

粘性土中の基礎の引揚抵抗力に関する研究

STUDY ON THE UPLIFT RESISTANCE OF FOOTINGS BURIED IN COHESIVE SOIL

松尾 稔*・新城 俊也**
By Minoru Matsuo and Toshiya Shinjo

1. はじめに

構造物の基礎は上部構造物からの荷重を地盤に伝達することを目的としているが、ある種の構造物の基礎は風などによって大きな引揚力を受けるので、十分な圧縮支持力をもつと同時に引揚、転倒にも抵抗しなければならない。なかでも風によって非常に大きな引揚力を受ける送電用鉄塔においては、多くの場合基礎の引揚抵抗力の大小によって基礎設計が支配される。しかし地盤の圧縮支持力に関する豊富な研究量に比較して引揚支持力に関する研究はきわめて少なく、近時に至るまで土質力学的な考察に基づく設計指針すらごく断片的にしか得られていなかった。

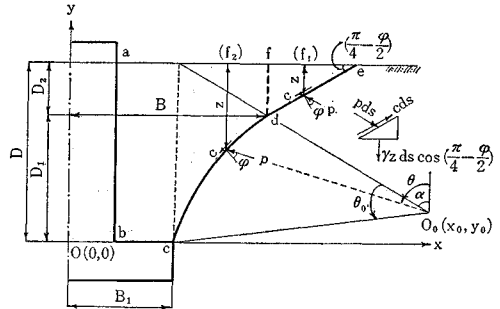
著者らはこの問題に関して数年来実験的研究を実施し、すでに松尾は理論的な考察に基づく半経験的な支持力算定式を提案した^{1),2)}。この算定法は JEC (電気学会送電用鉄塔設計標準) にとり入れられ、現在多くの大型鉄塔基礎がこの方法で設計されている。しかしこの場合重要な問題点は、この方法が主として砂における実験の観察に基づき、また砂による実験によって式の検証が行なわれたことであり、このままの形で粘性土地盤にも適用できるかどうか、修正の必要があるとすればどのように修正すべきか等の疑問が残された。そこで 40 年来粘着力を有する土として関東ロームを用いて数多くの室内模型実験を実施し、詳細に観察、検討を加えたところ粘性土に対しては計算式の再検討を必要とすることが明らかとなった。

従来の引揚抵抗力算定法には earth cone method^{3),4)}, earth pressure method⁵⁾, shearing method^{6),7)}, Ball の方法⁸⁾ 等があるが、これらについては実大現地実験の結果とともに他の機会に紹介することにし、本論文ではまず始めにすでに提案した算定法を簡単に説明し、その後室内模型実験の結果を示し種々の検討を行なった。

2. 先に提案した計算法の概要^{1),2)}

基礎体中心断面上のすべり面の形を、図-1 に示すように O_0 を中心とする対数らせん線と d 点においてこのらせんと接しかつ地表面と $(\pi/4 - \varphi/2)$ の角度で交わる直線で

図-1 基礎体中心断面上のすべり面と作用応力



近似し、すべり面を 2 次元的方法で作図的に求める。そして 2 次元的手法を近似的に 3 次元の問題に拡張して、すべり面に作用する内部摩擦による合応力と粘着力による抵抗力の鉛直分力を算定し、これに基礎体の自重 G とすべり土塊の重量を加えたものをもって限界引揚抵抗力 R とした。誘導された算定式はつぎのとおりである。

$$R = G + K_1 r + K_2 c \dots\dots\dots(1)$$

ここに

$$\left. \begin{aligned} K_1 &= \pi B^2 \{ (a-1)(a^2 F_1 + a F_2 + ab F_3) \\ &\quad + b F_4 + F_5 \} + b \} - V_3 \\ K_2 &= \pi B^2 \{ (a-1)(a F_6 + F_7) \\ &\quad + b(b \tan \alpha + 2) \} \\ a &= \frac{x_0}{B} \\ b &= \frac{D_2}{B} \\ \alpha &= \frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2} \end{aligned} \right\} \dots\dots(2)$$

であり、 x_0, D_2, B は 図-1 に示すとおりである。また r, c, φ はそれぞれ土の単位体積重量、粘着力、せん断抵抗角であり、 $F_1 \sim F_7$ は φ と対数らせん線の中心角 θ_0 の関数であってその関数形および図的表示は文献 2) に示されている。

さらにこの方法ではすべり面の決定がやや複雑で時間を要するので、砂に対しては $\theta_0 = 60^\circ$ としてすべり面を一義的にきめる近似計算法を提案し、この近似法が十分実用に供しうることを室内および現地実験により実証した。

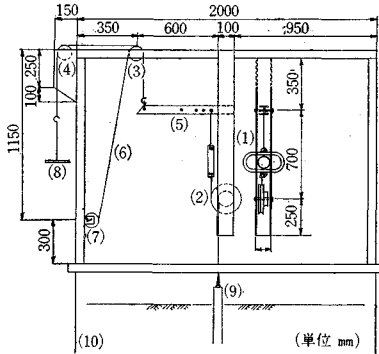
*正会員 工修 京都大学助教授 工学部交通土木工学教室
**正会員 工修 琉球大学助手 (元京都大学大学院学生)

3. 実験装置, 模型基礎, 土試料および試験方法

実験は図-2に示すような載荷装置を備付けた2.0m×2.0m×1.2mの鉄製土槽内で行なわれた。この載荷

図-2 基礎引揚装置

- (1) フレーム (2)(3)(4) 滑車 (5) アーム
- (6) ワイヤー (7) ウィンチ (8) 荷重皿
- (9) 基礎体 (10) 土槽



装置はワイヤー(6)、ウィンチ(7)、荷重皿(8)を適当に用いることにより定変位式および定荷重式の両方式で載荷することができる。アーム(5)は一端がフレーム(1)にヒンジ結合され、他端は上下に移動することができる。またアーム(5)と滑車(2)の間に容量1tのブルーヴィングリングを配置し、これによって基礎体にかかる力を測定した。基礎体の引揚量については、鉛直引揚試験の場合には基礎体頂頭にタッチさせたダイヤルゲージで測定し、また斜上方引揚試験に際してはたわみ計を用いて基礎体頂頭の移動軌跡を描かせこれを解析した。

用いた模型基礎は表-1に示すような形状の床板部と円柱形の柱体部からできている。円形床板基礎と一般に

表-1 模型基礎の床板形状の寸法

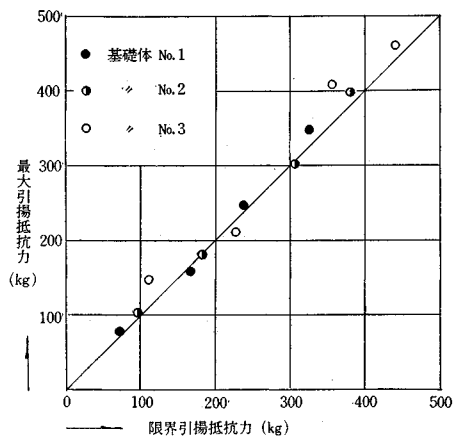
基礎体 No.	床板寸法 (cm)	床板形状
1	2B ₁ =18	⊙ (2B ₁)
2	2B ₁ =24	
3	2B ₁ =30	
4	a=16.0	□ (a)
5	a=21.3	
6	a=26.6	⊞ (a, b)
7	a=17.0 b=26.6	
8	a=15.0 b=30.16	
9	a=13.0 b=34.8	⊞ (a, b)
10	a=17.0 b=2.4	
11	a=15.0 b=3.8	
12	a=10.0 b=8.8	⊙ (2B ₁)
13	a=13.2	
14	2B ₁ =24 θ=15°	
15	2B ₁ =24 θ=30°	
16	2B ₁ =24 θ=45°	
17	2B ₁ =24 θ=60°	

