋・山口孝一*

(農地工学研究室)

昭和57年8月6日 受理

Application of Winkler-Model to Stability Analysis on Earth-Blanket at Water Reservoir

Naohiko NANBA, Chiaki WAKAMATSU and Kōichi YAMAGUCHI

(Laboratory of Farm Land Engineering)

緒 言

貯水ダムあるいはかんがい用調整池の築造にあたって、基礎地盤の条件に恵まれないことが多くなってきたため、貯留水が漏水するのを防ぐ目的で、ブランケット工法がよく用いられている。ブランケット材料には、各種のものが用いられるが、現地にある粘性土によるアースブランケットも、よく採用されている。調整池の場合は、ダムと違って池敷全体にブランケットを張るので、底面の水平ブランケットでは、地盤土の固さならびに地盤の拘束条件いかんによっては、自重および水圧に基づく変形のために、亀裂を生じることが考えられる。

このような変形による応力に対して、アースブランケットが安定性を保つのに必要な条件を求めため、基礎地盤をバネの集合体と考える Winkler-model と仮定した解析法(地盤反力法)を適用することを検討した。

ここで用いた地盤反力法によるはりの問題、いわゆる弾性床のはりの問題は、いろいろな境界条件についての解が得られている^{1),2),3)}。ここでは、はりが粘性土で造られており、その強さや変形係数が小さいのに、はりの長さが非常に大きい形となることに注目して、こうした意味での解の特性ならびに粘性土の曲げ特性を中心に調べた。

ブランケットは版構造であり、これをはりに置き換えるのは近似解法である。また地盤を Winkler-model とみるのではなく、半無限の完全弾性体とした解法もある。計算法としても有限要素法によることもでき、境界条件が複雑な場合には、その方が望ましいこともある。しかし、取り扱いが簡潔であること、有限

要素法のように大型計算機を必要としないことなど、この方法の利点も少なくない。軟弱地盤の改良工法の設計にこの方法を適用し、成果をあげている例⁵⁾もある。

基本式とその解の特性

1. 基本方程式

Winkler-model による地盤反力法は、よく知られているように、弾性床のはりの問題として、式(1)の4階微分方程式で表される。

$$EI \frac{d^4 y}{dx^4} + ky = q(x) \quad (1)$$

E : はり材の弾性(変形)係数 (kgf/cm²)

I : はりの断面二次モーメント (cm⁴)

y : はりのたわみ (cm)

x : はりの軸方向の距離 (cm)

k : 基礎の地盤反力係数 (kgf/cm³)

$q(x)$: はり上の分布荷重 (kgf/cm²)

ここでは、版状に造られる水平ブランケットについて、その中に幅 b 、長さ L のはり形のエレメントを考える (Fig. 1)。式(1)の右辺の荷重項 $q(x)$ は、ブランケットの自重と貯留水の圧力の和となるので、ブランケット厚さを一様として等分布荷重 q とする。この仮定を入れて式(1)を変形すると、式(2)となる。

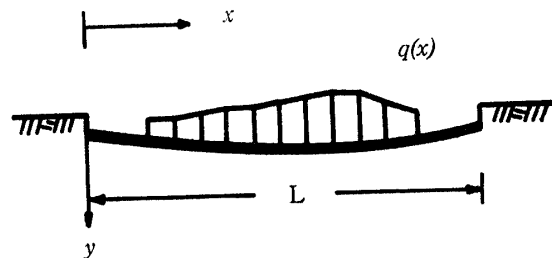


Fig. 1. Fundamental form.

* 内外エンジニアリング(株), Naigai Engineering Co.

$$\frac{d^4 y}{dx^4} + \frac{bk}{EI} y = \frac{b}{EI} q \quad (2)$$

この微分方程式の一般解は式 (3) で与えられ、積分定数 $C_1 \sim C_4$ は、はりの境界条件によってきまる。

$$y = e^{\alpha x}(C_1 \cos \alpha x + C_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x}(C_3 \cos \alpha x + C_4 \sin \alpha x) + \frac{q}{k} \quad (3)$$

$$\text{ただし } \alpha = \sqrt[4]{\frac{bk}{4EI}} \quad (4)$$

また応用力学の理論による、 $d^2 y/dx^2 = -M_x/EI$ の関係から、座標位置 x の断面におけるはりの曲げモーメント M_x は、式 (5) で与えられる。

$$M_x = -2\alpha^2 EI \{ e^{\alpha x}(C_2 \cos \alpha x - C_1 \sin \alpha x) - e^{-\alpha x}(C_4 \cos \alpha x - C_3 \sin \alpha x) \} \quad (5)$$

2. 境界条件

かんがい用調整池は、山間あるいは丘陵上の低凹地に造られることが多い。このような地形を利用する場合、基礎地盤に軟弱層が存在し、Fig. 2 (a) のような断面になることがある。この場合、軟弱層の厚さの変化や、斜面部ブランケットの上向きの支持作用などによって、水平ブランケットの中央部と両端部のたわみ量に差異が生じ、両端の斜面ブランケットとの接合部に引張り応力が発生して、あたかも両端固定ばりのような応力-変形状態を呈すると考えられる。