用いられる正方形床板基礎との比較検討を行なうため、基礎体 No. 1 と No. 4, No. 2 と No. 5, No. 3 と No. 6 は床板部の面積が等しくなるように作られており、さらに床板周辺長の引揚抵抗力におよぼす効果を調べるため No. 2 と等面積で周辺長の異なる No. 7~No. 13 を製作した。また No. 14~No. 17 は基礎床板の傾斜の影響を調べるために用いられた。なお、これらの模型基礎はすべて鉄製で、床板部外端の厚さは1cmである。

実験に用いた土は千葉県市原市で採取した代表的な関東ロームで、その粒度組成は砂分36%、シルト分60%、粘土分4%であった。関東ロームを用いたのは、(1)この土が c, φ の両方を有すること、(2)この地で現地実大実験が実施されたのでその結果との対比を考慮したこと、(3)鉄塔の場合堅い関東ロームや山の粘性土地盤がフーチングをそのまま使用できる限界の地盤であって、いわゆる軟弱粘性土地盤の場合には基礎をフーチングのみとすることはなく、必ず杭基礎の併用や井筒基礎等の特殊基礎が用いられること等を考慮した結果である。実験においては、含水比を常に90~95%に維持すると同時に、埋戻し土はまき厚10cmごとに木製重錘でいねいに締固め、単位体積重量が常にほぼ1.13t/m³になるように管理した。またこの土の力学定数は、τ=1.13t/m²とした試料についての多くの一面せん断試験および三軸圧縮試験の結果に基づいて c=0.8t/m², φ=20°とした。設計の基本となる土の力学定数のきめ方には種々の問題や疑問があるが、これについては他の機会に資料を提示し、批判や討議をおおぎたいと考えている。

所定の深さ(20~50cm)に埋設された模型基礎は、定荷重式あるいは定変位式載荷によって鉛直または斜上方に引揚げられた。定荷重式載荷試験においては、破壊が8~15回の荷重段階で生ずるようにし、載荷時間は各荷重段階とも4分間としてその間適当に基礎体の引揚量を測定した。一方定変位式載荷試験においては引揚速度

図-3 定変位式と定荷重式載荷の比較



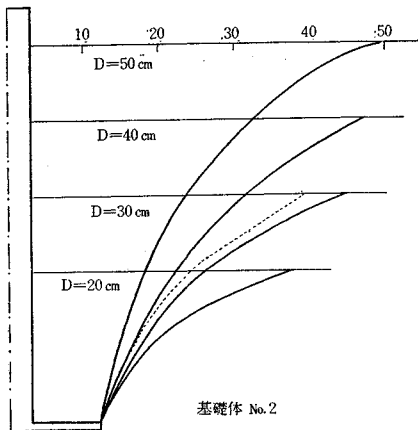
によって強度が変わるので、一連の予備実験を行なった。この結果、引揚速度を大きくすると最大引揚抵抗力はわずかず増加するが、引揚速度を 2 mm/min とするその引揚力～引揚量関係が定荷重式載荷試験の場合とよく一致することがわかったので、今回の実験では 2 mm/min の引揚速度で試験した。図-3 は、2 mm/min としたときの定変位式載荷試験における最大引揚抵抗力を定荷重式載荷試験における限界引揚抵抗力に対してプロットしたもので、両者はよく一致しているといえる。なお図の実線は両軸と 45° の角をなす直線である。

4. すべり面およびき裂の発生状況について

定荷重式載荷の場合には継続する変位の増大のため一定荷重を持続できなくなったときに、また定変位式載荷においては最大抵抗力を過ぎた後も適当な量だけ基礎を引揚げた後に試験を中止し、き裂の発生状況や基礎体中心断面上におけるすべり面の形状等を調べた。

大きな引揚量を与えた後、掘削して観測した基礎体中心断面上におけるすべり面形の一例が図-4 である。これ

図-4 基礎体中心断面上のすべり面



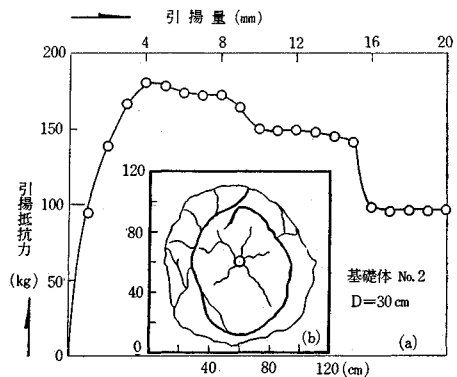
は基礎体 No. 2 に関して埋戻し深さ（地表面から基礎床板上面までの深さ D ）が 20, 30, 40, 50 cm の場合を一括図示したものである。これによるとすべり面形は砂において認められた形状²⁾と同傾向を示すが、全般にこれより外側に現われ、埋戻し深さが増せば増すほど床板外端からの立上りが鉛直に近くなる。一例として $D=30$ cm の場合に関し、先に提案した 2 次元的な作図法を用いて求めたすべり面形を実測と比較するために描いたのが図中点線で描かれている曲線である。砂の場合には 2 次元的な作図法によるすべり面が実測と非常によく合致することをすでに実証した²⁾が、図-4 から粘性土の場合にも作図法はかなりよくあて、すべり面の決定には十分妥当性のあることがわかる。また図は省略するが、多くのすべり面の形状を実測、検討したところ、基礎体床板幅が異なっても埋戻し深さが同一であれば床板外端

を重ね合わせた場合のすべり面形はほとんど一致し、したがって基礎体中心断面上のすべり面の形は床板幅によって影響されないことが明らかとなった。

さてここで重要なことは粘性土においては砂の場合と著しく異なり、以上に示したすべり面が、最大引揚抵抗力時を超過してなお非常に大きな引揚量を与えた後に始めて生ずるという事実である。これは引揚抵抗力算定上非常に重要なことであるから、引揚抵抗力～引揚量関係と地表面に現われるき裂の発生状況との関連において詳細に調べた。以下にその概要を説明する。

定変位式に荷重を加えたときの引揚抵抗力～引揚量関係の典型的な一例が図-5 (a) である。これは基礎体

図-5 引揚抵抗力～引揚量関係と地表面のき裂



No. 2, 埋戻し深さが 30 cm の場合である。また引揚量が 20 mm に達したときの地表面のき裂の発生状況をスケッチしたのが図-5 (b) である。荷重を増加させていくと、まず始めに (b) 図における柱体部周辺からの放射状き裂が入る。このき裂は幅もごく小さく、試験後の掘削により深さもごく浅いことがわかっており、室内の小型模型実験においては識別できない程度の場合もあった。つぎに荷重が地盤の最大抵抗力に近づくと図の内側の円形に近いき裂が入り、抵抗力が最大に達するころにはき裂幅はかなり大きくなる。このき裂は深さも大きく、5~10 cm 程度に達する場合が多かった（なお現場実験においては 20~25 cm に達した）。さらに荷重の低下を許しながら引揚量を増していくと、やがて下部からのせん断破壊面（すべり面）の先端が (b) 図外側の円状部のように現われ、内側のき裂の幅は小さくなってほぼ閉じてしまう。このすべり面の先端が地表面に現われてくると引揚抵抗力は大きく低下し、この場合 (a) 図に示すように 150 kg 程度から一挙に 100 kg 以下に下がっている。

以上の観察から、最終的には図-1 の cde の仮定のように地表まで連続したすべり面が生ずるとしても、限界引揚抵抗力をこれに基づいて算定することは実状にあわないことが明らかである。すなわち実際には、基礎床板

上端から発するすべり面は抵抗力最大時において地表面下ある深さまでしか進行せず、その上部の土は圧縮をともしなわれないでそのまま上方に持ち上り、曲げに対する土の引張り抵抗が限界に達すると地表面からきれつが進行し、これが下方からのせん断すべり面と合して地盤は破壊する、と考えるべきである。したがって限界引揚抵抗力は、基礎床板から地表面下ある深さまでのすべり面上のせん断抵抗力、これより上部の土の引張り抵抗力、土塊の重量、基礎体自重等で構成されていると考えるべきであろう。地表面付近の曲げに対する土の抵抗に関しては、すでに七里その他によっても指摘されている^{7),9)}。なお砂の場合は引張りに対する抵抗力はほとんど0と考えられ、地表面までの連続したすべり面の発生と同時に限界引揚抵抗力に達すると考えてよい。

また砂に対しては図-1における対数らせんの中心角 θ_0 を 60° として一義的にすべり面を定める近似計算法が実測とよくあうことを示したが、粘性土に対しては作図および実験結果の両者ともすべり面は全般により外側に生じ、木体 $\theta_0=35^\circ\sim 45^\circ$ 程度となっているので、この点に関しても修正が必要である。

5. 引揚力と基礎体の変位量の関係

支持力を問題にする場合、変位量は非常に重要な要素である。変位量と強度を量的に結びつけ合理的な形で設計にとり入れることが理想であるが、レオロジー的考察に基づく粘土の降伏値の概念¹⁰⁾以外には確立された成果、方法はないように思われ、今後の研究に待たなければならない。くり返し載荷、斜上方引揚試験の結果に関しては後述するので、この節では鉛直引揚試験によって得られた二、三の結果について検討する。

定荷重式載荷試験における載荷時間は1荷重段階4分間としたが、図-6は各荷重段階における引揚量と時間の関係を図示した一例であり、また載荷4分後の引揚量と引揚力関係の一例が図-7である。これらの図は基礎

図-6 引揚量と時間の関係

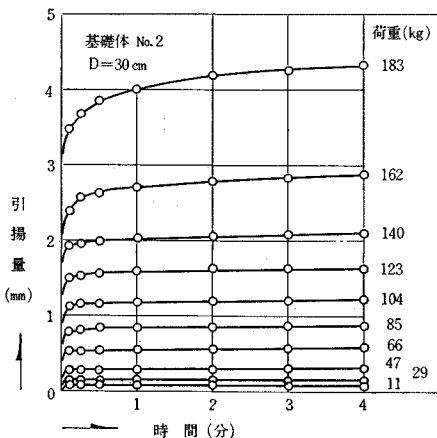
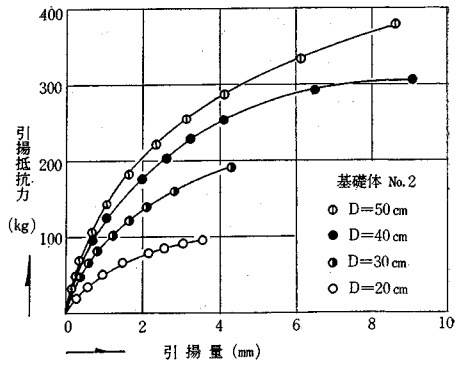


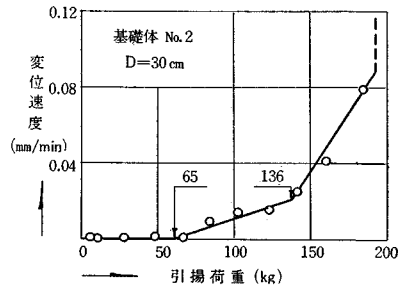
図-7 引揚抵抗力と引揚量の関係



体 No. 2 に関するもので、引揚力には基礎体の自重は含まれていない。また基礎は図-7の最大荷重のつぎの荷重段階で完全に抜け上った。

さて図-6によると、各荷重段階における引揚量の大部分は載荷後2分間までに生ずるが、変位はその後も徐々に進んでおり、そしてその程度は荷重が大になるほど著しい。いまこの図に基づいて2~4分間の領域を近似的に直線とみなし、変位の増加の割合、すなわち変位速度をそれぞれの荷重に対してプロットすると一般に図-8のように2つの折点をもつ近似的な直線で表わせる。

図-8 変位速度と引揚荷重の関係

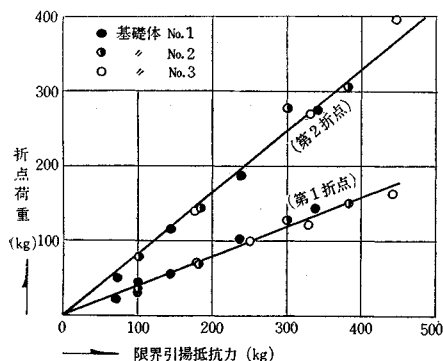


この図から明らかなように、変位速度は荷重が小さい間はほとんど0に等しいが、ある荷重すなわち第1折点荷重を境にして徐々に増加し、さらに大きな荷重すなわち第2折点荷重を境にして著しく増大し、ついに無限大となって基礎は引き抜かれる。後に述べる修正算定法によって、この場合に抵抗力として有効に作用しているすべり土塊の重量を求めると63.5 kgであるから、第1折点荷重付近が引揚げられる土塊の重量となり、これ以下の引揚荷重に対してはクリープを生じないことが明らかである。図-8のような整理は土の力学的性質、支持力等をレオロジカルな立場から問題にする場合よく用いられる方法である。地盤の支持力、特にこのような引揚支持力に関する降伏値の考え方には議論が多いと考えられるが、図-8のような整理における第2の折点荷重を、これ以上の荷重の長時間載荷のもとではクリープ破壊する危険度の高い1つの限界、すなわち降伏値と考えることは許されるべきであり、設計荷重の1つの目安と考えて

よいであろう。ここでいう設計荷重とは裕度としての安全率を含んだ設計荷重の意味ではなく、長時間載荷を予想される設計に際する限界荷重の意味であることはいまでもない。

基礎体 No. 1, 2, 3 に関して埋戻し深さを 20, 30, 40, 50 cm とした各試験について 図-6, 図-8 の整理を行ない、第 1 および第 2 折点荷重を限界引揚抵抗力（一定荷重を所定の時間持続できる最大引揚荷重）に対して描いたのが 図-9 である。この図からこれらの折点荷重が

図-9 折点荷重と限界引揚抵抗力の関係

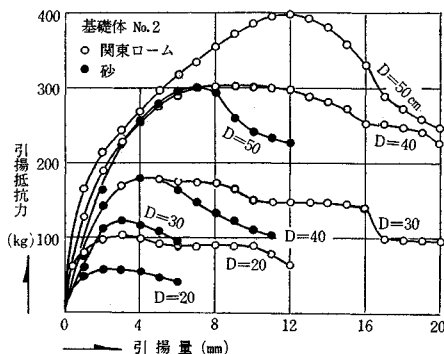


限界引揚抵抗力に対して直線関係にあり、第 1, 第 2 折点荷重は限界荷重のそれぞれ約 40% および 80% となっていることがわかる。これらの値はもちろん土質、締固め程度によって異なってくるのが予測されるが、両者の間に直線関係があることは非常に興味深いと同時に基礎設計上重要な意味を有するものと考えられる。なお砂の場合には顕著な折点（第 2 折点に相当）が 1 つしか現われませんが、やはり基礎体寸法、埋戻し深さのいかにかかわらず 図-9 のような直線関係が得られ、折点荷重は限界引揚抵抗力の 80%（よく締まった砂）および 40%（ゆるい砂）となった¹⁾。

6. 限界引揚抵抗力に関する計算値と実験値の比較

このような支持力の問題では粘着力 c が非常に支配的で、設計計算に用いるべき c のとり方が重要事項であることは周知のとおりである。図-10 は基礎体 No. 2 に関する引揚抵抗力～引揚量関係について、今回の関東ロームと前回の砂の実験結果とを比較したものであるが、この場合の砂の単位体積重量 (1.54 t/m^3) と内部摩擦角 (37.5°) が関東ロームにくらべてはるかに大であるにもかかわらず、同一埋戻し深さに対する限界引揚抵抗力はるかに小さいことをみても上の事実は明らかである。室内せん断試験結果の設計計算への合理的な適用法に関しては今後いっそう研究されなければならない研究課題であるが、以下の計算にはすでに述べたように多くのせん断試験の結果に基づいて $c=0.8 \text{ t/m}^2$, $\varphi=20^\circ$ が妥当