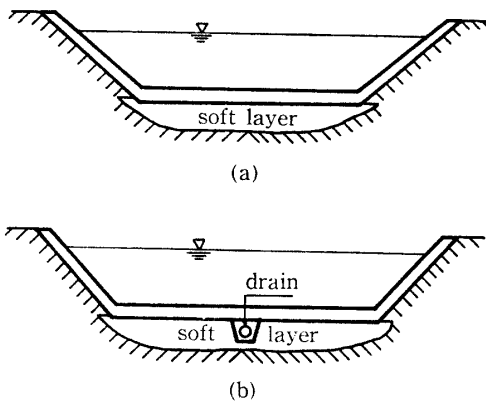


Fig. 2. Boundary conditions.

さらに軟弱層の存在の原因の1つとして、地下水位が高く、あるいは湧水のあることもある。このような場合には、水平ブランケット中央部の下にドレーンを配置して、揚圧力を軽減する策が取られる。そうすると、Fig. 2 (b) のようになって、ドレーン部の沈下量が少なくなり、相対的には連続ばりのような応力-変形状態となる。

この連続ばり状の場合にも、斜面部ブランケットの構造や土層状態によっては、両端部での応力-変形状態が、固定支点類似の場合、回転支点類似の場合が考えられるし、さらには水平ブランケットの長さ L が大きいときには、中央が固定支点で、両側が片持ばり類似の応力-変形状態を呈することもあろう。

中央に固定支点があれば、軟弱層の沈下量が多い場合、この支点到相当する断面で大きな曲げモーメントが発生し、ブランケットに亀裂の発生する恐れがある。

ここでは検討のモデルとして、次の3種の境界条件をもったはりをとり上げることにする。

- i) 両端固定支点
- ii) 一端固定-他端移動支点
- iii) 一端固定-他端自由 (片持ばり)

3. 解の特性

式 (3) の積分定数 C_i は、一般に次のように表される。

$$C_i = C'_i(\alpha L) \cdot q/k \quad (6)$$

ここで、 αL は無次元数で、 $C'_i(\alpha L)$ は αL の関数形の式であり、無次元量である。したがって、式 (3)、(5) にこの式 (6) を入れてたわみ y と曲げモーメント M_x を無次元化すると、式 (7)、(8) のようになる。

$$\psi = \frac{y}{q/k} = e^{\alpha x}(C'_1 \cos \alpha x + C'_2 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x}(C'_3 \cos \alpha x + C'_4 \sin \alpha x) + 1 \quad (7)$$

$$\mu = \frac{M_x}{2\alpha^2 EI q/k} = -e^{\alpha x}(C'_2 \cos \alpha x - C'_1 \sin \alpha x) + e^{-\alpha x}(C'_4 \cos \alpha x - C'_3 \sin \alpha x) \quad (8)$$

これら両式の値を左右するのは、無次元化された積分定数 C'_i であるが、その内容は境界条件によってきまり、かつその値は各境界条件について、無次元数 αL できまってくる。そこで、前記の3種の境界条件について、 C'_i を求め、かつ αL によるその値の変化を調べてみる。

(1) 両端固定の場合 (FX-FX)

境界条件は式 (9) のようになる。

$$\begin{aligned} x=0 \text{ で } y=0, \quad \frac{dy}{dx} &= 0 \\ x=L \text{ で } y=0, \quad \frac{dy}{dx} &= 0 \end{aligned} \quad (9)$$

この条件で求めた C'_i の形を小型計算機にかけやすい形に変形・整理すれば、式 (10)~(13) になる。

$$C'_1 = \frac{2 - e^{-2\alpha L} - \cos 2\alpha L + \sin 2\alpha L}{e^{2\alpha L} + e^{-2\alpha L}} - \frac{e^{\alpha L}(\cos \alpha L + \sin \alpha L) + e^{-\alpha L}(\cos \alpha L - \sin \alpha L)}{-4 + 2 \cos 2\alpha L} \quad (10)$$

$$C'_2 = \frac{e^{-2\alpha L} - \cos 2\alpha L - \sin 2\alpha L}{e^{2\alpha L} + e^{-2\alpha L}} + \frac{e^{\alpha L}(\cos \alpha L - \sin \alpha L) - e^{-\alpha L}(\cos \alpha L - 3 \sin \alpha L)}{-4 + 2 \cos 2\alpha L} \quad (11)$$

$$C'_3 = -(C'_1 + 1) \quad (12)$$

$$C'_4 = -(2C'_1 + C'_2 + 1) \quad (13)$$

ここで、無次元数 αL の値を変化させたときの係数 C'_i の値の変化を計算して図示すると、Fig. 3 のようになる。

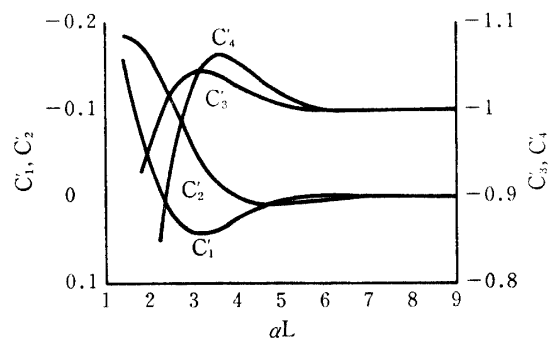


Fig. 3. Relations between C'_i and αL (boundary condition FX-FX).