図-10 関東ロームと砂の抵抗力の比較



であると考えられたのでこれらの値を用いた。

この節で計算値と比較される実験値は、基礎体 No. 1, 2, 3 に関して埋戻し深さをそれぞれ 20, 30, 40, 50 cm の 4 種類に変化させて行なった定荷重式および定変位式載荷試験の結果 24 個である。定荷重式載荷試験においては、荷重を 4 分間一定に保持できる最大荷重とつぎの荷重段階との間に限界抵抗力が存在するから、厳密な意味での限界抵抗力は求められないわけであるが、本論文では荷重を一定に保持できる最大の荷重をもって限界引揚抵抗力とした。

すでに 4. において述べたように、粘性土では抵抗力最大時において基礎床板近傍からのせん断すべり面が地表にまで達せず、式 (1), (2) をこのままの形で援用することには疑問がある。しかし引揚量を著しく増大させると最終的にはすべり面が地表面にまで達する事実を説明した。このことは地表面上にたとえば散弾のような連続しない適当な押え荷重があるとなれば、床板上端からのせん断破壊が地表面にまで達するに違いないことを示唆している。しかし実際にはこのような押え荷重がないので、限界状態において引揚力に抵抗する力は以下のものであると考えられる。すなわち (1) 基礎体自重, (2) 基礎床板外端から、地表面下ある深さ z までに生ずるすべり面上の粘着力および内部摩擦による合力の鉛直分力, (3) 深さ z 以下のすべり土塊の重量, (4) 地表面から深さ z までの間の土の重量の一部（抵抗力として有効に働く領域の水平方向の範囲や土の重量等は、その部分の土が受ける変位量、曲げ、arching action の程度、さらに基礎体寸法等によって異なると考えられる）、(5) 地表面から深さ z までの土の曲げに対する引張り抵抗力、である。(4), (5) の力を量的にかつ厳密に推定することは非常に困難であるが、この領域の土があたかも曲げを受ける版のような挙動を示せば示すほど限界に達するまでの (5) の抵抗力は増加するが、反面この部分の土の自重は外方に伝達、保持され、抵抗力として有効に作用する割合は減少すると考えるのが自然である。すべり面やき裂の発生状況と引揚抵抗力～引揚量関係との関

連性、さらに(4)、(5)の力の厳密な推定の困難さ等を考慮した場合、(4)、(5)の効果を近似的に床板外端から進行したせん断すべり面の先端から鉛直に上げた面内(この面は図-5(b)における内側の円状き裂の位置に相当するもので、図-1ではこの位置を $(f_1), f, (f_2)$ 等で示してある)の深さ z 部分の土塊重量に置き代えて算定することが一つの近似的な方法であると考えられる。

さて以上のように考えるとしてもつぎに問題となるのは z の決定である。引揚抵抗力最大時にはせん断すべり面が深さ z の位置にまでしか達しないわけであるから、いま仮りにこの限界線が図-1のd点より上部にあるとすれば、この限界深さにおいて基礎体中央断面上の微小部分に作用する鉛直方向の応力間には近似的につぎの関係が成立するであろう(図-1参照)。

$$c \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) = r z \cos\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) + p \sin\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots\dots\dots(3)$$

ここに、 p は内部摩擦による合応力であり、上式の左辺が右辺より大である状態では下方からのせん断は起こらないと考えるのが自然である。さてここでこのように土が曲げを受ける状態においても

$$p = r z \tan\left(\frac{\pi}{4} + \frac{\varphi}{2}\right) \dots\dots\dots(4)$$

が成立する²⁾と仮定すれば、式(3)は結局つぎのようになる。

$$z = \frac{c}{2r} \tan\left(\frac{\pi}{4} - \frac{\varphi}{2}\right) \dots\dots\dots(5)$$

また、限界線がd点より下部にある場合にも同様にし、

$$c ds \sin(\theta - \varphi) = r z ds \cos(\theta - \varphi) + p ds \cos \varphi \dots\dots\dots(6)$$

$$\therefore z = \frac{1}{r} \left\{ c \tan(\theta - \varphi) - p \frac{\cos \varphi}{\cos(\theta - \varphi)} \right\} \dots\dots\dots(7)$$

ここに、

$$p = \frac{r \rho_0 \cos \theta}{(9 \tan^2 \varphi + 1) \cos^2 \varphi} \times \{ (3 \tan \varphi \sin \alpha - \cos \alpha) e^{2(\alpha - \theta) \tan \varphi} - (3 \tan \varphi \sin \theta - \cos \theta) e^{(\theta - \alpha) \tan \varphi} \} - \frac{r D_2 \tan \alpha \cos \theta e^{2(\alpha - \theta) \tan \varphi}}{\cos \varphi} \dots\dots\dots(8)$$

であり、また θ と z の間には

$$D - z = \rho_0 e^{(\theta - \alpha) \tan \varphi} \cos \theta + y_0 \dots\dots\dots(9)$$

の関係があるから²⁾、 ρ_0 (図-1 $\overline{O_0 d}$ の長さ)、 D 、 y_0 を与えることにより、すなわち床板幅、埋戻し深さがきまった個々の場合に対して式(7)、(8)、(9)から z を求めることができる。

式(5)または(7)の z が下部からのせん断破壊がもはや進行しない領域の1つの目安となる。目安の域を出

ないのは、たとえば式(5)にはつぎのような矛盾が含まれているからである。すなわち式(5)の z は土の c, φ, r のみに依存し、基礎の寸法や埋戻し深さには無関係の形になっているから、 c, φ, r さえ同じであれば現地の実大基礎の場合でも室内の小型模型基礎の場合でも限界線がd点より浅いかぎり z は同じであるということになるが、実際上このようなことは考えられず、またこのことは実験においても認められている。さらに重要な矛盾は、曲げを受けて引張りを生ずるということと理想的受働ランキン状態の式(4)とが同時に満たされることはありえないということである。すなわち理想的な受働ランキン状態では理論上引張応力が生ずることはない(主働状態における引張り領域は Terzaghi によって与えられている¹¹⁾)。しかし土が曲げを受ける場合の応力状態や実際には基礎の寸法等に多大の影響を受ける変位量の効果、さらに scale effect (縮尺効果)の影響などが明白にならないかぎり、非常に適切な z を算出することは困難である。

いま試みに $c=0.8 \text{ t/m}^2$ 、 $\varphi=20^\circ$ として、式(5)を用いて z を計算すると約 17 cm となる。現地実験の観察の結果では、この深さは大体 20 cm 前後であり計算の結果と比較的よく一致するが、室内試験における z はもっと小さく、大体 5~10 cm 程度であった。作図してみればただちに明らかとなるが、室内実験の場合埋戻し深さを 50 cm としても d 点の深さはせいぜい 10 cm (<17 cm) 程度にしかならない。したがって小型模型実験の場合多くは式(7)、(8)、(9)で計算する必要が生ずるが、この計算は非常に面倒であり、また結果が高い精度を有するというものでもない。そこでこれらの試験結果や多くの実験の観察結果を参照して、本節では z をd点までの深さとして計算することにした。これは実験の結果や試算の結果から判断して、一つの適当な方法であると考えられた。

以上の考察から、粘着力の効果を無視できない粘性土における限界引揚抵抗力 R は次式で与えるのが適当であると考えられる。

$$R = G + r V_e + T_2 + T_4 \dots\dots\dots(10)$$

ここに、 G : 基礎体の自重、 V_e : すべり土塊の体積、 T_2 : 基礎床板外端上面からd点までのせん断すべり面に作用する内部摩擦による合応力の鉛直分力、 T_4 : 同じく粘着力による抵抗力の鉛直分力で、 T_2, T_4 の関数形はすでに文献 1), 2) に示してある。

つぎに式(10)を式(1)と同形で表示することを考える。式(10)の場合、式(1)における $K_1 r$ から、図-1におけるd点より外方のすべり土塊の重量と \overline{de} 部分のすべり面上に作用する φ による合応力の鉛直分力を、また $K_2 c$ からやはりこのすべり面上に作用する c による抵抗力の鉛直分力を差し引かなければならない。

ところで試算してみれば容易にわかるが、d点より外方のすべり土塊の重量

$$\pi r D_2 \left(\frac{7}{3} D_2^2 \tan^2 \alpha + 3 B_1 D_2 \tan \alpha + B_1^2 \right) - \pi r B^2 D_2$$

と φ による合応力の鉛直分力

$$-2 \pi r D_2^2 \tan \alpha \left(\frac{2}{3} D_2 \tan \alpha + \frac{1}{2} B_1 \right)$$

との和は0に等しい。ゆえに $K_1 r$ の項に関しては式(1)とまったく変わらない。つぎに c による抵抗力の鉛直分力

$$\pi c D_2 (3 D_2 \tan \alpha + 2 B_1) = \pi c b B^2 (b \tan \alpha + 2)$$

であるから、これを $K_2 c$ から差し引くとつぎのようになる。

$$K_2' c = \pi c B^2 (a-1) (a F_6 + F_7)$$

したがって粘性土に関する式(10)はつぎのように書ける。

$$R = G + K_1 r + K_2' c \dots\dots\dots(11)$$

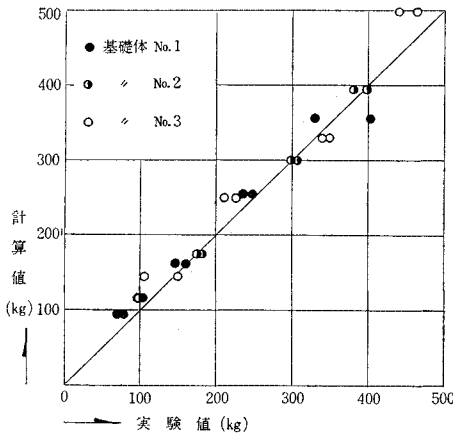
ここに、

$$K_2' = K_2 - \pi b B^2 (b \tan \alpha + 2) = \pi B^2 (a-1) (a F_6 + F_7) \dots\dots\dots(12)$$

であり、 K_1 は式(2)と同じである。ゆえに粘性土に対しても K_1, K_2' の計算に際しては、文献2)に与えた $F_1 \sim F_7$ の計算図表がそのまま使用できる。

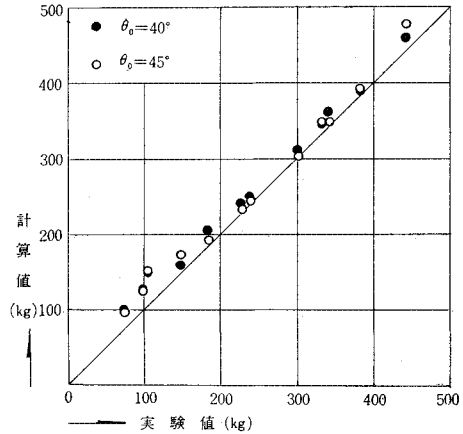
以上の結果に基づいて、基礎体 No. 1, 2, 3 に関する計算結果を実験値に対してプロットしたのが 図-11 である。

図-11 計算値と実験値の比較



ある。実験値は定荷重式および定変位式荷重試験の結果である。この図から計算値は十分満足できる精度でもって実験値とあうことがわかる。また先に述べたようにすべり面を作図法によって求めた場合も、実験の観察結果からみても、対数線を中心角 θ_0 は大体 $35^\circ \sim 45^\circ$ 程度になったので、いま参考のため $\theta_0 = 40^\circ$ および 45° とすべり面を一義的に定め式(11)を用いて計算した結果が 図-12 である。この図における実験値としては定荷重式荷重試験の結果が用いられている。この2つの図

図-12 計算値と実験値の比較



を見ると 図-12 の方が 図-11 よりもむしろよい一致を示しており、 $\theta_0 = 40^\circ$ あるいは 45° とした近似計算法をとっても十分実用できると考えられるが、 θ_0 のとり方に関してはさらに多くの実験を重ねる必要がある。

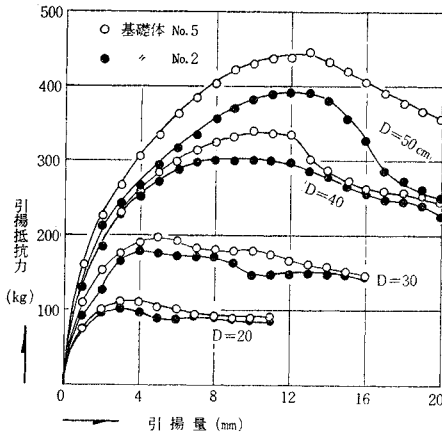
なお参考のために従来の earth cone method⁹⁾ で計算すると計算値は実験値の約 $1/3 \sim 1/2$ 程度、Fröhlich-Majer 法¹²⁾ によると実に $1/6$ 程度となった。また砂の実験により検討された式(1)や Balla の方法によると計算値は実験値の2倍前後の大きな値となり、これらが粘性土に対する計算式としては適当でないことが明らかである。

7. 基礎床板の形状が引揚抵抗力におよぼす効果

計算式の誘導にあたっては基礎体は円柱形の柱体部と円形床板よりなると仮定されており、このような基礎体 No. 1, 2, 3 を用いた多くの実験結果の一部を前節までに示した。しかし実際に使用される基礎は、施工の容易さから床板部が正方形や長方形のものが多く、また床板に傾斜をつける場合もある。この節では表-1における No. 4 以下の種々の基礎体を用いた実験結果を示し、これらと円形床板基礎についての実験結果を対比検討する。この比較のために行なった試験はすべて定変位式荷重試験であるが、これは最大抵抗力を比較する場合、それぞれの最大値をより明確に知る必要があるからである。

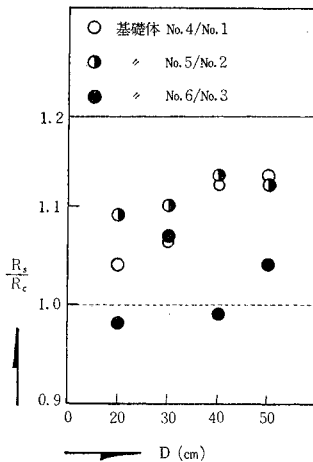
始めに実際上もっとも広く用いられる正方形床板基礎の場合を検討する。基礎体 No. 1 と No. 4, と No. 2 No. 5, No. 3 と No. 6 はその床板面積が相等しいことはすでに述べたが、いま一例として No. 2 と No. 5 について埋戻し深さを4種類に変化させた場合の引揚抵抗力～引揚量関係を図示すると 図-13 のようである。この図によると両者の曲線には顕著な差はなく同傾向を示すが、正方形床板基礎 No. 5 の方が円形床板基礎

図一13 円形床板基礎と正方形床板基礎の抵抗力の比較



No.2 よりも大きな引揚抵抗力を有することが明らかである。そこでその他の基礎体の場合についても同様の関係を図示し、正方形床板基礎の最大引揚抵抗力 R_s とこれに等床板面積の円形床板基礎の最大引揚抵抗力 R_c の比を埋戻し深さに対して描いたのが 図一14 である。この図によると R_s/R_c の D に対する傾向は顕著でないが、全般に正方形床板基礎の方が約 10% 前後引揚抵抗力が大きいことがわかる。したがって正方形床板基礎の場合、等床板面積の円形床板基礎に置き代えて算出される抵抗力は計算上安全

図一14 円形床板基礎と正方形床板基礎の抵抗力の比較

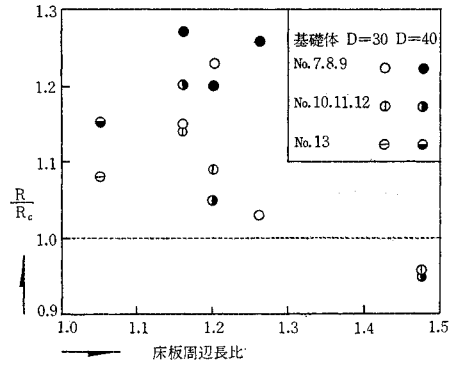


とすることができる。なお正方形床板とこれに等面積の円形床板の床板周辺長比はすべて 1.13 であり、これが引揚抵抗力の大きくでる 1 つの原因であると考えられる。