(2) 一端固定他端回転の場合 (FX-HG)

境界条件は式 (14) のようになる。

$$x=0 \text{ で } y=0, \frac{dy}{dx}=0 \quad (14)$$

$$x=L \text{ で } y=0, \frac{d^2y}{dx^2}=0$$

この条件で求めた C'_i の形は、次のようになる。

$$C'_1 = \frac{e^{-2\alpha L} + \cos 2\alpha L + \sin 2\alpha L - (e^{\alpha L} + e^{-\alpha L}) \cos \alpha L}{e^{2\alpha L} - e^{-2\alpha L} - 2 \sin 2\alpha L} \quad (15)$$

$$C'_2 = \frac{(e^{2\alpha L} - e^{-2\alpha L})(\cos^2 \alpha L - 1) + \{e^{\alpha L}(1 - \cos 2\alpha L) - \sin 2\alpha L\} - e^{-\alpha L}(1 - \cos 2\alpha L + \sin 2\alpha L)}{(e^{\alpha L} - e^{-\alpha L})(e^{2\alpha L} - e^{-2\alpha L})} - \frac{2 \sin 2\alpha L \sin \alpha L}{\cos \alpha L + (e^{\alpha L} + e^{-3\alpha L} + 2e^{-\alpha L} \cos 2\alpha L) \sin \alpha L} + (1 - e^{-2\alpha L}) \sin 2\alpha L \quad (16)$$

$$C'_3 = -(C'_1 + 1) \quad (17)$$

$$C'_4 = -(2C'_1 + C'_2 + 1) \quad (18)$$

この場合にも、無次元数 αL の変化に対する C'_i の変化を求めると、Fig. 4 のようになる。

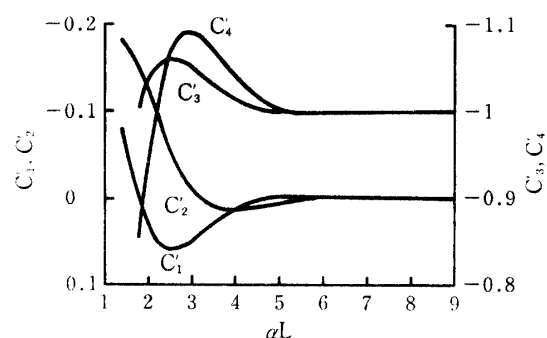


Fig. 4. Relations between C'_i and αL (boundary condition FX-HG).

(3) 一端固定・他端自由の場合 (FX-FR)

境界条件は式 (19) のようになり、これに対する C'_i は式 (20)~(23) で表され、その値の変化は Fig. 5 のようである。

$$x=0 \text{ で } y=0, \frac{dy}{dx}=0 \quad (19)$$

$$x=L \text{ で } \frac{d^2y}{dx^2}=0, \frac{d^3y}{dx^3}=0$$

$$C'_1 = \frac{\sin 2\alpha L - \cos 2\alpha L - e^{-2\alpha L} - 2}{e^{2\alpha L} + e^{-2\alpha L} + 4 + 2 \cos 2\alpha L} \quad (20)$$

$$C'_2 = \frac{e^{-3\alpha L} + e^{-\alpha L} (1 - \cos 2\alpha L - \sin 2\alpha L)}{e^{3\alpha L} + e^{-3\alpha L} + (e^{\alpha L} + e^{-\alpha L})} - \frac{e^{\alpha L}(\cos 2\alpha L + \sin 2\alpha L)}{(5 + 2 \cos 2\alpha L)} \quad (21)$$

$$C'_3 = -(C'_1 + 1) \quad (22)$$

$$C'_4 = -(2C'_1 + C'_2 + 1) \quad (23)$$

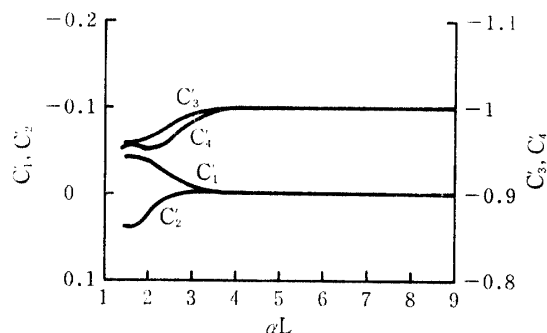


Fig. 5. Relations between C'_i and αL (boundary condition FX-FR).