つぎに基礎体 No. 7~No. 13 までを用いた実験結果についてみる。これらの試験は主として床

板の形状と周辺長が引揚抵抗力におよぼす影響を調べる目的で行なわれたものである。用いた基礎体の床板周辺長はそれぞれ異なっているが、その床板面積はすべて No. 2 と等しくなるように作られている。埋戻し深さはそれぞれについて 30 および 40 cm としたが、いずれについても引揚抵抗力~引揚量関係が 図一13 と著しく異なるものはなかった。各基礎による最大引揚抵抗力 R と円形床板基礎 No. 2 による最大引揚抵抗力 R_c の比を縦軸に、またこれらの床板周辺長比を横軸にとり描いたのが 図一15 である。この図によると、同一面積の

図一15 円形床板基礎と異形床板基礎の抵抗力の比較



床板基礎の場合には周辺長の増加とともに引揚抵抗力はある程度まで増加し、特に形状が正方形に近いものでは全般に 15~25% 増大している。上述した正方形床板基礎の場合も含めてこれらのことは、基礎床板周辺から生ずるすべり面の表面積、すべり土塊の重量等が増大することに起因するものと考えられる。しかし一方方形から遠い十字型基礎 No. 11, No. 12 (No. 10 は比較的方形に近い) についてみると、No. 11 では No. 2 にくらべて数%程度の増加しか認められず、また特に異形で内側への切込みの大きい No. 12 の引揚抵抗力はかえって No. 2 よりも減少している。以上のことから引揚抵抗力は周辺長に影響され、方形床板に近い形状のものでは周辺長の増加により引揚抵抗力はかなり増大するが、ただ周辺長さえ大きくすれば有利というわけではなくその形状によっても影響されるといえる。

床板に傾斜のついた基礎体 No. 14~No. 17 (床板底面積は No. 2 に等しい) に関しても、埋戻し深さ 30 および 40 cm の 2 種について試験した。図は省略するが、得られた結果は砂に関して得られた結果²⁾ と同傾向を示した。すなわちテーパの傾斜角が 15° のときに引揚抵抗力はもっとも大きくなり (No. 2 の場合にくらべて約 15% 増加)、45°、60° となると逆に減少して 60° の基礎体 No. 17 の場合には No. 2 の約 10% 減となった。この原因についてはすでに文献 1) においてくわしい検討が加えられている。

なお以上の比較検討における引揚抵抗力には、先にも述べたように基礎体自重が含まれていないことはいうまでもない。

8. くり返し荷重を受ける基礎の引揚抵抗力

送電用鉄塔などある種の構造物に作用する引揚力は、実際には一定の持続時間のものでくり返し作用する。このようくり返し引揚力が作用すると、静的載荷時にくらべて土の挙動に変化をもたらすことが予想され、さらにまた荷重条件によっては基礎床板とこれに隣接する土との間に間げきが生じ、これが変位の増大や引揚抵抗力

減少の原因になると考えられるので、くり返し荷重が変位や抵抗力におよぼす効果を明らかにすることは重要な問題である。

作用するくり返し荷重のかかり方には特徴的にみつけぎの2つの場合が考えられる。すなわち

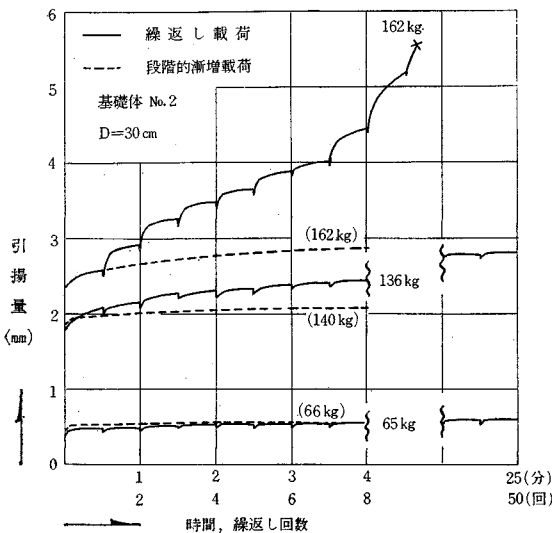
(1) 一定時間持続した引揚力がその後完全に0になり、さらにまた従前の引揚力が作用するという過程をくり返す場合：この場合基礎にはある時間間隔をおいて引揚力が作用し、その他の時間には基礎は完全に引揚力から解放されるわけである。

(2) 基礎には常に一定の引揚力が作用し、さらに付加的な引揚力がくり返し作用する場合：たとえば 140~150° 以下の角度で屈折する位置の鉄塔や引止め鉄塔のような場合には常時受けている引揚力はかなり大きい。このような状態に加えて、さらに強い風がある時間間隔でもって架線や鉄塔本体に吹きつける場合などがこの荷重条件に相当するであろう。

載荷重は、定荷重式載荷試験によって得られた 図-8 の折点荷重との関連性をも調べることを含めて選択した。すなわち (1) の場合載荷重は 65, 136, 162 kg の3種類とし、30秒間隔で載荷—完全荷重解放をくり返した。また (2) の場合においては、第1折点荷重 65 kg を基本荷重として常に基礎体に作用させておき、さらに段階的載荷試験における限界引揚抵抗力と 65 kg の差の約 1/3 および 2/3 に相当する 52.3 kg, 80.8 kg をやはり 30秒間隔で付加的に載荷した。用いた基礎体は No. 2 であり、埋戻し深さは 30 cm である。

図-16 は (1) の場合における引揚量~時間(くり返し回数) 関係を図示したものである。横軸の時間としては実際に載荷されている時間とっており、荷重が除去されている時間は含まれていない。またこの図には参考

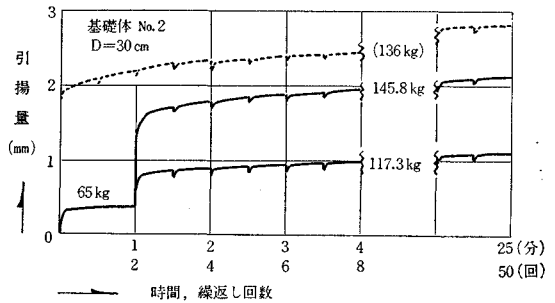
図-16 くり返し載荷の引揚量におよぼす影響



のため、5. で述べた段階的漸増載荷試験結果 図-6 における 66, 140, 162 kg の場合の引揚量~時間曲線が破線で併記されている。この図をみればわかるように、第1, 第2折点荷重による 50回のくり返し載荷においては引揚量はともにほぼ落ちており、特に第1折点荷重に対する変位量は段階的載荷の場合とほとんど変わらない。しかしくり返し荷重が第2折点荷重以上になると、その変位量が著しく増大することに注目しなければならない。また引揚抵抗力に関しても、段階的載荷における限界引揚抵抗力の 10% 以上小さな荷重 162 kg を数回くり返すことによって完全に破壊に至っている事実は重要である。これはくり返し過程中の残留変位量が荷重の増加とともに増加するのに加え、基礎床板上面とこれに隣接する土との間に生ずる間げき量の増大によって載荷が衝撃的に行なわれること等に起因するものと考えられるが、いずれにしても以上のことは設計上考慮しなければならない重要な事実である。

(2) の場合の引揚量~時間(くり返し回数) 関係が 図-17 に示されている。この図には参考のため (1) の場

図-17 くり返し載荷の引揚量におよぼす影響



合の 136 kg の結果が破線で併記してある。この試験では 65 kg を 2分間載荷した後、さらに付加的に 52.3 kg または 80.8 kg の荷重をくり返し載荷した。この図によると 50回のくり返し時においてその変位量は両者ともなおわずかずつの増加傾向を示しているが、全荷重 (117.3 kg, 145.8 kg) に対する変位量自体は (1) の場合にくらべるとかなり小さく、段階的載荷の場合とほとんど変わらない。これは全荷重としては 117.3あるいは 145.8 kg であるとはいえ、実際にくり返される荷重がこれらの約 1/2 のかなり小さな荷重であることや基礎床板と隣接土との間に間げきが生ずるとしてもこの量が (1) にくらべるとはるかに小さいことに主として原因している。以上のことから全荷重が同等の場合には、(1) の条件よりも (2) の条件の場合の方が有利であるといえるが、限界引揚抵抗力の詳細な値やさらに多くくり返し回数の影響等については究明しなければならない今後の問題である。