以上の3つの条件について比較してみると、いずれの場合にも αL が小さいところでは C'_i の値は大きく

変化する。 $\alpha L > 4$ になると収束しはじめ、 $\alpha L > 7$ では、 $C_1 = C_2 = 0, C_3 = C_4 = -1$ に収束している。この収束の状態は、右端が自由端の場合に最も早く、固定端の場合におそい。

αL の値が大きいということは、式 (4), (7), (8) からわかるように、はりに比べて地盤が固く、またははりが細長いことを意味しており、両端の支持条件の影響はその端部の近傍だけにとどまって、はりの中央部でのたわみは、地盤反力係数 k と荷重 q の比のみで定まる。また、はりに生じる曲げモーメントの絶対値最大の値は固定端に生じることもわかる。式 (7), (8) において、 $\alpha L \geq 7$ のとき、 $C_1 = C_2 = 0, C_3 = C_4 = -1$ から、 $\phi = -e^{-\alpha x}(\cos \alpha x + \sin \alpha x) + 1, \mu = -e^{-\alpha x}(\cos \alpha x - \sin \alpha x)$ となる。 x の変化に伴う ϕ, μ の値は Fig. 6 のようになる。曲げモーメントは、固定端 ($x=0$) で最大の負値を示し、 x に伴っていったん正値をとるが、やがてゼロに収束する。

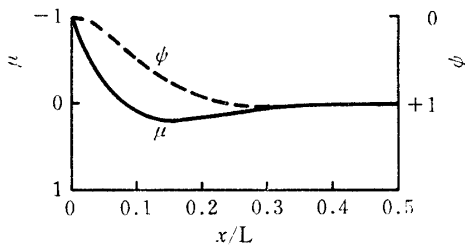


Fig. 6. Distribution curves of ϕ and μ to ratio x/L .

Vesic⁴⁾ は、半無限弾性体上に載った弾性体のはりの問題を解き、Winkler-model の場合の解と比較して、 αL が 5 以上であれば、Winkler-model による解は、弾性体問題における無限長のはりと実用上等しい解を与えることを示している。

Figs. 3~5 でみるように、積分定数 C_i の値が αL に伴って示す変化は、右側支点の支持条件によってやや異なる。右端が自由端の場合には最も早く収束し ($\alpha L \geq 4.5$)、固定端、回転端の場合はおそい ($\alpha L \geq 7$)。しかしいずれにしても、Vesic のいう $\alpha L \geq 5$ の前後の値である。したがって、調整池のように、はりの変形係数 E が比較的小さいわりにスケールの大きなものの場合、長さ L が大きくて、 αL が 7 を越えるならば、他端の支持条件にかかわりなく、どのような境界条件をとっても、考えている固定端周辺の変形や応力の近似的解析は可能であるといえる。 αL が小さい場合には、境界条件が違えば結果に差異を生じている。

ブランケットの安定解析に最も重要なのは、曲げモーメントであり、これが Fig. 6 のように固定端部

およびその近くで絶対値が最も大きいことから、固定端の値を求めることが必要である。

4. たわみと曲げモーメントの分布

積分定数 C_i の変化から考察して、無次元数 αL が 7 以上であれば、他端の支持条件いかににかかわらず、無限長のはりと同様な取り扱いが可能であることが明らかになった。このことが、はりの変形や応力分布ではどのような違いとなるのかを見るために、前記 3 種の境界条件について、 αL を 2, 4, 10 の 3 段階にとつ

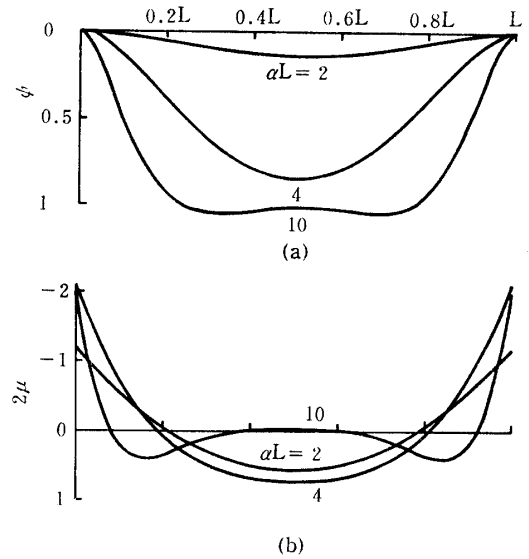


Fig. 7. Distribution curves of deflection, (a), and bending moment, (b), to distance x (boundary condition FX-FX).