9. 斜上方に引揚力が作用する場合の抵抗力

前節までにおいては引揚力が鉛直方向に作用する場合について検討してきた。しかし実際には、特に送電用鉄塔基礎には鉛直引揚力と同時に水平方向力が作用し、結果的に基礎には斜上方の引揚力が作用することになる。この節では基礎の斜上方引揚試験の結果を示し、二、三の検討を加える。

実験には図-2の装置をそのまま用いた。基礎体と上部構造が剛結されているときには、引揚力とともに曲げモーメントが基礎に伝達されるが、今回は基礎体の頂頭をワイヤでヒンジ結合して引揚力を加えた。作用する斜上方引揚力の鉛直からの傾斜角は送電用鉄塔の場合20°を越えることはまれである¹³⁾けれども、その他の構造物ではそれ以上になることも考えられ、ここでは10°、20°、30°について実験を行なった。使用した基礎体は円形床板基礎 No. 2, No. 3 と正方形床板基礎 No. 5, No. 6 の4種類であり、埋戻し深さは20,30,40 cmとした。また基礎体の柱体部を適当に取り代えることにより、斜上方引揚力の作用点はすべて地表面より7 cm 上部の基礎体頂頭とした。試験は定荷重式載荷で行ない、これまで同様各荷重段階とも4分間載荷した。

始めに破壊面について試みる。各試験において試験後掘削してすべり面の状況を観察したが、ここでは写真-1、写真-2をあげるにとどめる。これらの写真は基礎体 No. 2, 埋戻し深さ30 cm, 傾斜角20°の場合である。斜引揚力が作用するときの基礎体および地盤の挙動

写真-1 観察されたすべり面の一例(断面 AO, BO)

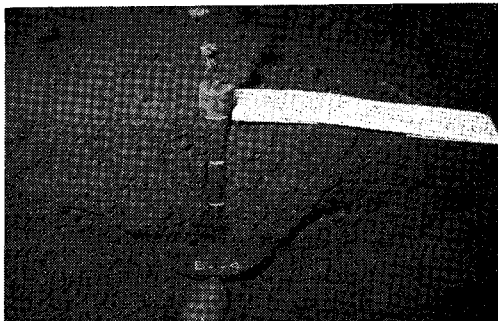
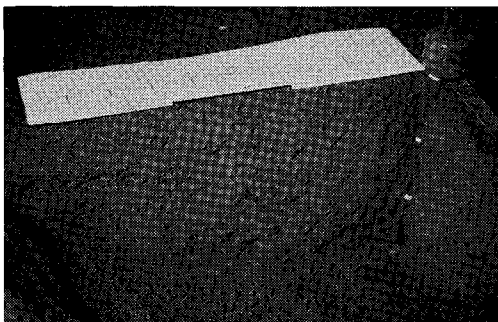
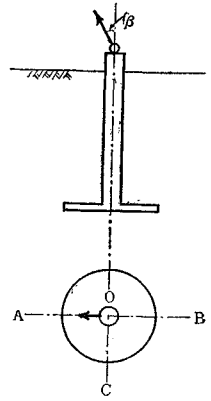


写真-2 観察されたすべり面の一例(断面 CO)



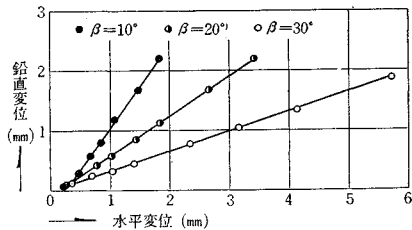
は非常に複雑であり、明確にするすべり面の発達状況を把握することは困難であるが、一般的な傾向としてつぎのような特徴がある。すなわち 図-18 のOB断面(写真-1 右半分参照)における基礎床板外端から発生したすべり面は、作用引揚力の傾斜角度 β が小さいときには鉛直引揚の場合とほとんど変わらないが、 β の増大とともに鉛直の場合とは逆方向、すなわち外側にわずかにふくらむ傾向をみせる。この外方へのふくらみの程度は床板近傍でもっとも顕著であり、このことは斜引揚力によって基礎体がわずかに回転しながら抜け上ってくることに起因する。OC断面(写真-2 参照)におけるすべり面は、鉛直引揚の場合に比較して地表面近くで一般に外側に大きく発達しており、またAO断面(写真-1 左半分参照)においては、限界引揚抵抗力時を超過し、OB断面の破断面が完全に生じた後もすべり面は地盤中を外方に這って地表面には現われてこない。以上の傾向は引揚傾斜角が大であるほど著しかったが、斜引揚力が作用した場合の3次元のすべり面の発達領域、発達状況を明確にすることは今後の課題であり、现阶段では引揚力算定式確立の段階にまで達していない。

図-18 引揚力の作用方向



つぎに基礎体の鉛直および水平変位を基礎体頂頭の軌跡を解析して求めた。図-19は初期の引揚傾斜角をパラ

図-19 鉛直変位と水平変位の関係



メーターとして鉛直方向変位と水平方向変位の関係を描いた一例である。これは基礎体 No. 2, 埋戻し深さ30 cmの場合であり、各荷重段階における載荷4分時の変位がプロットされている。両者が直線関係にあることは興味深い。特に傾斜角が10°のときには鉛直変位の方が水平変位よりもわずかに大きいものに対し、 $\beta=20^\circ, 30^\circ$ においては逆に水平変位の方がはるかに大になることに注意しなければならない。以上のことは、土の性質によりその程度が異なることはもちろん、基礎床板と柱体部の相対的な大きさにも影響されると考えられるが、斜引揚力が鉛直変位よりも水平変位により顕著な効果をおよぼすことは事実であり、設計上注意を払わなければならない

ない重要な点である。

さて実測された斜上方引揚力を R_i とし、これの鉛直および水平分力をそれぞれ R_v, R_h とすると、

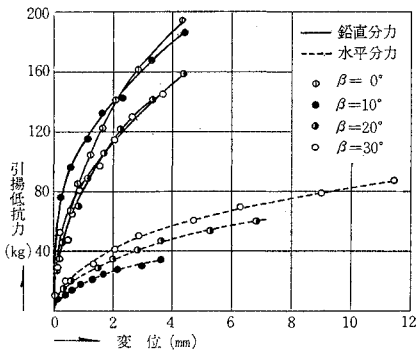
$$R_i = \sqrt{R_v^2 + R_h^2} \dots\dots\dots(13)$$

鉛直分力については、これまでどおり基礎体自重 G を除いた力で議論を進めることにすると、 R_v, R_h はそれぞれつぎのように書ける。

$$\left. \begin{aligned} R_v &= R_i \cos \beta - G \\ R_h &= R_i \sin \beta \end{aligned} \right\} \dots\dots\dots(14)$$

ここに、 β は作用引揚力の鉛直からの傾斜角で、引揚過程において基礎体に生ずる変位量によってわずかに変化する。式 (13), (14) によって計算した R_v, R_h をそれぞれ鉛直変位、水平変位に対して描いたのが 図-20 である。

図-20 引揚抵抗力と変位の関係



る。この図においてパラメーター β は初期の値であり、実線が鉛直分力に、また破線が水平分力に関するもので、参考のため鉛直引揚試験の結果も併記してある。鉛直分力に関してしてみると、 $\beta=10^\circ$ における曲線は $\beta=0^\circ$ の場合とほぼ一致し、また β が増大してもそれほど変わらない。特に限界荷重に対する変位量にはわずかの差しか認められない。これに対し水平分力に関しては、これがわずかに増加しても水平変位に顕著な効果をおよぼすことが明らかであり、破壊時の変位量もかなり異なっている。なお同一基礎、同一埋戻し深さに対する限界引揚抵抗力の鉛直分力は β の増加とともに減少し、一方水平分力は β とともに増加するが、これらの合力である全引揚抵抗力 R_i はやはり β とともに低下するという結果が得られている。また 図-19, 図-20 の傾向は、基礎体 No. 2, $D=30\text{ cm}$ 以外の他の場合においてもほとんど変わらなかった。

斜上方引揚力を受けた地盤中の基礎体の挙動、土の抵抗等は複雑で、従来のごとく単純な考え方¹³⁾では理論的にはもちろん実際のにも説明がつかず、今後究明しなければならない問題点であるが、図-21, 図-22 は現段階において実際設計にも参考とすべき重要な結果であると考えられる。これらの図は、横軸に限界時における引揚力の水平分力と鉛直分力の比 R_h/R_v をとり、縦軸に R_v と鉛直引揚 ($\beta=0^\circ$) の場合の限界引揚抵抗力 R との比

図-21 基礎に作用する水平力が鉛直引揚抵抗力におよぼす影響

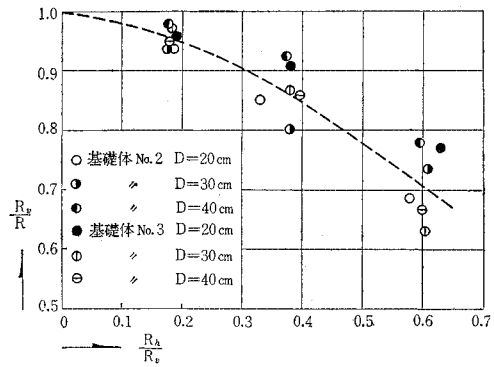
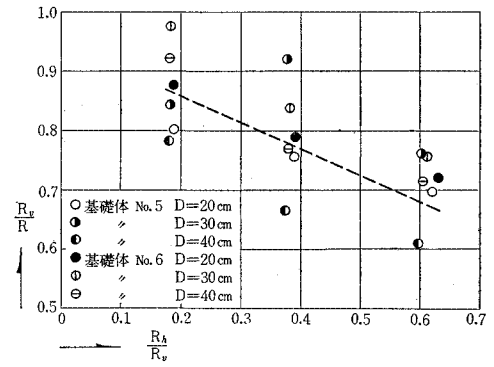


図-22 基礎に作用する水平力が鉛直引揚抵抗力におよぼす影響



R_v/R をとって描いたもので、図-21 には円形床板基礎 No. 2, No. 3 に関する全試験結果を、また 図-22 には正方形床板基礎 No. 5, No. 6 に関する全試験結果をプロットしてある。したがってこれらの図は、 R_h が R_v の何%程度であれば、すなわち合力の方向がどの程度であれば、鉛直方向の引揚抵抗力としては、 $\beta=0^\circ$ の場合で計算または実測した結果の何%程度低減する必要があるか、についての一つの資料を与えるものである。正方形床板基礎に関する実験結果にはばらつきが激しいが、図-21, 図-22 いずれにおいても R_h/R_v の増加、すなわち β の増加につれて R_v の R からの低減率も増大し、図-21 によると $\beta=10^\circ$ で 5%, 20° で 15%, 30° で 30% 程度抵抗力が落ちてくることが明らかである。

10. むすび

基礎の引揚抵抗力に関して実験的研究を継続し、すでに砂質土による実験によって検証した半理論半経験的な支持力算定式を提案したが、この算定式が粘性土に対して適切であるかどうかの問題点が残されていた。本論文では、粘性土として関東ロームを用いて行なった数多くの室内模型実験の結果を示し、これに種々の検討を加えると同時に先に提案した算定法を修正した。

得られた結果を要約すると以下のとおりである。

(1) すべり面および地表面からのきれつの発生状況を引揚抵抗力～引揚量関係と関連させてくわしく検討したところ、基礎床板外端から地表面にまで達するすべり面の仮定は粘性土における実際現象と隔たりがあり、粘性土中の基礎の最大引揚抵抗力は下方からのせん断破壊面と地表面からの引張りきれつが合したときに生ずることが明白となった。

(2) 上の考察のもとに先に提案した引揚抵抗力算定式を修正し、これによる計算値と実験値を比較したところ両者は満足すべき一致を示した。

(3) 定荷重式載荷試験において、引揚荷重と変位速度の関係を図示すると2つの折点をもつ直線で近似できる。これらの折点荷重は限界引揚抵抗力と直線関係にあり1つの降伏荷重と考えられる第2の折点荷重は基礎体の大きさや埋戻し深さにかかわらず限界引揚抵抗力の約80%となった。

(4) 基礎床板の形状は引揚抵抗力にかなりの影響をおよぼし、特に正方形に近い床板を有する基礎はこれと等床板面積の円形床板基礎より大体10%以上大きな抵抗力を有することが明らかとなった。

(5) 基礎に作用するくり返し引揚力は変位や引揚抵抗力に影響を与え、特に第2折点荷重以上の大きな引揚力がくり返し作用すると変位が著しく増大すると同時に限界引揚抵抗力はかなり低下する。

(6) 基礎に斜上方引揚力が作用するとこの水平分力が大きな水平変位を生ぜしめる。また引揚抵抗力の鉛直分力は、鉛直引揚(水平分力0)の場合に比較して減少し、その減少率は作用引揚力の傾斜角が大であるほど大きくなる。

現在なお斜引揚力に対する理論的考察やその他不明の点も残されているが、地表面が斜面である場合の問題や浮力の効果等とともに今後の研究課題としたい。

終りにあたり、この研究に対して多大のご教示、ご指導をいただいた大阪大学 七里義雄名誉教授、京都大学

村山朔郎教授、同赤井浩一教授に深く感謝するとともに実験その他にご協力いただいた本学 田河勝一技官に感謝の意を表します。またこの研究が文部省科学研究費の補助に加えて、電気協同研究会送電用鉄塔基礎専門委員会からの補助をも受けて実施されたことを付記して謝意を表したい。

参考文献

- 1) 松尾 稔：逆T字型基礎の引き上げ抵抗力の一算定法，京都大学防災研究所年報，第6号，pp. 135～155，1962
- 2) 松尾 稔：送電用鉄塔基礎の引揚抵抗力について，土木学会論文集，第105号，pp. 9～18，1964
- 3) 電気学会：送電用鉄塔設計標準，JEC-127，pp. 35～39，1958
- 4) Mors, H. : Das Verhalten von Mastgründungen bei Zugbeanspruchung, Die Bautechnik, Heft 10, pp.367～378, 1959
- 5) Mors, H. : Methods of Dimensioning for Uplift Foundations of Transmission Line Towers, Conférence Internationale des Grands Réseaux Électriques à Haute Tension, Session 1964, 210, pp. 1～14, 1964
- 6) 七里義雄：送電用鉄塔の基礎強度の研究，基礎の研究，第3輯，p. 32, 1938
- 7) 七里義雄・久間利治・丸山元之助：送電鉄塔基礎の強度の研究，日本学術振興会 災害研究所災害研究第2部研究報告，pp. 85～134, 1943
- 8) Balla, A. : The Resistance to Breaking out of Mushroom Foundation for Pylons, Proc., 5th., Int. Conf. Soil Mech. and Found. Eng., Vol. 1, pp. 569～576, 1961
- 9) Paterson, G. and Urie, R.L. : Uplift Resistance Tests on Full Size Transmission Tower Foundations, Conférence Internationale des Grands Réseaux Électriques à Haute Tension, Session 1964, 203, pp. 1～22, 1964
- 10) 村山朔郎・柴田 徹：粘土のレオロジー的特性について，土木学会論文集，第40号，pp. 1～31, 1956
- 11) Terzaghi, K. : Theoretical Soil Mechanics, John Wiley and Sons Inc., pp. 35～41, 1951
- 12) Majer, J. : Zur Berechnung von Zugfundamenten, Österreichische Bauzeitschrift, Heft 5, pp. 85～90, 1955
- 13) 日本建築学会：鉄塔構造計算基準・同解説，pp. 132～147, 1962 (1966.5.19・受付)