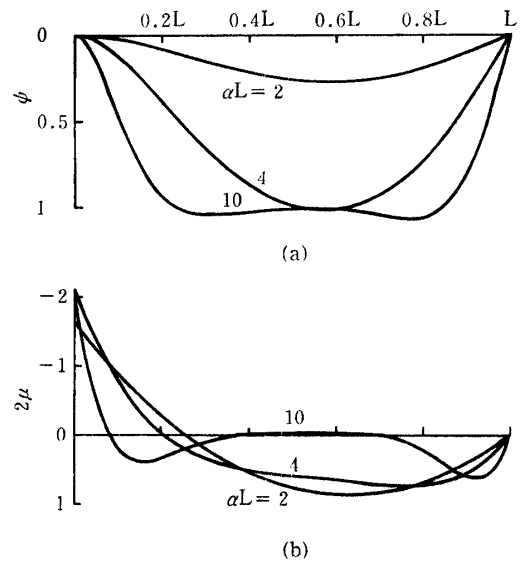


Fig. 8. Distribution curves of deflection, (a), and bending moment, (b), to distance x (boundary condition FX-HG).

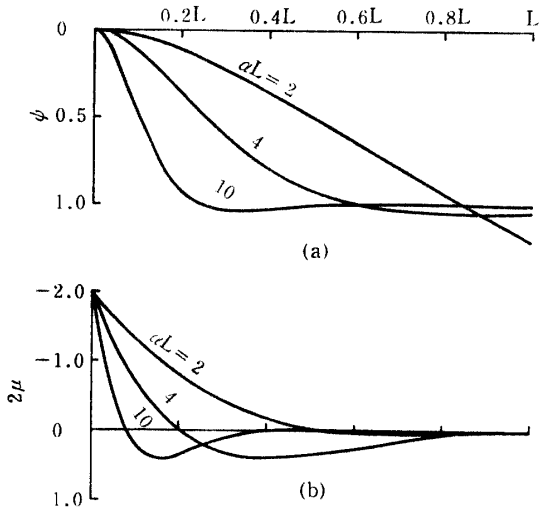


Fig. 9. Distribution curves of deflection, (a), and bending moment, (b), to distance x (boundary condition FX-FR).

て、たわみと曲げモーメントの無次元量 ψ, μ を表してみる (Figs. 7, 8, 9). $\alpha L=2$ の場合は固い短いはりであり、たわみ、曲げモーメント共に小さい。境界条件の違いによる結果の差は顕著で、曲げモーメントと共に、せん断に対する考慮も必要になる。 $\alpha L=10$ の場合は無限長に近い取り扱いのできる、細長いはりである。右端部近傍では支持条件の違いが明瞭に表れるが、端部から離れたところでは、前述のようにたわみは荷重と地盤反力係数の比で決まり、曲げモーメントはゼロである。左固定端とその近くでは、境界条件の違いによる差異は少ない。 $\alpha L=4$ はこの両者の中間の状態を示している。

アースブランケットの応力解析

1. 仮定条件

Winkler-model 上のはりについての解の一般的傾向は、前項に示したようである。これをアースブランケットに適用した場合に、どの程度の応力が発生し、それがどの位の安全率となるかが問題である。応力を検討するためには、荷重の大きさ、ブランケットの形状・寸法も大きな要因であり、またブランケット材ならびに地盤土の弾性的・強度の性質も重要な因子である。ここではブランケットの形状を仮定し、土の弾性的性質の組合せを考慮して、応力解析を行う。

版状に施工されるブランケットであるので、幅 1m のはりを考えると、断面は長方形となる。高さ h はブランケットの厚さであるが、土材料なので、2m と仮定する。式 (4) の根号内の $b/4I$ は $3/h^3 = 3.75 \times 10^{-7}$

cm^{-3} となる。したがって、 α は次式になる。

$$\alpha = \sqrt{3.75 \times 10^{-7} \times k/E} \quad (24)$$

よって α の値を決めるのは、土の弾性的性質の比 k/E となる。地盤土の反力係数 k を $0.5 \sim 30$ (kgf/cm^2) ブランケット材の変形係数 E を $20 \sim 800$ (kgf/cm^2) の範囲で考える。

荷重 q は、調整池の貯水の水圧とブランケットの自重の和である。水深 6~7m として水圧は $0.6 \sim 0.7$ kgf/cm^2 、土材料の単位重量を 1.6 gf/cm^3 として自重を 0.32 kgf/cm^2 に考え、合計 1.0 kgf/cm^2 にとる。これは単位量であり、異なった荷重に対する基本量にもなる。

長さ L は調整池の幅に当るが、これは式 (10)~(21) でみるように、積分定数 C_i の計算において、指数関数および三角関数に αL の形で入っている。とくに $e^{\alpha L}, e^{-\alpha L}$ では、 L が非常に大きいときは、計算機の計算精度の制約を受ける。ここでは $L=30$ m にとる。

2. 計算結果

試算の結果、 αL が 0.7 程度の固い短いはりでも、絶対最大曲げモーメントは固定端に生じる ($M_{\max} = M_{x=0}$) ことが確かめられたので、曲げ応力は固定端のもののみを考えればよい。式 (5) で $x=0$ とおけば、

$$M_{x=0} = -2\alpha^2 EI(C_2 - C_4) \quad (25)$$

これによる最大曲げ引張り応力は、軸方向力やせん断力を無視すれば、次式になる。

$$\sigma_t = \frac{M_{x=0}}{W} = \frac{12\alpha^2}{bh^2} EI(C_2 - C_4) = \alpha^2 Eh(C_2 - C_4) \quad (26)$$

こうして得た σ_t を、ブランケット材の変形係数を

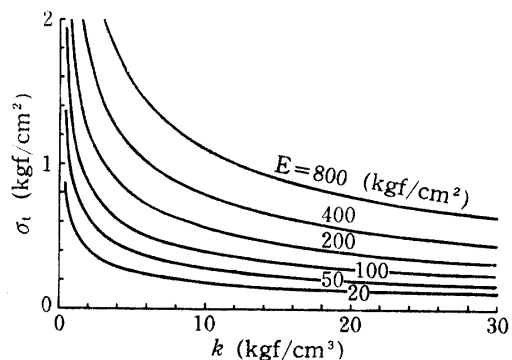


Fig. 10. Calculation chart of maximum tensile stress at fixed end to coefficient of subgrade reaction and modulus of deformation for the beam.

パラメーターとし、地盤反力係数 k に対して描くと、Fig. 10 を得る。 $\alpha L=10$ にとっているのに、境界条件が違ってても、同じ結果になる。

$k=5 \text{ kgf/cm}^3$ の地盤上に、 $E=400 \text{ kgf/cm}^2$ のブランケットを厚さ 2m で施工すると、固定端の断面には、 1.11 kgf/cm^2 の引張り応力が生じることがわかる。地盤が固くて反力係数 k が 20 kgf/cm^3 あれば、応力 σ_t は 0.56 kgf/cm^2 となる。

ブランケット材料土の力学的性質

1. 材料と試験方法

土は引張りに対して弱いものであり、ふつうには重力による圧縮力のみを考慮するため、土の強さはもっぱら圧縮強さのみが測定されており、引張り強さについての測定例はほとんどみられない。

Fig. 10 のような計算図を作っても、得られる応力に対してブランケットが安定なのか、あるいは引張り亀裂が生じるのかは判定できない。そこで、実際に調整池のブランケット材料に用いられた粘性土を採取して、引張り強さと一軸圧縮強さを求めた。

用いた試料土の物理性は、Table 1 に示すようである。

Table 1. Properties of tested soil

w_n	G_s	w_L	w_P	γ_{dmax}	w_{opt}	class
41%	2.732	73%	43%	1.28 gf/cm^3	36.6%	CH

4.76 mm フライ通過分を、含水比を調整したのちモルタル試験枠を用いて静的に締固め、幅 4 cm、厚さ 1.5 cm、長さ 12 cm の供試体を作製した。調整含水比は 30%、35%、41% の 3 段階、締固め密度は、各含水比ごとに乾燥密度 γ_d で 1.1, 1.2, 1.3 gf/cm^3 の 3 段階を目標にした。

作製した供試体を、Fig. 11 のように張出しばりの形で単純支持し、その中央点に荷重皿をつるして、分銅によって集中荷重を加える曲げ試験を行った。

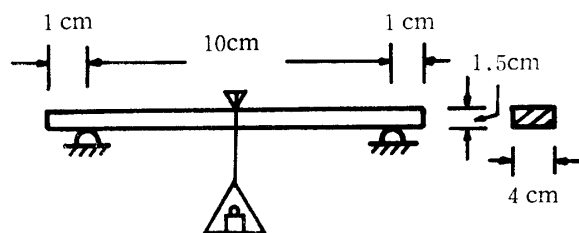


Fig. 11. Bending test of cohesive soil.

荷重は応力制御であり、原則として荷重増加量は 50 gf、荷重後 30 sec 経てから、読取り顕微鏡で中央点下面の変位を測定した後、次の分銅を加えていった。

前記 9 種類の試験条件それぞれについて、10 回の試験を繰返し、最大、最小値を除いた 8 個の平均値をとった。

さらに、同じ条件で作製した円柱形供試体を用いた一軸圧縮試験を行い、圧縮強さ q_u を求めている。

2. 強さ特性

乾燥密度に対する最大曲げ引張り応力 σ_t の関係を、含水比をパラメーターとして、Fig. 12 に白丸印で示す。

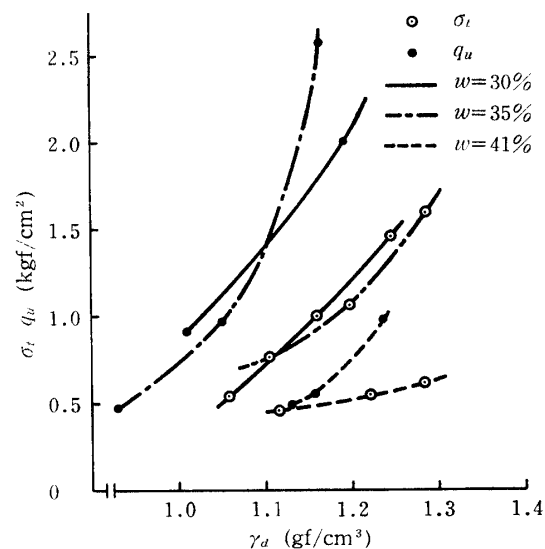


Fig. 12. Relations between bending tensile strength and density.

どの含水比においても、 σ_t は γ_d にほぼ比例する傾向を示している。そして、最適含水比 (36.6%) より乾燥側では含水比の変化による σ_t の変化は少ないが、湿潤側では、 σ_t が低下している。この傾向は、一般の土でみられる圧縮強さのそれと同様である。

圧縮試験の結果を、同じく Fig. 12 に黒丸印で示している。一般に σ_t に比べて q_u の方が大きい。両者の関係を比較すると、両対数グラフ上でほぼ直線的な相関性を示す (図は省略)。この関係を式で表すと、式 (27) が得られる。

$$\sigma_t \doteq 0.62q_u^{0.55} \quad (27)$$

粘性土とはいえ、曲げ引張り試験はかなりむづかしいものであるし、試験装置も特別にくふうせねばならない。これに対して一軸圧縮試験は、最もよく普及しているので、その結果に基づいて式 (27) から σ_t を

推定できれば、実用性は高いといえる。

3. 変形係数

地盤反力法によるブランケットの安定解析を行うに当って、地盤土の反力係数 k と共に、ブランケット材の変形係数 E の値が必要である。弾性体とはかなり違った土について、この値を求めることはむづかしく、一般には、圧縮試験に基づく E_{50} で表されることが多い。有限要素法による非線形解析では、Duncanの接線係数 E_t が用いられている。

粘性土の変形係数は、数10ないし数100 kgf/cm² のオーダーにある。そのため Fig. 10 の計算では、 E を 20~800 kgf/cm² の範囲にとったが、実際の設計計算では、この値も確定せねばならない。Fig. 12 に示した一軸圧縮試験における E_{50} は、49~131 kgf/cm² で、密度の大きなもので大きく、含水比の低いもので大きく、湿潤側で小さいという。強さと同じ傾向を示している。

曲げ試験については、中央点のたわみ量が測定されているので、はりのたわみ式を用いて弾性係数を逆算し、Hookの法則によりこの E と σ とからヒズミ ϵ を求めた。こうして描いた σ - ϵ 曲線から決定した E_{50} の値を、含水比をパラメーターとし、乾燥密度に対して描いたのが、Fig. 13 である。全体的な傾向として、

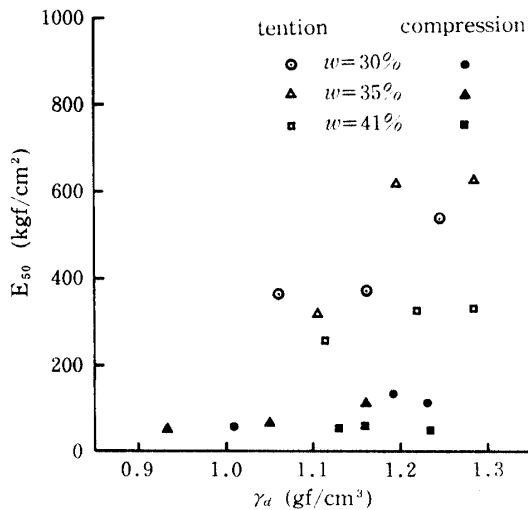


Fig. 13. Relations between modulus of deformation and density.

圧縮試験によるものに比べて値が大きく、約5倍である。また湿潤側では小さい。乾燥密度 γ_d が 1.1 gf/cm³ まではやや低いが、 γ_d が 1.2 gf/cm³ 以上では、急に大きくなっている。この段差のつき方は、土によって差があることが考えられるが、この土では、 $\gamma_d \geq 1.2$ gf/cm³ まで締固めることが必要であるといえる。

この傾向は、圧縮試験においても同様であり、圧縮試験によって必要な締固め密度を知り、また引張りに対する変形係数 E_{50} を推定することもできる。

4. 実例についての検討

現地での締固め管理データによると、おおむね含水比46%で γ_d が 1.1 gf/cm³ に仕上げられている。その場合の σ_t は 0.4 kgf/cm³、 E_{50} は 200 kgf/cm² になる。Fig. 10 から、限界状態で $k=18$ kgf/cm³ を必要とする。強さに関する安全率を1.5にとろうとすれば、 k はこの図では表せないくらい大きな値を必要とする。実用的にみて $k=5$ kgf/cm³ とし、安全率1.5を確保しようとするならば、ブランケットの引張り強さは、 $E=400$ kgf/cm² で 1.65 kgf/cm² が必要である。そのためには含水比を40%以下に押え、 $\gamma_d=1.3$ gf/cm³ という室内最大密度に締固めねばならない。

一方地盤反力係数 k は、変形係数 E 以上にその値の決定に問題がある。とりわけ基礎幅や試験時の荷重面積によってその値が異なることが、測定や推定をむづかしくしている。 k 値の決定には、なお多くの経験を蓄積することが必要である。当面は、吉田⁴⁾が行っているような、実物大の荷重試験によるのも1つの解決法である。

ここで引用している実例では、基礎地盤の軟弱層での平板荷重試験(直径30cm円板)で、 k は 0.8~2.1 kgf/cm³ という値である。また、Vesić が与えた推定式(28)⁴⁾により、圧縮試験結果を利用して計算すれば、

$$k = 0.65 \sqrt[12]{\frac{E_s b^4}{EI} \cdot \frac{E}{(1-\nu_s^2)b}} \quad (28)$$

E_s, ν_s : 地盤土の変形係数とポアソン比

E, I, b : はり材の変形係数、断面二次モーメント、幅

ば、0.2 kgf/cm³ という小さな値となった。この場合には、地盤改良が必要である。

要 約

1. かんがい用調整池の水平ブランケットに粘性土を用いる場合、地盤の沈下による変形に対する安定性を検討する方法として、地盤土に Winkler-model をあてはめた地盤反力法の適用を検討した。

2. 境界条件として、イ) 両端固定、ロ) 一端固定他端移動、ハ) 一端固定他端自由の3種をとり、それぞれについての解を求めた。解に含まれる4つの積分定数 C_i ($i=1\sim 4$) の無次元量 C'_i について、それぞれが無次元数 αL に対して示す変化を調べ、 $\alpha L \geq 7$ では

境界条件いかにかわらず、同じ結果 ($C'_1=C'_2=0$, $C'_3=C'_4=-1$) を与えることを明らかにした。

3. 境界条件と αL の違いによるたわみと曲げモーメントとの軸方向の分布を比較した。 αL が小さいときには、境界条件による違いが目立つが、 αL が大きいときには固定端からはりの中央部まで、ほとんど差異が無い。

4. 地盤、ブランケット材および荷重について一定の仮定を設け、絶対値最大曲げモーメントの生じる固定端断面での曲げ引張り応力を調べた。はりの変形係数 E をパラメーターとし、地盤反力係数 k に対する最大曲げ引張り応力 σ_t の関係を示した (Fig. 10)。

5. 安定条件を明らかにするため、ブランケット材として用いられた粘性土の曲げ試験、一軸圧縮試験を行い、限界応力、変形係数の値を求め、前項の Fig. 10 に対比して、限界条件の例を示した。

6. 上記の実例の施工実績を検討し、この方法による安定解析の可能性を明らかにしたが、地盤反力係数

k の決定法に、なお問題が残されている。

謝辞 本研究において、有益な助言を頂いた、本学の河原田礼次郎教授、電算機による数値解析ならびにその図化に協力を得た文部事務官宮崎逸男氏、土質試験に協力を得た学生柳 浩徳君 (現太陽コンサルタンツ) に謝意を表す。

文 献

- 1) Florin, B. A.: フローリンの土質力学, 大草重康訳編. **1**, 209-235, 森北出版, 東京 (1969)
- 2) Hayashi, K.: 'Theorie des Trägers auf elastischer Unterlage und ihrer Anwendung auf den Tiefbau. Verlag V. J. Springer, Berlin (1921)
- 3) Hetenyi, M.: Series solutions for beams on elastic foundations. *Jour. Applied Mechanics, Trans. ASME*, 507-514 (1971)
- 4) Vesić, A. B.: Bending of beam resting on isotropic elastic solid. *Jour. ASCE*, (**EM2**), 35-53 (1961)
- 5) 吉田信夫: 超軟弱地盤 (ヘドロ) の土質改良工法と載荷試験・解析. *土と基礎*, **24** (6), 49-53 (1976)

Summary

1. In this paper, some considerations were paid on the subgrade reaction method as a workable way of stability-analysis of horizontal blanket of the farm pond made from cohesive soil.

2. As the boundary conditions, i) Fixed-Fixed, ii) Fixed-Hinged, iii) Fixed-Free (cantilever) are taken up, and the solutions for each case are given. It is found out that the dimensionless number C'_i ($i=1$ to 4) of the four integral constants C_i in the solutions give the same result ($C'_1=C'_2=0$, $C'_3=C'_4=-1$) under the fixed condition $\alpha L \geq 7$ (αL : dimensionless parameter), regardless of the boundary condition (Figs. 3 to 5).

3. The diagrams of the deflection and of the bending moment are drawn for every boundary condition and for some value of αL . When αL is small, the boundary condition gives different result, but when αL is large, it gives the same result between the fixed end and the center of beam.

4. Under certain numerical values on the properties of the foundation ground and the blanket material, and load, bending tensile stresses are determined at the fixed end where the maximum bending moment occurs at the absolute value (Fig. 10).

5. In order to seek the conditions for the stability, the values of the critical stress and the modulus of deformation are determined through the bending tests and the compression tests to a cohesive soil. One example of the stability conditions is shown with reference to Fig. 10.

6. This method is proved to be valid for stability analysis through the investigations on a construction data. But there still remain some problems in determining the value of k .